



58. ÉVFOLYAM
5-6. SZÁM

KÖZÚTI ÉS MÉLYÉPÍTÉSI SZEMLE

2008. JÚNIUS

FELELŐS KIADÓ
Kerékgyártó Attila *mb. főigazgató*

FELELŐS SZERKESZTŐ
Dr. Koren Csaba

SZERKESZTŐK
Dr. Gulyás András,
Rétháti András,
Dr. Tóth-Szabó Zsuzsanna

CÍMLAPFOTÓ
Koch Edina

KÖZÚTI ÉS MÉLYÉPÍTÉSI SZEMLE
Alapította a Közlekedéstudományi
Egyesület.
A közlekedésépítési és mélyépítési
szakterület mérnöki tudományos
havi lapja.

HUNGARIAN REVUE OF ROADS
AND CIVIL ENGINEERING
INDEX: 25 572 ISSN: 1719 0702

KIADJA:
Közlekedésfejlesztési
Koordinációs Központ
1024 Budapest, Lövház u. 39.

SZERKESZTŐSÉG:
Széchenyi István Egyetem,
UNIVERSITAS-Győr Nonprofit Kft.
9026 Győr, Egyetem tér 1.
Telefon: 96 503 452;
Fax: 96 503 451;
E-Mail: koren@sze.hu, tothzs@sze.hu

DESIGN, NYOMDAI MUNKA,
HIRDETÉSEK, ELŐFIZETÉS:

Press GT Kft.

1134 Budapest, Üteg u. 49.

Telefon: 349-6135

Fax: 452-0270;

E-mail: info@pressgt.hu

Internet: www.pressgt.hu

Lapigazgató: Hollauer Tibor

Hirdetési igazgató: Mező Gizi

A cikkekben szereplő megállapítások és adatok a szerzők véleményét és ismereteit fejezik ki és nem feltétlenül azonosak a szerkesztők véleményével és ismereteivel.

TARTALOM

DR. BOROMISZA TIBOR – DR. HABIL GÁSPÁR LÁSZLÓ
– KÁROLY RÓBERT

Útpályaszerkezetek teherbírása

Hazai és külföldi eredmények és problémák

1

TÓTH CSABA – TÓTH JÓZSEF

Útpályaszerkezetek roncsolásmentes diagnosztikai lehetőségei

10

FÜLEKI PÉTER

A kompaktaszfalt alkalmazási lehetőségeinek vizsgálata
a hazai útpályaszerkezetek építésénél

16

BENCZE ZSOLT

Dunaújvárosi salakmeddő az M6-os autópálya töltésében

23

KOCH EDINA

Töltésmegtámasztás modellezése véges elemes programmal

28

DR. NAGY LÁSZLÓ

Finomszemcsés talajok áteresztőképessége

33

ÚTPÁLYASZERKEZETEK TEHERBÍRÁSA HAZAI ÉS KÜLFÖLDI EREDMÉNYEK ÉS PROBLÉMÁK

DR. BOROMISZA TIBOR¹ – DR. HABIL GÁSPÁR LÁSZLÓ² – KÁROLY RÓBERT³

1. BEVEZETÉS

Az útpályaszerkezetek teljesítményének (performance) vizsgálata és nyomon követése egyre több fejlett üzleti kultúrájú ország útburkolat-gazdálkodásának, illetve közúti vagyongazdálkodásának döntő elemét képezi. Ennek a teljesítő képességnek a jellemzésére teljesítményi mérőszámok (performance indicators) alkalmazása terjedt el. Az egyik legfontosabb ilyen mérőszám az útpályaszerkezetek teherbírásának jellemzésére vonatkozik. A következőkben az ezzel kapcsolatos hazai és külföldi eredmények, illetve problémák közül érintünk egyeseket.

2. A COST 354-ES AKCIÓ

A korábban leírtak felismerésére indította 2004-ben az Európai Unió – a jelen cikk két szerzőjének részvételével – „Az útburkolatok teljesítményi mérőszámai” tárgyú, COST 354-es akciót [1]. Ennek fő célkitűzését egységes európai teljesítményi mérőszámoknak és jelzőszámoknak (indices) az úthasználók és az útkezelők igényeit figyelembe vevő meghatározása képezte.

Az akció keretében öt munkabizottság tevékenykedik. A 2. munkabizottság témája: Teljesítményi paraméterek kiválasztása és értékelése. Ennek keretében a következő teljesítményi mérőszámok mértékegység nélküli skálán történő kifejezését tűzték ki célul:

- hosszirányú felületi egyenletesség,
- keresztirányú felületi egyenletesség,
- makroérdesség,
- csúszásellenállás,
- gördülőség,
- légszennyezés,
- pályaszerkezet-teherbírás.

A teljesítményi jelzőszám (performance index) 0 és 5 közötti skálán értelmezett, dimenzió nélküli érték, ahol 0 jelenti a kiváló állapotot, az 5 pedig a nagyon rosszat. Ezeket a jelzőszámokat általában műszaki paraméterekből (technical parameter) származtatják. Ez utóbbi az útburkolat állapotának mérésével vagy más módon meghatározott fizikai tulajdonsága (pl. behajlás).

A COST 354-es akció 2. munkabizottsága a megfelelő teljesítményi mérőszámokat kiválasztotta; célértékeket és határértékeket jelölt ki; a műszaki paraméterek és a teljesítményi jelzőszámok közötti transzformációt lehetővé tevő átszámítási függvényeket alakított ki; illetve a teljesítményi jelzőszámok meghatározásához gyakorlati útmutatót készített. Tevékenysége az akció során kialakított európai adatbázist hasznosította. Nyilvánvaló, hogy a

javasolt célértékek egyáltalán nem általános érvényűek, mivel azok az úttípustól és az elérni kívánt szolgáltatási szinttől nagymértékben függenek. A következőkben a COST 354-es akciónak a teherbírás teljesítményi mérőszámokkal kapcsolatos eredményeit ismertetjük röviden.

3. TEHERBÍRÁSI TELJESÍTMÉNYI MÉRŐSZÁMOK

3.1. A TEHERBÍRÁSI TELJESÍTMÉNYI MÉRŐSZÁMOK A COST 354 ADATBÁZISÁBAN

A COST 354-es akció művelése során létrehozott adatbázishoz 22 ország szolgáltatott információt. Ezek közül 12 ország (55%) foglalkozott teherbírás kérdésekkel is. A legtöbb esetben egy-egy adatsort szolgáltatott, de az Egyesült Királyság, Dánia, Görögország és Spanyolország két-két adatsorral szerepelt (1. táblázat).

1. táblázat A COST 354-es akció teherbírás adatbázisához hozzájárult országok

Ország	Az adatbázisba szolgáltatott adatsorok száma
Ausztria	1
Dánia	2
Franciaország	1
Görögország	2
Magyarország	1
Olaszország	1
Portugália	1
Szerbia és Montenegró	1
Szlovénia	1
Spanyolország	2
Svájc	1
Egyesült Királyság	2
Összesen:	16

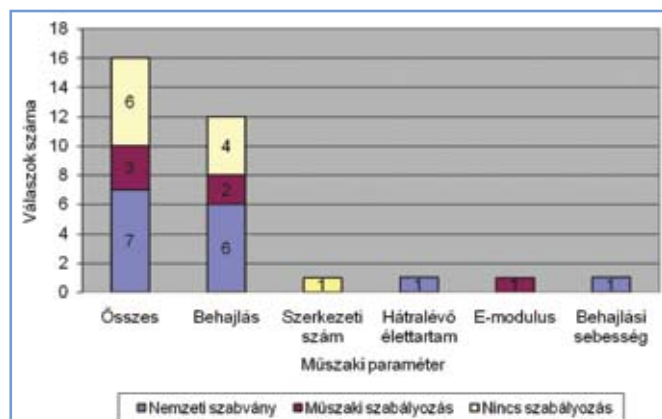
Az adatbázisban a teherbírás teljesítményi mérőszámaként ötféle műszaki paramétert (TP) különböztettek meg. Az országok többsége (12-ből 10) a pályaszerkezet-behajlást választotta műszaki paraméterként. Ezek az esetenként párhuzamosan is alkalmazott paraméterek a következők (1. ábra):

- pályaszerkezet-behajlás,
- szerkezeti szám,
- hátralevő élettartam,
- E-modulus,
- pályaszerkezet-behajlási sebesség.

¹ okl. mérnök, szaktanácsadó, Magyar Közút Kht. e-mail: boromisza@kozut.hu

² okl. mérnök, okl. gazd.mérnök, MTA doktora, kutató professzor, Közlekedéstudományi Intézet Nonprofit Kft., egyetemi tanár, Széchenyi István Egyetem e-mail: gaspar.laszlo@kti.hu

³ okl. építőmérnök, MBA, laboratóriumvezető, főmérnök, H-TPA Kft e-mail: robert.karoly@tpa.hu



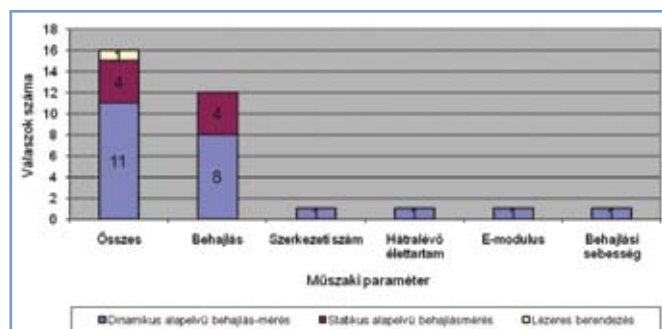
1. ábra A COST 354-es adatfelvételen részt vett országokban alkalmazott teherbírási műszaki paraméterek és azok szabályozottsági foka

3.2. SZABÁLYOZÁSI KÉRDÉSEK

A COST 354-es akció keretében történt adatgyűjtés egyik kérdése az volt, hogy a szóban forgó műszaki paramétert országos vagy nemzetközi szabvány, illetve valamilyen egyéb műszaki előírás alapján vizsgálják-e. Az 1. ábra összesítéséből kitűnik, hogy egyik megkérdezett ország sem alkalmaz ezen a téren nemzetközi szabványt, a legtöbben csupán valamilyen nemzeti szabványra vagy pedig műszaki előírásra hivatkoznak.

3.3. MÉRÉSI ALAPELV

A kérdőíves felmérés bizonyítja, hogy mérési alapelv szempontjából a legszélesebb körben alkalmazott módszer a dinamikus behajlás-mérés; egyedül Dánia méri a behajlási sebességet lézerezéssel, illetve 4 megkérdezett ország választott statikus eszközt (2. ábra).



2. ábra Különböző teherbírási műszaki paraméterek meghatározásához alkalmazott mérés technikák megoszlása Európában
 $PI_B=5$ (1-hátralevő/tervezési élettartam)

3.4. KIEGÉSZÍTŐ SZAKIRODALMI INFORMÁCIÓK

A teherbírás teljesítményi mérőszámaival foglalkozó tanulmányok zöme egyetért abban, hogy erre a célra az egyik legalkalmasabb mérőszám a pályaszerkezet hátralevő élettartama, amelyet a burkolat pillanatnyi állapota és a szakasz jövőben várható forgalom nagysága alapján számítanak [2]. Valójában ez nem „igazi” teljesítményi mérőszám, hanem a szerkezet várható teljesítményének a meghatározására irányuló elemzés végeredménye, és a következő adatokon alapul:

- a meglévő pályaszerkezet jellemzői (például, rétegvastagságok és modulusok),
- a várható forgalmi terhelés meghatározása,
- az üzemelési körülmények (köztük a környezeti feltételek) előrebecslése,
- a tönkremeneteli kritériumok a hátralevő élettartam előrebecslését lehetővé tevő megállapítása.

Megjegyzésre érdemes, hogy a felsorolt tényezők meghatározását nem szabványosították, és az egyes országok közúti adminisztrációi a tönkremeneteli kritériumok tekintetében is egyedi megoldásokat alkalmaznak. Ugyanakkor a pályaszerkezet hátralevő élettartamának megállapításához szükséges nagy mennyiségű adat és számítás sem teszi lehetővé, hogy valamilyen mérhető műszaki paraméter és egy teljesítményi mérőszám között közvetlen kapcsolatot határozzanak meg.

A szakirodalom több olyan műszaki paramétert is ismertet, amelyek a teherbírás teljesítményi mérőszámaként könnyen alkalmazhatók, a teljes hátralevő élettartam számítására azonban nincsen lehetőség. Az „Ejtősúlyos behajlásmérés” témájú COST 336-os akció [3] kiterjedt háttérkutatót folytatott különböző műszaki paraméterek tekintetében, amelyek mind a létesítményi (2. táblázat), mind pedig a hálózati szintű (3. táblázat) alkalmazás szempontjából megfelelőek lehetnek.

2. táblázat A pályaszerkezet-behajlási teknő paraméterei (létesítményi szint)

Nem-központi behajlásérték	d_r	μm	Az r egyenérték-mélységben lévő réteg állapotának jellemzése
Felületi görbületi index (SCI)	$d_0 - d_r$	μm	A kötőréteg fáradásának felmérése
Alapréteg tönkremeneteli index (BDI)	$d_1 - d_r$	μm	Az alapréteg(ek) állapotának felmérése
Alapréteg görbületi index (BCI)	$d_{n-1} - d_n$	μm	Az alap alatti réteg(ek) állapotának felmérése
Görbületi teknő tényező (CBF)	$(d_0 - d_r) / d_0$	-	Az r egyenérték-mélységben lévő réteg állapotának jellemzése
Behajlási arányszám (DR)	d_0 / d_r	-	Az r egyenérték-mélységben lévő réteg állapotának jellemzése

3. táblázat. Különböző pontossági igényű kimenő adatok (hálózati szint)

Pontossági igény	Kimenő adat
1. szint	központi behajlás
2. szint	SN (szerkezeti szám), SCI vagy hasonló mutatószám
3. szint	behajlási teknő

Hálózati szintű felhasználásnál – a megkövetelt pontosság szerint – különböző műszaki paraméterek alkalmazására van szükség a következők szerint:

- 1. szint – minimális (költségvetés készítése),
- 2. szint – az 1. és a 3. szint között (projektkiválasztás és forráselosztás),
- 3. szint – a legrészletesebb, a létesítményi szinthez közelítő (elsőbbségi sorolás).

Ejtősúlyos teherbírás (FWD) mérésekor számos tanulmány [4-9] jelöli meg az SCI-t (felületi görbületi indexet), mint lehetséges műszaki paramétert a pályaszerkezetek teherbírásához; meghatározásakor általában az SCI_{300} -at ($d_0 - d_{300mm}$) részesítik előnyben. Az SCI index – mely az ejtősúlyos vizsgálatok numerikus kiértékelésénél a leggyakoribb műszaki paraméter – valójában „behajlási” mutató, és nem a hátralevő élettartam vagy a szerkezeti szám megjelenítésére szolgál.

3.5. A JAVASOLT EGYEDI TELJESÍTMÉNYI MÉRŐSZÁM KIVÁLASZTÁSA

A teherbírás jellemzésére a legmegfelelőbb mérőszám a hátralevő élettartam becsült értéke lenne. Ez azonban nem olyan teljesítményi mérőszám, amely a mérhető műszaki paraméterből közvetlenül számítható. Meghatározásához a teherbírás mérés után teljes körű tönkremeneteli elemzésre van szükség. Bár ismeretes a teherbírás teljesítményi mérőszámnak közvetlenül a hátralevő élettartam-elemzés eredményéből történő előállítására szolgáló módszer, a széles körű felhasználhatóság érdekében azonban a COST 354-es akció művelésekor olyan egyszerűbb eljárást fejlesztettek ki, amely figyelembe veszi, hogy a teljesítményi mérőszámnak a mért műszaki paraméterrel közvetlen kapcsolatban kell lennie.

Mind a COST 354-es adatbázis kiértékelésének eredménye, mind pedig a kapcsolódó szakirodalom rávilágított arra, hogy – létesítményi és hálózati szinten egyaránt – az útpályaszerkezetek teherbírásának leggyakrabban használt teljesítményi mérőszáma a „behajlás”. A COST adatbázis szerint egyetlen olyan behajlási mutatószám sem létezik, amelyet több országban is – egységesen – alkalmaznának.

Az irodalmi adatok szerint a legmegfelelőbb műszaki paraméter a következő:

$$SCI_{300} = d_0 - d_{300mm}$$

ahol:

- SCI_{300} felületi görbületi index (μm),
- d_0 behajlásérték a terhelő tárcsa alatt (μm),
- d_{300mm} a terhelő tárcsától 300 mm-es távolságban geofonnal mért behajlás (μm).

A részben EU-finanszírozású PARIS projekt [9] eredményei is azt mutatták, hogy ez a mutatószám hajlékony pályaszerkezetek esetében a repedésterjedési jellemzőkkel jó összefüggést mutat. A fentiek miatt a COST 354-es akció munkabizottsága ezt a műszaki paramétert választotta a „behajlási” teljesítményi mérőszám jellemzésére.

3.6. A JAVASOLT TELJESÍTMÉNYI MÉRŐSZÁM JELLEMZÉSÉRE SZOLGÁLÓ ELJÁRÁSOK ÉS VIZSGÁLATI MÓDSZEREK

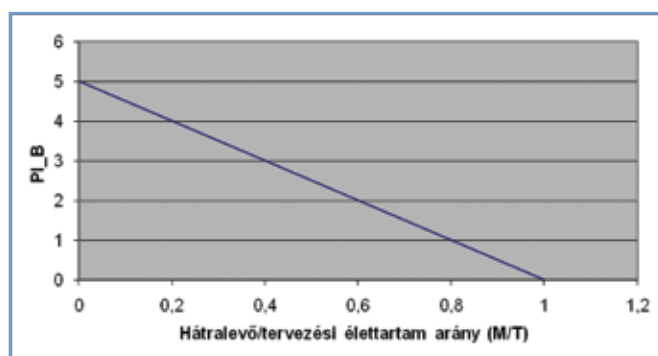
A fentiek szerint a választott teljesítményi mérőszám a pályaszerkezet-behajlás, ezért bármelyik mérési eljárás, amely szerepel a COST 354-es akció adatbázisában, és ennek a mérőszámnak a meghatározására irányul, használható (4. táblázat).

3.7. AZ ÁTSZÁMÍTÁSI FÜGGVÉNY ÉRTÉKELÉSE

A COST 354-es akció során kialakított eljárás célja dimenzió nélküli, 0-5-ös skálán elhelyezhető, teherbírás teljesítményi mérőszám (PI_B) meghatározása, ahol a 0 jelenti a nagyon jó értéket, az 5 pedig a nagyon rosszat. Abban az esetben, ha a felhasználó egy adott útszakaszra vagy hálózati elemre hátralevő élettartam-értéket tud megadni, akkor a tervezési élettartam (Design Life) és a hátralevő élettartam (Residual Life) arányának elemzéséből a teherbírás teljesítményi mérőszám a 3. ábra szerint határozható meg.

4. táblázat. Egyes európai országokban követett behajlás-mérési gyakorlat

Ország	Műszaki paraméter	Mértékegység	Az eljárás egyes jellemzői
UK	Df	mm	Az FWD dinamikus terhelő impulzust hoz létre, amely mozgó terhelő kereket stimulál. Az ebből nyerhető információk a teherbírás mérésére, a hátralevő élettartam becsüléséhez és a pályaszerkezet-erősítés tervezéséhez használhatók fel.
AT	DEF	mm	A terhelő tárcsa átmérője 300 mm, terhelés 70 kN, terhelési idő 25 ms.
EL	DI	μ	A COST 336-os akció szerinti eljárás
IT	PD	μ	
FR	dc	μ	
CH	d	mm	
DK		egyéb	A terhelő súlyokat rugórendszerre ejtik, amely átmeneti terhelő hatást hoz létre. A terhelés nagyságát és a terhelés központjától különböző távolságban a felületi behajlás folyamatosan regisztrálják.
UK	Def	mm	Mérés 4 m-enként.
PT	DO	μ	7 behajlásérzékelő, csúcsterhelés 78 kN, a hajlékony terhelő tárcsa átmérője 300 mm.
ES	D	μ	A mért értékeket a mérőeszköztől, a földmű nedvességtartalmától és a hőmérséklettől függő tényezőkkel korrigálják.
CS	DO	mm	Billenőkaros behajlásmérés mindkét keréknyomban, pályaszerkezet-behajlás a terhelő kerék alatt, FWD 7 geofonnal.



3. ábra A teherbírás teljesítményi mérőszám (PI_B) és a hátralevő/tervezési élettartam arányszám közötti összefüggés

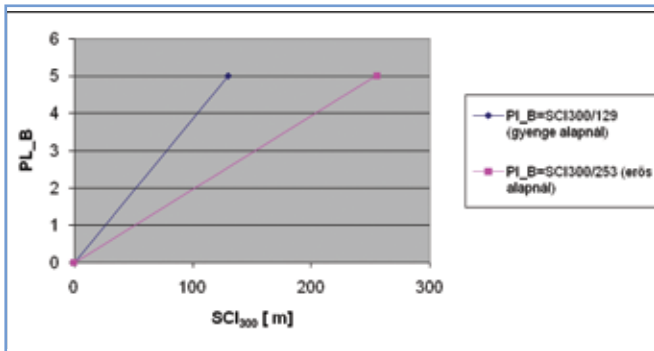
Ha SCI_{300} -at vagy egyéb behajlási mutatószámot alkalmazunk, akkor két lehetőség kínálkozik:

- a teherbírás teljesítményi mérőszám értékét saját átszámítási függvényből nyerik,
- a teherbírás teljesítményi mérőszám értékét – az SCI_{300} felhasználásával – az alábbi átszámítási függvény alapján határozzák meg.

A COST 354-es akció során végzett kutatás eredménye [10] szerint a pályaszerkezetek szerkezeti állapotának meghatározására hajlékony és félmerev szerkezetek esetében két megközelítés jöhet számításba. A PARIS projekt az SCI_{300} -at hasznosító repedés-kialakulási modellje [9] is jól korrelál a belga CRR burkolatfelületi meghibásodásokat minősítő mutatószámával. Molenaar szerint az alapréteg tetején a függőleges nyomás következtében fellépő alakváltozásnak (ϵ_v) – az alapréteg szerkezeti felépítésétől függően – a 10^6 terhelésméltódsági élettartam biztosításához 630 és 1122 $\mu\text{m}/\text{m}$ között kell lennie [6]. Ez az összefüggés felhasználható az SCI_{300} határértékének meghatározására az alábbi egyenlőség [6] alapján:

$$\log \epsilon_b = 0,9962 + 0,8548 \cdot \log SCI_{300}$$

A fentiek alapján az SCI_{300} határértékének 129 μm (gyenge alapréteg esetében) és 253 μm (teherbíró alaprétegeknél) között kell lennie. A PI_B és az SCI_{300} értékei között lineáris összefüggést feltételezve, az átszámítási függvény, gyenge és erős alaprétegek esetén, a 4. ábra szerint alakul.



4. ábra. A PI_B és az SCI_{300} közötti összefüggést szemléltető átszámítási függvény

4. A HAZAI TEHERBÍRÁSMÉRÉSEK ÉS AZ EZEKBŐL NYERT TAPASZTALATOK

4.1. A STATIKUS TÁRCSÁS PRÓBATERHELÉS

Tudomásunk szerint az első hazai teherbírásmérést az 50-es évek elején Járay Jenő végezte. A próbaterhelés során makadám pályaszerkezetet betonelemekkel terhelte. A Burmister-féle kétrétegű rendszert ő ismertette elsőként a hazai szakirodalomban [11].

A KPM Aszfalt és Talajmechanikai Kutató Intézet és Laboratórium 1955-ben ellensúlyként már terhelte tehergépkocsit használt, a terhelést hidraulikus emelővel lehetett a 30 cm-es átmérőjű terhelő tárcsára közvetíteni. A körtárcsa süllyedését négy mérőórával, míg a nyomást (terhelést) manométerrel mérték. A leolvasások átlaga képezte a számítás alapjául szolgáló tényleges süllyedést. A legnagyobb terhelés 4,0 kp/cm^2 (0,4 N/mm^2) volt. A terhelés – süllyedés értékpárból a svájci szabványnak megfelelő, VSS-féle összenyomódási modulust számították, a következő egyszerűsített összefüggésből:

$$M_E \approx D (\rho_2 - \rho_1) / (s_2 - s_1)$$

ahol D a tárcsaátmérő cm-ben (talaj és alapréteg esetében 16 cm, teljes pályaszerkezet esetében 30 cm)

p a terhelés nagysága (ajánlott $p_2 - p_1 = 1,0 \text{ kp}/\text{cm}^2$)

s a p terhelések hatására bekövetkező süllyedés, cm.

A próbaterhelés gyakorlatáról először Héjji Huba számolt be [12]. Az Útügyi Kutató Intézet méréseinek tapasztalatai szerint a kü-

lönböző teherbírási mérések (CBR, tárcsás behajlás) eredményei alapján már határértékeket is lehetett javasolni [13]. A teherbírási méréseket először 1961-ben szabványosították az MSZ 2509-61 számon [14], majd továbbfejlesztve az MSZ 2509-67 számon. Jelenleg a tárgykörben az MSZ EN 2509-3-87 szabvány hatályos, EN szabvány még nem készült. A statikus tárcsás teherbírásmérés a földmű legfelső rétegein előírt minősítő vizsgálat. A teherbírási modulust a következő egyszerűsített képletből számítják:

$$E_2 = 1,5 \cdot p \cdot r / s_2$$

ahol E_2 a p terhelés és az s süllyedés összetartozó értékéből a második leterhelésből számított teherbírási modulus, N/mm^2 -ben.

4.2. A BEHAJLÁSMÉRÉS

Hazánkban a behajlásmérések viszonylag korán elkezdődtek. A KPM Aszfalt és Talajmechanikai Kutató Intézet és Laboratórium-ban már 1955-ben elkészült az első „billenőkaros” behajlás-mérő készülék, amely többszöri módosítás után nyerte el a ma használatos formáját [15].

Az 1956-ban megalakult Útügyi Kutató Intézet (UKI) szervezésével a KPM Közúti Főosztály országos felmérést rendelt el, amelyet az 1957/58 években végrehajtottak. Az UKI a főúthálózatot, a Közúti Igazgatóságok pedig az alsórendű úthálózatot mérték fel. A mérések számos eredményt hoztak [16]. A burkolat felszínén és a burkolatalapon mért behajlások viszonyából ki lehetett a burkolat „egyenérték számát” számítani, így, például, azt, hogy 1 cm-nyi aszfaltbeton 3,5 cm-nyi makadámmal egyenértékű. Az egyes burkolatfajtákra meghatározott egyenértékszámokat az 1964. évi ankarai XII. Nemzetközi Útügyi Világkongresszus magyar jelentése is közzé tette [17].

Ezek a mérések irányították a figyelmet a burkolatállapot és a talajfajta teherbírási gyakorolt hatására. Már a mérések kezdetén ismeretes volt az, hogy a burkolat tartósságát a behajlás görbülete sugara is befolyásolja. (Svéd mérnökök szerint az aszfaltburkolatok esetében ennek a sugárnak 30 m-esnél nagyobbak kell lennie). Mivel azonban ez időben a közúthálózatot jórészt makadám-rendszerű pályaszerkezet képezte, vagyis „szilárdságtani” szempontból homogénnek volt tekinthető, erre nem voltunk tekintettel. A közúthálózat burkolatának megoszlása ugyanis 1960-ban a következő volt: aszfaltbeton 2,1%, utántömörödő aszfalt 15,5%, makadám-rendszerű burkolat 74,4%.

Az országos méréssorozatból levonható következtetések:

- meg kell határozni az évszaki változás hatását,
- a 10 cm-esnél vastagabb aszfaltburkolatok esetében hőmérsékleti korrekciót kell bevezetni,
- a megengedett behajlást burkolatfajtánként kell meghatározni.

Újabb országos felmérés kezdődött 1969-ben, szintén az UKI irányításával. Az adatfeldolgozás korszerűsítése lehetővé tette, hogy a behajlásértéken kívül egyéb olyan adatokat is figyelembe vegyünk, mint a burkolatfajta, a pályaszerkezet vastagsága, az útpálya szélessége, az útburkolat állapota, a talajfajta, a mérés kelte és a forgalom nagysága. A több ezer adatot az UTORG dolgozta fel. A Hódmezővásárhelyi, a Nyíregyházi és a Székesfehérvári Közúti Igazgatóság 27.000 adata alapján – a behajlás, a burkolatállapot és a forgalom nagyság figyelembevételével – meg lehetett adni a megengedhető legnagyobb behajlás értékeket [18]. Az 1975-ben beszerzett első Lacroix behajlásmérő gépkocsi a fáradságos kézi mérést feleslegessé tette, bár ez utóbbi eseti mérésekre továbbra is használatos.

A megengedett (elméleti) behajlást 1982-ig – a fáradási törvénynek megfelelően – a $lg s_{meg} = 1,16 - 0,22 lg F100$ egyenletből számítottuk (F100 a 100 kN-os egység tengelyek száma). A pályaszerkezetek típusbővülése szükségessé tette a pályaszerkezet merevsége szerinti megkülönböztetést, így jelenleg a megengedett behajlás az utótömörödő, a hajlékony és a félmerev pályaszerkezetekre megadott egyenletek szerint érvényes. A HUMU méretezési utasítása által is átvett új egyenletek a következők:

Utótömörödő (aszfaltmakadám-rendszerű) pályaszerkezeteknél:

$$lg s_{meg} = 1,40 - 0,25 lg F100$$

Hajlékony (makadám-rendszerű alapon lévő aszfaltburkolatú) pályaszerkezeteknél:

$$lg s_{meg} = 1,16 - 0,22 lg F100$$

Félmerev (stabilizált alapon lévő aszfaltburkolatú) pályaszerkezeteknél:

$$lg s_{meg} = 0,95 - 0,20 lg F100.$$

Ezeknek az egyenleteknek az elfogadásával egyes szakemberek (Domoki Ferenc, dr. Tóth Ernő, dr. Pintér László) azon javaslata megvalósult, hogy az egyenletek állandója – spekulatív megfontolások és gyakorlati tapasztalatok alapján – különböző értékű legyen. Jelenleg a megengedett és a mértékadó behajlás hányadosa szerint öt minőségi osztály alapján történik a teherbírás minősítése, valamint a még hátralévő élettartam számítása [19]. A fentiekben szó volt arról, hogy a burkolat igénybevétele, vagyis a hajlító-húzófeszültség nem a behajlás mért értékétől, hanem a pálya görbületi sugarától függ. A német Müller olyan behajlasmérőt szerkesztett, amely a behajlást két helyen méri: a terhelés közepén és attól 250...600 mm távolságra. A görbületi sugár értéke:

$$R = s^2 / 8 f,$$

ahol s a behajlási teknő húr hossza (250...600 mm)
 f a görbület mélysége a húr hossz közepén (a behajlások különbsége), mm.

A megnyúlás a h vastagságú pályaszerkezet alján:

$$\epsilon = h/2R.$$

A radiális feszültség:

$$\sigma_r = E \cdot \epsilon / (1-\mu) = E_e \cdot h/2(1-\mu)R,$$

ahol E_e a pályaszerkezet egyenértékű modulusa,
 μ a pályaszerkezet egyenértékű Poisson-száma.

A teljesség érdekében hangsúlyozni kell, hogy amikor a fáradás miatti kimerülés idejét számítjuk, ez olyan becslésnek tekinthető, amely az időpontot valószínűsíti ugyan, de a tényleges időpont az időjárástól, a fenntartás minőségétől és – nem utolsósorban – a burkolat minőségétől függ.

4.3. A DINAMIKUS TEHERBÍRÁSMÉRÉS

Az 1990-ben beszerzett négy KUAB típusú ejtősúlyos mérőberendezés lehetővé tette a korszerű teherbírás mérés hazai bevezetését.

Mint ismeretes, a dinamikai teherbírás mérés lényege az, hogy az útpályaszerkezetre körtárcsán át – a gépkocsi keréksúlyánál lényegesen kisebb súly adott magasságból való ejtésével, majd kb. 0,02 s utáni visszapattanásával – közvetítenek terhet. Ez a kinetikai energiából származó csúcsterhelés közel azonos a mintegy 60 km/ó sebességgel haladó tehergépkocsi által átadott terheléssel. A behajlást nemcsak a tárcsa középpontjában, hanem attól különböző távolságokban elhelyezett geofonokkal is mérik, így a mechanikai számítási módszerekkel lehetővé válik nemcsak a pályaszerkezet egyenértékű modulusának, hanem az egyes rétegek és a talaj modulusának a számítása is, sőt az egyes rétegek

fáradás szempontjából való kimerülésének ideje meghatározható [20]. A dinamikus mérés bevezetése szükségessé tette a teljes teherbírás-mérési rendszer áttekintését. A következőkben az e tárgyban végzett hazai munkákat tekintjük át időrendben. A KÖTUKI egy 1978-as kutatása [21] az útpályaszerkezetek és anyagok dinamikai vizsgálatait rendszerbe foglalta. Beszámolt azokról a vizsgálatokról, amelyeket az NDK-ban kifejlesztett könnyű ejtősúlyos berendezés hazai változatával az intézetben hajtottak végre. Megállapította, hogy a mérési eljárás a teherbírás azonnali megítélésére egyszerű és gyors módszer. A KÖTUKI-ban 1979-80-ban aszfaltanyagok dinamikus rugalmassági modulusának laboratóriumi vizsgálatára ejtősúlyos berendezést vizsgáltak [22].

