



Cikkek

Bejegyzések

Témakörök

Impresszum

Utügyi lapok

1

Mészköliszt és dolomit töltőanyagok hatása aszfalthabarcok reológiai tulajdonságaira

Szerző(k) Géber Róbert

Kivonat

Jelen kutatási munka különböző ásványi töltőanyagok (mészköliszt - Miskolc, Mexikóvölgy - és dolomit - Pilisvörösvár) felhasználásával készített aszfalthabarcok reológiai tulajdonságainak, a finomszemcsés töltőanyagok bitumennel kialakított kapcsolatának feltárásával foglalkozik. Mivel a bitumen és az ásványi töltőanyag közötti kölcsönhatás erőssége az alkotórészek anyagtulajdonságaitól függ, ezért az elvégzett vizsgálatok mind az alapanyagok (töltőanyag, bitumen), mind pedig a belőlük készített aszfalthabarcok elemzésére is fókuszáltak. Ezek során meghatározásra kerültek a töltőanyagok ásványi

1. szám
2013. tavasz



Géber Róbert

Okleveles anyagmérnök. Miskolci Egyetem, Kerámia- és Polimermérnöki Intézet

Kötőanyagok

aszfalthabarcs • folyásgörbe • kúszás • mestergörbe • reológia • töltőanyag

2013. március 8.

összetételei, szemcseméret-eloszlásai; termikus, mikroszerkezeti, és felületi sajátosságai, valamint a felhasznált bitumen (B50/70, Százhalombatta) összetétele és termikus tulajdonságai. Az aszfalthabarcsok reológia vizsgálatának célja az anyagrendszer alakváltozással szembeni ellenállásának, folyási viselkedésének és a töltőanyagok merevítő hatásának vizsgálata volt.

Az eredmények ismeretében elmondható, hogy a kutatás során megvizsgált ásványi anyagok – főként a mészköliszt – aszfalt töltőanyagként történő felhasználása mindenképpen előnyös, ugyanis kedvező tulajdonságaik következtében magas üzemi hőmérsékleten a burkolatok merevsége nagymértékben javítható, az alakváltozással szembeni ellenállásuk növelhető,

végső soron csökkenthető a keréknyomosodás kialakulásának lehetősége.

1. Bevezetés

Jelen kutatási munka – mely a szerző doktori értekezésének rövidített kivonata – célja ásványi töltőanyagok felhasználásával készített aszfalthabarcsok reológiai tulajdonságainak, a finomszemcsés töltőanyagok bitumennel kialakított kapcsolatának feltárása.

Az aszfaltanyagok készítéséhez a bitumen kötőanyag mellett pontos receptúra szerint adagolt, különböző szemcsenagyság szerint ásványi anyagokra van szükség. Aszfalttechnológiai szempontból az ásványi anyagok szemmegoszlása kiemelt fontosságú, különösképpen nagy hangsúlyt kell fektetni a legfinomabb frakcióra, a töltőanyagra. Ez a 0,063 mm-es szemcseméretnél finomabb anyagalmaz fontos alkotórésze a burkolatnak, mivel bitumennel keverve (aszfalthabarcs) stabilizáló szerepet tölt be, és egyfajta aktív komponensként növeli az útpályaszerkezet merevségét [1, 2, 3, 4, 5]. A töltőanyag ásványi összetétele, morfológiája, felületi tulajdonságai, granulometrikus összetétele, valamint mennyisége egyaránt befolyásolják a burkolat tulajdonságait, ezáltal élettartamát is.

Az aszfaltburkolatok egyik tipikus tönkremeneteli jelensége a keréknyomvályú formájában megjelenő maradó alakváltozás. Ennek oka a nyári üzemi hőmérsékleten forgalom hatására keletkező húzó- és nyomófeszültségekben keresendő. A mechanikai feszültségek hatására bekövetkező alakváltozás nagysága függ többek között a hőmérséklettől, a bitumen reológiai/folyási tulajdonságaitól, az aszfalt ásványi vázának belső súrlódásától, a kerékterhelés nagyságától és sebességétől, valamint az aszfaltrétegek alatt elhelyezkedő talajréteg szerkezetétől [6]. Ezeket szem előtt tartva jelen kutatómunka céljai az alábbiakban foglalhatóak össze:

- A hazai aszfaltútépítésben elterjedten használt mészkőliszt (származási hely: Miskolc, Mexikóvölgy), valamint ennek esetleges kiváltására, a jelenlegi mennyiségének csökkentésére szánt – de tulajdonságait tekintve a mészkőliszthez hasonló – dolomit (származási hely: Pilisvörösvár) hasznosíthatósági lehetőségeinek feltárása.
- A töltőanyagok ásványtani, fizikai, termikus, morfológiai és felületi tulajdonságainak feltérképezése mellett a bitumen összetételének és termikus tulajdonságainak vizsgálatának elvégzése, melyek hozzájárulnak ezen töltőanyagok aszfaltkeverékekben betöltött szerepének, hatásmechanizmusának megértéséhez.
- A két töltőanyag és egy útépítési bitumen (B 50/70, Százhalombatta) felhasználásával készített aszfalthabarcs-keverékek komplex reológiai (statikus és dinamikus) vizsgálatának elvégzése, melyek hozzájárulnak a

keréknyomosodás, mint jellemző tönkremeneteli jelenség okának megértéséhez.

- Az aszfalthabarcsok reológiai viselkedését leíró anyagmodellek és azok modellparamétereinek, valamint viszkoelasztikus tulajdonságainak feltárása.
- Az alkalmazott töltőanyagok merevítő hatásának vizsgálata dinamikus frekvenciafüggő vizsgálatokkal és mestergörbék megszerkesztésével.

A töltőanyagok felhasználásával elkészített aszfalthabarcs-keverékeken egyidejűleg tanulmányozható a töltőanyagok típusának, szemcseméretének és mennyiségének (töltőanyag/habarcs térfogatarányának) hatásmechanizmusa. A reológiai vizsgálatokkal lehetséges az aszfaltburkolatok nyári viselkedésének (keréknyomosodási jelenségek) tanulmányozása; az aszfaltkeverékek beépítése és a burkolatok nyári üzemszerű használata során fellépő folyási jelenségek tanulmányozása; valamint a töltőanyagok merevítő tulajdonságainak vizsgálata (mestergörbék segítségével).

2. Az ásványi anyagok és a bitumen vizsgálatai

A kutatás során két – Magyarországon nagy mennyiségben előforduló – kőzet (mész-kő és dolomit) porrá őrölt változata került megvizsgálásra. A módszerek mindegyike megfelelő és pontos mintaelőkészítést igényelt. A zsákolt formában, ömlesztett állapotában rendelkezésre álló mész-kőlisztből és dolomitből szitator segítségével 4 frakció került kialakításra ($d < 0,071$ mm, $d < 0,063$ mm $d < 0,05$ mm és $d < 0,045$ mm). Az így képzett halmazok szárítása 105 °C hőmérsékletűre beállított laboratóriumi szárítószekrény alkalmazásával történt. (Megj.: mivel a dolomitot a gyártó két különböző szemcseméretű, előzetesen már frakcionált kiserelésben $d < 0,3$ mm, illetve $d < 0,045$ mm/ forgalmazza, így a vizsgálatok során is ebben a formában állt rendelkezésre.)

2.1. A töltőanyagok szemeloszlásának vizsgálata

Az ásványi anyagok szemeloszlása aszfalttechnológiai szempontból kiemelt jelentőséggel bír, mivel a szemcseméret és a polidiszperzitás a bitumen viszkozitását, a burkolat merevségét is nagymértékben befolyásolja. A finomrész jelenléte a kötőanyag adszorpciós képességére is hatással van. A frakcionált anyagok szemeloszlás-vizsgálata Horiba LA-950V2 típusú, nedves eljárású lézerganulométeren történt.

2.2. A töltőanyagok ásványi összetételének meghatározása

Az aszfalttechnológiában kiemelt szerepe van a burkolatot felépítő ásványi anyagok jelenlétének és azok tulajdonságainak. A teherbírást nagymértékben

elviselő kővázal szemben támasztott fontos követelmények a jó mechanikai szilárdság és az aprózódással szembeni ellenállóképesség. Mindezeket ásványi összetételük jelentős mértékben befolyásolja. A töltőanyagok ásványi összetételének meghatározása röntgen pordiffrakciós módszerrel (XRD vizsgálat), egy Bruker D8 ADVANCE típusú röntgen diffraktométer alkalmazásával történt.

2.3. A töltőanyagok termikus tulajdonságainak vizsgálata

A mészköliszt és dolomit töltőanyagok alkalmazhatóságának egy másik fontos szempontja az ásványi anyagok hevítés hatására bekövetkező változásainak nyomon követése. Az aszfaltgyártási technológia során az ásványi anyagokat előzetesen a keverési hőmérséklet felé hevítik, melynek célja a nedvességtartalom eltávolítása, valamint az ásványi anyag keverési hőmérsékletre történő felhevítése. Fontos szempont, hogy ebben a technológiai folyamatban az ásványi anyagok tulajdonságai ne változzanak meg.

A töltőanyagok endoterm/exoterm reakcióinak, valamint tömegcsökkenési folyamatainak tanulmányozása MOM gyártmányú Derivatograph-C típusú berendezés segítségével történt. A termoanalitikai vizsgálatok célja:

- a töltőanyagokban végbemenő változások feltárása,
- alátámasztani, hogy a technológiailag fontos hőmérsékleteken a töltőanyagok tulajdonságai nem változnak meg, tehát aszfalt-technológiai szempontból „inert anyagként” viselkednek,
- a minták összetételében esetlegesen jelen lévő szennyeződések kimutatása.

2.4. A töltőanyagok morfológiai vizsgálata

Az aszfaltkeverékek ásványi váza a burkolat teherbíró képességére is hatással van, ugyanis a szemcsék mérete és geometriája az aszfaltkeverék belső súrlódását döntően befolyásolja. A töltőanyagok morfológiai vizsgálata Hitachi TM-1000 típusú pásztázó elektronmikroszkóppal (Scanning Electron Microscope, SEM) történt.

2.5. A töltőanyagok fajlagos felületének vizsgálata

A bitumen és a kőváz közötti kölcsönhatás a határfelületükön végbemenő adszorpciós folyamatoktól függenek, a fizikai adszorpciót pedig a töltőanyagok felületi sajátosságai, porozitása jelentősen befolyásolja.

A fajlagos felületek meghatározása Micromeritics gyártmányú TRISTAR 3000 típusú gázadszorpciós elven működő készülékkel, az egyes frakciók előkészítése pedig SMARTPREP berendezéssel történt. A vizsgálattal meghatározható a BET-féle (Brunauer-Emmett-Teller) fajlagos felület.

2.6. A töltőanyagok hidrofil tényezőjének meghatározása

A hidrofil tényező megállapítása a töltőanyag víz és olaj abszorbeáló képességének összehasonlításán alapszik. Az olaj a bitumenhez hasonlóan apoláros folyadék. A vizsgálatok során az olajhoz hasonló tulajdonságokkal rendelkező petróleum került felhasználásra, mivel kisebb sűrűsége miatt a szemcsék ülepedése gyorsabb. Ez azért fontos, mert a hidrofil tényező (η) [1, 7, 8] értéke tulajdonképpen az ülepedési térfogatok ($V_{\text{víz}}$, $V_{\text{petróleum}}$) arányából határozható meg:

$$\eta = \frac{V_{\text{víz}}}{V_{\text{petróleum}}} \quad (1)$$

Ha az arány értéke 1-nél nagyobb, akkor a töltőanyag hidrofil, ha 1-nél kisebb, akkor pedig hidrofób tulajdonságú. Szakirodalmi információk [1] alapján a jó töltőanyag hidrofil tényezője 0,7 – 0,85 közötti.

2.7. Az útépitési bitumen Fourier transzformációs infravörös spektroszkópiás vizsgálata

A bitumenek összetételüket tekintve számos szénhidrogén vegyületből épülnek fel. Jellemző csoportjaik között említésre méltóak a különböző funkciós (paraffinos, nafténes, alifás és aromás) csoportok. A kötőanyagok összetételét alapvetően befolyásolja az adott nyersolaj összetétele. Példaként megemlíthető, hogy a bitumenben lévő paraffincsoport mennyisége a nyersolaj összetételétől függ, amely (jelentős mennyiségben) pedig a magas hőmérsékleteken (pl. keverési hőmérséklet) kialakuló bitumen/ásványi anyag kölcsönhatását károsan befolyásolhatja. Emiatt volt fontos, hogy a reológiai vizsgálatok során felhasznált bitumen összetétele ismert legyen. Fourier transzformációs infravörös spektroszkópiával (FTIR) lehetséges a bitumenben jelen lévő vegyületek és funkciós csoportok minőségi azonosítása.

2.8. Az útépitési bitumen differenciális pásztázó kalorimetriás vizsgálata

A bitumen – mint a polimerekre jellemző viselkedést mutató anyag – viskoelasztikus tulajdonságokkal bír. Alacsony hőmérsékleten rideg és repedésre hajlamos, szobahőmérsékleten rugalmas, míg magas hőmérsékleten folyékony halmazállapotú. Alkalmazása során kiemelt jelentősége van a felhasználási hőmérsékletnek. Éppen emiatt fontos ismerni ezeknek a kötőanyagoknak a hőmérséklet hatására bekövetkező tulajdonságváltozásait.

Differenciális pásztázó kalorimetria (DSC) segítségével meghatározhatóak a szilárd anyagok átalakulási hőjének (fázisátalakulás, szilárd anyagok bomlása, stb.) számszerű értékei, valamint az ún. üvegesedési hőmérséklet (T_g) is

determinálható az energia-hőmérséklet görbe (hőkapacitás) meredeksége alapján.

A későbbi reológiai mérések során felhasznált bitumenen elvégzett DSC vizsgálatok Setaram DSC 131 Evo típusú berendezésen történtek -70°C – 130°C közötti hőmérséklet-tartományban, 10°C /perces lineáris felfűtési sebesség mellett, a kezdeti alacsony hőmérsékletet pedig cseppfolyós nitrogén biztosította.

3. Aszfalthabarcsok reológiai vizsgálata

3.1. Keverékkészítés

Az aszfalthabarcsok reológiai vizsgálata Haake RheoStress RS80 típusú dinamikus nyíróreométer (Dynamic Shear Rheometer, DSR) segítségével, 25 mm átmérőjű párhuzamos lap-lap mérőgeometria alkalmazásával, 1,5 mm résméret beállításával történt.

Az aszfalthabarcs keverékek elkészítésekor a bitumen tömegének ismeretében meg kellett határozni a kívánt töltőanyag/habarcs (a továbbiakban: T/H) térfogatarányhoz [5] szükséges ásványi töltőanyag mennyiségét (2):

$$f_f = \frac{V_f}{V_b + V_f} \quad (2)$$

ahol:

f_f - a töltőanyag térfogataránya, [-]

V_f - töltőanyag térfogata, [m³]

V_b - bitumen térfogata, [m³]

Előzetes keverési próbák alapján az volt a tapasztalat, hogy 20%-os T/H arány esetén a habarcs még megfelelően keverhető volt, további ásványi anyag adagolása azonban már lényegesen megnehezítette a keverést. (Megjegyzendő, hogy a valós aszfaltkeverékekben természetesen nem ezek az arányok fordulnak elő, hanem a bitumen (B): töltőanyag (T) aránya=1:1,4). A dinamikus nyíróreométer adottságai azonban ilyen összetételű habarcs vizsgálatát nem tették lehetővé. Korábbi irodalmi forrásokat is alapul véve [5, 9] – melyek a T/H arányt 28%-ban maximalizálják – készült el a vizsgálati keverékterv (1. táblázat).

	Keverék jele	Kötőanyag	Töltőanyag típusa	Töltőanyag szemcsemérete	Töltőanyag/habarcs térfogataránya
1.	ML_45µm_005	B50/70	Mészköliszt (Mexikóvölgy)	d<0,045 mm	0,05
2.	ML_45µm_013				0,13
3.	ML_45µm_020				0,20
4.	ML_63µm_005	B50/70	Mészköliszt (Mexikóvölgy)	d<0,063 mm	0,05
5.	ML_63µm_013				0,13
6.	ML_63µm_020				0,20
7.	D_45µm_005	B50/70	Dolomit (Pilisvörösvár)	d<0,045 mm	0,05
8.	D_45µm_013				0,13
9.	D_45µm_020				0,20
10.	D_63µm_005	B50/70	Dolomit (Pilisvörösvár)	d<0,063 mm	0,05
11.	D_63µm_013				0,13
12.	D_63µm_020				0,20

1. táblázat

A reológiai vizsgálatokhoz használt aszfalthabarcs-keverékek jelölése és összetétele

3.2. Kúszás-visszaalakulás vizsgálata

A vizsgálatok célja az aszfalthabarcsok viszkoelasztikus tulajdonságainak, a maradó alakváltozással szembeni ellenállás, lényegében a keréknyomosódás okainak tanulmányozása. A kúszás-visszaalakulás vizsgálatokhoz szükséges nyírófeszültség $\tau_0=1$ Pa-ban került meghatározásra, biztosítva a lineárisan viszkoelasztikus tartományon belüli mérést. A mérések minden esetben 60 °C-on történtek. A terhelési és tehermentesítési idők – korábbi szakirodalmi vizsgálati módszereket is figyelembe véve [5, 10, 11, 12, 13] – 60 sec (kúszás) és 180 sec (visszaalakulás) értékekben került kijelölésre.

3.3. Folyási tulajdonságok vizsgálata

A különféle anyagok reológiai vizsgálatai során fontos megismerni és feltárni azok folyási tulajdonságait. A viszkoelasztikus anyagként viselkedő bitumen, illetve a felhasználásukkal előállított aszfaltkeverékek esetében is így van ez. Mind a kötőanyag adagolása, permetezése, a szerves és szervetlen alapanyagok összekeverése és bedolgozása során nagy jelentősége van a folyási tulajdonságoknak. A vizsgálatok különböző hőmérsékleteken ($T= 60$ °C, 75 °C, 90

°C, 105 °C, 120 °C és 135 °C) és nyírási sebesség tartományokban (0–20 s⁻¹, 0–100 s⁻¹ és 0–200 s⁻¹) történtek. Az eredmények alapján az anyagrendszer folyási tulajdonságait leíró reológiai anyagmodellek, valamint a valódi folyás- és viszkozitásgörbék határozhatóak meg.

3.4. Az aszfalthabarcsok mestergörbéinek meghatározása

Az aszfalthabarcsok reológiai tulajdonságai, viszkoelasztikus anyagjellemzői ún. mestergörbék megszerkesztésével (az idő-hőmérséklet szuperpozíciós elv alkalmazásával) jól jellemezhetőek [13, 14, 15, 16, 17]. A görbék előállításához az anyagrendszert adott frekvencia-tartományban, különböző hőmérsékleteken szükséges vizsgálni. Az így összegyűjtött adatok egy referenciahőmérsékletre szuperponálva egy görbévé (mestergörbe) illeszthetők össze.

Az aszfaltkeverékek dinamikus vizsgálataiban során rögzített legfontosabb anyagjellemző a komplex modulusz, amely az aszfalt merevségéről is információt nyújt. Egyfajta indikátor, amely különböző hőmérsékleteken, változó terhelések esetén jellemzi az anyagrendszer alakváltozással szembeni ellenállását.

4. Eredmények

Az aszfalthabarcs az aszfaltkeverékek legfontosabb alkotórésze, mely a teherbírást nagymértékben elviselő durva szemcsék közötti kapcsolat kialakítását, valamint a burkolat szilárdságát és merevségét befolyásolja. A bitumennel kialakított kapcsolat egyik sarkalatos pontja a töltőanyag ásványi eredete. A vizsgált töltőanyagok ásványi összetételét a 2. táblázat foglalja össze.

