

**Hajlékony útpályaszerkezetek mérete-
zése talajstabilizációk figyelembevételével**



**Magyar Mérnöki Kamara
Kiadványsorozata 37.**

Hajlékony útpályaszerkezetek méretezése talajstabilizációk figyelembevételével

**MMK FAP azonosító:
2019/116-EFAT**

Sopron, 2019. szeptember 30.

A sorozat szerkesztője:
NAGY GYULA
a Magyar Mérnöki Kamara elnöke

Készült a Magyar Mérnöki Kamara Erdőmérnöki, Faipari és Agrárműszaki Tagozatának gondozásában, a 2019. évi Feladat Alapú Pályázatok pénzügyi keretéből.

A kiadvány a Magyar Mérnöki Kamara tulajdona. Másolása, teljes terjedelmében való közzététele csak a Kamara engedélyével lehetséges. Minden jog fenntartva.

Szerző:
Primusz Péter, PhD.

Lektorálta:
Tóth Csaba, PhD.

Kiadó:

Magyar Mérnöki Kamara
1094 Budapest, Angyal u. 1-3.
info@mmk.hu, www.mmk.hu

TARTALOMJEGYZÉK

1. Bevezetés	7
2. Hajlékony útpályaszerkezetek méretezése	10
2.1. Méretezési rendszerek.....	10
2.2. Az erőtani méretezés alapelve	11
2.3. Útpályaszerkezetek erőjátéka és számítása.....	15
2.3.1. Szerkezeti adatok.....	15
2.3.2. Külső kerékterhelés.....	16
2.3.3. Mértékadó igénybevételek.....	17
2.3.4. Határigénybevételek	18
2.3.5. A méretezés végrehajtása.....	18
2.4. Méretezési kritériumok	19
3. WESLEA méretező szoftver ismertetése	22
3.1. Hozzáférés.....	22
3.2. Általános ismertető	22
3.3. Pályaszerkezeti jellemzők.....	23
3.3.1. Anyagtípus.....	24
3.3.2. Rugalmassági modulus	24
3.3.3. Poisson-féle tényező.....	24
3.3.4. Rétegvastagság	24
3.3.5. Rétegtapadás	25
3.4. Kerékterhelés.....	26
3.5. Vizsgálati pontok.....	27
3.6. Eredmények	28
3.7. Élettartam.....	29
3.8. Fáradási károsodás.....	30
3.9. Koordinátarendszer	31
4. A Mohr-féle feszültségelmélet	32
4.1. Feszültségállapot.....	32
4.2. Főfeszültségek és főirányok.....	34
4.3. Tetszőleges síkon ébredő feszültségek számítása.....	36
4.4. A feszültségállapot Mohr-féle ábrázolása	37

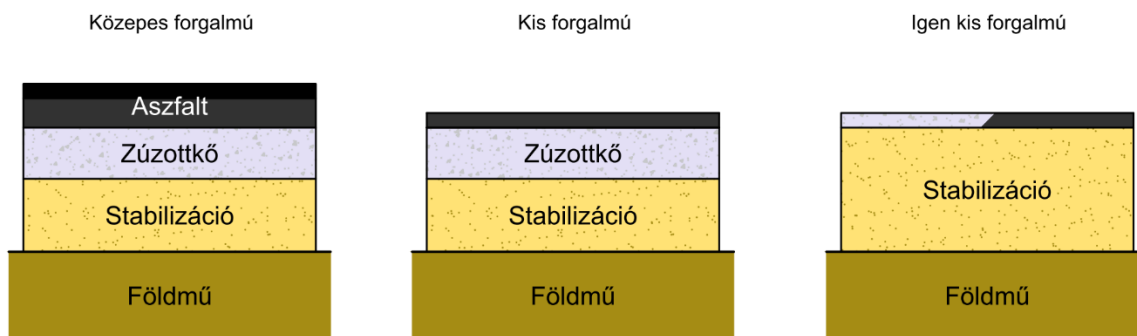
4.5.	A Mohr-Coulomb törési feltétel.....	41
4.6.	A tönkremeneteli határgörbe kísérleti meghatározása	43
4.6.1.	Egyirányú nyomókísérlet.....	44
4.6.2.	Háromtengelyű nyomókísérlet.....	45
4.6.3.	Egyirányú szakító-húzóvizsgálat	46
4.6.4.	Hasító-húzóvizsgálat.....	46
5.	Gyakorlati méretezés	49
5.1.	A méretezés folyamata.....	49
5.2.	Hajlékony útpályaszerkezetekben ébredő igénybevételek számítása.....	50
5.3.	Talajstabilizációk méretezése	54
5.3.1.	Cementtalaj stabilizáció vastagsági méretezése	54
5.3.2.	Meszes talajstabilizáció vastagsági méretezése	58
6.	Összefoglalás	62
7.	Mellékletek.....	63
8.	Irodalom	73

1. Bevezetés

Az anyagmozgatással kapcsolatos forgalmat alkotó nehézjárművek terheit a pályaszerkezet és a talajból épített földmű hordozza. A talaj mellett az útpályaszerkezetek másik ősidőktől használt útépitési anyaga a kő. A kőanyagok termelése, törése, osztályozása és helyszínre szállítása meglehetősen költséges, különösen Magyarországon, ami földrajzi elhelyezkedése és geológiai viszonyai miatt kőben szegény ország. Nem kedvező talajadottságok esetén a szerkezeten belül csak az igen értékes zúzottkő vagy aszfalt-rétegek vastagságnövekedésével lehet az elvárt forgalmi teljesítményt biztosítani. Hazai körülmények között főleg a kötött talajok jelentenek problémát a különösen csapadékos területeken. Az útpályaszerkezet tervezésekor ezért a legkedvezőtlenebb helyen és körülmények között is elérhető minimális földmű teherbírásra szokás tervezni. Ez a megközelítés jelentős leegyszerűsítése a problémának, mivel tapasztalati tény, hogy a víztartalomtól és a tömörségtől függően minden talajnak van olyan állapota, amikor jó a teherbírása és így útpályának is megfelel. Ha a talaj kedvező tulajdonságait valamilyen eljárással állandósítani tudjuk, akkor a talaj *stabilizálásáról* beszélünk. A hazai talajok jelentős része (kötött és szemcsés egyaránt) megfelelő javítóanyag (cement, mész, bitumen, pernye) hozzáadásával és tömörítésével alkalmassá tehető arra, hogy az utak teherhordó pályaszerkezetének részét képezze (1-1. ábra). A talajstabilizációk pályaszerkezetben elfoglalt helyét a mező- és erdőgazdasági utaknál a tervezési forgalom nagysága szerint szokás meghatározni (Kosztka és Péterfalvi 2001):

- közepes forgalmú ($5 \cdot 10^4 - 1 \cdot 10^5$) utak alsó alaprétege,
- kis forgalmú ($1 \cdot 10^4 - 5 \cdot 10^4$) utak (ide tartoznak a nagyobb forgalmú mezőgazdasági és erdészeti utak) alapja,
- igen kis forgalmú ($\leq 1 \cdot 10^4$) utak (mint a mezőgazdasági és erdészeti utak) burkolata vékony zúzottkő vagy bitumenes lezárással.

A mező- és erdőgazdasági utakkal szemben, a közutaknál a talajstabilizáció a földmű felső javítórétegeként jelenik meg, ami már nem tartozik a pályaszerkezethez. A pályaszerkezet méretezésekor ennek a javítórétegnek a felületén mérhető együttes teherbírást tekintjük a földmű mértékadó teherbírásának és nem vizsgáljuk külön, a stabilizáció terhelésre adott fizikai válaszát. Szilárdságtani számításokkal igazolható, hogy növekvő forgalmi ($> 10^6$) igénybevételeket már nem lehet gazdaságosan ellensúlyozni a hagyományosan alkalmazott szemcsés (FZKA) vagy hidraulikus kötésű (C_{KT}) alaprétegek nagyobb vastagsági méretével, csak a földmű teherbírásának javításával. Ezért célszerű lenne – az eddigi gyakorlattól eltérően – a talajstabilizációs réteget, mint pályaszerkezeti réteget, külön méretezni. Jelen útmutató fogalmi rendszere nincs összhangban teljesen az országos közúthálózatra érvényes Útügyi Műszaki Előírásokkal, ezért csak mező- és erdőgazdasági magánutak útpályaszerkezeteire alkalmazható.



1-1. ábra. A talajstabilizációk javasolt pályaszerkezetben elfoglalt helye

A talajstabilizációk méretezése a következő két fő feladatot foglalja magába gazdasági utaknál Kézdi (1967) szerint:

- 1.) A stabilizált réteg vastagsági méretének meghatározása, a stabilizáció és az altalaj szilárdsági jellemzőinek és a terhelő járművek kerékterhelésének ismeretében.
- 2.) A kiválasztott stabilizálási módszer sajátosságainak megfelelően a felhasználandó stabilizáló anyag mennyiségének és beépítés módjának rögzítése.

A második feladattal ebben az útmutatóban nem foglalkozunk, arról Kubányi (2017), Péterfalvi, Primusz és mtsai. (2014), és Péterfalvi, Kosztka és mtsai. (2008) munkáiból tud tájékozódni az érdeklődő olvasó. Mielőtt a vastagsági méretezésre kitérnénk, vizsgáljuk meg, hogy a legegyszerűbb kétrétegű stabilizációs szerkezet milyen módon mehet tönkre. Ha a talajstabilizáció szilárdsága nem kielégítő, akkor a forgalom hatására morzsolódik, majd kis darabokban összetöredezik. Ha viszont az altalaj teherbírása nem megfelelő, akkor a fellépő nagyobb lehajlások miatt fog a stabilizációs réteg nagyobb darabokra repedni. A leírtak szerint a stabilizációs réteg tönkremenetelének vizsgálatakor a következő két tényezőt kell figyelembe vennünk (Kézdi 1951):

- a stabilizáció anyagának nyírószilárdságát, és
- az altalaj függőleges terhelés alatti alakváltozási képességét.

A fenitek alapján beláthatjuk, hogy a stabilizációs rétegek vastagsági méretezésekor egyik tényezőt sem hagyhatjuk figyelmen kívül. A feladat megoldásához olyan számítási módszerre van szükségünk, amely lehetővé teszi egy kétrétegű rendszerben a kerékterhelés hatására keletkező feszültségek és alakváltozások meghatározását. Erre a célra a hajlékony útpályaszerkezetek méretezésére kidolgozott mechanisztikus modellek felhasználhatók. A numerikus számításokat ma már számítógépes programok segítik, ezért az ilyen irányú ismereteket sem tudjuk nélkülözni. A legnagyobb nehézséget ma még az eredményül kapott feszültség és alakváltozás állapotok helyes értelmezése

adja. Egy lehetséges út, hogy a nyomó- és húzó-főfeszültségekhez tartozó Mohr-féle körök és a stabilizáció nyírószilárdságát jellemző Coulomb-féle törési egyenes alapján végezzük el a vastagsági méretezést. Jelen útmutatóban az előbbiekben felvázolt méretezési feladathoz szükséges legfontosabb elméleti és gyakorlati ismerteket fejezetekre bontva tárgyaljuk.

A „Hajlékony útpályaszerkezetek méretezése” c. fejezetben röviden összefoglaljuk az erőtan méretezés és a mechanisztikus útpályaszerkezet modellek legfontosabb ismereteit. Kitérünk a leggyakrabban használt méretezési kritériumokra is. A mérnöki számításokhoz a WESLEA for Windows méretező alkalmazást használjuk, a program részletes működését a 3. fejezet tartalmazza. A programmal kapott mértékadó feszültségek értelmezéséhez a 4. fejezetben megtalálható Mohr-féle kördiagramot és a Mohr-Coulomb szerinti törési feltételt fogjuk használni. A talajstabilizációk törési határgörbéjének felvételéhez javasolható laboratóriumi kísérletekről is szót ejtünk a 4. fejezetben. Az elméleti ismeretek után az 5. „Gyakorlati méretezés” c. fejezetben három kis forgalmú útpályaszerkezet példáján keresztül ismertetjük a talajstabilizációk vastagsági méretezését. A példák célja, hogy az olvasó megértse, hogy a mechanisztikus útpályaszerkezet modellek eredményei, hogyan kapcsolhatók össze a laboratóriumban elvégzett anyagvizsgálatokkal. Végül, a törési határkritérium alapján elvégezzük – kellő biztonságra – a vastagsági méretezést. Az eljárás megismerése után a kritikus olvasó jogosan fogja felróni az útmutatónak, hogy túl sok feltételezést és közelítést tartalmaz a valósághoz képest. Ezzel vitatkozni nem lehet, de mivel minden szerkezeti variációt egységesen ugyanaz a „rendszerhiba” terhel, így végeredményben a szerkezeti variációk egymással jól összehasonlíthatók és a közöttük található fő különbségek fogják a tervezőmérnököt a helyes szerkezet irányába terelni.

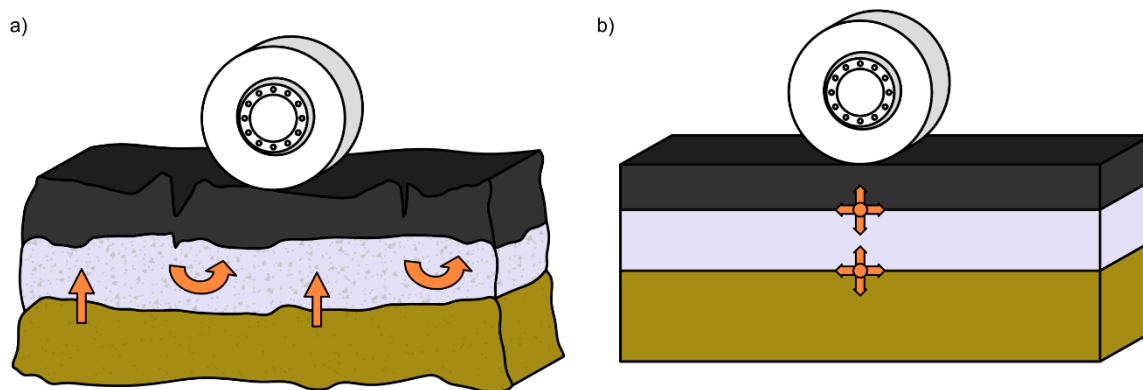
2. Hajlékony útpályaszerkezetek méretezése

2.1. Méretezési rendszerek

Az útpályaszerkezet viselkedését leíró modelleket Ullidtz (1998) szerint két nagy csoportra bonthatjuk (2-1. ábra): empirikus és mechanisztikus. Az empirikus modellek a régmúlt megfigyeléseiből, tapasztalataiból készítenek valószínűségi, statisztikus leírásokat. A mechanisztikus modellek ezzel szemben a rendszer viselkedésének leírására törekednek. Hogyan működik az útpályaszerkezet kérdésre keresik a választ. Útpályaszerkezetek méretezésére mind a kettő megközelítés felhasználható. A ma használatos legfejlettebb méretezési módszerek ún. szemimpiikusak, az elnevezés arra utal, hogy bizonyos kölcsönhatásokat még tapasztalati összefüggésekkel vesznek figyelembe, míg másokat tisztán elméleti úton számítanak.

Az empirikus pályaszerkezet méretezési eljárások igen nagyot fejlődtek az 1950-es és 1960-as évek fordulóján. Ebben az időszakban dolgozták ki a gyakorlati megfigyeléseken, nagyminta kísérleteken és elméleti elgondolásokon alapuló empirikus és szemimpiikus méretezési módszereket. A kísérletek alatt valósághű körülmények között vizsgálták a pályaszerkezetek tönkremenetelét, melynek eredményeit statisztikai módszerekkel értékelték ki. Az empirikus eljárások fő előnye, hogy a tényleges leromlási folyamat megfigyelésén alapulnak. Hátrányuk, hogy a kísérlet alatt felállított modell csak a kísérlet körülményei között érvényes. Sok esetben viszont akkor is kénytelenek vagyunk használni a tapasztalati modellt, amikor a feltételek azt már egyébként nem tennék lehetővé.

A szakmai igények és a növekvő forgalmi igénybevételek miatt, csakhamar előtérbe kerültek a mechanikai alapokon nyugvó eljárások. Ezt támasztja alá az Európai Unió által finanszírozott AMADEUS (2000) kutatás zárójelentése is, ami kimutatta, hogy bár Európában – és világszerte másutt is – többféle megközelítéssel élnek az útburkolatok méretezésére, alapvető közös jellemzőjük mégis az, hogy a pályaszerkezetben a tengelysúlyok áthaladásának hatására keletkező erők, feszültségek és alakváltozások számításán alapulnak. Ezek a mechanikai alapú méretezési módszerek a pályaszerkezetet rugalmasságtani alapon számítható szerkezetként fogják fel, és jellemzően Burmister (1943) parciális differenciálegyenleteivel fogalmazhatók meg. Mivel az egyenletek megoldása igen nagy számítási munkát igényel, azért kezdetben erre a célra grafikon-sorozatok, nomogramok készültek, később pedig számítógépes programokat fejlesztettek ki (ALISE, BISAR, WESLEA). Közös jellemzőjük, hogy a számításhoz előzetesen rögzíteni kell a pályaszerkezeti rétegek számát, továbbá vastagságát, rugalmassági modulusát, illetve Poisson-féle tényezőjét és lehetőség szerint a rétegek közötti együttdolgozás mértékét.



2-1. ábra. Empirikus (a) és mechanisztikus (b) pályaszerkezet modellek

Tetszőleges terhelési adatokat inputként alkalmazva ezt követően lehetséges a pályaszerkezet tetszőleges pontjában az ébredő feszültségek, illetve fajlagos alakváltozások meghatározása.

A pályaszerkezet modellekben használt parciális differenciálegyenletek közelítő megoldására a véges elemek módszere (VEM) is felhasználható, jelenleg ez tekinthető az útpályaszerkezetek méretezésének legfejlettebb eszközrendszerének.

Hazánk első szemiempirikus méretezési rendszere az 1965-ben hatályba lépő Hajlékony Útpályaszerkezetek Méretezési Utasítása (HUMU) volt. A módszer az 1958-59-es AASHO útkísérletek tapasztalatain alapult. A növekvő szakmai igények miatt, 1992-ben leváltotta a mechanikai számításokkal igazolt új magyar méretezési típus-útpályaszerkezet katalógus rendszer. A katalógus szerkezeteit az erőtani méretezés elvei alapján állították össze, és használják még ma is (Nemesdy 1992).

2.2. Az erőtani méretezés alapelve

Az erőtani méretezés számítási modell segítségével ellenőrzi, hogy a teherhordó szerkezet a tervezett élettartam alatt a felvett geometriai méretekkal az erőtani követelményeket kellő biztonsággal képes kielégíteni (Szalai 2006). A számítási modell a valóság leegyszerűsítésével készült, csak a lényegesnek ítélt jegyeket tartalmazó elméleti konstrukció, amely egy vizsgált jelenség matematikai leírására szolgál. Ebből következik, hogy a számítási modellekkel kapott eredmények az alkalmazott egyszerűsítések miatt a valóságtól többé-kevésbé eltérnek.

Az erőtani követelmények a teherhordó szerkezet céljából, feladatából és használatának körülményeiből következnek. A teherhordó szerkezetnek egyrészt képesnek kell lennie a terhekkel és egyéb fizikai hatásokkal szembeni ellenállásra, másrészt a szerkezet viselkedésének (azaz az előbbi hatásokra való reagálásának) összhangban kell lennie az építmény használhatóságának feltételeivel.

A kellő biztonság fogalma arra utal, hogy a mérnöki tervezés szükségszerűen kockázatvállalással jár. A kockázatvállalás abból fakad, hogy a létesítendő szerkezet geometriai felépítése, anyagtulajdonsága, viselkedése és külső terhei kisebb-nagyobb mértékben – kedvező vagy kedvezőtlen irányban – mindig eltérnek attól, mint amit a tervezéskor feltételezünk. A vállalt kockázat elfogadható mértékét műszaki döntés határozza meg, amit legtöbbször gazdasági számításokkal támasztanak alá. A döntés fokozott etikai felelősséget is kíván, mivel a teherhordó szerkezetekkel szemben támasztott követelményeket az emberélet és más jelentős értékek megóvása érdekében állították fel.

Az erőtani méretezés két fontos alapfogalmat definiál: állapotjellemző és határérték. A teherviselő szerkezet a külső erők hatására reagálva valamilyen állapotba kerül. A kialakult állapot számszerű jellemzésére felhasználható igénybevételeket *állapotjellemzőknek* (S) nevezzük. A teherviselő szerkezet legfontosabb állapot-jellemzői a terhek, az igénybevételek, a feszültségek, az alakváltozások és az elmozdulások. Minden állapotjellemzőhöz tartozik egy olyan *határérték* (R), amelynél nagyobb a terhelt szerkezet az erőtani követelmények megsértése nélkül már nem tud felvenni. Ezt a mennyiséget az adott állapotjellemző határértékének vagy korlátjának tekintjük. Az állapotjellemzőknek az alkalmazott méretezési előírás szerint számított, a határállapotok elérése szempontjából legkedvezőtlenebb értékei a *mértékadó* igénybevételek. Az erőtani méretezés alapelve szerint a szerkezet akkor felel meg az erőtani követelményeknek, ha a tervezett élettartam alatt a vizsgált állapotjellemző mértékadó értéke kisebb vagy egyenlő, mint a neki megfelelő korlát. Ezt az alapelvet a méretezés alapegyenlete (egyenlőtlensége) fejezi ki matematikai formában:

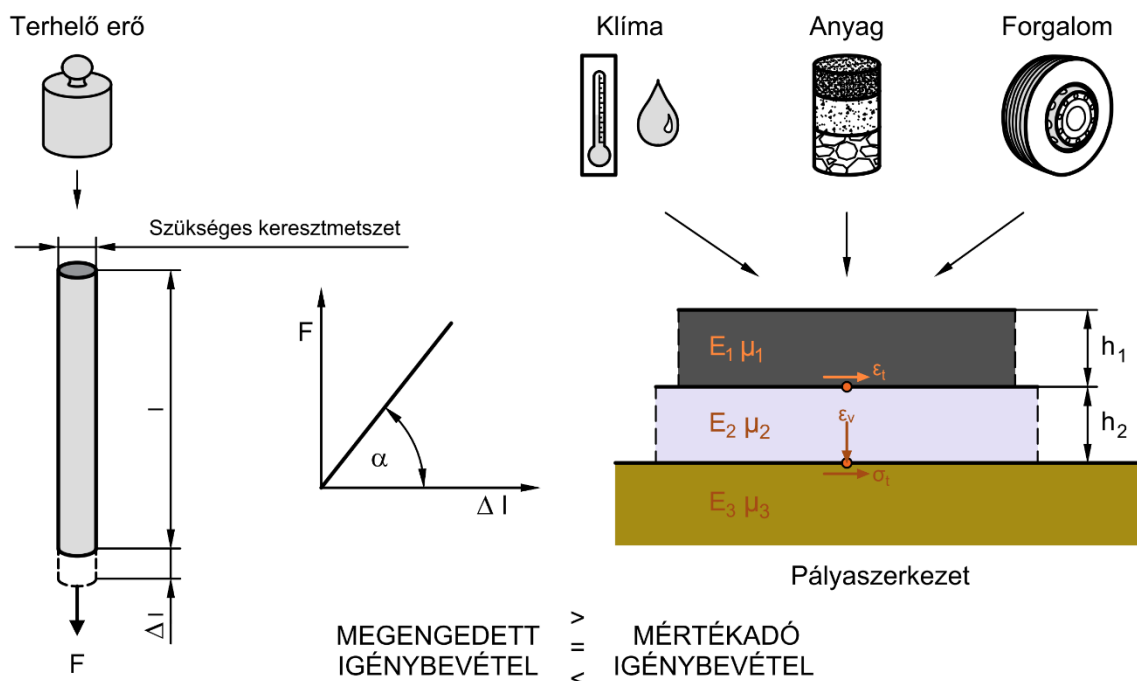
$$S_M \leq R_H \quad (2.1)$$

ahol

S_M = az állapotjellemzők mértékadó értékei
 R_H = az állapotjellemzők megengedett, illetve határértékei

A határállapotok azok az állapotok, amelyek túllépésekor a teherhordó szerkezet már nem elégíti ki az erőtani követelményeket. Az állapotjellemzők határértékét kísérleti vizsgálatokkal vagy mechanikai módszerekkel elméleti úton lehetséges meghatározni. Az erőtani méretezés folyamata három fő részre bontható:

1. A terhelő erők és hatások felvétele, meghatározása.
2. A szerkezet mechanikai modelljének felvétele és megoldása.
3. Az első két pont alapján számított állapotjellemzők és megfelelő korlátok összehasonlítása.