Egy 1989-es tanulmány [23] többek között azt vizsgálta, hogy a Lacroix deflektográfok elhasználódása miatt a korszerűbb dinamikus teherbírás mérés bevezetése milyen előnyökkel és nehézségekkel (megoldandó feladatokkal) járna. Végül a következő javaslatokat teszi:

- A behajlasmérések szükségszerű, még egy ideig időszzerű tovább folytatása mellett a mérések pontosságát, megbízhatóságát fokozni kell. A teherbírás-mérési szabvány meglévő hibáit ki kell javítani. (Megtörtént.)
- A behajlasméréseknél a hőmérsékleti szorzószámok képleteit és számértékeit felül kell vizsgálni, a hőmérsékleti hatást kiemelten figyelembe kell venni.
- A behajlasmérési rendszer és a mérőberendezések felújítása során célszerű bevezetni a korszerű ejtősúlyos behajlasmérő berendezések hazai alkalmazását, módot adva a talaj teherbírásának és a pályaszerkezet saját merevségének, modulusainak szétválasztott meghatározására.
- A korszerű ejtősúlyos behajlasmérő berendezésekből célszerű a homogén mérések biztosítására egyidejűleg 5 darabot beszerezni az avult 3 Lacroix mérőkocsi pótlására. (Az 5 ejtősúlyos berendezés beszerzési költsége közel egyenlő 3 Lacroix mérőkocsi árával.)
- A teljes hálózat ismételt teherbírás mérését elegendő 5 évenként újra mérni. Emellett minden új útvonalat és korszerűsített útszakaszt végig kell mérni, és az adatait tárolni kell.
- Az útpályák maradék élettartamának a behajlasmérésből való mechanikus meghatározása helyett nagy súllyal be kell vonni a mérlegelésbe a burkolatfelület minőségének változásait és a felületegyenetlenség időbeli alakulását, az arra alkalmas gépi mérőberendezés segítségével.
- Az etalonszakaszok mérését az ejtősúlyos behajlasmérők bevezetése után is tovább kell folytatni.

A TRANSINNOV egy 1990-es tanulmány [24] részletesen ismerteti a KUAB műszaki adatait, működését, a kalibrációt, a közúti forgalomba bocsátás feltételeit, szempontokat nyújt a vontató gépkocsi kiválasztásához, ajánlást ad a mérés végrehajtására, a balesetmegelőzésre és a tárolás módjára. Adaptációs vizsgálatot közöl a meglévő és az új dinamikus rendszer közötti kapcsolatra. Javaslatot tesz a mérőberendezés üzemeltetésére.

A KTI 1991-es kutatási jelentése [25] szerint a KUAB FWD 150 típusú teherbírás mérő beszerzése, majd üzembe helyezése után próbaméréseket kellett végezni, majd összehasonlító mérésekre került sor az addig használt kézi behajlasmérésekkel és a Lacroix deflektográfós mérésekkel. A tanulmány beszámol az adaptációs lehetőségek vizsgálatáról. Megállapítja, hogy a berendezés által szolgáltatott dinamikus E-modulusból a hagyományos behajlási érték egy képlet segítségével, $R^2 = 0,89$ korrelációs index pontossággal átszámítható, így az újszerű adat OKA adattárába beilleszthető. Számítható a teherbírás megfelelősége közvetlenül a dinamikus E-modulusból is, ha a pályaszerkezeti rétegek vastag-

sága ismert. Mindazonáltal az összehasonlító méréseket a megbízhatóság növelése érdekében tovább kell folytatni.

Egy 1992-es KTI-tanulmány [26] a KUAB FWD 150 típusú ejtősúlyos berendezéssel és hidropulzátorral, azonos útszakaszokon mért adatokból szolgáltatott helyszíni E-modulus és a laboratóriumi dinamikus kúszási, ill. hajlítási vizsgálati eredmények között keres összefüggést, nem sok sikerrel. Voltak azonban olyan eredmények is, amelyek nyomán elindulva további célorientált vizsgálatokkal a szorosabb kapcsolat kimutatása valószínűsíthető.

Egy 1993-as KTE-munkabizottság 3564 km-nyi mérési tapasztalat alapján megállapította, hogy a KUAB napi teljesítménye 17-18 km lehet, a 60 km-esnél nagyobb utazási távolságot azonban kerülni kell [27].

1993-ban szakcikk [28] tekintette át a teherbírásmérés hazai gyakorlatát, rendszerezte a dinamikai vizsgálatokat ezek elméleti alapjai szerint, bemutatta a könnyű ejtősúlyos berendezéssel elvégzett hazai vizsgálatok eredményeit. Ismertette a rétegmodulusok meghatározását a nehéz ejtősúlyos berendezéssel. Megállapította, hogy a dinamikai mérés több információt nyújt, mint a statikus, de a behajlásmérést mégsem szabad teljesen elvetni, mert annak is megvan az alkalmazási területe. Azonban összehasonlító mérésekkel kell a kétféle rendszer közötti kapcsolatot megállapítani.

A KTI egyik 1993-94-es kutatási munkájának az volt a célja, hogy a laboratóriumban a pályaszerkezet anyagának statikus hasításvizsgálattal meghatározott E-modulusa, valamint a KUAB által a pályaszerkezeti rétegeken mért E-modulusból számított rétegmodulusok közötti kapcsolatot keressen [29]. Néhány útszakaszról reprezentatív mintát vettek, anyagukból próbatesteket készítettek, és azokat statikus hasítás-vizsgálatnak vetették alá, ebből pedig az aszfaltkeverék E_H merevségi modulusát számították. Ezt követően a helyszíni dinamikus teherbírásmérések adataiból, az FWD elemző programjával, a réteg saját E-modulusát előállították, majd a kétféle módszerrel nyert E-modulusokat összehasonlították. Az értékelés során kiderült, hogy a kétféle módon kapott eredmények nincsenek összefüggésben egymással. A jelentős különbség a vizsgálati módszerek eltérő voltában keresendő. Egy anyagjellemző és egy burkolati jellemző nem vethető össze egymással, hanem csak egymás mellett szerepeltethető. A vizsgálatból levonható tapasztalat szerint a két módszer sikeresen alkalmazható párhuzamosan. Ez azt jelenti, hogy egy helyszíni mérés során kapott nem megfelelő rétegmodulus esetén az okok feltárásában az aszfaltmechanikai vizsgálatoknak, ezek közül is kiemelten a statikus hasításvizsgálatnak szerepet kell kapnia. Az így kapott eredményeket komplex módon, egymással összhangban értékelve, lehetőség van az aszfaltburkolatok tulajdonságainak jobb megismerésére.

A német gyártmányú AZGF 02 típusú könnyű ejtősúlyos berendezéssel végzett 1994-es vizsgálatok [30] célja az volt, hogy a mérőkészülék kezelésének elsajátítása után tapasztalatokat szerezzünk ennek alkalmazására a földművek és alsó pályaszerkezeti rétegek gyors, dinamikus teherbírási modulusának meghatározására és ezzel közvetve a teherbírás megállapítására. A szabványos statikus tárcsás vizsgálattal szemben a mérési idő mindössze 3 perc, az eredményt a készülék digitálisan azonnal kijelzi. A mérések szerint az eljárás praktikus, gyors, alkalmas építés közbeni „gyártásellenőrző” vizsgálatra, de még meg kell állapítani a statikus „nehéz” és ezen könnyű tárcsás dinamikus vizsgálat eredményei közötti korrelációt.

A KTI egy 1995-ös témájának művelése során a KUAB dinamikus teherbírásmérővel a hazai leggyakoribb pályaszerkezet-típuso-

kon méréseket végeztek, majd az analízáló programmal a rétegmodulusokat, a hátralévő élettartamot, a kritikus réteget, és az erősítőréteg szükséges vastagságát meghatározták [31]. Megállapították, hogy a háromrétegűnek tekintett pályaszerkezet adja a legrealisabb eredményt. A téma keretében kidolgozott TEKNŐ program módot ad a görbületi sugár és a különböző paraméterek (görbületi index, alap tönkremeneteli index, alap görbületi index) számítására.

A KUAB dinamikus teherbírásmérés bevezetésével a KTI-ben 1995-re kidolgozták a lemezen beküldött felvételi adatok kidolgozási módszerét és az eredményeknek az OKA-ba történő továbbítását [32]. Az adatáramlás több irányú: mérési lemez → KTI ← OKA azonosító, forgalmi és egyéb pályaszerkezet adatok, KTI → egyszerűsített adatok az OKA-ba, KTI → részletes adatok a megyei Kht-kbe.

A KTI 1996-ban elemző programmal különféle számításokat végzett [35]. Megállapították, hogy a számítási rendszer érzékeny a rétegvastagságokra, és a kiinduló rétegmodulusokat legalább közelítő pontossággal kell felvenni. Leírta az elemző program egyes lépéseit.

Az etalonokon végzett vizsgálatok a nagyszámú mérőkészülék felhasználásával, előírt körülmények között végrehajtható ismételtőlési szórásvizsgálatokra lehetőséget nyújtottak. A KTI-ben 1996-ban elkészültek [34] a reprodukálhatósági szórás meghatározásához szükséges laboratóriumi etalon mérések. A helyszíni mérések szerint a szórásérték átlag tartománya az etalonokon meghatározott tartományon belül van. Ez azt jelenti, hogy szabályozott mérés technika esetében a mérések reprodukálhatósága megfelelő. Elkészült a mérőeszköz használatának szabályozása. A dokumentum illeszkedik az ágazati szabályozási rendszerbe és előírja a mérés technikát.

A KTI mérései szerint a 10 cm-esnél vékonyabb aszfaltrétegeknél a hőmérséklet csupán kis hatást gyakorol [37]. A 20 cm-es és ennél vastagabb aszfaltrétegeknél a hideg tartomány felé a korrekció hatványozottan nő, a meleg tartomány felé (20°C felett) viszont közel lineáris az összefüggés az aszfalthőmérséklet és az alapul vett 20°C között. A jelenleg használatos korrekciós tényező – amely a 10 cm-esnél vékonyabb aszfaltrétegeknél $f = 1,0$, az ennél vastagabb rétegeknél pedig $f = 1,30 - 0,015 T(^{\circ}\text{C})$ – továbbra is használható, amíg a végleges összefüggést nem szabályozzák.

A KUAB ejtősúlyos berendezéssel meghatározták a behajlási teknő indexeit, valamint a felületi és a rétegmodulusokat [38]. Összehasonlították a SHELL BISAR és BANDS programokat. Elemezték különböző pályaszerkezet-típusoknál a behajlási teknő geometriáját és a mérési adatok statisztikai jellemzőit. Összefüggést állapítottak meg a behajlási teknő indexei és a felületi modulus között, a háromrétegű rendszerhez elemzési módszert mutattak be.

A KUAB mérési eredmények és tapasztalatok alapján meghatározták a hazai jellemző pályaszerkezetek egyenértékű teherbírási modulusait [39]. A KUAB analízis eredményeként meghatározható:

- a teherbírás szempontjából kritikus pályaszerkezeti réteg,
- az adott forgalmi terheléshez számolt erősítő réteg vastagsága,
- a burkolat hátralévő élettartama.

Az eljárás érzékeny a bemenő paraméterek pontosságára, különösen a pályaszerkezet merevségére, a rétegsorok vastagságára és típusára. A végső eredmény olyan adatbázis, amelynek felhasználásával a méretezés működőképessé és reálisá tehető.

A külföldi átszámítási összefüggésekkel való összehasonlítás [40] azt mutatta, hogy a kis behajlásoknál nincs jelentős eltérés a kü-

lönböző módszerekkel kapott statikus behajlások között. A nagy behajlásoknál viszont jelentősebb az eltérés. A hazai statikus és dinamikus behajlások között szoros összefüggést mutattak ki.

1997-ben olyan utasítást dolgoztak ki [41], amely a kézi ejtősúlyos teherbírásmérést szabályozza. Az előírás földművek és kötőanyag nélküli alaprétegek vizsgálatára terjed, de nem vonatkozik a kötött alaprétegekre. Gyorsasága miatt építéskori ellenőrzésre, a homogén szakaszok kimutatására ajánlható.

Egy 1998-as BME jelentés [42] áttekinti az ismertebb programok tulajdonságait. Ezek:

- Alkalmazásuk akkor indokolt, ha a típus-pályaszerkezetektől el kell térni.
- Az EMIXFAR.EXE programot javasolta az aszfalt-modulusok számítására.
- A DOS operációs rendszeren alapuló programok közül a francia Ecoroute-ALISE és a SHELL-BANDS, valamint a SHELL-PC ismeretes hazánkban. Az említett hazai EMIXFAR program tartalmazza a két program előnyeit, ezért ez javasolható. Reális eredményt ad a SHELL-PC is.
- A WINDOWS operációs rendszeren alapuló programok közül rendelkezésre áll az ESSO MOEBIUS és a NYNAS-NOAH program. Ez utóbbi alkalmazása ígéretes.

A megerősítés méretezésére a behajlási kritérium alkalmazását reálisnak tekintették [42]. A KUAB által szolgáltatott adatokat az EROSIT-E.EXE programmal javasolták feldolgozni. Végezetül ajánlották, hogy az aszfaltmodulusok és a fáradási egyenes laboratóriumi értékeit a mechanikai programokkal számított értékekkel hasonlítsák össze. A modifikált bitumenre a felsorolt programokat alkalmatlanoknak találták, ezért ennek a jövőbeni kutatását szükségesnek találták.

Egy 1998-as kutatás [43] összehasonlította a különféle programokkal meghatározott aszfalt-modulusokat és a saját szoftver eredményeket. Ez a SHELL-BANDS programhoz áll közel. Vizsgálta a behajlási teknőt, a görbületi sugarat és az ebből számítható E_e -t. Az egyenértékű modulus gyors számítására a következő egyenletet javasolta: $E_e = 35 F/d_0$ (E_e MPa-ban, F a dinamikus erő kgf-ban, d_0 a dinamikus behajlás μm -ben a KUAB mérési file-nak megfelelően). Elemezte az etalonszakaszok egyenértékű E_e modulusait, az 1993-98 évek mérései alapján, a behajlás függvényében. Grafikont közölt a Δh erősítő vastagság gyors meghatározására. Összehasonlította a hazai hőmérsékleti korrekciót a finn egyenlettel, amelyik az aszfaltvastagságot is figyelembe veszi. (A 200 mm-es vastagságnál a hazaival jól egyezik, a 120 mm-esnél azonban némi eltérés van). Összehasonlította az erősítő-programmal és a hazai, statikus behajlásmérés alapján számított programmal adódó vastagságokat. Jó egyezést tapasztaltak, 1,0 cm-esnél nagyobb eltérés nem volt. Vizsgálta a kétrétegű Korsunsky-féle és a BISAR-PC programot. A 100-400 MPa tartományban az eltérés 1,0 cm-esnél kevesebb, 500 MPa felett a BISAR-PC nagyobb erősítő vastagságot adott. Az erősítőréteg vastagságát a homogén szakaszokra a pontonként kiszámított vastagságok statisztikai átlagaként javasolta megadni.

1998-ban a dinamikus alapú teherbírás-mérésre műszaki előírást készítettek elő [44].

Többszer, különböző pályaszerkezeten végrehajtott (Lacroix – KUAB) összehasonlító mérés eredményei alapján meghatározták a statikus és a dinamikus behajlások közötti korrelációt [45]. A 2000. évben kiadott ÚT 2-2.122 [46] ezt a következőként tartalmazza:

„A dinamikus teherbírasi modulusértékre (E_e , MPa) kidolgozott méretezési eljárás megjelenéséig ideiglenes jelleggel, szükségmegoldásként, a KUAB dinamikus teherbírasméréssel, a tárcsaközép függőleges elmozdulásából, süllyedéséből meghatározott dinamikus behajlásértékből (d_0 , mm) számított statikus behajlásértéket (b , mm) alkalmazzuk a teherbírás jellemzésére. Az átszámítás a következő képlettel végezhető el:

$$B = 1,37 d_0 - 0,19 \quad (R^2 = 0,925)''.$$

A KTI egyik kutatása során hat méretező szoftvert vizsgáltak [47]. Ezek közül a hazai körülményeknek leginkább megfelelő következő szoftverek alkalmazását javasolták:

- EVERCALC létesítmény szinten, (Washington DOT) WESLA alapprogram,
- MODULUS 5.0 létesítmény szinten, (Texas TTI), CHEVRON/BISAR,
- STRATUS hálózati szinten (SZIF) BISAR alapprogram.

A hálózati szintű értékelés és a létesítmény szintű megerősítés-méretezés egymástól történő függetlenítését ajánlották.

Részletes elemzések készültek a két, a három, vagy a több rétegű modellekkel különböző forgalmú utakon [48]. Legfeljebb a háromrétegű modelleket javasolták, a többrétegűek ugyanis nem adnak reális eredményt. A teherbírasi osztályzat meghatározásához az eddigi (statikus) módszert alkalmasnak tartották a KUAB mérési eredményeinek felhasználásával.

Időközben kiadásra kerültek a vonatkozó műszaki előírások. A szakma egyes körei vitatták a dinamikus (d) és statikus érték (s) közötti átszámítás realitását, ezért 2005-ben utótömörödő, hajlékony és félmerev pályaszerkezeteken kézi behajlásmérővel, KUAB és Dynatest ejtősúlyos berendezéssel részletes méréseket végeztek, melynek végeredményeként a következő képletet fogadták el, amellyel az ÚT 2-1.202 jelű méretezési utasítás 7.2.8. pontját módosították:

$$s = 1,2 d - 0,08 \quad [\text{mm}].$$

Ha a 200 m-es hosszban a dinamikus behajlások több, mint a fele nem haladja meg a 0,15 mm-t, akkor az átszámítás nem használható.

A megerősítés tervezhető, és homogén szakaszok képezhetők a dinamikus behajlásokon alapuló méretezési szoftverekkel kapott eredmények alapján is. Ha a fenti átszámítással kapott és a szoftverrel kimutatott erősítő aszfaltréteg vastagsága közötti eltérés nem több 20%-nál, akkor a nagyobb értéket kell mértékadónak venni.

4.4. KITEKINTÉS

A dinamikus teherbírasmérés tehát hálózati és projekt szinten – megfelelő szabályozással – egyaránt alkalmazható.

Hálózati felmérés esetében – amelynek célja a teherbírás értékelése, osztályozása – célszerű lenne bevezetni az SCI görbületi indexet ($SCI = d_0 - d_2$, ahol d_0 a tárcsaközép behajlása, d_2 pedig a burkolatnak ettől 30 cm-re mért behajlása). Ezzel árnyaltabbá válna a pályaszerkezet merevsége szerinti minősítés. Mivel az OKA tartalmazza a behajlási teknő összes adatát, megfelelő elemzéssel ki kellene az értékelés korszerűbb módszerét dolgozni.

Projekt szinten szükséges az összes mért adat feldolgozása, a pályaszerkezet feltárása és, természetesen, a tervezés és a méretezés minden tényezőjének figyelembevétele. Az OKA-ban tá-

rolt adatoknak nem a méretezés a célja, megerősítés tervezése esetében a tervezett útszakaszt újra fel kell mérni. Az előzőekben ismertetett tanulmányok ajánlanak ugyan nálunk jól használható méretezési programokat, általánosan elfogadott eljárás azonban még nincsen. A különböző programok különböző eredményt szolgáltatnak, ami a szereplők közötti vitákra alkalmat szolgáltathat.

IRODALOM

1. COST 354 Performance Indicators for Road Pavements, Memorandum of Understanding 2004.
2. J.J. Ortiz-Garcia, M.S. Snaith, V.T. Tachtsi: Estimation of road network total maintenance cost, Proc. Instn. Civ. Engrs. Mun. Engr N. 133 June 1999. pp. 93-99.
3. COST 336 Falling Weight Deflectometer Final Report of the Action, 1998.
4. Z. Zhang, G. Claros, L. Manuel, I. Damnjanovic: Evaluation of the pavement structural condition at network level using falling weight deflectometer (FWD) data, Presentation at the Transportation Research Board, 2003.
5. IRELAND Guidelines on the Depth of Overlay to be used on Rural Non-National Roads, 2000.
6. A.A.A. Molenaar, L.J.M. Houben, A.A. Alemgena: Estimation of Maximum Strains in Road Bases for Pavement Performance Predictions, MAIREPAV 2003, Conference Proceedings.
7. L-G. Wagberg: Utveckling av nedbrytnings-modeller, VTI meddelande 916. 2001 (in Swedish with abstract in English)
8. E. Boo, E. Karlsson: Utvärdering av olika bärighetsmått, University of Lunds (Sweden), Thesis Highway Engineering 39. 2005 (in Swedish with abstract in English)
9. PARIS Project Performance analysis of road infrastructure, Published by the EU, 1999.
10. S. Fontul: Structural Performance Indicator Based on GPR and Bearing Capacity Measurements. Presentation of the results of the COST 354 STSM1, 2006. (Internal document)
11. Járny J.: Rugalmas burkolatok méretezése. Mélyépítéstudományi Szemle, 1951/5. és 6. pp. 277 – 281 és 340 – 341.
12. Héjji H.: Próbaterhelés alkalmazása az útépitő gyakorlatban. Mélyépítéstudományi Szemle 1956/5. pp. 232 - 235.
13. Boromisza T.: Útburkolatok teherbíró képességének mérésére szolgáló helyszíni eljárások. Mélyépítéstudományi Szemle, 1958/1. pp. 23 – 28.
14. Boromisza T., Gáspár L.: Útpályaszerkezetek teherbíróképességi vizsgálatainak szabványosítása. Közlekedéstudományi Szemle, 1961/12.
15. Boromisza T., Gáspár L.: Billenőkaros mérőeszköz az útburkolatok teherbíróképességének meghatározására. Közlekedéstudományi Szemle, 1956/6.
16. Boromisza T.: Útburkolatok behajlása. Mélyépítéstudományi Szemle, 1959/12. pp. 564 – 571.
17. XII. Road Congress Rome 1964. Section 1. Construction and Maintenance of Roads and Runways. Question II. (A magyar jelentés szerzői: Vásárhelyi Boldizsár, a Bizottság vezetője, Kézdí Árpád, Boromisza Tibor, Cságyó József, Ferenczy Géza, Gáspár László, Simon Miklós).
18. Boromisza T.: Aszfaltburkolatú utak teherbírásának vizsgálata behajlasméréssel. Mélyépítéstudományi Szemle, 1976/12. pp. 521 -528.
19. Boromisza T.: Útpályaszerkezetek teherbírásmérése és az értékelés jelenlegi hazai gyakorlata. Közúti Közlekedés- és Mélyépítéstudományi Szemle, 1997/3. pp. 142-144.
20. Gáspár L.: Hálózati szintű ejtősúlyos pályaszerkezet-teherbírásmérés. Közlekedéstudományi Szemle, 2002/6. pp.215 -220.
21. Útpályaszerkezetek méretezésének fejlesztése. Útépitési anyagok dinamikai vizsgálatai. A KÖTUKI 83-01/76 számú kutatási jelentése 1976. (Témafelelős: Boromisza Tibor).
22. Boromisza T., Dahbi A.: Ejtősúlyos berendezés az aszfaltanyagok dinamikus rugalmassági modulusainak laboratóriumi vizsgálatára. Mélyépítéstudományi Szemle, 1980/12. pp. 547-555.
23. Nemesdy E., Boromisza T. Zsiga Kiss E.: Teherbírási minősítési eljárások értékelése. A Közlekedéstudományi Egyesület 87/89-es számú tanulmánya. Budapest, 1989.
24. Boromisza T., Nemesdy E., Rácz L.: KUAB 150 típusú deflektométer használatba vételének segítése a közúti mérőkocsi építési és üzemeltetési tapasztalatainak hasznosításával. A TRANSINNOV 762-06-173/90-es számú tanulmánya. 1990.
25. A dinamikus teherbírási rendszer kapcsolatai a jelenlegi mérési és értékelési rendszerrel. A Közlekedéstudományi Intézet 242-008-1-1 számú kutatási jelentése 1991. (Témafelelős: Baksay János).
26. A helyszíni dinamikus teherbírási és a laboratóriumi dinamikus élettartam összefüggése az általánosan alkalmazott pályaszerkezet típusoknál. A Közlekedéstudományi Intézet 242-030-1-2 számú kutatási jelentése 1992. (Témafelelős: Kubányi Zoltán).
27. Közlekedéstudományi Egyesült munkabizottsága: KUAB ejtősúlyos mérőberendezés üzemeltetésének módszertani tisztázása, mérési eredményeinek számítógépes értékelése 1993. (UKIG 161.3.1/b/93 munkaszámú jelentés).
28. Boromisza T.: Útpályaszerkezetek dinamikus teherbírásmérésének bevezetése. Közlekedésépítési- és Mélyépítéstudományi Szemle, 1993/9. pp. 327-337.
29. A dinamikus ejtősúlyos behajlasmérő E-modulusának és a laboratóriumi számított E-modulus közötti összefüggés meghatározása. A Közlekedéstudományi Intézet Rt 242-041-1-3 számú kutatási jelentése 1994. (Témafelelős: Kubányi Zoltán)
30. A dinamikus teherbírásmérés kiterjesztésének lehetősége földművekre és alaprétegekre. A Közlekedéstudományi Intézet Rt. 242-067-1-4 számú kutatási jelentése 1994. (Témafelelős: Baksay János)
31. Útpályaszerkezetek méretezése dinamikus alapon. A Közlekedéstudományi Intézet Rt. 242-079-1-5 számú kutatási jelentése, 1995. (Témafelelős: Baksay János)
32. Teherbírásmérési adatok előkészítése adatbanki bevétel céljából. A Közlekedéstudományi Intézet Rt. 161.1.1.1/94-es számú megbízásra végzett munkájának jelentése, 1995. (Témafelelős: Baksay János)
33. Útpályaszerkezetek méretezése dinamikus alapon. A Közlekedéstudományi Intézet Rt. 242-079-1-5 számú kutatási jelentése 1996. (Témafelelős: Kubányi Zoltán)
34. Dinamikus ejtősúlyos teherbírásmérés könnyű ejtősúlyos készülékkel (WEMEX). A Közlekedéstudományi Intézet Rt. 381.1.11/96-os számú megbízásra végzett munkájának jelentése, 1996. (Témafelelős: Görgényi Ágnes)
35. Teherbírásmérés könnyű ejtősúlyos berendezéssel. A MÉTA-Q Kft. jelentése 1996. (Témafelelős: Baksay János)
36. KUAB mérés és értékelés. Ütügyi Műszaki Előírás (UKIG 381.3/95 számú megbízása) 1995.
37. Dinamikus teherbírásméréshez hőmérsékleti korrekció és évszaki tényező meghatározása. A Közlekedéstudományi Intézet Rt. 161.1.3.4/95-ös számú megbízásra végzett munkájának jelentése, 1996. (Témafelelős: Kubányi Zoltán)
38. Adorjányi K., Baksay J.: Determination of Pavement Parameters by Falling Weight Deflectometer Measurements. VII. Budapesti Nemzetközi Útügyi Konferencia. Utak és autópályák rehabilitációja, 1996. pp. 316-321.
39. Dinamikus teherbírásmérések analízisének kiterjesztése a jellemző hazai útpályaszerkezetekre. A MÉTA-Q Kft. jelentése 1997. (Témafelelős: Baksay János)

40. A dinamikus teherbírásmérésekből a statikus behajlás értékekre történő átszámításhoz alkalmazott összefüggés pontosítása. A Közlekedéstudományi Intézet Rt. 3810.2.8/97-es számú megbízásra végzett munkájának jelentése, 1997. (Témafelelős: Kubányi Zoltán)
41. Baksay J.: Teherbíró képesség vizsgálata kézi ejtősúlyos készülékkel. 6645.5.2/97-es számú MAÚT megbízás, 1997.
42. Pályaszerkezet méretező számítógépi programok összehasonlítása. A BME 6512.9/98-as számú megbízásra végzett munkájának jelentése, 1998. (Témafelelős: Nemesdy Ervin és Ambrus Kálmán)
43. Pályaszerkezeti modellek verifikálása és a dinamikus teherbírási állapotparamétereinek kiterjesztése. A Széchenyi István Főiskola 3810.5.3/98-as számú megbízásra végzett munkájának jelentése, 1998. (Témafelelős: Adorjányi Kálmán)
44. Baksay J.: Teherbírási mérése dinamikus eljárással. 6514.22/98-as megbízásra végzett munkájának jelentése. Magyar Útügyi Társaság, 1998.
45. KUAB mérésekből meghatározott statikus behajlás. A MÉTA-Q Kft. 6511.1.6/99-es számú megbízásra végzett munkájának jelentése, 1999. (Témafelelős: Baksay János)
46. ÚT 2-2.122:2000 Dinamikus teherbírásmérés (KUAB) Mérési eredményeinek feldolgozása. Útügyi Műszaki Előírás.
47. A KUAB pályaszerkezet-erősítés méretező program összehasonlítása más nemzetközileg elismert méretező programokkal. A Közlekedéstudományi Intézet Kht. 245-003-2-9 számú kutatási munkájának jelentése, 2000. (Témafelelős: Kelemen A. István)
48. Pályaszerkezet analízis többretegű modellekkel. A Széchenyi István Főiskola 3010.6.1/99-es számú megbízásra végzett munkájának jelentése, 2000. (Témafelelős: Adorjányi Kálmán)

SUMMARY

BEARING CAPACITY OF ROAD PAVEMENT STRUCTURES. RESULTS AND PROBLEMS IN HUNGARY AND IN ABROAD

The bearing capacity of pavement structures is a highly important parameter for the pavement management systems and the highway asset management. The article presents an overview of some Hungarian and foreign results related to the performance indicators characterizing bearing capacity.

A 12. NEMZETKÖZI TÉLI ÚTÜZEMELTETÉSI KONFERENCIA TAPASZTALATAI

HIGHLIGHTS OF THE XIITH INTERNATIONAL WINTER ROAD CONGRESS GUDRUN ÖBERG ET AL. ROUTES/ROADS NO.331. 2006. 3. P. 24-41.

Az Útügyi Világszövetség (AIPCR/PIARC) 2006. márciusban Torinóban rendezte meg a 12. Nemzetközi Téli Útüzemeltetési Konferenciát. A rangos szakmai eseményen 6 témakörben 24 szekcióban 114 előadás hangzott el, melyet 16 poszter előadás egészített ki. A témakörök az alábbiak voltak: stratégia, szolgáltatási szint és műszaki szabályozás, teljesítmény és finanszírozás, téli biztonság és mobilitás, környezetvédelem, téli útfenntartási rendszerek, jég és hó mentesítő technológiák. Fontos hangsúlyt kapott a konferencián a minőségbiztosítás és a képzés szükségessége. Több előadás beszámolt a téli útüzemeltetési feladatok részleges privatizációjáról, melynek eredményeként Norvégiában és Észtországból a ráfordítások mérséklődtek. A kulcskérdés ez esetben a megfelelő szolgáltatási szint meghatározása. A műszaki feltételek teljesítése mellett figyelembe kell venni az úthasználók megelégedettségét is. Finnországban és Lettországból hosszú távú szerződéseket kötnek, ami elősegíti az innovációt és a hatékonyságot. Lényeges az

úthasználók informálása minden lehetséges közvetítő felhasználásával (Internet, rádió, mobiltelefon, pihenőhelyek, változtatható jelzésekű táblák). Japánban már a járdák téli biztonságos járhatóságával is szervezeten foglalkoznak. A környezeti hatások teljes életciklusra vonatkozó értékelése szintén kiemelt feladat. A szóróanyagok talajvízre és növényzetre gyakorolt hatása miatt előtérbe kerülnek a kevésbé károsító hatású anyagok. Rendszeres útmeteorológiai adatszolgáltatáson és az útállapot folyamatos mérésén alapuló téli menedzsmentet több ország útügyi szakirányítása alkalmaz. A gépészeti háttér folyamatos fejlődése lehetővé teszi az üzemeltetés és az anyagfelhasználás optimalizálását. A téli útfenntartás sajátosságait célszerű más az utak tervezésekor és építésekor is számításba venni. Felkészülten érdemes fogadni a klímaváltozásból eredő következményeket. A www.piarc.org honlapon megtalálhatók az egyes témakörök összefoglalói.

G. A.

49. HÍDMÉRNÖKI KONFERENCIA

A 49. Hídmérnöki Konferenciát 2008. október 8-10. között rendezzük meg, helyszíne Balatonfüreden a Flamingó Wellnes Hotel**** lesz.

A meghívókat május-június hónapban küldjük meg azok számára, akik korábbi Hídmérnöki Konferencián részt vettek, de természetesen minden új érdeklődőt szívesen látunk, ez esetben meghívó kérhető e-mailen a hidkonferencia2008@3k.gov.hu címre küldött levélben.

További információért kérjük, hogy június hónaptól látogassák a <http://www.3k.gov.hu> honlapot.

Budapest, 2008. április 15.

Rendezőség

ÚTPÁLYASZERKEZETEK RONCSOLÁS- MENTES DIAGNOSZTIKAI LEHETŐSÉGEI

TÓTH CSABA¹ – TÓTH JÓZSEF²

1) ELMÉLETI BEVEZETÉS

A pályaszerkezetek teherbíró-képességének meghatározására vonatkozó hazai gyakorlat és az ezen alapuló magyar burkolatmegerősítési eljárás az utóbbi években szakmai viták keresztútjében áll. Noha a jelenlegi módszerek korlátai ismertek, a terület műszaki szabályozása elmaradt a rendelkezésre álló technológiai lehetőségek mögött, sőt a szabályozási környezet gyakran sokkal inkább gátja, mint motorja a fejlődésnek. Jelen cikkben dinamikus teherbírási eredményeket felhasználva kísérletet teszünk annak demonstrálására, hogy a behajlási teknő egyszerű vizsgálatával milyen gyakorlati következtetések vonhatók le a pályaszerkezeti kötött rétegek illetve a földmű állapotára vonatkozóan.