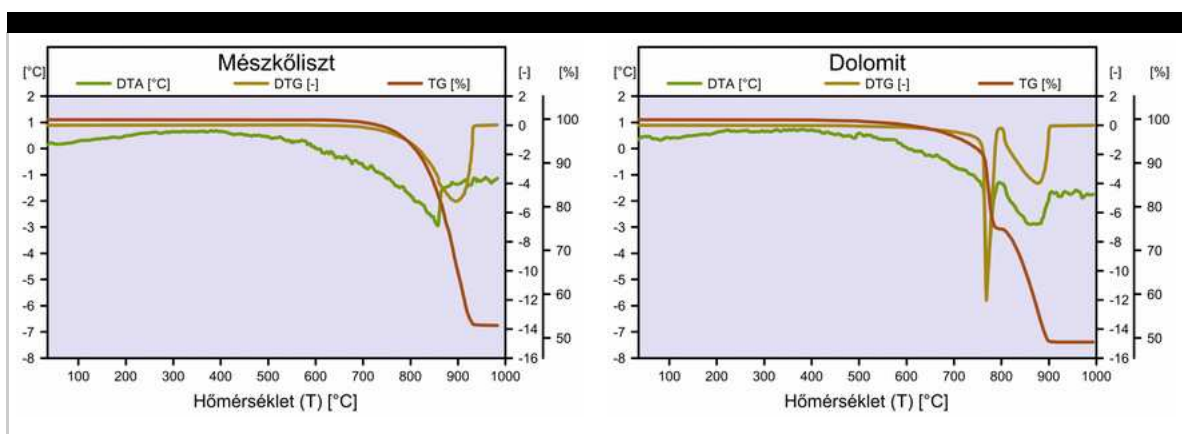
Töltőanyag	Ásvány	Képlet	Mennyiség
Mészköliszt	kalcit	CaCO ₃	100 %
Dolomit	dolomit	CaMg(CO ₃) ₂	100 %

2. táblázat

A töltőanyagok ásványi összetétele

Megállapítható, hogy a töltőanyagok ásványi összetételüket tekintve szennyeződéstől mentes, tiszta anyagok. Ezeket az eredményeket a töltőanyagokon elvégzett termoanalitikai vizsgálatok is alátámasztották (1. ábra). A mészköliszt hevítésekor karbonátos bomlás ment végbe 790 °C körüli kezdő hőmérsékleten. Az endoterm reakció során CO₂ gáz fejlődése mellett CaO (égetett mész) keletkezett.

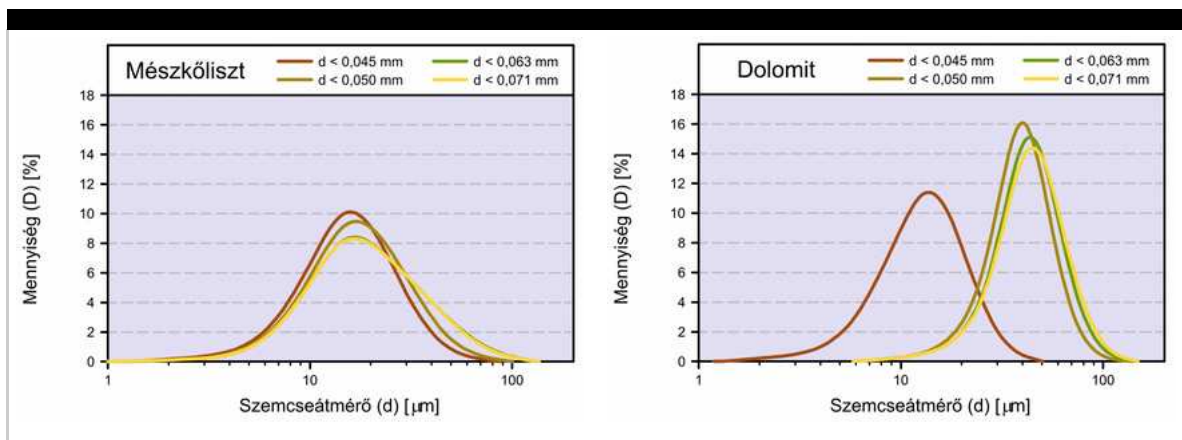
A dolomit hevítésekor normál atmoszférán két endoterm reakció volt megfigyelhető. A kétlépcsős folyamat során mindkét esetben tömegvesztés lépett fel, ugyanis a dolomitból mindkét esetben CO₂ gáz szabadult fel. Először a MgCO₃ CO₂ tartalma, majd a CaCO₃ gáztartalma távozott a rendszerből. A termikus reakció végtermékeként égetett mész és égetett magnézia keletkezett. A két ásványi anyag egyéb ásványokat, szennyeződések nem tartalmazott. A termoanalitikai vizsgálatok alátámasztották, hogy az aszfalt-technológiai szempontból fontos hőmérsékleteken (mintegy 230 °C-ig) a töltőanyagok tulajdonságai hevítés hatására nem változtak meg.



1. ábra

A töltőanyagok jellemző derivatogramjai

A töltőanyagok szemeloszlásának vizsgálati eredményeit a 2. ábra foglalja össze, a későbbi jobb értelmezhetőség szempontjából eloszlásfüggvények formájában.

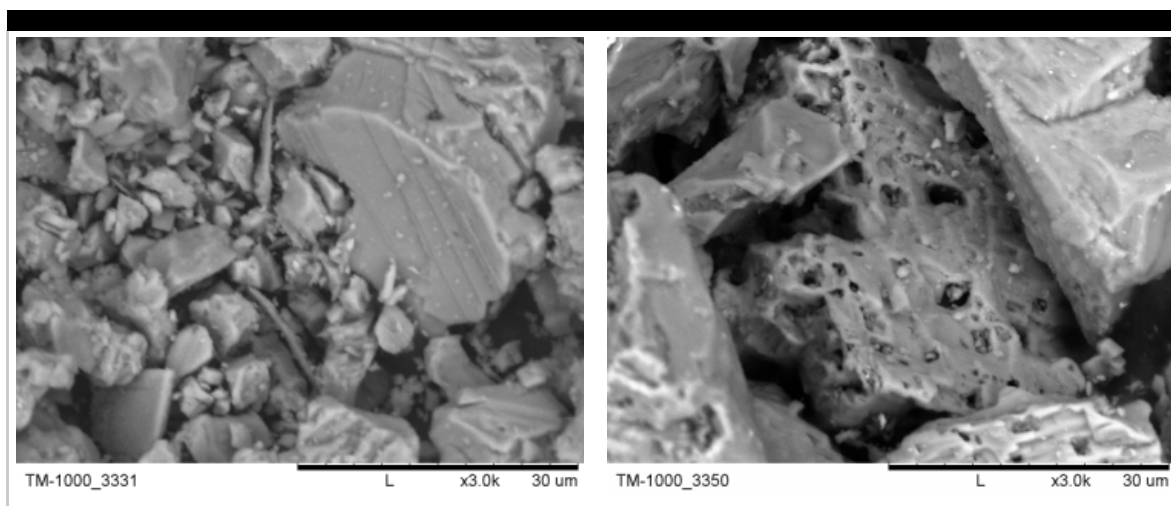


2. ábra

A töltőanyagok szemcseméretének eloszlásfüggvényei

Az eredmények alapján megállapítható, hogy a vizsgált frakciók polidiszperz

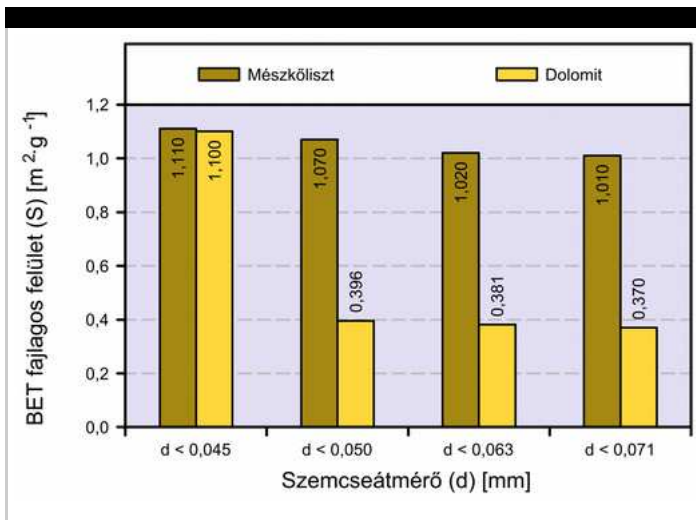
rendszerek, melyekben a szemcsék mérete mintegy két nagyságrendet ölel át. A két töltőanyag szemeloszlásában jelentős különbségek voltak felfedezhetőek. Míg a mész-kőliszt összes frakciója nagy mennyiségben tartalmazott finom szemcséket (jellemzően 10 μm -nél kisebb szemcséket), valamint a szemcseméret-tartomány növelésével is a finom szemcsék jelenléte volt meghatározó, addig a dolomitnál csak a $d < 0,045$ mm-es frakció rendelkezett jelentős mennyiségű finomrésszel, a nagyobb tartományokat pedig jellemzően a nagyobb méretű szemcsék töltötték ki. A dolomitnál jelentkező nagy eltérés a már korábban említett, gyártó általi frakcionálásnak volt köszönhető. Megfigyelhető továbbá az is, hogy a mész-kőliszt szélesebb eloszlású, a dolomit három frakciója pedig lényegesen szűkebb eloszlást, és az ezekben előforduló szemcsék nagyobb mennyiségét mutatja. A töltőanyagok morfológiai sajátosságainak vizsgálata során készített pásztázó elektronmikroszkópos felvételek a 3. ábrán kerülnek bemutatásra.



3. ábra

A töltőanyagok jellemző SEM felvételei

A felvételek alapján megállapítható, hogy a szemcsék alakja változatos, az ipari aprítási folyamatok következtében a töretfelületek éles határokkal tagoltak, melyek a köváz és burkolat belső súrlódását növelik. Az ásványi anyagok polidiszperzitása jó térkitöltést, ezáltal nagyobb tömörséget és szilárdságot biztosít az aszfaltkeverékek számára. Az anyagszerkezet feltérképezése során minimális porozitásra és kis fajlagos felületre utaló jelek voltak megfigyelhetőek. Ezeket a feltételezéseket megerősítették a töltőanyagok BET-féle fajlagos felületi eredményei is (4. ábra).

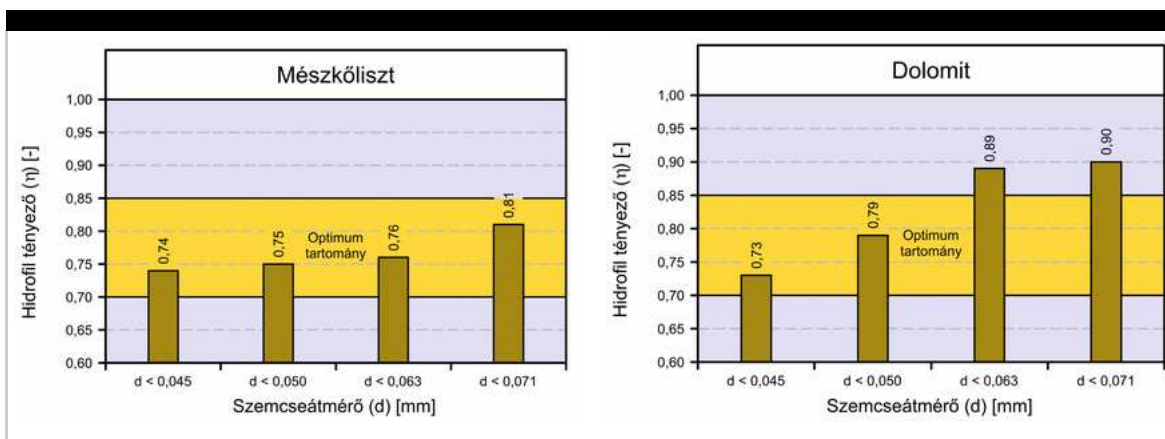


4. ábra

A töltőanyagok BET-féle fajlagos felülete

A dolomit fajlagos felülete a mészkőliszthez viszonyítottan alacsonyabb. Ennek oka a dolomit szemeloszlásával jól magyarázható. A $d < 0,045$ mm frakció BET-féle fajlagos felülete közel azonos a mészkőliszt hasonló frakciójának fajlagos felületével, mivel ez a frakció nagy mennyiségben tartalmaz kisméretű szemcséket. Ezzel szemben a nagyobb szemcseméretű frakciók esetében ($d < 0,05$ mm – $d < 0,07$ mm) a finom szemek jelenléte minimális, a szűk szemeloszlású frakciók pedig relatíve nagy mennyiségű durvább szemcséket tartalmaznak, melyek a fajlagos felület csökkenését okozzák.

A hidrofil/hidrofób tulajdonságok meghatározására irányuló vizsgálatok eredményeit az 5. ábra foglalja össze. Mivel az ülepedési térfogatok aránya minden esetben 1 alatti, ezért mindkét ásványi töltőanyag hidrofób tulajdonságú. Jó alkalmazhatóságukat jelzi, hogy az egyes frakciók hidrofil tényezőinek értékei – két kivételtől eltekintve – az optimum tartományba esnek.

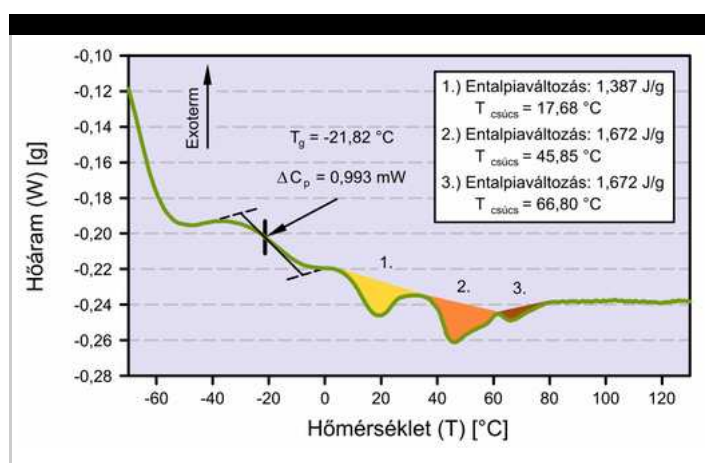


5. ábra

A töltőanyagok hidrofil tényezői

Visszavezetve a gondolatmenetet a szemeloszlás görbékre, megfigyelhető, hogy a finom szemcsék jelenléte a hidrofil tényező értékét csökkentette, míg a nagyobb szemcsék előfordulása nagyobb hidrofilitást eredményeztek. A töltőanyagok szemcseméretének hatását a finom rész aránya tehát erősen befolyásolta. A karbonátos kőzetek aprításával előállított töltőanyagok apró szemcséinek fajlagos felülete – a durvább szemcsékhez viszonyítottan – nagy, melyeket az apoláros folyadék (petróleum) egyfajta burokként képes körbevenni, ennek következtében tehát egységnyi térfogatban nagyobb lesz azok ülepedési térfogata is. Minél nagyobb a szemcséket körbevevő burok vastagsága, annál jobb kapcsolatot képes az apoláros folyadék kialakítani az ásványi anyaggal. Így tehát minél nagyobb a szemcsék ülepedési térfogata a petróleumban, annál kisebb lesz azok hidrofil tényező értéke.

A FTIR vizsgálat eredményei azt mutatták, hogy a B50/70 bitument jellemzően telített szénhidrogén csoportok, valamint aromás vegyületek alkották. Oxidációs termékként a bitumenben kis mennyiségben hidroxivegyületek is előfordultak. A differenciális pásztázó kalorimetriás vizsgálatok eredményeit a 6. ábra mutatja be.



6. ábra

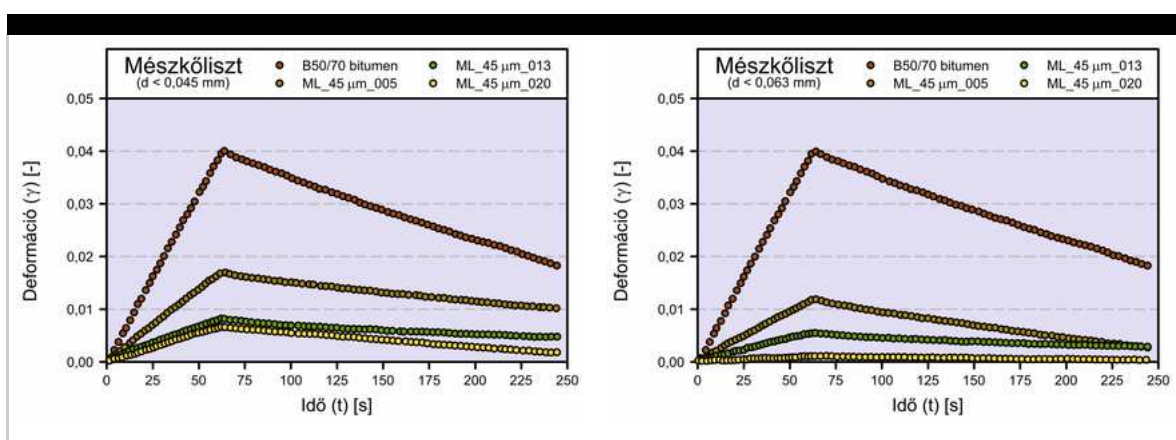
A B50/70 típusú bitumen DSC görbéje

A DSC görbe egyes szakaszait elemezve az alábbi megállapítások tehetőek. A T_g számszerű értéke a vizsgált bitumen esetén: $T_g = -21,82 \text{ °C}$. A hőmérséklet további növelésének hatására három endoterm csúcs jelent meg, melyek egyértelműen olvadási folyamatra utaltak. Mindhárom átalakulás a bitument alkotó telített szénhidrogének olvadására utalt, csúcshőmérsékletük pedig $T_{1csúcs} = 17,68 \text{ °C}$, $T_{2csúcs} = 45,85 \text{ °C}$ és $T_{3csúcs} = 66,8 \text{ °C}$ volt.

A kutatómunka során a töltőanyagok felhasználásával olyan aszfalthabarc-keverékek készültek, amelyekben egyidejűleg volt tanulmányozható a töltőanyagok típusának, szemcseméretének és mennyiségének (T/H arányának)

hatásmechanizmusa (megj.: ezen vizsgálatok részletes eredményei a [18] irodalomban már közlésre kerültek, ezért itt most csak rövidett formában kerülnek bemutatásra). Az elvégzett reológiai vizsgálatok segítségével tanulmányozható az aszfaltburkolatokban jelen lévő habarcsok viselkedése. Az alkalmazott mérés-technikai módszerekkel a cél a keréknyomosódás, mint jellegzetes burkolati hibajelenség okainak feltárása volt.

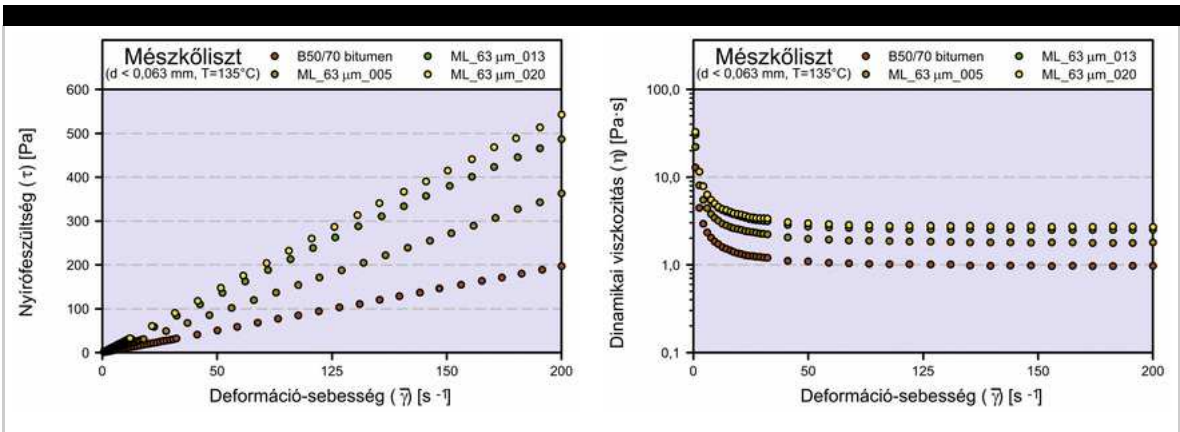
A statikus kúszás-visszaalakulási tulajdonságok elemzése során a négyparaméteres Burgers-modellel sikerült leírni a habarcsok viselkedését, a modell paramétereit pedig számszerűleg is meghatározásra kerültek. A 7. ábra a 60 °C-on elvégzett kúszás-visszaalakulás vizsgálatok egyik rész-eredményét mutatja be.



7. ábra
Tipikus kúszás-visszaalakulás vizsgálati eredmények T=60 °C-on

Az eredmények tekintetében megállapítható, hogy a habarcsokban jelen lévő durva szemcsék minden esetben növelték a keverékek rugalmasságát, csökkentve így a terhelés hatására kialakuló alakváltozás, illetve a visszaalakulás során a maradó alakváltozás mértékét. A mész-kőliszt felhasználása során az anyagrendszerben minden esetben kisebb alakváltozások alakultak ki, amely arra utal, hogy a mész-kőliszt erősebb kapcsolatot volt képes létrehozni a kötőanyaggal.

Az aszfaltkeverékek beépítése és a burkolatok nyári üzemszerű használata során fellépő folyási jelenségek tanulmányozása érdekében meghatározásra kerültek a habarcsok valódi folyás-, és viszkozitás-görbéi. A 8. ábra erre vonatkozóan egy példát mutat be.