2-2. ábra. Az erőtan mértezés elve

A módszert röviden a központosan húzott rudak mértezésén keresztül mutatjuk be, mielőtt rátérnénk az útpályaszerkezetekre (2-2. ábra). A feladat kétféleképpen jelentkezhethet:

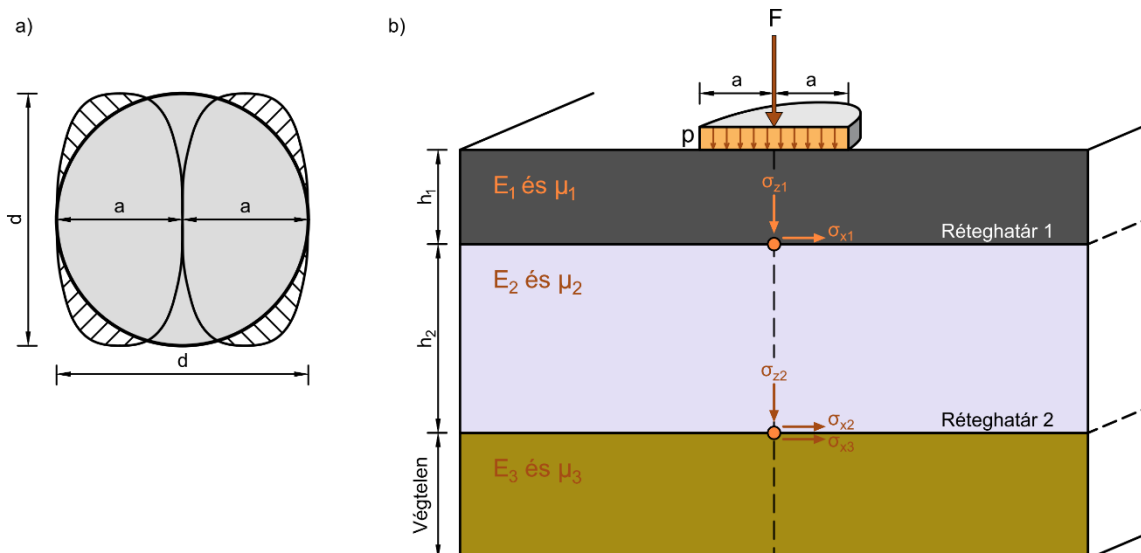
- vagy (mérteivel és anyagával) már adott egy központosan húzott szerkezet,
- vagy pedig valamely adat már rendelkezésre áll, de nem mind, és nekünk kell megállapítani a hiányzó adatot.

Az első esetben *ellenőrzésről*, a második esetben pedig *tervezésről* beszélünk. Mindkét esetben a mértezés $R_H \geq S_M$ alapegyenletét alkalmazzuk. Teherbírási határállapotnak tekintünk a rúdban bármilyen jellegű törést vagy az anyag képlékeny alakváltozásának megindulását.

Ellenőrzésnél adott a rúd hasznos keresztmetszete (A_h), a rúd határfeszültsége (σ_H) és a szabványelőírásoknak megfelelően meghatározott húzóerő nagysága (F_H). Feszültség-összehasonlításnál a rúd megfelel, ha a rúd anyagának határfeszültsége nagyobb, mint a mértékadó feszültség:

$$\sigma_H \geq \sigma_M = \frac{F_M}{A_h} \quad (2.2)$$

Igénybevétel-összehasonlításnál a rúd megfelel, ha a rúd határereje (F_H) nagyobb, mint a rúd mértékadó terhe, vagyis a rúdban működő húzóerő (F_M):



2-3. ábra. A kerékterhelés (a) és szerkezet (b) mechanika modellje

$$F_H = A_h \sigma_H \geq F_M \quad (2.3)$$

Mind a két vizsgálat teljesen egyenértékű.

Tervezésnél adott a húzóerő nagysága (F_M) és a rúd határfeszültsége (σ_H), a feladat pedig a keresztmetszet A_h méretének meghatározása. A feladatot a (2.3) összefüggés átrendezésével oldhatjuk meg:

$$A_h \geq \frac{F_M}{\sigma_H} \quad (2.4)$$

Előfordulhat tervezéskor az a feladat is, hogy a rúd mérete – a rendelkezésre álló hely miatt – kötött és ilyenkor a húzóerő F_M nagysága és a keresztmetszet A_h ismeretében keressük azt a σ_H anyagminőséget, ami kielégíti a (2.3) feltételt.

Az útpályaszerkezetek ugyanolyan teherviselő szerkezetek, mint a hagyományos teherhordó szerkezetek (falazatok, pillérek, oszlopok, gerendák), így méretezésük sem sokban különbözik az eddig leírtaktól. A statikai modell felírása után ki kell mutatni, hogy a pályaszerkezet tervezett élettartama alatt a külső erők legkedvezőtlenebb fellépésének várható értéke alapján számított feszültségek, alakváltozások egyetlen ún. veszélyes vagy kritikus pontban sem éri el a megfelelő korlát megengedett értékét. Sajnos útpályaszerkezeteknél a megengedhető igénybevételek helyes felvétele komoly nehézségekbe ütközik. Ennek egyik oka, hogy míg a hagyományosnak tekinthető teherhordó szerkezeteknél a teherbírasi határállapot egyértelműen megfogalmazható (repedés vagy törés képében), addig ez útpályaszerkezeteknél nem lehetséges. Gondoljunk csak arra, hogy egy erősen repedezett és kátyús útpálya még sokáig képes – az úthasználók

nemtetszése ellenére is – a forgalom biztonságos lebonyolítására. Így nem beszélhetünk mértékadónak nevezhető egyszeri terhelésről, ami alapján a méretezés elvégezhető lenne. Az útpályaszerkezeteket ugyanakkor nem egyszeri és állandó, hanem ismétlődő, eltérő gyakoriságú és mértékű igénybevételek fárasztják, aminek hatására idővel tönkremennek. Ez a tönkremenetel folyamatos állapotváltozásban nyilvánul meg, amit az úthasználó az egyenletesség romlásában, a kialakuló repedésekben és kereknyomokban tapasztal. Az útpályaszerkezeteknek tehát az élettartamuk alatt egy ún. *szolgáltatási színvonalat* kell az úthasználók felé nyújtaniuk, a lehető legkisebb építési és fenntartási költségek mellett. Ezért a méretezési feladat is ennek a szolgáltatási színvonalnak a tervezett élettartamon belül egy *elvárható értéken* tartásához szükséges terhek, anyagok és rétegvastagságok meghatározásáról szól.

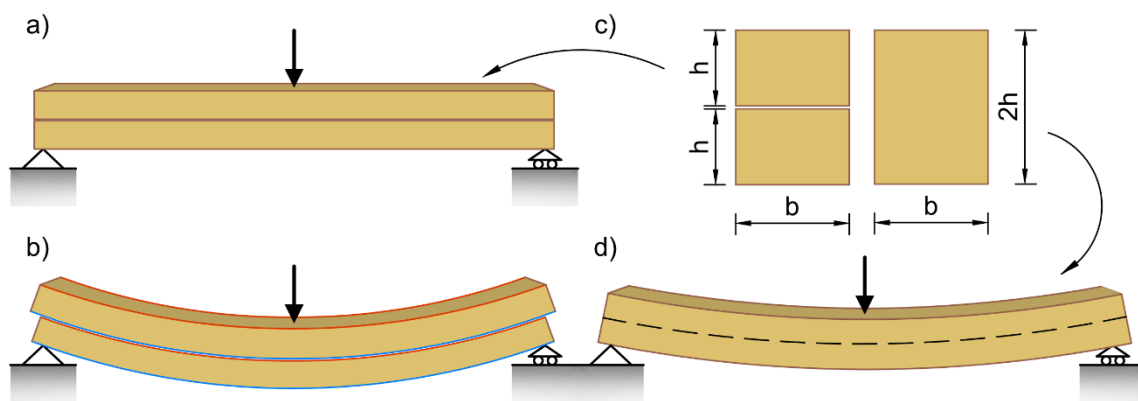
2.3. Útpályaszerkezetek erőjátéka és számítása

A szerkezet erőjátékán alapuló mechanikai méretezési eljárások az útpályaszerkezeteket rugalmas, izotróp végtelen féltéren (úttükrön) fekvő, többrétegű hajlékony lemezrendszerként kezelik. A szerkezeten belül egy réteget a rá jellemző rugalmassági modulus (E), Poisson-féle tényező (μ) és rétegvastagság (h) ír le. Ennek a három paraméternek az ismeretében a szerkezet mechanikai modellje a 2-3. b) ábrának megfelelően összeállítható. A legfelső réteg felszínén ható kerékterhelés hatására a többrétegű rendszer bármely belső pontjában létrejövő feszültség, megnyúlás és elmozdulás számítható.

A pályaszerkezet méretezés elve nagyon egyszerű, megegyezik bármely más egyszerű tartószerkezet méretezési gyakorlatával. A külső kerékterhelés következtében ébredő kritikus igénybevételeket kell összevetni azokkal a határigénybevételekkel, amelyeket még a rétegek az anyagi tulajdonságaikból adódóan képesek elviselni.

2.3.1. Szerkezeti adatok

A számításhoz előzetesen rögzíteni kell az útpályaszerkezetet alkotó rétegek (anyagok) fajtáit és azok együttdolgozásának mértékét (2-3. b) ábra). A klasszikus útpályaszerkezet tervezés szabályai szerint a rétegek merevsége felülről lefelé csökken, a rétegek vastagsága pedig nő. A rétegfajták kiválasztásához a különböző műszaki előírások és a már bevált szerkezetek ismerete ad útbaigazítást a tervezőmérnöknek. A legtöbb méretezési eljárás képes a rétegek közötti együttdolgozás figyelembevételére, mivel két réteg egymáshoz való tapadása az egyik legfontosabb pályaszerkezet építési követelmény. Két határesetet különböztetünk meg:



2-4. ábra. Kétfás tartó

- a rétegek tökéletesen tapadnak egymáshoz, vagy
- a rétegek közötti érintkezési felület teljesen súrlódásmentes, ezért elcsúsznak egymáson.

Ezt a hatást legkönnyebben az ún. kétfás tartón keresztül lehet bemutatni (2.4 ábra). A tartó két, egymásra helyezett, téglalap keresztmetszetű fagerendából áll. Ha a gerendák között nincs kapcsolat (még a súrlódástól is eltekintünk), akkor a két gerenda individuálisan külön-külön dolgozik, együttes merevségük és teherbírásuk az egy gerendára számítható merevség és teherbírás kétszerese. Ha az egymásra helyezett gerendák csatlakozási felületén az elcsúszást megakadályozzuk, azaz az individuális tartókat egységbe szervezzük, az együttműködő tartók alakváltozása lecsökken, merevsége és teherbírása megnő! A $2h$ magasságú együttdolgozó keresztmetszet másodrendű nyomatéka a külön-külön számolt másodrendű nyomatékok összegének a négyszerese, a hajlításra számított határnyomatéki teherbírása a külön-külön számított határnyomatékok összegének kétszerese.

A réteghatárok jellegének helyes felvétele már kifejezett technológiai tapasztalatokat igényel a tervezőtől, így pl. egy aszfaltréteg és egy kötőanyag nélküli szemcsés alapréteg kapcsolatát kizárólag a súrlódás biztosítja, amit általában el szoktunk hanyagolni. Fontos megjegyeznünk végül, hogy a réteghatár a számított igénybevételek nagyságára jelentős hatással van! A szerkezeti adatok után a külső kerékterhelés következik a mechanikai modell felírásában.

2.3.2. Külső kerékterhelés

Az utak pályaszerkezetére jutó közvetlen terhelést (önsúly és raksúly) a nehéz szállítójárművek gumiabroncsainak közvetlen nyomása adja át az út felületére. A terhelésből adódó nyomóerő (F) mindig megoszlik a kerék felfekvési felületén (A). A felületegységre eső fajlagos nyomás (p) átlagos értéke:

$$p = \frac{F}{A} \quad (2.5)$$

A kísérletek szerint az átadódó nyomóerő eloszlása a kerékabroncs fajtájától erősen függ. Merev abroncsú keréknél az érintkező felület derékszögű négyszög. A legnagyobb fajlagos nyomóerő a felület közepén keletkezik, melynek értéke az átlagos fajlagos nyomás 1,75-szörösével egyenlő.

Légtömölős gumiabroncsnál a felfekvési felület ellipszis alakú, nagysága erősen függ a belső légnyomás nagyságától. Előírásnak megfelelő légnyomás esetén az útfelületre ható legnagyobb fajlagos nyomás és az átlagos fajlagos nyomás gyakorlatilag egyenlő. Az így átadott (p) felületi nyomás körülbelül azonosnak tekinthető a gumiabroncsok előírt belső légnyomásával (megengedett kerékterhelés esetén), melynek közel legnagyobb értéke tehergépkocsik esetében 700 kPa (7 bár). Abban az esetben, ha a két ellipszis alakú felületet (ikerabroncs) egy körrel helyettesítjük, akkor felírható az (F) kerékterhelés nagysága az $A = a^2\pi$ terhelő körfelülettel (2-3. a) ábra):

$$F = A \cdot p = a^2\pi p \quad (2.6)$$

A hazánkban alkalmazott 100 kN-os egységtengely terhelésnek $F = 50$ kN terhelőerő felel meg kerekenként. Így a várható maximális kör alakú terhelés a sugara a következőképpen számítható:

$$a = \sqrt{\frac{F}{\pi p}} \quad \text{és} \quad a \approx 150 \text{ mm}$$

A legtöbb méretezési eljárás az útpályaszerkezetet terhelő kerékterhelést a fenti $a = 150$ mm sugarú körtárcsán megoszló $p = 710$ kPa nagyságú egyenletesen megoszló erőrendszerrel veszi számításba. Léteznek olyan méretező szoftverek, amelyekben a terhelési felület alakja nemcsak kör, hanem négyszög alakú is lehet. Ezekben az alkalmazásokban a terhelési felület mellett a talpfeszültség eloszlást is meg lehet adni. A „pontosabb” modellek viszont nem mindig jobbak, mivel több paraméter értékét kell helyesen felvennie a tervezőmérnöknek. Ha a felvett paraméterek pedig nem jól írják le a modellezett problémát, akkor az elvileg helyesebb modell rosszabb eredmények fog adni, mint egy jó közelítő számítás.

2.3.3. Mértékadó igénybevételek

A szerkezeti adatok és a külső kerékterhelés felvétele után lehetővé válik a pályaszerkezet egy tetszőleges pontjában ébredő feszültségek, fajlagos alakváltozások és elmoz-

dulások számítása. A bonyolult és nehézkes számítások gyors elvégzését ma már méretező szoftverek támogatják (ALIZE, BISAR, WESLEA). A méretezési feladat megoldásánál rendszerint megelégszünk azzal, hogy csak a terhelés tengelyében a kritikus helyeken ismerjük ezeket az igénybevételeket, mivel ezek lesznek mértékadók. A mértékadó igénybevételek helye a kohézióval rendelkező szerkezeti anyagok esetében a terhelés tengelyében a réteg alsó szála, a kohézióval nem rendelkező szerkezeti anyagok esetében (szemcsés rétegek és földmű) a réteg teteje. A korszerű, mechanikai alapú pályaszerkezet méretezési eljárások – az adott anyag fáradási tulajdonságai alapján – a következő igénybevételeket számítják a rétegekben:

- legalsó aszfaltréteg alsó szálában ébredő vízszintes (ε_t) fajlagos megnyúlást,
- hidraulikus kötésű rétegek alsó szálában keletkező (σ_t) húzófeszültséget,
- szemcsés réteg, illetve földmű esetén a réteg felszínén keletkező fajlagos függőleges (ε_v) összenyomódást.

Aszfaltréteg esetén a megnyúlás, mint igénybevétel használatát az indokolja, hogy a nem rugalmas – azaz a Hooke-féle anyagtörvényt nem követő – anyagok esetében a feszültség a relaxáció miatt időben változik, míg a megnyúlás érték változatlan marad.

2.3.4. Határigénybevételek

Az útpályaszerkezetet alkotó különféle útépitési anyagok fáradási határigénybevételét laboratóriumi fárasztó vizsgálatokkal lehet meghatározni. A fáradási repedések megjelenésének szempontjából az anyag Wöhler-féle görbéjéről olvashatjuk le a tervezési forgalomhoz tartozó határigénybevétel értékét. Szemcsés anyagoknál és a földműnél általában nem a konkrét anyagra, hanem az anyagcsoportra – kellő biztonsággal – jellemző összefüggéseket használnak a különböző méretezési rendszerek.

2.3.5. A méretezés végrehajtása

Az erőtan méretezés elve szerint, a külső kerékterhelésből adódó mértékadó igénybevételek (S_M) nem haladhatják meg, a még károsodás nélkül elviselhető (a tervezési élettartam alatt várható egységtengely áthaladási szám alapján meghatározott) határigénybevételeket (R_H). Ezt az alapelvet a méretezés alapegyenlete (2.1) fejezi ki:

$$S_M \leq R_H$$

Ha a számított mértékadó igénybevétel nagyobb, mint a megengedett határigénybevétel, akkor a szerkezet NEM FELEL MEG, az anyagjellemzők és a rétegvastagságok újraszámítása szükséges. Ha a számított mértékadó igénybevétel kisebb, mint a megengedett határigénybevétel, akkor a szerkezet mechanikai szempontból MEGFELEL, és a

túlméretezés ellenőrzése után a rétegvastagságokat véglegesíteni kell az építhető vastagságok figyelembevételével. Hajlékony útpályaszerkezetek esetében tulajdonképpen két fő méretezési kritériumot alkalmazunk: a fáradási- és a deformációs kritériumot.

A fáradási (repedési) kritérium szerint a legalsó aszfaltréteg alsó szálában ébredő vízszintes (ε_t) fajlagos megnyúlás a fáradási nyúlásnál legyen kisebb:

$$\varepsilon_t \leq \varepsilon_t(N) \quad (2.7)$$

ahol $\varepsilon_t(N)$ fáradási megengedett nyúlás a tervezési élettartam alatt előrebecsült nehézármű forgalomból adódó egységtengely-áthaladási számtól (N) függ.

A deformációs kritérium szerint a földmű talajára jutó fajlagos függőleges (ε_v) összenyomódás legyen kisebb, mint az előtte meghatározott egységtengely-áthaladási számtól (N) a talajra megengedhető $\varepsilon_v(N)$ határérték:

$$\varepsilon_v \leq \varepsilon_v(N) \quad (2.8)$$

Ezen utóbbi kritérium magában foglalja a túl nagy nyomvályúképződés, vagyis a maradó alakváltozások elleni védekezés kritériumát is. Az útpályaszerkezetek méretezésénél használt kritériumokról bővebben a következő szakaszban ejtünk szót.

2.4. Méretezési kritériumok

Az erőtan méretezés elve szerint, a hajlékony útpályaszerkezetek méretezéséhez a mértékadó igénybevételeken túl, szükséges van még a megengedhető határértékekre is. A határigénybevételeket laboratóriumi vizsgálatok kiértékelése és megépült kísérleti útszakaszokon végzett megfigyelések alapján felállított ún. szemiempirikus teljesítményegyenletekkel szokás felvenni. A méretezési gyakorlatban legtöbbször előforduló *méretezési kritériumok* a következők:

- lehajlási kritérium,
- fáradási kritérium,
- összenyomódási kritérium és
- törési kritérium.

A **lehajlási kritérium** jellemzően az empirikus modellek elsődleges méretezési kritériuma. Használatának alapját az 1950-es és 1960-as években elvégzett nagyléptékű út-kísérletek eredményei adják. Statisztikai összefüggésekkel kimutatható, hogy a teljes rendszer teher alatti d_0 lehajlása egyértelműen előre vetíti azt az N tengelyismétlődési számot, amit a pályaszerkezet élettartama alatt nagyobb károsodás nélkül még el tud viselni. A tervezett pályaszerkezet maximális lehajlásának tehát kisebbnek kell lennie,

mint amit az élettartam alatt jelentkező nehéz forgalom megenged. A lehajlási kritérium a teljes útpályaszerkezetet egyben jellemzi, nem lehet a segítségével az egyes rétegek teljesítményére külön-külön következtetni.

A **fáradási kritérium** más alapon közelíti meg a pályaszerkezet élettartamát. Itt jellemzően a vizsgált anyag alsó szálában fellépő húzófeszültségek vagy megnyúlások, valamint laboratóriumi fáradási görbék együttes felhasználásával számítják a tönkremenetelhez szükséges ismétlődési számot. Főleg kötött, kohézióval rendelkező útépitési anyagoknál (pl. aszfaltbeton, hidraulikus kötésű cementstabilizáció, sovány beton alap) alkalmazható. Hajlékony útpályaszerkezeteknél a legalsó aszfaltréteg alján ébredő vízszintes ε_t fajlagos megnyúlásnak nem szabad nagyobbak lennie, mint amit a fáradási görbe a tervezési forgalom alapján megenged. Ez az egyik legfontosabb méretezési kritérium, hiszen a fáradási repedések megjelenése után az útburkolat rohamosan leromlik. A fáradási élettartamot minden rétegre kiszámíthatjuk, ha rendelkezünk teljesítményegyenlettel. Talajstabilizációs útalapoknál a laboratóriumi fáradási vizsgálatok rendszerint azt mutatják, hogy a stabilizációk igen érzékenyek a hajlításból származó húzófeszültségekre. Mallela és mtsai. (2004) munkája meszes stabilizáció fáradási viselkedésére a következő modellt javasolja:

$$\log(N_f) = \frac{k_1 \beta_1}{k_2 \beta_2} \left(\frac{\sigma_r}{\sigma_f} \right) \quad (2.9)$$

ahol

- N_f = az a tengelyáthaladási szám, amelynél a fáradási repedés még nem jelentkezik
- σ_r = a réteg alsó szálában ébredő maximális húzófeszültség
- σ_f = a réteg 28 napos hajlító-húzószilárdsága
- k_1, k_2 = globális kalibrációs tényezők
- β_1, β_2 = helyi (nemzeti) kalibrációs tényezők

Az összefüggést eredetileg az M-E Pavement Design Guide-ban (2008) cementstabilizációs útalapokra dolgozták ki. Felhasználását nehezíti, hogy a regressziós együtthatókat a helyi körülményeknek megfelelően, tapasztalati úton kell felvenni. Szerencsére az útpályaszerkezetek többrétegű számításai azt mutatják, hogy a közúti forgalmi terhelésre méretezett szerkezetekben nem a stabilizációs réteg fáradása lesz a mértékadó, hanem a felette elhelyezkedő aszfaltréteg alulról felfelé meginduló repedési. Ezzel szemben a kisforgalmú (pl. mezőgazdasági) utak vékonyabb pályaszerkezeteinél, már nem ez tapasztalható. A fáradási kritérium rávilágít arra, hogy egy adott anyagot (pl. aszfaltkeveréket) nem minősíthetünk csak a rugalmassági modulusa alapján, mindig ismernünk kell a fáradási tulajdonságokat is hozzá.

Az **összenyomódási kritérium** talajok és szemcsés anyagok esetében alkalmazható. A földmű kifáradásáról akkor beszélünk, ha a járműterhelésnek a pályaszerkezet által lecsökkentett hatása még olyan magas marad, hogy az a talaj maradó deformációját és ezzel a pályaszerkezet nyomvályúsodását okozza. A mechanikai útpályaszerkezet méretezési rendszerek a megengedhető talajigénybevételt a függőleges ε_v fajlagos összenyomódással szokták kapcsolatba hozni. A forgalmi terhelési szinthez megengedhető összenyomódási értéket, empirikus útkísérletek, kísérleti útszakaszok tapasztalati alapján felállított teljesítmény-egyenletekkel becsülik előre. A deformációs kritérium elvileg nem csak talajokra, hanem talajstabilizációkra, zúzottkőrétegek és szemcsés alaprétegek ellenőrzésére is felhasználható. Gyakorlatilag viszont még nem rendelkezünk ezen anyagok esetében széles körben elfogadott modellekkel.