A kiértékelések a Boussinesq-féle egyenleteken, míg alkalmazhatóságuk az alábbi elméleti összefüggések elfogadásán alapulnak. Ezen összefüggések ismertetése semmiképpen sem tekinthető újnak, sokak számára vélhetően triviális, tekintettel arra azonban, hogy az analitikus pályaszerkezet méretezés alapjai szélesebb körben esetleg kevésbé ismertek, hasznos lehet ezen összefüggések átgondolása. A pályaszerkezet egyenértékű felületi (teherbírási) modulusa a jól ismert összefüggés alapján az alábbi (1) (Ullidtz, 1998):

$$E_0 = \frac{f(1-\nu^2)\sigma_0 a}{d_0} \dots\dots\dots(1)$$

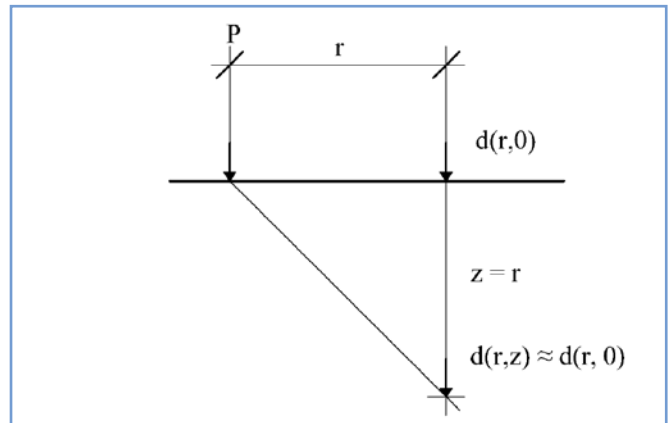
- ahol: E_0 – egyenértékű felületi modulus [MPa]
 f – korrekciós tényező, értéke a terhelő erő feltehetően eloszlásától függ [-]
 ν – Poisson tényező [-]
 σ_0 – terhelő feszültség [kPa]
 a – a terhelő tárcsa sugara [mm]
 d_0 – a terhelő tárcsa alatt mért behajlás [mm]

Ebből vezethető le a hazai tárcsás teherbírásmérés gyakorlatban alkalmazott alapképlete is, az MSZ 2509/3-1989 szabvány jelöléseit alkalmazva, $f = 2$ tárcsa merevségi tényező, és $\nu = 0,5$ Poisson tényező feltételezésével:

$$E_2 = \frac{1,5 \cdot p \cdot r}{s_2} \dots\dots\dots(2)$$

- ahol: E_2 - teherbírási modulus a második terhelési görbéből meghatározva [N/mm²]
 p - a tárcsa terhelése [N/mm²]
 r - a tárcsa sugara [mm]
 s_2 - a második terhelés hatására bekövetkező süllyedés, [mm]

A kör alakú terhelés hatására a burkolat felszíne besüllyed, ennek metszete a behajlási vonal vagy teknő. A terhelés középpontjától „r” távolságban ($r > 2a$) mért süllyedés nagysága – 1. ábra jelöléseit alkalmazva – a (3) képlettel adható meg.



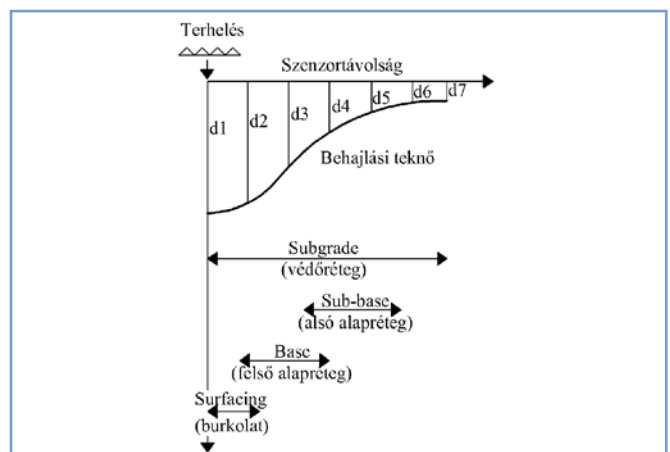
1. ábra – Koncentrált erővel terhelt végtelen féltér behajlása (Ullidtz, 1998)

$$d_{(r,0)} = \frac{(1-\nu^2)P}{\pi \cdot r \cdot E} \dots\dots\dots(3)$$

Átalakítva a (3) képletet az $E_{0(r)}$ felületi modulusok képletéhez jutunk (4).

$$E_{0(r)} = \frac{(1-\nu^2)\sigma_0 a^2}{r \times d_r} \dots\dots\dots(4)$$

- ahol: $E_{0(r)}$ – felületi modulus „r” távolságban [MPa]
 ν – Poisson tényező [-]
 σ_0 – terhelő feszültség [kPa]
 a – a terhelő tárcsa sugara [mm]
 d_r – a terhelő tárcsától „r” távolságra mért behajlás [mm]
 r – a mérés távolsága a terhelés középpontjától [mm]

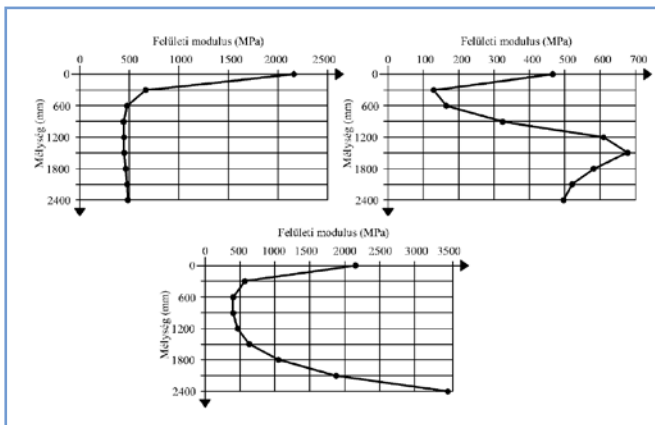


2. ábra – FWD behajlási teknő (HD 29/94)

¹ okl. építőmérnök, H-TPA Kft. e-mail: csaba.toth@tpaqi.com
² okl. építőmérnök, Magyar Aszfalt Kft. e-mail: jozsef.toth@magyaraszfalt.hu

A Boussinesq egyenlet (4) szerint tehát a terhelés középpontjától „r” távolságban számított modulus nagysága azonos a terhelés középpontja alatt (z = r) mélységben lévő réteg modulusával. Ezen állítás elfogadása teremti meg tehát annak lehetőségét, hogy az FWD (falling weight deflectometer) berendezések segítségével rögzített behajlási teknő különböző paramétereit alapján a felszín alatti rétegek állapotára vonatkozó becsléseket tehesünk. Ezt az összefüggést szemlélteti a teherbírásmérésre vonatkozó brit előírás (HD 29/94) egyik ábrája is (2. ábra).

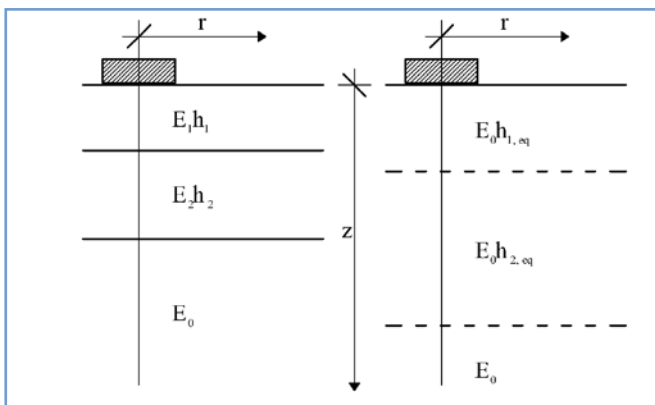
A pályaszerkezeti rétegek állapotáról (merevségéről) szemléletes információt nyerünk, ha a felületi modulusok alakulását a mélység függvényében grafikusán ábrázoljuk. A 3. ábrán három jellegzetes példa látható különböző felületi modulus változások esetén.



3. ábra – Példa a felületi modulusok ábrázolására (F. Van Cauwelaert, 2003)

A 3/a ábrán egy olyan esetet láthatunk, amikor az mélység növekedésével a felületi modulus a várakozásoknak megfelelően csökken. A kötött rétegek nagyobb merevségének köszönhetően a magasabb felületi modulus érték a földmű zónába érve a körülbelül 500 MPa-ra csökken és állandósul. A 3/b ábrán olyan szerkezet látható, amelynél a burkolat és a földmű között lecsökkent teherbírási, „puha” közbenső réteg található. A 3/c ábrán átlagos merevségű közbenső réteget láthatunk, ami alatt egy - a folyamatosan növekvő modulusból - kemény, valószínűleg valamilyen kőzet (szikla) jelenlétére következtethetünk.

A feltevés miszerint a terhelés középpontjától „r” távolságban számított modulus nagysága azonos a terhelés középpontja alatt (z =



4. ábra – Az egyenértékű vastagság meghatározása Odemark tanszformációval (F. Van Cauwelaert, 2003.)

r) mélységben lévő réteg modulusával csak homogén, izotróp fél-tér feltételezése mellett alkalmazható. A különböző pályaszerkezeti rétegek különböző merevségének hatása és befolyása a többrétegű rendszerek esetében az ún. Odemark transzformációval küszöbölhető ki. A helyettesítő vastagság bevezetése lehetőséget teremt tetszőleges rétegű pályaszerkezet vizsgálatára. A transzformáció lényege, hogy a tényleges réteg E_1J_1 hajlítási merevsége egyenlő legyen a helyettesítő réteg E_2J_2 hajlítási merevségével.

A 4. ábra azt szemlélteti, hogy azoknál az „r” értékeknél, amelyek nagyobbak, mint a teljes felépítmény helyettesítő vastagsága (ahol $h_{eq} = h_{1eq} + h_{2eq}$), a felületi modulus megfeleltethető a földmű vagy altalaj felületi modulusának.

Az Odemark-transzformáció általános alakját a (5) összefüggés tartalmazza. Az n-edik réteg feletti rétegek ekvivalens vastagsága a következőképpen számítható ki:

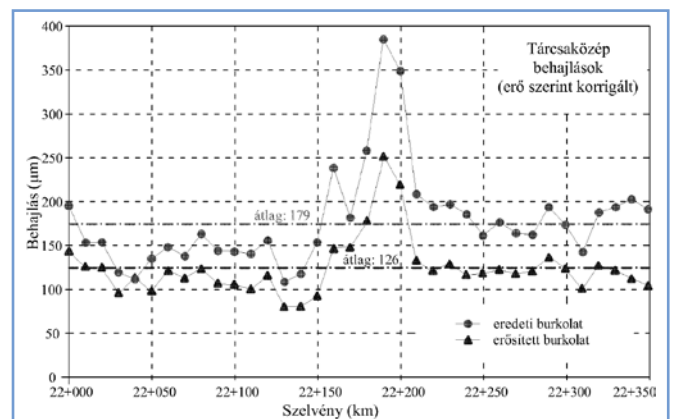
$$h_{a,n} = f_i \cdot \left[\left(\left(h_1 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2}} + h_2 \right) \cdot \sqrt[3]{\frac{E_2}{E_3}} + h_3 \right) \dots + h_{n+1} \right] \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{n+1}}{E_n}} \dots \dots (5)$$

- ahol:
- $h_{a,n}$ – ekvivalens mélység [mm]
 - f_i – tényező, $f = 0,8-1,0$ a szerkezeti rétegek számának illetve az első réteg vastagságának függvényében [-]
 - h_i – az „i” réteg vastagsága [mm]
 - E_i – az „i” réteg modulusa [MPa]
 - E_n – az n-dik réteg modulusa [MPa]

2) PÁLYASZERKEZET-DIAGNOSZTIKA

Az M5 autópálya 22 + 000 – 22 + 350 km szelvények között Dynatest típusú FWD-vel végzett mérés-sorozat egyes eredményei már korábban (Tóth Cs., 2007) ismertetésre kerültek, az eredeti mérési eredmények azonban jelen diagnosztikai lehetőségek demonstrálására is felhasználhatók. A dinamikus teherbírásmérés végrehajtására 2 mérési sorozatban, 35 mérési pontban került sor az alábbi rétegeken:

- a burkolat-megerősítésre kijelölt szakaszon, a régi kopórétegen, a 14,5 cm marást megelőzően,
- 10,5 cm mK-20/F és 4 cm mZMA-12 beépítését követően az új kopórétegen



5. ábra - Tárcsaközép süllyedés, beavatkozás előtti és utáni állapot

A mért tárcsaközép süllyedésértékeket csak terhelő erő szerint korrigálva a 5. ábra mutatja. A 5. ábrán látható, hogy a pályaszerkezet behajlása átlagban mintegy 30%-al csökkent a meg-

erősítés után. A 22+190 km szelvény környezetében látható kiugróan magas behajlási értékek valószínűleg lokális tönkremeneteli helyet jelölnek, amelyeket azonban a további számításainkhoz is felhasználtunk, így is vizsgálva a felújítás javító hatását. Az MSZ 2509/4-1989 szabvány szerinti homogenitás vizsgálat alapján a szakasz azonban így is homogénnek tekinthető, mivel a variancia kapott értéke megerősítés előtt 0,32 volt, ami 0,27-re javult a megerősítés után. Meg kell jegyezni azonban, hogy a két érték közötti kis különbség jól demonstrálja a jelenlegi homogenitási feltétel relatív érzéketlenségét, ami időszerűvé teszi a homogén szakasz-képzés hazai gyakorlatának újragondolását.

a) Elemzés Jendia elmélete alapján

A tárcsaközép süllyedés (d_0), a terhelés középpontjában történő behajlást jelenti és a behajlási teknő egyik fontos paramétere, amit jelenleg átszámítással - ÚT 2-1.202:2006 útügyi műszaki előírás alapján - feleltetünk meg a Benkelman eljárás során mért statikus behajlási értékek. A Jendia-féle kiértékelés (Jendia, 1995) segítségével a megerősítés előtt és után vizsgálhatjuk az altalaj/földmű és a kötött rétegek teherbírását. Az altalaj teherbírásának jellemzésére a terhelési középponttól távolabb fekvő szenzorok behajlási értékei alkalmazhatók, figyelembe véve, hogy a szenzorok távolsága legyen nagyobb a 4. ábrán ismertetett egyenértékű vastagságnál. Bevezetve az altalaj-indikátort (UI), mint fogalmat és a terhelés középpontjától $r = 900$ mm és az $r = 1500$ mm távolságban levő behajlási értékek d_{900} és d_{1500} különbségét meghatározva (6), a földmű teherbíró-képességére vonatkozóan nyerhető információ.

$$UI = d_{900} - d_{1500} \dots \dots \dots (6)$$

Jendia az altalaj teherbíró-képesség megítélésére az $UI = 70 \mu m$ határérték bevezetését javasolja, ez alatt gyenge, e felett jó teherbírású altalajról beszélhetünk.

A pályaszerkezeti rétegek állapotának megítélése, az úgynevezett teherbírási szám meghatározásán keresztül történhet (7):

$$T_z = \sqrt{\frac{R_0}{d_0}} \dots \dots \dots (7)$$

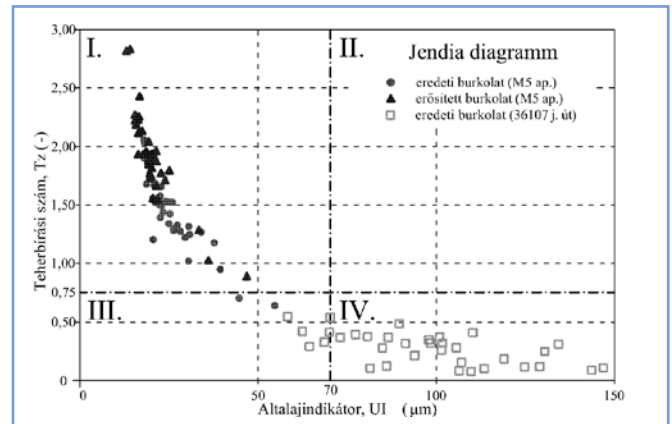
ahol: T_z – teherbírási szám [-]
 R_0 – behajlási teknő görbületi sugara [m]
 d_0 – a terhelő tárcsa alatt mért behajlás [μm]

1. Táblázat - A Jendia diagram kiértékelési táblázata

Jelleg	Tz	UI (μm)	Pályaszerkezet teherbírása	Kötött rétegek teherbírása	Földmű teherbírása
I.	> 0,75	<70	jó	viszonylag merev	viszonylag jó
II.	> 0,75	>70	nem megfelelő	viszonylag merev	gyenge
III.	< 0,75	<70	erősítés szükséges	kötött rétegek merevsége kisebb	viszonylag jó
IV.	< 0,75	>70	kimerült	kötött rétegek merevsége kisebb	gyenge

A megfelelő és a nem megfelelő értékek lehatárolására, Jendia a $T_z = 0,75$ értéket javasolja. A mérési pontonként meghatározott teherbírási szám (T_z) és az altalaj indikátor (UI) érték-párok alapján, a pályaszerkezet teherbíró-képességének megítélésére négyféle kombináció lehetséges, amely az 1. táblázatban összefoglalva látható.

A fenti összefüggéseket alkalmazva az M5 autópályán kiválasztott vizsgálati szakaszra, a felújítás előtti és a felújítás utáni állapotban meghatározott paraméterek alapján a következő Jendia grafikont kaptuk (6. ábra).



6. ábra - Jendia diagram, beavatkozás előtti és utáni állapot

A mérési eredményeket grafikusán ábrázolva látható, hogy a mérési eredmények mind megerősítés előtt, mind az után az első negyedbe estek, tehát az aszfaltrétegek jó teherbírással rendelkeznek, miközben teherbíró altalajon helyezkednek el. A kiértékelés során figyelembe veendő, hogy autópálya-szakaszon végzett megerősítést vizsgáltunk. A beavatkozás előtti és utáni állapot összehasonlítása, így nem mutat látványos különbséget. A 6. ábrán ábrázolt „pontfelhők” elhelyezkedése, illetve a felújítás után a függőleges tengely mentén történő eltolódásuk azonban szignifikáns különbséget mutat, ami a teherbíróbb kötött réteg megjelenésére utal.

Az alsórendű hálózaton, gyenge teherbírássú szakaszokon végzett kiértékelések jobban szemléltetik a módszer érzékenységét, ezt mutatja a 6. ábrán még feltüntetett, a 36107 j. úton végzett mérősorozat is.

Újonnan épült pályaszerkezetek esetében a mérési eredmények jellemzően koncentrikus pontfelhőben helyezkednek el, és nincs vagy csak nagyon laza korreláció figyelhető meg az altalaj/földmű illetve a pályaszerkezeti rétegek teherbíró-képességeinek ingadozása között. Az évek alatt lefutó forgalom hatására azonban ez a korrelálatlan pontfelhő már szoros korrelációval jellemezhető „csóvává” alakul, ami a 6. ábrán látható. Ez nem meglepő, hiszen a pályaszerkezet élettartama során a gyengébb teherbírássú altalaj hatással lesz a felette lévő kötött réteg állapotváltozásának alakulásra.

b) Elemzés Hothan- Schäfer elmélet alapján

Német kutatók (Hothan-Schäfer, 2004) elemezték a ma használatos teherbírásmérés kiértékelési összefüggéseket, és vizsgálták azok helyességét, így a fent ismertetett Jendia-féle módszert is. A tapasztalatokra építve egy új kiértékelési módszert fejlesztettek ki, amely segítségével szintén az altalaj és az aszfaltrétegek

állapotára, teherbíró-képességére vonatkozóan nyerhetők információk.

Az altalaj teherbírás legjobb jellemzőjének a tengelyterheléstől $r = 1200$ mm távolságban levő süllyedés alapján meghatározott felületi modulust (EO_{1200}) választották, ami (4) összefüggés alapján határozható meg.

Összehasonlító vizsgálataik szerint, a felső rétegek teherbírásának jellemzésére az $r = 200$ mm távolságban mért süllyedés alapján meghatározott teknőgörbületi tényező (CBF_{200}) a legalkalmasabb.

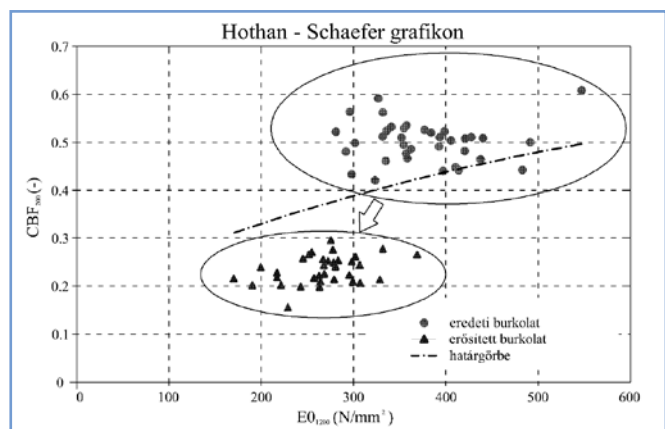
$$CBF_{200} = \frac{(d_0 - d_{200})}{d_0} \dots \dots \dots (8)$$

ahol: CBF_{200} – teknőgörbületi tényező [μm]
 d_0 – a terhelő tárcsa alatt mért behajlás [μm]
 d_{200} – a terhelő tárcsától 200 mm távolságra lévő szenzor által mért behajlás [μm]

Ahogy a Jendia-féle számítás esetében, úgy a Hothan - Schäfer összefüggéseknél is határgörbék segítenek eldönteni a megfelelő és a nem megfelelő állapot közötti különbséget. A határvonal pontos helyzetének meghatározására a következő értékeket ajánlották:

$$EO_{1200,határ} = 20N / mm^2 \dots \dots \dots (9)$$

$$CBF_{200,határ} = 0,04 \times EO_{1200}^{0,4} \dots \dots \dots (10)$$



7. ábra - Hothan és Schäfer diagram, beavatkozás előtti és utáni állapot

A 7. ábra grafikus ábrázolásán látható, hogy az M5 eredményeit feldolgozva a módszer érzékenyebb a Jendia-féle módszernél. A felújítás előtt az aszfalt rétegek teherbírasi állapotát jellemző pontfelhő a CBF határgörbe fölé esik, igazolva ezáltal a nem megfelelő teherbíró-képességet. A felújítás után a pontfelhő a határgörbe alá húzódott, és markánsan elkülönült a korábbi mérési eredményektől, már megfelelő teherbírásat mutatva.

Meg kell állapítani azonban, hogy a becsült altalaj teherbíró-képességére vonatkozó értékek is változtak, noha ennek változását semmi nem indokolta. A földmű modulus a felújított szerkezet esetén csökkent, ami azt valószínűsíti, hogy a kötött rétegek növekvő merevsége hatással volt a hátsó, a mélyebb rétegekről információt adó szenzorokra, kis mértékben befolyásolva ezáltal a kiértékelést. Jelenséget valószínűleg az magyarázza, hogy a szemcsés rétegek modulusa az alatti és felette lévő réteg merevségétől is függ.

c) Azt aszfaltrétegek állapotának vizsgálata

Az aszfaltrétegek élettartama esetében jellemzően az alsó síkban meghatározott vízszintes irányú nyúlások tekinthetők kritikusnak. A kritikus értékek meghatározása azonban nemcsak pályaszerkezeti modell alapján történhet, hanem közvetlenül a mért behajlasi teknő mérési eredményein is alapulhat. Az M5 autópálya korábbi szakaszának megerősítése is az aszfaltmegnyúlás meghatározásán alapult (Karoliny, 2005). Az itt alkalmazott vanGurp-féle képlet azonban a rétegvastagság ismeretét igényli, ami reprezentatív, azaz nagy mennyiségű feltáró fúrásokat jelent.

A Jansson-féle összefüggés (11) csak a behajlasi teknő adatai alapján ad becslést az alsó aszfaltszalban ébredő megnyúlásra. Így alkalmas lehet, hogy hálózati szinten vizsgáljuk a burkolatok állapotát, és korlátozva az alsó szalban ébredő megnyúlást, becslést adjunk a burkolat hátralévő élettartamára, megkerülve ezáltal a jelenlegi, a forgalmi adatok miatt kissé nehézkes eljárást.

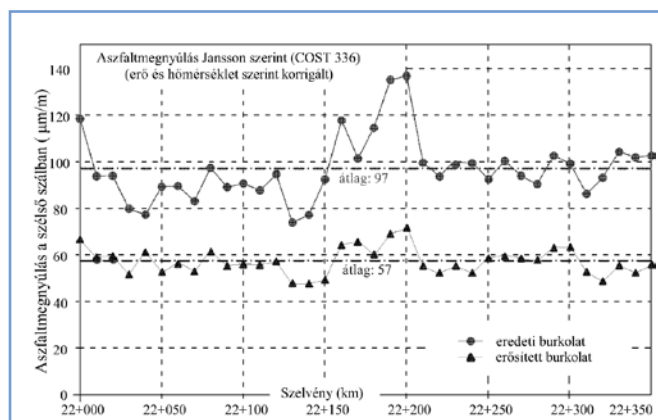
$$\epsilon = 37,4 + 0,988d_0 - 0,533d_{300} - 0,502d_{600} \dots \dots \dots (11)$$

ahol: ϵ – aszfalt megnyúlás a szélső szalban [$\mu\text{m}/\text{m}$]
 $d_{0,300,600}$ – behajlás 0, 300 és 600 mm távolságra a terhelő tárcsától [μm]

A (11) összefüggést alkalmazva a vizsgálati szakasz mérési pontjaiban felújítás előtt és után a vízszintes nyúlási igénybevételek meghatározhatók. Alkalmazva (12) hőmérsékleti korrekciót a 8. ábrán a megerősítés előtt és után becsült aszfaltmegnyúlások láthatók.

$$\epsilon_{10} = \frac{\epsilon}{\left(\frac{T}{10}\right)^{3,08 \times 10^{-5} \times h_1^2 \times d_0}} \dots \dots \dots (12)$$

ahol: ϵ_{10} – aszfalt megnyúlás a szélső szalban 10 °C-on [$\mu\text{m}/\text{m}$]
 ϵ – aszfalt megnyúlás a szélső szalban [$\mu\text{m}/\text{m}$]
 T – aszfalt burkolat felületi hőmérséklete [°C]
 h_1 – aszfalt burkolat vastagsága [mm]
 d_0 – tárcsaközép behajlás [mm]



8. ábra - Aszfaltmegnyúlás számítás Jansson szerint, beavatkozás előtti és utáni állapotban

Meg kell jegyezni, hogy a hőmérsékleti korrekciós összefüggés feltételezi ugyan az aszfaltvastagság ismeretét, azonban ennek megadás nem igényli a van Gurp-féle képletéhez szükséges nagy-mennyiségű feltáró fúrást.

Vizsgáltuk, hogy ezen becsült megnyúlásértékek mennyiben feltethetők meg az elméleti várakozásainknak. Az erősítőrétegek aszfaltkeverékeiből a laboratóriumban 10°C-on meghatározott modulusokat felhasználva 5 rétegű modell pályaszerkezeteket állítottunk össze (2. táblázat) és számoltuk azok igénybevételeit, behajlásait, majd az eredményeket összehasonlítottuk a valós pályaszerkezeten mért és becsült értékekkel, különbséget téve a rétegek közötti elcsúszást és tapadást feltételező számítások között (Tóth J., BME-UVT Diplomatervező 2008).

2. Táblázat - Az 5 rétegű pályaszerkezeti modell felépítése (a *-gal jelölt, becsült érték)

Réteg	Aszfaltvastagság [mm]	Modulus 10 °C-on [MPa]
Erősítőréteg (mZMA-12)	40	8 359
Erősítőréteg (mK-20/F)	105	20 268
Bennmaradt régi aszfalt	105	8 000*
CKt	200	2 000*
Földmű	végtelen	270*

Az 5 rétegű rendszerben terhelés hatására kiszámolva a vonatkoztatási mélységben, az aszfalt alján (145 mm) a megnyúlást, elcsúszó határfelület feltételezésével 66 microstrain-t, tapadó réteghatár feltételezésével 18 microstrain-t kaptunk. Figyelembe véve, hogy az erősítést követően a becsült megnyúlások átlagértéke 57 microstrain, ez meglepően jó becslésnek tekinthető.

3) A HÁTRALÉVÓ ÉLETTARTAM MEGHATÁROZÁSA BECSÜLT ASZFALT MEGNYÚLÁS ALAPJÁN

A hátralévő élettartam meghatározása érdekében a SHELL-fáradási összefüggést (13) alkalmazva először meghatározható a megengedett terhelési ciklus szám, majd az eltolási tényező segítségével számolható a hátralévő, azaz a megengedett egyégtengely áthaladási szám. A fáradási összefüggés folyamatos harmonikus terhelés mellett, laboratóriumi körülmények között került kidolgozásra. A valós terhelési körülmények során azonban a terhelés mind időben mind térben megoszlik, azaz a követési időközök kialakulás illetve a járműforgalomnak a forgalmi sáv szélességében való oldalirányú ingadozása terhelési szünetet jelent. Ez a jól ismert öngyógyulási folyamat 10-es eltolási tényező értékkel (Gáspár, 2000.) vehető figyelembe.

$$N = 10^6 \cdot v \cdot \left(\frac{\epsilon_6}{\epsilon}\right)^b \dots \dots \dots (13)$$

- ahol: N – hátralévő élettartam (Et)
 ϵ_6 – megengedett aszfalt megnyúlás 10 °C-on [$\mu\text{m}/\text{m}$]
 ϵ – becsült aszfalt megnyúlás a szélső szálban [$\mu\text{m}/\text{m}$]
 b – anyagállandó
 v – a laboratóriumi és az „üzemi” viselkedés közötti eltérést figyelembe vevő eltolási tényező, Shift-faktor

A számítás során b=0,2-es anyagállandót alkalmazva, illetve ϵ_6 esetén – a francia méretezési gyakorlat alapján – 10 °C-on 80 mikrostrain megengedett megnyúlással számolva a számítási eredményeket a 3. táblázat tartalmazza. A számítások illetve az azon alapuló hátralévő élettartambecslés meglehetősen valós, pályaszerkezet méretezési szempontból jól értelmezhető értéket

3. Táblázat – A hátralévő élettartam meghatározása

Időpont	Átlag-megnyúlás az aszfalt-réteg alsó szálában (microstrain)	Megengedett megnyúlás a fárasztó-vizsgálat alapján (microstrain)	Hátralévő élettartam „N” tengely-áthaladás számban (db)	Hátralévő élettartam (év) átlag évi 2,5 millió egység-tengely terhelés esetén
Megerősítés előtt	97	80	3 815 850	1,5
Megerősítés után	57	80	54 459 752	21,8

adott. A megerősítés előtti adatok alapján becsült hátralévő 1,5 év, illetve a megerősítést követően meghatározott mintegy 22 év gyakorlatilag megegyezik az elméleti elvárásokkal.

A hátralévő élettartam új típusú megközelítésének kidolgozása már csak azért is aktuális, mivel a teherbíró-képesség Országos Közúti Adatbank szerinti értelmezése és az útpályaszerkezetek méretezésére és megerősítésére vonatkozó útügyi műszaki előírás között ellentmondás feszül. Az OKA kialakított rendszerében a hálózat teherbírását egy 1 – 5 közötti skálán egyetlen számmal jellemzik (4. táblázat).

4. Táblázat – A hátralévő élettartam OKA szerinti besorolása

Hátralévő élettartam	Terhelési osztály
≥ 15 év	1
10 – 14,9 év	2
5 – 9,9 év	3
1- 4,9 év	4
< 1 év	5

Az ÚT 2-1.202 Műszaki Előírás szerint azonban a tervezési élettartam országos főúton 15 év, mellékúthálózaton 10 év. Némi-eg ellentmondásnak tűnik, hogy például egy tervszerűen megerősített, nem túlméretezett országos mellékút már az átadás pillanatában csak „2” besorolást kaphat, majd rövid időn belül „3”-as kategóriába kerül. Országos főút esetében - tekintettel a tervezés során megcélzott 15 éves tervezési élettartamra - sem érhető el az „1”-es besorolás. A hátralévő élettartam meghatározás jelenlegi alapadata még „ $F_{LEFUTOTT}$ forgalomérték” egység-tengelyszámban, aminek megadásában rejlő bizonytalanságok tovább csökkentik a számítás pontosságát.

4) ÖSSZEGZÉS

Jelen cikkben a gyors és roncsolásmentes FWD mérésekben rejlő diagnosztikai lehetőségek bemutatására törekedtünk. Hangsúlyozni kell azonban, hogy ezt csupán néhány paraméterre le-szűkítve és elsősorban német publikációkra fókuszálva tettük. A téma nemzetközi irodalma ennél sokkal szélesebb, elég csak a

rendelkezésre álló rendkívül nagy mennyiségű angolszász publikációra gondolni. Megvalósult példákkal szemléltettük, hogy pusztán a behajlási teknő segítségével milyen típusú becslések adhatók a pályaszerkezet illetve a földmű állapotára.

Vizsgálataink azt támasztják alá, hogy szakmailag indokolt lenne a hálózati szinten KUAB vagy Dynatest berendezéssel mért behajlási teknők, illetve ezen alapuló paraméterek rögzítése az Országos Közúti Adatbankban is. Megfontolásra érdemes, hogy a hátsó szenzor(ok) mérési eredményei alapján a földmű állapotára jellemző felületi modulus nem alkalmasabb-e a földműállapot jellemzésére, mint a jelenlegi szubjektív osztályozási rendszer.

További vizsgálatokat igényel az aszfalt szélső szálában ébredő és a megengedett megnyúlás közötti összefüggés alapján becsülhető hátralévő élettartam meghatározás megbízhatósága. A gyakorlat számára használható összefüggés kidolgozása nagy jelentőségű, hiszen így az addig lefutott forgalom ismerete és a roncsolásos vizsgálatok alkalmazása nélkül szolgáltatathatnánk projekt szinten a burkolat-megerősítés és méretezéshez közvetlenül, hálózati szinten az útgazdálkodás számára közvetve felhasználható értékes adatokat.

IRODALOMJEGYZÉK

1. COST 336: Use of Falling Weight Deflectometers in Pavement Evaluation. Brussels, 29th November 1995
2. Design Manual for Roads and Bridges, HD 29/94
3. Gáspár L.: Pályaszerkezet-tervezési modellek outputjainak tényleges útleteromlással történő összehasonlítása. Közlekedéstudományi Szemle L. évf., 9. szám.

4. F. van Cauwelaert: Pavement Design and Evaluation. 2003
5. Hothan J., Schäfer F.: Analyse und Weiterentwicklung der Bewertung von Tragfähigkeitsmessungen, Strasse und Autobahn, 2004/7
6. Karoliny M.: Pályaszerkezet méretezése az M5 autópálya felújításnál. Az aszfalt, 2005/2
7. Ullidtz P.: Modelling Flexible Paverment Response and Performance. 1998
8. Jendia S.: Bewertung der Tragfähigkeit von bituminösen Straßenbefestigungen. Ph.D disszertáció, Karlsruhe, 1995.
9. Tóth Cs.: A teherbíró-képesség meghatározásának ellentmondásai és lehetőségei. Közúti és mélyépítési szemle, 2007/8
10. Tóth J.: A Falling Weight Deflectometer által szolgáltatott adatok felhasználása az útállapot értékelése során. BME-UVT Diplomatervezés 2008
11. ÚT 2-1.202:2006: Aszfaltburkolatú útpályaszerkezetek méretezése és megerősítése. Útügyi Műszaki Előírás

SUMMARY

NON-DESTRUCTIVE TESTS OF ROAD PAVEMENTS

A further theoretical relation is also showed, that an estimation can be made on the condition of asphalt layer based on the use of FWD measured and calculated horizontal strain at the bottom of asphalt layer. The importance of this method is that the residual life of pavement structure can be estimated without the knowledge of passed axes and without destructive tests.