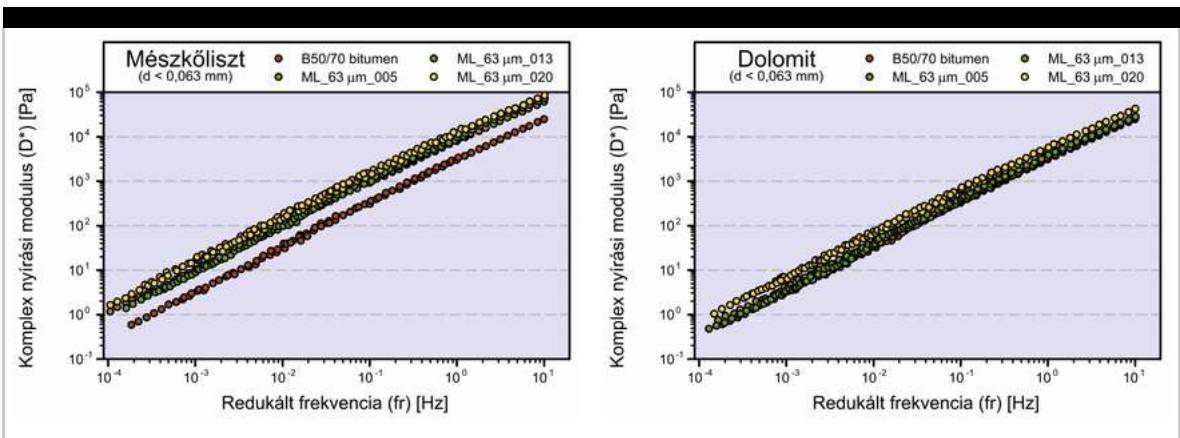


8. ábra

Aszfalthabarcs-keverék valódi folyás- és viszkozitásgörbéi

Mivel a keverékek folyáshatárral is rendelkeztek, így a keverékek viszkoelasztikus jellege mellett bizonyos mértékű plaszticitás is jelen volt az anyagrendszerben. Ennek figyelembe vételével a vizsgált hőmérsékleti tartományokban két reológiai modellel voltak jellemezhetőek a keverékek. Az alacsonyabb vizsgálati hőmérsékleteken a habarcsok pszeudoplasztikus anyagként viselkedtek, és a Herschel–Bulkley-féle modellel voltak leírhatóak. A magasabb vizsgálati hőmérsékleteken az anyagok Bingham-féle anyagként viselkedtek. A mérési eredmények alátámasztották, hogy a töltőanyagok mennyiségének és szemcseméretének növelése a pszeudoplasztikus jelleget erősíti, ugyanakkor a legmagasabb vizsgálati hőmérsékleten a habarcsok kivétel nélkül Bingham-anyagként jellemezhetőek.

A mestergörbék (9. ábra) ismeretében az aszfalthabarcsokban felhasznált töltőanyagok merevítő hatása is jól megfigyelhető volt.



9. ábra

Aszfalthabarcs-keverékek mestergörbéi

A töltőanyagok szemcseméretének és mennyiségének növelése esetén

dominánsabbak lettek a rugalmas tulajdonságok, amelynek következtében nőtt a merevítő hatás. A mészkőliszt-bitumen közötti erős kölcsönhatás következtében a merevség minden esetben nagyobb mértékű volt, mint a dolomit alkalmazásakor. Összességében elmondható, hogy a megvizsgált ásványi anyagok – főként a mészkőliszt – aszfalt töltőanyagként történő felhasználása mindenképpen előnyös, ugyanis kedvező tulajdonságaik következtében magas üzemi hőmérsékleten a burkolatok merevsége nagymértékben javítható, a maradó alakváltozással szembeni ellenállásuk növelhető, végső soron csökkenthető a keréknyomvályúk kialakulásának lehetősége.

5. Köszönetnyilvánítás

A kutatómunka a TÁMOP-4.2.2/B-10/1-2010-0008 jelű projekt részeként – az Új Magyarország Fejlesztési Terv keretében – az Európai Unió támogatásával, az Európai Szociális Alap társfinanszírozásával valósult meg. Köszönet illeti továbbá Prof. Dr. Gömze A. Lászlót, aki témavezetőként segítette jelen doktori értekezés elkészülését.

6. Felhasznált irodalom

Gezentsvey, L. B.: Aszfaltbeton útburkolatok; Moszkva (1960)

Ferenczy G.: Aszfaltburkolatok I.; Tankönyvkiadó, Budapest (1968)

D. N. Little; J. C. Petersen: Unique effects of hydrated lime filler on the performance-related properties of asphalt cements: physical and chemical interactions revisited; Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 17. No. 2., pp. 207–218 (2005)

W. Grabowski, J. Wilanowicz: The structure of mineral fillers and their stiffening properties in filler-bitumen mastics; Materials and Structures, Vol. 41. pp. 793–804 (2008)

J. Chen: Rheological properties of asphalt-mineral filler mastics; Journal of Materials, Concrete Structures and Pavements, Vol. 36. No. 571. pp. 269–277 (1997)

Nemesdy E., Ambrus K., Pallós I., Török K.: Az aszfaltkeverékek mechanikai és fizikai tulajdonságának laboratóriumi vizsgálatai; BME Útlabor, Budapest (2000)

J. Ren, S. Lu, J. Shen, C. Yu: Electrostatic dispersion of fine particles in the air; Powder Technology, Vol. 120, pp. 187–193. (2001)

Géber R.: Ásványbányában keletkező sajátfiller újrahaznosítási lehetőségeinek vizsgálata útépítési alapanyagként; Építőanyag, Vol. 60. No. 1 pp. 19–22. (2008)

Y. R. Kim, D. N. Little: Linear viscoelastic analysis of asphalt mastics; Journal of Materials in Civil Engineering , Vol. 16. No. 2. pp.122–132 (2004)

H. Kim, J. Lee, S. Amirkhanian: Rheology investigation of crumb rubber modified asphalt binders; KSCE Journal of Civil Engineering, Vol. 14 pp. 839–843 (2010)

C. Liu, S. Wu, Q. Liu, G. Zhu: Rheological characteristics of aged asphalt binder; Journal of Central South University of Technology, Vol. 15. pp. 298–301 (2008)

Z. Vlachovicova, C. Wekumbura, J. Stastna, L. Zanzotto: Creep characteristics of asphalt modified by radial styrene–butadiene–styrene copolymer; Construction and Building Materials, Vol. 21. pp. 567–577 (2007)

Tóth Cs.: Aszfaltkeverékek mestergörbéjének meghatározása; Közlekedésépítési Szemle, Vol. 60. No. 2. pp. 14–19 (2010)

F. Merusi, F. Giuliani: Intrinsic resistance to non-reversible deformation in modified asphalt binders and its relation with specification criteria; Construction and Building Materials, Vol. 25. pp. 3356–3366 (2011)

M. L. Williams, R. F. Landel, J.D. Ferry: The temperature dependence of relaxation mechanism in amorphous polymers and other glass forming liquids; Journal of ACS, Vol. 77. pp. 3701 (1955)

Y. Zhao; Y. R. Kim: The time-temperature superposition for asphalt mixtures with growing damage and permanent deformation in compression; submitted for presentation at the 2003 TRB Annual Meeting and Publication in the Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board (2003) Board (2003)

H. Cai, A. Ait-Kadi, J. Brisson: Dynamic rheological analysis of a miscible blend showing strong interactions; Polymer, Vol. 44. pp. 1481–1489 (2003)

Géber R., Gömze A. L.: Mészköliszt és dolomit töltőanyagok hatása aszfalthabarcok reológiai tulajdonságaira; Az aszfalt, Vol. 17. No. 2 pp. 33–38. (2012)

Hozzászólás

* Név

* Email

Honlap

Hozzászólás

Hozzászólás elküldése

Bejegyzések

Galéria

Impresszum

Interjúk

Könyvajánló

Témakörök

© **Copyright Útügyi Lapok 2013** • *Minden jog fenntartva.*





Cikkek

Bejegyzések

Témakörök

Impresszum

Útügyi lapok

1

Hidak állékonyságának biztosítása szeizmikus terhekre – esettanulmányok

Szerző(k) Simon József, Martinovich Kálmán, Dani Bence Samu, Ájpli Béla, Sapkás Ákos és Vigh László Gergely

Kivonat

Az Eurocode bevezetésével hídszerkezeteink földrengésre való méretezése kötelezővé vált. A tervezői és kutatási tapasztalataink azt mutatják, hogy hazai hídjaink jelentős részénél a földrengési terhek mértékadók. Cikkünkben három esettanulmány bemutatásán keresztül olyan módszereket illusztrálunk, melyekkel hídjaink szeizmikus hatásokkal szembeni állékonysága igazolható. Egy mintapéldán keresztül megmutatjuk, hogy pontosított, fejlett numerikus analízis alkalmazásával milyen mértékű csökkentés érhető el a figyelembe veendő igénybevételekben. További két példa – egy új szerkezet tervezése és egy meglévő

1. szám

2013. tavasz



Simon József

Okleveles építómérnök (MSc), a BME Hidak és Szerkezetek Tanszék doktorandusz hallgatója.

Martinovich Kálmán

Építómérnök BSc. A MAGÉSZ tagja, jelenleg a BME Szerkezet-Építómérnöki MSc képzésének hallgatója.

Dani Bence Samu

Okleveles építómérnök.

Ájpli Béla

Okleveles építómérnök, EWE/IWE hegesztő szakmérnök, az Utiber Kft. műtárgyépítési főmérnöke.

Sapkás Ákos

Okleveles építómérnök, PhD. A Magyar Mérnöki Kamara, valamint az MTA köztestületi tagja.

Vigh László Gergely

Okleveles építómérnök, PhD. A BME Hidak és Szerkezetek Tanszéken egyetemi docens.

Hidak és műtárgyak

alacsony vagy moderált szeizmicitás • csillapító eszközök • modális
válaszspektrum analízis • nem-lineáris dinamikai analízis • szeizmikus hatás •
szeizmikus szigetelés • szerkezetmegerősítés • új építésű szerkezetek

2013. március 1.

Eurocode requires seismic analysis and design of bridges. Based on our design and research experiences, it is confirmed that design of Hungarian bridges may be often governed by seismic effects. In this paper, various methodologies to assure safety against seismic events are illustrated through three case studies. First, application of advanced numerical analysis is invoked for the performance assessment of a continuous girder bridge and the achieved beneficial decrease in the calculated seismic forces is shown. Further two examples – a new design and a retrofit application – provide results for comparison of conventional and innovative – seismic isolation – design methods. The discussed problems and the results confirm that application of seismic devices and dampers can be beneficial even in moderate seismic regions, such as Hungary.

szerkezet megerősítése – kapcsán pedig összehasonlítjuk a hagyományos és innovatív – szeizmikus szigetelésen alapuló – megerősítési módszereket. A példák alátámasztják, hogy a hazai, moderált szeizmicitású környezetben is van létjogosultsága a csillapítók alkalmazásának.

1. Bevezetés

Az Eurocode szabványsorozat bevezetésével Magyarországon is előtérbe került hídszerkezeteink földrengési hatásokra történő tervezése. Általános földrengés méretezési elvekkel az Eurocode 8 1. része (EC8-1) (MSZT, 2008), míg a hidak szeizmikus méretezésével az Eurocode 8 2. része foglalkozik (EC8-2) (MSZT,

2006). A korábban készült szeizmológiai adatok szerint Magyarország alacsony szeizmicitású régió volt és ennek következtében a korábbi magyar szabványok (Magyar Útügyi Társaság, 2004) nem foglalkoztak a hidak szeizmikus méretezésével, az újabb kutatások szerint (Tóth és mtsai, 2006) Magyarországon, az Eurocode alapú tervezés során figyelembe veendő talajgyorsulás tervezési értéke jelenleg a moderált szeizmicitású kategóriába eső $0,08 \sim 0,15 g$. A megnövekedett szeizmicitás a tervezői és kutatói tapasztalatok szerint (Zsarnóczay és mtsai, 2013) számos hídkonfiguráció esetén mértékadó hatást jelent.

A fenti körülmények megkövetelik hídszerkezeteink szeizmikus viselkedésének részletesebb elemzését. Zsarnóczay (2010) munkájában a tipikus közúti gerendahíd kialakítások szeizmikus érzékenységét vizsgálta és a kritikus szerkezeti részleteket határozta meg. Simon (2012 a, b) doktori kutatásában meglévő hídszerkezeteink viselkedését elemzi egyszerűsített és fejlett, nem-lineáris analízis alapú vizsgálati módszerekkel. Ezen munkák globális képet festenek hazai hídállományunk szeizmikus érzékenységéről, esetlegesen bekövetkező földrengés okozta károsodások mértékéről, valamint támpontot adnak új hídjaink szeizmikus méretezési koncepciójának későbbi kialakításában és meglévő hídjaink esetleges megerősítési szükségleteinek megállapításában.

Az elmúlt évtizedben több megépült híd méretezése, valamint esettanulmányok további tapasztalatokat szolgáltatottak (Vigh és mtsai, 2006; Vigh, 2012; Martinovich, 2011; Dani, 2008).

Első tapasztalatainkat két Duna-híd, a dunaújvárosi Pentele híd és a budapesti Megyeri híd kapcsán szereztük (Vigh és mtsai, 2006). Ezen hidaknál az acélszerkezetű felszerkezet, illetve merevítőtartó esetében a szeizmikus hatások általában nem mértékadóak, míg az alépítmény és alapozás esetében a teherbírasi határállapotnál jellemzően 20-30%-kal nagyobb igénybevételek adódtak. A saruk méretezésében a földrengési igénybevételek döntőek. Zsarnóczay (2010) munkája a hasonló méretű és kialakítású gerendahidakra kiterjesztve a fenti konklúziókat megerősítette.

Zsarnóczay (2010) paraméteres vizsgálat keretében több ezer közúti gerendahíd szeizmikus viselkedésének értékelését hajtotta végre, modális válaszspektrum analízis segítségével. Tipikus, a hídtervezésben szokványosnak tekinthető kialakítások feltételezésével meghatározta azokat – az 1. táblázatban összefoglalt – tartományokat, amelyekben a földrengési teherkombináció valamely szerkezeti részletre vagy a híd egészére mértékadó lehet. Az 1. ábra szintén erre mutat példát: az ábra különböző felszerkezetű és pillérmagasságú hidak esetére mutatja azt a maximális talajgyorsulási értéket (MAPGA), amelyre a szerkezet teherbírasi modális válaszspektrum analízis alapján igazolható. Az eredmények alapján a szerkezet kritikus pontjai a saruk, a pillérek és az alapozás. Nagyobb hidak esetén a földrengési igénybevételek mértéke általában nem igényel jelentős

keresztmetszet-növelést, ugyanakkor alacsony pillérek esetén a földrengési hatás a gyakori hatások 2-3-szorosát is elérheti (Zsarnóczay, 2010).

Amennyiben a hagyományos tervezési koncepció alapján megtervezett és kvázirugalmas földrengési analízissel vizsgált szerkezet teherbírása a szeizmikus hatásokkal szemben nem kielégítő, a következő alternatívák közül választhatunk:

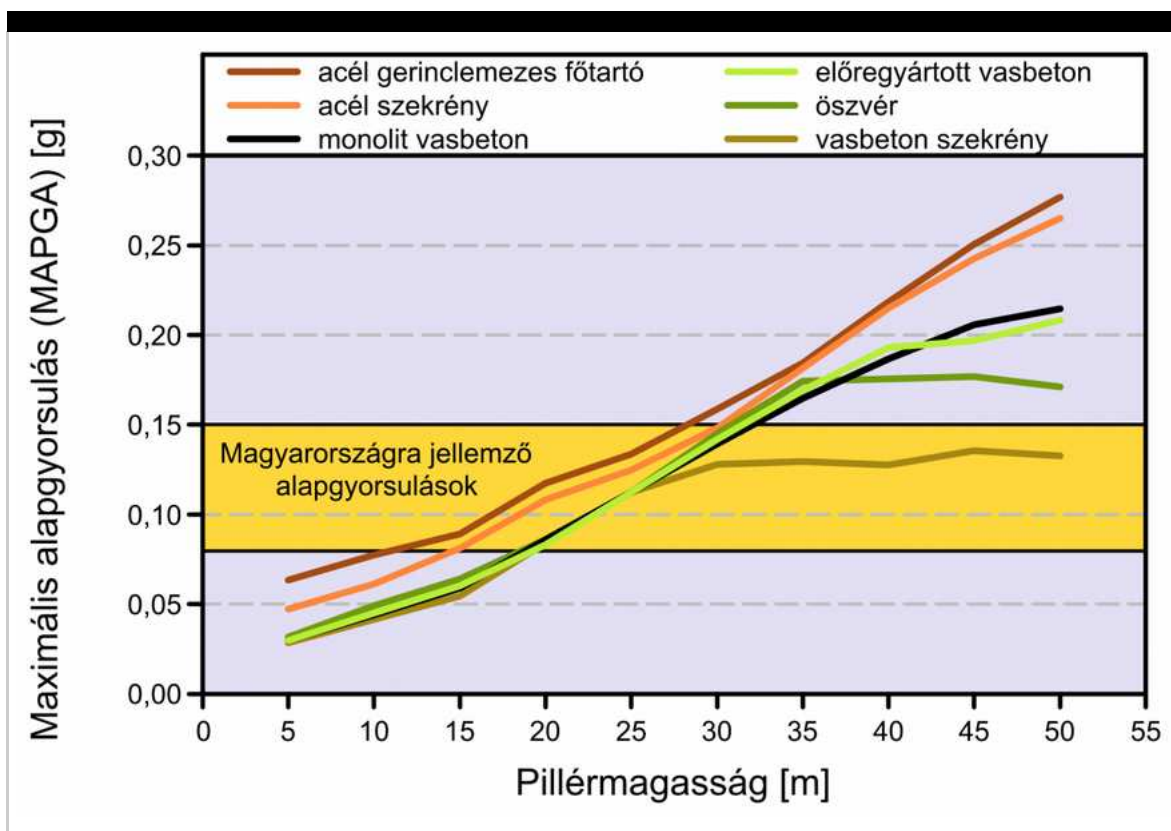
- a szerkezetet a kapott igénybevételekre megerősítjük,
- fejlett, nem-lineáris analízis segítségével igazoljuk a szerkezet állékonyságát,
- csillapító eszközöket, szeizmikus szigetelést alkalmazva csökkentjük a földrengési terheket

A következőkben mintapéldán keresztül mutatjuk be a fejlett analízis alkalmazásának mikéntjét, hatékonyságát és korlátait, valamint egy új szerkezet tervezése és egy meglévő szerkezet utólagos megerősítése esetében hasonlítjuk össze a hagyományos és innovatív (csillapítóelemes) megerősítési módokat.

Felszerkezettípus	Pillérmagasság (m)	Fesztáv (m)
monolit vb.	<17	8-40
előregyártott vb.	<18	8-45
vb. szekrény	<18	18-50
öszvér	<17	20-90
acél főtartó (+ortotrop pálya)	<18	40-120
acél szekrény	<18	40-150

1. táblázat

Hazai gerendahidak szeizmikus érzékenysége: kritikus kialakítások (Zsarnóczay, 2010)



1. ábra

Különbözö felszerkezetü és pillérmagasságú hidak maximális alapgyorsulásai (Zsarnóczay és mtsai, 2013)

2. Analízis módszerek összehasonlítása

Az EC8-2 többtámaszú hidak vizsgálatára jellemzően a következő analízis módszereket ajánlja, illetve követeli meg:

- modális válaszspektrum analízis,
- eltolás vizsgálat (nem-lineáris statikai analízis),
- időtörténeti vizsgálat (nem-lineáris dinamikai – time-history – analízis) tényleges vagy mesterséges földrengés rekordok figyelembevételével.