A **törési kritérium** a teherbírási határállapotot (nevének megfelelően) egy adott mértékadó egyszeri terhelés hatására kialakuló repedés vagy törés képében fogalmazza meg. Ez a klasszikus megközelítés talajok, talajstabilizációk, ritkábban szemcsés útalapok esetében szokás alkalmazni. Törés akkor következik be, ha a fellépő nyírófeszültség legyőzi a rendelkezésre álló nyírószilárdságot. Az ilyen összefüggéseket leíró egyenleteket képlékenységi (vagy törési) feltételnek szokás nevezni. Talajokra, talajstabilizációkra a Coulomb-féle feltétel használatos. A külső kerékterhelés hatására a kohézióval rendelkező anyagok esetében a réteg alsó szálában ébredő nyomó és húzó főfeszültségekhez tartozó Mohr-kör és a Coulomb-féle törési egyenes segítségével a törési határállapot vizsgálható. Az MnPAVE eljárás szemcsés anyagból épült útalapoknál nem a réteg alján, hanem a réteg közepén javasolja a főfeszültségeket meghatározni, és a törési határállapotot ellenőrizni (Bly, Tompkins, és Khazanovich 2010). A kritériumot elsősorban kisforgalmú utak pályaszerkezeteinek méretezésénél ajánlják használni, mivel itt még jobban támaszkodunk az altalaj teherfelvevő képességére.

A bemutatott kritériumok közül a talajstabilizációs rétegek méretezésére leginkább a törési kritérium felel meg. Ennek egyik oka, hogy jelenleg még nem rendelkezünk nemzeti szinten kidolgozott és elfogadott teljesítményegyenlettel a fáradási viselkedés előrejelzésére. Másrészt az ilyen irányú fejlesztések gyakorlati hasznát nagyban csökkenti az a megfigyelés, miszerint a talajstabilizáció mindig egy új anyagot hoz létre. Ezért a fáradási vizsgálatok helyett, az adott stabilizációs keverék törési egyenesét célszerű meghatározni és az alapján a méretezést végrehajtani.

3. WESLEA méretező szoftver ismertetése

A WESLEA (Waterways Experiment Station Layered Elastic Analysis) egy hagyományos mechanikai elveken nyugvó többrétegű útpályaszerkezet elemző szoftver, amit az amerikai hadsereg mérnök-műszaki hadtestje (U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station Engineer Research and Development Center) fejlesztett ki Van Cauwelaert (1985) munkáját felhasználva.

A program első verziója PC és MS-DOS környezetben futott, később a Minnesotai Egyetemen David Timm és Bjorn Birgisson dolgozta át Windows operációs rendszerre (WESLEA for Windows). A WESLEA program maximum öt homogén és izotrop anyagtulajdonságokkal rendelkező réteg feszültség és alakváltozás állapotát tudja meghatározni. Ez a legtöbb gyakorlati feladatra elégséges. A WESLEA for Windows egy nagyon felhasználóbarát szoftver, ezért ebben a fejezetben részletesen bemutatjuk a program felépítését, működését.

3.1. Hozzáférés

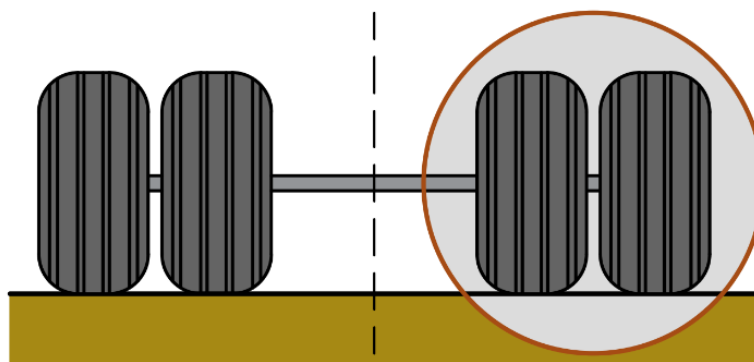
A WESLEA for Windows alkalmazás szabadon letölthető Dr. David H. Timm weboldaláról: <http://www.eng.auburn.edu/users/timmdav/Software.html>

Dr. Timm a WESLEA for Windows és a PerRoad programok társfejlesztője, PhD fokozatát a Minnesotai Egyetemen szerezte, és 2001 óta az alabamai Auburn Egyetem professzora. Fő kutatási területe a mechanikus elveken nyugvó útpályaszerkezet méretezési rendszerek és a gyorsított teljesléptékű útkísérletek. A WESLEA for Windows szoftver készítésénél a fejlesztők mindent megtettek azért, hogy hibamentes legyen, ennek ellenére mégis maradhattak benne működési rendellenességek. Ezért csak saját felelősségünkre használjuk az alkalmazást. Az észrevételeket a programmal kapcsolatosan Dr. Timm e-mail címre lehet beküldeni: timmdav@eng.auburn.edu

3.2. Általános ismertető

A WESLEA for Windows egy mechanikai elveken nyugvó általános útpályaszerkezet elemző szoftver. A program segítségével számítani lehet, az útpályaszerkezet reakcióját a külső kerékterhelés hatására. A reakciót a szerkezet tetszőleges pontjaiban meghatározott feszültségek, nyúlások és alakváltozások fejezik ki.

A számított igénybevételekkel megjósolható az útpályaszerkezet élettartama a fáradási repedések és vagy nyomvályúsodás szempontjából. A következő bekezdésben röviden összefoglaljuk a szoftver használatának általános menetét.



3-1. ábra. Fél tengelyterhelés

A program elindításakor célszerű rögtön kiválasztani a használni kívánt mértékegységrendszert. A WESLEA for Windows alapértelmezetten a Brit mértékegységrendszert (Imperial Unit System) használja, de kiválaszthatjuk a Units menüből az SI (metrikus) Nemzetközi Mértékegységrendszert is. A bemeneti (input) adatoknak három fő típusa van:

- szerkezeti adatok (structure),
- kerékterhelési adatok (loads) és
- vizsgálati pontok (evaluation).

A bemeneti adatok az Input legördülő menüponton belül elérhető dialógusablakokon keresztül adhatók meg. A bevitel után a program kész a számítások elvégzésre. A szimmetria miatt csak a féltengelyterhelés okozta igénybevételeket számítja a program (3.1 ábra). A számítási eredmények megtekintéséhez válasszuk ki a főmenüből az Output → View Output... legördülő menüpontot.

Szabványos terhelési konfiguráció kiválasztása esetén viszont a pályaszerkezet hátralévő élettartamát a program automatikusan számítja (lásd később). A szoftver a pályaszerkezet élettartamát az empirikus úton felállított fáradási- és nyomvályúsodási teljesítményegyenletekkel jósolja meg. Ha a vizsgálati pontoknál nem az alapbeállításokat használtuk, akkor az eredmények (output) megjelenése előtt a szoftver egy figyelmeztető ablakot jelenít meg. A program arra figyelmeztet, hogy a pályaszerkezet hátralévő élettartamát a felhasználónak kell meghatároznia.

3.3. Pályaszerkezeti jellemzők

A pályaszerkezet jellemzőinek megadásához válasszuk ki a főmenüből az Input → Structure... legördülő menüpontot. A megjelenő grafikus képernyőn keresztül adhatjuk meg a szerkezet jellemzőit (structural information). A szoftver 2-5 db pályaszerkezet réteget tud kezelni. Minden rétegre meg kell adni a következő adatokat:

- anyagtípus (material type),
- rugalmassági modulus (Young's modulus),
- Poisson-tényező (Poisson's ratio),
- rétegvastagság (thickness) és
- rétegtapadás (slip condition).

A rétegeket leíró adatokat kellő körültekintés mellett szükséges megadni, hiszen a számítás eredménye nagymértékben függ ezektől. Minden réteg rendelkezik egy azonosítóval (layer identifier) amivel hivatkozni lehet rá. Ez a sorszám egyértelműsíti, hogy egy vizsgálati pont melyik pályaszerkezet-rétegben értelmezendő.

3.3.1. Anyagtípus

A program 5 féle anyagtípust definiál (aszfaltbeton (asphalt concrete, AC), cementbeton (portland cement concrete, PCC), szemcsés alap (granular base, GB), talaj (soil), kőzet (rock)). Minden anyagtípust a rá jellemző rugalmassági modulus és Poisson-tényező ír le. Ha más anyagtípust, vagy olyan rugalmassági modulus akarunk beállítani, amit a program nem támogat, akkor az egyéb (other) opciót kell kiválasztani.

3.3.2. Rugalmassági modulus

A mechanikai számításokban a réteg merevségét a rugalmassági azaz Young-modulusa (E) jellemzi. Amikor egy útépitési anyagot kiválasztunk, akkor a program automatikusan felveszi az anyagra jellemző merevségi értéket. A program által javasolt Young-modulust egy előre rögzített értéktartományon belül szabadon megváltoztathatjuk. A 3.1 táblázat foglalja össze a különböző útépitési anyagok rugalmassági modulusait.

3.3.3. Poisson-féle tényező

A Poisson-féle tényező (μ) dimenzió nélküli mennyiség, ami a keresztirányú alakváltozás és a hosszirányú alakváltozás viszonyát írja le. Nem jellemzi az anyag rugalmasságát vagy merevségét, csak azt a módot, ahogy alakváltozást szenved. Amikor egy konkrét anyagtípust kiválasztunk, akkor a program automatikusan felveszi az anyagra jellemző Poisson-féle tényező értéket és tartományt. A tartományon belül bármely érték felhasználható a számításokhoz. A 3.2 táblázat foglalja össze a különböző anyagtípusok Poisson-féle tényezőit.

3.3.4. Rétegvastagság

A rétegek h vastagsága 0 és 2537 cm között állítható, ez utóbbit a végtelen féltér szimulálására használjuk a számításoknál. A legalsó pályaszerkezeti rétegnél automatikusan ezt az értéket állítja be a szoftver.

3-1. táblázat. Az útépitési anyagok jellemző rugalmassági modulusai

Anyagtípus	Rugalmassági modulus [MPa]		
	Minimum	Alapértelmezett	Maximum
Aszfaltbeton (AC)	552	3447	13790
Cementbeton (PCC)	13790	27579	48263
Szemcsés alap (GB)	35	138	345
Talaj (Soil)	21	83	207
Kőzet (Rock)	3447	6845	27579
Egyéb (Other)	3	6895	68948

3-2. táblázat. Az útépitési anyagok jellemző Poisson-féle tényezői

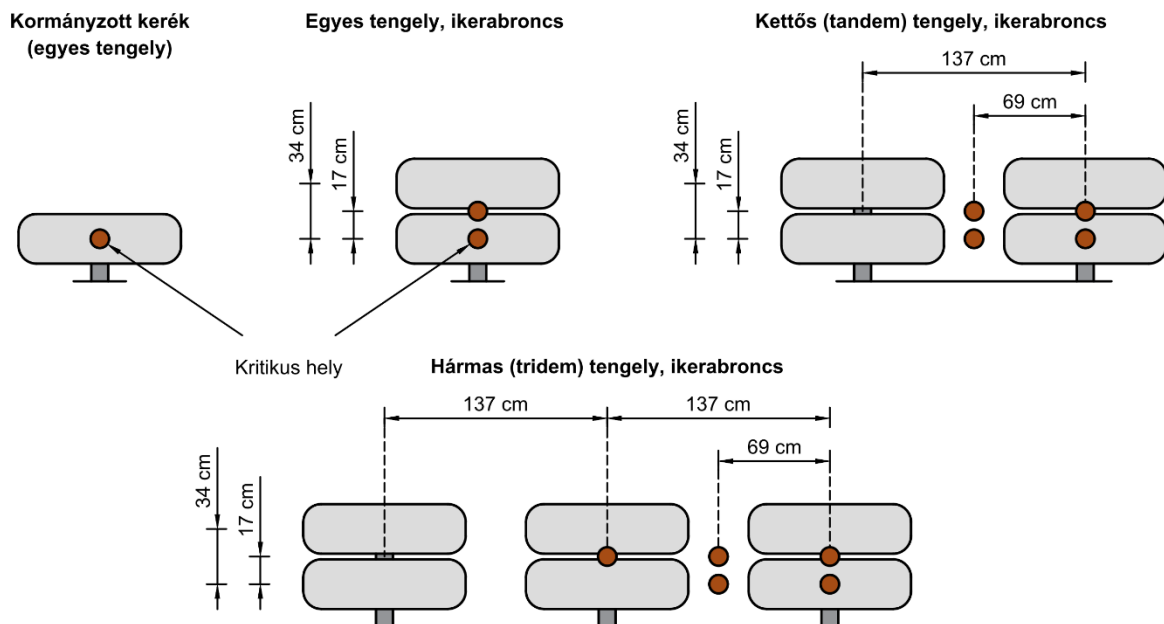
Anyagtípus	Poisson-féle tényező [-]		
	Minimum	Alapértelmezett	Maximum
Aszfaltbeton (AC)	0,15	0,35	0,40
Cementbeton (PCC)	0,14	0,18	0,25
Szemcsés alap (GB)	0,35	0,40	0,45
Talaj (Soil)	0,20	0,45	0,50
Kőzet (Rock)	0,10	0,15	0,25
Egyéb (Other)	0,10	0,35	0,50

Ezért egy új réteg felvételekor mindig győződjünk meg arról, hogy az alapértelmezett 2537 cm-es értéket a réteg valódi vastagságának megfelelően átírtuk.

3.3.5. Rétegtapadás

Két egymáson fekvő réteg együttműködését írja le a csúszás (slip) paraméter:

- csúszás (slip) = 1,0 a teljes tapadás esete,
- csúszás (slip) = 0,0 pedig a teljes (súrlódásmentes) elcsúszás esete.



3-2. ábra. Szabványos előre definiált kerékelrendezések

A rétegek közötti elcsúszás mértékét 0 és 1 közötti számmal lehet megadni a programban.

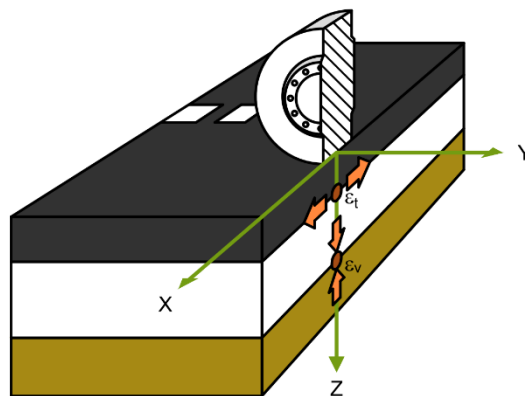
3.4. Kerékterhelés

Az útpályaszerkezet kerékterhelését, az ún. terhelési konfigurációk segítségével adhatjuk meg. A szimmetria miatt csak a fél tengelyterhelés okozta igénybevételeket számítja a program. Négy szabványos terhelési konfiguráció érhető el:

- Egyes (single) tengely, ikerabroncs
- Kettős (tandem) tengely, ikerabroncs
- Hármás (tridem) tengely, ikerabroncs
- Kormányzott kerék (steer)

A 3-2. ábra mutatja be az előre definiált kerékelrendezéseket, a piros körök azokat a pontokat jelzik, ahol a kritikus igénybevételek fellépnek. A szabványos beállításokon kívül egy ötödik (other) lehetőséget is felkínál a program, ahol a felhasználó adhatja meg a kerekek számát (max. 20 db) és helyzetét (x, y koordináta).

Olyan estek is vizsgálhatók a programmal, amikor a terhelő erő, vagy a keréknyomás (érintkezési felület) gumiabroncsonként eltérő. Ha a grafikus képernyőn a terhelési beállításoknál bejelöljük az uniform négyzetet, akkor azonos beállítások fognak vonatkozni az összes kerékre.



3-3. ábra. Kormányzott kerék kritikus igénybevételei a pályaszerkezeten belül

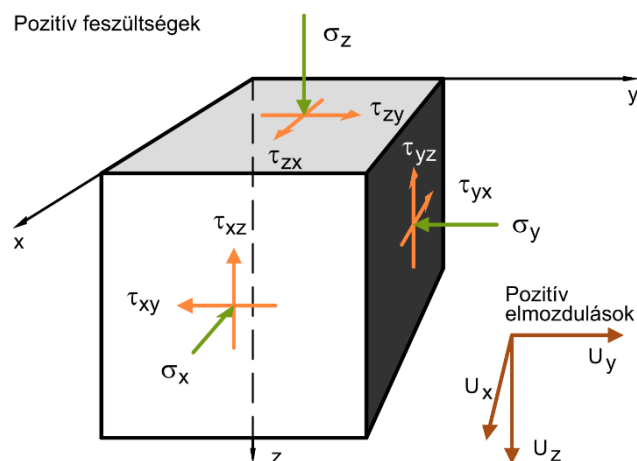
Egy kerékterhelést a terhelő erő (load magnitude) és a keréknyomás (tire pressure) együtt határoz meg. A terhelő erő nagysága a tengelyterhelésből a gumiabroncsokra jutó terheléssel egyezik meg kN-ban megadva. Ez azt jelenti, hogy egy 80 kN-os négy gumiabroncsos tengely esetén egy kerékre 20 kN terhelés jut. A keréknyomás jó közelítéssel megegyezik a gumiabroncsok előírt belső légnyomásával, aminek jellemző értéke tehergépkocsik esetében 700 kPa. A program a terhelő erő nagysága és a keréknyomás alapján számítja ki a kerék és a burkolat kör alakú érintkezési felületét.

Minden kerékterhelés rendelkezik egy azonosítóval (load identifier), amivel hivatkozni lehet rá a terhelési konfiguráción belül. Ez a sorszám teszi egyértelművé, hogy a grafikus felületen megadott kerékterhelés, keréknyomás, és x, y koordináta érték melyik kerékre is vonatkozik. A Next (következő) vagy Previous (előző) Load gombokkal lehet lépkedni a konfiguráció kerékterhelései között.

A maximális tengelyáthaladási szám (tervezési forgalom vagy élettartam) megadása akkor szükséges, ha a hátralévő élettartamot is ki akarjuk számolni.

3.5. Vizsgálati pontok

A pályaszerkezet vizsgálati pontjainak megadásához válasszuk ki a főmenüből az Input→Evaluation... legördülő menüpontot. A megjelenő dialógusablak segítségével lehet megadni azoknak a pontoknak a koordinátáit, ahol meg akarjuk kapni a kerékterhelés hatására a pályaszerkezetben keletkező feszültségeket, alakváltozásokat és elmozdulásokat. Az általános gyakorlat szerint a pályaszerkezet két jellemző mélységében határozzuk meg a kritikus igénybevételeket (3.3. ábra). A legfelső aszfalréteg alsó szálában keletkező vízszintes nyúlás a fáradási élettartamról, míg a földműréteg tetején keletkező függőleges összenyomódás a nyomvályúsodási élettartamról ad felvilágosítást.



3-4. ábra. Feszültségek és elmozdulások előjeles értelmezése

Ha szabványos terhelési konfigurációt választottunk (szóló, tandem, tridem vagy kormányzott), akkor a vizsgálati pontokat automatikusan felveszi a program. A pontok x és y koordinátái közvetlenül a gumibroncsok alatt és a gumibroncsok között találhatók, mivel itt lépnek fel a legnagyobb igénybevételek.

Ha nem szabványos terhelési konfigurációt választottunk (other), vagy nem a fent említett két pontban szeretnénk meghatározni az igénybevételeket, akkor kézzel kell megadni a vizsgálati helyek adatait. Ehhez először a szabványos helyek jelölőnégyzet (Standard Location?) kijelölését kell megszüntetni. Ezt követően be kell írni a vizsgálandó pontok számát (max. 50). Minden pont rendelkezik egy azonosítóval (location identifier) amivel hivatkozni lehet rá. Ez a sorszám teszi egyértelművé, hogy a grafikus felületen megadott x, y, z koordináta és rétegazonosító melyik pontra is vonatkozik. A rétegazonosító mondja meg, hogy a pont melyik pályaszerkezeti rétegben értelmezendő. Ez utóbbi akkor válik különösen fontossá, ha a vizsgálat hely z koordinátája két réteg határán van. A Next (következő) vagy Previous (előző) Location gombokkal lehet lépkedni a vizsgálati helyek között.

3.6. Eredmények

A számítási eredmények megtekintéséhez válasszuk ki a főmenüből az Output→ViewOutput... legördülő menüpontot. A megjelenő párbeszéd ablak foglalja össze a méretezési program eredményeit. Abban az esetben, ha kerékterhelés megadásánál nem az alapbeállításokat használtuk, akkor az eredmények (output) megjelenése előtt a szoftver arra figyelmeztet, hogy a pályaszerkezet hátralévő élettartamát a felhasználónak kell meghatároznia.

A Location Identifier csoportban a beállított vizsgálati pontok közül az aktuális azonosítóját láthatjuk, aminek az eredményeit a program listázza. A Location Datacsoport az

aktuális vizsgálati pont rétegazonosítóját és x , y és z koordinátáját mutatja. A Location Control csoporton belüli Next (következő) vagy Previous (előző) Location gombokkal lehet lépkedni a vizsgálati pontok között. A program mindig az aktuális vizsgálati pontban meghatározott feszültség, alakváltozás és elmozdulás értékeket mutatja a Model Output csoportban:

- normális (σ_x , σ_y és σ_z) feszültségek (kPa),
- nyíró (τ_{yz} , τ_{xz} és τ_{xy}) feszültségek (kPa),
- normális (ε_x , ε_y és ε_z) fajlagos alakváltozások (microstrain, μs),
- és az u_x , u_y és u_z elmozdulások (mikrométer).

A program előjeles értékeket ad eredményül, a nyomás (+) és a húzás (–). Az előjelek értelmezését a 3.4 ábra segíti. A fajlagos alakváltozás „microstrain”-ben van kifejezve, ami a m/m dimenzió nélküli szám 10^6 -szorosa.

A Pavement Life csoportban találjuk a pályaszerkezet tervezési (applied) forgalmát és a reakciókból számított megengedhető (allowed) fáradási és nyomvályúsodási élettartamát egységtengely áthaladásban kifejezve. A relatív károsodási (damage) értéket a Palmgren-Miner-féle hipotézis (részletesen lásd 3.8 pont) segítségével számolja a program. A számítás eredményeit végül az Export Data gomb segítségével xls illetve txt kiterjesztésű fájlokba konvertálhatjuk (tabulátoros elválasztás mellett).

3.7. Élettartam

A pályaszerkezet hátralévő élettartamát a program csak akkor számítja, ha szabványos terhelési konfigurációt választottunk. Minden más esetben a program a felhasználóra bízta annak meghatározását. A klasszikus megközelítés szerint az ismétlődő kerékterhelés hatására keletkező hajlítóhúzófeszültségek fáradási repedéseket okoznak az aszfaltrétegek alsó szálában. Ezért a fáradási élettartam szempontjából a legfelső pályaszerkezeti réteg alsó szálában ébredő maximális vízszintes (ε_t) fajlagos alakváltozást (megnyúlást) tekintjük mértékadónak. A szoftver a pályaszerkezet fáradási élettartamát az illinois-i egyetemen kidolgozott empirikus teljesítményegyenlettel számítja:

$$N_f = 2,83 \cdot 10^{-6} \left(\frac{10^6}{\varepsilon_t} \right)^{3,148} \quad (3.1)$$

ahol

- N_f = az a tengelyáthaladási szám, amelynél a fáradási repedés még nem jelentkezik [db]
 ε_t = a legfelső réteg alsó szálában ébredő maximális vízszintes (ε_t) fajlagos nyúlás [μs]

Mivel a pályaszerkezeti réteg alsó szálában húzás lép fel (ε_x , ε_y), a program ezt a számított eredmények negatív előjelével jelöli. A fenti összefüggésbe viszont előjel nélkül kell behelyettesíteni.