FONÓDÁSI SZAKASZOK ÁLTALÁNOSÍTOTT KAPACITÁSBECSLŐ MODELLJE

GENERALIZED CAPACITY ESTIMATION MODEL FOR WEAVING AREAS

PONLATHEP LERTWORAWANICH, LILY ELEFTERIADOU

JOURNAL OF TRANSPORTATION ENGINEERING 2007. 3. P. 166-179. Á:12, T:6, H:9.

Az autópályák fonódási szakaszait régóta vizsgálják a kutatók. A fonódási szakaszok jelenleg elfogadott kapacitásbecslésének alapja a 27 egységjármű/km/sáv forgalomsűrűség, ezt azonban nem támasztja alá megfelelő adatgyűjtés. A cikk egy általánosított kapacitásbecslő modellt ismertet, mely a fonódási szakaszok többféle geometriai kialakítását figyelembe veszi. A lineáris programozáson alapuló modell képes a több sávú fonódási szakaszok kapacitásának becslésére is. A bemutatott eljárás elméleti hátterében a járművek közötti időközök eloszlása és az időközök elfogadása áll. A fonódási szakaszok kapacitása nem lehet nagyobb, mint a szomszédos folyópálya szakaszok kapacitása. A kritikus elemet a sávváltások

jelentik, melyek kivitelezhetősége függ a fonódási szakasz hosszától, a forgalmi áramlatok sebességétől és a követési időközök eloszlásától. A javasolt módszerrel kapott eredményeket összehasonlították a hálózaton mért forgalmakkal. Egy torontói autópályán több napon át mérték a fonódási szakaszokon jelentkező forgalmakat, melyek jellemzően 6000 és 9000 jármű/óra között alakultak (egy irányban négy illetve öt sávú szakaszok két fonódó sávval). A mért forgalmi adatok elemzésével megállapították, hogy az új kapacitásbecslés a ténylegesen megfigyelt helyszíni kapacitásokat jobban közelíti, mint a Highway Capacity Manual becslési módszere.

G. A.

A KOMPAKTASZFALT ALKALMAZÁSI LEHETŐSÉGEINEK VIZSGÁLATA A HAZAI ÚTPÁLYASZERKEZETEK ÉPÍTÉSÉNÉL

FÜLEKI PÉTER¹

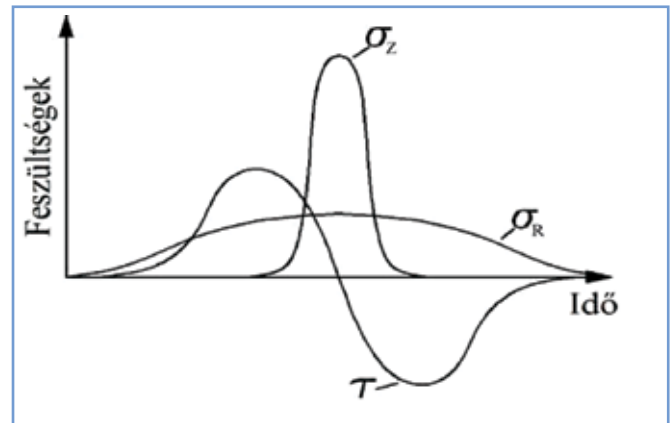
1. BEVEZETÉS

Hazánkban az elmúlt 10 évben jelentősen bővült a gyorsforgalmú utak építése, és a meglévők felújítása. Magyarország Európai Unió, - illetve a schengeni övezethez való csatlakozása és az autópálya építések nagy volumene indokolja a költségtakarókosabb és jobb teljesítményű pályaszerkezetek fejlesztését. A PPP projektek hazai megjelenése szintén készítő erő az építők számára, hogy minőségpolitikájuk részeként új, innovatív technológiákat vizsgáljanak meg és alkalmazzanak a beépítések során. Hazai viszonylatban a kompaktaszfalt technológiát P. Hübner KTE előadásából (Budapest) és magyarul írásban megjelent publikációjából már több évvel ezelőtt megismerhettük [1]. A Thüringiában (NSZK) kifejlesztett kompaktaszfalt technológia ma már nemzetközileg elfogadott és alkalmazott eljárás és az elmúlt években a technológiát Svédországban, Hollandiában, az USA-ban (Las Vegas) és Kínában (Shanghai) is alkalmazták. A technológia előnyös tulajdonságainak köszönhetően Japánban jelenleg 11, Németországban 4 terítőgép működik, és ebben az évben további két új géplánc lép működésbe Görögországban is. A következő nagy piacnak az élen érdeklődő és már terítőgépet is vásárolt Oroszország mutatkozik.

A kompaktaszfalt témakörével közelebről az ERASMUS tanulmányi ösztöndíj keretében a Fachhochschule Erfurt (2004 őszi félév) építőmérnöki intézetében, illetve a Széchenyi István Egyetem tudományos diákkörében foglalkoztam, majd folytatásként a Leonardo gyakornoki ösztöndíj támogatásával a Kirchner Holding GmbH-nál diplomamunkám készítése során helyszíni beépítéseket is tanulmányozhattam, ezekhez kapcsolódóan a Fachhochschule Erfurton pedig laboratóriumi vizsgálatokat végezhettem. A következőkben német tapasztalatok és e munkák keretében készült, a kompaktaszfalt technológia pályaszerkezeti, teljesítményi, és gazdasági vonatkozásait érintő elemzések főbb eredményeit mutatom be.

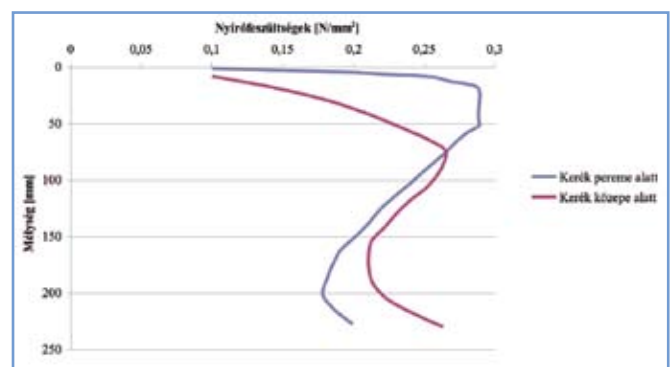
2. A KOMPAKTASZFALT TECHNOLÓGIA VIZSGÁLATA

A pályaszerkezetben keletkező feszültségek alakulásáról Bousinesq (1885) nyomán tudjuk, hogy a nyírófeszültségek maximuma cca 70-90 mm mélységben található a statikusan terhelt körtárcsa középpontja alatt. A mozgó kerék alatt az 1. ábrán bemutatott függőleges és vízszintes pulzáló feszültséget S.F. Brown szerint két pulzussal előjelváltó nyírófeszültség kíséri [3]. A keréknyomképződési vizsgálat kritikája során Richter E. és Schubert M. felhívták a figyelmet Lenker S. kutatására, aki a nyári hőmérsékleti körülmények alatti nyírófeszültségeket értékelve megállapította, hogy a kerék szélén a vízszintes nyírófeszültségek nagyobbak mint a kerék középpontja alatt, és kisebb mélységben, cca 20-50 mm mélyen a kopórétegben ébrednek (2. ábra) [4], [7]. Ez azt



1. ábra. Feszültségek alakulása mozgó kerék alatt [3] (sz-függőleges nyomófeszültség, σ_R radiális feszültség, τ -nyírófeszültség)

jelenti, hogy a kritikus feszültségek éppen a kopórétegben illetve a kopó- és kötőréteg határához közeli zónában lépnek fel, amelyek az aszfalt felső rétegének maradé alakváltozásához, a rétegek elválásához vezethetnek. Az aszfaltrétegek közötti gyenge rétegtapadás nagyobb fárasztófeszültségeket ébreszt az egyes rétegekben, ami az élettartam elején korai kifáradáshoz, rosszabb esetben elváláshoz vezethet. A hazánkban legjellemzőbben előforduló aszfalthibák közé sorolhatók az elégtelen tömörítés a beépítés során, ebből következően a nagymértékű deformáció és a hosszcsatlakozás problémájára visszavezethető, később kialakuló hibák.



2. ábra. Nyírófeszültségek alakulása a terhelő kerék közepe és pereme alatt Lenker szerint [7]

Ezen problémák megoldására fejlesztették ki a kompaktaszfalt technológiát, amelynek fő feladata a tömörítési feltételek javítása, a jó rétegtapadás és az anyagtakarékosság biztosítása,

¹ építőmérnök, Széchenyi István Egyetem, fulekipeter@gmail.com

amelyeket a lecsökkentett vastagságú kopóréteg és ezen csökkentéssel megnövelt kötőréteg együttes beépítésével érnek el. A kompaktszfalt lényege, hogy a kötőréteget és a kopóréteget közvetlenül egymás után fektetik le az építés során, és igen hatékonyan közösen tömörítik be. A technológia nem igényel más aszfaltkeveréket, az eddigi előírásokban szereplő anyagok ugyanúgy alkalmazhatóak hozzá. Lényeges, hogy a kopóréteget az alkalmazott keverékfajától függően lehetőség szerint 15–25 mm-re csökkentett vastagsággal építik és a vékony kopóréteg összetételében a legjobb minőségű ásványi anyagokat használják fel. Ez egyaránt javíthatja az aszfalt optikai és zajcsökkentő határait, a fő előny azonban abban áll, hogy a vastag és forró kötőrétegre azonnal ráfektetett vékony kopóréteg aszfaltanyagának lehülése az építés alatt erősen lelassul, mivel azonnal egy még mindig meleg vastag kötőrétegre fektetik. Ezzel elkerüljük azt a gyakorlatban előforduló általános esetet, amikor a már betömörített és kihűlt kötőrétegre terítik a kopóréteg aszfaltját, amely felülről a hűvös idő és a szél, alulról a kihűlt, hideg kötőréteggel való érintkezés miatt gyorsan lehül. A kompaktszfalt esetében a közvetlenül egymásra fektetett kötő- és kopórétegek együttes hengerlésével lényegesen hosszabb idő áll rendelkezésre a megfelelő tömörségi fok elérésére. A különböző vastagságú és típusú aszfaltrétegek lehülésének során a beépítéstől számítva 20 mm-es mélységben a kompaktszfalt – a forró kötő- és forró kopóréteg együttes fektetésének köszönhetően is – csak 10°C-kal hűlt le a fektetési hőmérséklethez képest 25 perccel a beépítés után [1].

A jobb tömörítésnek és a forró rétegek egybeagyazódásának köszönhetően a réteghatároknál a mechanikai igénybevételek közvetítése hatékonyabb. Mivel a hengerrel való tömörítés még nem történt, a kötőréteg felülete olyan puha, hogy a kopóréteg nagyobb zúzalékszemei kissé le tudnak hatolni, s ezzel az együttdolgozó két réteg lényegesen nagyobb vízszintes erőket, nyírófeszültségeket képes felvenni, mint a hagyományos építésmód – a kötőréteg és a kopóréteg külön-külön elterítése és tömörítése – esetén. A kompaktszfalt rétegek kedvezőbb fázis ellenállását, - így hosszabb élettartamát - a kötő- és kopóréteg rétegeinek egymásba fogazódása, a réteghatáron a meleg bitumenfilm nagyobb erőkapcsolatot biztosító hatása, és az aszfaltrétegek egyenletesen nagy tömörségi foka (101%-102%) hozza létre. A nagy tömörségi fok és jó tapadás révén jobb lesz a beépített keverék vízzérkenysége és javul a burkolat vízzárósága is. A beépítéshez – a technológiához speciálisan kifejlesztve – kompaktszfalt terítógépet alkalmaznak, amely két keverékfogadó tartállyal- és terítőgerendával rendelkezik a két réteg együttes fektetéséhez. Ezzel a terítőgéppel és a szükséges önjáró aszfalt fogadó-adagoló egységgel együtt - amellyel a különböző keverékeket juttatják a terítógép megfelelő tartályaiba – a „forró a forróra” technológiai változatot tudják megvalósítani, amely a technológiai változatok közül a legkedvezőbb tulajdonságokkal rendelkezik. Ebben a vonatkozásban a német technológiai gyakorlatban használt kifejezéseket alkalmaztuk, miszerint: „forró a forróra”: a kompaktszfalt beépítésre jellemző módszer, „forró a megre”: egy betömörített, de még nem teljesen kihűlt rétegre forró (szokásos hőmérsékletű melegaszfalt) réteg terítése, „forró a hidegre”: melegaszfalt réteg terítése a kihűlt hideg fogadófelületre. A kompaktszfalt további nagy előnye, hogy végeredményként hosszacsatlakozás nélküli pályaburkolatot kapunk, ami szintén csökkenti a később kialakuló hibák lehetőségét.

Az anyagmennyiségeket tekintve - a beépítés szélességétől és sebességétől függően - akár 400-600 t/h az aszfaltigény, amely mennyiség előállításához a németországi építések során három aszfaltkeverő telepet alkalmaztak. A technológia logisztikájára vonatkozóan a magdeburgi egyetemen kidolgoztak egy 3 modul-

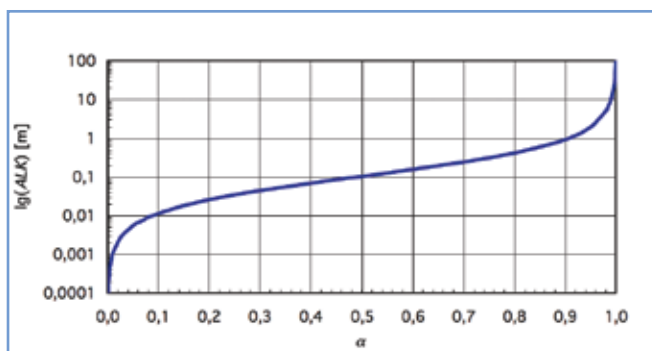
ból felépülő számítógépes programot, amely végeredményként a beépítés bármely pillanatára képes megadni a szállítójárművek ideális betöltési és üritési idejét, így leegyszerűsítve a szigorú logisztikai tervezés folyamatát [8]. Azt azonban meg kell jegyezni, hogy ez a Labview környezetben készített program un. kombiadagolóval számol a beépítés során. Ez költséghatékonyabb megoldás, mint a két külön adagolóval és a hozzájuk kapcsolódó szállítószag-rendszerrel zajló beépítés, de szigorú technológiai figyelmet és nagyfokú szervezettséget igényel. A feszített ütemű építés mellett, tapasztalatlan személyzet esetén a hibák lehetősége jelentősen megnövekedhet.

3. A KOMPAKTSZFALT PÁLYASZERKEZETI VÁLTOZATAI

A kompaktszfalt pályaszerkezeti változatainak vizsgálatánál a német (RstO, FGSV 499) típus-pályaszerkezeteit vettük alapul, ahol a megadott aszfalt öszv vastagság nem csökken, hanem ezen belül a rétegfelépítés átrendeződik. A kompaktszfalt hazai változatainál a típus-pályaszerkezetek méretezésénél hazai gyakorlatnak megfelelő analitikus pályaszerkezet-méretezési módszert a alkalmaztuk, de a bemenő adatokat a kompaktszfalt technológiai sajátosságainak figyelembevételével határoztuk meg.

Az ellenőrző számításokhoz a SHELL-BISAR programot alkalmaztuk. A függőleges terhelés 2x25 kN-os ikerkeréken adódik át egy-egy r sugarú kör alakú tárcsára, de felvehető vízszintes erők is. A terhelő tárcsa alatt a térbeli X-Y-Z koordináta-rendszerben bármely pontban (réteghatáron, vagy rétegen belül is) számíthatók a feszültségek, alakváltozások és elmozdulások. A pályaszerkezet rétegei közötti erőkapcsolatot az α súrlódási paramétertől és a terhelő tárcsa r sugarától függő ALK [m] tényező (*reduced shear spring compliance*) jellemzi, melynek értéke a teljes kötéstől a teljes csúszásig változhat ($0 \leq \alpha \leq 1$) [14]. Az erőkapcsolatot ennek megfelelően a kompaktszfalt kopó-kötőréteg között teljes kötéssel, ($\alpha=0$), a kompaktszfalt kötőréteg és a hagyományos aszfalt alapréteg- vagy hidraulikus kötőanyagú alapréteg- között óvatosan 50%-os kötéssel ($\alpha=0,5$), a szemcsés alapréteg vagy földmű felületén teljes csúszással ($\alpha=1$) vehetjük figyelembe. A rétegek együttdolgozását jellemző paraméterek függését bemutató 3. ábrán az 50%-os erőkapcsolatot a görbe inflexió pontja jellemzi.

A kompaktszfalt 1. táblázatban feltüntetett aszfaltbeton vékonykopóréteggel (pl. BBTM), és nagy $|E^*|$ komplex modulusú kötő- és alapréteggel készülő pályaszerkezeti változatait $E_2=80$ MPa ($E_{dyn}=130$ MPa) földmű tükörszint teherbírás mellett a hidraulikus kötőanyagú stabilizációs (CK₄-4) - és beton alaprétegű (C-12) típusok esetén a D, E, K és R forgalmi terhelési osztályokban vizsgáltuk meg.



3. ábra. A SHELL-BISAR szerinti ALK erőkapcsolat tényezőjének függése az α csúszási paramétertől féllogaritmikus léptékben

1. táblázat. Kompaktaszfalt pályaszerkezeti változatok nagymodulusú aszfaltokkal

Forgalmi terhelési osztály	D	E	K		R		modulus E [MPa]	Poisson- tényező ν
			a	b	a	b		
			rétegvastagság, h [mm]					
aszfaltbeton vékonykopóréteg	20	20	20	20	20	20	$ E^* = 8000$	0,35
aszfaltbeton kötőréteg, NM	50	60	60	50	80	50	$ E^* = 15000$	0,35
aszfaltbeton alapréteg, NM	50	60	75	60	100	70	$ E^* = 16000$	0,35
hidraulikus kötőanyagú stabilizáció, C-4	150	150	200		200		$E = 2500$	0,25
betonalap, C-12				200		200	$E = 20000$	0,15
kötőanyag nélküli szemcsés alapréteg	150	150	150	150	150	150	$E = 250$	0,40
földmű							$E_{dyn} = 130$	0,40

2. táblázat. Aszfaltvastagságok h [mm] alakulásának összehasonlítása a kompaktaszfalt szerkezettel

Aszfalt komplex modulus jellemző $ E^* $	Hivatkozás	Forgalmi terhelési osztály					
		D	E	K		R	
				a	b	a	b
normál modulusú	ÚT2-1.202:2005	170	200	230	190	270	200
nagy modulusú	MF 3.2/2005 (NM)		180		180		200
nagy modulusú	Kompaktaszfalt (NM)	120	140	155	130	200	150

Ezekben a forgalmi terhelési osztályokban a kompaktaszfalt szerkezet az ÚT2-1.202:2005 (normál modulusú aszfaltok) szerinti felépítéssel összehasonlítva 50-75 mm-el, az MF 3.2./2005 (nagy modulusú aszfaltok) szerint előírtakhoz viszonyítva a 2. táblázat szerint 40-50 mm-el vékonyabb aszfaltvastagságot mutat fel.

4. KOMPAKTASZFALT- ÉS HAGYOMÁNYOS BURKOLATOK LABORATÓRIUMI VIZSGÁLATAI

4.1. KEVERÉKTÍPUSOK ÉS VIZSGÁLATAIK

A laboratóriumi vizsgálatokat 2007-ben érvényes német előírásoknak megfelelően végezve az alapvető tulajdonságok meghatározása mellett a kompaktaszfalt technológiától várható elő-



4. ábra. Kompaktaszfalt beépítése az A7 autópálya 9+500-11+000 km sz. Flensburg melletti szakasz

nyóket bizonyító vagy azokat cáfoló mechanikai vizsgálatokat alkalmaztunk a rendelkezésre álló aszfaltmintákon.

A mérésekhez a Hamburg felé haladó A7 autópálya 9+500-11+000 km sz. Flensburg melletti szakaszán végzett kompaktaszfalt beépítésről származó SMA 0/11 S PmB45A kopó-, illetve ABI 0/16 S PmB45A kötőréteg aszfaltkeverékeket, Magyarországról pedig - a Magyar Aszfalt Kft.-től kapott mZMA-11 PmB-A 30/60S kopóréteg illetve AB-16/F B 50/70 alkalmanként kötőréteggént is alkalmazott keveréket használtuk fel, ezekkel csak a rétegtapadási vizsgálatot végeztük el (4. ábra).

A keverékek főbb tulajdonságainak (bitumentartalom, ásványanyag összetétel, Marshall-próbatestek testsűrűsége és aszfalt hézagmentes testsűrűség) vizsgálata után a mechanikai tulajdonságokat határoztuk meg. Az elméleti különbségek vizsgálata és eddigi építési tapasztalatok alapján látható, hogy a technológiai sajátosságok következtében keletkező hőtartalék, - és az előtömörített kötőrétegre fektetett és együtt tömörített kopóréteg előnyeit kihasználva, főleg az alakváltozási-ellenállás és a felületi hibák megelőzése terén érhetünk el javulást, illetve a beépítés menetét könnyíthetjük meg a tömörítési idő növelésével. Az összehasonlító laboratóriumi vizsgálatok során is a mechanikai tulajdonságokat helyeztük előtérbe és az előállított mintákat rétegtapadás és alakváltozási-ellenállás szempontjából vizsgáltuk meg.

4.2. ALAKVÁLTOZÁSI ELLENÁLLÁS VIZSGÁLATA

A keréknyom-képződés technológiából eredő eltérő jellemzőit az ömlesztett mintákból a német előírásoknak megfelelően készített 200 mm x 320 mm alapméretű, 80 mm vastagságú próbatesteken határoztuk meg +50 °C és +60 °C-on a Hamburgi keréknyomképződés-vizsgálati módszerrel (Deutsche Esso AG, 1987), melynek során a próbatestek vizsgálata 12-14 órán keresztül víz-

fürdőben való kondicionálása után rajtuk a terhelt kerék járatása 20000 áthaladásig szintén vízfürdőben történt.

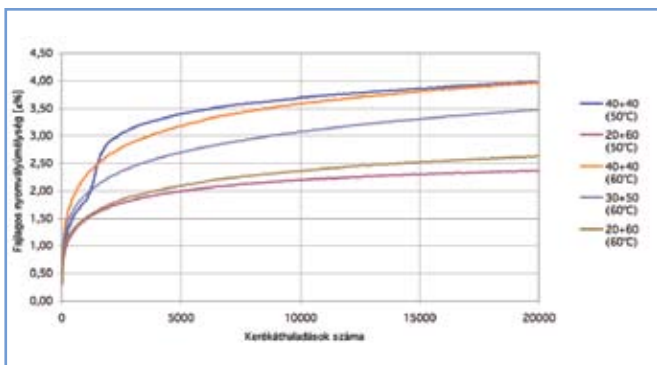
A próbatetek egy hagyományos- és két kompakt beépítésnek megfelelő hengersizmens tömörítővel a következő rétegfelépítéssel készültek:

40 mm kopó- és 40 mm kötőréteg hagyományos;
30 mm kopó- és 50 mm kötőréteg kompakt;
20 mm kopó- és 60 mm kötőréteg kompakt.

A betömörített próbatetek vastagsága 80-81 mm között változott. A mintákhoz szükséges aszfaltmennyiségét a keveréktervben rögzített előzőleg elkészített Marshall-próbatetek testsűrűsége alapján határoztuk meg. A betömörítendő keverékanyag tömegét a hagyományos 40 mm+40 mm vastagságú próbatetek esetében az előírásokban szereplő 98% tömörségi fokra, míg az 30 mm+50 mm, valamint a 20 mm+60 mm vastagságú mintáknál a technológiához ajánlott 101%-os kopóréteg- és 102%-os kötőréteg tömörségi fokra határoztuk meg.

A hagyományos 40 mm+40 mm-es próbateteknél először a kötőréteget készítettük el 98%-os tömörséggel, majd hagytuk kihűlni. Ezután – a helyszíni beépítés körülményeit közelítve – a kihűlt kötőrétegre rátömörítettük a 40 mm vastagságú szintén 98%-os tömörségi fokú kopóréteget. A kompakt próbateteknél az 50 mm-es illetve 60 mm-es kötőréteget először 102% tömörségi fokra tömörítettük és a már betömörített, de forró rétegre építettük rá 101%-os tömörségi fokkal a kopóréteg 30 mm illetve 20 mm vastagságú rétegét. A helyszínen a kompaktaszfalt-terítógép az alsó réteget csak előtömöríti és a hengerek azt forrón, a kopóréteggel együtt tömörítik be. Így a kompakt beépítés laboratóriumi modellezése nem volt teljesen azonos a valóságban történő beépítéssel. Valószínűleg még kedvezőbb tapadást lehet elérni, ha a kötőréteget először csak elő- majd utána a kopóréteggel együtt készre tömörítjük, mert így a rétegek egymásba fogazódása, ezáltal az együttdolgozása még kedvezőbb lehet.

Az 5. ábrán feltüntetett keréknyommélység alakulásán látható, hogy a kedvezőbb bedolgozási, tömörítési tulajdonságok és ezáltal a nagyobb tömörségi fok következtében a 20 mm+60 mm-es próbatetek mindkét vizsgálati hőmérsékleten 40%-al, illetve 30%-kal jobban teljesítettek, mint a hagyományos, 40 mm+40 mm felépítésűek. Az 30 mm+50 mm-es felépítés is már 10%-kal kedvezőbb értéket mutatott. Ez tehát bizonyítja, hogy a kompakt beépítési mód a hagyományos technológiához viszonyítva kedvezőbb tulajdonságokkal rendelkezik. Meg kell azonban jegyeznünk, hogy a végső keréknyom-mélység nagyon csekély mértékű volt, amely valószínűleg a jó minőségű alapanyagok fel-



5. ábra. A Hamburgi keréknyomképződési vizsgálat eredményei (német minták)

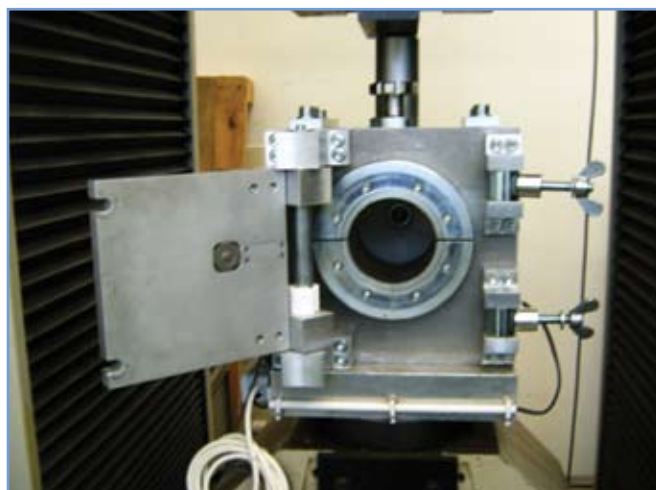
3. táblázat. A német aszfalttípusokból készült próbatetek keréknyomképződési vizsgálatának eredményei

Beépített aszfaltminták felépítése [kopóréteg+kötőréteg, mm] és vizsgálati hőmérsékletei				
40+40 mm (50°C)	20+60 mm (50°C)	40+40 mm (60°C)	30+50 mm (60°C)	20+60 mm (60°C)
Fajlagos nyommélység 20000 áthaladás után ϵ [%]				
3,99	2,38	3,97	3,48	2,63

használására vezethető vissza (3. táblázat). A kompaktaszfaltra vonatkozó német ajánlások is csak a legjobb aszfalt alapanyagok felhasználását javasolják alkalmazásra [9].

4.3. RÉTEGTAPADÁS VIZSGÁLATA

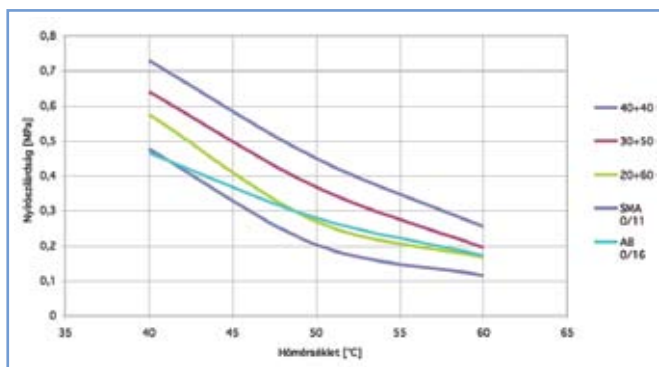
A kompaktaszfalt beépítési technológiai eltéréseiből következően jobb rétegtapadást érhetünk el a kopó- és kötőrétegek között, amely az előzőekben említett nyírófeszültségek felvétele szempontjából bír jelentőséggel. Ennek jelentősége különösen a csomópontokban, jelzőlámpás kereszteződésekben mechanikai, biztonsági és utazáskényelmi szempontból is megmutatkozik, ahol a nagy tömegű tehergépjárművek fékezésakor nagy vízszintes erők lépnek fel. A felmelegedett abroncsokkal azután a kereszteződésben állva, nyáron a nagy hőmérsékletű aszfaltnak még nagyobb hőmennyiséget adnak át. Így az aszfalt a nagy tömeg és hőmérséklet hatására még nagyobb alakváltozást szenved el. A járművezető a kereszteződésen áthaladva ilyen esetben az autó vibrációját érezheti, ami a gyakorlatlan vezetőket megzavarhatja.



6. ábra. Rétegtapadás vizsgálata nyírócellával (Fachhochschule Erfurt)

A rétegtapadás vizsgálatához a keréknyomképződési vizsgálathoz azonos módon készült laboratóriumi lap-próbatetekből magmintákat fúrtunk ki. A vizsgálatot az FH Erfurt Építőmérnöki Tanszéke által fejlesztett és megépített, a 6. ábrán látható nyírócellával, 12 órán át vízfürdőben való kondicionálás után, +40°, +50° és +60°C-on végeztük el. A nyírószilárdságot a réteghatárokon- és a rétegeken belül határoztuk meg. A rétegeken belüli nyírószilárdságot az adott réteg anyagából készült Marshall-próbatetek középvonalában modellezve vizsgáltuk.

Az eredmények szerint a réteghatárok képezik a gyenge helyet, azaz- a nyírószilárdság a rétegen belül nagyobb, mint a réteghatáron. Így kijelenthető, hogy a nyírófeszültségek valóban a rétegek találkozásánál okozhatnak problémákat. Az eredmények jól mutatták, hogy a kompakt beépítési módnál az egybefogozódás mennyivel jobban növeli a vízszintes irányú nyíróellenállást. A 30 mm+50 mm-es felépítés esetében 40-50%-kal, míg a 20 mm+60 mm-es esetében 20-30%-kal nagyobb nyírófeszültséget voltak képesek a próbatestek elviselni a réteghatárokon, mint a hagyományos technológiával készült 40 mm+40 mm-es felépítésűek. A Marshall-próbatéseken mért rétegeken belüli nyírószilárdsági értékek 50-100%-kal meghaladták a réteghatárokon mért értékeket.



7. ábra. Nyírószilárdság alakulása a hőmérséklet függvényében a réteghatárokon és a rétegeken belül (magyar származású minták)

A magyarországi származású minták esetében szintén a +40 °C, +50°C és +60°C-os vízfürdőben való temperálást alkalmaztunk. Ezek esetében is jól érzékelhető, hogy a hagyományos beépítési technológiával nem alakult ki olyan mértékű rétegek kapcsolat, mint a kompaktaszfalt esetén a felső réteg alsóbb rétegbe hatolásával, a szemcsék egymásba fogozódásával. A 7. ábrán feltüntetett eredmények szerint 30 mm+50 mm-es felépítés 30-50%-kal, a 20 mm+60 mm-es 20-30%-kal nagyobb felszültséget viselt el, mint a 40 mm+40 mm-es szerkezetű próbatestek.

4.4. LABORATÓRIUMI VIZSGÁLATOK EREDMÉNYEINEK ÖSSZEFOGLALÁSA

A laboratóriumi vizsgálatok célja volt, hogy megállapítsa a kompaktaszfalt kedvezőbb tulajdonságokkal rendelkezik-e a rétegtapadás és az alakváltozási ellenállás terén. A rétegtapadás vizsgálata egyértelműen igazolta ezt az állítást, mind a magyar, mind a német minták esetében, és kedvezőbb teljesítményt mutatott a nyírófeszültségekkel szembeni ellenállásra. Eszerint tehát a rétegtapadás terén mindenképpen, az alakváltozási ellenállás terén a megfelelő keverékek alkalmazása esetén javulást állapíthatunk meg.

5. A KOMPAKTASZFALT TECHNOLÓGIAI ERŐFORRÁS-IGÉNYEI ÉS ÉPÍTÉSI KÖLTSÉGEI

A vizsgálati eredmények és a technológia alapelve alapján látható, hogy a rétegek együttléteződése – a kopóréteg vastagságának lecsökkentésével és a kötőréteg növelésével párhuzamosan – kedvezőbbé tehető. Így ez a beépítési mód a kopóréteg költségesebb anyagának megtakarításával gazdaságosabb, és mindemellett a rétegtapadás és az alakváltozási-ellenállás tekintetében jobb tulajdonságokkal rendelkezik. Az ideálisabb építési körülmények által az egész életciklust tekintve kisebb a pályaszerkezet fenntartási igénye, amellyel így a kiadások szintén csökkenthe-

tők. Összefoglalva tehát a technológia az életciklusa alatt közel azonos építési költségek mellett hosszabb élettartamú, jobb teljesítményű aszfalt-pályaszerkezetet nyújt. Ez a technológia ugyan nagyobb befektetést igényel az átalakított terítőgép és az aszfalt-adagolók megvásárlása miatt, de az eddigi tapasztalatok alapján – a pályaszerkezet teljes élettartamát vizsgálva és a terítőgép kihasználtságától függően – a PPP projektek esetében, illetve a megrendelő szemszögéből is megtérülő befektetésről beszélhetünk. Egy hagyományos Dynapac típusú terítőgép ára 600 ezer EUR, míg a kompaktmodulus Dynapac terítőgép (F300CS-Modul AM 300) és a kombiadagoló együtt 1300 ezer EUR-ba kerül.