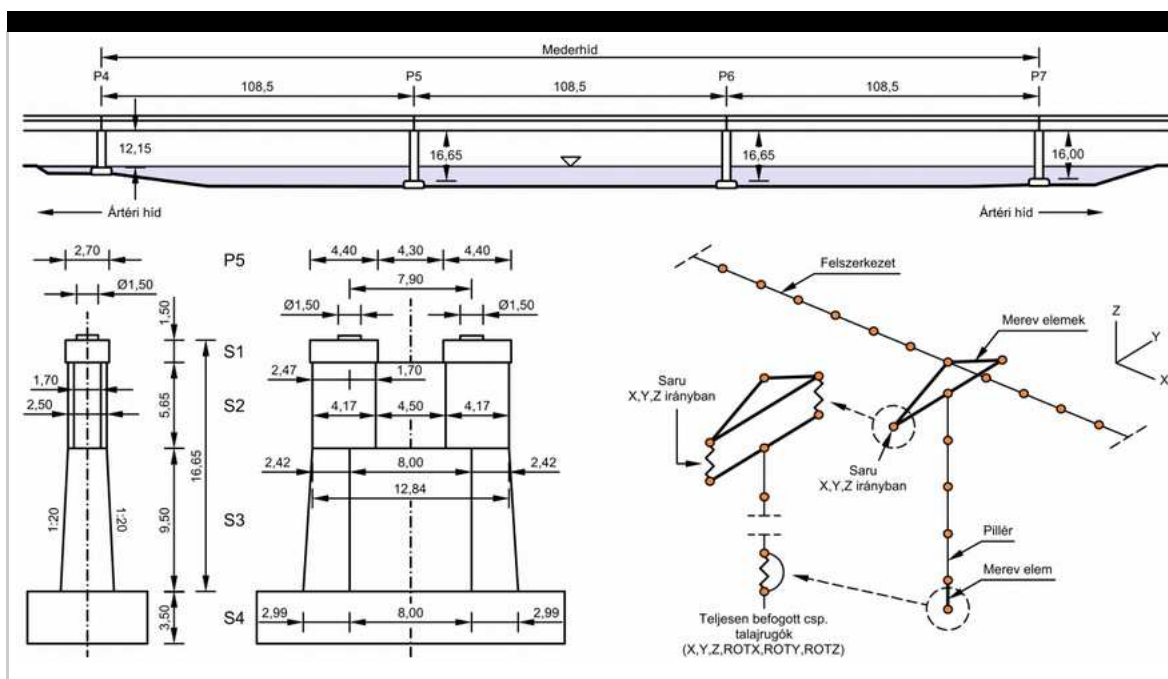
A modális válaszspektrum analízis során annyi rezgésalakot kell figyelembe vennünk, hogy a rezgésalakokhoz tartozó modális tömegarányok összege a teljes szeizmikus tömegnek legalább 90%-át elérje. Az egyes rezgésalakokhoz külön-külön határozzuk meg a helyettesítő statikus terheket, amelyek statikai analíziséből kapott igénybevételeket, elmozdulásokat összegezzük pl. négyzetes összegzési (SRSS) módszer alapján. Amennyiben több rezgésalak is domináns (azaz relatíve magas modális tömegarányal rendelkezik), úgy a modális válaszspektrum analízis túlbecsüli a tényleges földrengés bekövetkeztekor kialakuló igénybevételeket, hiszen az egyes – egymással nem egy időben jelentkező – rezgésalakokhoz tartozó maximális értékeket vesszük számításba. Mivel az időtörténeti dinamikai analízis a földrengés időbeliségét megfelelően

leírja, a fejlett analízis egyidejű igénybevételeket szolgáltat. Emiatt várható, hogy már a lineáris dinamikai analízis is kedvezőbb eredményeket (kisebb igénybevételeket) ad, mint a modális válaszspektrum analízis.

További csökkentés származhat a számított igénybevételekben, ha figyelembe vesszük a szerkezeti elemek anyagi nem-linearitását, képlékenyedését. Ennek feltétele, hogy a képlékenyedés (pl. vasbeton pillér befogási keresztmetszetében) ki tudjon alakulni a szerkezetben, illetve hogy azt a numerikus modellben megfelelően modellezzük. A hazai gyakorlatban megépülő szerkezetek egyes komponensei – a célzottan disszipatív tervezés hiánya ellenére is – rendelkezhetnek képlékeny tartalékkal, illetve bizonyos szintű duktilitással. Vasbeton elemek esetén a tiszta hajlítási tönkremeneteli mód gyakorta számba vehető duktilitás mellett tud kialakulni, de kizárandóak a rideg tönkremeneteli komponensek (pl. a betonfedés leválása, lerobbanása jelentős degradációt jelenthet). A nyírási tönkremenetel mindig rideg, ezért kerülendő (megfordítva: ha a nyírási tönkremenetel mértékadó, a pillér képlékenyedése nem vehető figyelembe).

A következőkben a 2. ábrán látható, az új M0-ás hárosi Duna-hídja esetében hasonlítjuk össze az egyes analízis módszereket. A szekrény keresztmetszetű, folytatólagos, háromnyílású, acél gerendatartót változó keresztmetszetű, tömör, vasbeton pillérek támasztják meg. A nyílások támaszköze 108,5 m. A felszerkezet anyagminősége S355, a pillérek betonminősége C35/45, az alkalmazott betonacélok minősége S500B. A felszerkezet hosszirányban az 5. számú pilléren van lekötve mindkét sarun, míg keresztirányban minden támasznál egy-egy sarun. A figyelembe vett földrengési paraméterek: C talajtípus; $1,0 \text{ m/s}^2$ talajgyorsulás, 1. típusú válaszspektrum.

A híd vizsgálatára térbeli rúdmodellt építettünk Ansys környezetben. A modell egy tipikus részletét – pillérfelszerkezet környezetét – mutatja a 2. ábra. A megfelelő földrengési analízishez lényeges a pillérfelszerkezet és a talajszerkezet kapcsolat helyes modellezése. Megjegyezzük, hogy utóbbira a számítás rendkívül érzékeny: a szerkezetre adódó szeizmikus terheket rendkívüli mértékben befolyásolhatja a túl merevnek vagy túl lágynak feltételezett alapozás. A modell további részleteiről lásd Simon (2012) és Simon és Vigh (2012).



2. ábra

A vizsgált híd kialakítása és numerikus modellje

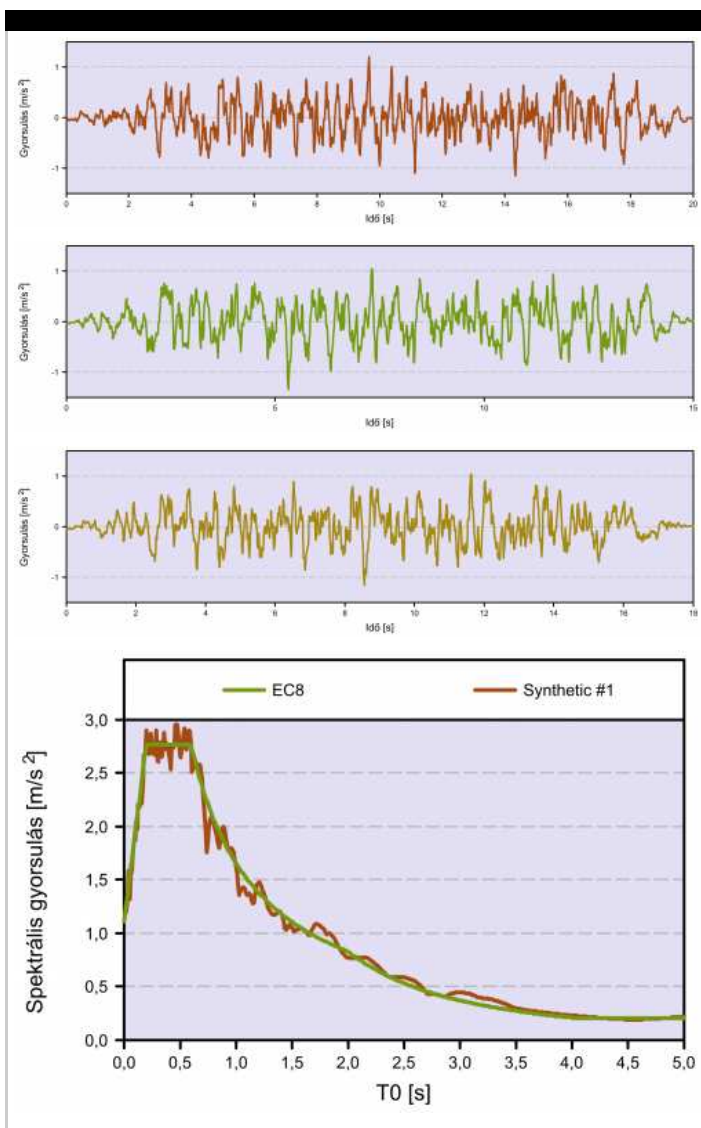
A modális válaszspektrum analízis során a 90%-os modális tömegarányt 100 lengésalak figyelembe vételével minden irányban elérjük. A számítások alapján a szerkezet kritikus eleme az 5. pillér, mértékadó igénybevételei a pillértőben: $M_y = 229907$ kNm hosszirányú és $M_z = 275367$ kNm keresztirányú hajlítónyomaték. Ugyanezen a pilléren alakulnak ki a legnagyobb sarureakciók is: hosszirányban $B_x = 5045$ kN, míg keresztirányban $B_y = 7809$ kN. A felszerkezet legnagyobb elmozdulásai rendre 27 mm, 36 mm és 247 mm keresztirányban, hosszirányban és függőleges értelemben.

Lineáris dinamikai (time-history) analízis során az EC8-2 szerint mesterséges földrengés rekordok is alkalmazhatóak. A rekordokkal szemben támasztott legfontosabb követelmény, hogy a szerkezet mértékadó rezgésidejeinek tartományában a mesterséges rekord alapján számítható rugalmas gyorsulási válaszspektrum érték illeszkedjen a szabványos rugalmas válaszspektrumra. Mivel esetünkben relatíve sok, tág periódusidő tartományban mozgó lengésalak figyelembe vétele volt szükséges, a mesterséges rekordok előállítására olyan eljárás szükséges, mely a válaszspektrum széles tartományában biztosítja az illeszkedést. A Simon és Vigh (2012) által kifejlesztett algoritmussal ez megvalósítható, az előállított talajgyorsulási időfüggvényekre és a rendkívül jó válaszspektrum illeszkedésre mutat példát a 3. ábra.

A lineáris time-history analízis alapján az 5. pillér keresztirányú igénybevételei és a keresztirányú sarureakciók jelentősen – 30-35%-kal –, míg a hosszirányú erők kis mértékben csökkentek: $M_y = 217217$ kNm, $M_z = 190599$ kNm, $B_x = 4910$ kN, $B_y = 5201$ kN. A felszerkezet legnagyobb elmozdulásai rendre 10 mm, 34 mm és 221

mm keresztirányban, hosszirányban és függőleges értelemben.

A keresztirányú hatások jelentős csökkenésének az a magyarázata, hogy keresztirányban sok, egymással nem egyidejű lengésalakot kellett figyelembe venni a 90%-os modális tömegarány eléréséhez, míg hosszirányban néhány lengésalak dominál.



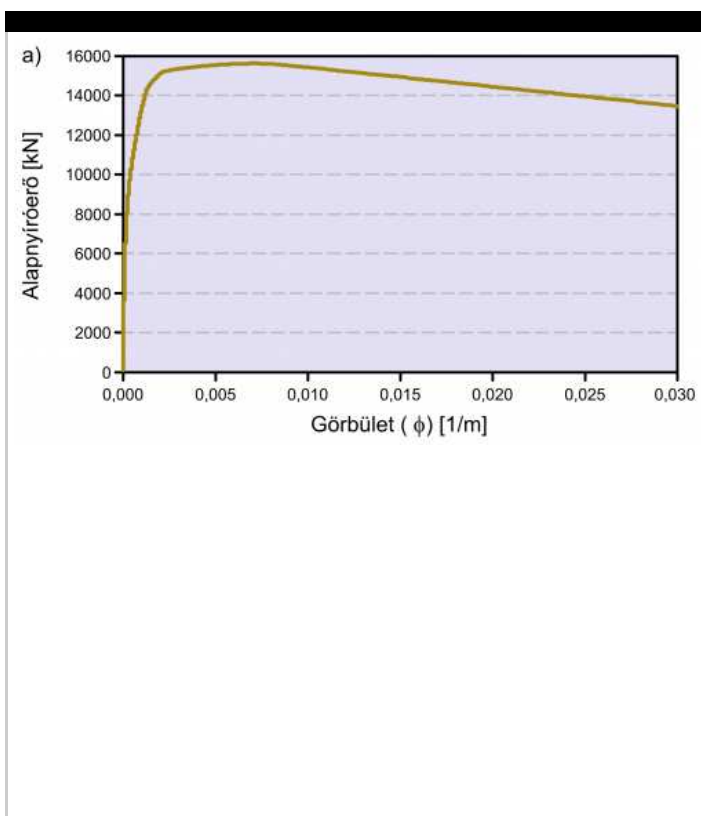
3. ábra

Dinamikai analízishez alkalmazott mesterséges földrengés rekordok (Simon, 2012) - Három példa az előállított földrengésrekordokra, valamint a szabványos és a mesterséges rekordok alapján számított válaszspektrum illeszkedése

Az anyagi nem-linearitás figyelembe vételével tovább pontosítható a vizsgálat. Képlékenyedés kialakulhat a pillértövekben és a sarukban. (Megjegyezzük, hogy a talaj és alapozás viselkedése is nem-lineáris, ezt a hatást jelen tanulmány nem vizsgálta.) A vasbeton pillér számított és a modellben figyelembe vett nyomaték-

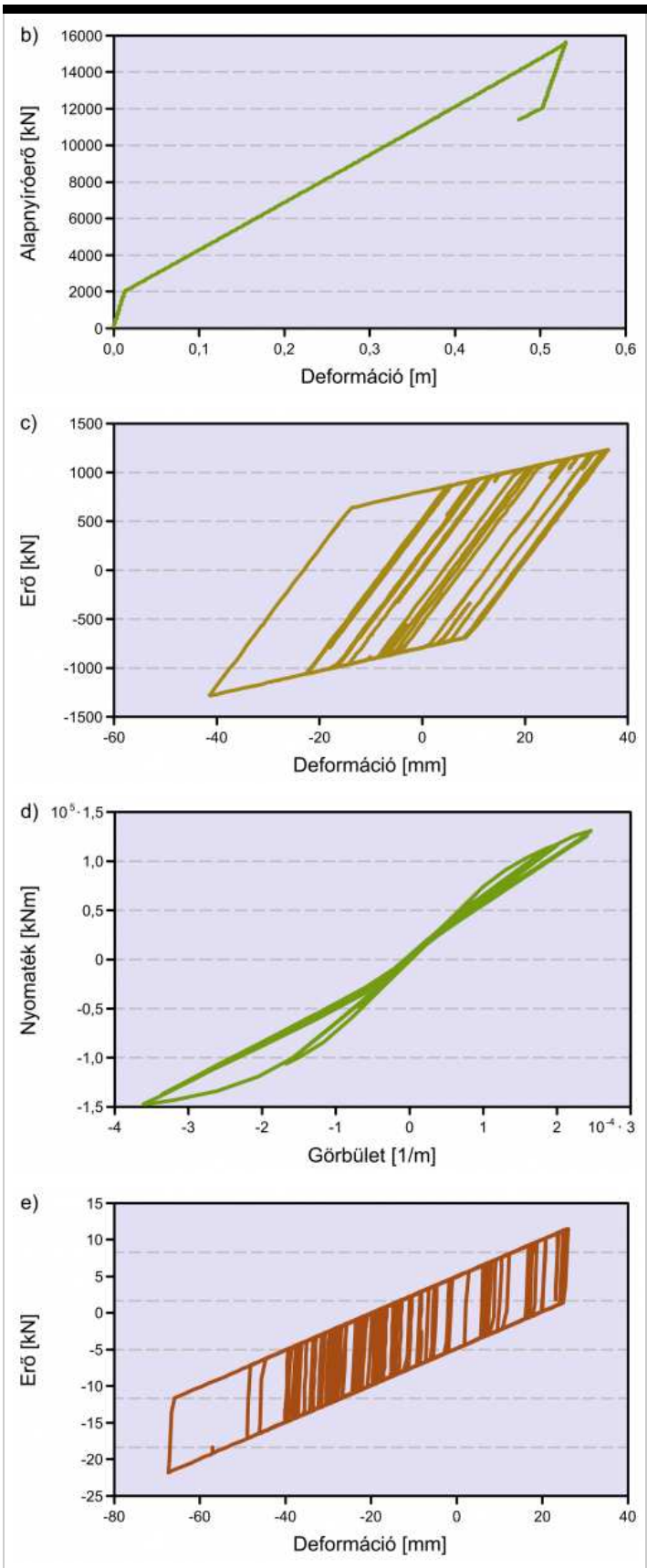
elfordulási és a fix és mozgó saruk erő-elmozdulási karakterisztikáit, illetve hiszterézis viselkedését mutatja a 4. ábra. Lényeges, hogy az egyes szerkezeti elemek esetében a ciklikus terhelés során tapasztalható degradációt figyelembe vegyük: számításainkban feltételeztük, hogy a fix saru viselkedése ideális rugalmas-képlékeny felkeményedő anyagmodellel leírható (nincs degradáció), a vasbeton pillér esetében viszont a teherbírásban bizonyos degradáció tapasztalható. Felhívjuk a figyelmet, hogy megfelelő vasalás nélkül a viselkedés sokkal kedvezőtlenebb.

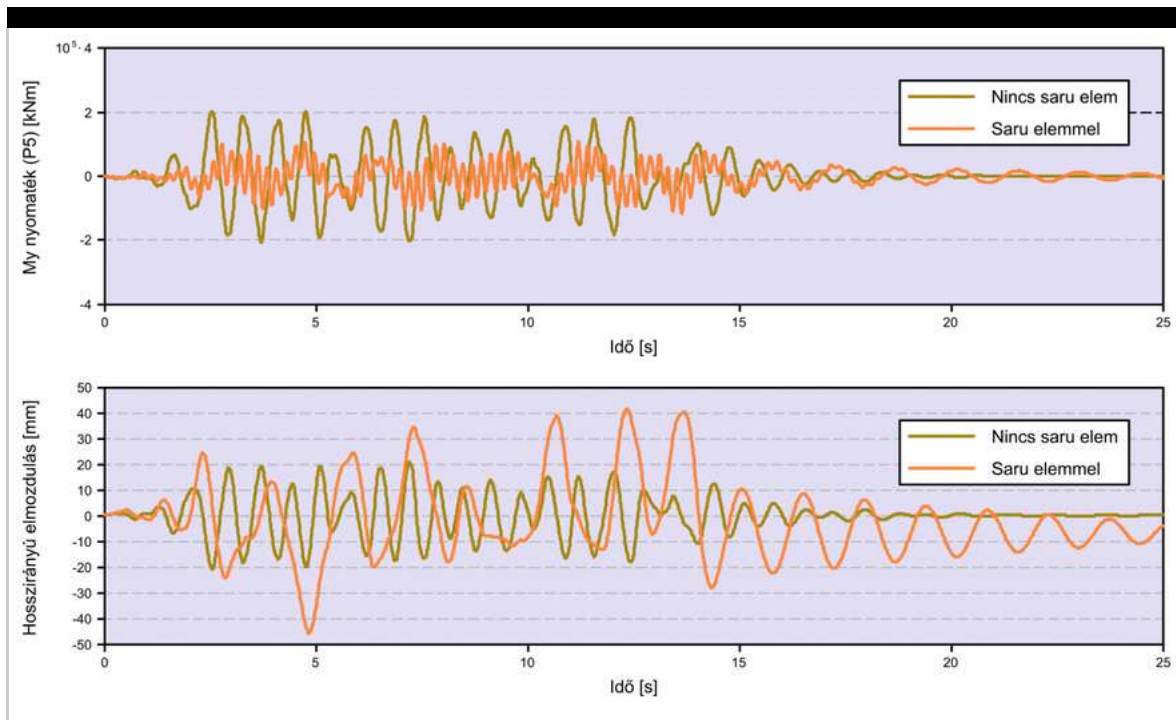
Az eredmények azt mutatják, hogy a saruk nem-linearitása határozza meg a szerkezet globális nem-lineáris viselkedését: a pillérek képlékenyedése lényegesen magasabb szinten következne be, mint a saruk merevségének csökkenése. Az 5. ábra a lineáris és nem-lineáris time-history analízis főbb eredményeit hasonlítja össze. Mint látható, relatíve duktilis saru figyelembe vétele jelentősen csökkenti az igénybevételeket, viszont a kialakuló elmozdulások megnövekednek. Ezek az eredmények előrevetítik a nem-lineáris, elmozdulás-függő csillapító eszközök (NLD) alkalmazhatóságát a földrengési terhek hatékony csökkentésére, melyre a következő fejezetekben mutatunk példát.



4. ábra

- a) Pillér nyomaték-elfordulás karakterisztikája (monoton terhelés);
- b) Fix saru erő-elmozdulás karakterisztikája (monoton terhelés);
- c) Fix saru hiszterézis görbéje;
- d) Pillér hiszterézis viselkedése;
- e) Mozgó saru hiszterézis görbéje, (Simon, 2012)





5. ábra

Lineáris és nem-lineáris dinamikai analízis eredményeinek összehasonlítása

3. Szeizmikus szigetelés csillapítók alkalmazása

A következőkben egy négynyílású, nyílásonként 75 m támaszközű, acél szekrény felszerkezetű, folytatólagos közúti híd mintáján mutatjuk be a csillapítók segítségével kialakított szeizmikus szigetelés alkalmazhatóságát. A hídszerkezet kialakításában az előző példában bemutatotthoz hasonló; további részletekért lásd Martinovich (2012) diplomamunkáját.