A földmű kifáradásáról akkor beszélünk, ha az ismétlődő kerékterheléséből származó (a pályaszerkezet által már lecsökkentett) nyomófeszültségek olyan magasak, hogy az a legalsó réteg maradandó deformációját okozza. Ezek a deformációk a burkolat felszínén nyomvályúk formájában is jelentkezhetnek. A szoftver a pályaszerkezet élettartamát a 12,5 mm -es nyomvályúképződés szempontjából a következő empirikus teljesítményegyenlettel számítja:

$$N_r = 1,00 \cdot 10^{16} \left(\frac{1}{\varepsilon_v} \right)^{3,870} \quad (3.2)$$

- N_r = az a tengelyáthaladási szám, amelynél a nyomvályúsodás még nem jelentkezik [db]
 ε_v = a legalsó (földmű) réteg felszínén keletkező fajlagos függőleges (ε_v) összenyomódás [μ s]

A fenti összefüggésbe a legalsó réteg felső szálában jelentkező maximális függőleges fajlagos összenyomódást (ε_z) kell előjelhelyesen behelyettesíteni. Mindkét felhasznált empirikus teljesítményegyenlet az Mn/ROAD tesztpálya adatain alapul.

3.8. Fáradási károsodás

A program a fáradások elemzésére a Wöhler-görbék ismeretén alapuló Palmgren-Miner által javasolt lineáris károsodási hipotézist használja fel. Ez alapján az L darab terhelési osztály által okozott összegzett fáradási károsodás mértéke a következő összefüggés szerint számítható:

$$D = \sum_{i=1}^L \frac{n_i}{N_{fi}} \quad (3.3)$$

ahol

- D = az összegzett fáradási károsodás [-]
 n_i = az i-edik terhelési osztály ismétlődési száma [db]
 N_{fi} = a tönkremenetelhez szükséges ismétlődési szám az i-edik terhelési osztályban [db]

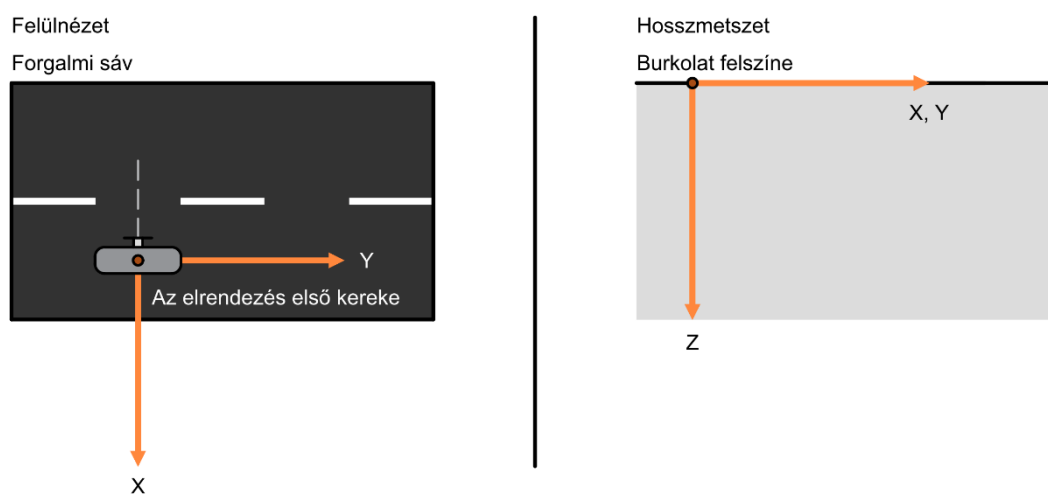
A tönkremenetelhez tartozó N_{fi} ismétlődési számot az adott anyag Wöhler-görbájéről kapjuk meg. A teljes károsodás akkor lép fel, ha az összegzett károsodás értéke egységnyivé válik:

$$D = 1$$

A Palmgren-Miner-féle károsodás tehát azt mutatja, hogy a vizsgált időpontig a teljes élettartam hány százaléka telt el.

3.9. Koordinátarendszer

A WESLEA for Windows programban az X és Y tengely határozza meg a vízszintes síkot (3-5. ábra). A pályaszerkezet függőleges Z -tengelye merőleges az XY síkra és a pozitív irány lefelé mutat. Az X tengely az útpályaszerkezet keresztirányú metszetével egyezik meg, a forgalomra merőlegesen. Az Y -tengely az útpályaszerkezet hosszirányú metszetével egyezik meg, a forgalommal párhuzamosan. A koordinátarendszer középpontja (origó) közvetlenül a terhelési konfiguráció első kerékterhelése alatt helyezkedik el.



3-5. ábra. A WESLEA for Windows program koordinátarendszere

4. A Mohr-féle feszültségelmélet

4.1. Feszültségállapot

A szilárd test belsejében lévő felületekhez tartozó *fajlagos erőket* a híres francia matematikus AUGUSTIN CAUCHY javaslatára *feszültségnek* nevezzük. A feszültség fogalmához a műszaki mechanika a következő gondolatmenettel jut. Képzeljük el, hogy egy külső erővel terhelt szilárd testet két részre vágunk egy tetszőlegesen megválasztott sík mentén. Az egyensúly és a meglévő alakváltozási állapot fenntartása érdekében a megmaradó részre erőket kell az átmetszés felületén működtetnünk. Jelöljük ki a síkmetszet P pontja körül egy elemi, dA nagyságú felületet és tegyük fel, hogy ezen ható felületi erőrendszer eredője az elemi nagyságú dF erő. A P pont körüli felület nagyságának csökkentésével dF is változik. A $dA \rightarrow 0$ határátmenetet elvégezve a dF/dA hányados egy határértékhez tart, melyet a P pont \mathbf{n} normálisú síkmetszetéhez tartozó \mathbf{q}_n feszültségvektorának nevezzük (4-1. a) ábra). A \mathbf{q}_n feszültségvektor a felület \mathbf{n} normálisával tetszőleges szöget zárhat be, és ebből következően általában felbontható egy a síkra merőleges normál- (σ_n) és a síkba eső nyíró- (τ_n) feszültség komponensre:

$$\mathbf{q}_n = \sigma_n + \tau_n \quad (4.1)$$

ahol

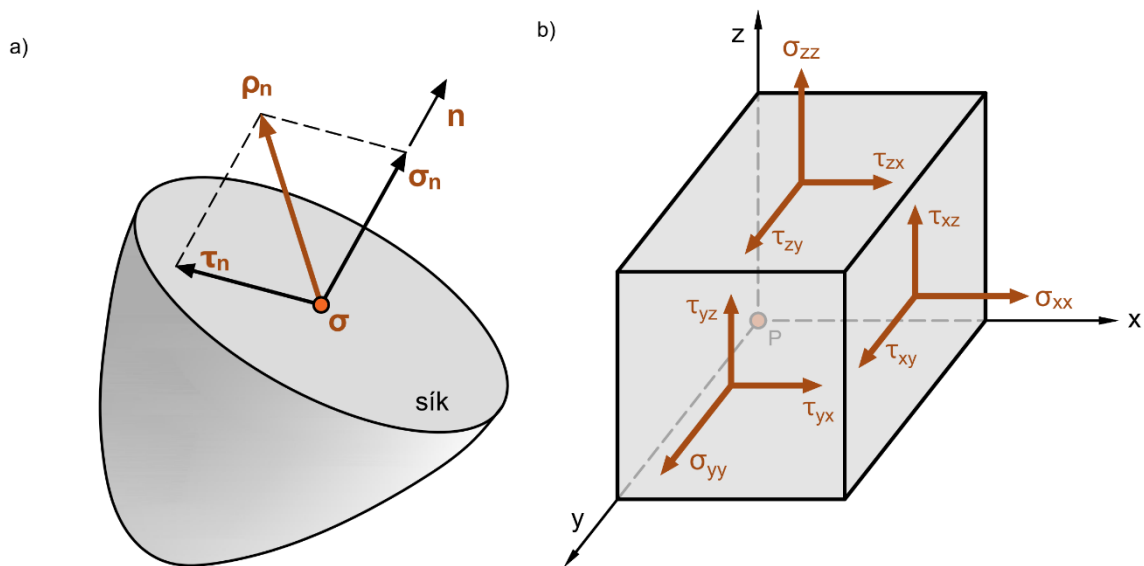
σ_n = az n normálisú síkra merőleges feszültség komponens

τ_n = az n normálisú síkba eső nyíró (csúsztató) feszültség komponens

Amennyiben a vizsgált testet a P ponton keresztül egy másik síkkal vágjuk át, akkor a P pontra működő feszültségek is általában megváltoznak, a \mathbf{q}_n feszültségvektor tehát a metszet állását jellemző \mathbf{n} normálvektor függvénye:

$$\mathbf{q}_n = f(\mathbf{n}) \quad (4.2)$$

Mivel egy pontban végtelen sokféleképpen vehetünk fel egy síkot, a ponthoz végtelen sok feszültségvektort rendelhetünk. Ezek összességét a pont *feszültségállapotának* nevezzük. A feszültségi állapot a test egy pontjához, a feszültségvektor pedig a pont valamilyen síkjához (annak normálvektorához) kapcsolódó fogalom (Szalai 2006). A feszültségi állapotot akkor tekintjük ismertnek – hiszen végtelen sok vektor megadására nyilvánvalóan nincs mód – ha tetszőleges síkhoz meg tudjuk határozni a feszültségvektort, azaz ismerjük 4.2 függvény konkrét alakját.



4-1. ábra. A feszültségvektor egy tetszőleges P pontban (a), és a feszülstégtenzor komponensei az elemi hasábon (b)

Szerencsére igazolható az egyensúlyi feltételekből, hogy egy pont feszültségi állapotát meghatározza az adott ponton át felvett, három, egymásra merőleges síkhoz tartozó feszültségvektor. Legyen ennek a három metszetnek a normálisa az x , y és z tengelyekkel egybeeső. Ekkor a három metszethez tartozó feszültségvektorok az alábbiak (Kálszky 1975):

$$\mathbf{q}_x = [\sigma_{xx} \quad \tau_{xy} \quad \tau_{xz}] \quad \text{és} \quad \mathbf{q}_y = [\tau_{yx} \quad \sigma_{yy} \quad \tau_{yz}] \quad \text{és} \quad \mathbf{q}_z = [\tau_{zx} \quad \tau_{zy} \quad \sigma_{zz}]$$

Általános esetben tehát egy pont feszültségi állapotát a fenti három feszültségvektorral, illetve azok kilenc komponensével jellemezhetjük. Ez a három vektor egyetlen matematikai fogalomban, a feszülstégtenzorban foglalható össze. A tenzor skalármennyiségek és függvények rendszere, amely vektorok bizonyos törvénynek eleget tevő lineáris transzformációját határozza meg. A feszülstégtenzor másodrendű tenzor, amely az x , y és z koordinátarendszerben egy mátrixszal adható meg:

$$\boldsymbol{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \quad (4.3)$$

Ebben a rendszerben a nyíró (csúsztató) feszültségnek kettős indexe van. Az első index azt mutatja, hogy a nyíró feszültség melyik tengelyre merőleges síkban működik, a második index pedig azt, hogy melyik tengellyel párhuzamos. A feszültségek előjelére az ún. külső normális szabály érvényes. Ha valamely síknak a test belsejéből kifelé mutató normálisa valamely koordinátatengely pozitív irányába mutat, akkor a $\boldsymbol{\sigma}$ feszültség is pozitív, ha azzal ellentétes akkor negatív. Itt meg kell jegyeznünk, hogy a műszaki

mechanika értelmezésével szemben a geotechnikában a normális feszültségek közül a nyomófeszültséget fogjuk pozitívnak tekinteni, és a húzószófeszültséget negatívnak.

A feszültségtenzor ismeretében a P ponton átfektetett bármely síkon ható feszültségvektor szimbolikusan kifejezhető:

$$\boldsymbol{q}_n = \boldsymbol{\sigma} \cdot \boldsymbol{n} \quad (4.4)$$

ahol

- $\boldsymbol{\sigma}$ = a test P pontjában érvényes Cauchy-féle feszültségtenzor
- \boldsymbol{n} = a metsző síkra merőleges egységvektor

Az így kapott \boldsymbol{q}_n feszültségvektor iránya tetszőleges, a tér bármely irányába mutathat. A feszültségtenzor komponenseit az illető pont környezetéből kivágott, a koordináta-tengelyekkel párhuzamos oldalú elemi hasábon szokás ábrázolni (4-1. b) ábra). Az elemi hasábra működő feszültségek egyensúlya alapján felírt nyomatéki egyenletekből megállapítható, hogy az azonos indexekkel rendelkező nyírófeszültségek egymással egyenlők. Ezt a nyírófeszültségek *dualitás tételének* nevezzük, melyből következik, hogy a $\boldsymbol{\sigma}$ feszültségtenzor mátrixa a főátlóra szimmetrikus:

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} \quad \text{és} \quad \tau_{xz} = \tau_{zx} \quad \text{és} \quad \tau_{yz} = \tau_{zy}$$

Ennek alapján belátható, hogy a szilárd test egy pontjának feszültségállapotát a feszültségtenzor hat független komponense egyértelműen megadja.

4.2. Főfeszültségek és főirányok

Általános esetben a vizsgált test P pontjában az n normálisú metsző síkhoz tartozó \boldsymbol{q}_n feszültségvektor φ szöget zár be az \boldsymbol{n} egységvektorral. Más szavakkal \boldsymbol{q}_n feszültségvektor iránya nem egyezik meg az \boldsymbol{n} irányával. Ilyenkor a feszültségvektor a 4.1 összefüggésnek megfelelően felbontható a felületem síkjára merőleges és a síkba eső összetevőkre. Felmerül ugyanakkor a kérdés, hogy létezik-e olyan \boldsymbol{n} irány, amelyre nézve φ szög zérus?

Matematikai úton belátható, hogy a vizsgált P ponton át három olyan egymásra kölcsönösen merőleges metszősík is fektethető, amelyekben eltűnik a τ_n nyíró (csúsztató) feszültség. Ezeket a kitüntetett irányokat *főirányoknak*, a főirányokra merőleges síkokat pedig *fősíkoknak* nevezzük. A főirányok koordináta-rendszerében a $\boldsymbol{\sigma}$ feszültségtenzor mátrixa tovább egyszerűsödik:

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix} \quad (4.5)$$

vagyis a feszültségi tenzor mátrixa diagonális. Ennek az egyszerűbb alaknak az a fizikai tartalma, hogy *egy pont feszültségi állapota mindig előállítható három egymásra merőleges főfeszültség működtetésével*. A tenzornak csupán három független feszültség komponense marad, ezeket a normális irányú feszültségeket *főfeszültségeknek* nevezzük. A σ_i ($i = 1, 2, 3$) főfeszültségeket nagyság szerint rendezettnek tekintjük, vagyis úgy választjuk meg az indexüket, hogy fennálljon a $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ reláció.

A feszültségállapot jellemzésére a főirányok koordináta-rendszerében azonban nem elegendő a három főfeszültség ismerete, azt is tudni kell, hogy egy önkényesen felvett, x , y és z koordinátarendszerhez képest az 1, 2 és 3 jelű főtengelyrendszer hogyan helyezkedik el (Szalai 2006).

A főfeszültségek ismeretében a feszültségi állapot lehet térbeli (háromtengelyű), síkbeli (kéttengelyű) vagy lineáris (egytengetű). Tapasztalat szerint az anyagok jobban elviselik a háromtengelyű nyomást vagy húzást, ha a három főfeszültség egymással közel azonos, mintha az egyik közülük kisebb.

A feszültségi állapot felbontható egy gömb- és egy deviátortenzor összegére:

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_m & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_m & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_m \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \sigma_1 - \sigma_m & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 - \sigma_m & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 - \sigma_m \end{bmatrix} \quad (4.6)$$

ahol σ_m a hidrosztatikus feszültség:

$$\sigma_m = \frac{1}{3}(\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}) \quad (4.7)$$

A gömbtenzornak megfelelő feszültségállapotot hidrosztatikai feszültségállapotnak nevezzük. Ennek jellemzője, hogy minden síkjához ugyanakkora normál feszültség tartozik és nyírófeszültségek semmilyen síkon nem hatnak. Ilyen feszültségállapot uralkodik a folyadékok belsejében. A hidrosztatikus feszültségi állapot csak rugalmas térfogatváltozással jár, így a képlékeny alakváltozás szempontjából kizárólag a σ_d deviátor feszültség a jellemző.

Megfogalmazhatjuk tehát azt a nagyon fontos állítást, hogy az anyagban képlékeny alakváltozás – általános többtengelyű feszültségi állapotban – csak akkor fog kialakulni, ha a feszültségi állapot a hidrosztatikus feszültségi állapottól meghatározott σ_d értékben eltér.

4.3. Tetszőleges síkon ébredő feszültségek számítása

A feszültséget az F terhelőerő és az A felület hányadosaként értelmezzük. Ezt a megközelítést legegyszerűbben egy hengeres alakú próbatesten lehet bemutatni (4-2. a) ábra). Feltételezzük, hogy az F erő egyenletesen oszlik meg az A körfelületen (Parry 2004):

$$\sigma_0 = \frac{F}{A} \quad (4.8)$$

A σ_0 feszültségek merőlegesek a PQ síkra, és mivel más erőhatás nem lép fel a vizsgált síkon, σ_0 egyben főfeszültség is. Most a 4.2 b) ábra alapján vegyünk fel egy olyan PR síkot, ami θ szöget zár be a tengelyre merőleges PQ síkkal (a vízszintessel). A próbatestet terhelő F erő ekkor felbontható egy a síkra merőleges F_N és egy a síkba eső F_S komponensre:

$$F_N = F \cos(\theta) \quad (4.9)$$

$$F_S = F \sin(\theta) \quad (4.10)$$

A feszültségek számításához meg kell határoznunk az ellipszis alakú PR sík területét:

$$A_p = \frac{A}{\cos(\theta)} \quad (4.11)$$

A keresett σ_θ és τ_θ feszültségeket most már tudjuk számítani a (4.9), (4.10) és (4.11) képletek alapján:

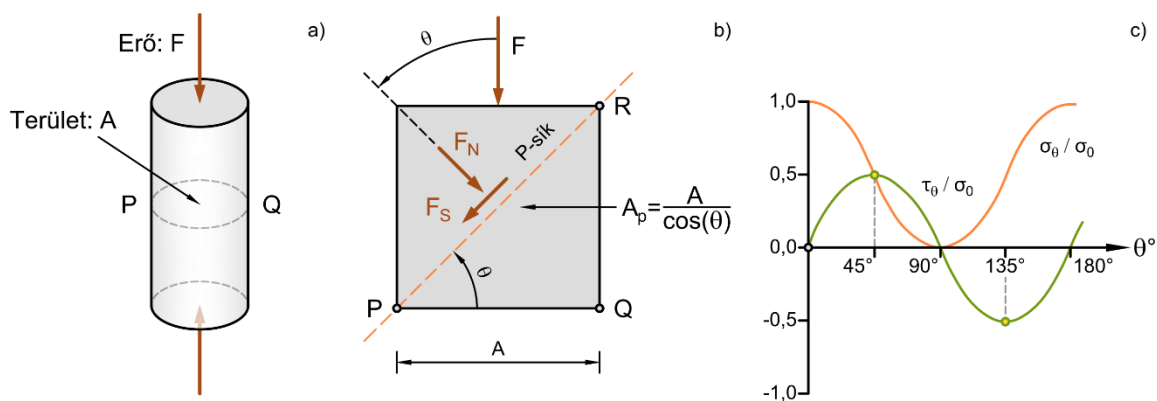
$$\sigma_\theta = \frac{F_N}{A_p} = \left(\frac{F}{A}\right) \cos^2(\theta) = \sigma_0 \cos^2(\theta) \quad (4.12)$$

$$\tau_\theta = \frac{F_S}{A_p} = \left(\frac{F}{A}\right) \sin(\theta) \cos(\theta) = \sigma_0 \sin(\theta) \cos(\theta) \quad (4.13)$$

Felhasználva az ismert trigonometrikus $\sin(\theta) \cos(\theta) = 0,5 \sin(2\theta)$ összefüggést, τ_θ a következő alakra hozható:

$$\tau_\theta = \frac{F}{2A} \sin(2\theta) = \frac{\sigma_0}{2} \sin(2\theta) \quad (4.14)$$

Behelyettesítés alapján nyilvánvaló, hogy a fellépő maximális normál feszültség értéke egyenlő a PQ síkon ható σ_0 -val. A maximális τ_θ nyírófeszültség nagyságát és irányát pedig a (4.14) függvény deriválásával kapjuk meg:



4-2. ábra. Tetszőleges síkon ébredő feszültségek számítása

Mivel $\frac{d\tau_\theta}{d\theta} = 0$, így $\cos(2\theta) = 0$ és $\theta = 45^\circ$ (vagy 135°), ezért:

$$\tau_{max} = \frac{F}{2A} \quad (4.15)$$

A σ_θ és τ_θ feszültségek θ szög szerinti változását az 4.2 c) ábra mutatja be. Látható, hogy a csúsztató feszültség $\theta = 45^\circ$ a normál feszültség pedig $\theta = 0^\circ$ mellett éri el maximumát.

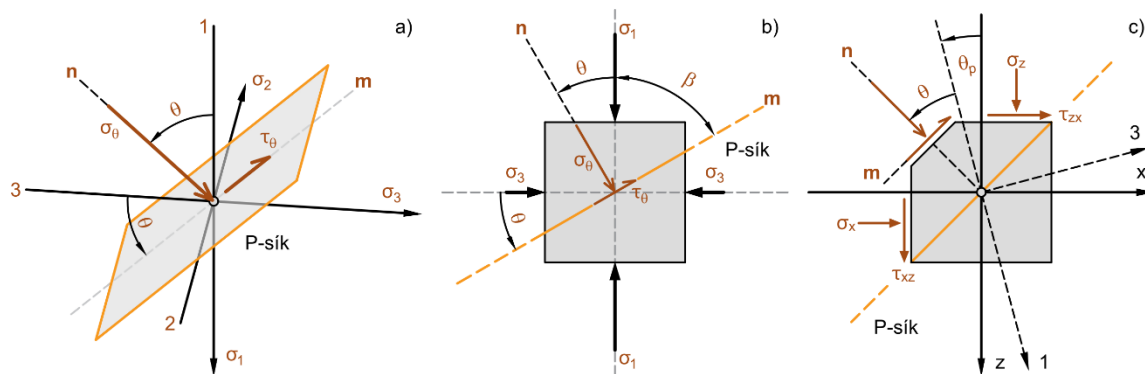
4.4. A feszültségállapot Mohr-féle ábrázolása

A legtöbb geotechnikai feladatban a vizsgált test háromtengelyű, azaz triaxiális feszültségállapotban van. A feszültségek főfeszültségek és így a koordináta-rendszer egybeesik a főirányokkal. Gyakorlati megfontolásokból kiindulva vegyünk fel egy tetszőleges P-síkot ebben a rendszerben úgy, hogy az a σ_2 feszültséghez tartozó főiránnyal (y -tengellyel) párhuzamos legyen. A σ_2 főfeszültséghez tartozó főirány és a P-sík normálisa között értelmezett θ szög pedig egyezzen meg a σ_3 főfeszültséghez tartozó főirány és a P-sík által közbezárt szöggel. Ez a megközelítés az eredeti térbeli problémát síkba redukálja. A feladat egyszerűsítése összhangban van azzal a megfigyeléssel is, hogy az anyag tönkremenetelét elsősorban a legnagyobb és legkisebb főfeszültség különbsége ($\sigma_1 - \sigma_3$) határozza meg, a középső főfeszültségnek (σ_2) nincs, ill. elhanyagolható a hatása.