A kompaktaszfalt technológia részletes gazdasági elemzését Richter Prof. közlése szerint a TU Dresden végezte el, ennek és a Kirchner Holding GmbH által kiadott CD-én lévő főbb megállapításokat foglaljuk össze, azzal, hogy a számítások a német viszonyokra 2002-es árszinten készültek [5], [6]. Összehasonlítva a hagyományos és kompaktaszfalt technológia alkalmazásának eszközeit és azok anyagi vonzatait megállapítható, hogy az építési költségek súlypontja áthelyeződik a géplánc szállításának és üzembe helyezésének irányába. A nagyobb, komplexebb gépek komolyabb előkészítést igényelnek, ám a beépítés – a két réteg együttemű fektetésével – egy adott beépítési hossz után már gazdaságosabbnak bizonyult. Ha a beépítést napi 12 órában végezzük, akkor a javasolt haladási sebesség (4 m/min) és 12,75 méteres beépítési szélesség mellett napi 2400 méter kopó- és kötőréteget építhetünk be a kompakt módszerrel. Ez egy három forgalmi sáv+leálló sávú autópálya-burkolat esetében 30000 m² –t jelent naponta, ami a fenti adatokkal számolva napi 34000 EUR megtakarítást jelent. Ez egy 20 kilométer hosszú, kétpályás, 12,75 méter széles burkolat építése esetén összesen több mint 833 000 EUR megtakarítást jelenthet, csak a burkolat-építésnél. Az építési költségek mértéke kb. 10000 m² felett átbillen a kompaktaszfalt javára. Azonban, ha a pályaszerkezet teljes életciklusát vizsgáljuk még kedvezőbb eredményeket kaphatunk. Ha a teljes élettartam alatt legalább egy felújítást elkerülhetünk a burkolat jobb teljesítménye miatt, akkor a további megtakarítás még nagyobb mértékű lehet.

6. A KOMPAKTASZFALT ÉS A HAGYOMÁNYOS ASZFALT ÖSSZEHASONLÍTÁSA ÉRTÉKELEMZÉSI MÓDSZERREL

A különböző technológiai megoldások összehasonlítása pusztán a költségek alapján - különösen akkor, ha több szempontot kell figyelembe venni, és ezek közül egy vagy több nehezen számszerűsíthető - bizonytalansággal jár. Ezért a két technológiát az értékelemzésben alkalmazott döntési mátrix segítségével is összehasonlítottuk. Az eredmény jól szemlélteti a kompaktaszfalt technológia jobb teljesítményét. A kritériumokat az előző fejezetekben taglalt legfontosabb technológiai és költségjellemzők kiválogatásával határoztuk meg (4. táblázat).

Döntési kritériumok:

- A: Jó tapadás a kompaktaszfalt rétegek között;
- B: Hossz-csatlakozás nélküli burkolatfelület létrehozása;
- C: Jó alakváltozási ellenállás;
- D: Építési költség;
- E: Életciklus költségek;
- F: Kivitelezhetőség: gépláncok működése építésszervezési szempontok;
- G: Nagy tömörségi fok a kompaktaszfalt rétegekben: ez különösen fontos technológiai szempont.

Az általunk választott szempontok mind az építés, mind az élettartam tulajdonságaira vonatkoztak és legfontosabb szempont-

4. táblázat. A hagyományos- és a kompaktaszfalt kritérium súlyozó mátrixa

KRITÉRIUM SÚLYOZÓ MÁTRIX										
KRITÉRIUMOK		A	B	C	D	E	F	G	Σ	% Σ
Jó tapadás	A		1	0	0	½	0	1	2,5	12
Hossz-csatlakozás nincs	B	0		0	0	0	½	0	0,5	2
Jó alakváltozási ellenállás	C	1	1		1	½	1	½	5	25
Építési költség	D	1	1	0		1	1	½	4,5	21
Életciklus költség	E	½	1	½	0		1	1	4	19
Kivitelezhetőség	F	1	½	0	0	0		0	1,5	7
Tömörégi fok	G	0	1	½	½	0	1		3	14

ként a költségeket (építési, élettartam) és az alakváltozási ellenállást tekinthetjük. A súlypont értékek alkalmazásával a két technológiára szintén a kompaktaszfalt kedvezőbb tulajdonságait kaptuk, az összpontszám több mint 30%-kal nagyobb volt, mint a hagyományos aszfaltok esetén (5. táblázat).

5. táblázat. A hagyományos- és kompaktaszfalt döntési mátrixa

DÖNTÉSI MÁTRIX										
Súlypont értékek		12	2	25	21	19	7	14		Σ
Változat	Hagyományos aszfalt	36	2	75	84	57	28	56		338
		3	1	3	4	3	4	4		
	Kompaktaszfalt	60	8	100	105	90	21	70		462
		5	4	4	5	5	3	5		

7. ÖSSZEFOGLALÁS

Jelenleg Magyarországon az útépitések kb. 90%-ában aszfaltburkolatú pályaszerkezetet építenek be. A pályaszerkezetekben keletkező feszültségek vizsgálatánál láthattuk, hogy az aszfaltok-pályaszerkezeteknek az alakváltozási ellenállás és a rétegtapadás terén kell megfelelő teljesítményt nyújtaniuk. Ezen problémák megoldását keresve vizsgáltuk meg a kompaktaszfalt technológiát, ahol a két felső réteg (egy lecsökkentett vastagságú kopó- és ezzel a nagysággal megnövelt kötőréteg) beépítése egy ütemben történik, ezáltal ideálisan kihasználva a hőtartalékokat, azaz ugyanakkora befektetett hengerlési energia mellett nagyobb tömörségi fok érhető el. Szintén a beépítés módjának köszönhetően a rétegtapadás a rétegek egymásba fogazódása révén jelentősen megnőtt. A technológia ezen tulajdonságai következtében gyors és az időjárástól viszonylag független beépítést tesz lehetővé, még így is biztosítva a kedvezőbb alakváltozási ellenállást és rétegtapadást.

A kutatás során elemeztük a kompaktaszfalt technológia alapelveit, az eltéréseket a hagyományos beépítés jellemzőitől és a hazai méretezési kritériumok figyelembevételével, mechanikai alapú analitikai méretezési módszerrel vizsgáltuk a javasolható magyarországi pályaszerkezeti változatokat. Ezek alapján, azonos forgalmi terhelési osztályban minden kompaktaszfalt változat esetében a hagyományos építésű szerkezetekhez képest vékonyabb aszfalt-összvastagságot kaptunk.

A laboratóriumi vizsgálatokhoz a németországi építési szakszon vett mintákat és a Magyar Aszfalt Kft.-től kapott ömlesztett keverékmintákat használtuk fel. A kompaktaszfalt és a hagyományos aszfaltozási technológia különbségeiből adódó eltérő mechanikai tulajdonságokat a keréknyom-képződési és a rétegtapadás vizsgálat eredményeivel azonosíthattuk, melyek alapján kompakt beépítési módszer kedvezőbbnek mutatkozik. A gazdasági vizsgálatok során megmutatkozott, hogy a technológia alkalmazásának előfeltétele a jelentős gépi, technikai beruházás. Ám az is bebizonyosodott, hogy nagyobb léptékű munkáknál ez már megtérülő kiadás lehet. Az elemzések szerint a technológia a csökkentett kopóréteg vastagsággal hosszabb szakaszok építésénél gazdaságosabb, az együtemű beépítés pedig egyszeri felvonalást, a kezelő személyzet egyszeri alkalmazását jelenti az építő számára. Ha pedig a teljes életciklust vizsgáljuk, akkor a kedvezőbb teljesítmény, ezáltal az elkerülhető karbantartási és felújítási költségek miatt még jobb pénzügyi eredményeket érhetünk el a kompaktaszfalt beépítésével. Az értékelemzési módszereknél használt döntési mátrix jól szemlélteti a kompaktaszfalt előnyét a hagyományos technológiával szemben. A vizsgálatok, nemzetközi tapasztalatok, elemzések mind rámutattak arra, hogy önmagukban a technológia által nyújtott előnyök nem elegendőek egy tartósabb pályaszerkezet építéséhez, hanem a jól begyakorolt személyzet, a megfelelő géplánc, a technológiai tervezés és annak szigorú betartása is alapfeltétel. Ezek teljesülése esetén már adott a jobb teljesítményű pályaszerkezet építésének lehetősége akár a hazai utakon is.

Köszönetnyilvánítás: a szerző megköszöni a Magyar Aszfalt Kft-nek és Szarvady Csaba területi igazgatónak a gyártásból származó aszfaltkeverékek átadásában nyújtott támogatását vizsgálati célokra.

IRODALOM

- [1] Hübner P.: „A kompaktaszfalt, egy lehetőség az aszfaltburkolatok deformáció-ellenállásának fokozására.” *Közúti és Mélyépítési Szemle*. XLIX. évf. 1999/4. pp.153-159.
- [2] Boussinesq, J.: *Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastique*, Gauthier-Villard, Paris, 1885.
- [3] Brown S.F.: *The Rankine lecture*, London, 1996, pp.393.
- [4] Richter, E., Schubert, M.: *Kritische Beurteilung der Spurbildungsprüfungen*, 1998, *Bitumen*, 3/98 pp. 91-93.
- [5] Richter, E., Dietrich Willi: *Kompaktasphalt für bessere Strassen*. Proc. II. 2nd *Eurasphalt & Eurobitume Congress Barcelona 2000*, pp.487-495.
- [6] *Kompaktasphalt. Promóciós CD*
- [7] Lenker, S.: „Beanspruchung von Bitumösen Strassenbefestigungen durch horizontale und vertikale Verkehrsbelastungen”, *Dissertation TU München*, 1976
- [8] Petkov P., Monecke J., Poppy W.: „Mischgutlogistik Beim Einbau von Kompaktasphalt.” *Asphalt*. 1/2004. pp. 38-42.
- [9] Merkblatt für den Bau kompakter Asphaltbefestigungen. MKA. FGSV e.V., Köln, 2001.
- [10] *Kompaktasphalt auf Russlands Strassen*. *Strassen- und Tiefbau*. 12/2006, pp.22-23.

- [11] Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen. RstO, FGSV,499.
- [12] Kaiura.R.G.: Decision matrices.
- [13] Adorjányi K.: Aszfaltburkolatú útpályaszerkezetek méretezés és megerősítése. Háttérszámítások. Kézirat.
- [14] Shell pavement design method. BISAR PC user manual, 1995, Release 2.0.
- [15] Félmerev típusú útpályaszerkezet nagymodulusú aszfaltburkolattal. Műszaki Szállítási Feltételek, MF 3.2/2005, NA Rt., Bp., 2006.
- [16] Aszfaltburkolatú útpályaszerkezetek méretezése és megerősítése. ÚT2-1.202:2005, MAÚT, Bp., 2005.
- [17] Utterodt, R.: Kompaktasphalt und die besonderen Anforderungen beim Walzen, VDBUM Information,2/2005, pp. 22-28.
- [18] Compactasphalt F300CS-Modul AM 300, Dynapac, 2008.

SUMMARY

INVESTIGATIONS OF POSSIBILITIES TO USE COMPACT-ASPHALTS IN HUNGARY

The paper investigates the compact-asphalt technology for use in Hungarian pavement construction. With the help of the Shell-Bisar program suggested pavement alternatives were designed for Hungarian use. The required asphalt thicknesses with compact-asphalts are thinner than with conventional pavements. The layer adhesion and deformation resistance on compact and conventional samples were analysed by mechanical tests. The adhesion was 20-50% higher between the two upper layers, and the deformation was 30-40% less than by the conventional technology. The financial analysis indicated that the initial investments can be justified by the advantages of construction and by better lifecycle attributes of compact-asphalts.

ELJÁRÁSI REND AZ ÚTÜGYI MŰSZAKI ELŐÍRÁSOK ALÓLI FELMENTÉSI KÉRELMEKHEZ

1. ELŐZMÉNYEK

A Gazdasági és Közlekedési Minisztérium Hálózati Infrastruktúra Főosztálya a GKM/3822/1/2008. iktatószámú levelében úgy rendelkezett, hogy - tekintettel az útügyi alágazat intézményrendszerének elmúlt években történt jelentős átalakítására - 2008. február 12. után az útügyi műszaki előírások alóli felmentéseket a Közlekedésfejlesztési Koordinációs Központ bírálja el és terjeszti fel jóváhagyásra a GKM HIF részére.

2. AZ ÚTÜGYI MŰSZAKI ELŐÍRÁSOK ALÓLI KÉRT FELMENTÉSEK ELBÍRÁLÁSÁNAK FOLYAMATA

2.1 BERUHÁZÓ ÁLTAL KEZDEMÉNYEZETT KÉRELMEK

A felmentési kérelmeket a GKM rendelkezése szerint elsősorban a beruházónak (de az Útpénztár által finanszírozott beruházásoknál minden esetben a NIF Zrt-nek) kell benyújtania a Közlekedésfejlesztési Koordinációs Központ részére.

A kérelem benyújtásának tartalmi feltételei:

- A felmentési kérelem tárgyának részletes megjelölése (a létesítmény melyik része melyik Útügyi Műszaki Előírás melyik pontját nem teljesíti),
- A felmentési kérelem részletes indoklása (a javaslat lehetőség szerint műszaki és biztonsági szempontból egyenrangú legyen az előírással),
- Közútkezelői vélemény, ill. az érintettekkel történt egyeztetések jegyzőkönyvei, emlékeztetők, nyilatkozatok, stb.,
- A felmentési kérelem elbírálására alkalmas tervek (a kérelem tárgyának beazonosítására alkalmas átnézeti helyszínrajz és részletes tervrajzok).

Amennyiben a KKK hiányosságot észlel, a beérkezéstől számított 8 napon belül hiánypótlásra visszaküldi, ill. pótlólagos adatokat kér a benyújtótól.

A kérelmet a KKK – szükség szerint szakértők bevonásával – kérelem vagy a hiánypótlás beérkezésétől számított lehetőség szerint 15, de legfeljebb 30 napon belül elbírálja, és a GKM HIF részére véleményezve továbbítja.

A GKM HIF a kérelemről a KKK javaslata alapján dönt. A kérelmezőt és a KKK-t a kérelem elbírálásáról a GKM HIF tájékoztatja.

2.2 AZ ELJÁRÁSRENDTŐL ELTÉRŐ MÓDON BENYÚJTOTT KÉRELMEK

A GKM a hozzá beérkezett kérelmeket véleményezésre a KKK-hoz továbbítja.

Az eljárásrendtől eltérő módon kezdeményezett egyeztetés esetén a GKM HIF előzetes elvi állásfoglalást adhat, de az engedélyezési eljárás akkor is szabályszerűen végrehajtandó.

3. AZ ELBÍRÁLT KÉRELMEKKEL KAPCSOLATOS FELADATOK

A GKM HIF az elbírált felmentési kérelmekről (a kérelmezőn és a KKK-n kívül) tájékoztatást ad a Nemzeti Közlekedési Hatóságnak, illetve a jogszabályban a műszaki szabályozási feladatokkal kapcsolatos tevékenység ellátására kijelölt szakmai szervezet (Magyar Útügyi Társaság) részére.

Az eljárásban közreműködő szervezetek évente értékelik az elbírált felmentésekkel kapcsolatos tapasztalatokat, és szükség szerint kezdeményezik a szabályozások felülvizsgálatát.

Budapest, 2008. március

Jóváhagyta

Szűcs Lajos
főosztályvezető

DUNAÚJVÁROSI SALAKMEDDŐ AZ M6-OS AUTÓPÁLYA TÖLTÉSÉBEN

BENCZE ZSOLT¹

1 BEVEZETÉS

A XX. század vége felé az emberiség fejlődésének üteme arra kényszerítette a műszaki és a gazdasági életben érintetteket, hogy olyan stratégiát dolgozzanak ki, amivel az emberiség léte nem veszélyezteti önmagát. Ezen stratégiai gondolkodás – a fenntartható fejlődés – vezetett odáig, hogy az addig felhalmozott primer termékek mellett képződött másodlagos termékeket is számításba vegyék. A melléktermékek nyersanyagként történő újbóli hasznosítása komoly piaci részesedést szerzett a nyugati országokban. A kezdeti nehézségeket az állami szerepvállalással tudták elhárítani. Az újrahaznosítás – angolul: recycling; németül: Wiederverwendung – térnyerésének elősegítése érdekében elvégzett vizsgálatok eredményei olyan kedvező tulajdonságokat fedeztek fel, amelyek további kutatásokat tettek szükségessé, és újabb alkalmazási lehetőségeket és technológiákat vetettek fel. A metallurgiai és (hő)energiái termékek gyártásánál felgyülemlett melléktermékek okozta tájsebek fokozatosan eltűnhetnek. A hálának alapanyagaként szolgáló (finom szemcsésű porszerű) pernye és a (nagyobb szemcsésű darabos) salak tulajdonságainak pontos ismerete lehetővé tette, hogy az útépités területén is alkalmazzák. Hazánkban id. Gáspár László által művelt európai szinten is kiemelkedő kutatások [1-2] nyomán beépítési kísérletek sorozata kezdődött, melyeknek az 1990-es évek elején bekövetkezett hazai gazdasági visszaesés gátat szabott. A környezettudatos politikai hozzáállás időközbeni térnyerése következtében egy évtizeddel később két olyan beruházásra is sor került, amelynek alapanyagát ipari melléktermékek alkották. Az egyik a tiszaujvárosi pernye, amelyet az M35-ös, a másik pedig a dunaújvárosi salakmeddő, amelyet az M6-os autópálya töltésének építésekor használtak fel. Ez utóbbival foglalkozik a jelen cikk.

2 PRÓBATÖLTÉS ÉPÍTÉSE A DUNAI VASMŰBEN

2.1 A PRÓBABEÉPÍTÉS TECHNOLÓGIÁJA

A töltéstestbe beépítendő salakmeddő üzemeltetési viszonyok közötti viselkedésének megfigyelésére a Dunai Vasmű salaktárolójának területén salakmeddő felhasználásával mintegy 800 m³-nyi próbatöltés készült. A próbatöltés 1,50 m-es magassággal, 55 m-es hosszal, a két végén pedig 15–15 m-es feljáró rámpával, 8 m-es koronaszélességgel és 1:1,5-es rézsűhajlással készült. A kísérleti építésre 2003. októberében került sor. A beépítési kísérlet során 25, 30 és 40 cm-es vastagságú rétegekkel kísérleteztek, hogy megállapíthassák azt a beépítéskor alkalmazandó rétegvastagsági határt, amelynél a tömörítési munka még elegendőnek bizonyul. A tömörítési mélység variálása mellett a vibrációs hengerjáratok számának változtatásával is próbálkoztak, a beépített anyagmennység függvényében. Az alábbi rétegvastagság-hengerjárat kombinációkat választották a próbatöltés építésekor:

- a 25 cm-es vastagságú rétegek: két statikus és egy vibrációs járat,

- a 30 cm-es vastagságú rétegek: két statikus és két vibrációs járat,
- a 40 cm-es vastagságú réteg: két statikus és négy vibrációs járat.

2.1 A PRÓBATÖLTÉS ÉPÍTÉS KÖZBENI ELLENŐRZÉSE

Az építés során négy alkalommal vettek talajmintát, ezek mechanikai vizsgálatának eredményeit az 1. táblázat szemlélteti. Ebből kitűnik, hogy a beépített anyag homogénnek tekinthető. A vizsgálatok alapján – a salak keletkezési viszonyait figyelembe véve – homogénnek nevezhető anyag került beépítésre. A vizsgált minták Proctor-térfogatsűrűségi átlaga 2,29 g/cm³ volt. A tömörséget minden mérési pontban ehhez az értékhez viszonyítva adták meg, a homogenitásra hivatkozva.

A tömörségi vizsgálatok eredményeit a 2. táblázat tartalmazza. Ebből kiderül, hogy a vizsgálatok során nem vettek olyan alapvető vizsgálati szabályokat figyelembe, amelyek próbatöltés készítése során elvárható lehetett volna. Az első réteg vizsgálatára nagy hangsúlyt fektettek, holott ez a réteg gyakorlatilag az építési szakaszokon irreleváns, hiszen az altalaj erős befolyása miatt nem ad a tömöríthetőségi viszonyokról pontos képet. A salakhalna felszíne amúgy is cementálódott réteg, amitől az M6-os autópálya nyomvonalában található iszapos homokliszt altalaj alapvetően eltér.

2.2 A PRÓBATÖLTÉS UTÓLAGOS FELÜLVIZSGÁLATA

A töltésen ezután négy alkalommal mértek statikus teherbírást és két alkalommal izotópos tömörséget, 2004. márciusával bezáróan. A 2003-2004-es rendkívül csapadékos telet követő olvadás után – a tömörség és a teherbírás ellenőrzésén kívül – megbontották a töltés keleti oldalát, hogy képet kapjanak arról, kialakult-e meszes-hidraulikus kötés, és a rétegenkénti víztartalom hogyan változik. A következőket megállapításokra jutottak:

1. táblázat A töltésanyag néhány minőségi paramétere [3]

D _{max} [mm]	U=D ₆₀ /D ₁₀	Finomsági m.	ρ _{dmax} [g/cm ³]	w _{opt.} [%]
16	20,5	5,64	2,34	9,6
8	18,2	5,11	2,31	10,5
32	30,0	5,17	2,20	10,5
24	20,0	5,11	2,31	10,5

A koronaéltől indított függőleges vonal mentén, a bontás során megnyitott töltéstest gyakorlatilag függőleges falként megállt. A 20 cm-es rétegenkénti mintavételekhez csákányt kellett használni, mivel a lapáttal történő mintavétel nehézségekbe ütközött. A

¹ tudományos segédmunkatárs, Közlekedéstudományi Intézet Nonprofit Kft. e-mail: bencze.zsolt@kti.hu

csákánnyal bontható tömeg nem betonszerűen viselkedett, csak megkeményedett, ami kémiai eredetű kötésre utal. Az agyagtalajoknál ismeretes kiszáradási jelenség itt nem volt tapasztalható. Ez kedvező körülmény, és eloszlatja a betonszerű tömbös szilárdulással szembeni aggodalmakat.

2. táblázat Az egyes beépítési fázisokban mért tömörségi értékek [3]

A beépítési rétegek magassága az altalajtól	Izotópos tömörségmérés eredménye a szelvények szerint [%]				
	0+015	0+025	0+035	0+045	0+055
5. réteg 150 cm	92		94	93	94
4. réteg 110 cm		83		99	
3. réteg 80 cm		96		93	
2. réteg 50 cm		98	95	90	92
1. réteg 25 cm	81	92	94	96	95
Altalaj	89		88		87

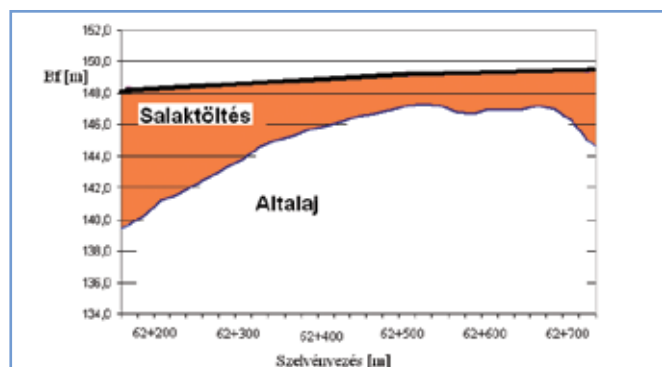
A 20 cm-enkénti mintavétel eredményeként kimutatható volt, hogy a víztartalom a mélység függvényében alig változott. A töltéstest vízmegtartó képessége a laboratóriumi vízfelvételi vizsgálatok eredményeit igazolta. Ez azért fontos, mert az ellenőrzés éppen a „tavaszi, mértékadónak tekinthető” időszakban történt, amikor a töltésnek elnedvesedett állapotban kellett volna lennie.

A 1,5 m-es magasságú töltésen nagy ($E_2 = 150-210 \text{ N/mm}^2$ -nyi) teherbírást mértek. Semmilyen fagykárt nem észlelték. A töltésfelület épnek és a szélek eróziómentesnek bizonyultak.

3 AZ M6-OS AUTÓPÁLYA 62+200 - 62+675 KM SZELVÉNYEI KÖZÖTTI SALAKTÖLTÉSTEST VIZSGÁLATA

3.1 A SALAKMEDDŐ BEÉPÍTÉSÉNEK KÖRÜLMÉNYEI

A PPP konstrukcióban készülő autópálya önmagában is nagy kihívást jelentett a kivitelező M6 Autópálya Kkt-nak. Ehhez járult hozzá plusz feladatként a salakmeddő beépítése. Először a már korábban felhalmozott salakdepóniákból nagy ütemben kezdték az anyagot kihordani és beépíteni. A depóniák anyaga azonban hamarosan elfogyott. A tervezett beépítési ütemet ezek után már nehezen lehetett tartani. A beépítés során azt is vizsgálni kellett, hogy mennyire homogén a salak. A KTI tanulmánya [6] szerint a kohósalak 1000 m³-enkénti vizsgálata indokolt, hogy a salakmeddő elhelyezése és tárolása során a homogenitásról meg lehessen győződni. Az enyhén emelkedő próba-beépítési szakasz hossz-szelvénye az 1. ábrán látható. A próbaszakasznak nevezett töltésrészben a tömörséget és a teherbírást mérték. A tömörséget izotópos műszerrel, míg a teherbírást statikus és dinamikus módszerrel is ellenőrizték.

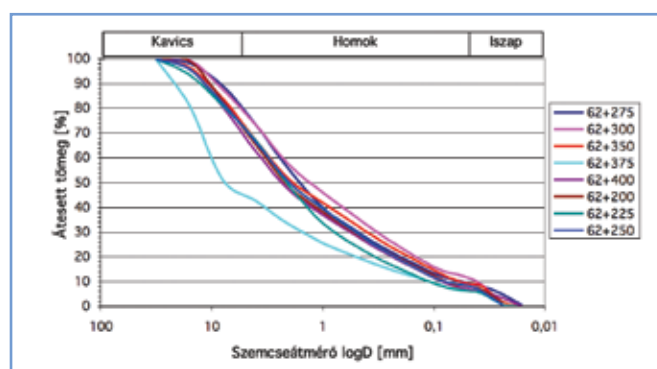


1. ábra: Salaktöltés a próbaszakaszon

3.2 A BEÉPÍTETT SALAK TALAJMECHANIKAI JELLEMZŐI

A feszített előkészítési ütemezés miatt kevés vizsgálati eredmény állt rendelkezésre ahhoz képest, amennyit egy ilyen nagyságrendű munka igényelt volna. Az első időszakban egy-két kiugró eredménytől eltekintve homogénnek nevezhető a salak összetétele. (2. ábra). A Mintavételi és Minősítési Tervben (MMT), a vonatkozó útügyi műszaki előírás [4] alapján, a következő követelmények szerepeltek:

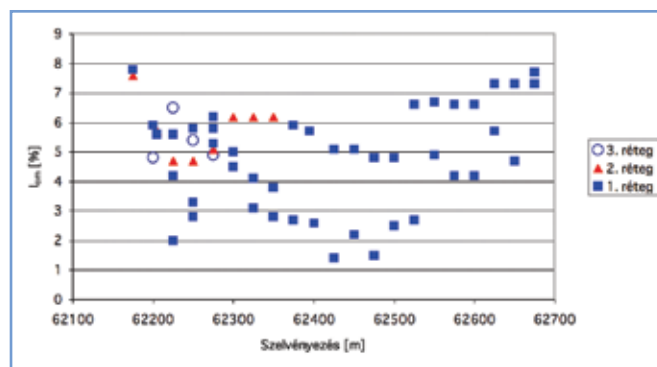
- $U \geq 7$,
- $\rho_{\text{dmax}} \geq 1,80 \text{ g/cm}^3$,
- $I_{\text{om}} \leq 8\%$,
- $T_{\text{FD}} \geq 85\%$, később módosítva 90%-ra
- $E_{\text{vd}} \geq 25 \text{ N/mm}^2$.



2. ábra A beépítési próbaszakasz salakmeddőjének jellemző szemeloszlása

A 2. ábrán látható, hogy a salakmeddő szemeloszlása – egy minta kivételével – szinte homogénnek tekinthető. A vizsgálati sorból kilógó eredmény valószínűleg a későbbiekben gyakrabban jelentkezett inhomogenitás előjele, ez azonban a beépítés minőségét érdemlegesen nem befolyásolja. Ezen a szakaszon a beépítés fázisában 3 beépítési réteget vizsgáltak meg alaposabban. A minősítés szempontjából leginkább jellemző réteg a 3. és a felette lévők. Ennek ellenére a legalsó (1.) beépítési réteget vizsgálták a többen jól alaposabban. Azokkal az eredményekkel nem jellemezhető a beépítés minősége, amelyeket az altalaj tulajdonságai még jelentősen befolyásolnak (ezt a tényt a halán végzett mérések is igazolták). Az első szinten 44, a másodikon 8, míg a harmadik szinten már csak 4 mérési pontot jelöltek ki.

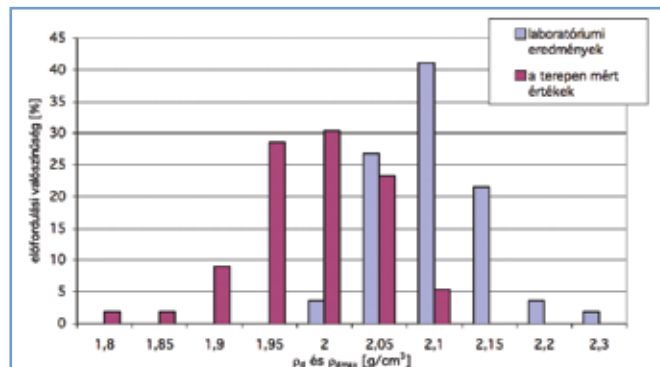
A szemeloszlás és a kavicsstartalom mellett a KTI a szervesanyag-tartalmat is vizsgálta. Ezeknek a vizsgálatoknak az eredményei



3. ábra A beépítési próbaszakasz szervesanyag-tartalom vizsgálatainak eredménye

alapján készült a 3. ábra. Mit is jelent ez az izzítási veszteség? Az erre vonatkozó műszaki előírás [4] - amire az MMT is hivatkozik - szerint a szervesanyag-tartalom meghatározásaként jelöli meg ezt a vizsgálatot. A kohósalakban mi lehet az a szerves anyag, ami 600°C-os hőmérsékleten 8 %-nyi izzítási veszteséget okoz, és nem égett ki a salak keletkezésekor 1300°C-on? A tender kiíróit és a kivitelezőket ez a kérdés nem foglalkoztatta. Hiszen paradoxon, hogy ami nem égett ki 1300°C-on, az majd kiég 600°C-on. Szervesanyag-tartalmat három féle módon lehet meghatározni: izzítással, titrálással és fotometriával. (Az izzítási veszteség meghatározása során nemcsak a mintában lévő szerves anyagok, hanem a kötött víz, a karbonátok és egyéb vegyületek is befolyásolják a végeredményt. Így az csak az esetek közel 90%-ában ad a valódi szervesanyag-tartalomról pontos információt. A titrálás és a fotometrikus eljárás azonban sokkal költségszebb vizsgálat.)

A következőkben a térfogatsűrűségi értékek alakulásával foglalkozom. A 4. ábráról leolvasható, hogy egy képzett laboráns és a közel állandónak tekinthető laborkörülmények hogyan befolyásolják az eloszlást. A terepen végzett tömörítő munka elnyújtott harangörbéje a változó alapanyag és a különböző mértékben bevitt munka következménye. Ha számba vesszük a módosító tényezőket, amelyek bármelyik típusú talajnál előfordulhatnak, akkor azt kell megállapítani, hogy a salakmeddő csupán „hagyományos” útépítő anyag.



4. ábra A próbaszakasz száraztérfogatsűrűségi vizsgálatainak eredménye

A száraz térfogatsűrűségi adatok alapján számítható ki a tömörségi fok a következő képlettel:

$$T_{rp} [\%] = \rho_d / \rho_{dmax} * 100$$

4 SALAKTÖLTÉS NAGY TÖMEGŰ ÉPÍTÉSE

4.1 MENNYISÉGI INFORMÁCIÓK

A próbaszakaszon a salakmeddő mérések eredményei biztatóak voltak. Ezért a megrendelő és a kivitelező is bízott a gyors és zökkenőmentes beépítésben. A salakmeddőből a következő szakaszokat szerették volna kialakítani:

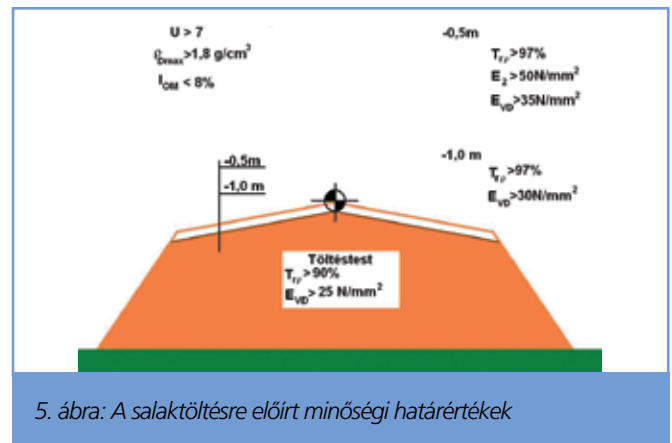
- 62+150 - 63+280 km
- 67+200 - 68+540 km
- 71+450 - 73+135 km
- Dunaújváros Centrum csomópont
- Dunaújváros Észak csomópont
- M6-M8 csomópont

A kivitelező a rendelkezésére álló adatok alapján napi 20 000 m³ salakmeddőt szeretett volna beépíteni. A salak minősége azon-

ban az idő előrehaladtával fokozatosan romlott, míg végül le kellett állítani a beépítést. A kivitelezők így az eredetileg tervezett 2 500 000 m³ helyett alig 800 000 m³-nyi salakmeddőt tudtak beépíteni. Csak egyetlen egy szakasz készült el a tervezett magasságig: 68+025-68+540 km, a többi félbehagyták. Egyes szakaszokon alig 0,5 m-nyit, míg máshol 2-3 m-nyit is pótolni kellett „hagyományos töltésanyag” beépítésével.