Két alternatív megoldást dolgoztunk ki a szeizmikus állékonyság biztosítására:

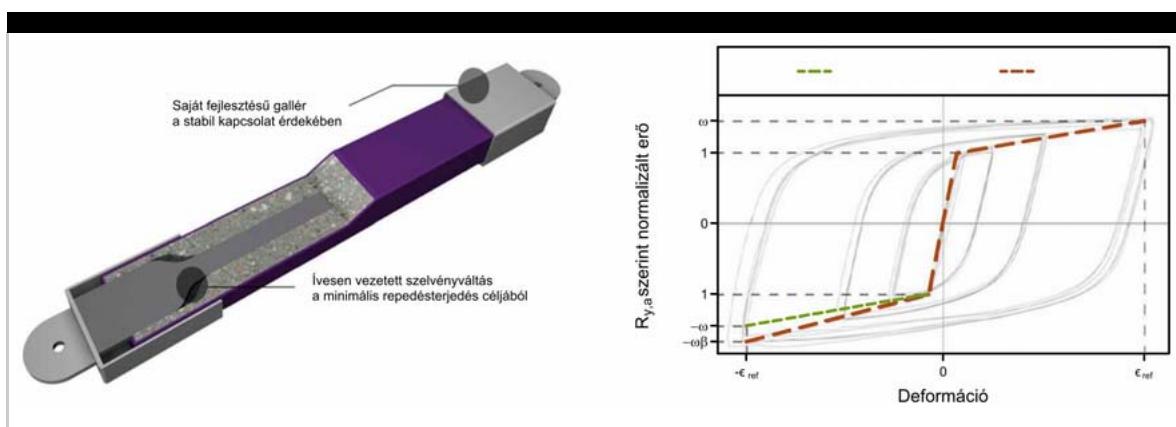
- a. hagyományos saruk alkalmazásával, a felszerkezetet hosszirányban egy pilléren lekötve a szükséges pillér keresztmetszet és alapozás meghatározása kvázi-rugalmas viselkedést feltételezve;
- b. nem-lineáris elmozdulás-függő (NLD) csillapító alkalmazásával.

Az NLD csillapítók viselkedése a viszkózus csillapítókkal ellentétben nem a sebességtől, hanem a deformációktól függ. Az energiaelnyelő képességet jellemzően valamely szerkezeti elem (pl. duktilis acél elem) képlékenyedésével biztosítjuk. Ilyen eszközök hídszerkezetekben való alkalmazhatóságát vizsgálta Martinovich (2010) TDK munkájában.

Egy ilyen, a magasépítésben már elterjedt eszköz a kihajlásbiztos merevítő rúd (buckling restrained brace, BRB) (Zsarnóczay, 2012), melynek hiszterézis viselkedésére mutat példát a 6. ábra (Zsarnóczay és Vigh, 2012). Az NLD eszközök viselkedése általában egy bilineáris karakterisztikával írható le; az itt

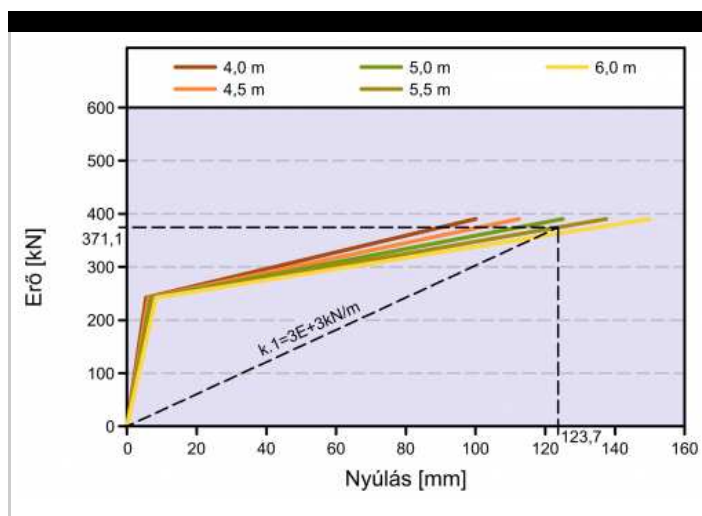
ismertetett számításainkban a 7. ábrán közölt karakterisztikákat használtuk. Amennyiben a felszerkezet-pillér kapcsolatot hagyományos saruk helyett ilyen elemekkel alakítjuk ki, az elem képlékenyedése lehatárolja a felszerkezetről az alépítményre átadódó terheket, ezzel csökkentve a szeizmikus hatást. A csillapító elem képlékeny viselkedését jellemzően felkeményedés jellemzi, így az alépítményre átadódó erő az elem névleges teherbírásánál nagyobb lesz, mértéke függ a tényleges mechanikai jellemzőktől és a kialakuló képlékeny deformációktól (6–7. ábra).

Az ilyen kialakítással egy adott teherszint elérésekor kvázi elszigeteljük a felszerkezetet az alépítménytől; a módszert szeizmikus szigetelésnek, az alkalmazott csillapító elemet szigetelő elemnek hívjuk.



6. ábra

Kihajlásbiztos merevítőrúd, hiszterézis viselkedése és idealizált modellje (Zsarnóczay, Vigh, 2011)



7. ábra

BRB erő (kN) – nyúlás (mm) karakterisztika

A hagyományos saruk alkalmazása esetén a földrengési analízis az előző pontban is bemutatott modális válaszspektrum analízis segítségével történhet. A csillapító esetében pontos eredményt a nem-lineáris time-history analízis adna, ugyanakkor a szerkezet közelítő méretezésére a modális válaszspektrum analízis is alkalmazható. Ekkor a BRB elemeket helyettesíthetjük ekvivalens rugókkal, ahol a rugómerevséget a kialakuló képlékeny elmozdulásokhoz tartozó effektív húrmerevséggel azonosnak vehetjük (7. ábra). A számításban ilyenkor a rugalmas válaszspektrumból kell kiindulni, de azt az effektív csillapításnak megfelelően lehet csökkenteni. A számítás iterációt igényel: a rugalmas válaszspektrum analízisből kapott elmozdulás és az ehhez tartozó, BRB karakterisztikáról leolvasott igénybevétel alapján új effektív merevséget és effektív csillapítást kell meghatározni és a számítást megismételni addig, amíg az effektív merevségben bekövetkező változás elfogadható mértékűre nem csökken.

A BRB elem teherbírását és hosszát a következő szempontok alapján határozhatjuk meg:

- a. A BRB teherbírást úgy vegyük fel, hogy a teherbírási határállapotban meghatározható igénybevételekre az elem rugalmas maradjon. Ha a BRB teherbírás ezt az igénybevételt felülről közelíti, akkor a hagyományos méretezés alapján tervezhető, vagy annál csak kis mértékben erősebb pillér keresztmetszet elégséges.
- b. A kialakuló deformációkat a BRB elem biztosítsa, azaz rendelkezzen kellő duktilitással.

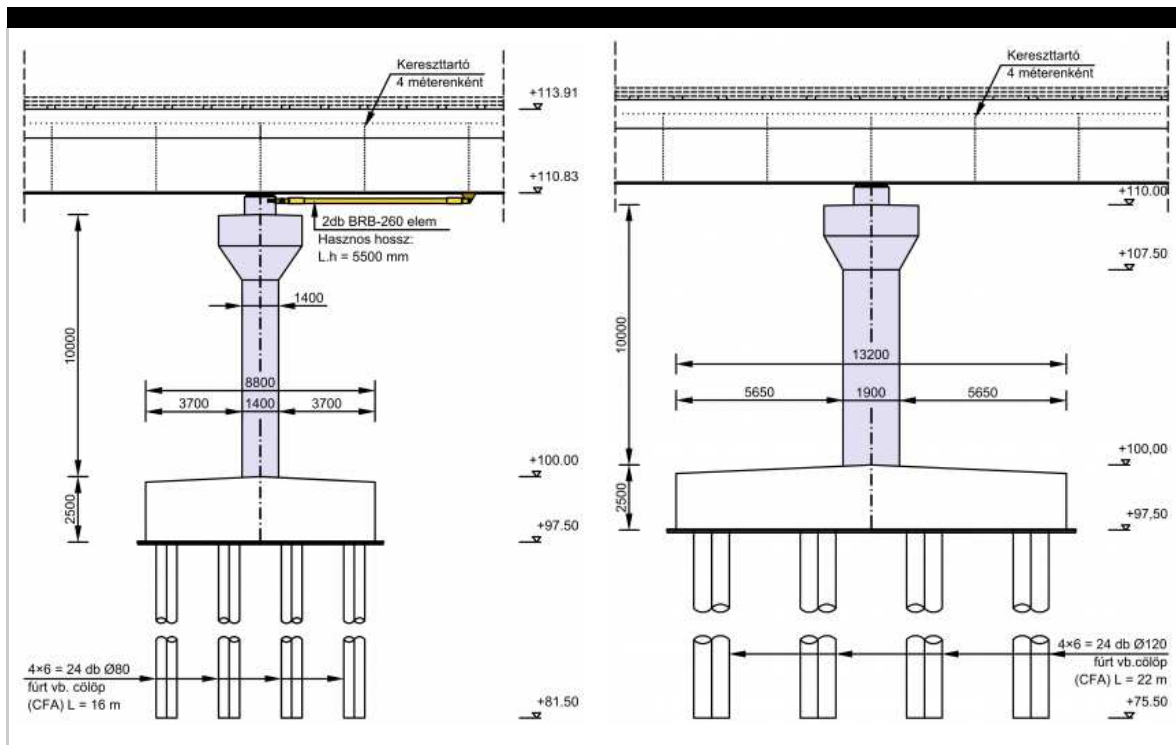
A 8. ábra sematikusan mutatja a kapott két alternatív megoldást.

Az 1. változatban (8a. ábra) minden pilléren hosszirányban hagyományos mozgó sarut, egy pilléren pedig 2 db (sarunként egy), hosszirányban dolgozó, 260 kN névleges teherbírású, 5,5 m effektív hosszúságú elemet alkalmazunk.

(Keresztirányban hagyományos sarut használunk.) A pillér-felszerkezet kapcsolat részletkialakítását mutatja a 9. ábra. Ekkor megtarthatjuk a teherbírési határállapotban meghatározott pillér keresztmetszeteket (1,4 m x 3,15 m). Az alkalmazandó cölöpalapozás: $4 \times 6 = 24$ db, 16 m hosszú, 80 cm átmérőjű CFA cölöp. A felszerkezet maximális hosszirányú elmozdulása 124 mm; a dilatációk kialakításával ekkora elmozdulási képességet kell biztosítani.

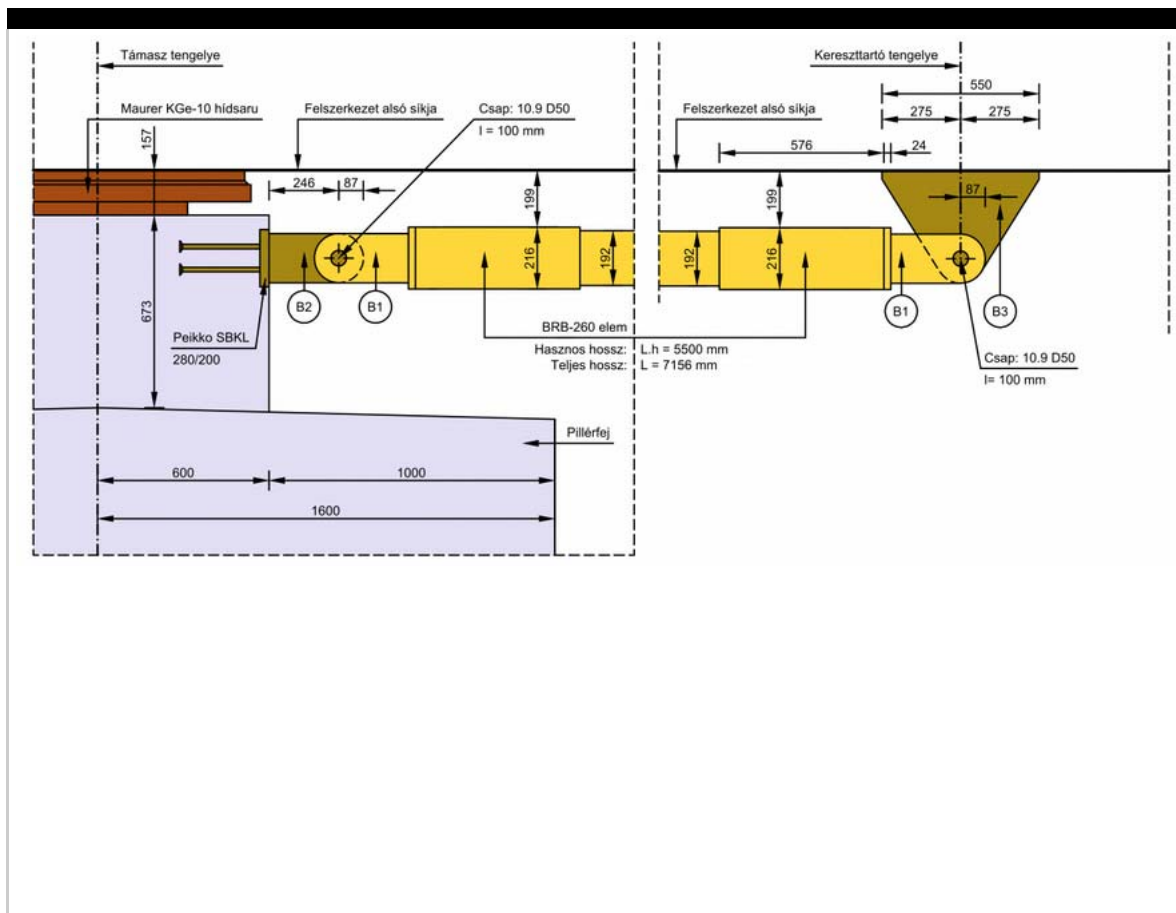
A 2. változatban (8b. ábra) a hagyományos pillér-felszerkezet fix saru kapcsolat megtartása mellett a pillért és az alapozást is jelentősen kell erősíteni. A pillér keresztmetszete: 1,9 m x 4,275 m, az alkalmazandó cölöpalapozás: $4 \times 6 = 24$ db, 22 m hosszú, 120 cm átmérőjű CFA cölöp.

Látható, hogy esetünkben a csillapító alkalmazásával jelentős költségcsökkentés érhető el.



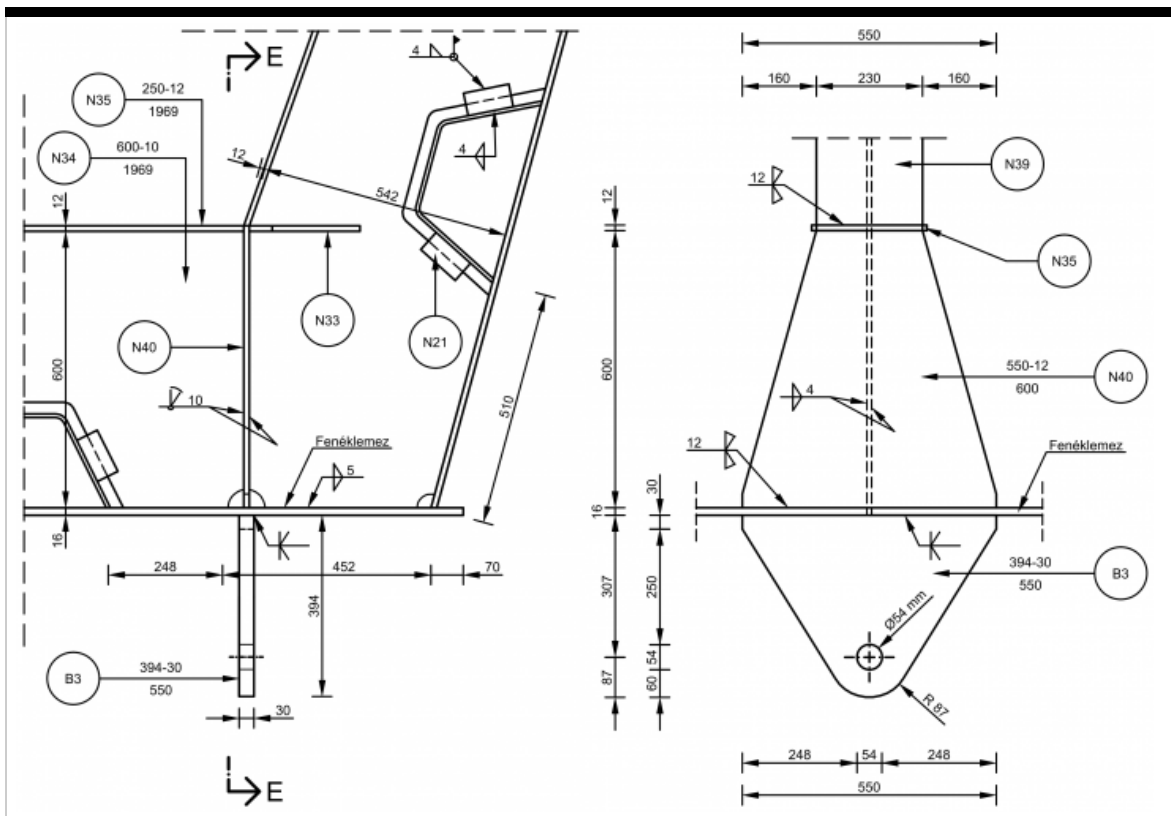
8. ábra

Alternatív megoldások – hosszirányban fix támasz kialakítása. a) BRB elem alkalmazása. b) Hagymányos saru, pillérmegerősítéssel



9. ábra

Pillér-felszerkezet kapcsolat kialakítása BRB elemmel. a) oldalnézet. b) keresztartó részlet. c) E-E metszet



4. Utólagos megerősítés

Vizsgáljuk egy ötnyílású, nyílásonként 75 m támaszközű, acél szekrény felszerkezetű, folytatólagos közúti híd utólagos megerősítését. A szerkezet kialakítása az előzőekhez hasonlatos; további adatait lásd Dani (2010) diplomamunkájában.

A mintapéldában feltételezzük, hogy a teherbírési határállapotban méretezett szerkezet földrengésre nem felel meg: a hosszirányban fix támasznál a pillértő és az alapozás kihasználtsága rendre 220% és ~400%.

Vizsgáljuk az alábbi megerősítési módokat:

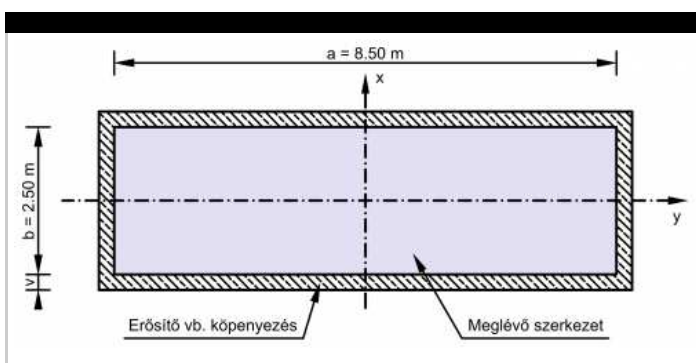
- hosszirányú fix támasz kialakítása több pilléren,
- pillér és alapozás megerősítése,
- csillapító eszköz alkalmazása.

A több pilléren kialakított fix támasz a szerkezet globális merevségét jelentősen megnöveli, melynek következtében a hosszirányú domináns lengésalak periódusideje lecsökken, a földrengéstéher megnövekszik. Ezt a megnövekedett terhet ugyan több pillér veszi fel, esetünkben mégsem nyújt ez megoldást, mert a többi pillért korábban nem méretezték jelentős hosszirányú hatásokra. További problémát jelenthet a felszerkezet gátolt hőmérsékleti alakváltozásból fellépő, jelentős, a szeizmikus terhek nagyságrendjébe eső erők. A probléma feloldható a fix lekötéseket helyettesítő, lassú alakváltozásokat engedő dugattyús elemek alkalmazásával. Ezek az elemek azonban relatíve költségesek.

A második variáns szerint a pillér betonköpenyezéssel, az alapozás alácölöpözéssel megerősíthető. A vasbeton pillér teherbírásának biztosítására 40 cm széles betonköpeny alkalmazása indokolt (10. ábra). Az eredeti alapozás teherbírása messze elmarad a szükségestől. Az utólagos alapozás-megerősítés rendkívül költséges megoldás.