A P-síkon működő σ_θ és τ_θ feszültségeket a (4.12) és (4.13) általános összefüggések felhasználásával tudjuk számítani a σ_1 és σ_3 főfeszültségekből. A σ_1 főfeszültségből származó feszültségkomponensek az egyenletek alapján:

$$\sigma_{1\theta} = \sigma_1 \cos^2(\theta)$$

$$\tau_{1\theta} = \sigma_1 \sin(\theta) \cos(\theta)$$



4-3. ábra. Főfeszültségek és főirányok a térben (a), és síkban (b, c)

Mivel σ_3 merőleges σ_1 -re, ugyanazt a trigonometrikus konstrukciót használhatjuk a feszültségkomponensek meghatározására mint σ_1 -nél:

$$\sigma_{3\theta} = \sigma_3 \sin^2(\theta)$$

$$\tau_{3\theta} = \sigma_3 \cos(\theta) \sin(\theta)$$

Végül a P-síkon működő σ_θ és τ_θ feszültségek összefüggései:

$$\sigma_\theta = \sigma_1 \cos^2(\theta) + \sigma_3 \sin^2(\theta)$$

$$\tau_\theta = (\sigma_1 - \sigma_3) \cos(\theta) \sin(\theta)$$

Felhasználva a trigonometrikus azonosságokat (hatványcsökkentő képleteket):

$$\cos^2(\theta) = \frac{1 + \cos(2\theta)}{2}$$

$$\sin^2(\theta) = \frac{1 - \cos(2\theta)}{2}$$

és a műveletek elvégzése után a P-síkon működő σ_θ és τ_θ feszültségek a következő végleges alakot veszik fel:

$$\sigma_\theta = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos(2\theta) \quad (4.15)$$

$$\tau_\theta = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin(2\theta) \quad (4.16)$$

A levezetett összefüggések egy kör algebrai egyenletrendszerét alkotják. Ezt könnyen beláthatjuk, ha σ_θ egyenletet átrendezzük, majd az egyenletek mindkét oldalát négyzetre emeljük:

$$\left(\sigma_\theta - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos(2\theta)\right)^2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos(2\theta)\right)^2$$

$$\tau_\theta^2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin(2\theta)\right)^2$$

Adjuk össze az egyenletek megfelelő oldalait:

$$\left(\sigma_\theta - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos(2\theta)\right)^2 + \tau_\theta^2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)^2 (\cos^2(2\theta) + \sin^2(2\theta))$$

Felhasználva a $\cos^2(2\theta) + \sin^2(2\theta) = 1$ trigonometrikus azonosságot:

$$\left(\sigma_\theta - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos(2\theta)\right)^2 + \tau_\theta^2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)^2 \quad (4.17)$$

kapjuk a kör közismert kanonikus alakját:

$$(x - u)^2 + (y - v)^2 = r^2$$

ahol

$$\begin{aligned} u, v &= \text{a kör középpontjának derékszögű koordinátái} \\ r &= \text{a kör sugara} \end{aligned}$$

A (4.17) összefüggés nem függ θ szögtől, ezért megadja minden metsző síkhoz a lehetséges egymáshoz tartozó normál és nyírófeszültség értékpárokat (4-4. a) ábra). A Mohr-féle feszültség kör $C(u, v)$ középpontja a $\sigma - \tau$ koordináta-rendszerben:

$$u = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad \text{és} \quad v = 0$$

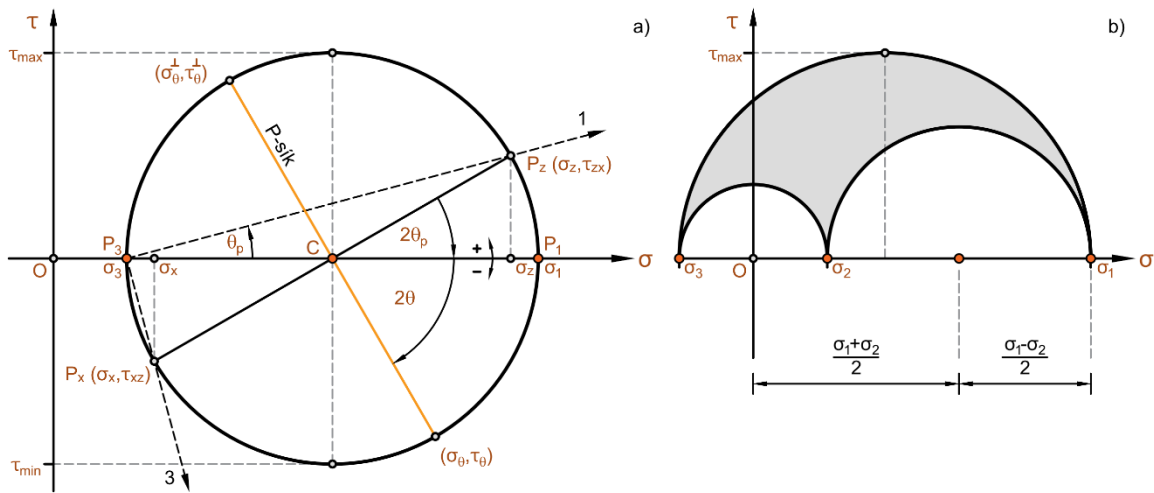
A Mohr-féle feszültség kör r sugara a $\sigma - \tau$ koordináta-rendszerben:

$$r = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

A maximális nyírófeszültség a 45° -os hajlású síkon lép fel a főfeszültségek rendszerében, mivel $2\theta = 90^\circ$ és $\sin(2\theta) = 1$, ezért (4.16) egyenlet a következő formára egyszerűsödik:

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (4.18)$$

tehát a maximális nyírófeszültség a Mohr-féle feszültség kör r sugarával egyenlő a főirányok koordináta-rendszerében.



4-4. ábra. Mohr-féle feszültségkör síkban (a), és térben (b)

Gondolatban most térjünk vissza a rögzített x, y és z koordinátatengelyekkel párhuzamos oldalú elemi hasábhöz (4-3. c) ábra). A hasáb lapjaira berajzolt feszültségadatok alapján szerkesszük meg a Mohr-féle kördiagramot (4-4. a) ábra). Az \mathbf{n} irányhoz tartozó csúsztatófeszültség előjelét nem a rögzített x, z koordináta-rendszerben, hanem az ún. lokális n, m koordináta-rendszerben állapítjuk meg (4-3. c) ábra), amelynek egyik tengelye a metszősík \mathbf{n} normálisa, a másik pedig az erre merőleges \mathbf{m} -tengely. Az \mathbf{m} -tengelyt úgy irányítjuk, hogy az nmy irányok jobbsodrású rendszert képezzenek. A Mohr-kör egyik pontját a z -irányhoz tartozó (σ_z és τ_{zx}) feszültségkoordináták határozzák meg. Ha a lokális koordináta-rendszer n -tengelyét a z -tengellyel fedésbe hozzuk, akkor τ_{zx} az \mathbf{m} pozitív irányába mutat, ezért a csúsztató feszültségek előjele pozitív lesz (Kozák és Szeidl 2006). A z -iránynak megfelelő képpont a $\sigma - \tau$ síkon a P_z pont lesz.

A Mohr-kör másik pontja az x -irányhoz tartozó (σ_x és τ_{xz}) feszültségkoordináták határozzák meg. Ha a lokális koordináta-rendszer n -tengelyét most az x -tengellyel hozzuk fedésbe, akkor τ_{xz} nyila az \mathbf{m} -tengely nyílértelmével ellentétes lesz, tehát a csúsztató feszültségek előjele is negatív lesz. Ábrázolásakor így a P_x pont lesz a Mohr-kör következő pontja. Az elemi hasábon az x -tengelytől 90° -os forgatással jutunk el a z -tengelyig, ezért a Mohr-körön a P_z -től kétszeres szöggel, azaz 180° -os forgatással jutunk el P_x pontig. A P_z és P_x pontok tehát a kör átmérőjének áttellenes végpontjain vannak, így a kör középpontja a σ -tengelyen van. Az átmérőre rajzolt kör kimetszi a σ -tengelyen a σ_1 és σ_2 főfeszültségeket. A főfeszültségek nagyságát az 4.4 ábra alapján egyszerű geometriai összefüggésekkel számíthatjuk ki:

$$\sigma_1 = \overline{OC} + r = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{zx}^2} \quad (4.19)$$

$$\sigma_3 = \overline{OC} - r = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{zx}^2} \quad (4.201)$$

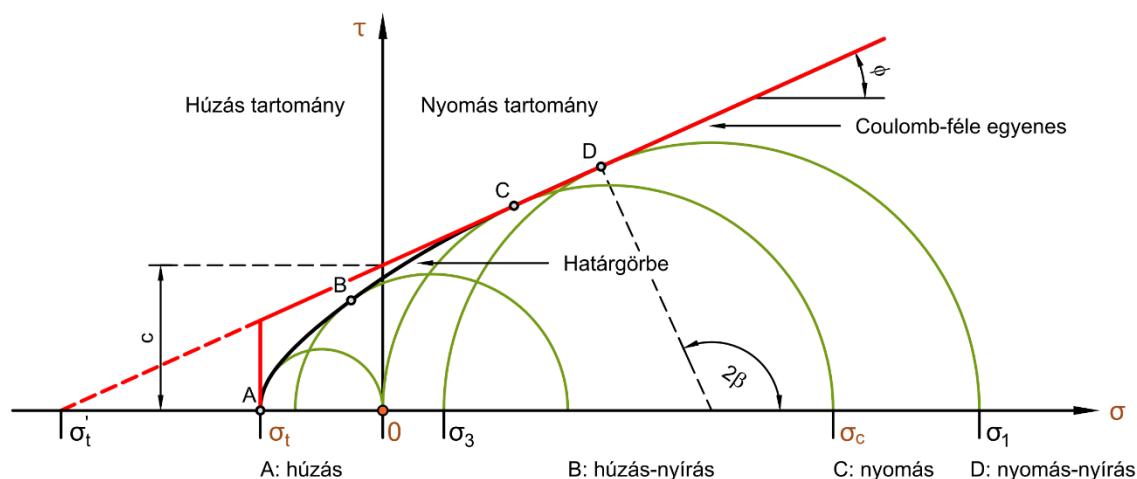
A főirányok helyzetét annak alapján tudjuk meghatározni, hogy a Mohr-féle kördiagramon a középponti szögeket a valóságos szögekkel ellentétes értelemben – mivel τ -tengelyt felfelé irányítjuk – és kétszeres értékkel mérjük fel. A 4-4. a) ábrán a P_1 pont a P_z -hez képest az óramutató járásával megegyezően következik. A P_1, P_z ívhez tartozó középponti szög $-2\theta_p$. Ugyanezen ívhez tartozó kerületi szög P_3 pontnál az óramutató járásával ellentétesen megadja az 1-es főtengely z -koordinátatengelyhez viszonyított tényleges helyzetét, amit a következő összefüggésekkel számíthatunk:

$$\theta_p = \frac{1}{2} \arctan\left(\frac{2\tau_{zx}}{\sigma_z - \sigma_x}\right) \quad (4.21)$$

Az 1-es főtengely irányára lesz merőleges 3-as főtengely, amelynek a nyílértelmét úgy választjuk meg, hogy a harmadik főiránnyal jobbsodrású rendszert képezzenek. Ha egy pont feszültségállapotának vizsgálathoz az y, z vagy x, y fősíkokat választjuk, akkor az előbbi kördiagramhoz hasonló ábrát kapunk, csak a körök átmérője $\sigma_1 - \sigma_2$ ill. $\sigma_2 - \sigma_3$ lesz. A fősíkokhoz tartozó három kört tartalmazó rajzot Mohr-féle teljes kördiagramnak nevezzük. Igazolható, hogy ha az irányvektor nem illeszkedik egyik fősíkra sem, akkor a hozzá tartozó σ_n, τ_n feszültségpár által meghatározott képpont a körök közötti szürke területre esik.

4.5. A Mohr-Coulomb törési feltétel

A szilárdságtan egyik legfontosabb feladata annak a feszültségállapotnak a vizsgálata, amelynél a test belső feszültsége a külső erők hatására annyira megnövekszik, hogy az legyőzi az anyag belső ellenállását, és a test eltörik, vagy maradó alakváltozást szenved. Azt a feszültséget, amelynél ez az állapot bekövetkezik, *határfeszültségnek* nevezzük. A határállapot előidézésben a test egy pontjában fellépő összes feszültségkomponensnek szerepet kell játszania. A valóságban a törés többnyire igen összetett feszültségi állapotok mellett következik be. Ezek kísérleti előállítása legtöbbször nagy nehézségekbe ütközik, ezért szükségessé vált, hogy egyszerű igénybevételek alapján kapott határfeszültségekből (törőértékekből) az anyagnak általános feszültségállapot alatti viselkedésére következtessünk. Ez a probléma egy sereg *folyási és törési* elméletet hívott életre, amik közül egyszerűségével és hatékonyságával mind a mai napig kiemelkedik a Mohr-féle törési feltétel. Mohr elmélete kidolgozásakor, az ugyanolyan anyagminőségű próbatesteket különböző feszültségállapotoknak tette ki, és minden esetben az első maradó alakváltozásig növelte a terhelést, majd kiszámította a töréshez tartozó feszültségállapotot.



4-5. ábra. Mohr-Coulomb törési elmélet

Ezt a feszültségállapotot kördiagramon ábrázolta és megrajzolta a tönkremenetelt okozó Mohr-körök burkológörbét (4-5 ábra):

$$\tau = f(\sigma) \quad (4.22)$$

A tönkremeneteli határgörbe alatt elhelyezkedő Mohr-kör olyan pont feszültségi állapota, amelyben nem indul meg károsodás. A test terhelése akkor jó, ha minden pontjában olyan feszültségi állapot keletkezik, amelynek a Mohr-köre a burkológörbe alatt marad. A Mohr-féle törési elméletnek lényeges feltétele, hogy a középső (σ_2) főfeszültségnek nincs befolyása a törés bekövetkezésére. A határgörbe (4.22) egyenletét nem ismerjük és különféle anyagokra nézve jellemző görbék alakját csak kísérleti vizsgálatokkal lehetséges felderíteni. A keresett tönkremeneteli határgörbével kapcsolatban annyi bizonyos, hogy a σ tengelyre szimmetrikus és csak egy pontban metszi azt, ami más szóval annyit jelent, hogy az anyagban hidrosztatikus nyomás útján törést előidézni nem lehet (Somosvári 2009).

A geotechnikában a Mohr-féle elméletnek Coulomb szerinti egyszerűsített feltételét alkalmazzuk. Ez az elmélet a $\tau = f(\sigma)$ függvényt egyenessel helyettesíti. Coulomb szerint az anyag törését az idézi elő, hogy az anyag részecskéi között fennálló belső súrlódást és kohéziót a nyírófeszültség túllépi. Törés esetén valamely felületelemen működő σ normális és τ nyírófeszültség között lineáris kapcsolat áll fenn:

$$\tau = \sigma \tan(\phi) + c \quad (4.23)$$

ahol

- ϕ = az anyag belső súrlódási szöge
- c = az anyag kohéziója

A képlet bal oldalán a vizsgált pont valamely síkjára a külső terhelésekből ható nyírófeszültség szerepel, a jobb oldalon pedig az ezzel szemben rendelkezésre álló nyírószilárdság (Szepesházi 2008). Törés akkor következik be, ha a nyírófeszültség eléri a nyírószilárdságot. Azt a felületet pedig, melynek minden pontjában a fellépő normális és nyírófeszültség kielégíti (4.23) alatti összefüggést, *csúszólapnak* nevezzük.

A Coulomb-féle felfogás szerint a törési egyenlet $\sigma - \tau$ rendszerben ábrázolva egyenest ad. Az ábrát ki lehet egészíteni a feszültségállapotot jellemző Mohr-féle körrel. Törés a Coulomb-féle elmélet szerint akkor következik be, amikor a feszültségállapotot jellemző Mohr-féle körök a Coulomb-féle egyenest érintik. A törési feltétel egyetlen feltevése ebben az esetben az, hogy a törés csúszás következtében jön létre. A csúszás azon a felületen fog bekövetkezni, ahol az eredő feszültség a lehetséges legnagyobb szöget zárja be a felületelem normálisával.

$$\sigma_3 = \sigma_1 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (4.24)$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) - 2c \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (4.25)$$

A két képlet természetesen azonos összefüggést fejez ki, de az első azt mutatja, hogy mekkorára csökkenhet adott σ_1 mellett σ_3 , hogy törés legyen, a második pedig azt adja meg, hogy mekkorára növekedhet adott σ_3 mellett σ_1 , hogy éppen törési állapot legyen (Szepesházi 2008). Az útpályaszerkezetek szemcsés alaprégeinek méretezésénél az MnPAVE eljárás a második összefüggést javasolja használni kritériumként (Bly, Tompkins, és Khazanovich 2010):

$$\sigma_1 < \sigma_{1c} = \sigma_3 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (4.26)$$

Az összefüggés szerint a szemcsés alaprétegben akkor következik be törés, amikor σ_1 értéke meghaladja σ_{1c} kritikus értéket. A két feszültség $SR = \sigma_1 / \sigma_{1c}$ aránya (stress ratio) jól mutatja, hogy adott tengelyterhelés esetén a szemcsés alapréteg milyen közel van a törési állapothoz. Minél kisebb SR értéke, annál alacsonyabb a törés valószínűsége.

4.6. A tönkremeneteli határgörbe kísérleti meghatározása

A tönkremeneteli határgörbe kísérleti meghatározásának minden esetben az a lényege, hogy előállítunk egy egyszerű, jól meghatározható és mérhető feszültségi állapotot, és ezzel létrehozunk az anyagban a törést. A törést okozó feszültségállapot ismeretében a $\sigma - \tau$ koordináta-rendszerben megrajzolható a főfeszültségek Mohr-féle köreinek burkolója. A burkológörbe talajok és talajstabilizációk esetén jól közelíthető a Coulomb-

féle egyenessel. A tapasztalatok mégis azt mutatják, hogy a húzást is jelentő összetett feszültségállapotokban a törés a Coulomb-féle összefüggésből adódó feszültségeknél *jóval kisebb feszültségek* mellett következik be (Kézdi és Horváth 1972). Több javaslat található a szakirodalomban arra, hogy ezt a húzási szakaszt valamilyen görbével (pl. parabolával) kell helyettesíteni (lásd Griffith-féle tönkremeneteli elmélet). Egyszerűbb esetekben elfogadható megoldás, ha az eredeti Coulomb-féle egyenest a húzóigénybevételek tartományában a tiszta húzás Mohr-féle körét felhasználva egy adott húzószilárdság értékre korlátozzuk (levágjuk, lásd (4.5) ábrát). Jól megválasztott több egyszerű igénybevétel alapján tehát a kapott határfeszültségekből a tönkremeneteli határgörbe – a legtöbb gyakorlati feladat számára – kellő pontossággal rekonstruálható.

A vizsgálatokhoz leggyakrabban tömör hengeres zavartalan mintát kell venni, vagy megfelelő fázisos összetétel mellett ömleszthető anyagokból készíteni (Kabai 2002). Talajstabilizációk laboratóriumi vizsgálatainál az utóbbi eljárás terjedt el. A vizsgálatra előkészített próbatesteket leggyakrabban egymásra merőleges főirányokban terhelik törésig, vagyis a csúszólapok kialakulásáig. A tönkremeneteli határgörbe meghatározására a nyomott és húzott zónában a következő kísérleti módszerek javasolhatók:

- Nyomószilárdság meghatározása:
 - o egyirányú nyomókísérlet és
 - o háromtengelyű (triaxiális) nyomókísérlet alapján.
- Húzószilárdság meghatározása:
 - o egyirányú szakító-húzóvizsgálat és
 - o hasító-húzóvizsgálat (brazil módszer) alapján.

Az egyes kísérletek részletes ismertetése megtalálható magyar nyelven Kézdi (1961) munkájában, ezért mi elsősorban most csak a kialakuló feszültségállapottal és annak Mohr-féle ábrázolásával foglalkozunk.

4.6.1. Egyirányú nyomókísérlet

A talajok és talajstabilizációk belső ellenállásának megítélésére általánosan használható az ún. egyirányú nyomókísérlet. A vizsgálat alatt a mintát növekvő tengelyirányú nyomásnak vetjük alá, és a terhelést szabad oldalkitérés mellett törésig fokozzuk. A kísérlet sajátosságából következik, hogy csak kohézióval bíró talajok és talajstabilizációk esetén alkalmazható. A kísérlethez henger alakú próbatestet használunk fel. A próbatest geometriai méreteinél figyelembe kell venni azt a tényt, hogy megbízható eredményeket csak akkor kaphatunk, ha a mintában egy csúszólap végig zavartalanul tud ki-

alakulni. Mivel törés esetén a csúszólap hajlása a vízszintessel $45^\circ + \frac{\phi}{2}$, a próbatest átmérő és magasság viszonya legalább $1: \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$ kell, hogy legyen. Ezt jól megközelíthetjük az 1: 1,5 aránnyal. A kísérlet végrehajtásának pontos leírása megtalálható (Kézdi 1952; Das 2002) munkáiban, ezért most csak az egyirányú nyomás feszültség-állapotának Mohr-féle ábrázolását tárgyaljuk.

A kísérlet alatt csak a függőleges σ_1 főfeszültség nem zérus, a Mohr-féle kör érinti a függőleges τ -tengelyt ($\sigma_2 = \sigma_3 = 0$), törés esetén pedig ezen felül a Coulomb-féle egyenest. A Mohr-féle kör tulajdonságai alapján a csúszólapok hajlása a vízszinteshez $45^\circ + \frac{\phi}{2}$ szög alatt hajlanak, és így egymással $90^\circ + \phi$ szöget zárnak be. Ez a körülmény a lehetővé teszi a próbatesten látható repedésekből a belső súrlódási szög durva becslését: $\phi = 2\alpha - 90^\circ$. A súrlódási szög ismeretében pedig a vizsgált talaj vagy talajstabilitáció kohéziója számítható:

$$c = \frac{\sigma_c}{2} \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (4.27)$$

Bár a nyírószilárdsági (ϕ, c) paraméterek közelítően meghatározhatóak az egyirányú nyomóvizsgálattal, mégsem célszerű erre használni. Helyesebb inkább egy jól ismert feszültségállapot beállításként kezelni azt, a tönkremeneteli határgörbe meghatározásához.

4.6.2. Háromtengelyű nyomókísérlet

A terhelésnek kitett talajok és talajstabilizációk oldalkitérése gátolt, ezért bennük vízszintes irányú feszültségek is keletkeznek. Az anyag valós viselkedését jobban meg lehet közelíteni, ha a nyírószilárdság meghatározásakor a talajban keletkező vízszintes feszültségeket is figyelembe vesszük. A vizsgálatot olyan készülékbe végezzük, amelyben a feszültségek a tér három irányában hatnak, ezért a kísérletet triaxiálisnak, a berendezést pedig triaxiális nyomógépnek nevezzük.

A kísérlethez felhasznált hengeres mintát gumimembránnal körbevéve egy nyomócellába helyezzük, és először folyadéknyomás közvetítésével hidrosztatikus terhelés alá vetjük, majd a függőleges nyomás növelésével törésig terheljük. A kísérlet alatt az oldalnyomást állandó értéken tartjuk. Eredményül σ_1 és $\sigma_2 = \sigma_3$ főfeszültségeket kapunk, amelyekre igaz, hogy $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$. A törést előidéző feszültségállapot Mohr-féle feszültségi körét felrajzoljuk, majd a kísérletet több különböző hidrosztatikus feszültségállapotból kiindulva megismételjük. A töréshez tartozó Mohr-féle körök burkolója a Coulomb-féle nyírési egyenes, ebből a súrlódási szög és a kohézió leolvasható.