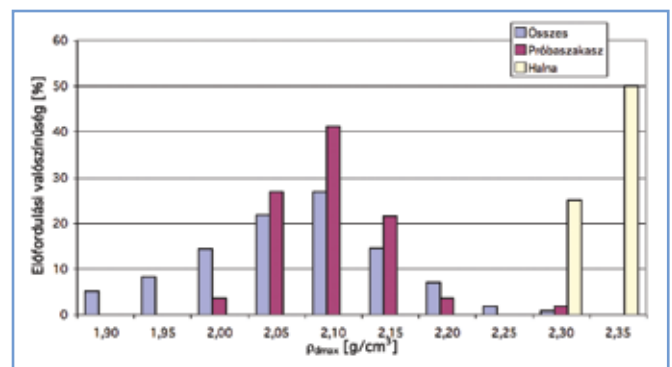
5 MINŐSÉGI INFORMÁCIÓK

A salaktöltésre előírt minőségi határértékeket az 5. ábra mutatja be. A KTI a salaktöltések építése során 864 talajmechanikai vizsgálatot 1386 tömörségi és 1951 teherbírási mérést hajtott végre [3].



5. ábra: A salaktöltésre előírt minőségi határértékek

A salakmeddő, mechanikai paramétere alapján, a jó minőségű szemcsés anyagok közé sorolható. Egyik fontos talajmechanikai jellemzője a száraz térfogatsűrűség. A 6. ábrán összesített eredményekből kitűnik, hogy a próbaszakaszon mért eredmények közelebb vannak az összes méréshez képest, mint a halnai kísérleti töltésen mértékekhez.

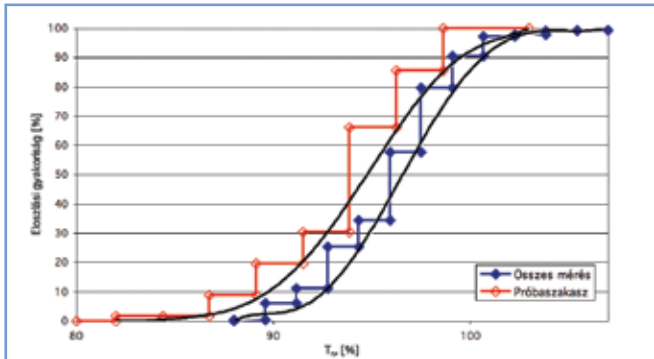


6. ábra Beépített salakmeddő maximális száraz térfogatsűrűségének elemzése a Proctor-vizsgálat alapján

A tömörségi méréseket két részre kell osztani. Ennek az oka az, hogy az Mintavételi és Minősítési Tervben olyan pontok is szerepeltek, amelyekhez a terv nem rendelt mintavételi helyeket. Ezeket a helyeket származtatott Proctor-vizsgálatoknak neveztük el. Az összes mérés elemzéséhez ezeket kiválogattam és így a maradék 1044 tömörségi mérést elemeztem. Ezt hasonlítottam össze a 7. ábrán a próbaszakaszon mért eredményekkel.

A 7. ábrából kitűnik, hogy az építés előre haladtával növekedő mintaszám hogyan befolyásolja az eloszlást. A próbaszakaszon mért 94 %-os átlagos tömörség megemelkedett. Az átlagosan 97 %-os tömörség a beépítés technológiájának és a salakmeddő

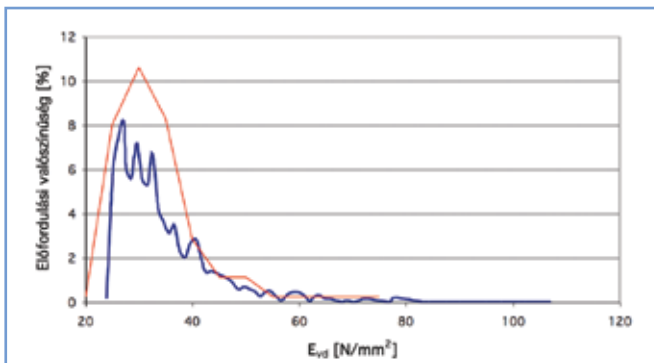
kiváló tömöríthetőségének volt köszönhető. A mérési eredmények több mint 56 %-a már a töltésten is 97 % felettiinek bizonyult.



7. ábra A próbaszakaszon és a töltésten kapott tömörségi értékek eloszlási gyakorisága

A könnyűejtősúlyos teherbírási méréseket a Zorn-féle készülékkel végezték [5]. A készülék gyártója több paramétert is megadott, amelyeknek betartása a mérés hitelességét garantálja. Az első és talán a legfontosabb, hogy csak szemcsés talajon alkalmazható ez a műszer. A második ajánlás a mérési tartományra vonatkozik. Az 50 N/mm² feletti értékeknél a mérési elv következtében már nem tekinthető pontosnak a műszer.

A 8. ábrán a próbaszakaszon mért értékek előfordulását 10/35-ös arányban kicsinyítettem, hogy a két görbe hasonló alakja szemléltethető lehessen. Látható, hogy a próbaszakasz mérési eredményeinek görbéje burkolja az összes mérés eredményei által kapott görbét.



8. ábra A próbaszakaszon és a töltésten mért összes teherbírási érték előfordulási gyakorisága

6 A SALAKMEDDŐ BEÉPÍTÉSÉNEK TAPASZTALATAI

A dunaújvárosi salakmeddőről az előzetes vizsgálatok alapján megállapítható volt, hogy az kiváló útépítési anyag. Ekkor azonban még egyes részletek felett átsiklottak [3]. Az előzetes vizsgálatok a hálnán csak felületesek voltak. Az összehasonlított maximális száraz térfogatsűrűségek alapján egyértelművé tehető a probléma. A hálnai feltárás során ugyanis nem sikerült a salak-meddőhányó a teljes keresztmetszetét megvizsgálni. Ezért a beszállítás során nemcsak a térfogatsűrűségi értékek változtak, hanem a salakmeddő is egyre szennyezettebb lett. A pályára történő beszállítás után a kivitelező kénytelen volt külön brigádokat alkalmazni, hogy a meddőből a fémtárgyakat eltávolítsák. A szennyezettség fokozódásával a beépítési sebesség drasztikusan

csökkent. Ez pedig arra hívja fel a figyelmet, hogy a jövőben, más projekteknél csak akkor használható fel felhalmozott salakmeddő, ha az eddigieknél alaposabb vizsgálatokat végeznek [3].

A töltésten cementálódási mértékét és jellemző tulajdonságait nem vizsgálták. A töltésten összefüggő cementálódása más statikai és dinamikai megközelítést igényel.

A próbaszakaszok készítése és minősítő vizsgálatainak ellenőrzése során ügyelni kell arra, hogy ne az első (legalsó) réteg eredményei alapján állítsanak fel hipotézist, mert ezeket az eredményeket még befolyásolják az altalaj tulajdonságai.

A minőségi határértékek előírása szintén újabb átgondolást igényel. A víz által kioldható krómtartalom (CrVI-os) értékére a gyorsforgalmi utak töltéstenében túlzottan szigorú követelményeket állítottak. Ha tényleg el szeretnénk érni azt, hogy a tájsebeket eltüntessük, akkor inkább olyan helyre építsük be a kissé szennyező anyagokat, ahonnan azok semmiképpen nem tudnak kijutni. A burkolt háttöltések pedig, megfelelő szivárgó-rendszerrel, kiválóan megfelelnek erre a célra.

A feszített ütemű beépítés következménye a nagyobb élőmunka igény. A gyors és feszített építkezési ütem következtében a geodéziai mérések eredményeinek adaptálása lemaradt.

A salak-beszállítás leállításának csak az egyik indoka volt az, hogy a hálnáról származó meddő szeméttel volt keverve. A másik indok a beépítés pénzügyi hátterében keresendő. Az előzetesen ingyenesen beépíthetőnek ígért salakmeddő ára felemelkedett. Ezáltal a kivitelező költségvetése felborult.

A tervezés és a kivitelezés a feszített ütemtervek miatt szinte párhuzamosan haladt. Így a kivitelezés során felmerült problémákra és az esetleges alternatív javaslatok átgondolására nagyon kevés idő maradt.

A beszállítás leállítása után egyes szakaszokon a túltöltésekből visszafejtett meddőt az iszapos homokliszttel keverték. Ennek a kevert anyagnak a tulajdonságait senki sem vizsgálta részletesebben. A KTI javaslatának ellenére nem homogenizálták a szakaszokat, hanem kiegészítették a félbehagyott töltéseket. Mindezek után a túltöltésekben lévő salakmeddőt a terhelésnek jobban kitett felső 1 m-es zónában keverték az iszapos homokliszttel.

Az egyes minőségi paraméterek határértékei közötti összefüggéseket alaposabban és ésszerűbben célszerű megválasztani a következők szerint:

Az iztítási veszteség a salakmeddőnél nemcsak a szervesanyag-tartalmat mutatja ki. Ha a dinamikus és a statikus teherbírási értékeket azonos szintre kívánjuk előírni, akkor a próbaszakaszon indokolt a közöttük lévő összefüggés elemzése. Ha kimutatható korreláció akkor a gyorsabb dinamikus mérést részesítsük előnyben.

Az izotópos tömörségmérés nem elavult technológia. Azok, akik ellene szólnak, figyelmen kívül hagyják, hogy a hazai műszerpark nagy része a felezési időhöz közeli izotóppal rendelkezik. Ezáltal pontosságuk a rövidebb mérési időtartományban csökken.

A tömörség megállapítására szolgáló Proctor-vizsgálatok bonyolultságuk miatt pontos munkát igényelnek, amit egy túlterhelt laboratórium nem mindig képes teljesíteni.

A próbaszakaszok elkészítése során figyelembe kell venni a be szállított anyagok esetleges változását is. Ha a ténylegesen beépítendő anyagok minden szükséges paramétere a megfelelő vizsgálati mintával előre rendelkezésre áll, akkor a töltés gyorsabban és pontosabban kivitelezhető.

A minősítési szinteken és a rézsűkben a tömörség-mérési pontokat és az összehasonlítás alapját képező mintavételi helyeket harmonizálni kell. Ha -1,0 m-en előírjuk a tömörségi méréseket, akkor mintavételi helyeket is célszerű kijelölni. Mintavétel nélkül, vagy pedig „származtatott” Proctor-vizsgálatokból téves eredmények születhetnek. Ha nincs az adott tömörségmérési helyen mintavétel, akkor a beépítési rétegből a mintavétel helyéhez legközelebb esőt kell megadni, mivel ez a minta a hiányzó ponton lévő anyaghoz jobban hasonlít, mint az 0,5 méterrel alatta vagy felette lévő pontokról származó.

A töltéstesten előírt 90%-os tömörségi fok után felesleges – és akár káros következményekkel is járhat – ha a -1,0 m-es szinten 97 %-os határértéket írnak elő. Sokkal ésszerűbb ezen a szinten 95%-os tömörségi fokot előírni. Így egyenletesebb átmenetet lehet a töltéstest és a pályaszerkezeti rétegek tömörsége között biztosítani.

7 IRODALOM

Gáspár L. (id.) (1986): Ipari melléktermékek felhasználása az útépitésben Közlekedéstudományi Intézet K.T.T.K., Budapest

Gáspár L. (id.) (1990): Burkolatalapok dunaújvárosi zúzott kohósalakkó hasznosításával. Közlekedéépítés- és Mélyépitéstudományi Szemle, 10. szám

Bencze Zs. (2006): Az M6-os autópálya salakból épült töltéseinek végzett minősítő vizsgálatok elemzése; Szakdolgozat, Győr Útügyi Műszaki Előírás, ÚT 2.1.222:2002 „ Utak geotechnikai tervezésének általános szabályai”

Ipari melléktermékek és hulladékanyagok útépitési hasznosítása. Közlekedéstudományi Intézet Rt., Budapest; 2004, Témafelelős: Mózes Gábor.

Szakvélemény a dunaújvárosi kohósalak szükséges minőségvizsgálati gyakoriságára vonatkozólag. Közlekedéstudományi Intézet Kht., Budapest, 2005, Készítette: Gáspár L.

SUMMARY

BLAST FURNACE SLAG FROM DUNAÚJVÁROS IN THE EMBANKMENT OF MOTORWAY M6

In the past few years, the utilisation of industrial by-product in road construction in a large quantity has come up again. When constructing a section of motorway M6 a considerable part of the embankment was made of blast furnace slag from Dunaújváros. The author presents the related quality control results and the experiences gained which could be utilised in the future applications.

36. ÚTÜGYI NAPOK

A KTE Közúti Szakosztálya a Magyar Közút Kht-vel közösen 2008. szeptember 10-11. között Keszthelyen szervezi a 36. Útügyi Napokat.

A konferencia címe: **Ötödik éve az Európai Unióban - számvetés és lehetőségek**

Ezen belül a tervezett szekcióülések gerincét adó témakörök a következők lesznek: Nemzeti Útfelújítási Program, a Nemzeti Fejlesztési Terv, Közlekedési Operatív Program és Regionális Operatív Programok közötti akcióterveinek végrehajtása, kitágult Európa – a szomszédos (EU-tag illetve tagjelölt) országok közútpolitikája, a hálózatfejlesztés aktuális kérdései, koncepció és stratégia összefüggései, tervezés és projekt lebonyolítás minőségi kérdései, technológia és minőség (élettartam, életciklus)

A szekcióülések tervezett címei:

1. Megfelelőség-tanúsítás az útépitésben
2. Útfenntartási programok tervezési és technológiai kérdései
3. Pályázati kiírások és vállalkozási szerződések tartalmi és szakszerűségi kérdései
4. Közútpolitika: hálózatok, útdíj, közlekedésbiztonság

Ezúton hívjuk fel az érdeklődők figyelmét a szekcióüléseken előadások tartásának lehetőségére, a következők szerint:

- a) A beérkezett előadás javaslatok alapján a kiválasztást a Szakosztály vezetősége által erre az alkalomra felkért Szakmai Bizottság végzi.
- b) A jelentkezéshez az előadás max. 1 oldalas tömörítvényének elektronikus formában történő eljuttatása szükséges, kiegészítve a szerző adataival és értesítési címével (telefon, e-mail), a következő címek egyikére:
hollojozsef@kozut.hu
a.rethati@fomterv.hu

c) A jelentkezés határideje: 2008. június 30.

2008. május

Közlekedéstudományi Egyesület
Közúti Szakosztály vezetősége

TÖLTÉSMEGTÁMASZTÁS MODELLEZÉSE VÉGES ELEMES PROGRAMMAL

KOCH EDINA¹

1. A FELADAT ISMERTETÉSE

Egy magas töltésben haladó vasúti pályaszakaszba utólag egy híd kellett beépíteni egy autópálya átvezetéséhez. A forgalmat természetesen az építés alatt is fenn kellett tartani, s ezért a régi töltés, illetve az új híd mellé egy ideiglenes töltést kellett építeni. Ez helyhiány miatt egy szakaszon részben ráépült a régi töltésre, illetve ugyanitt a régi elbontása után nem lehetett rézsúvel határolni, mert az akadályozta volna a hídépítést. Ezért valamilyen támszerkezetet kellett a régi töltésbe beépíteni, s csak annak védelmében lehetett azt elbontani, miután a forgalom már az újra került át.

A körülményeket – némileg idealizáltan – érzékelteti az 1. ábra. A régi és az új töltés magassága egyaránt 8 m, a koronaszélessége 11 m, a rézsúhajlásuk pedig 1:1. Az altalaj a következő: 0,0 – 1,0 m humuszos iszapos homok, 1,0 – 20,0 m változó konzisztenciájú agyagok, 20,0 – 25,0 m kavics. A munka környezetében a mértékadó talajvízszint kb. a terepszinttel egyezett. A régi töltés iszaból, sovány agyagból készült, az újat a közelben található szemcsésebb anyagból kívánták építeni. Az új töltést georácsokkal kellett erősíteni, aminek szükségességéről a következőkben írok. Földmegtámasztó szerkezetként a körülményekből adódóan a szádlemez volt az ésszerű választás.

A tervezés keretében vizsgálni kellett az állékonyságot, a várható mozgásokat, a szád fal igénybevételeit, hogy olyan megoldásokat ajánlhatunk, melyek az ideiglenes vasúti pálya megfelelőségét biztosítják.

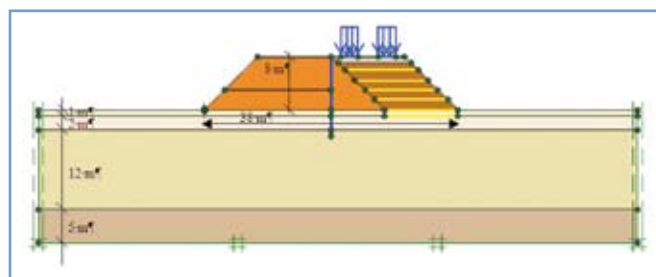
2. MODELLEZÉS A PLAXIS PROGRAMMAL ÉS A HS TALAJMODELLEL

Az ilyen feladatok tervezésekor, vagyis amikor földmegtámasztás és földkiemelés hatását kell vizsgálni, az alakváltozásokat és az elmozdulásokat általában nem lehet a hagyományos, lineárisan rugalmas, Mohr-Coulomb szerint tökéletesen képlékeny anyagmodellel a szükséges pontossággal számítani. Olyan anyagmo-

delleket célszerű alkalmazni, melyek figyelembe veszik a talajok terhelés okozta tömörödésének köszönhetően bekövetkező felkeményedést, mert így a tehermentesülési-újratelhelési folyamatokat a „felkeményedett” modulusokkal lehet számítani.

Ilyen számításra képes eszköz az Európa szerte terjedő Plaxis véges elemes program, mely lehetővé teszi több fejlettebb anyagmodell, köztük a HS-modell (Hardening Soil) alkalmazását is. Alkalmos továbbá a különböző építési fázisok modellezésére, drénezett és drénezetlen terhelések, illetve a konszolidáció lekövetésére, vízmozgások figyelembevételére, szerkezeti elemek, geoműanyagok, horgonyok illetve ezen elemek és a talaj kölcsönhatásának modellezésére. Komplex építési, terhelési-tehermentesítési-újratelhelési folyamatok követhetők vele, és nem utolsósorban, eredményként sokféle mechanikai jellemzőt ad meg számszerűen és vizuálisan is. Az adott feladat esetében éppen ilyen körülmények adódtak, illetve a program nyújtotta lehetőségek kihasználásával olyan kérdésekre is választ tudtunk adni, melyekre a hagyományos eljárásokkal nem tudtunk volna.

A modellezés során az 1. fejezetben vázolt viszonyokhoz az 1. táblázatban látható talajparamétereket rendeltük. A vastag agyagréteget három részre bontva modelleztük, s úgy vettük, hogy a 20 m mélységben megjelenő jó teherbírási kavicsréteg felszíne a határmélység, az lett a modellezett tér elmozdulás-



1. ábra: A vizsgált szád falas földszerkezet

1. táblázat: Talajparaméterek

talaj neve	γ_{sat}	E_{50}^{ref}	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	E_{ref}	ν	c_{ref}	ϕ	m
	kN/m ³	MN/m ²	MN/m ²	MN/m ²	MN/m ²	-	kN/m ²	°	-
1 régi töltés	20				10	0,3	20	20	
2 ideiglenes töltés	20				20	0,3	10	26	
3 zuzottko	25				135	0,2	1	40	
4 iszapos homok	20	8	8	24		0,3	1	27	0,5
5 agyag1	20	9	9	27		0,33	47	9	1
6 agyag2	20	13	13	39		0,33	60	13	1
7 agyag3	20	17	17	51		0,33	70	20	1

¹ egyetemi tanársegéd, Széchenyi István Egyetem koche@sze.hu

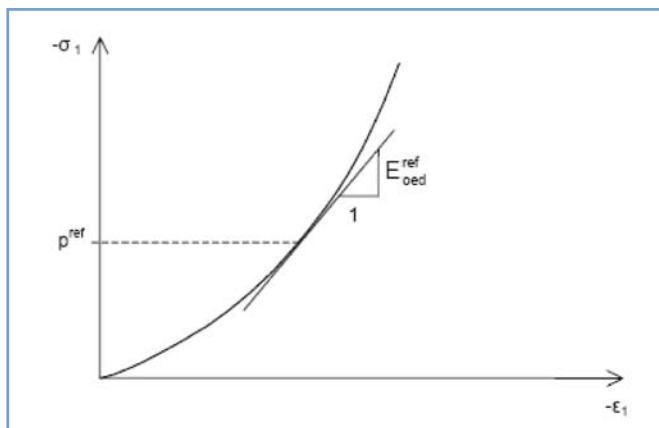
mentes alja. A töltésanyagot a tervezés fázisában még bizonyos mértékig szabadon választhatjuk meg. A szemcsés vagy átmeneti helyi anyagnak valamekkora kohézióval kellett rendelkeznie, mert anélkül a tervezett 1:1 hajlású rézsű bizonyosan nem lehetett volna állékony. A meglévő töltés nyírószilárdsági paramétereit $\phi=20^\circ$ és $c=20$ kPa értékkel, az összenyomódási moduluszt pedig $E_s=10000$ kPa értékkel vettük figyelembe.

A tervezés során a korábbiakban említett okok miatt a Hardening Soil modellt alkalmaztuk. Ezt ajánlják mind puha, mind kemény talajok viselkedésének a modellezésére. Alapvető jellemzője, hogy figyelembe veszi a feszültségeknek a talajmerevségre gyakorolt hatását.

Az ödométeres vizsgálattal nyerhető kompressziós görbének a σ'_1 tengely felé való görbülése, tehát az összenyomódási modulus feszültséggel való növekedése, lényegében felkeményedést jelent. Ezt a HS modell az

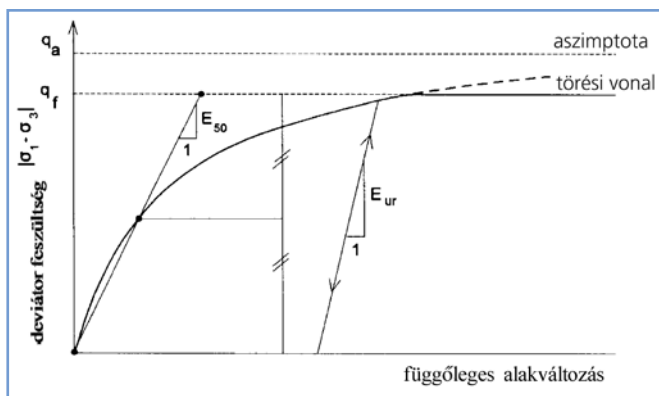
$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot ctg\varphi + \sigma'_1}{c \cdot ctg\varphi + p^{ref}} \right)^m$$

összefüggéssel írja le, ahol E_{oed}^{ref} a referencia feszültséghez tartozó összenyomódási modulus, az m kitevő a merevségnek a feszültségtől való függését írja le. (2. ábra). A referenciafeszültséget általában 100 kPa-ra vesszük.



2. ábra: Feszültség-alkváltozás összefüggés kompressziós kísérletnél

A triaxiális vizsgálattal előállítható $q-\epsilon_1$ görbe kezdeti, a törést okozó deviatorfeszültség 50 %-áig tartó szakaszának meredekségét jellemző E_{50} rugalmassági (szelő) modulus a cellanyomástól



3. ábra: Hiperbolikus feszültség-alkváltozás összefüggés triaxiális kísérletnél

függ, ami szintén felkeményedést jelent (3. ábra). E felkeményedés függvénye is hasonló:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot ctg\varphi + \sigma'_3}{c \cdot ctg\varphi + p^{ref}} \right)^m$$

Itt E_{50}^{ref} szintén a referenciafeszültséghez tartozó modulus.

A tehermentesülésre és újratelítésre érvényes moduluszt az alábbi formula adja meg:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot ctg\varphi + \sigma'_3}{c \cdot ctg\varphi + p^{ref}} \right)^m$$

A feladatban a HS modell által kért paraméterek felvételét illetően, pontosabb információ híján, a szakirodalomban talált ajánlások, illetve hasonló talajokon végzett saját vizsgálati eredményeink alapján a következő közelítésekkel éltünk:

- az E_{50} rugalmassági modulusokat az E_s összenyomódási modulusokkal azonosra vettük,
- az E_{UR} tehermentesítési és újratelítési modulusokat $3 \cdot E_{50}$ -re vettük fel,
- az m felkeményedési paramétert az agyagok esetében 1,0, a homokok esetében 0,5 értékkel helyettesítettük be.

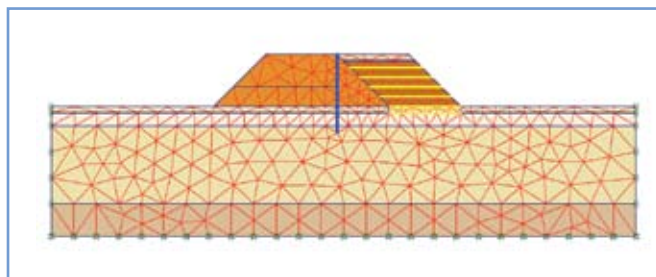
A bevezetőben vázolt sajátos feladat vizsgálatához a következő állapotokat, építési fázisokat kellett modellezni:

1. a régi töltés hatásainak számítása
2. új töltés építése az ágyazat szintjéig 14 nap alatt, szádfal lejtés
3. régi töltés elbontása 10 nap alatt
4. pihentetés 150 napig
5. ágyazat építése, vonatteher
6. konszolidáció, végállapot,

A régi töltés okozta terhelés modellezésére azért van szükség, hogy a mostani beavatkozásokat olyan talajparaméterekkel számíthassuk, melyeket a régi töltés a „hatáskörzetében” feljavított. Ezt a fázist természetesen drénezett terhelésként modelleztük, hiszen a régi töltés megépülte óta már bőséges idő volt a konszolidációra. A régi töltés okozta süllyedéseket az új beavatkozásokat modellező fázis előtt töröltük, amire a program szintén lehetőséget ad.

Valamennyi további fázist a „Consolidation” és „Staged construction” típusú számítással vizsgáltattuk, míg a legutolsó a „Minimum pore pressure” típusú számítást alkalmaztuk. Ez utóbbiban konszolidált állapotnak azt tekintettük, amikor a új töltésteher okozta pórúsvíznyomás-növekmény $\Delta u=5$ kPa értékre csökken.

A geometriai adottságok, a talajviszonyok és az építési fázisok rögzítése után a programmal végül is a 4. ábrán látható modellt, véges elemes hálót vizsgáltattuk.



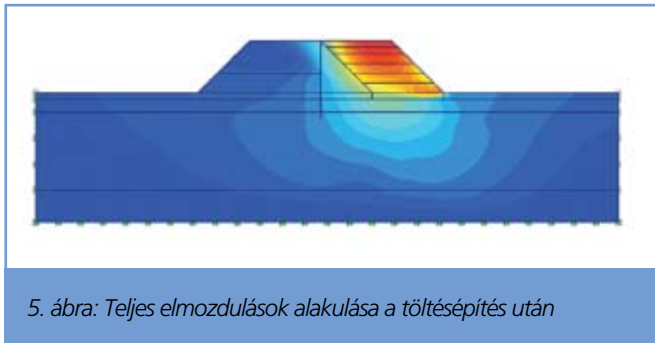
4. ábra: Végés elemes háló

3. ÁLLÉKONYSÁGVIZSGÁLAT

Az új töltést 1:1 hajlású rézsúval tervezték, hogy a földmunka mennyisége ne legyen nagy, illetve hogy ne foglaljon el túl nagy teret. Ezért állékonyságvizsgálata különösen indokolt volt, illetve nyilvánvalóan szükséges volt, hogy a töltésanyag kohézióval is bírjon, miként arra már utaltunk.

A töltéstest állékonyságát a PLAXIS program „phi-c reduction” típusú számításával tudjuk elvégezni. A számításhoz felhasznált rétegződést és paramétereket korábbiakban az 1. táblázatban már bemutattam. A talajvíz szintjét a tereppel azonosra vettük.

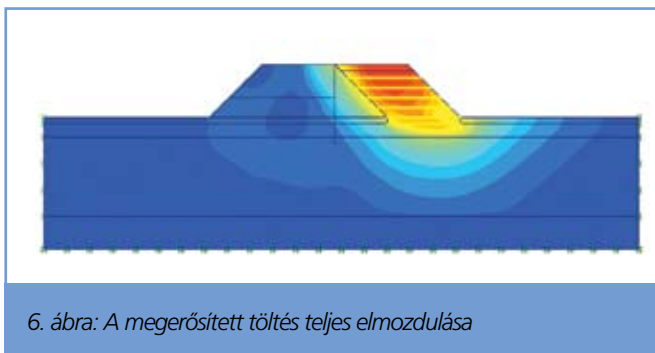
Az alapszámítás azt mutatta meg, hogy az 1:1 hajlású, $\varphi=26^\circ$ belső súrlódási szöggel, $c=10$ kPa kohézióval rendelkező töltés csúszással szembeni állékonysága nem megfelelő, tehát a rézsú megerősítése szükséges. A 5. ábrán a teljes elmozdulások alakulása látható, s érzékelhető, hogy a töltés rézsúján talpponti, körszerű csúszólapon vesztek el stabilitásukat. A program sokáig futott $n=0,9$ körüli biztonságot kijelvezve, majd a „soil body collapses”-felirat mellett leállt.



5. ábra: Teljes elmozdulások alakulása a töltésépítés után

E számítások alapján a talajadottságokat és a rézsúgeometriát, illetve a mozgások jellegzetességeit értékelve – elsősorban az oldalirányú mozgások megfékezésére – az alépítmény kialakítására a következőket javasoltuk:

- az eredeti terepszint alatt a fedőréteget 1,0 m vastagságban célszerű letermelni,
- az altalajon az erősítést egy erősebb, 40 kN/m szakítószilárdsággal rendelkező kétirányú ráccsal célszerű megoldani, mert ennek egyben a járhatóságot is biztosítani kell,
- a georácsra 2x0,50 m vastag, rétegenként tömörített szemcsés réteget célszerű elteríteni,
- a szemcsés rétegre szintén egy réteg georácsot érdemes fektetni, majd innen indulhat a töltésépítés,
- a töltéstestbe 120 cm-enként georácsot kell elhelyezni, s mivel itt csak a keresztirányú erők felvétele a cél, egyirányú rács is elég,



6. ábra: A megerősített töltés teljes elmozdulása

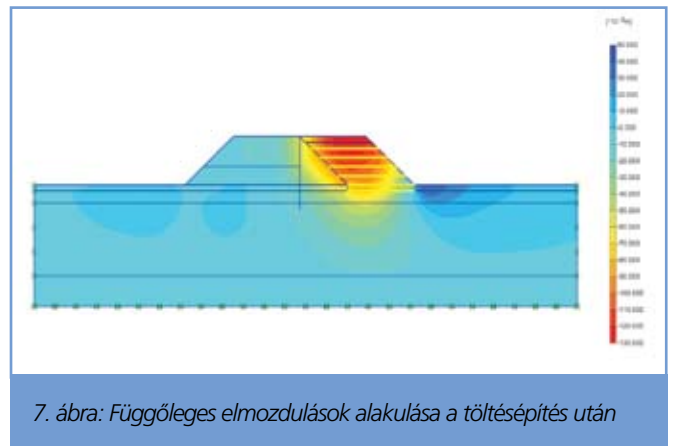
- a töltéstest felső 0,50 m vastag ún. zárórétegét emelt minőségi követelményekkel javasolt megépíteni.
- a földmű tetejére, az ágyazat alá még 0,30 m vastag védőréteget kell betervezni,

Az így megerősített töltés PLAXIS-számítása azt adta, hogy a biztonság $n=1,7$, s amint a 6. ábrán látható, a mozgások határa inkább a régi és az új töltés érintkezési felülete, illetve a talajcsere alatti sík.

4. SÜLLYEDÉS ÉS KONSZOLIDÁCIÓ SZÁMÍTÁS

A különböző építés fázisokra végzett futtatások eredményeiből a következőket emeljük ki.

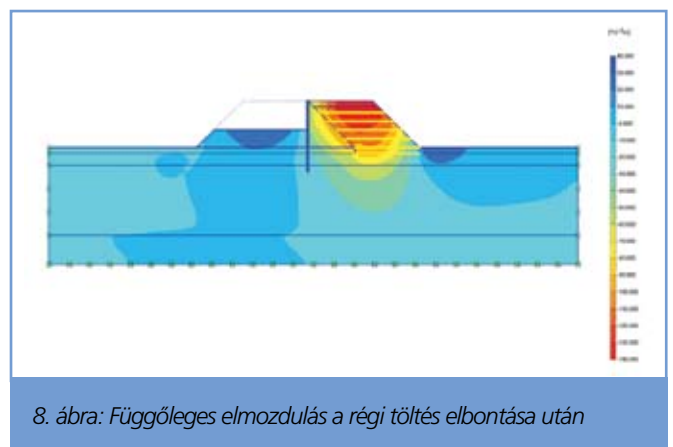
Az új töltés felépítésére 14 napot „adtunk”, s az ennek végére bekövetkezett függőleges elmozdulásokat mutatja a 7. ábra. A függőleges elmozdulások ábrája többek között azt érzékelteti, hogy a legnagyobb süllyedés 13 cm, a koronaélek között pedig kb. 10 cm süllyedéskülönbség alakult ki. A töltésnél pedig enyhe emelkedés tapasztalható. Kivehető, hogy a töltés saját összenyomódása 4-5 cm, mely lévén szemcsés anyag, az építés alatt lezajlik.



7. ábra: Függőleges elmozdulások alakulása a töltésépítés után

A „2 hét alatt elvégzett” ágyazatépítés és a vonatterhelés néhány cm-rel növelte a felszín süllyedését (lásd később), de a mozgások jellegét illetően az előbbihez képest nem okozott számottevő változást, ezért erről ábrát nem is közlünk.