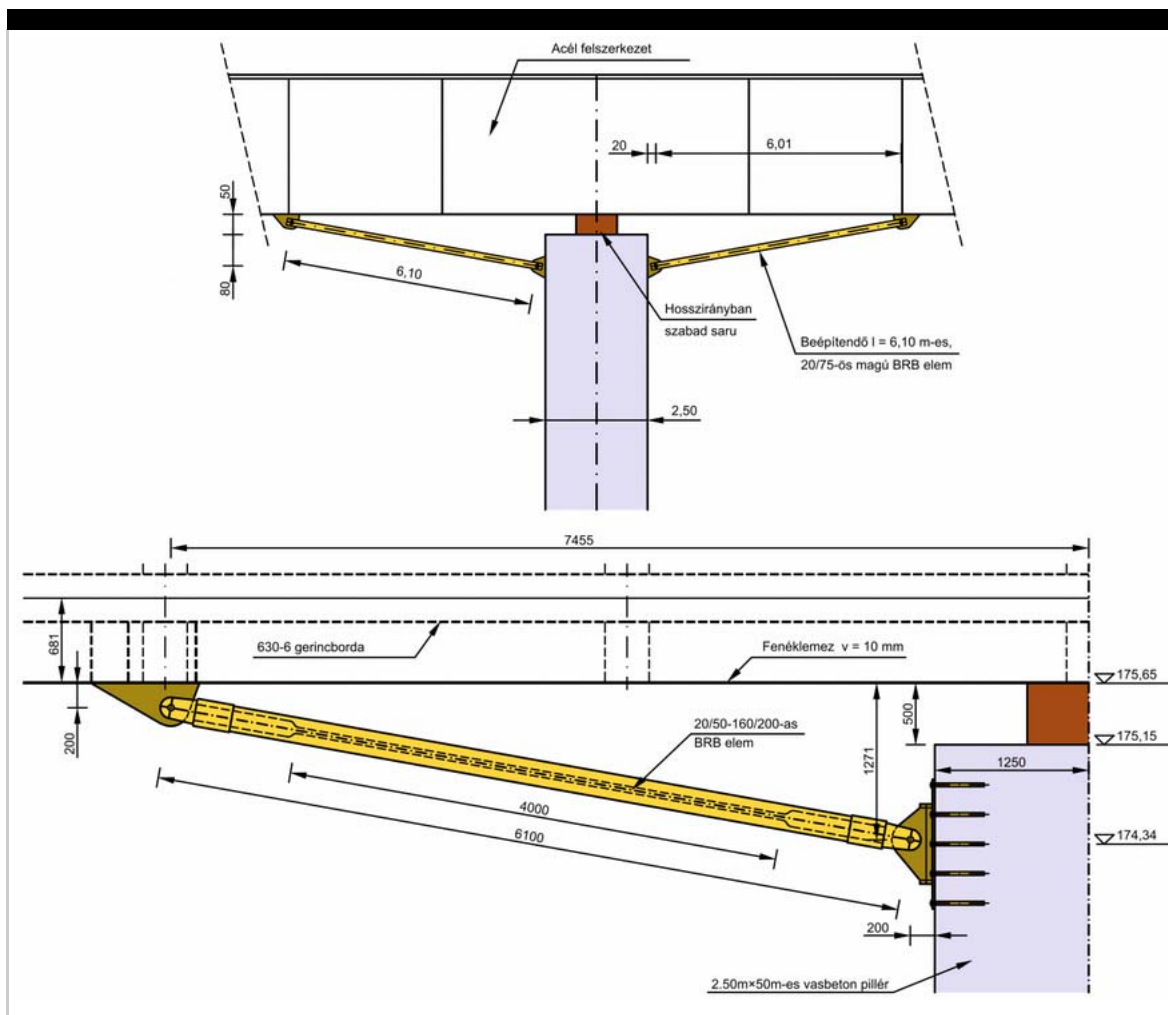
A harmadik variánsban a korábbiakban is bemutatott nem-lineáris csillapítóval felülről lehatárolhatjuk az alépfémnyre adódó terheket, így a meglévő pillérszerkezet és alapozás megerősítése nem szükséges. A pillér határerejére tervezett kapcsolatot 4 db, 10 cm² magkeresztmetszetű (235 kN névleges teherbírású), 6,1 m hosszú (4 m hatékony hosszúságú) BRB elemmel alakíthatjuk ki (11. ábra). A kialakuló képlékeny deformációk kezelhető mértékűek.

Utóbbi megoldás minimális beavatkozást igénylő, költséghatékony megerősítési módnak bizonyul. Hangsúlyozzuk, hogy alkalmazhatóságának az elem deformációs képessége, valamint a kialakuló felszerkezet-elmozdulások mértéke szab határt. A piacon számos egyéb típusú, az adott feladathoz specifikusan illeszthető csillapító eszköz érhető el.



10. ábra

Pillér betonköpenyezéses megerősítése



11. ábra

Pillér-felszerkezet kapcsolata BRB csillapítóval

5. Összefoglaló megállapítások

Cikkünkben a szeizmikus hatásokra érzékeny hídstruktúrák állékonyságának biztosítására alkalmazható megoldásokkal foglalkoztunk, három esettanulmány ismertetésének segítségével. A bemutatott vizsgálatok az alábbi megállapításokat illusztrálják.

Hídjaink szeizmikus viselkedés szempontjából kritikus pontjai jellemzően a saruk, az alépítmények, az alapozás. A hagyományos módon – pusztán teherbírási határállapotra, a földrengési hatások elhanyagolásával – tervezett szerkezet földrengésre történő megerősítése szükséges lehet.

A modális válaszspektrum analízis jelentős mértékben túlbecsülheti a kialakuló földrengés terheket. A szeizmikus ellenállás ellenőrzése alapjául szolgáló számított hatások csökkenthetők fejlett analízis módszerek (lineáris vagy nem-lineáris dinamikai – time-history analízis) alkalmazásával. A szeizmikus ellenállás kihasználtságában akár 30-50% csökkentés is elérhető ilyen módon. Amennyiben a kihasználtság ennél is nagyobb, a hagyományos megerősítési módok (pl. betonköpenyezés) mellett/helyett gazdaságos megoldást érhetünk el

csillapítók, szeizmikus szigetelés alkalmazásával. Utólagos megerősítés esetén a beavatkozás mértéke is minimalizálható (pl. elkerülhető az alapozás megerősítése). A példák alátámasztják, hogy a hazai, moderált szeizmicitású környezetben is van létjogosultsága a csillapítók, speciális földrengésvédelmi eszközök alkalmazásának.

Hangsúlyozzuk, hogy bár példáinkban egy adott típusú, nem-lineáris elmozdulás-függő csillapító elemet alkalmaztunk, célunk csupán a földrengésvédelmi eszközök alkalmazhatóságának illusztrálása volt. Csillapítók, szeizmikus szigetelő eszközök rendkívül széles választéka érhető el a piacon, és az adott feladathoz specifikusan választhatjuk ki a legmegfelelőbb földrengésvédelmi eszközt.

6. Felhasznált irodalom

Dani B. (2010) Folytatólagos többtámaszú híd utólagos megerősítése földrengésre. Diplomamunka. BME Hidak és Szerkezetek Tanszék, Budapest.

Magyar Útügyi Társaság (2004) Útügyi Műszaki Előírás – ÚT 2-3.401 Közúti hidak tervezése, Általános előírások

MSZT (2008) MSZ EN 1998-1:2008 Eurocode 8: Tartószerkezetek tervezése földrengésre. 1. rész: Általános szabályok, szeizmikus hatások és az épületekre vonatkozó szabályok

MSZT (2006) MSZ EN 1998-2:2006 Eurocode 8: Tartószerkezetek tervezése földrengésre. 2. rész: Hidak

Martinovics K. (2010) Csillapító berendezések alkalmazása hazai gerendahidak szeizmikus méretezésében – Numerikus modellezés. TDK dolgozat. BME Hidak és Szerkezetek Tanszék.

Martinovich K. (2011) Többtámaszú folytatólagos gerendahíd tervezése földrengésre. BSc diplomamunka. BME Hidak és Szerkezetek Tanszék, Budapest.

Simon J. (2012) Numerical model development for seismic assessment of continuous girder bridges. Proc. Conf. of Junior Researchers in Civil Engineering, pp. 216-224. Budapest, Hungary.

Simon J., Vigh L. G. (2012) Seismic assessment of Hungarian highway bridges – A case study. Proc First Intl Conf PhD Students in Civil Engineering. Kolozsvár, Románia, 2012.11.04-2012.11.07. pp. 155-162.

Tóth L., Győri E., Mónus P., Zsíros T. (2006) Seismic Hazard in the Pannonian Region, In: The Adria Microplate: GPS Geodesy, Tectonics, and Hazards, Springer Verlag, NATO ARW Series, vol. 61, pp. 369-84

Vigh L. G., Dunai L., Kollár L. P. (2006) Numerical and design considerations of earthquake resistant design of two Danube bridges, Proc. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, p10

Vigh L. G. (2012) Szeizmikus méretezési koncepció Magyarországon – Rugalmas méretezés vagy kapacitástervezés? Magyar Építőipar 2012/6, pp. 215-21

Ed. Vigh L. G. Rugalmas és disszipatív szeizmikus méretezési koncepció moderált szeizmitású területen. Kutatási jelentés. BME Hidak és Szerkezetek Tanszék, Budapest (2012) (megjelenés alatt)

Zsarnóczy Á. (2010) Magyarországi típushidak szeizmikus viselkedése. Diplomamunka. BME Hidak és Szerkezetek Tanszék, p. 111

Zsarnóczy Á. (2012) Seismic Performance evaluation of buckling restrained braces and frame structures. Proc. 9th fib Intl PhD Symposium in Civil Engineering. Karlsruhe, Németország, 2012.07.22-2012.07.25. pp. 195-200.

Zsarnóczy Á., Vigh L. G. (2012) Kihajlásbiztos merevítőrudak kísérleti vizsgálata. Magyar Építőipar 2012/6, pp. 222-30.

Zsarnóczy Á., Vigh L. G., Kollár L. (2013) Magyarországi közúti gerendahidak szeizmikus viselkedésének vizsgálata. Magyar Építőipar 2013/2 (megjelenés alatt)

Hozzászólás

* Név

* Email

Honlap

Hozzászólás

Hozzászólás elküldése

Bejegyzések

Galéria

Impresszum

Interjúk

Könyvajánló

Témakörök

© **Copyright Útügyi Lapok** 2013 • *Minden jog fenntartva.*



A pályaszerkezet merevségének hatása a behajlási teknő alakjára

Primusz Péter, Markó Gergely, Péterfalvi József, Tóth Csaba

2012. november 14.

Kivonat

The paper introduces a new method for calculating the elastic moduli of the pavement layers. The method requires only two input parameters: the thickness of the upper „bound” layer and the falling weight deflectometer (FWD) measurement data. The authors developed a continuously differentiable regression function, which can be applied to describe the shape of the deflection bowl. Additional parameters of the deflection bowl (e.g. radius of curvature, position of the inflexion point) can be calculated based on the regression function. FWD measurements were simulated running the „BISAR” software on different pavement variations. Outputs of the simulations were further processed with own developed software. As a result, a series of diagrams were elaborated, by which the elastic moduli of the pavement layers can be determined.

1. Bevezetés

A forgalom a járművek abroncsain keresztül adja át terhelését a pályaszerkezetnek. Ennek hatására függőleges igénybevételek (nyomó, ütő, rázó, hajlító, szívó stb.) és a vízszintes erőhatásokból (fékezésből, gyorsításból, koptatásból stb.) származó nyíró igénybevételek jelennek meg (Kosztka, 2009). Ezen feszültségek az egyes pályaszerkezeti rétegekben eltérő hatást fejthetnek ki, ilyenek a rugalmas és a plasztikus (maradandó) alakváltozás, a törés és a szerkezeti átrendeződés (Boromisza, 1976). Mindezen szerkezeti változások összessége a burkolat felszínén alakváltozásokban jelentkezik, vagyis kialakul az úgynevezett behajlási teknő vagy deformációs felület.

A kialakuló deformációk mérésére több módszert dolgoztak ki. Jelenleg a csillapított rezgéskeltésen alapuló mérési eljárások terjedtek el. Ezeket összefoglaló néven nehézejtősúlyos behajlásmérő (Falling Weight Deflectometer, FWD) eszközöknek nevezzük. Ezek az impulzussal operáló behajlásmérő berendezések általában egy lökésállítóval ellátott tárcsára – a helyzeti energia felhasználásával – adott magasságból adott tömeget ejtenek le és a kialakuló elmozdulásokat rögzítik. A vizsgálat alatt rögzített behajlási teknő lényegesen több információt szolgáltat a pályaszerkezet pillanatnyi állapotáról mint (csak önmagában) a központi behajlás, így pontosabban határozható meg annak teherbírása, hátralévő élettartalma és a szükséges erősítőréteg vastagsága. Egy adott pályaszerkezet esetében az alkalmazandó rehabilitációs eljárás kiválasztása pedig igen nagy gazdasági jelentőséggel bír. A pályaszerkezet állapotának megfelelő ismerete nélküli döntéshozatal igen költséges lehet. Pontosan ezért fontos, hogy a mért elmozdulások elemzésével olyan többletinformációhoz jussunk, ami a döntést megkönnyíti a gyakorló mérnök számára. Munkánkat ezzel a szemlélettel kezdtük el és eredményeinket jelen tanulmányban foglaltuk össze.

2. Anyag és módszer

2.1. A deformációs vonal közelítése függvényekkel

A teherbírás megítéléséhez szükséges behajlásméréskor a terheléstől csak bizonyos távolságokra mérjük és rögzítjük a kialakult elmozdulásokat. Ez szükségessé teszi, hogy a diszkrét mérési

pontokra függvényt illesszünk és így teljes képet kapjunk a kialakult elmozdulásokról. A deformációs vonal alakját leíró függvények alkalmazása azért is célszerű, mert viszonylag egyszerű számításokkal lehetséges azokat a geometria tulajdonságokat meghatározni, amelyek a terhelte pályaszerkezet szempontjából fontosak.

A bányászat hatására kialakuló felszíni süllyedések miatt (pl. alagútépítés) már korán kidolgoztak összefüggéseket a jelenség leírására. A legtöbb szerző (*Aversin, Martos, Beyer, Bals*, stb.) a *Gauss*-féle haranggörbéhez hasonló függvényalakot javasolt (Fazekas, 1978). Útpályaszerkezetek deformációs vonalának leírására Hothan és Schäfer (2004) összefoglaló munkájában találhatunk javaslatokat.

Hossain és Zaniewski (1991) a külső terhelés hatására kialakuló alakváltozás közelítésére exponenciális függvényt használt fel:

$$D(x) = ae^{bx} \quad (1)$$

ahol:

x = távolság a terhelés középpontjától.

a és b = paraméterek.

Vizsgálataik alapján a felsőbb és merevebb rétegek hatása az a paraméter csökkenésében, míg a mélyebben fekvő nagyszilárdságú rétegek hatása a növekvő b értékben mutatkozik meg. Az a és b együtthatók tehát az útpályaszerkezet szilárdsági jellemzőinek függvénye. Az exponenciális függvény magas korreláció mellett képes az FWD méréseket közelíteni, de a behajlási teknő természetes alakját nem tudja visszaadni. Alkalmazása ezért még magas korreláció mellett sem helyes.

Jendia (1995) kísérletet tesz a teljes deformációs vonal leírására oly módon, hogy a deformációs vonal középső tartományában ($0 \leq x \leq r$) az exponenciális függvényt egy hatodfokú polinommal helyettesíti:

$$D(x) = \begin{cases} c_3x^6 + c_2x^4 + c_1x^2 + c_0 & 0 \leq x \leq r \\ ae^{bx} & x \geq r \end{cases} \quad (2)$$

Az ismeretlen paraméterek közül Jendia először az a és b értékét határozza meg. A függvények kapcsolódási pontjánál a második derivált azonosságát, vagyis a görbület folytonosságát írja elő. Ezért három kényszerfeltétel áll szemben a c_3 , c_2 , c_1 és c_0 paraméterrel. Az utolsó független változót az FWD készülék második illetve harmadik szenzorán mért értékek és a számított elmozdulások különbségének minimalizálásával, iteratív módon állítja elő. Jendia módszere a magas számításgényéhez képest is csak alacsony egyezést képes elérni az adatpontokkal (1. ábra).

Grätz (2001) a behajlási teknő leírását egyetlen összefüggéssel teszi lehetővé:

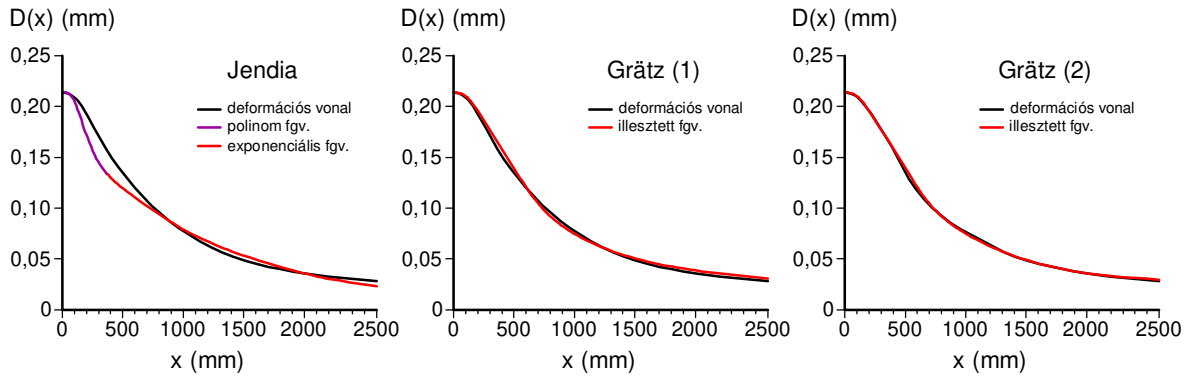
$$D(x) = \frac{w_a + w_b x^2}{1 + w_c x^2} \quad (3)$$

A javasolt racionális törtfüggvény¹ segítségével a teljes teknőt jellemző három együttható kifejezhető (1. ábra. Grätz (1)). A mért eredményekkel való egyezés tovább növelhető, ha a polinom fokszámát a negyedik hatványra növeljük:

$$D(x) = \frac{w_a + w_b x^2 + w_c x^4}{1 + w_d x^2 + w_e x^4} \quad (4)$$

A módosított racionális törtfüggvénnyel magasabb korreláció érhető el, de az egyenlet együtthatóiból a rétegparaméterekre nem lehet következtetni, mivel a koefficiensek különbözőképpen függenek az összes rétegtől (1. ábra. Grätz (2)). A gyakorlat számára a deformációs vonal leírására olyan függvényalak alkalmazása célszerű amelynek segítségével levezethető olyan teknőparaméter mely az útpályaszerkezet egy speciális rétegét jellemzi (pl. görbületi sugár).

¹A racionális törtfüggvény a valós számok halmazának olyan önmagára való leképezése, amelyben a hozzárendelést két polinom hányadosával adjuk meg.



1. ábra. Eltérő függvényillesztések összehasonlítása (Hothan és Schäfer, 2004).

Dähmert (2005) dolgozatában két függvényalakot mutat be a francia irodalomból (Ph. Leger és P. Autret) amik jó egyezést mutatnak az elméleti deformációs vonallal:

$$D(x) = D_0 e^{-(x^2/b)} \quad (5)$$

és

$$D(x) = D_0 \frac{a}{x^2 + a} \quad (6)$$

ahol:

D_0 = maximális elmozdulás a terhelés tengelyében.

A (6) összefüggést eredetileg a Lacroix-mérések feldolgozásához fejlesztették ki. Szerkezetében pedig az *Agnesi*²-féle (ejtsd: Anyeszi) síkgörbéhez hasonló (Scharnitzky, 1989).

Cser (1961) már közvetlenül a kerékterhelés alatt kialakuló deformációk modellezéséhez használja fel a (6) összefüggést $a = 3r^2$ helyettesítés mellett:

$$D(x) = D_0 \frac{3r^2}{x^2 + 3r^2} \quad (7)$$

ahol:

r = az egyenletesen megoszlónak és köralakúnak vett terhelt felület sugara.

A görbének a terhelés szélén ($x = r$) inflexiós pontja van. Az összefüggés csak korlátozottan képes lekövetni a kialakuló deformációkat, mivel az inflexiós pont rögzített.

2.2. A deformációs vonal közelítése mechanikai összefüggések alapján

A Boussinesq-féle feszültségképletekből kiindulva levezethető $d = 2r$ átmérőjű hajlékony köralap középpontja alatti D_0 süllyedés, vagy lehajlás értéke (Nemesdy, 1985):

$$D_0 = \frac{2pr}{E_e} (1 - \mu^2) \quad (8)$$

ahol:

D_0 = a terhelés tengelyében mért függőleges elmozdulás [mm].