4.6.3. Egyirányú szakító-húzóvizsgálat

Az egyirányú szakító-húzóvizsgálattal meghatározható a vizsgálandó anyag húzóerővel szembeni ellenállása, vagyis az úgynevezett húzószilárdság. A kísérlethez rendszerint piskóta-alakú próbatestet használnak, aminek alsó része a berendezés terhelő lemezéhez rögzített, felső része pedig az erőmérő cellához kapcsolódik. A szakítógéppel 0,5 mm/perc terhelési sebesség mellett felveszi a próbatest feszültség-alakváltozás diagramját. A mintára ható T húzóerőt úgy határozzuk meg, hogy kivonjuk a húzóforma és próbadarab felső részének együttes W súlyát az erőmérő cella által mért tengelyirányú N terhelésből. A σ húzófeszültséget megkapjuk, ha a T húzóerőt elosztjuk a minta nyakánál kialakuló A szakadási felülettel (Tang és mtsai. 2015):

$$\sigma = \frac{T}{A} = \frac{N - W}{A} \quad (4.28)$$

ahol

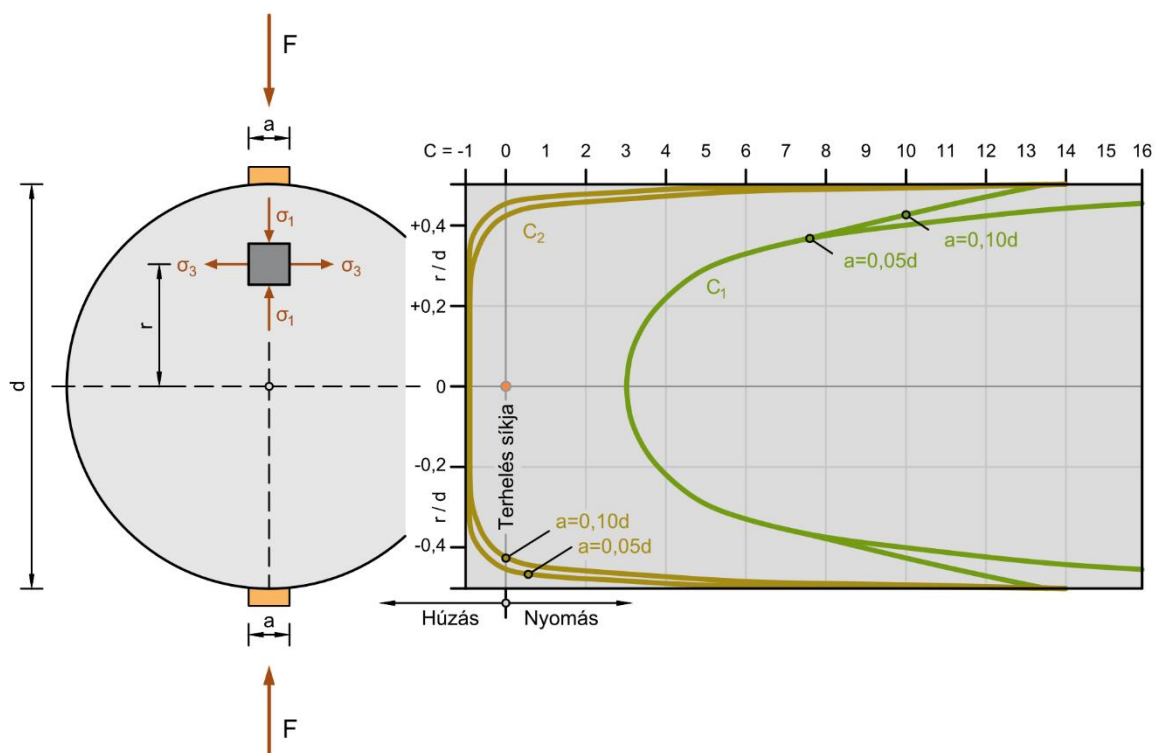
- T = húzóerő
- N = mért tengelyirányú erő
- W = a húzóforma és próbadarab felső részének együttes súlya
- A = szakadási felület, szélesség \times magasság (20mm \times 10mm)

A σ_t húzószilárdság az a legnagyobb húzófeszültség, amelyet a próbatest a húzás közben elvisel. A kísérlet alatt csak a függőleges $\sigma_1 = \sigma_t$ főfeszültség nem zérus ($\sigma_2 = \sigma_3 = 0$), ezért a Mohr-féle kör a húzási tartományban érinti a függőleges τ -tengelyt, törés esetén pedig ezen felül a Coulomb-féle egyenest. Ugyanazon talajon vagy talajstabilizáción végrehajtott egyirányú húzó- és nyomókísérletből már a súrlódási szög és kohézió meghatározható. A σ_t húzószilárdsági érték jól felhasználható a Coulomb-féle egyenes korlátozására.

A vizsgálat fő kritikája, hogy a próbatestek kialakítása nehézkes (hajszáltrepedések jelennek meg benne), és a kísérlet közben kialakuló feszültségállapot távol van a tiszta húzástól, mert az állandó keresztmetszetű középső szakadási felület nem lehet elég nagy (Kézdi és Horváth 1972). Ezért az így kapott húzószilárdsági értékek nagy szórást mutathatnak.

4.6.4. Hasító-húzóvizsgálat

Talajstabilizációs réteget tartalmazó útpályaszerkezetek szilárdsági vizsgálatánál sokszor szükség lehet a stabilizáció húzófeszültségekkel szembeni viselkedésének ismeretére. Sajnos az egyirányú tiszta húzás feszültségállapota nehezen valósítható meg kísérleti úton, mivel a próbatest szakítása számtalan hibaforrást rejt magában. Helyesebb volna a piskótaalakú próbatest helyett a húzószilárdság meghatározásánál is hengeres próbatestet alkalmazni.



4-6. ábra. Hasító-húzóvizsgálat (brazil módszer)

A probléma megoldására Akazawa (1943) japán és Carneiro (1943) brazil kutató egymástól független dolgozott ki új kísérleti eljárást a beton húzószilárdság meghatározására. Eljárásukat Japánban és Brazíliában (innen a „brazil módszer” elnevezés) korán szabványosították. Nagy előnye a kidolgozott eljárásnak, hogy olyan feszültségállapotot állít elő, amely a valóságos esethez – melyben a kísérlet eredményét fel akarjuk használni – közel van. A vizsgálat lényege abban áll, hogy a nyomószilárdság meghatározásához is használt henger alakú próbatestet két szemben fekvő alkotójára nyomólapot helyezünk és a 4-6. ábra szerint eltörjük (Nagyváti 1958). Az F törőerő ismeretében meghatározható a henger meridián metszetében fellépő σ_1 és σ_3 főfeszültségek (Palotás 1961):

$$\sigma_1 = c_1 \frac{2F}{\pi dh} \quad (4.29)$$

$$\sigma_3 = c_2 \frac{2F}{\pi dh} \quad (4.30)$$

ahol

- d = a henger átmérője
- h = a henger magassága (hossza)

A c_1 és c_2 tényezők a nyomott él ellapulásának mértékétől függnnek és a 4-6. ábrából olvashatók le. Amíg az a érték $0,1d$ -nél nem nagyobb $c_1 = +3$ és $c_2 = -1$ értékkel jól közelíthető. Így a feszültségállapot Mohr-féle köre felrajzolható. Ha kísérleti úton ismeretes a vizsgált anyag σ_c nyomószilárdsága, akkor a két körhöz húzott közös érintő – Coulomb-féle egyenes – megadja az anyag súrlódási szögét és kohézióját. Az egyirányú σ_t húzószilárdság értéke akár szerkesztéssel, akár számítással, egyszerűen megkapható (Nagyváti 1958):

$$\sigma_t = \frac{\sigma_c \cdot \sigma_3}{\sigma_c - 3\sigma_3} \quad (4.31)$$

A fenti képletbe előjel nélkül kell behelyettesíteni. Az összefüggés hallgatólagosan feltételezi, hogy az anyagot a Coulomb-féle egyenes a húzási tartományban is jól jellemzi, ha ez nem igaz, akkor nem szabad használni eredményét. Ilyenkor a σ_t húzószilárdság a σ_3 főfeszültséggel egyenlő, és a kísérlet Mohr-féle feszültségköre adja a törési görbe ezen részét.

A hasító-húzóvizsgálatot eredetileg beton húzószilárdság meghatározására fejlesztették ki, de Nagyváti (1958) tanulmányában kimutatta, hogy kötött talajoknál is jól használható, ha vizsgálatainkat leszűkítjük arra víztartalmi tartományra ($0 \leq w\% \leq w_p$), ahol a talajok még merev töréssel mennek tönkre. Az eljárást sikeresen használták a meszes talajstabilizációk vizsgálatára is, a nemzetközi szakirodalomból Thompson (1965a) és Eme és Agunwamba (2014a; 2014b) munkáit emeljük ki. Magyarországon az első aszfalthasítás vizsgálatokat 1974-ben az Útügyi Kutató Intézetben végezték, és később – főleg külföldi tapasztalatokra támaszkodva – a BME Útlaboratóriumában fejlesztették tovább (Török 2000).

5. Gyakorlati méretezés

5.1. A méretezés folyamata

Egy új útpályaszerkezetek tervezése a következő főbb feladatokat foglalja magába Boromisza (1997) szerint:

- forgalomelemzés,
- környezeti tényezők feltárása,
- anyagválasztás,
- vastagsági méretezés és
- költségszámítás.

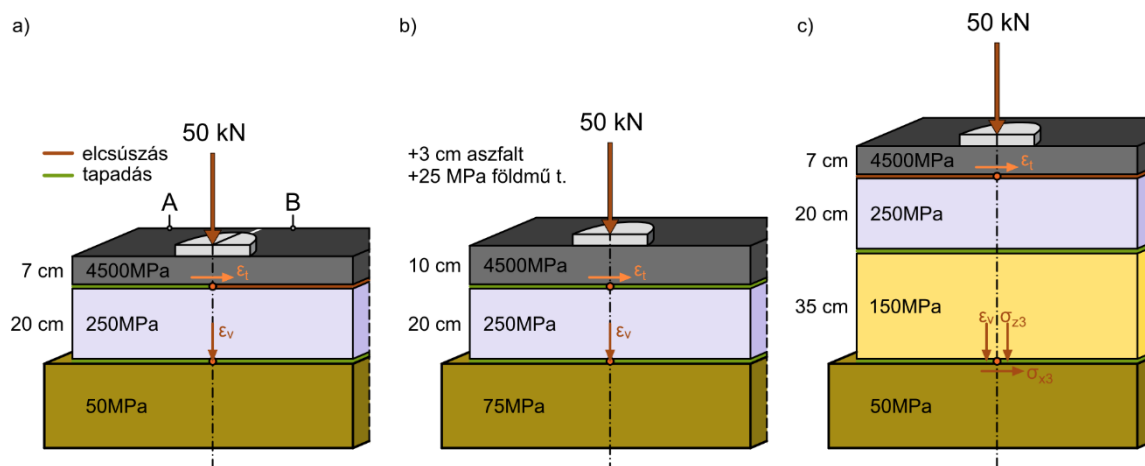
A forgalomelemzés célja, hogy a vastagsági méretezés számára megadja a számított vagy becsült nehéz járműforgalom nagyságát, az ún. tervezési forgalmat. Ez az alapinformáció nélkülözhetetlen és nagy jelentőséggel bír a méretezés folyamatában, mivel a tervezett szerkezet teljesítményét ez alapján ítéljük meg.

A környezeti tényezők közül a legfontosabb a talajfajta feltárása, a felszíni és felszín alatti vizek helyzete, a csapadék, a hőmérséklet és a fagy. A környezeti tényezőket az ún. talajvizsgálati jelentés foglalja össze és tesz javaslatot a tervezőnek a szükséges beavatkozásokra. Ez alapján kell megítélni a földmű elérhető legmagasabb, de egyben tartósan biztosítható teherbírási modulus értékét, és az alkalmazható talajstabilizációs eljárásokat.

Az útépitési anyagok kiválasztása nagy felelősséggel bíró munkarész. A kiválasztott anyagoknak egyben alkalmasnak kell lenniük arra az igénybevételre, amelyet a forgalmi terhelés kelt, továbbá a gazdaságos építést is lehetővé kell tenniük.

A vastagsági méretezés empirikus- vagy mechanisztikus modell segítségével történhet. A hazai méretezési rendszer mechanikai számításokon alapuló típus pályaszerkezeteket ad meg. Ez azt jelenti, hogy előre meghatározott minőségű anyagokat tételez fel az egyes rétegekben. Abban az esetben, ha ettől eltérő minőségű anyag áll csak rendelkezésre, ennek a pályaszerkezetben kifejtett teljesítőképességét csak részletes modellszámításokkal lehet igazolni. Mivel a talajstabilizációk ebbe a kategóriába tartoznak, ezért tervezésükhöz szükséges ismerni az anyagban keletkező feszültség és alakváltozás viszonyokat.

A mechanikai méretezési rendszerek lehetőséget biztosítanak alternatív pályaszerkezetek megtervezésére, és a költségszámítás döntheti el a legkedvezőbb változat kiválasztását.



5-1. ábra. Kis forgalmú hajlékony útpályaszerkezet méretezési példák

A következő gyakorlati példákban a fő hangsúlyt az anyagválasztás és a vastagsági méretezés kapcsolatára helyezzük, mivel ezen keresztül lehet leginkább bemutatni a talajstabilizációkban rejlő lehetőségeket.

5.2. Hajlékony útpályaszerkezetekben ébredő igénybevételek számítása

Első példánkban adott a méreteivel és anyagával egy hazai kisforgalmú útpályaszerkezet felépítése, aminek külső kerékterhelés hatására fellépő igénybevételeit a WESLEA méretező szoftverrel határozzuk meg. A számított igénybevételekből (megnyúlásokból) az útpályaszerkezet élettartamára következtetünk. Amennyiben a számított egyseg tengely áthaladási szám nagyobb vagy egyenlő a tervezési forgalomnál, a pályaszerkezet felépítése elfogadható. Példánkban az erőtani méretezés feladata tehát *ellenőrzés* formájában jelentkezik.

Az 5-1 a) ábra szerint az útpályaszerkezet 7 cm aszfaltbetonból és 20 cm folytonos szemeloszlású zúzottkő alaprétegből (FZKA) áll. Első lépésben fel kell állítani azt a modellt, amit a számítás alatt használni fogunk. A mellékletben a feladat-1A táblázat a számításhoz szükséges alapadatokat tartalmazza. Ezt követően az adatokat be kell vinni a WESLEA programba, meg kell adni a rétegrendet, az anyagtulajdonságokat, a kerékterhelést és az igénybevételek számításhoz szükséges helyadatokat. Ennek részletes leírását a 3. fejezet tartalmazza.

Két esetet vizsgálunk a szerkezet felépítésében:

- A-eset: az aszfaltbeton és a zúzottkő alapréteg tökéletesen együttműködik.
- B-eset: az aszfaltbeton és a zúzottkő alapréteg közötti érintkezési felület teljesen súrlódásmentes.

Mindkét eset a valóságban nem előforduló extrém szélsőséget – teljes rétegtapadást, illetve elcsúszást – feltételezve mutatja be az ébredő elméleti igénybevételeket. A felállított modell eredményeit a melléklet feladat-1A táblázata mutatja be.

A mechanikai méretező szoftverek elsődlegesen a feszültségeket számítják. Mivel feltételezzük, hogy az alakváltozások a feszültségekkel arányosak, felhasználhatjuk a Hooke-törvény általános térbeli feszültségállapokra felírt egyenleteit:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \mu(\sigma_y + \sigma_z)] \quad (5.1)$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \mu(\sigma_x + \sigma_z)] \quad (5.2)$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \mu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad (5.3)$$

A fenti egyenletekkel kiszámíthatjuk a fajlagos alakváltozásokat a vizsgálati pontokban. Ennek megfelelően az aszfaltbeton réteg alsó szálában keletkező megnyúlás, ha teljes rétegtapadást feltételezünk (5-1. a) ábra A-eset):

$$\varepsilon_t = \frac{10^6}{4500} [-2,52273 - 0,35(-2,52273 + 0,37072)] = -393,2 \mu\text{s} \quad (5.4)$$

A földmű tetejének fajlagos összenyomódása pedig:

$$\varepsilon_v = \frac{10^6}{50} [0,08185 - 0,45(0,00657 + 0,00657)] = 1518,74 \mu\text{s} \quad (5.5)$$

Az előbbi számításokat szerencsére nem kell mindig nekünk elvégezni, mivel azt a WESLEA program automatikusan megteszi helyettünk (lásd Feladat-1A táblázat). A fajlagos alakváltozások és az empirikus teljesítményegyenletek segítségével már becslést tehetünk a pályaszerkezet élettartamára. A fáradási repedések megjelenésének szempontjából a legfelső aszfaltbeton réteg alsó szálában ébredő maximális vízszintes ε_t fajlagos alakváltozást (megnyúlást) tekintjük mértékadónak. A WESLEA program az illinois-i egyetemen kidolgozott empirikus egyenletet alkalmazza, amibe előjel nélkül kell ε_t behelyettesíteni:

$$N_f = 2,83 \cdot 10^{-6} \left(\frac{10^6}{393,23} \right)^{3,148} = 148\,538 \text{ db e. t. á}$$

A nyomvályúképződés szempontjából az élettartamot a legalsó földműréteg tetején felépő ε_v összenyomódásból számítjuk:

$$N_r = 1,00 \cdot 10^{16} \left(\frac{1}{1518,74} \right)^{3,870} = 4\,871 \text{ db e. t. á}$$

Az útpályaszerkezet megfelelő, ha a számított élettartam nagyobb vagy egyenlő, mint a tervezési forgalom (TF):

$$N_f \geq TF \quad \text{és} \quad N_r \geq TF$$

Feladatunkban a $TF = 30\,000$ db egységtengely áthaladásban van megadva, amit csak a felső aszfaltbeton réteg elégít. A földműben viszont olyan feszültségállapot alakul ki, aminek hatására már 4 871 db kerékáthaladás után megjelenik a 12,5 mm-es nyomvályú a pályaszerkezet felszínén. Összefoglalva, az adott forgalmi terhelést az útpályaszerkezet nem viseli el, ezért a szerkezet nem megfelelő. Mielőtt az útpályaszerkezet rétegrendjét áttervezzük, nézzük meg, hogyan alakulnak az elméleti igénybevételek, ha az aszfaltbeton és a zúzottkő alapréteg közötti érintkezési felületet teljesen súrlódásmentesnek feltételezzük (5-1. a) ábra B-eset):

$$\varepsilon_t = -606,56 \mu\text{s} \quad \text{és} \quad \varepsilon_v = 376,89 \mu\text{s}$$

A fajlagos alakváltozásokat tekintve szembetűnő, hogy az aszfaltbeton megnyúlása megnő, a földmű fajlagos összenyomódása pedig jelentősen lecsökken (Feladat-1B táblázat). Az első eredmény egybeesik várakozásainkkal, hiszen rétegtapadás híján magasabb húzófeszültségek tudnak kialakulni az aszfaltréteg alján. A földmű összenyomódásának csökkenése viszont váratlan, mivel azt a magasabb nyomófeszültségekkel nem lehet magyarázni. A maradó alakváltozások kialakulását elsősorban a terhelés hatására létrejövő σ_d deviátorfeszültség nagysága befolyásolja. A deviátorfeszültség az a többletfeszültség, ami az oldalnyomásból keletkező σ_3 feszültség és az adott irányból ható σ_1 feszültség különbségeként jön létre:

$$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3 \tag{5.6}$$

Mivel a terhelés tengelyében nyírófeszültségek nem lépnek fel ($\tau_{yz} = \tau_{xz} = \tau_{xy} = 0$), a WESLEA program által számolt normál feszültségek egyben főfeszültségek, és a deviátorfeszültség számítható. A σ_d deviátor feszültség az A-esetben (teljes elcsúszás):

$$\sigma_d = 81,85 \text{ MPa} - 6,57 \text{ MPa} = 75,28 \text{ MPa}$$

A σ_d deviátor feszültség a B-esetben (teljes tapadás):

$$\sigma_d = 129,96 \text{ MPa} - 123,74 \text{ MPa} = 6,49 \text{ MPa}$$

A számítás jól mutatja, hogy kisebb deviátor feszültség, kisebb fajlagos alakváltozást okoz. Ha megszerkesztjük az esetek Mohr-féle feszültség körét és felvesszük a földmű anyagára jellemző Coulomb-féle egyenest, egyből szemléletes képet kapunk a kialakuló feszültségállapotról és annak veszélyességéről. Határozzuk meg a B-esetre is a pályaszerkezet élettartamát a (3.1) és (3.2) teljesítményegyenletekkel:

$$N_f = 37\,957 \text{ db e. t. á} \quad \text{és} \quad N_r = 1\,071\,641 \text{ db e. t. á}$$

Újra összevetve a kapott tengelyáthaladási számokat a tervezési forgalommal azt mondhatjuk, hogy a szerkezet mind a fáradási repedések, mind a nyomvályúsodás szempontjából megfelel. Az előbbikben bemutatott számítás jól illusztrálja azt, hogy a rétegek együttdolgozásának mértéke milyen rendkívül nagy hatással van a pályaszerkezetben ébredő igénybevételekre. Ennek ellenére még ma is igen kevés megbízható ismerettel rendelkezünk arról, hogy miként becsüljük meg modelljeinkben a rétegtapasztás értékét az egyes anyagcsoportok között. Térjünk most vissza a kedvezőtlenebb „A” esetre, és ott a pályaszerkezet áttervezésével akadályozzuk meg, hogy a földműben plasztikus alakváltozások kialakuljanak. Az erőtan mértezés elveit most *tervezésre* fogjuk felhasználni. Alapvetően két irányba tudunk elindulni:

- a meglévő szerkezet anyagaiból vastagabb rétegeket,
- vagy jobb minőségű anyagokat választva új rétegrendet tervezünk.

Mivel elsősorban a földmű plasztikus alakváltozásának megszüntetése a fő cél, ezért annak anyagát kell kicserélni vagy stabilizáció útján feljavítani. Ez a modell szempontjából annyit jelent, hogy a legalsó réteg modulusát addig emeljük, míg a nyomvályúképződési kritérium nem teljesül. A WESLEA programban 130 MPa-ra kell felvennünk a földmű teherbírását, hogy a szerkezet mind a két kritériumnak megfelelően (Feladat-2A). A gyakorlatban sajnos nem mindig kivitelezhető ez a magas földmű teherbírás, mivel annak felső értékét a talajadottságok és az elérhető technológiák erősen korlátozzák. Ezért általában nem csak a földmű teherbírásának, hanem más szerkezeti réteg vastagságának növelése is szükséges. Példánknál maradva, most növeljük meg a legfelső aszfaltbeton vastagságát 10 cm-re, a földmű teherbírását pedig vegyük fel 70 MPa-ra (Feladat-2B). A számításokat erre a szerkezetre is elvégezve azt látjuk, hogy a kritériumok most is teljesülnek (5-1. b) ábra). Végül elfogadva a talajadottságokat, beépíthetünk egy 35 cm vastag meszes talajstabilizációs réteget is, ezzel elkerülve az aszfaltbetonréteg szükségtelen vastagodását (5-1. c) ábra). Ennek a szerkezetnek a részletes számítását az 5.3.2-es pontban ismertetjük. Az egymással műszakilag egyenértékűnek tekinthető szerkezetek között csak gazdasági számítások alapján lehet a számunkra legmegfelelőbbet kiválasztani.