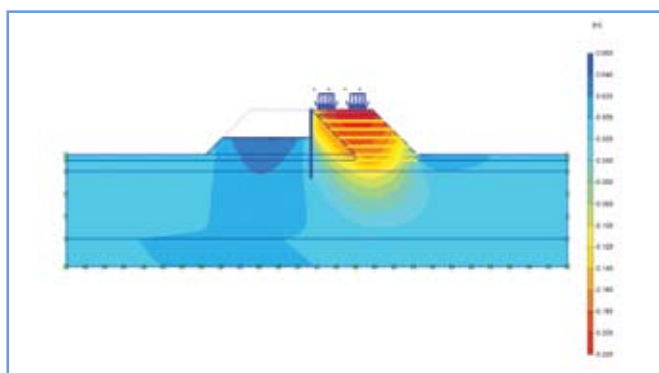
A régi töltés (10 nap alatt végrehajtott) elbontása következtében kialakuló azonnali függőleges elmozdulásokat a 8. ábra érzékelteti. Ezen a legnagyobb süllyedés 16 cm, aminek az az oka, hogy – mint látható – a szádfal bal oldalán a földkiemelés következté-



8. ábra: Függőleges elmozdulás a régi töltés elbontása után

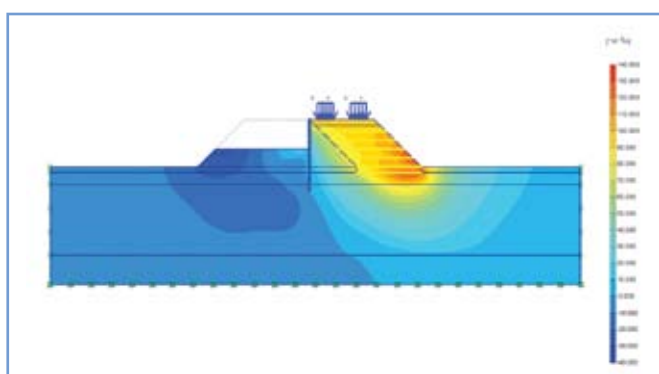
ben a régi töltés helyén a talaj megemelkedett. A felkeményedő anyagmodell alkalmazásával csupán 4-5 cm emelkedést kaptunk, míg ugyanezt a problémát Mohr-Coulumb modellel vizsgálva, a megemelkedés mértékére a most kapott többszöröse adódna. Ez a különbség önmagában nem különösen fontos, ám a tekintetben igen, hogy a nagyobb emelkedés az új töltés nagyobb süllyedésével is járna.

Az előbbi építési tevékenységek után következő konszolidáció végére bekövetkezett elmozdulásokat a 9-11. ábra érzékelteti. A süllyedések ábrája (9. ábra) azt mutatja, hogy a töltésfelszín tengelypontjában 23 cm végső süllyedés következik be, vagyis a konszolidáció során a süllyedés 7 cm-t nőtt. Megfigyelhető, hogy a felszínemelkedés végértéke kb. 6 cm, s a szádfal és a koronaél között a 10-12 cm süllyedéskülönbség a konszolidáció végére is megmaradt.



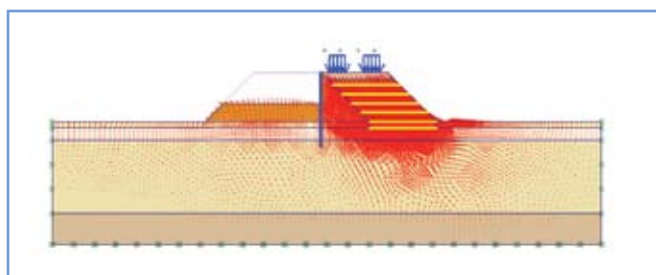
9. ábra: Függőleges elmozdulás a végállapotban

A vízszintes mozgások ábrájáról (10. ábra) megállapítható, hogy a rézsúlábnál következik be a legnagyobb mozgás, kb. 12 cm. Itt alkalmaztunk georácsos erősítést, mely nélkül a mozgások nagyobbak lettek volna. A szádfal teteje is az új töltés felé mozdul el kb. 2 cm-t, vagyis a falnak a földnyomás okozta, a régi töltés irányába történő dőlésénél erősebb hatást jelent az új töltés általjának nagyobb összenyomódása és rézsűjének oldalirányú mozgása.



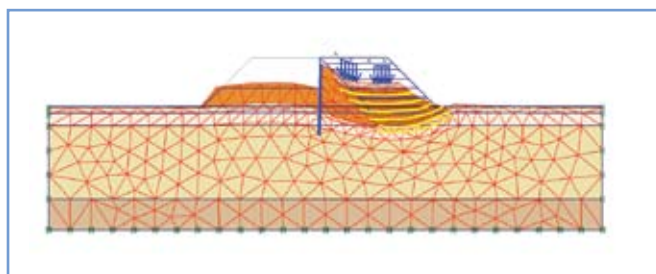
10. ábra: Vízszintes mozgások a végállapotban

A 11. ábrán a teljes elmozdulások vektorai láthatók, amelyek összhangban vannak a mozgások előzetesen is elképzelt változósaival. Jól érzékelhető, hogy az új töltés oldalán alapvetően a rézsű irányú mozgások dominálnak, míg a régi töltés oldalán enyhe emelkedés tapasztalható.



11. ábra: Teljes elmozdulások vektorai végállapotban

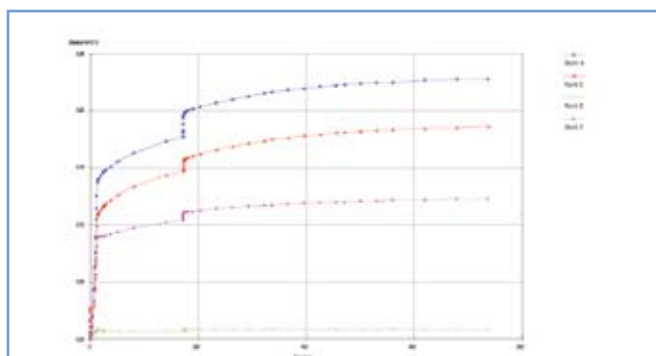
A 12. ábra a végső fázis véges elemes hálóját mutatja, természetesen erős torzításban. Jól érzékelhető a rendszer viselkedése: a korona a szádfaltól távolodva egyre nagyobb függőleges irányú elmozdulást szenved, a töltés lábánál bekövetkező emelkedés jelzi az alaptörés felé tartó állapotot, az erősítések görbülete és nyúlása sejteti, hogy viszonylag nagy erők léphetnek fel benne.



12. ábra: Véges elemes háló végállapotban

A nagy vastagágú kötött talajok igen kicsi áteresztőképessége miatt hosszan elhúzódó süllyedésre kellett számítani. A programmal előállíthatuk, hogy időben miként alakul a földmű néhány célszerűen megválasztott pontjának a süllyedése. Jelen esetben 4 pontot vettünk fel: az „A” pont helye az új töltéstengelyben a koronán van, a „C” pont a térszínén van az új töltéstengelyben, az „E” pont a térszín alatt 13 méterrel, az „F” pont pedig az új töltés lábánál található.

A 13. ábra ezen pontok süllyedésének időbeli alakulását mutatja, s ezen jól láthatók a különböző magasságban levő pontok süllyedései és süllyedéskülönbségei, ami a pontok közötti talajzóna összenyomódásából fakad. Például a töltéstest esetében (A és C pontok) kb. 4 cm süllyedés következik be a töltéstest saját összenyomódásából. A legmélyebben felvett pont (E pont) esetében a



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

legkisebb az összenyomódás, alig 1 cm, ennyi a pont alatti 7 m agyagréteg összenyomódása. A 13. ábra azt mutatja, hogy az előbbieket szerint értelmezett konszolidáltsághoz kb. 740 napra, azaz 2,1 évre van szükség, de valójában 1 év után már az A pont süllyedése is 2 cm-nél kevesebb lesz.

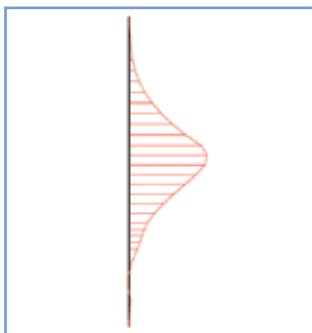
5. SZÁDFAL VIZSGÁLATA

Az előbbi futtatásokból a szádfalas megtámasztás is méretezhető és mozgásai is vizsgálhatók.

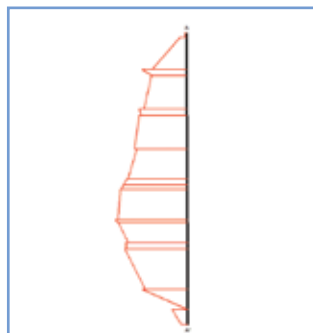
A többszöri futtatás után megfelelően talált Larssen III. típusú elem termékparamétereiből ($I=16670 \text{ cm}^4/\text{m}$ és $K=1350 \text{ cm}^3/\text{m}$ és $F=198 \text{ m}^2$) a program által kért számítási paraméterekre az alábbiakat határoztuk meg:

hajlítási merevség	$EI = 4,071 \cdot 10^6 \text{ kNm/m}$
nyomási merevség	$EA = 2,78 \cdot 10^4 \text{ kNm}^2/\text{m}$
helyettesítő fal vastagság	$d = 0,286 \text{ m}$
súly	$w = 1,55 \text{ kN/m/m}$
Poisson-tényező	$\nu = 0,15$

A számítás eredményeiből a legfontosabbat a fal nyomatéki ábráját emeljük ki a 14. ábrán. Ezen látható, hogy az alsó 2-3 m-en már alig van igénybevétel, tehát valamivel rövidebb befogás is elég lett volna. A maximális nyomaték $85,3 \text{ kNm/m}$, ennek megfelelően választottuk ki a megjelölt pallótípust. Érdeemes megjegyezni, hogy ez a nyomaték kb. harmada annak, mint amekkora georácsos erősítés nélkül keletkezne. A georácsok természetesen a fal irányában is csökkentik a földnyomást, nemcsak a szabad rézsú stabilizálását szolgálják. A 15. ábra ezt igazolja, ezen a fal mentén felvett függőlegesben működő vízszintes feszültségek láthatók. Könnyen ellenőrizhető, hogy ezek jóval kisebbek az aktív földnyomásnál.

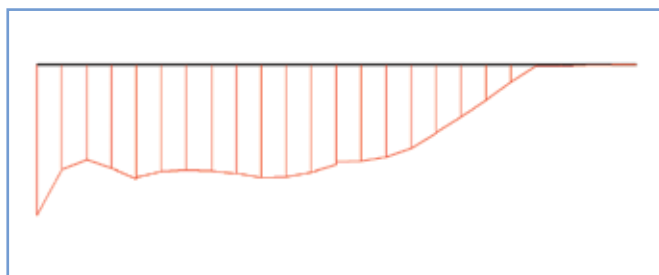


14. ábra: A szádfal nyomatéki ábrája



15. ábra: Vízszintes feszültségek a fal mentén

Érdeemes még kitérni a konstrukció másik „nem-talaj” elemére, a georácsokra. Ennek igénybevételei is kiolvashatók a programból. A 16. ábra a középmagasságban és a legalul levő georácsokban ébredő erők alakulását mutatja. Ezen kitérünk, hogy az 10 kN/m alatt marad, tehát szakadás nélkül képesek elviselni ezt az erőt.



16. ábra: Georácsban ébredő húzóerő a végállapotban (8,99 kN/m)

6. ÖSSZEFOGLALÁS

Az utóbbi időben a geotechnikai tervezés területén is egyre inkább előtérbe kerül a véges elemek módszerén alapuló számítógépes programok alkalmazása. Ezeknek a programoknak a legfőbb előnyei közé sorolhatjuk, hogy bonyolult geometriai és terhelési körülmények, bonyolult szerkezetek is modellezhetők velük, a valóságot jobban leíró, nem lineáris anyagmodellek alkalmazására is képesek, teljes építési, terhelési-tehermentesítési folyamatok követhetők velük és nem utolsósorban, eredményként sokféle mechanikai jellemzőt adnak meg számszerűen és vizuálisan is.

Az általunk vizsgált feladatban egy szádfalas, georácsos földszerkezet viselkedését elemezve egyetlen modellen határozhattuk meg az állékonyságot, a süllyedés nagyságát, a konszolidációs időt és vizsgáltuk a szádfal igénybevételeit, mozgását. Ugyanezeket hagyományos geotechnikai számításokkal elkülönítve, különböző geometriai és talajmodelleket alkalmazva vizsgálhattuk volna (rézsúállékonysági vizsgálat, süllyedés- és konszolidációs számítás, szádfalméretezés). Az állékonyságvizsgálat kimutatta, hogy csak georácsos töltéserősítés esetén lehet 1:1 hajlású rézsút kialakítani. A különböző építési fázisok modellezésével képet kaptunk a mozgások térbeli és időbeli alakulásáról. Megállapíthattuk, hogy a legnagyobb mozgás a töltés koronaélének környezetében alakul ki, kb. 23 cm. A korona élék között viszonylag jelentős, 10 cm süllyedés különbséget mutatott a számítás. A süllyedés-idő görbéről megállapítható, hogy a teljes konszolidációhoz kb. 740 napra van szükség, de egyúttal azt is látszik, hogy kb. 1 év alatt lejátszódik a süllyedés 90 % -a. A szádfal igénybevételeit is megadta a program, ez volt a típusválasztás alapja.

A vázolt eset is bizonyítja, hogy a Plaxis program kiválóan alkalmas a puha altalajon épült töltések alakváltozásának, konszolidációs idejének és állékonyságának a meghatározására illetve a földmegtámasztás, földkiemelés során bekövetkező mozgások modellezésére.

FELHASZNÁLT IRODALOM:

- Brinkgreve, R. B. J., Vermeer, P. A.: Plaxis V 8.2, Balkema, 1998
 Schanz, T.: Aktuelle Entwicklungen bei Standsicherheits- und Verformungs-berechnungen in der Geotechnik, Geotechnik 29, Nr 1, 2006
 Szepesházi R. és tsai: Geoműanyagok útépitési alkalmazásának lehetőségei, Széchenyi István Egyetem, 2003
 Varga L.: Geotechnika III, Tankönyvkiadó, Budapest, 1986
 Szepesházi R.: Mély munkagödrök mentén bekövetkező mozgások, Széchenyi István Egyetem, 2007.

SUMMARY

DESIGN OF EMBANKMENT SUPPORTING WITH FEM ANALYSIS

In recent years, in the field of geotechnical design, software based on FEM has become to the front. These computer programs make it possible to use more developed soil models besides the most current elastic-plastic Mohr-Coulomb model. By using these computer programs, behaviour of the soil can be followed accurately in the case of more complicated load events. It is, the Hardening Soil Model (HS) and the Soft Soil Model (SS), that are the most promising. On the basis of the observed experiences, reality can be followed more accurately especially in cases where unloading and reloading are present, for example tunnel and deep open excavation or preloaded embankment.

This paper focuses on the design with Hardening Soil Model in case of railway substructure bordered by sheet piles and reinforced by geogrids.

FINOMSZEMCSÉS TALAJOK ÁTERESZTŐKÉPESSÉGE

DR. NAGY LÁSZLÓ¹

BEVEZETÉS, A VIZSGÁLAT CÉLJA

A vizet tartó földművek, így az árvízvédelmi gátak állékonysági méretezésében nagy jelentősége van a talajok vízáteresztő képességét meghatározó Darcy-féle (1856) k (m/s) tényező ismeretének. Az altalaj különböző rétegeit és a töltéstest egyes részeit (vagy egészét) jellemző áteresztőképességi együtthatók egymáshoz viszonyított arányai szabják meg a gátban kialakuló szivárgási áramképet, a terhelést adó, illetve a teherbírást csökkentő víznyomásokat, stb. Az átszivárgó víz mennyisége a k tényező(k) abszolút értékétől függ, amelynek értékére a gátba épített szivárgó és vízelvezető rendszert méretezni kell. Általánosságban elmondható, hogy az áteresztőképességi együttható a legszélesebb határok között változó talajmechanikai jellemző, értéke több mint tíz nagyságrendet ölel fel. Az áteresztőképességi együttható változását a szemcseméret alapján az 1. táblázat mutatja.

ÁTERESZTŐKÉPESSÉGI EGYÜTTHATÓ MEGHATÁROZÁSA A SZEMELOSZLÁSI GÖRBÉBŐL

A talaj összes jellemzője (azonosítási-, állapot- és talajfizikai jellemzők) közül az áteresztőképességi együttható értékét lehet a legkevésbé pontosan meghatározni. Értéke több mint tíz nagyságrendnyi változást mutathat különböző talajoknál, de egy adott talaj esetén is akár több mint egy nagyságrendnyi változásokot lehet tapasztalni a talaj mindenkor állapotának függvényében (hézagtényező, víztartalom, sűrűség stb.). Sokszor elhanyagoljuk a helyenként előforduló egy nagyságrendet is meghaladó anizotrópiát, nem is beszélve a két nagyságrendet is meghaladó mikroretegzettségről. Az áteresztőképességi együttható értékét befolyásoló jelentősebb tényezők (nem fontossági sorrendben) a következők:

- szemcseátmérő,
- szemcsék alakja,
- szemcsék irányultsága,
- hézagok mennyisége, eloszlása,
- másodlagos hézagok,
- telítettségi viszonyok,
- szivárgó folyadék tulajdonságai stb.

Az áteresztőképességi együttható meghatározására átmeneti és finomszemcsés talajoknál az egyik leggyakrabban használt módszer a szemeloszlási görbe alapján történő számítás. Ez egy közvetett módszer, más mérési adatok alapján következtetünk az áteresztőképességi együtthatóra feltételezve valamilyen általánosított és átlagosított tulajdonságot. A szemeloszlási görbéről történő számítás egyenletét különböző kutatók eltérő módon határozták meg. A módszerek közös jellemzője, hogy szerepel bennük a szemeloszlási görbe egészének, vagy valamely kitüntetett pontjának a meghatározása. Néhány kutató az általa javasolt képletet különböző állapotjelzőkkel is és a szemcsealakkal is kiegészítette, kombinálta. A szemcse méret hatásának érvényre juttatását vizsgálhatjuk a legváltozatosabb formában a különböző irodalmi közlések alapján. Egy ponton azonban a legtöbb javasolt képlet megegyezik, az áteresztőképességi együttható a jellemző szemátmérő négyzetével egyenesen arányos. Már lényegesen eltérőbbek a vélemények abban a kérdésben, melyik legyen a egyes eloszlású halmaz jellemző átmérője.

A áteresztőképességi együttható számításának matematikai formában történő megadásának általános alakja a következő:

$$k = c \cdot f(d^2) f(n, e, S_r, \dots)$$

ahol c kutató függő állandó,
 k a talaj áteresztőképességi együtthatója m/s vagy cm/s dimenzióban,
 d szemcsehalmaz valamely kitüntetett szemátmérője,
 $f(n, e, S_r, \dots)$ a talaj egy, vagy több jellemzőjétől való függést fejezi ki.

Óvatosan kell használni az ilyen a képleteket, mert az idők folyamán rendszerint lekopott a képlet mellől az érvényességi határookra vonatkozó információ, valamint az, hogy milyen mértékegységben kell a szemcseátmérőt behelyettesíteni, és milyen mértékegységben kapjuk az áteresztőképességi együtthatót².

Az áteresztőképességi együttható számítása rendszerint a hatékony vagy mértékadó szemcseátmérő alapján történik. Azonban ezen két elméleti szemcseátmérő helyett a képletek közelítésként a szemeloszlási vizsgálat 10 vagy 50 tömegszázalékához tartozó szemcseátmérőt használják. A mértékadó szemcseátmérő rend-

1. táblázat: Az áteresztőképességi együttható változása a szemcsék méretével

k (m/s)	10^0	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}	10^{-11}	10^{-12}
vízvezetés	nagyon jó			jó				rossz			vízzáró		
Talaj megnevezése	gőrgyeteg	kavics	homokos kavics	kavicsos homok	homok	homokliszt	iszapos homok	iszap	agyag				

¹adjunktus, BME Geotechnikai Tanszék e-mail: lacinagy@mail.bme.hu

²Nem szabad elfelejteni, hogy amikor a XIX. században az első képletek készültek, még nem volt kötelező az SI használata, így az áteresztőképességi együttható dimenzióját cm/s-ban adták meg.

szerint 40 és 60 tömegszázalékhoz tartozó szemcseátmérők között változik, a hatékony szemcseátmérő leggyakrabban $d_{16} - d_{17}$ -el közelíthető. Ennek ellenére a d_{10} -el közelítést használják általánosan, eltekintve néhány kutatótól mint pl. Sherard (1984).

Mértékadó szemcseátmérő alkalmazása

Az áteresztőképességi együtthatónak a mértékadó szemcseátmérővel történő számításra hazánkban a leggyakrabban alkalmazott képlet Jáky József (1944) nevéhez fűződik, aki valamennyi talajfajta számára ajánlotta (Kézdi 1962):

$$k = 100 d_m^2$$

ahol k az áteresztőképességi együttható cm/s-ben, és d_m a mértékadó szemcseátmérő cm-ben.

Ugyancsak a mértékadó szemcseátmérő alkalmazását javasolja Kröber (Kovács 1972) $k = 41 d_{50}^2$ képlet alapján, ahol a mértékadó átmérő 0,54-2,1 mm között változott, Hagen (1869) szerint $k = 36 d_{50}^2$, ahol $d_{50} = 0,28$ mm szemcseátmérőnél $U < 1,5$ egyenlőtlenségi mutató volt. Seelheim (1880) vizsgálatnál $k = 37 d_{50}^2$ ahol a szemcseátmérők tartománya 0,16-0,68 mm közötti volt, ugyancsak $U = 1,0-1,5$ egyenlőtlenségi mutató mellett. A mértékadó szemátmérő (d_m) használatának helyességét jelzi Palagyin (1964) vizsgálata, aki a javasolt képletében ugyancsak a d_{50} átmérőt alkalmazza, és ezt egészíti ki egy, a szemcsék eloszlásától függő javító tényezővel. Mint látható ezek a vizsgálatok alacsony egyenlőtlenségi mutatóval rendelkező anyagokra készültek.

A kis egyenlőtlenségi mutatójú anyagoknál nincs jelentős méretbeli különbség a legnagyobb és legkisebb szemcsék között. Különösen igaz ez a talajmechanika őskorában végzett vizsgálatokra, amikor például egyszemcsés sörét áteresztőképességét vizsgálták. Ekkor akár d_{10} -et vagy akár d_{90} -et is írhattak volna a képletbe d_m helyett, ugyanis a közel egyszemcsés talajoknál nem volt lényeges különbség a szemcseméreték között. Egyszemcsés vagy közel egyszemcsés talajoknál tehát nem tűnik jó gondolatnak valamilyen kiténtetett szemcseméret (például d_m) alkalmazása, mert félrevezető lehet.

Hatékony szemcseátmérő alkalmazása

A hatékony szemcseátmérő használatát indokolja az a tény, hogy már 8-10 százalék finom szemcse is jelentősen befolyásolja az áteresztőképességi együttható értékét (Lovas 1954). A hatékony szemcseátmérő fontos érték a szivárgási tényező értékének meghatározásánál (Budhu 2000). A nemzetközi viszonylatban legismertebb, legegyszerűbben használható képlet szerint az áteresztőképességi együttható értéke $1,5 < U < 2,5$ esetén (Hazen 1895) a

$$k = 116 d_{10}^2$$

egyenlőséggel számolható a 0,1 mm $< d_{10} < 3$ mm tartományban, de ez a számítás nem alkalmas frakció hiányos görbék esetén. Hazen (1911) módosításában a **116** érték helyére egy C konstans³ került (Hazen 1930). Ugyancsak a hatékony szemcseátmérő alkalmazását javasolja Karádi (1963) $k = 90-140 d_{10}^2$ kis egyenlőtlenségi mutató ($U=2$) mellett, Terzaghi (1943) $k = 200 e^2$

d_{10}^2 , Chardabellas (1964) különböző szemnagyságú iszapos homoklisztra $k = 140-230 e^3 d_n^2$. Ezen utóbbi két képletben már a hézag tényező is szerepelt utalva arra, hogy az áteresztőképességi együttható meghatározásánál nem közömbös a talaj tömörsége. Carrier (2003) szerint, ha a Hazen-képlet érvényességének szűk határait kiterjesztjük, a C_H konstans értéke több nagyságrendnyi változást is mutathat.

A Hazen-képlet sok kutatót megihletett, a $C_H = 116$ konstans helyett más értékek felvételét javasolták elsősorban a vizsgált homokok szemcsézettségének formája és a fajlagos felület eltérése miatt (2. táblázat). A laboratóriumi vizsgálatok azt mutatták, hogy C_H értéke egy nagyságrendet változhat laza és tömör állapotú szemcsés talajok esetén (Cedegren 1989). Lambe, Whitman (1969) javasolta a Hazen-képlet kiterjesztését több szemcsés talajra (3. táblázat).

2. táblázat A Hazen-képlet konstansa különböző szerzőknél.

szerző	C_H	szerző	C_H
Cedegren (1967)	90-120	Leonards (1962)	100-150
Coduto (1999)	80-120	Lambe, Whitman (1969)	1-42
Das (1997)	100-150	Taylor (1948)	41-146
Holtz, Kovacs (1981)	40-120	Terzaghi, Peck (1964)	100-150

3. táblázat Hazen-képlet konstansa különböző szemcsés talajoknál

Talaj	d_{10} (mm)	k (cm/s)	$C_H = k/d_{10}^2$
Durva kavics	0,82	0,11	0,16
Homokos kavics	0,20	0,0160	0,40
Apró kavics	0,30	0,0071	0,08
Iszapos kavics	0,06	0,00046	0,13
Durva homok	0,11	0,00011	0,01
Közepes homok	0,02	0,000029	0,07
Finom homok	0,03	0,0000096	0,01
Iszap	0,006	0,000015	0,42

Nem egyszemcsés talajra Terzaghi (1925) a következő összefüggés alapján történő számítást javasolta:

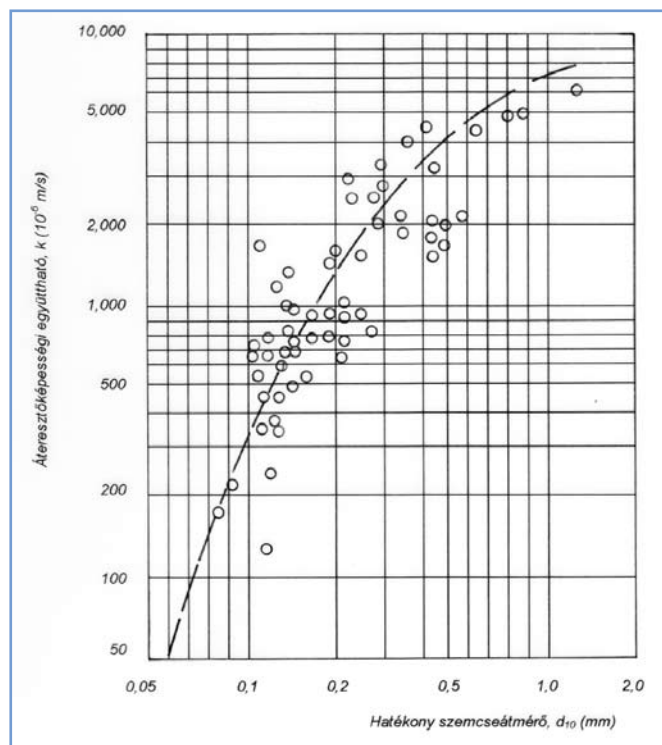
$$k = \frac{C}{\mu_0} \frac{\mu_0}{\mu_T} \frac{(n-0,13)^2}{(1-n)^{0,33}} d_{10}^2$$

ahol C/μ_0 empirikus együttható, melynek értéke szögletes szemcséjű homokoknál 480 és legömbölyödött homokoknál 800, μ_0 a dinamikus viszkozitás 10 °C-on, μ_T a dinamikus viszkozitás T °C-on, n a hézagterfogat.

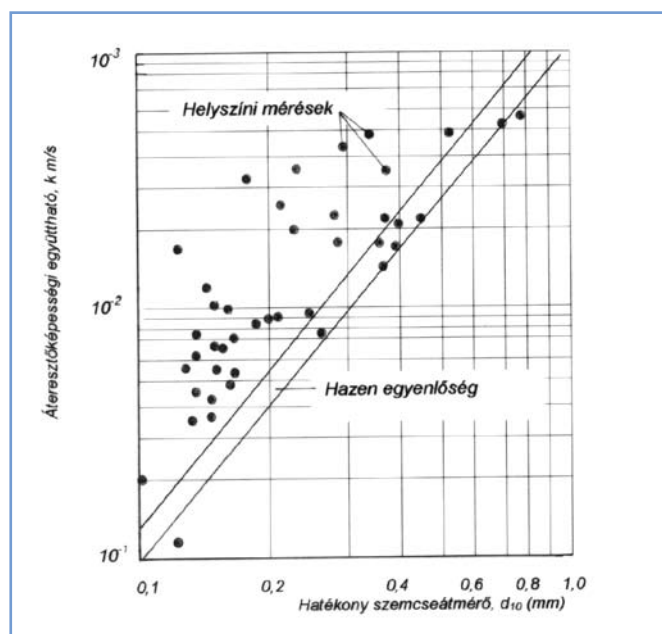
Mansur, Kaufman (1955) a közép és alsó Mississippi melletti olyan homok talajokra helyszíni és laboratóriumi vizsgálatokat hasonlítottak össze olyan talajoknál, ahol az egyenlőtlenségi mutató $U=2-3$ között változott. Kilenc különböző helyszínen végzett szivattyúzással meghatározott áteresztőképességi együtthatóra végzett mérést mutat az 1. ábra (U.S. Departments of the Army 2000). Az ábra

³A C konstans a XX. század végén több szakcikkből már C_H szerepelt, emléket állítva a képlet megalkotójának.

azt sugallja, hogy kettős logaritmusos léptékben ábrázolva a 10 tömegszázalékához tartozó szemcseátmérő és az átteresztőképességi együttható kapcsolata nem lineáris. Turnbull, Mansur (1954) szerint a d_{10} és az átteresztőképességi együttható között csak durva korreláció van az alsó Mississippi homokoknál, melyet a Hazen képletben lévő C_H konstansnak csak széles határok közötti módosításával lehet elérni, így $C=100-1000$ alkalmazását javasolták.



1. ábra Szivattyúzási kísérletek alapján $d_{10} - k$ kapcsolat



2. ábra Leonards (1962) helyszíni méréseinek az eredménye

Ugyancsak a Mississippi melletti homok lerakódások átteresztőképességéről számol be Leonards (1962) helyszíni mérések alap-

ján. A számított és mért átteresztőképességi együtthatókat a 2. ábra mutatja be, mely szerint csaknem minden esetben a helyszínen mért érték magasabb volt, mint a számított. Burmister (1954) szintén d_{10} alkalmazását javasolta. Az általa vizsgált két talaj egyenlőtlenségi mutatója és hézagtéyezője $U=1,5$ $e=0,75$ valamint $U=3,0$ $e=0,70$ értékű volt. A vizsgálati eredmények csaknem egybe estek a US. Department of Navy (1971) tervezési előírásában javasolt görbékkel.

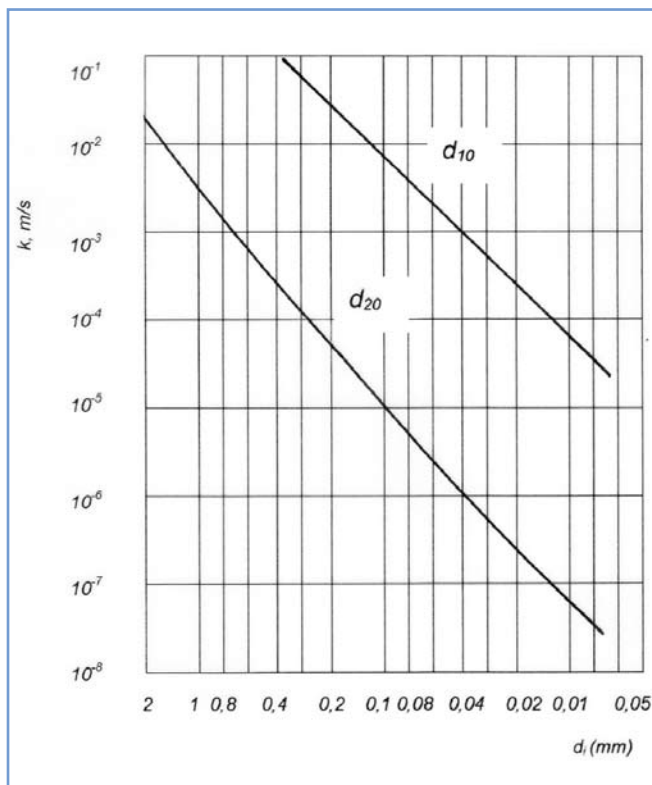
Két és több szemcseátmérő alkalmazására is bőven van példa. Beyer (1964) nagyszámú mérés adatait feldolgozva közvetlenül táblázatosan adta meg az átlagos átteresztőképességi együtthatót, oly módon, hogy a keresett érték a táblázat oszlopait jelölő fejezést d_{10} és az egyes sorokat megszabó jellemző d_{60} átmérőktől függött:

$$k = \left(\frac{A}{U+B} + C \right) d_{10}^2$$

ahol d_{10} cm-ben van megadva, k értéke m/s-ban kerül meghatározásra. Az **A**, **B** és **C** konstansok értékét a 4. táblázat szerint kell felvenni, **U** az egyenlőtlenségi mutató. Beyer adatainak grafikus feldolgozása szerint (Kovács 1972) az átteresztőképességi együttható csökken az egyenlőtlenségi mutató növekedésével az $1 < U < 12$ tartományban, és a nagyobb **U** értékeknél a csökkenés üteme kisebb. A rövid felsorolást folytatva a Mérnöki Kézikönyv (hivatkozás nélkül) egy grafikus feldolgozást javasol d_{10} vagy d_{20} figyelembe vételére (3. ábra).