E_e = a rugalmas féltér modulusa [MPa].

p = felületi terhelés [MPa].

r = a terhel tárcsa sugara [mm].

μ = a Poisson-féle tényező [-].

²Maria Gaetana Agnesi (Milánó, 1718. május 16. – Milánó, 1799. január 9.) olasz nyelvész, matematikus és filozófus, a Bolognai Egyetem tiszteletbeli tagja.

A központi lehajlás mellett Odemark a szokásos módon terhelt E_e modulusú rugalmas féltér deformációs vonalát is számította az $y = f(p, r, E_e)$ függvény segítségével. Ennek a $x = 0$ helyen vett második differenciálhányadosa jól közelíti a görbület értékét. Az R_0 görbületi sugár így tehát egyrétegű féltér esetén a következő képlettel számítható (Nemesdy, 1985):

$$R_0 = \frac{E_e r}{p(1 - \mu^2)} \quad (9)$$

Mind a két összefüggés azonos eredményt szolgáltat homogén végtelen féltér esetén, így belátható, hogy a központi lehajlás és a görbületi sugár között függvénykapcsolat áll fent. Vegyük a fenti két egyenlet által szolgáltatott egyenértékű modulus hányadosát:

$$c = \frac{2r^2}{R_0 D_0} \quad (10)$$

ahol a c tényező a modulusok hányadosát fejezi ki, ami homogén végtelen féltér esetén $c = 1$. A homogén féltér felületén kialakuló deformációk meghatározása Boussinesq elméletével igen hosszadalmas számítást igényel, ezért ennek egyszerűsítése érdekében egy közelítő függvény felvétele célszerű. A közelítő függvény felírásánál pedig a geometriai korlátozásokból vagyis peremfeltételekből kell kiindulni. A bemutatott összefüggések alapján a következő feltételek fogalmazhatóak meg: $x = 0$ ahol $D(x) = D_0$, és a keresett $D(x)$ függvény második deriváltja $D''(x) \approx 1/R_0$ az $x = 0$ helyen. Ezen felül a meghatározott D_0 és R_0 értékekre teljesülni kell (10) mechanikai feltételnek is. A feltételeket kielégítő függvény keresésénél a Cser (1961) által javasolt függvényalakból indultunk ki:

$$D(x) = D_0 \frac{d^2}{c \cdot x^2 + d^2} = D_0 \frac{1}{c \left(\frac{x}{d}\right)^2 + 1} \quad (11)$$

A javasolt függvényben c az úgynevezett *alaktényező* mely a deformációs vonal alakját befolyásolja (Primusz és Tóth, 2009; Primusz és Markó, 2010). A közelítő függvény valóban kielégíti az $x = 0$ és $D(x) = D_0$ feltételt, ez könnyen belátható. A behajlási teknő alakjának felírása után rátérhetünk a görbületi sugár meghatározására. A $D = D(x)$ függvény tetszőleges pontjához tartozó simuló kör görbületi sugarát a $\kappa(x) \approx D''(x)$ összefüggéssel becsültük:

$$\kappa(x) \approx \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(\frac{D_0 4r^2}{cx^2 + 4r^2} \right) = 8 \frac{D_0 r^2 c (3cx^2 - 4r^2)}{(cx^2 + 4r^2)^3}$$

A görbület negatív előjele azt fejezi ki, hogy pozitív hajlító nyomaték esetén a görbületi sugárral jellemzett simuló kör középpontja (0 pont) a rúdtengely $-D$ irányítású oldalára esik. A görbület változását a 2. ábra mutatja be.

A minimális görbületi sugár $x = 0$ helyen

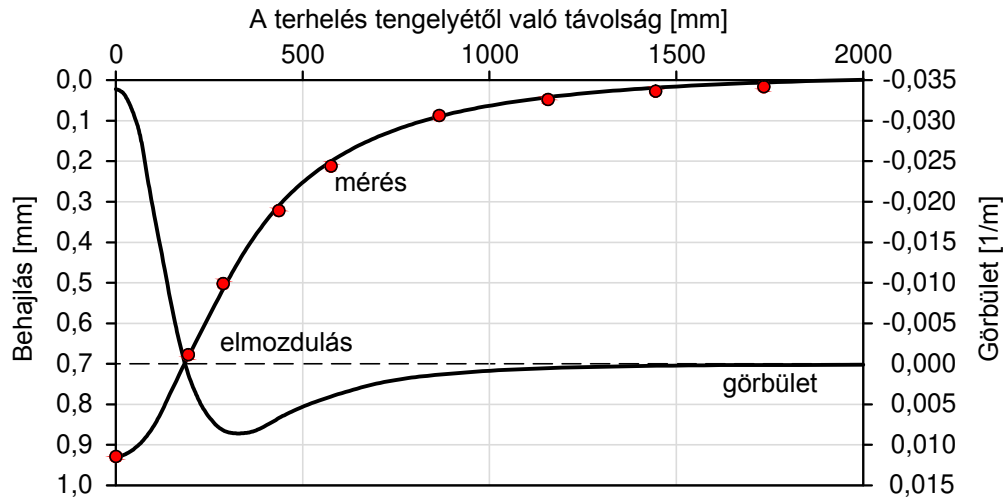
$$R_0 = \frac{2r^2}{D_0 c} \quad (12)$$

Láthatjuk, hogy a (10) mechanikai feltétel is teljesül, így a felvett függvény jó közelítése a mechanikai úton meghatározott deformációs vonalnak.

2.3. A kötött réteg alján ébredő nyúlás becslése

A deformációs vonalra illesztett függvényből levezetett görbületi sugár és a burkolatvastagság ismeretében a kötött rétegek alján jelentkező megnyúlásokat jól lehet becsülni az alábbi képlettel:

$$\varepsilon = \frac{h}{2R_0} = c \cdot D_0 \frac{h}{4r^2} \quad (13)$$



2. ábra. A behajlási teknő és a görbület változása a terhelés tengelyétől távolodva.

ahol:

ε = a fajlagos alakváltozás a terhelés tengelyében.

h = a kötött réteg vastagsága.

R_0 = a görbületi sugár a terhelés tengelyében.

A kötött rétegre előírt feltételek csak akkor teljesülnek, ha a Hooke-törvény fennáll és a rugalmassági modulus nyomásra és húzásra is egyforma (Primusz és Tóth, 2009).

2.4. Számítógépes szimuláció a BISAR szoftverrel

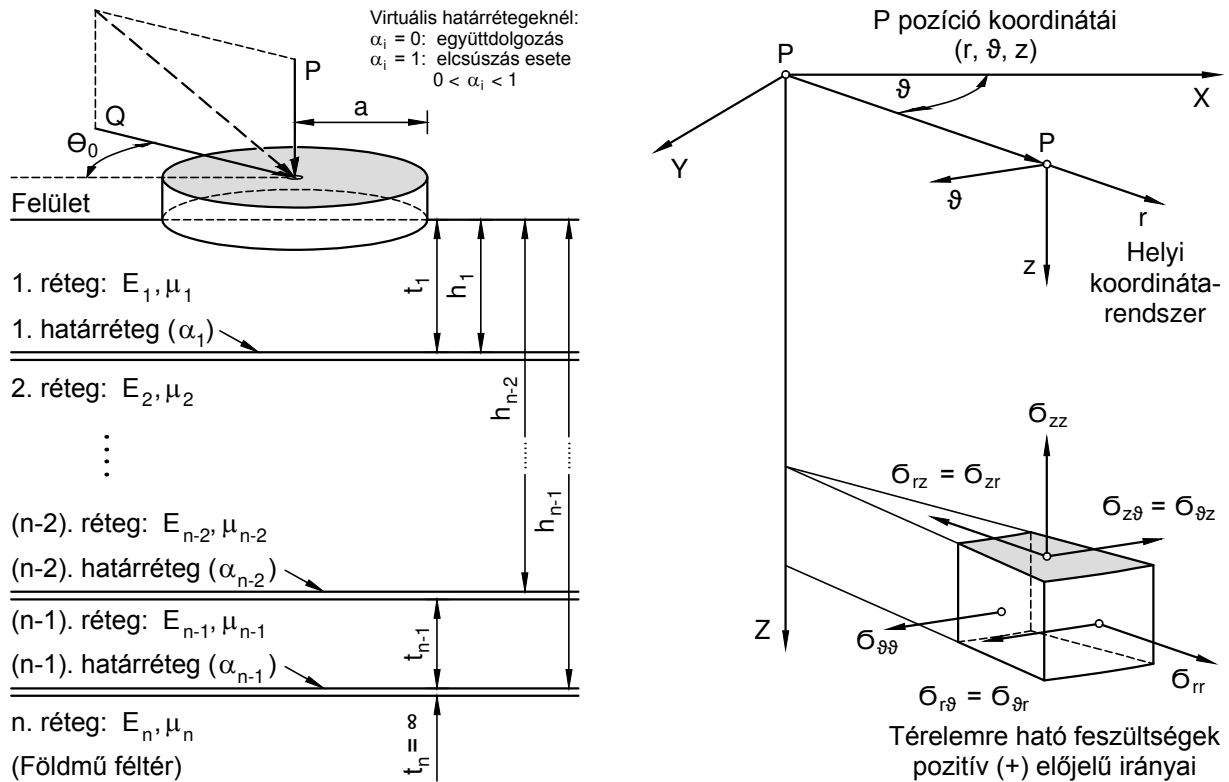
A szimuláció alapvetően olyan vizsgálat, amikor egy folyamat fizikai vagy számítógépes modelljén keresztül tanulmányozzák a rendszer várható, illetve valódi viselkedését. A szimulációs modell alkalmazásával képesek vagyunk a rendszer modelljét megfelelő bemenetekkel ellátni, működtetni és a kimeneteket megfigyelni.

Az útpályaszerkezetek szimulációs vizsgálatán keresztül megfigyelhető, hogy az FWD készülékekre jellemző külső terhelés hatására milyen alakváltozások alakulnak ki az elmozdulásokat rögzítő szenzorok helyén. Valamint, hogy milyen mértékű igénybevételek jelentkeznek az egyes szerkezeti rétegekben. A szimuláció segítségével a valóságos útpályaszerkezeteken rögzített behajlási vonalak is nagyobb információ tartalommal ruházhatóak fel és így pontosabb pályaszerkezet-diagnosztikát tesznek lehetővé.

2.4.1. A szimulációs modell felállítása

Jelenleg az útpályaszerkezetekben keletkező igénybevételek meghatározásának az egyik legelterjedtebb és leginkább elfogadott módja a számítógépes programok alkalmazása. Az egyik legrégebbi és legtöbbet hivatkozott szoftver a SHELL Kutatóközpont által kifejlesztett BISAR (Bitumen Stress Analysis in Roads). A programmal feszültséget, megnyúlást és elmozdulást lehet számolni egy függőleges erővel terhelt rugalmas többrétegű rendszerben. A rétegeket a rétegvastagság, a rugalmassági modulus, a Poisson-féle tényező valamint a rétegek határán értelmezett tapadás jellemzi. Az egész rendszert legalul egy végtelen rugalmas féltér támasztja alá (3. ábra).

A szimuláció végrehajtásához a BISAR program DOS-os változatát használtuk fel, mert így – a kiindulási adatfájlok generálása után – a számításokat kötegelten lehetett futtatni. Az adatfájlokat tartalmazták az egy menetben számítandó pályaszerkezetek felépítését (rétegek száma, vastagsága, modulusa, stb.), a terhelés nagyságát és helyét, illetve azon pontok koordinátáit,



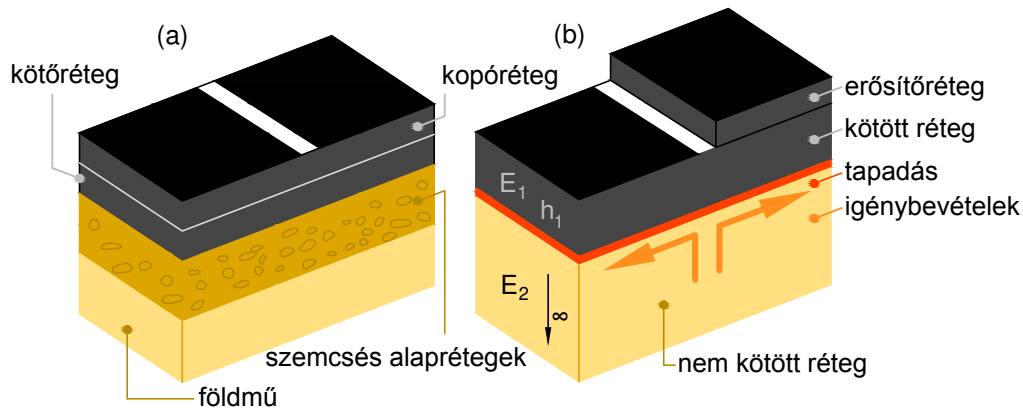
3. ábra. A BIZAR program elvi háttere.

ahol az igénybevételek és elmozdulások számítása szükséges. A BIZAR-szimuláció két- és háromrétegű rendszer esetén futott le.

2.4.2. A szimulációban felhasznált pályaszerkezet modellek

Az útpályaszerkezeteket felépítő rétegek alapvetően három fő csoportba sorolhatók: földmű (szükség szerint fagyvédő és/vagy javítórétegekkel együtt), alapréteg és burkolati réteg. Minden egyes csoport további rétegekre bontható, így átlagosan egy valóságos útpályaszerkezet 3–5 rétegből épül fel (4 a) ábra). Az egyes rétegek anyagukat tekintve lehetnek kötőanyag nélküli vagy bitumenes (esetleg hidraulikus) kötőanyag tartalmúak. Mivel a legtöbb pályaszerkezeti modell az anyagtulajdonságokat csak a rugalmassági modulus és a Poisson-féle tényező segítségével képes figyelembe venni, a rétegszám növelése helyett célszerű a kötőanyag nélküli és a kötőanyagot tartalmazó rétegeket összevonni és együttesen kezelni. Ennek megfelelően beszélhetünk kötött és nem kötött pályaszerkezeti rétegekről (4 b) ábra). Az útszerkezet viselkedési modellek az egyes rétegek között értelmezett együttdolgozást is figyelembe képesek venni. A kötőanyag nélküli szemcsés rétegek és a kötőanyagot tartalmazó burkolati rétegek között teljes elcsúszással, míg megerősítés esetén – a régi és az új burkolati réteg között – teljes tapadással érdemes számolni. Még akkor is, ha ez kedvezőbb (kiseb) igénybevételeket okoz a régi aszfaltrétegek esetében.

A szimuláció alatt a meglévő útpályaszerkezetek viselkedését kétrétegű rendszerekkel, míg az útpályaszerkezet megerősítést háromrétegű rendszerekkel vizsgáltuk. A kétrétegű rendszerek a meglévő útpályaszerkezetek idealizált modelljei, amelyekben az alsó réteg a kötőanyagot nem tartalmazó szemcsés réteget és a földművet, míg a felső kötött réteg a burkolati réteget jellemzi. A kötött és a nem kötött rétegek között súrlódásos elcsúszás valószínűsíthető. A kétrétegű pályaszerkezet-modellek esetében a felső, kötött réteg modulusa 1000 és 8000 MPa között, az alsó, nem kötött feltér modulusa pedig 20 és 500 MPa között változott. A minimális és maximális modulusok között mindkét réteg esetében 12 értéket vettünk fel, a felvett értékek közötti tartomány logaritmikus felosztásával. A felső, kötött réteg vastagsága 50 és 500 mm



4. ábra. A szimulációban vizsgált pályaszerkezet modellek szerkezete.

Modell	Nr.	Modulus	Var.	Poisson	Vastagság	Var.	Tapadás	Összesen
Kétrétegű	1	20–500	12	0,5	Végtelen	-	1	1 008
	2	1000–8000	12	0,5	50–500	7		
Háromrétegű	1	20–500	12	0,5	Végtelen	-	1	15 552
	2	1000–8000	12	0,5	50–300	6		
	3	5000–15000	3	0,5	20–120	6	0	

Magyarázat: Rétegsorszám (Nr.) alulról felfelé, Rétegmodulus (Modulus [MPa]), Variáció (Var. [db]), Poisson-tényező [-], Vastagság [mm], Tapadás [0: teljes tapadás, 1: súrlódásos elcsúszás], Összes variáció (Összesen [db])

1. táblázat. A szimulációban vizsgált pályaszerkezet modellek paramétereit.

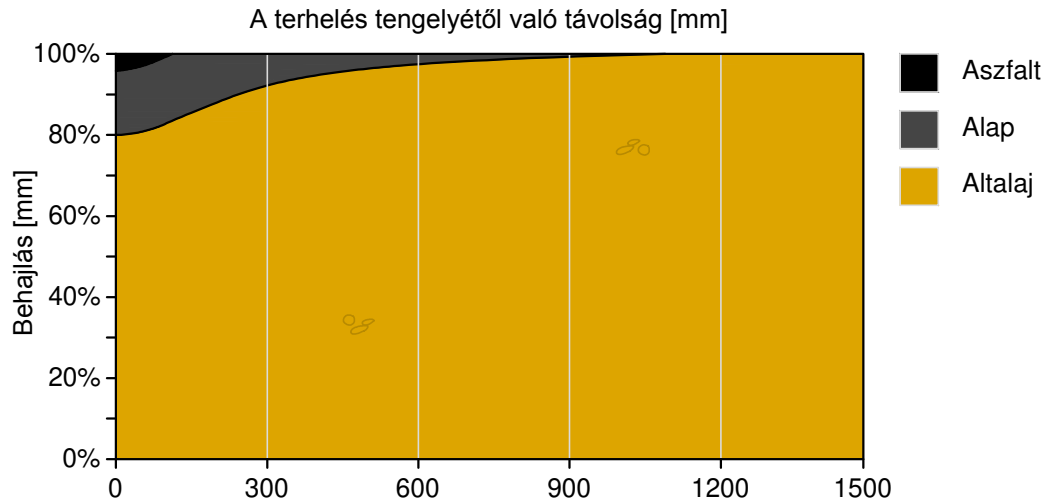
között változott és a vizsgált tartományt itt is logaritmikusan osztottuk fel 7 különböző értéket vizsgálva. Így a kétrétegű rendszereket $12 \times 12 \times 7 = 1008$ db kombinációban vizsgáltuk.

A háromrétegű modellek a kétrétegű rendszerek egy új – erősítésként használt – réteg ráépítése után jönnek létre, és az útpályaszerkezetek teherbírás változása vizsgálható a segítségükkel. A számítások alatt az erősítésként használt új aszfaltréteg merevségi modulusa 5000, 10000 és 15000 MPa volt. Az erősítőréteg vastagságát pedig 2 cm-es lépcsőkben 12 cm-ig növeltük, így összesen 15552 db variáció jött létre (Primusz és Markó, 2010).

A réteg modulus és vastagság mellett a Poisson-féle tényező is eltérő értéket vesz fel különböző anyagok esetében, azonban gyakorlati meghatározása igen nehézkes, mivel értéke feszültség-, illetve hőmérséklet függő (Pethő, 2008). Általános útépitő anyagok esetén értéke általában 0,2 és 0,5 között változhat. A harántkontrakciós tényező változásának hatását részletesen L. Peutz és Korswagen (1973) valamint Tam (1987) vizsgálta. A kutatók arra a megállapításra jutottak, hogy a Poisson-féle tényező változtatása az elsődleges méretezési paramétereket csak kis mértékben befolyásolja. Vagyis a Poisson-féle tényező változtatásának a behajlásokra gyakorolt hatása elenyésző a rétegvastagsághoz vagy a réteg modulusához viszonyítva. Ha a Poisson-féle tényezőt 0,2-ről 0,5-re növeljük a behajlások csupán néhány százalékkal csökkennek (Van Gurp, 1995). A bemutatott kutatások alapján a BISAR szimulációban minden réteg $\mu = 0,5$ értékkel lett figyelembe véve. Ebben az esetben az analitikus összefüggések is nagymértékben egyszerűsödnek, így több okból is praktikus ezt az értéket választani.