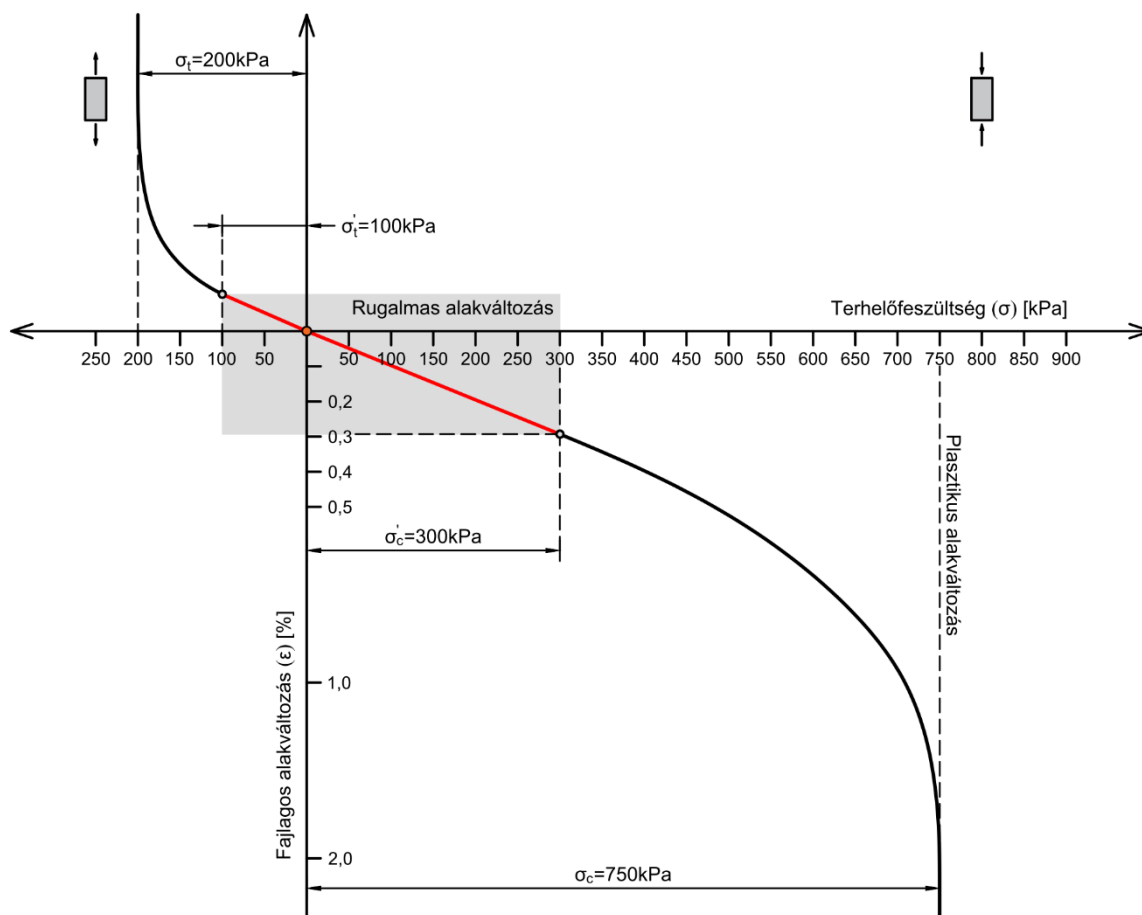
5.3. Talajstabilizációk méretezése

Talajstabilizációk méretezéséhez Kézdi (1951; 1967) munkáiban javasolt eljárást fogjuk alkalmazni. Az eljárás a talajstabilizációs réteg alsó szálában ébredő σ_z és $\sigma_x = \sigma_y$ főfeszültségeket veszi figyelembe. Mindenekelőtt ismernünk kell a talajstabilizáció Coulomb-féle egyenesét, vagyis ϕ belső súrlódási szögét és c kohézióját. Ezek az értékek az 4.6 szakaszban ismertetett laboratóriumi eljárásokkal határozhatók meg. A számításokhoz ezen kívül még szükségünk lesz a talajstabilizációs réteg és a földmű talajának rugalmassági modulusára és Poisson-féle tényezőjére. A felépített kétrétegű mechanikai modell alapján már bármely h vastagságú stabilizációs réteg alján ébredő főfeszültségek Mohr-féle feszültség körei megszerkeszthetők. A Coulomb-féle egyenest berajzolva a $\sigma - \tau$ koordináta-rendszerbe könnyen eldönthető a feszültségállapot veszélyessége. A tervezéskor azt a h vastagságot keressük, amikor a számított főfeszültségek Mohr-féle köre pontosan érinti a talajstabilizáció Coulomb-féle egyenesét. Az így kapott h érték arra az esetre vonatkozik, amikor a talajstabilizáció alsó szálában már elértük a törés határát, vagyis a kapott h vastagsági érték közvetlenül nem használható fel. Biztonsági tényezőt kell tehát figyelembe venni. Ez történhet úgy, hogy egy önkényesen felvett értékkel a számított vastagsági értékeket megszorozzuk. Helyesebb út, ha a biztonsági tényezőt nem a végeredményben vesszük figyelembe, hanem az alakváltozások alapján állapítjuk meg.

Kézdi eljárása ekkor úgy módosul, hogy ábrázoljuk a talajstabilizáció anyagával végzett egyirányú nyomó- és húzókísérlet alakváltozási görbáját és megállapítjuk azt a határt, ameddig a feszültségek az alakváltozásokkal arányosak. Majd ezekhez az értékekhez rajzoljuk meg a Mohr-féle köröket és azok burkolóját. Így olyan talajfizikai jellemzőket nyerünk – súrlódási szög és kohézió – melyeknek figyelembevételével kapott méretek mellett a szerkezetben csak rugalmas alakváltozások következhetnek be. Ez a megközelítés biztosítja azt is, hogy a rugalmasságtan törvényei alapján szerzett következtetések valóban közel álljanak a valósághoz. A vizsgálat természetesen analitikusan is elvégezhető a (4.24) és (4.25) egyenletek segítségével.

5.3.1. Cementtalaj stabilizáció vastagsági méretezése

Számítsuk ki Kézdi eljárásával az 5% cementadagolást tartalmazó talajstabilizáció szükséges h vastagságát, ha adott az altalaj $E_2 = 30$ MPa rugalmassági modulusa és $\mu = 0,45$ Poisson-féle tényezője, és az 50 kN nagyságú kerékterhelés $r = 150$ mm sugarú körtárcsán keresztül adódik át. Először meghatározzuk az előírt mennyiségű cementet tartalmazó talajkeverék egyirányú $\sigma_c = 750$ kPa nyomószilárdságát és egyirányú $\sigma_t = -200$ kPa húzószilárdságát (5-2. ábra).



5-2. ábra. Cementtalaj stabilizáció feszültség-alakváltozás diagramja

Ezeknek az adatoknak az ismeretében felrajzolható a Coulomb-féle törési egyenes. Kiszámítjuk a cementtalaj stabilizáció rugalmassági modulusát a feszültség-alakváltozás diagram alapján:

$$E_1 = \frac{300 \text{ kPa}}{0,003} = 100 \text{ MPa}$$

Kézdi (1951) szerint a Poisson-féle tényező értéke cementtalaj stabilizációknál $\mu = 0,20 - 0,30$ között található. A gyakorlatban ezért $\mu = 0,20$ értékkel szokás figyelembe venni. A mechanikai számítások elvégzéséhez már csak fel kell vennünk egy kezdeti h vastagsági értéket, legyen ez most 300 mm. A WESLEA program segítségével számítsuk ki a stabilizációs réteg alján ébredő főfeszültségeket (Feladat-3A), és szerkesszük meg a hozzájuk tartozó Mohr-féle feszültségköröket. A rétegek között teljes együttdolgozást feltételezünk. A főfeszültségek Mohr-féle köre túl nagy, az metszi a tönkremeneteli hata-
tárgörbét. Ez azt jelenti, hogy a 300 mm vastagságú stabilizáció nem képes a terheket elviselni, és így a törési feltétel nem teljesül (5-3. ábra):

$$\sigma_1 = 137,03 \text{ kPa} < \sigma_{1c} = 89,64 \text{ kPa}$$

Most növeljük meg a keresett h vastagságot 350 mm-re, és ellenőrizzük le újra a törési feltételt (Feladat-3B):

$$\sigma_1 = 106,31 \text{ kPa} < \sigma_{1c} = 224,44 \text{ kPa}$$

Mivel σ_1 nem haladja meg σ_{1c} kritikus értéket, a stabilizáció törés szempontjából nincs veszélyben, a Mohr-féle kör a törési egyenes alatt van. Gazdaságos szerkezetet viszont csak akkor kapunk, ha a főfeszültségek Mohr-féle köre éppen csak érinti a törési egyenest. Iterációval ez a határeset könnyen előállítható. Ha 5 mm-es lépésközökkel fokozatosan csökkentjük az előbbi h vastagságot, akkor 315 mm-nél lesz legközelebb egymáshoz σ_1 és σ_{1c} értéke:

$$\sigma_1 = 126,65 \text{ kPa} < \sigma_{1c} = 134,22 \text{ kPa}$$

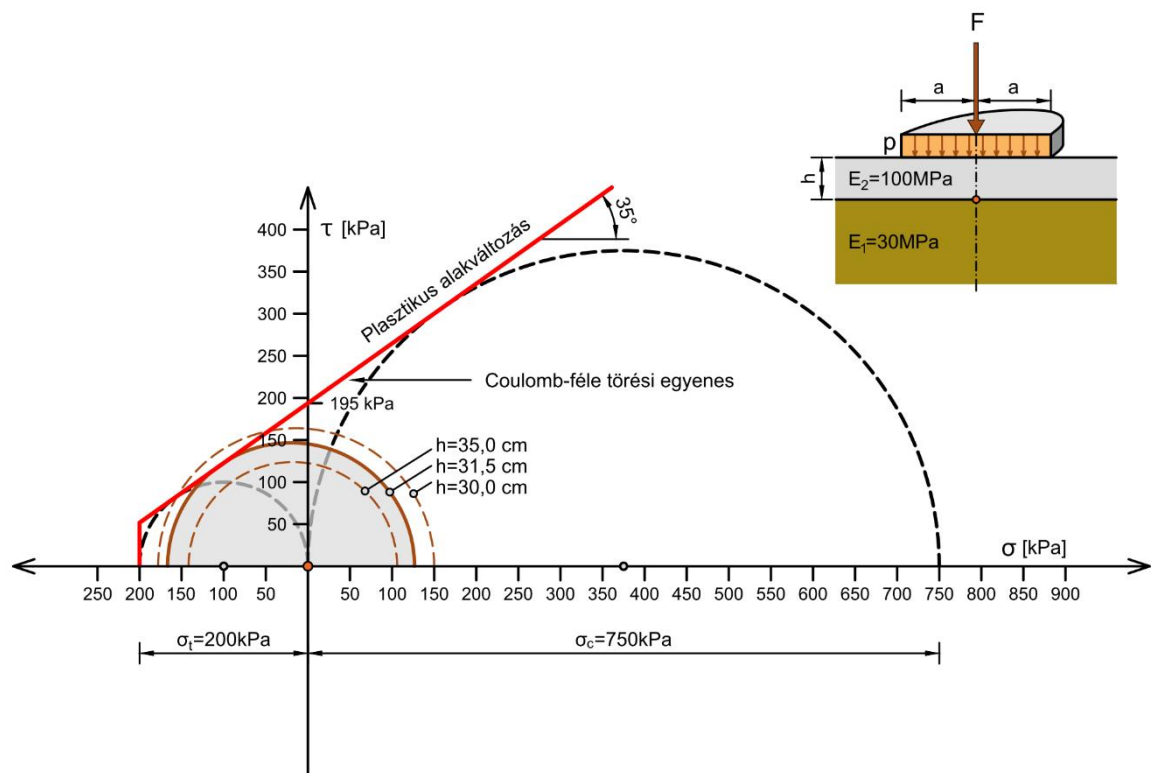
Az így kiszámított vastagságot viszont még nem lehet közvetlenül felhasználni, mivel a stabilizáció alsó szála törési határállapotban van. Vegyünk fel most önkényesen egy $n = 1,5$ biztonsági tényezőt és azzal szorozzuk meg a számított értéket:

$$h_{sz} = h \cdot n = 315 \text{ mm} \cdot 1,5 \approx 475 \text{ mm}$$

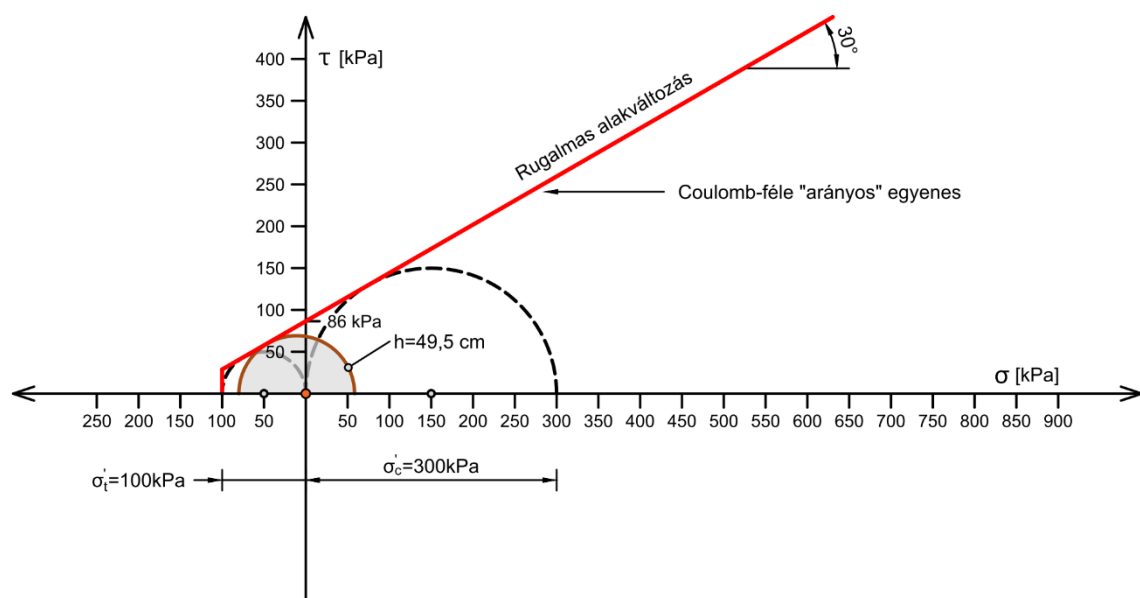
Ezzel megkaptuk az 5% cementadagolást tartalmazó talajstabilizáció szükséges vastagságát. Most végezzük el a számításokat úgy, hogy az alakváltozások a lineárisan rugalmas tartományon belül maradjanak (Feladat-3C). Ehhez először az „arányos” Coulomb-féle egyenest kell meghatározni, amely azokhoz a feszültségállapotokhoz tartozik, melyekben a bekövetkező alakváltozások a feszültségekkel arányosak maradnak: $\sigma_c = 300 \text{ kPa}$ és $\sigma_t = -100 \text{ kPa}$. A számítás menete ezután megegyezik a már bemutatottal, csak itt azt a vastagsági értéket keressük, aminél a törési feltétel éppen csak, de teljesül. Ezt elérjük, ha stabilizáció vastagságát 495 mm-re válasszuk (5-4. ábra):

$$\sigma_1 = 57,69 \text{ kPa} < \sigma_{1c} = 57,88 \text{ kPa}$$

Az ezzel az eljárással kapott rétegvastagság már közvetlenül felhasználható, mivel csak rugalmas alakváltozások jöhetnek létre a stabilizációban. A nagy rétegvastagság abból adódik, hogy a jelentős mértékű külső kerékterhelést csupán egy kétrétegű szerkezet viseli. Ehhez hasonló igénybevételt okoz a stabilizációs rétegek építés közbeni forgalma. Összefoglalva azt állapíthatjuk meg, hogy mind a két megközelítés közel azonos vastagságokat eredményez, de ez leginkább csak a szerencsésen megválasztott biztonsági tényezőn múlik.



5-3. ábra. Cementtalaj stabilizáció méretezése plasztikus alakváltozásokra



5-4. ábra. Cementtalaj stabilizáció méretezése rugalmas alakváltozásokra



5-5. ábra. A mészstabilizációs réteg (vörös nyíl) áthidal egy eróziós hibát

5.3.2. Meszes talajstabilizáció vastagsági méretezése

A mészstabilizációs rétegek vastagsági méretezését a cementtalaj stabilizációnál már megismert elvek szerint hajtjuk végre, mivel a meszes talajstabilizáció is jelentős belső szilárdsággal rendelkezik, így képes húzófeszültségek felvételére. Ezt a tulajdonságát az amerikai National Lime Association (NLA) által kiadott Mészstabilizáció Építési Útmutatóban (2004) megtalálható 5-5. fényképfelvétel is egyértelműen alátámaszta.

A számításokhoz szükséges anyagtulajdonságokat a keverék 28 napos korában elvégzett laboratóriumi vizsgálatok kiértékelésével kapjuk meg. A rugalmassági modulus és a Coulomb-féle törési egyenes felvételére a háromtengelyű (triaxiális) nyomókísérlet, a húzószilárdságra pedig Thompson (1965a) és Eme és Agunwamba (2014a) munkái alapján a hasító-húzóvizsgálat (brazil módszer) ajánlott. Little (1995) szerint a mészstabilizáció súrlódási szöge $\phi = 25^\circ - 35^\circ$, Poisson-féle tényezője pedig $\mu = 0,15 - 0,25$ között található. Ha csak az egyirányú nyomóvizsgálat elvégzésére van módunk, akkor a súrlódási szög jellemző $\phi = 30^\circ$ értéke mellett a kohéziót megbecsülhetjük a (4.27) összefüggéssel:

$$c = \frac{\sigma_c}{2} \tan \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) \approx 0,30\sigma_c$$

A fenti közelítést alkalmazza a texasi MTRX tervezési útmutató (Fernando és mtsai. 2001). Thompson (1965b) vizsgálatai szerint nem csak a kohézió, hanem a rugalmassági modulus is számítható a σ_c nyomószilárdságból:

$$c(\text{kPa}) = 64,12 + 0,292\sigma_c(\text{kPa}) \quad (5.7)$$

$$E(\text{MPa}) = 68,81 + 0,1235\sigma_c(\text{kPa}) \quad (5.8)$$

Az (5.8) képlettel becsült rugalmassági modulus – a kísérlet jellegéből adódóan – statikusnak tekinthető, és 2-3-szor kisebb, mint az AASHTO T-307 amerikai előírás alapján meghatározható dinamikus reziliens modulus (Little 1995).

Szendefy (2009) szerint a mészstabilizáció súrlódási szöge hazai talajok esetében $\phi = 25^\circ - 40^\circ$ között található meg, és a következő egyenlettel becsülhető előre a kötőanyag mennyiségének függvényében:

$$\phi = -0,589L^2 + 7,707L + 18,9 \quad (5.9)$$

ahol

ϕ = a belső súrlódási szög [$^\circ$]

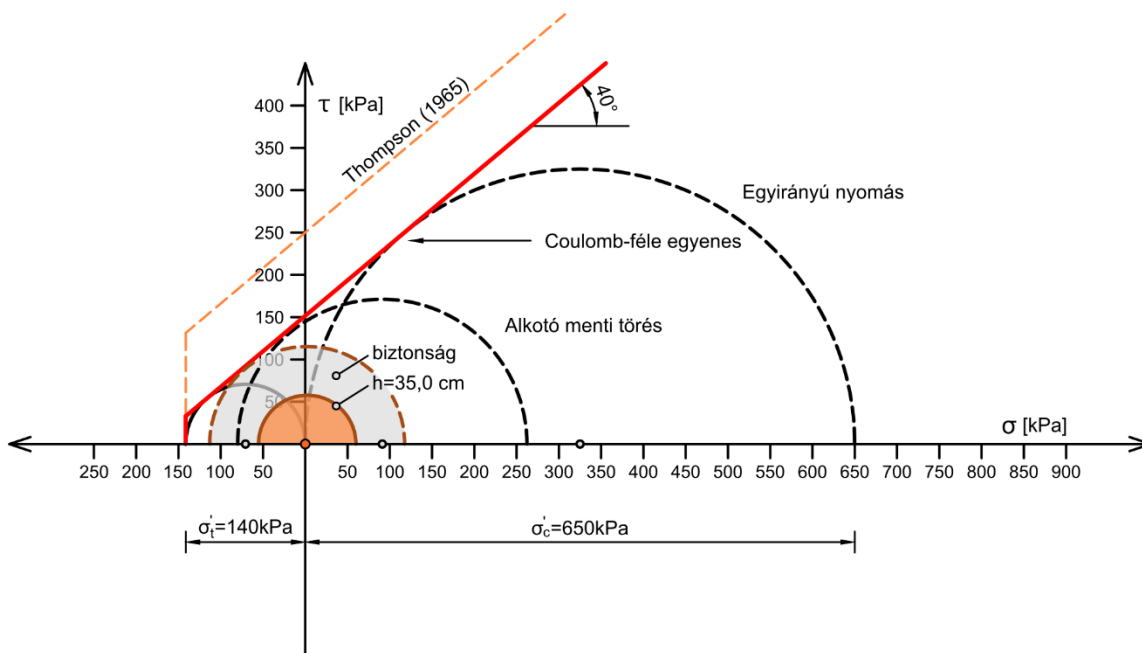
L = a hozzáadott mészmennyiség tömegszázalékban [%]

Az összefüggés a kötőanyag 1-6 tömegszázalék adagolásáig ad értelmezhető eredményeket. Az ismertetett közelítő képletek és laboratóriumi eljárások alapján, már elvégezhetjük a mészstabilizációs rétegek vastagsági méretezését. A következő példában számítsuk ki egy 4% mészadagolást tartalmazó talajstabilizáció szükséges h vastagságát, ha rendelkezünk a keverék egyirányú $\sigma_c = 650$ kPa nyomszilárdságával és a hasító-húzóvizsgálat $\sigma_1 = 255$ kPa és $\sigma_3 = -85$ kPa főfeszültségeivel. Első lépésként a (4.31) képlettel számítjuk ki a keverék σ_t húzószilárdságát:

$$\sigma_t = \frac{650 \text{ kPa} \cdot 85 \text{ kPa}}{650 \text{ kPa} - 3 \cdot 85 \text{ kPa}} \approx -140 \text{ kPa}$$

Az előjel a fenti eredményben a húzást jelöli. A két kísérlet és a számított tiszta húzás Mohr-féle feszültség köre alapján a törési egyenes megszerkeszthető. A Coulomb-féle egyenes súrlódási szöge $\phi = 40^\circ$, kohéziója $c = 150$ kPa. A kapott súrlódási szög értéke jól egybevág Szendefy (2009) megfigyeléseivel, a kohézió viszont a keverék korától nagymértékben függ, így nehéz azt empirikus képletekkel előrejelezni. Thompson (1965b) szerint a σ_c -ből számítható kohézió akár 250 kPa-t is elérheti. A mészstabilizáció statikus rugalmassági modulusát az (5.8) képlet alapján $E \approx 150$ MPa-ra, a Poisson-féle tényezőjét pedig a gyakorlatnak megfelelően $\mu = 0,25$ -nek választjuk. Az első méretezési feladatban megismert kisforgalmú aszfaltpályaszerkezetet tervezzük át (Feladat-4A), az alacsony $E_3 = 50$ MPa földműteherbírást meszes talajstabilizációs réteg beépítésével javítjuk (5-1. c) ábra). A törési kritériumot elsőre $h = 350$ mm vastagság esetén ellenőrizzük ($\sigma_1 = 60,57$ kPa és $\sigma_3 = -55,32$ kPa):

$$\sigma_1 = 60,57 \text{ kPa} < \sigma_{1c} = 388,94 \text{ kPa}$$



5-6. ábra. A mészstabilizációs réteg Mohr-féle feszültségkörei és tönkremeneteli egyenese

A σ_{1c} kritikus nyomó-főfeszültség szempontjából nagy biztonságot ($n \approx 6$) feltételezhetünk a számítás alapján. Talajstabilizációkban törést viszont nem a nyomó- hanem a húzófeszültségek okoznak, ezért érdemes kiszámolni a σ_{3c} kritikus húzó-főfeszültséget is (4.25 egyenlet), mivel ez sokkal jobban jellemzi a feszültségállapot veszélyességét:

$$\sigma_3 = -55,32 \text{ kPa} < \sigma_{3c} = -126,722 \text{ kPa}$$

A negatív előjel csak a húzást jelöli. A számítás alapján a húzóigénybevétel szempontjából már csak $n \approx 2$ biztonsági tényezővel rendelkezünk (lásd 5-5. ábra). A meszes stabilizáció alacsony rugalmassági modulusa miatt, nem tudnak nagy húzófeszültségek kialakulni a réteg alján, ezért a feszültségállapot Mohr-féle köre távol helyezkedik el a törési egyenestől. Érdemes megvizsgálnunk, hogy ha a stabilizáció rugalmassági modulusa $E_2 = 350 \text{ MPa}$ (Feladat-4B), akkor milyen feszültségek lépnek fel $h = 350 \text{ mm}$ vastagság esetén ($\sigma_1 = 50,22 \text{ kPa}$ és $\sigma_3 = -134,66 \text{ kPa}$):

$$\sigma_3 = -134,66 \text{ kPa} < \sigma_{3c} = -126,722 \text{ kPa}$$

A törési kritérium nem teljesül, pedig a stabilizáció vastagsága nem csökkent, csak rugalmassági modulusa emelkedett. A nagyobb rugalmassági modulus nagyobb húzófeszültségek ébredését eredményezi az alsó szálban, amit viszont már a talajstabilizáció belső nyírószilárdsága nem visel el, így eltörik. A példából az is jól látszik, hogy a függőleges nyomófeszültség kis mértékű csökkenése mellett a radiális húzófeszültségek jelentős emelkedést mutatnak, ezért talajstabilizációk esetében sem feltétlenül a nagyobb rugalmassági modulus lesz a kedvező. Húzás szempontjából minden olyan eset

amikor a stabilizált talaj rugalmassági modulusa legalább 7-10-szerese az altalaj rugalmassági modulusának, veszélyesnek tekinthető, és törés szempontjából vizsgálni kell.