4. táblázat Talajok tömörségének hatása a Beyer képlet állandóira

	Laza	Közepes	Tömör
A	3,49	2,68	2,34
B	4,40	3,40	3,40
C	0,80	0,55	0,39



3. ábra Az átteresztőképességi együttható közelítése d_{10} vagy d_{20} alkalmazásával

Moulton (1980) utak alap rétegénél az áteresztőképesség meghatározására javasolta a következő képlettel történő számítást:

$$k = 219 d_{10}^{1,478} \frac{n^{6,654}}{P_{200}^{0,597}}$$

ahol **n** a hézagterfogat, P_{200} az amerikai szabvány No. 200-as szitán áthullott tömegszázalék. A képlet alapján azt a következtetést kell levonni, ha nem hull át semmi, akkor végtelen nagy áteresztőképességi együtthatót kapunk. Shepherd (1989) általános formában adta meg az áteresztőképességi együttható számítás képletét ugyancsak a d_{10} szemcseátmérőre alapozva:

$$k = a d_{10}^b$$

ahol **a** és **b** állandók a talajoktól függenek, az értékük leggyakrabban $a=0,002$ és $b=1,7$, ha d_{10} -et mm-ben helyettesítjük be és **k** értékét m/s-ban határozzuk meg. Helyszíni mérések eredménye alacsonyabb áteresztőképességi együtthatót adott, mint Shepherd képlete.

Egyéb szemcseátmérők alkalmazása

Zamarin (1928) a teljes szemeloszlási görbét figyelembe veszi az áteresztőképességi együttható számításánál. Az egyes szemcsefrakciók súlyozási aránya eltérő. Így érhető el, hogy a d_{60} -nál nagyobb szemcseátmérők gyakorlatilag hatástalanok az áteresztőképességre. A különböző frakciók tömegszázalékát a frakció közepes szemátmérője reciprokának és egy súlyozó tényezőnek a szorzatával kell figyelembe venni ($A_i = a_i/d_i$). Ezek alapján a jellemző átmérő reciproka:

$$\frac{1}{d_z} = \sum A_i \Delta S_i$$

A számítási módszerek közötti további összehasonlítást nehezíti, hogy a szerzők különböző jellemző szemcseátmérőket használtak. Sherard és tsi (1984) az áteresztőképességi együtthatót a 15 %-hoz tartozó szemcseátmérővel közelítették: $k = 3,5 (d_{15})^2$. Alyamani és Sen (1993) vizsgálatai szerint az áteresztőképességi együttható számításánál mind a hatékony, mind a mértékadó szemcseátmérő közelítésére használt szemcseátmérőt (d_{10} és d_{50}) figyelembe kell venni:

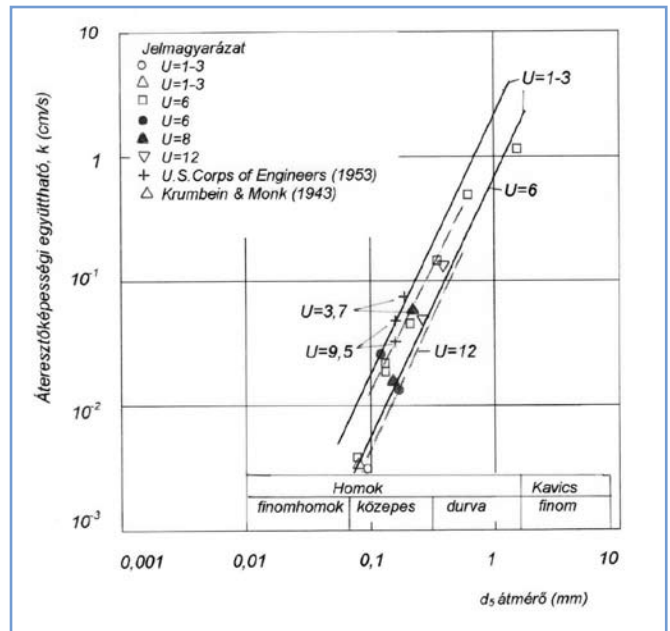
$$k = 0,015 [I_0 + 0,025 (d_{10} + d_{50})]^2$$

ahol I_0 a d_{10} és d_{50} pontokat összekötő egyenes metszéke a vízszintes tengellyel. Ha d_{10} és d_{50} értékét mm-ben helyettesítjük be, akkor **k** értékét m/s-ban határozzuk meg.

Kenney és tsi (1984) vizsgálata nyomán az Egyesült Államokban terjedt a d_5 alkalmazásával történő közelítés az áteresztőképességi együttható értékének. Méréseiknél a szemcsés anyagok szemcse mérete 0,074 és 25,4 mm között, az egyenlőtlenégi mutató értéke $U=1-12$ között változott, minden áteresztőképességi együttható mérésnél a relatív tömörség nagyobb volt, mint 80 %. Vizsgálataik szerint lamináris áramlás esetén, ha d_5 szemcseátmérőt mm-ben adjuk meg az áteresztőképességi együttható értéke cm/s-ban a következő képlettel számolható:

$$k = (0,05-1,0) d_5^2.$$

A mérési eredmények (4. ábra) azt sugallják, hogy még a hatékony szemcseátmérőnél is finomabb szemcseátmérőnek van



4. ábra A d_5 szemcseátmérő korrelációja az áteresztőképességi együtthatóval

nagyobb szerepe az áteresztőképességi együttható értékének kialakulásánál. Annak ellenére, hogy mind az $U=1-3$, mind az $U>3$ tartományra (4. ábra) a mérési eredmények jó korrelációt adtak, a d_5 értékével történő számítás nem terjedt el általánosan.

Tömörség hatása az áteresztőképességi együtthatóra

Az utóbbi években közölt számítási képletek legtöbbje a tömörség hatását is figyelembe veszi az áteresztőképességi együttható meghatározásakor. Találunk azonban több, ettől eltérő javaslatot is, ahol az áteresztőképességi együttható meghatározására alkalmas összefüggésben összevonásra kerül a szemcsemérőn és a viszkozitáson kívül a többi jellemző, így a tömörség hatását is.

Az áteresztőképességi együttható meghatározásakor az eltérő tömörség jellemzésére adott lehetőséget elsők között Kozeny (1927), akinek a legismertebb képletében a hézagterfogatot találhatjuk meg a következő formában

$$k = C_1 d_{10}^2 \frac{n^3}{(1-n)^2}.$$

A képletben szereplő C_1 értéke a következő módon számolható:

$$C_1 = \rho_w g / SF \eta_w S_0^2$$

ahol ρ_w a víz sűrűsége, g a nehézségi gyorsulás, n a hézagterfogyó, η_w a víz dinamikus viszkozitása 20 °C hőmérsékleten, S_0 a szemcsék fajlagos felülete (mm^2/mm^3), SF az érdességi tényező, ami a szemcse érdesség függvényében 5-7 között változik (ld. később).

A Kozeny-Carman (1939) egyenlőség manapság a leggyakrabban használt módszer az áteresztőképességi együttható számítására:

$$k = C_1 d_{10}^2 \frac{e^3}{1+e}$$

Kozeny-Carman összefüggés továbbfejlesztése Taylor (1948) által javasolt becslés, mely szintén a hézagtényezővel fejezi ki a talaj tömörségében előfordult változékonyságot:

$$k = C_3 \gamma/\mu d_{\text{eff}}^2 \frac{e^3}{1+e}$$

ahol **k** az átteresztőképességi együttható (m/s), d_{eff} a hatékony szemcseátmérő (m), γ víz fajsúlya (N/m³), μ víz viszkozitása (m²/Ns), **e** a hézagtényező, C_3 = érdességi tényező. Lambe (1951) hasonlóan Taylor (1948) javaslatához az átteresztőképességi együttható és a tömörség viszonyára a

$$k \sim \frac{e^3}{1+e}$$

arányosságot javasolta. Karol (1960) ezzel szemben a

$$k \sim e^2$$

összefüggést találta helyesnek. Das (1985) szerint pedig a

$$k \sim \frac{e^2}{1+e}$$

arányosság a helyes. Ezen közlemények általában elvileg egyetértenek a Kozeny-Carman formulával, csupán a mérési eredményekkel alátámasztva, az ábrázolt mérési pontokat grafikusan kiegyenlítve javasolnak kismértékben eltérő alakot. A tömörség hatását Terzaghi (1943) szerint a következőképpen jellemezhetjük:

$$N = e^a$$

ahol **N** a tömörség hatását kifejező tényező, **e** a hézagtényező, **a** érték pedig a kiegyenlítés jellegétől függően szerzőnként változik, pl. Terzaghi (1943) szerint a = 2, Chardabellas (1964) szerint a = 3.

Fedorenko (Rózsa 1977) a **k** értékét a Kozeny (1927) által javasolt képlethez formailag hasonló képlettel számítja (azzal a két eltéréssel, hogy a nem hézagtényező hanem a hézagterfogat szerepel és pozitív előjellel):

$$k = A d^2 \frac{n^3}{(1+n)^2}$$

ahol **A** a talajtól függő állandó, **A** = 4.0 finom homoknál; **A** = 5.3 durva homoknál, ill. kavicsnál, **d** pedig d_{10} és d_{60} alapján számítható a következők szerint:

$$d = \frac{d_{10} + d_{60}}{2} \sqrt{\frac{d_{10}}{d_{60}}}$$

Ezen képlet szerint az átteresztőképességi együttható az egyenlőtlenlenségi mutató négyzetétől függ.

Több tényezőt is figyelembe vesz Amer és Awad (1974) durva szemcsés homokokra javasolt képlete, melyben a Kozeny (1927) javaslat szerinti C_1 konstans értéke került finomításra

$$k = C_2 d_{10}^{2,32} U^{0,6} \frac{e^3}{1+e}$$

vagyis az egyenlőtlenlenségi mutató helyett beírva annak képletét, az egyenlet a következő módon alakul:

$$k = C_2 d_{10}^{1,72} d_{60}^{0,6} \frac{e^3}{1+e}$$

Ebben a képletben is megjelenik az egyenlőtlenlenségi mutató, melynek növekedésével az átteresztőképességi együttható is nő, igaz a lineárishoz képest csökkentett mértékben. Az egyenlőtlenlenségi mutatóban 0,6 hatványon lévő d_{10} -el beszorozva a 2,32 értékű kitevő 1,72-re módosul. A három értékes jegyre meghatározott kitevő inkább csak jelzés értékű arra, hogy a korábban alkalmazott négyzetes érték is csak közelítésnek fogadható el a Hazen-képletben.

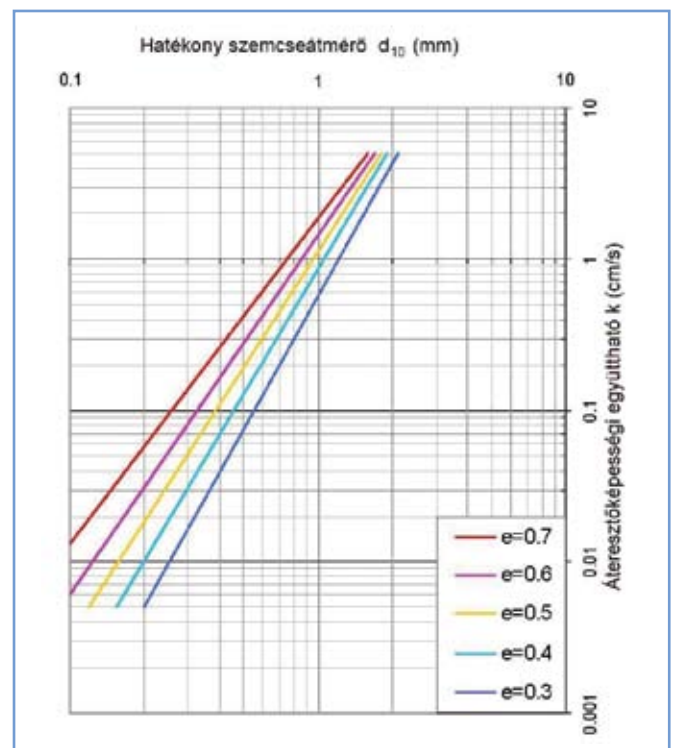
Ugyancsak a Kozeny-képletet javítja Shahabi, Das és Tarquin (1984), ahol a d_{10} kisebb, mint 1,0 hatványon szerepel ellentétben a korábbiakkal:

$$k = 1,2 U^{0,735} d_{10}^{0,89} \frac{e^3}{1+e}$$

A képlet alkalmazását közepes és finom homokokra javasolták. Az egyenlőtlenlenségi mutató itt is egy alatti hatványon szerepel, azonban a kitevő nem éri el a négyzetgyökös közelítést. Az egyenlőtlenlenségi mutató értékét behelyettesítve a kapott összefüggésben a d_{60} értéke dominánsabb, mint d_{10} :

$$k = 1,2 d_{60}^{0,735} d_{10}^{0,165} \frac{e^3}{1+e}$$

US. Department of Navy (1971) laboratóriumi vizsgálatainál a hézagtényező $e=0,3-0,7$ között változott, az egyenlőtlenlenségi mutató értéke $U=2-12$ közötti értéket vett fel úgy, hogy $d_{10}/d_{60} < 1,4$ egyenlőtlenlenség teljesült. Különböző hézagtényező mellett az átteresztőképességi együttható értékének változását mutatja az 5. ábra. A 10 tömegszázalékhoz tartozó szemcseátmérő függvényében. Kettős logaritmusos léptékben az összefüggés egyenessel írható le.



5. ábra Az átteresztőképességi együttható a hatékony szemcseátmérő függvényében különböző hézagtényező esetén

Chapuis (2004) két képlete telített homokokra és kavicsokra vonatkozik. Az egyik képletben Hazen, a másikban a Kozeny- Carman egyenlőségek formáját tartotta meg:

$$k = 2,4622 (d_{10}^2 \frac{e^3}{1+e})^{0,7825}$$

$$k = C_H d_{10}^2 \frac{1+e_{\max}}{1+e^3_{\max}} \frac{e^3}{1+e}$$

Ez a képlet lehet a XXI. század gyöngyszeme. Az áteresztőképességi együttható számításal történő közelítésének az a lényege, hogy egy gyakorta elvégzett alacsonyabb költségű vizsgálatból - az amúgy is meghatározásra kerülő szemeloszlási görbéből - következtetünk a **k** tényező értékére. A fenti képletben e_{\max} (a legnagyobb hézagtenyező) értékének meghatározása valószínűleg több ráfordítást igényel, mint megmérni az áteresztőképességi együtthatót magát. Várhatóan kevesen vetemednek majd erre, így csak elméleti jelentősége marad a maximális hézagtenyezővel történő közelítésnek.

EGYÉB HATÁSOK

A következőkben tekintsük át néhány olyan tényezőt, melyek, ha nem is nagyságrendileg, de befolyásolhatják az áteresztőképességi együttható értékét:

A vizsgálatnál alkalmazott folyadék jellemzője és a "k" tényező közötti kapcsolatot az első vizsgálatok a hőmérséklettől való függőség formájában juttatták kifejezésre, minthogy ez volt az a közvetlenül mérhető mennyiség, amelynek változásával a áteresztőképességi együttható változása is megfigyelhető volt. Így Hagen (1869) 1.25 és 29,4 °C között fokenként 3 %-os, Havrez (Kovács 1972) 0 - 100 °C-ig hatszoros változást figyelt meg. Később megkísérelték képlet formájában kifejezni ezt a kapcsolatot, így Hazen (1911) a következő összefüggést javasolta eredeti képletét kiegészítve, megtartva a fokenkénti 3 %-os növekedést:

$$k = 116 d_{10}^2 (0,7 + 0,03 T)$$

ahol T a hőmérséklet. A felsorolt megfigyelések mind összhangban vannak azzal a feltevéssel, hogy a hőmérséklet csak közvetett kifejezője a folyadékjellemzők hatásának, amit helyesen a viszkozitással való fordított arányú összefüggést mutat. Mind az említett közelítő mennyiségek, mind a képletekből számítható értékek aránya ugyanaz, azaz a viszkozitás reciprokának a különböző hőmérsékletekhez tartozó értékeiből számított viszony. Az áramló folyadék hőmérséklet függő viszkozitás változását mutatja a fentebb már bemutatott Terzaghi (1925) képlet is.

Kisebb jelentőséget tulajdonítottak az áteresztőképességi együttható vizsgálatánál korábban a szemcsék alakjának és fajlagos felületének. Az egységnyi szemcse térfogatra vonatkozó fajlagos felület értékét S_0 (1/cm dimenzióban) a szemcse alakját jellemző SF érdességi tényező segítségével a hatékony szemcseátmérőből számítjuk:

$$S_0 = SF/d_{\text{eff}} \text{ vagy másképpen } SF = S_0 d_{\text{eff}}$$

SF értéke Fair és Hatch (1933) valamint Loudon (1952) szerint különböző formájú szemcsékre az 5. táblázatba kerültek összegyűjtésre.

Casagrande (1937) tiszta közepes homokra javasolta a hézagtenyező figyelembe vételét a következő módon

$$k = 1,4 e^2 k_{0,85}$$

ahol k az áteresztőképességi együttható tetszőleges hézagtenyezőnél, $k_{0,85}$ az áteresztőképességi együttható $e=0,85$ hézagtenyezőnél. A képlet valószínűleg inverz módon jobban működik, ugyanis egy tetszőleges hézagtenyezőhöz könnyebb az áteresztőképességi együtthatót meghatározni, mint egy előre megadott $e = 0,85$ értéket beállítani. Csakhogy utána már miért kellene egy normalizált értékhez átszámítani az áteresztőképességi együttható értékét?

HELYSZÍNI ELLENŐRZŐ VIZSGÁLATOK

A laboratóriumi vizsgálat alapján felállított elméletek, megoldást adnak arra, hogy milyen módon kell a szemeloszlási görbe alapján számításal meghatározni az áteresztőképességi együtthatót, de még mindig kételkedhetünk abban, hogy a meghatározott értékek megfelelőek-e, ugyanazok mérhetőek-e a természetben?

A számításal kapott eredmények helyességének ellenőrzése történhet különböző helyszíni és laboratóriumi mérésekkel. Mokra és tsi. (2007) hat helyszínen három módszerre vonatkozólag hasonlított össze hat számítási módszert (Hazen 1911, Terzaghi 1925, Moulton 1980, Shahabi és tsi 1984, Chapuis 2004 két képlete). A vizsgálatok eredményei szerint

- a számításal meghatározott áteresztőképességi együtthatók átlagosan másfél-két nagyságrenden belül voltak,
- a kísérleti mérések mindig a számítási módszerek tartományába estek,
- a legmagasabb áteresztőképességi együtthatót minden talajnál Shahabi és tsi (1984) képlet adta,
- a legalacsonyabb áteresztőképességi együtthatót minden talajnál Terzaghi (1925) alapján lehetett számolni.

Ugyancsak a számítás és a helyszínen meghatározott áteresztőképességi együttható közötti kapcsolatot vizsgálta Farag (2006) három különböző területen. Vizsgálata szerint a Sheperd (1989) képlettel meghatározott k tényező mindig alacsonyabb, a Hazen (1895) és Alyamani, Sen (1993) által javasolt képlet használatával magasabb áteresztőképességi együtthatót mért meg homok talajban. A szivattyúzási kísérlettel meghatározott áteresztőképesség két területen is a legmagasabb értéket adta, azaz magasabbat, mint a számítási eljárás.

HOGYAN ÁLLUNK ÖSSZESEN?

A áteresztőképességi együttható kísérlettel meghatározott értékét a mintavétel és a laboratóriumi vizsgálat hibája is terhelheti. Talán a legjelentősebb hibaforrás az, ha mintavételkor a finom szemcsék kimosódnak a talajból, mert az áteresztőképességi együttható értékét a finom frakciók határozzák meg elsősorban. Külön problémát jelent, ha a vizsgált talaj 10 tömegszázaléknál nagyobb iszap-agyag frakciót tartalmaz. Ilyen esetben nem mindegy, hogy a szemeloszlási vizsgálatot tiszta desztillált vízzel végezzük, illetve koaguláló vagy diszpergáló szert alkalmazunk. Ekkor ugyanis a számításhoz szükséges, a finom frakciót jellemző d_{10} értéke változik.

A közvetett módszerek segítségével meghatározott áteresztőképességi együttható könnyen, gyorsan és relatíve alacsony költséggel számítható szemcsés és átmeneti talajoknál. A számítási módszerek alkalmazásakor az eredmények feldolgozása alapján a következő megállapítások tehetők:

- az áteresztőképességi együtthatót túl sok tényező befolyásolja,
- a számítással meghatározott talajmintára vonatkozó áteresztőképességi együtthatók értékei egy és két nagyságrendnyi különbségeket mutatnak,
- úgy tűnik, hogy a módszerek közötti különbségek a nagyobb áteresztőképességi együtthatójú tartományokban csökkennek,
- a legjobb közelítésnek az egyszerűséget is figyelembe véve talán a d_{10} alkalmazása fogadható el,
- ha d_{10} nem vagy pontatlanul határozható meg, a képletek nagy része használhatatlan,
- a számításoknál ügyelni kell a képlet érvényességi tartományára, mint ahogy a cikk későbbi részében látható különösen a mértékadó szemcseátmérő alkalmazásánál a kiszámított áteresztőképességi együttható gyorsan változik,
- a d_{10} alapján számolt "k" tényező érzékenysége az egyenlőtlen-ségi mutató értékekre azonban többnyire nem ismert.

A finomszemcsés talajok áteresztőképességi együtthatójának számítására az utóbbi években is több elmélet született, amelyek a legújabb matematikai módszerek széles tárházát sorakoztatják fel, úgymint fraktálokat, n-dimenziós tereket, különböző függvény operátorokat, tenzorokat (például Carrier 2003, Ebrahimi és tsi. 2005, Hansen 2004, stb.), azonban egy jottányival sem tudjuk ezekkel, a módszerekkel pontosabban becsülni az áteresztőképességi együttható értékét, mint a hagyományos tapasztalati képletekkel. Modellek készítésével jelenleg még csak közelítéseket gyárthatunk a tulajdonságaiban bonyolult közegre, amit talajnak nevezünk. A talaj viselkedésében még csak elveket és elképzeléseket tudunk még megfogalmazni.

Általánosan elfogadott a finom szemcsés talajok k tényezőjét a szemeloszlási görbe segítségével közvetett módon meghatározni. A bemutatott számítások feltételezik, hogy készült szemeloszlási vizsgálat a vizsgált talajról. Úgy gondolom, hogy manapság már nem különleges követelmény, egyetlen talajmechanikai laboratóriumban sem okoz gondot a szemeloszlási görbe meghatározása, így az áteresztőképességi együttható értékének becslése a szemeloszlási görbe segítségével megoldott. Azonban nem szabad elfelejtenünk arról, hogy egy közelítésről van szó, nem tudjuk előre megmondani azt, hogy az elvégzett számításokhoz képest hogyan viselkedik a helyszínen a talaj, mennyi a természetes víz áteresztőképessége. A finom szemcsés talajok áteresztőképességi együtthatójának a szemeloszlási görbe segítségével közvetett módon történő meghatározását kiterjesztették más szemcsés és gyengén kötött talajokra is.

A fentiek alapján továbbra is nyitott a kérdés, hogy milyen is az egyenlőtlen-ségi mutató és az áteresztőképességi együttható kapcsolata. Az **U** értékének a **k** értékekre gyakorolt befolyásának vizsgálatánál, olyan körülményeket igyekeztünk teremteni, hogy a mért áteresztőképességi együttható csak az egyenlőtlen-ségi mutatónak változását mutassák.

IRODALOM

Alyamani M. S., Z. Sen (1993): Determination of Hydraulic conductivity from complete grain size distribution curve, *Groundwater*, 31(4), pp. 551-555.
 Amer, A. M., Awad, A. A. (1974): Permeability of Cohesionless Soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 100, No. GT 12, pp. 1309-1316.
 Beyer W. (1964): Zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesen und Sanden aus der Kornverteilungskurve. *Wasserwirtschaft und Technik*.

Budhu A. (2000): *Soil Mechanics and Foundations*, John Wiley and Sons Inc, New York.
 Burmister D. M. (1954): Principles of permeability testing of soils. *ASTM Symposium on permeability of soils. ASTM Spec Tech Publ* 163, pp. 3-26.
 Carman P. C. (1937): Fluid flows through granular beds, *Trans. Inst. Chem. Engrs*, Vol. 15. London, England, pp. 150-166.
 Carman, P. C. (1938): The determination of the specific surface of powders. *Journal Soc. Chem. Ind. Trans.*, Vol. 57, p. 225.
 Carrier, W. D. (2003): Goodbye Hazen, Hello Kozeny-Carman, *Journal of geotechnical and geoenvironmental Engineering*, 129 (11), pp. 1054-1056.
 Casagrande, A. (1937): Seepage through dams, *J.N. Engl. Water Works Association*, L1(2), pp 131 -172.
 Cedergren, H. R. (1967): *Seepage, drainage, and flow nets*, John Wiley and Sons Inc, New York.
 Chardabellas, P. (1964): Normung der k-Wert-Feldbestimmung durch Standardisierung der Korngrößenverteilungsdigramm-rundwasserhaltiger Lockergesteine, *Mitteilung des Institutes für Wasserwirtschaft*, Berlin.
 Chapuis R. P. (2004): Predicting the saturated Hydraulic conductivity of sand and gravel using effective diameter and void ratio, *Canadian Geotechnical Journal*, 41 (5), pp. 787-795.
 Coduto, D. P. (1999): *Geotechnical engineering: Principles and practice*, Prentice-Hall, Upper Saddle River, N.J.
 Darcy, H. (1856): *Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon*. Dalmont, Paris.
 Das, B. M. (1985): *Principles of geotechnical engineering*, Hemisphere Publishing Corporation, Singapore.
 Das, B. M. (1997): *Advanced soil mechanics*, Taylor & Francis, Washington, D.C.
 Ebrahimi-B, N., et al. (2005): A Lower Limit for the Water Permeability Coefficient, *Proc. Of the 57th Canadian Geot. Conf.*, pp. 12-19.
 Farag, N. O. (2006): Estimating the Hydraulic conductivity using empirical formulae, field permeability and pumping test. *Dep. Of Soil Mech and Found Eng. Research Center*, Giza, Egypt.
 Fair, G. M., Hatch, L. P. (1933): Fundamental factors governing the stream-line flow of water through sand. *J. Am. Water Works Assoc.*, 25, pp. 1551-1565.
 Hagen, G. (1869): *Handbuch der Wasserbaukunst*, Berlin.
 Hansen D. (2004): Discussion of on the use of the Kozeny-Carman equation to predict the hydraulic conductivity of soils, *Canadian Geotechnical Journal*, (40), pp. 616-628.
 Havrez, P. (1874): *Revue universelle des ruines*.
 Hazen, A. (1895): *The filtration of public water-supplies*, New York.
 Hazen, A. (1911): Discussion of „Dams on sand formation“ by A.C. König. *Transactions of the Am. Soc. Of Civil Engineers*, 73, pp. 199-203.
 Hazen, A. (1930): *Water Supply*. In *American Civil Engineers Handbook*, John Wiley and Sons Inc, New York.
 Holtz, R. D., Kovacs, W. D. (1981): *An introduction to geotechnical engineering*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.
 Jáky, J. (1944): *Talajmechanika*, Budapest.
 Karádi, G. (1963): *Víz-telenítő rendszerek tervezése*. Műszaki doktori értekezés.
 Karol, R.H. (1960): *Soils and Soil Engineering*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
 Kenney, T. C., Lau, D., Ofoegbu, G. I. (1984): Permeability of Compacted Granular Materials. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 21, No. 4, pp. 726-729.
 Kézdi, Á. (1962, 1976): *Talajmechanika*, Tankönyvkiadó, Budapest.
 Kovács, Gy. (1972): *Szivárgás hidraulikája*, Akadémiai Kiadó, Budapest.

- Kozeny, J. (1927): Über capillare Leitung des Wassers in Boden. Sitzungsberichte der Wiener Akademie der Wissenschaften, Vol. 136, pp. 271-306.
- Kozeny, J. (1953): *Hydraulik*, Wien.
- Lambe, T.W. (1951): *Soil Testing for Engineers*, John Wiley and Sons Inc, New York.
- Lambe, T. W., Whitman, R. V. (1969). *Soil mechanics*, John Wiley and Sons Inc, New York.
- Leonards, G. A. (1962): *Engineering properties of soils. Foundation engineering*, G. A. Leonards, ed., McGraw-Hill, New York.
- Loudon, A. G. (1952): The computation of permeability from simple soil tests. *Geotechnique*, **3**, pp. 165–183.
- Lovas L. (1954): A talaj áteresztőképessége együtthatójára vonatkozó újabb vizsgálati eredmények, *Hidrológiai Közöny*,
- Mansur, C. I., Kaufman, R. I. (1955): *Control of Underseepage, Mississippi River Levees*, St. Louis District, Corps of Engineers, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
- Mansur, C. I., Kaufman, R. I. (1962): *Dewatering. Foundation Engineering*, G. A. Leonards, ed., McGraw-Hill, New York.
- Mokwa, R., Trimble, N., Cuelho, E. (2007): *Experimental assessment of Aggregate Surfacing material*, Montana State University, Bozeman.
- Moulton L. K. (1980): *Highway subdrained design*, Federal Highway Administration Report.
- Nagy, L. (1995): *Jól graduált talajok szivárgási tényezőjének meghatározása. OMFb által támogatott alkalmazott kutatás.*
- Palagyn, I. A. (1964): *Szemcsés anyagok és nem kötött talajok szivárgási együtthatójának meghatározása, Gidrotehnicseszko Sztoityelsztvo.*
- Rózsa, L. (1977): *Alapozás Kézikönyve*, Műszaki Kiadó.
- Seelheim, (1880) *Zeitschrift für analytische Chemie*.
- Shahabi, A. A., Das, B. M., Tarquin, A. J. (1984): *An Empirical Relation for Coefficient of Permeability of Sand. Proceedings, Fourth Australia-New Zealand Conference on Geomechanics, Vol. 1, pp. 54-57.*
- Shepherd R. G. (1989): *Correlation of permeability and grain size, Groundwater*, 27(5), pp. 633-638.
- Sherard, J. L., L. P. Dunnigan, J. R. Talbot (1984): *Basic properties of sand and gravel filters*, ASCE 110, No. 6.
- Taylor D. W. (1948): *Fundamentals of soil mechanics*. John Wiley and Sons Inc, New York.
- Terzaghi, K. (1925): *Principles of Soil Mechanics*, Engineering New Record, 95 (21), pp. 832-836.
- Terzaghi, K. (1943): *Theoretical soil mechanics*, New York.
- Terzaghi, K., Peck, R. B. (1964): *Soil mechanics in engineering practice*, John Wiley and Sons Inc, New York.
- Turnbull, W. J., Mansur, C. I. (1954): *Relief Well Systems for Dams and Levees*, Transactions of the American Society of Civil Engineers, Vol 119, Paper No. 2701.
- U. S. Department of Navy (1971): *Design Manual – Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures. NAFAC DM-7*, U. S. Government Printing Office, Washington DC.
- U.S. Departments of the Army (2000): *Design and construction of levees. EM 1110-2-191* Washington, D.C.
- Zamarin, J. A. (1928): *A talajvízmozgás számítása*, Taskent.

SUMMARY

PERMEABILITY OF GRANULAR SOILS

Problems of seepage flow through porous media and around impermeable boundaries are frequently encountered in the design of engineering structures. The formulas for the estimation of the permeability coefficient based on D_{50} or D_m are not usable. The more than century-old Hazen formula for predicting the permeability of sand is based only on the D_{10} particle size. The half-century-old Kozeny-Carman formula is based on the entire particle size distribution, the particle shape, and the void ratio. As a consequence, the Hazen formula is less accurate than the Kozeny-Carman formula. It is recommended that the Kozeny-Carman formula be adopted.



PÁLYÁZAT KÉZDI-DÍJRA

A Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Geotechnikai Tanszéke Dr. Kézdi Árpád akadémikus, tanszékvezető egyetemi tanár emlékére, halálának 25. évfordulója alkalmából Kézdi-díjat alapított. A díjra pályázhat minden 35. életévét be nem töltött építőmérnök, önálló geotechnikai alkotással, kutatással, tervvel vagy szakcikkkel. A Kézdi-díj első alkalommal 2008-ban kerül kiírásra. Beadási határidő 2008. augusztus 25. a BME Geotechnikai Tanszék titkárságán. A díj 2008. szeptember 23-24. rendezett emlékkonferencián kerül átadásra. A Kézdi-díjjal kapcsolatos részletek a gtt.bme.hu honlapon találhatóak.

Dr. Nagy László
A szervező bizottság titkára

ASZFALTOK ÚJ ÚTÜGYI MŰSZAKI ELŐÍRÁSAI • 2008. MÁJUS 15.



KEVERÉKTÍPUSOK

MSZ EN 13 108-1:2006

Aszfaltkeverékek. Anyagelőírások.

MSZ EN 13 108-2:2006

1. rész: Aszfaltbeton

MSZ EN 13 108-5:2006

– 2. rész: Aszfaltbeton nagyon vékony rétegekhez

MSZ EN 13 108-6:2006

– 5. rész: Zúzalékkvázás masztixaszfalt

MSZ EN 13 108-8:2006

– 6. rész: Öntöttaszfalt

– 8. rész: Visszanyert aszfalt

ÚT 2-3.301-1

Útépítési aszfaltkeverékek.

ÚT 2-3.301-2

1. rész: **Aszfaltbeton (AC)**

ÚT 2-3.301-5

– 2. rész: **Aszfaltbeton nagyon vékony rétegekhez (BBTM)**

ÚT 2-3.301-6

– 5. rész: **Zúzalékkvázás masztixaszfalt (SMA)**

ÚT 2-3.301-8

– 6. rész: **Öntöttaszfalt (MA)**

– 8. rész: **Visszanyert aszfalt**

ASZFALTRÉTEGEK

ÚT 2-3.302

Út-pályaszerkezeti aszfaltrétegek.

Építési feltételek és minőségi követelmények

ALAPANYAGOK

ÚT 2-3.601-1 **Útépítési zúzottkővek és zúzottkavicsok.** 1. rész:

Kőanyagalmazatok utak, repülőterek és más közforgalmi területek aszfaltkeverékeihez és felületi bevonataihoz

ÚT 2-3.602 **Kőlisztek**

Kőanyagalmazatok utak, repülőterek és más közforgalmi területek aszfaltkeverékeihez és felületi bevonataihoz

700 Ft