A mészstabilizáció eredeti $E_2 = 150$ MPa rugalmassági modulusa esetén a teljesítményegyenletekkel kiszámolt élettartam a következő:

$$N_f = 53\,009 \text{ db e. t. á} \quad \text{és} \quad N_r = 31\,545 \text{ db e. t. á}$$

A pályaszerkezeten belül mind a két fő fáradási kritérium teljesül, így a szerkezet az erőtani méretezés alapján megfelel.

6. Összefoglalás

Jelen útmutató arra vállalkozott, hogy egy lehetséges eljárást mutasson be a talajstabilizációs rétegek vastagsági méretezésére. Mivel a talajstabilizációk jellemzően törés útján mennek tönkre, ezért nem tévedünk nagyot, ha Kézdi (1951; 1967) munkáiban javasolt eljárást követjük. A talajstabilizációkban nem a nyomófeszültségek, hanem a húzófeszültségek okoznak törést, ezért húzószilárdságukat laboratóriumban alaposan meg kell ismerni. A tönkremeneteli határgörbe alakja nagymértékben befolyásolja a méretezés eredményét, ezért mindig nagy gondossággal kell eljárni annak meghatározásakor. A méretezési eljárás főbb lépéseit kis forgalmú hajlékony útpályaszerkezetek példáján keresztül mutattuk be, felhívva az olvasó figyelmét a legfontosabb összefüggésekre. Ennek ellenére a főbb műszaki megállapítások a forgalmi terheléstől függetlenül is figyelembe vehetők az új útpályaszerkezetek tervezésénél. A bemutatott eljárás nincs összhangban több jelenleg érvényben lévő Útügyi Műszaki Előírással, ezért a vastagsági méretezés alapján nyert tapasztalatok elsősorban mező- és erdőgazdasági magánutaknál hasznosíthatók.

7. Mellékletek

Feladat-1A: hajlékony pályaszerkezet

WESLEA for Windows - Simulation Output

STRUCTURAL INFORMATION				
Layer	Modulus	Poisson	Height	Slip
#	(MPa)	(-)	(cm)	
1	4500	0.35	7.000	1
2	250	0.40	20.00	1
3	50	0.45	2537.46	1
4	50	0.45	2537.46	1
5	50	0.45	Infinite	

LOADING CONFIGURATION				
Tire	X	Y	Load	Pressure
#	(cm)	(cm)	(kN)	(kPa)
1	0.00	0.00	50	710.0
Axle Type				
Steer				

PREDICTED PAVEMENT LIFE		
	FATIGUE	RUTTING
Applied	30 000	30 000
Allowed	148 538	4 871
Damage	0.200	6.160

ENGINEERING RESPONSES																
Coordinates (cm)					Normal Stress (kPa)			Normal MicroStrain			Displacement (micrometer)			Shear Stress (kPa)		
Loc#	Layer	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	YZ	XZ	XY
1	1	0.00	0.00	0.00	3578.11	3578.11	710.02	461.61	461.61	-398.81	0.00	0.00	1093.73	0.00	0.00	0.00
2	1	0.00	0.00	7.00	-2522.73	-2522.73	370.72	-393.23	-393.23	474.81	0.00	0.00	1090.68	0.00	0.00	0.00
3	3	0.00	0.00	27.00	6.57	6.57	81.85	-664.40	-664.40	1518.8	0.00	0.00	890.81	0.00	0.00	0.00

Feladat -1B: hajlékony pályaszerkezet

WESLEA for Windows - Simulation Output

STRUCTURAL INFORMATION				
Layer	Modulus	Poisson	Height	Slip
#	(MPa)	(-)	(cm)	
1	4500	0.35	7.000	0
2	250	0.40	20.00	1
3	50	0.45	2537.46	1
4	50	0.45	2537.46	1
5	50	0.45	Infinite	

LOADING CONFIGURATION				
Tire	X	Y	Load	Pressure
#	(cm)	(cm)	(kN)	(kPa)
1	0.00	0.00	50	710.0
Axle Type	Steer			

PREDICTED PAVEMENT LIFE		
	FATIGUE	RUTTING
Applied	30 000	30 000
Allowed	37 957	1 071 641
Damage	0.79	0.03

ENGINEERING RESPONSES																
Coordinates (cm)					Normal Stress (kPa)			Normal MicroStrain			Displacement (micrometer)			Shear Stress (kPa)		
Loc#	Layer	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	YZ	XZ	XY
1	1	0.00	0.00	0.00	4199.68	4199.68	710.02	551.40	551.40	-495.50	0.00	0.00	1417.77	0.00	0.00	0.00
2	1	0.00	0.00	7.00	-4004.88	-4004.88	361.00	-606.56	-606.56	703.21	0.00	0.00	1410.45	0.00	0.00	0.00
3	3	0.00	0.00	27.00	123.47	123.47	129.96	188.45	188.45	376.89	0.00	0.00	1247.71	0.00	0.00	0.00

Feladat-2A: hajlékony pályaszerkezet 130 MPa földműteherbírással

WESLEA for Windows - Simulation Output

STRUCTURAL INFORMATION					***LOADING CONFIGURATION***					***PREDICTED PAVEMENT LIFE***		
Layer	Modulus	Poisson	Height	Slip	Tire	X	Y	Load	Pressure		FATIGUE	RUTTING
#	(MPa)	(-)	(cm)		#	(cm)	(cm)	(kN)	(kPa)			
1	4500	0.35	7.000	1	1	0.00	0.00	50	710.0	Applied	30 000	30 000
2	250	0.40	20.00	1						Allowed	197 285	32 123
3	130	0.45	2537.46	1						Damage	0.15	0.93
4	130	0.45	2537.46	1	Axle Type			Steer				
5	130	0.45	Infinite									

ENGINEERING RESPONSES																
Coordinates (cm)					Normal Stress (kPa)			Normal MicroStrain			Displacement (micrometer)			Shear Stress (kPa)		
Loc#	Layer	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	YZ	XZ	XY
1	1	0.00	0.00	00.00	3082.04	3082.04	710.02	389.96	389.96	-321.65	0.00	0.00	643.43	0.00	0.00	0.00
2	1	0.00	0.00	07.00	-2275.14	-2275.14	394.68	-359.33	-359.33	441.62	0.00	0.00	638.89	0.00	0.00	0.00
3	3	0.00	0.00	27.00	11.25	11.25	131.40	-407.23	-407.23	932.85	0.00	0.00	447.90	0.00	0.00	0.00

Feladat-2B: hajlékony pályaszerkezet +3 cm aszfaltbeton és +20 MPa földműteherbírás

WESLEA for Windows - Simulation Output

STRUCTURAL INFORMATION				
Layer	Modulus	Poisson	Height	Slip
#	(MPa)	(-)	(cm)	
1	4500	0.35	10.00	1
2	250	0.40	20.00	1
3	70	0.45	2537.46	1
4	70	0.45	2537.46	1
5	70	0.45	Infinite	

LOADING CONFIGURATION				
Tire	X	Y	Load	Pressure
#	(cm)	(cm)	(kN)	(kPa)
1	0.00	0.00	50	710.0
Axle Type	Steer			

PREDICTED PAVEMENT LIFE		
	FATIGUE	RUTTING
Applied	30 000	30 000
Allowed	295 036	32 929
Damage	0.10	0.91

ENGINEERING RESPONSES																
Coordinates (cm)					Normal Stress (kPa)			Normal MicroStrain			Displacement (micrometer)			Shear Stress (kPa)		
Loc#	Layer	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	YZ	XZ	XY
1	1	0.00	0.00	00.00	2692.06	2692.06	710.02	333.63	333.63	-260.98	0.00	0.00	742.86	0.00	0.00	0.00
2	1	0.00	0.00	10.00	-2058.28	-2058.28	243.00	-316.21	-316.21	374.18	0.00	0.00	736.64	0.00	0.00	0.00
3	3	0.00	0.00	30.00	6.09	6.09	70.37	-404.48	-404.48	926.90	0.00	0.00	599.07	0.00	0.00	0.00

Feladat-3A: 30 cm cementtalaj stabilizáció

WESLEA for Windows - Simulation Output

STRUCTURAL INFORMATION					***LOADING CONFIGURATION***					***PREDICTED PAVEMENT LIFE***		
Layer	Modulus	Poisson	Height	Slip	Tire	X	Y	Load	Pressure		FATIGUE	RUTTING
#	(MPa)	(-)	(cm)		#	(cm)	(cm)	(kN)	(kPa)			
1	100	0.20	30.00	1	1	0.00	0.00	50	710.0	Applied	3 000	3 000
2	30	0.45	2537.46	1	Axle Type					Allowed	1 469	115
3	30	0.45	2537.46	1								
4	30	0.45	2537.46	1								
5	30	0.45	Infinite		Steer					Damage	2.04	26.08

ENGINEERING RESPONSES																
Coordinates (cm)					Normal Stress (kPa)			Normal MicroStrain			Displacement (micrometer)			Shear Stress (kPa)		
Loc#	Layer	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	YZ	XZ	XY
1	1	0.00	0.00	00.00	584.57	584.57	710.02	3256.50	3256.50	4761.95	0.00	0.00	3180.00	0.00	0.00	0.00
2	1	0.00	0.00	30.00	-178.73	-178.73	137.03	-1703.97	-1703.97	2085.22	0.00	0.00	1979.02	0.00	0.00	0.00
3	2	0.00	0.00	30.00	19.17	19.17	137.03	-1703.99	-1703.99	3992.57	0.00	0.00	1979.02	0.00	0.00	0.00

Feladat-3B: 35 cm cementtalaj stabilizáció

WESLEA for Windows - Simulation Output

STRUCTURAL INFORMATION				
Layer	Modulus	Poisson	Height	Slip
#	(MPa)	(-)	(cm)	
1	100	0.20	35.00	1
2	30	0.45	2537.46	1
3	30	0.45	2537.46	1
4	30	0.45	2537.46	1
5	30	0.45	Infinite	

LOADING CONFIGURATION				
Tire	X	Y	Load	Pressure
#	(cm)	(cm)	(kN)	(kPa)
1	0.00	0.00	50	710.0
Axle Type	Steer			

PREDICTED PAVEMENT LIFE		
	FATIGUE	RUTTING
Applied	3 000	3 000
Allowed	3 056	291
Damage	0.98	10,31

ENGINEERING RESPONSES																
Coordinates (cm)					Normal Stress (kPa)			Normal MicroStrain			Displacement (micrometer)			Shear Stress (kPa)		
Loc#	Layer	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	YZ	XZ	XY
1	1	0.00	0.00	0.00	563.53	563.53	710.02	3088.22	3088.22	4846.09	0.00	0.00	3027.07	0.00	0.00	0.00
2	1	0.00	0.00	35.0	-142.20	-142.20	106.31	-1350.29	-1350.29	1631.93	0.00	0.00	1729.19	0.00	0.00	0.00
3	2	0.00	0.00	35.0	13.33	13.33	106.32	-1350.33	-1350.33	3143.94	0.00	0.00	1729.19	0.00	0.00	0.00

Feladat-3C: 49,5 cm cementtalaj stabilizáció

WESLEA for Windows - Simulation Output

STRUCTURAL INFORMATION					***LOADING CONFIGURATION***					***PREDICTED PAVEMENT LIFE***			
Layer	Modulus	Poisson	Height	Slip	Tire	X	Y	Load	Pressure		FATIGUE	RUTTING	
#	(MPa)	(-)	(cm)		#	(cm)	(cm)	(kN)	(kPa)				
1	100	0.20	49.50	1	1	0.00	0.00	50	710.0	Applied	3 000	3 000	
2	30	0.45	2537.46	1	Steer					Allowed	19 015	2 857	
3	30	0.45	2537.46	1									
4	30	0.45	2537.46	1									
5	30	0.45	Infinite		Axle Type						Damage	0.16	1.05

ENGINEERING RESPONSES																
Coordinates (cm)					Normal Stress (kPa)			Normal MicroStrain			Displacement (micrometer)			Shear Stress (kPa)		
Loc#	Layer	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	YZ	XZ	XY
1	1	0.00	0.00	0.00	531.89	531.89	710.02	2835.09	2835.09	4972.65	0.00	0.00	2748.21	0.00	0.00	0.00
2	1	0.00	0.00	49.50	-80.01	-80.01	57.69	-755.50	-755.50	896.95	0.00	0.00	1258.01	0.00	0.00	0.00
3	2	0.00	0.00	49.50	5.99	5.99	57.69	-755.51	-755.51	1743.26	0.00	0.00	1258.01	0.00	0.00	0.00

Feladat-4A: útpályaszerkezet 35 cm meszes talajstabilizációval

WESLEA for Windows - Simulation Output

STRUCTURAL INFORMATION				
Layer	Modulus	Poisson	Height	Slip
#	(MPa)	(-)	(cm)	
1	4500	0.35	7.000	0
2	250	0.40	20.00	1
3	150	0.25	35.00	1
4	50	0.45	2537.46	1
5	50	0.45	Infinite	

LOADING CONFIGURATION				
Tire	X	Y	Load	Pressure
#	(cm)	(cm)	(kN)	(kPa)
1	0.00	0.00	50	710.0
Axle Type	Steer			

PREDICTED PAVEMENT LIFE		
	FATIGUE	RUTTING
Applied	30 000	30 000
Allowed	53 009	31 545
Damage	0.57	0.95

ENGINEERING RESPONSES												
Coordinates (cm)				Normal Stress (kPa)			Normal MicroStrain			Displacement (micrometer)		
Loc#	Layer	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y
1	1	0.00	0.00	0.00	3769.39	3769.39	710.02	489.24	489.24	-428.57	0.00	0.00
2	1	0.00	0.00	7.00	-3570.29	-3570.29	383.02	-545.50	-545.50	640.49	0.00	0.00
3	3	0.00	0.00	62.00	-55.32	-55.32	60.57	-377.59	-377.59	588.23	0.00	0.00
4	4	0.00	0.00	62.00	15.23	15.23	60.57	-377.59	-377.59	937.24	0.00	0.00
											Shear Stress (kPa)	
											YZ	XY
											0.00	0.00
											0.00	0.00
											0.00	0.00
											0.00	0.00

Feladat-4B: útpályaszerkezet 35 cm meszes talajstabilizációval

WESLEA for Windows - Simulation Output

STRUCTURAL INFORMATION					***LOADING CONFIGURATION***					***PREDICTED PAVEMENT LIFE***		
Layer	Modulus	Poisson	Height	Slip	Tire	X	Y	Load	Pressure		FATIGUE	RUTTING
#	(MPa)	(-)	(cm)		#	(cm)	(cm)	(kN)	(kPa)			
1	4500	0.35	7.000	0	1	0.00	0.00	50	710.0	Applied	30 000	30 000
2	250	0.40	20.00	1	Steer					Allowed	76 629	59 435
3	350	0.25	35.00	1						Damage	0.39	0.50
4	50	0.45	2537.46	1								
5	50	0.45	Infinite									

ENGINEERING RESPONSES																		
Coordinates (cm)					Normal Stress (kPa)			Normal MicroStrain			Displacement (micrometer)			Shear Stress (kPa)				
Loc#	Layer	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	YZ	XZ	XY		
1	1	0.00	0.00	0.00	3344.46	3344.46	710.02	427.86	427.86	-362.47	0.00	0.00	1065.89	0.00	0.00	0.00		
2	1	0.00	0.00	7.00	-3140.90	-3140.90	405.68	-485.24	-485.24	578.74	0.00	0.00	1058.26	0.00	0.00	0.00		
3	3	0.00	0.00	62.00	-134.66	-134.66	50.22	-324.44	-324.44	335.88	0.00	0.00	724.15	0.00	0.00	0.00		
4	4	0.00	0.00	62.00	11.60	11.60	50.22	-324.44	-324.44	795.73	0.00	0.00	724.15	0.00	0.00	0.00		

8. Irodalom

- Akazawa, T. 1943. „New Test Method for Evaluating Internal Stress Due to Compression of Concrete: The Splitting Tension Test”. *Journal of Japanese Civil Engineering Institute*, sz. 29: 777–787.
- AMADEUS. 2000. „AMADEUS: Advanced Models for Analytical Design of European Pavement Structures”. RO-97-SC.2137. The European Commission under the Transport RTD Programme of the 4th Framework Programme. <https://trimis.ec.europa.eu/project/advanced-models-analytical-design-european-pavement-structures>.
- Bly, Peter, Derek Tompkins, és Lev Khazanovich. 2010. „Allowable Axle Loads on Pavements”. FINAL REPORT MN/RC 2011-02. Technical Report. Minneapolis, MN: University of Minnesota Department of Civil Engineering.
- Boromisza Tibor. 1997. *Aszfaltburkolatú útpályaszerkezetek méretezésének gyakorlata: Méretezési Praktikum*. Közúti Közlekedési Füzetek 16. Budapest: Közlekedési, Hírközlési és Vízügyi Minisztérium.
- Burmister, Donald M. 1943. „The Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems and Application to the Design of Airport Runways”. In . Köt. 23. Highway Research Board.
- Carneiro, F. L. L. B. 1943. „A New Method to Determine the Tensile Strength of Concrete”. In *Proceedings of the 5th meeting of the Brazilian Association for Technical Rules („Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT”)*, 126–129.
- Das, Braja M. 2002. *Soil Mechanics Laboratory Manual*. 6th ed. New York: Oxford University Press.
- Eme, D. B., és J. C. Agunwamba. 2014a. „Prediction of Elastic Modulus from Compressive Modulus of Lime Stabilized Lateritic Soil for Mechanistic Design Using the Split Cylinder”, 31.
- . 2014b. „Tensile Strength of Natural and Lime Stabilized Clay Soil in Rivers State Using One Indirect Tensile Testing Technique (Splitting Test)”. *The International Journal Of Engineering And Science (IJES)* 3 (4): 38–45.
- Fernando, Emmanuel G., Wenting Liu, Taehee Lee, és Tom Scullion. 2001. „The Texas Modified Triaxial (MTRX) Design Program”. FHWA/TX-05/0-1869-3. Texas: Texas Transportation Institute, Texas A&M University.
- Kabai Imre. 2002. *Geotechnika I*. Budapest: Műegyetemi Kiadó.
- Kaliskzy Sándor. 1975. *Képlékenységtan*. Budapest: Akadémiai Kiadó.
- Kézdi Árpád. 1951. *Cementtalajutak vizsgálata és méretezése*. Budapest: Közlekedési és Postaügyi Minisztérium.
- . 1952. *Talajmechanika I*. Budapest: Tankönyvkiadó.
- . 1961. *Talajmechanikai praktikum*. Budapest: Tankönyvkiadó.
- . 1967. *Stabilizált földutak*. Budapest: Akadémiai Kiadó.
- Kézdi, Árpád, és Györgyi Horváth. 1972. „Kötött talajok húzó és hajlító szilárdsága”. *Mélyépítéstudományi szemle* 22 (7): 298–305.
- Kosztka Miklós, és Péterfalvi József. 2001. *Erdészeti utak tervezési irányelvei - Az engedélyezési terv és tervrészletek tartalmi és formai követelményei*. Budapest: Földművelésügyi és Vidékfejlesztési Minisztérium Erdészeti Hivatala.
- Kozák Imre, és Szeidl György. 2006. „Fejezetek a szilárdságtanból”.
- Kubányi Zoltán. 2017. „Helyszíni kivitelezésű kötőanyagot talajkezelések”. TALAJSZABILIZÁCIÓK A GYAKORLATBAN. 3R Magyar Remix Egyesület, Budapest.

- „Lime-Treated Soil Construction Manual Lime Stabilization & Lime Modification”. 2004. Manual. National Lime Association, The Versatile Chemical.
- Little, Dallas N. 1995. *Handbook for Stabilization of Pavement Subgrades and Base Courses with Lime*. Dubuque, Iowa: Kendall/Hunt Pub. Co.
- Mallela, Jagannath, Harold Von Quintus, és Kelly L. Smith. 2004. „Consideration of Lime-Stabilized Layers in Mechanistic-Empirical Pavement Design”. Manual. Arlington, Virginia: The National Lime Association.
- Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide - A Manual of Practice (Interim Edition)*. 2008. Place of publication not identified: American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). <http://www.knovel.com/knovel2/Toc.jsp?BookID=3675>.
- Nagyváti, Béla. 1958. „Rideg anyagok húzószilárdságának kísérleti meghatározása”. *Mélyépítéstudományi szemle* 8 (7): 300–305.
- Nemesdy, Ervin. 1992. „Az új magyar típus-útpályaszerkezetek mechanikai méretezésének háttere”. *Közlekedésepítés- és mélyépítéstudományi szemle : a Közlekedéstudományi Egyesület lapja* 42 (8): 293–306.
- Palotás László. 1961. *Építőanyagok II*. Budapest: Akadémiai Kiadó.
- Parry, Richard H. G. 2004. *Mohr Circles, Stress Paths and Geotechnics*. <http://public.ebookcentral.proquest.com/choice/publicfullrecord.aspx?p=200108>.
- Péterfalvi, József, Miklós Kosztka, Gergely Markó, és Péter Primusz. 2008. „Experimental pavements built on cohesive soil”. *Hungarian agricultural engineering*, sz. No: 53–54.
- Péterfalvi, József, Péter Primusz, Gergely Markó, Balázs Kisfaludi, és Miklós Kosztka. 2014. „Mésszel stabilizált földmű hatásainak vizsgálata egy kísérleti útszakaszon”. *Erdészettudományi közlemények : a NAIK Erdészeti Tudományos Intézet és a Nyugat-magyarországi Egyetem Erdőmérnöki Karának tudományos lapja* 4 (1): 119–134.
- Somosvári, Zsolt. 2009. „Közetek képlékeny- és tönkremeneteli határállapotainak kritériumai”. *A Miskolci Egyetem közleményei. A sorozat Bányászat*, sz. 76: 91–128.
- Szalai József. 2006. „Műszaki Mechanika II. Szilárd Testek Sztatikája”. Egyetemi jegyzet. Sopron. <https://sites.google.com/a/skk.nyme.hu/szalai-jozsef/home/Mechanika>.
- Szendefy János. 2009. „A hazai talajok szerkezetének és teherbírásának változása meszes talajstabilizáció hatására”. PhD, Budapest: Budapest Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem.
- Szepesházi Róbert. 2008. „Geotechnika”. Egyetemi jegyzet. Győr.
- Tang, Chao-Sheng, Xiang-Jun Pei, De-Yin Wang, Bin Shi, és Jian Li. 2015. „Tensile Strength of Compacted Clayey Soil”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 141 (4): 04014122. <https://doi.org/10/f7bdbp>.
- Thompson, Marshall R. 1965a. „Split-Tensile Strength of Lime-Stabilized Soils”. In *Lime Stabilization*, 69–82. Highway Research Record 92. Highway Research Board. <http://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/hrr/1965/92/92-005.pdf>.
- . 1965b. „Shear Strength and Elastic Properties of Lime-Soil Mixtures”. Highway Research Record. Illinois: University of Illinois, Urbana-Champaign.
- Török Kálmán. 2000. „Az aszfaltkeverékek mechanikai, és fizikai tulajdonságainak laboratóriumi vizsgálatai”. Laboratóriumi aszfaltmechanikai vizsgálati rendszer. Budapest: Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Út és Vasútépítési Tanszék.

- Ullidtz, Per. 1998. *Modelling Flexible Pavement Response and Performance*. 1. ed.
Lungby: Polyteknisk Forl.
- Van Cauwelaert, F. 1985. „Stresses and Displacements in a Four Layered System with Fixed Bottom”. Intermediate report. Belgium: Centre d’Etudes et de Recherche de l’Institut Supérieur Industriel Catholique (CERISIC).