2.4.3. Igénybevételek számítása

A BISAR szoftver több terhelést képes figyelembe venni és azok szuperpozícióját számítani. A terhelések és a vizsgálati pontok egy koordináta rendszerben helyezkednek el és tetszőlegesen de-



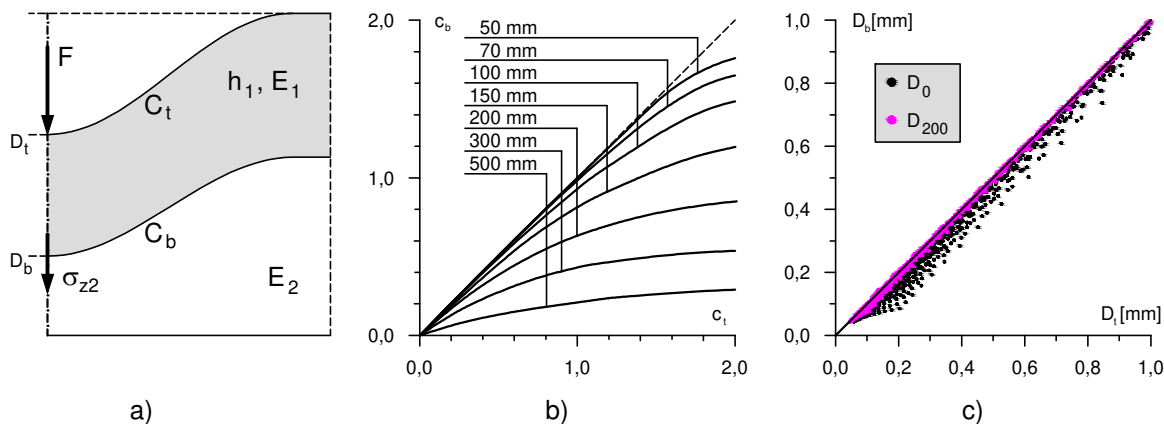
5. ábra. Az egyes rétegek hozzájárulása a felszíni behajláshoz (Van Gurp, 1995).

finiálhatók az x , y , z koordináta számhármassal. A szimuláció alatt $F = 50$ kN nagyságú, egyes kerékterhet vettem figyelembe, amely függőleges irányban a legfelső rétegre hat, és egyenletesen oszlik meg egy $r = 0, 15$ m sugarú hajlékony körtárcsán ($p = 0, 707$ MPa). A vizsgált pontok – a terhelés tengelyétől mért – távolsága pedig megegyezett az FWD készülékek szokásos szenzor-elrendezésével. Az aszfalt burkolatok élettartama szempontjából a legfontosabb igénybevétel az alsó szélső szál megnyúlása a függőleges hajlítóterhelés hatására. Ezért a rögzített pozíciókban nem csak a függőleges elmozdulásokat hanem a kötött rétegek alsó síkján értelmezett megnyúlásokat is vizsgáltuk. A BISAR program futtatása után eredményül kapott szövegfájlokat – egy újabb saját fejlesztésű – programmal értékeltük ki. A BISAR által a burkolat felületén számolt függőleges elmozdulásokra, mint egy FWD mérés eredményére tekintettünk a további elemzéseknél.

3. Eredmények és megvitatásuk

Az értékelés első részében azt vizsgáltuk, hogy egy adott útpályaszerkezet esetében mennyi az egyes rétegek befolyása a kialakuló deformációkra. Ezt a kérdést részletesen tárgyalja Van Gurp (1995) dolgozatában. Az 5. ábra azt mutatja be, hogy egy három rétegű szerkezet egyes rétegei mennyiben járulnak hozzá a felszíni behajlásokhoz (Van Gurp, 1995). Az eloszlás természetesen változik a rétegvastagság vagy a rétegek merevségének módosítása esetén. A dolgozat szerint minél vastagabbak és merevebbek a felső rétegek annál fontosabbá válnak az 5. ábra sötétre színezett területei. Az ábra azt is jól szemlélteti, hogy a teherhordó altalaj befolyásolja leginkább a felszíni behajlások csúcértékét és a terhelés tengelyétől 900 mm-re a mért behajlás már 100%-ban a földmű behajlását reprezentálja. Az is megfigyelhető, hogy ha az altalaj és az alapréteg hatását együttesen kezeljük, akkor a felső kötött (aszfalt) réteg hatása csak a terhelés tengelyétől 300 mm-re terjed ki, vagyis a központi elmozdulásokra fejt ki leginkább a hatását. Ez az elgondolás a BISAR szimuláció segítségével vizsgálható.

A felállított pályaszerkezet modellek esetén a felszíni maximális és a kötött réteg alján megjelenő részleges elmozdulásokat egyaránt számítottam a BISAR szoftverrel. Így szerkezetenként mindkét deformációs vonal rendelkezésre állt. Ezekre az elmozdulásokra a 11 függvényt illesztettem aminek eredményeként kétféle c alaktényező értéket kaptam. Összevetve a két értéket azt mondhatjuk, hogy a felszíni és a kötött réteg alján jelentkező deformációs vonal között a (h) rétegvastagságtól függő eltérés mutatható ki. Ezt a kapcsolatot grafikusán a 6 ábra mutatja be, a felszíni deformációs vonalat a c_t míg a kötött réteg alján lévő a c_b jelöli (6 a) ábra). Minél vastagabb a kötött réteg vastagsága (h) annál nagyobb az eltérés mértéke is (6 b) ábra). Az



6. ábra. A felszínen és a kötött réteg alján ébredő deformációkra illesztett függvény c paraméternének változása.

alaktényezők közötti eltérések az elmozdulások közötti különbségekre vezethetők vissza. Az 1008 db kétrétegű rendszer behajlásait összevetve, csak a központi elmozdulások mutattak mérhető eltérést a 0–1 mm közötti tartományban (a D_0 értékek 70%-a esett ebbe bele). A terhelés tengelyétől távolodva (200–300 mm) pedig már teljesen megegyeztek a felszíni elmozdulások a kötött réteg alján számítottakkal (ez az eredmény is alátámaszta a fejezet elején leírtakat). Vagyis az alaktényezők eltérése főleg a központi behajlás változásával magyarázható, mivel a kötött réteg vastagsága hatással van a réteg saját összenyomódására (6 c) ábra).

Ha most a gyakorlat szempontjából vizsgáljuk az eredményeket és elfogadjuk azt a feltételezést, hogy az útpályaszerkezetek felszínén mért elmozdulások közel azonosak a kötött réteg alján kialakulókkal, azaz $D_t(x) \approx D_b(x)$ akkor a kötött réteg alját jellemző alaktényező (c_b) is jól becsülhető a felszíni mérésekből: $c_t \approx c_b$. Mivel a gyakorlati mérések mindig hibával terheltek, valamint számos olyan tényező van (pl. hőmérséklet) amit a modellezés nem képes számításba venni, a továbbiakban nem teszünk különbséget a kétféle alaktényező között.

3.1. A kétrétegű rendszer elemzése

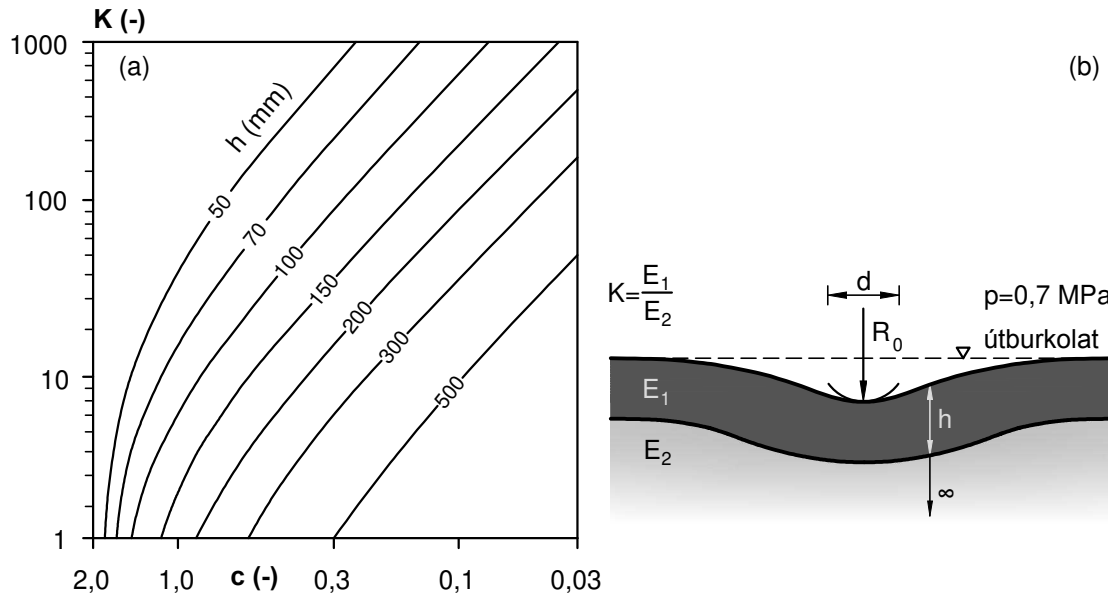
A BISAR szoftver eredményeit felhasználva összefüggést kerestünk a behajlási teknő alakjából levezethető geometriai paraméterek (Primusz és Tóth, 2009) és a kétrétegű rendszer rétegpaméterei között. A vizsgálat kimutatta, hogy a c alaktényező, a rétegmodulusok hányadosa (K) és a kötött réteg vastagsága (h) között igen szoros összefüggés mutatkozik. Az eredmények grafikus feldolgozását a 7. ábra mutatja be. A grafikon segítségével egy adott útpályaszerkezet idealizált kétrétegű modellje – a kötött rétegvastagság ismeretében – visszaszámítható az FWD mérésekből.

A $K = f(c, h)$ függvénykapcsolat statisztikai modelljét két lépésben állítottam fel. A vizsgálatok ugyanis azt mutatták, hogy a modulusok K aránya és az alsó réteg tetején ébredő σ_{z2} nyomófeszültségek között a 7. ábrához hasonló kapcsolat áll fent. Mivel a K és σ_{z2} értékek nem függenek az elmozdulásokra illesztett függvény pontosságától – vagyis a c alaktényezőtől – így célszerű először csak ezt a kapcsolatot leírni. A legjobb eredményt az alábbi modell adta

$$Y = \frac{a}{b \cdot X^c + 1} \quad (14)$$

a következő helyettesítés mellett: $Y = \sigma_{z2}$ és $X = h^d \sqrt{K}$. A modell a , b , c és d paramétereit a STATISTICA programmal határoztuk meg:

$$\sigma_{z2} = \frac{0,8}{20,816 \cdot (h^{1,4} \sqrt{K})^{1,393} + 1} = \frac{0,8}{20,816 \cdot h^{1,95} K^{0,70} + 1} \quad (15)$$



7. ábra. Az alaktényező és a rétegmodulusok aránya közötti összefüggés

A illeszkedés pontosságát jól mutatja az igen magas $R^2 = 0,9977$ érték. Ezután a c alaktényező valamint a σ_{z2} érték között kerestünk kapcsolatot. Egyértelmű polinomiális összefüggés mutatkozott $R^2 = 1$ mellett:

$$\sigma_{z2} = 0,0392c^6 - 0,2749c^5 + 0,6907c^4 - 0,8332c^3 + 0,5424c^2 + 0,2588c \quad (16)$$

Az értékpárok grafikus ábrázolása után a hatodfokú polinom egy egyenessel is jól közelíthető volt anélkül, hogy az illeszkedés mértéke gyakorlatilag csökkenne ($R^2 = 0,9954$):

$$\sigma_{z2} \approx 0,4205 \cdot c \quad (17)$$

A 17. összefüggést behelyettesítve a 15-be kapjuk meg a keresett kapcsolatot:

$$c \approx \frac{1,9}{20,816 \cdot h^{1,95} K^{0,70} + 1} \quad (18)$$

vagy átrendezve K -ra

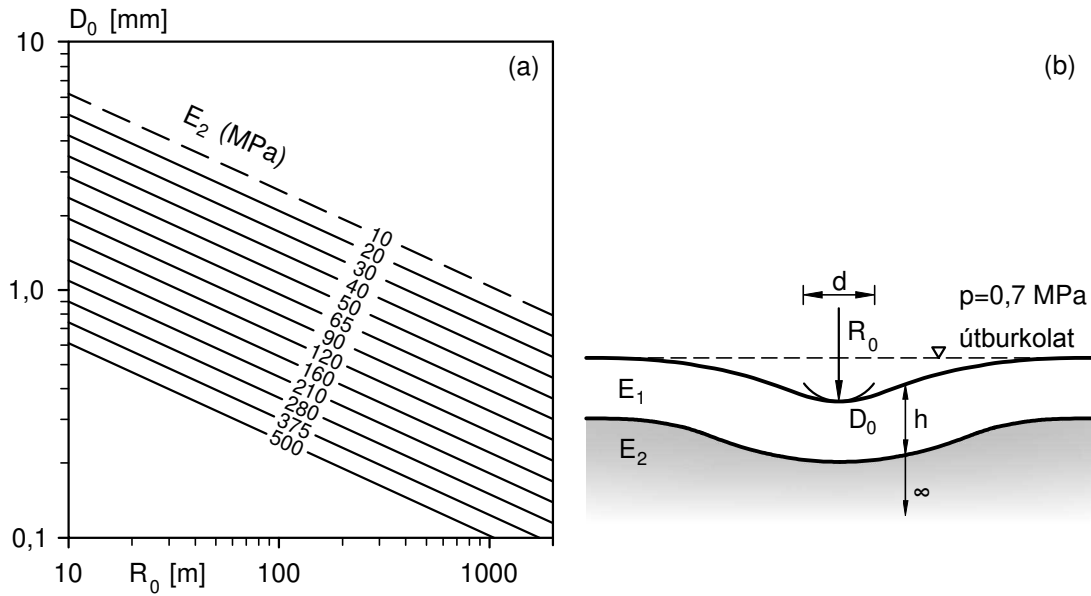
$$K \approx 0,0131 \left[h^{-1,95} \left(\frac{1,9}{c} - 1 \right) \right]^{1,428} \quad (19)$$

az így megkapott K tényező a rétegek egymáshoz viszonyított merevségét fejezi ki.

3.1.1. A szemcsés rétegek modulus becslése

Hoffmann (1988) munkája szerint abban az esetben, ha a pályaszerkezetet és az altalajt két-rétegű rendszernek vesszük, a görbületi sugár és a központi behajlás ismeretében közvetlenül számítható a földmű (altalaj) E-modulusa. Ez a megállapítás a BISAR futtatások eredményeinek ismeretében ellenőrizhető. Felhasználva az 1008 db két-rétegű rendszer deformációs vonalát a szerkezetek görbületi sugara a 12 összefüggéssel meghatározható. Az összetartozó D_0 , R_0 és E_2 adatsorokat a 8 ábra mutatja be grafikusán. Az ábrán látható, hogy az adatsorok egy síkot határoznak meg kettős logaritmikus koordináta-rendszerben. Így az alsó réteg E-modulusa a következő függvénykapcsolattal írható le:

$$E_2 = a \cdot D_0^b \cdot R_0^c \quad (20)$$



8. ábra. Az alsó réteg E-modulusának meghatározása a behajlásból és a görbületi sugárból.

h (cm)	N = 1008 db	Béta	Szórás (Béta)	B	Szórás (B)	t(1005)	p
	Tengelymetszet	-	-	3,08794	0,000767	4024,03	0,00
5-50	Íránytangens (1)	-1,56581	0,000598	-1,62284	0,000620	-2617,99	0,00
	Íránytangens (2)	-1,05669	0,000598	-0,62894	0,000356	-1766,77	0,00
$R^2 = 0,9998$ $F(2, 1005) = 3515439,5$ $p < 0,0000$ $\alpha = 0,05$ és a reziduális szórás: 0,00525							

2. táblázat. A kétrétegű rendszerre illesztett függvény konstansainak statisztikai jellemzői.

Az összefüggést lineáris alakra hozva

$$\log(E_2) = \log(a) + b \log(D_0) + c \log(R_0)$$

kapjuk az alábbi általános egyenletet az $Y = \log(E_2)$, $X_1 = \log(D_0)$, $X_2 = \log(R_0)$, $b_0 = \log(a)$, $b_1 = b$ és $b_2 = c$ helyettesítés mellett:

$$Y = b_0 + b_1 X_1 + b_2 X_2$$

Ebben a b_0 a tengelymetszetet, b_1 és b_2 pedig a részleges meredekségeket jelöli. A regressziós együtthatók a legkisebb négyzetek módszerével határozhatók meg az eddigiekhez hasonlóan (Orbay, 1990). A STATISTICA programmal végzett számítások eredményeit a 2 táblázat foglalja össze. A vizsgálat szerint az alsó réteg E-modulusa és a terhelés tengelyében értelmezett függőleges elmozdulás valamint a görbületi sugár között igen erős összefüggés található. Ezt a magas R^2 is mutatja. Így az E_2 modulus az alábbi összefüggéssel becsülhető a kialakuló elmozdulásokból:

$$E_2 = 1224,45 \cdot D_0^{-1,623} R_0^{-0,629} \quad (21)$$

A nagy számok elkerülése miatt a D_0 mm-ben, az R_0 görbületi sugár m-ben, míg a szemcsés rétegek együttes modulusa E_2 MPa-ban szerepel az egyenletben. Az R_0 a 10 összefüggés szerint a c alaktényezőtől függ, ezért a 21 a következő alakba átírható:

$$E_2 = 111,73 \cdot D_0^{-0,994} \cdot c^{0,629} \quad (22)$$

A statisztikai modell szerint a kötött rétegvastagság ismerete nem szükséges a szemcsés rétegek együttes modulus becsléséhez, vagyis az roncsolásmentesen meghatározható az FWD mérésekből. Az így meghatározott állapotparaméter főleg a PMS rendszerek számára lehet hasznos.

3.1.2. A kötött rétegek modulus becslése

A kötött rétegek modulus meghatározása a következő egyszerű összefüggéssel történik:

$$E_1 = K \cdot E_2 \quad (23)$$

ahol:

E_1 = a kötött réteg modulusa [MPa].

E_2 = a nem kötött, szemcsés réteg modulusa [MPa].

K = a rétegek egymáshoz viszonyított aránya [-].

A fenti összefüggésben K a kötött és a nem kötött rétegek egymáshoz viszonyított aránya, amit a 19. képlettel számítunk. Az E_2 modulus becsléséhez pedig a 21 képletet használjuk fel. Ezzel be is bizonyítottuk, hogy kétrétegű pályaszerkezet modellek esetén, az egyes rétegek modulusait egyértelműen vissza lehet számolni a deformációs vonalból és így a visszszámító iteratív (backcalculation) módszerek használata nem szükséges.

3.2. A háromrétegű rendszer elemzése

A BISAR program segítségével 15552 db háromrétegű pályaszerkezet-variánst modelleztünk le. Az eredeti pályaszerkezetekre „ráépített” megerősítő rétegek, valamint a teljes kötött rétegvastagság alapján számítottuk a keletkező feszültségeket és megnyúlásokat. A számítás alapját Ambrus (2001) korábbi eredményei adták. Kimutatta, hogy azonos lehajlási vonallal rendelkező, de eltérő felépítésű pályaszerkezetek erősítő rétegének alapján minden esetben azonos megnyúlás keletkezik. Vagyis, ha ismerjük a pályaszerkezet lehajlási vonalat (görbületi sugarát), akkor abból közvetlenül becsülhetjük a szükséges erősítés mértékét is.

A BISAR programmal számított lehajlási vonalak R_0 görbületi sugara valamint az erősítőréteg alapján közvetlenül ébredő megnyúlások között nem sikerült regressziós kapcsolatot találnunk. Ennek oka az, hogy a két réteg között teljes tapadást feltételeztünk, így az valójában egy réteggént viselkedett. A továbbiakban ezért csak a teljes kötött rétegvastagság alapján megjelenő megnyúlásokkal foglalkoztunk. Az alábbi statisztikai modellt sikerült felírni:

$$\log(\varepsilon_b) = -0,522 \cdot \log(R_0) - 0,533 \cdot \log(\Delta h) - 0,189 \cdot \log(E_e) + 5,088 \quad (24)$$

vagy

$$\varepsilon_b = 122463 \cdot R_0^{-0,522} \cdot \Delta h^{-0,533} \cdot E_{aszfalt}^{-0,1888} \quad (25)$$

ahol:

ε_b = az erősítés utáni kötött réteg alapján ébredő megnyúlás [$\mu\text{m}/\text{m}$].

R_0 = az erősítés előtti pályaszerkezet görbületi sugara [m].

Δh = az erősítőréteg vastagsága (20 és 120 mm között).

$E_{aszfalt}$ = az erősítőréteg modulusa (5000 és 15000 MPa között).

A STATISTICA programmal végzett számítások eredményeit a 3. táblázat foglalja össze. Az ε_b ismeretében már lehetséges a szükséges aszfalt erősítőréteg meghatározása. Ehhez az aszfaltmechanikában is használt és ismert aszfaltfáradási függvényeket kell felhasználni. A módszer alapelve, hogy az anyag egy adott megnyúlást csak meghatározott ismétléssel képes elviselni tönkremenetel nélkül. Vagyis a keletkező ε megnyúlást egyértelműen lehet egy ismétlési számnak, így egységtengey áthaladási számnak megfeleltetni (Ambrus, 2001). Az anyag fáradási függvényét laboratóriumi vizsgálatokkal kell meghatározni, de ma már számos közelítő összefüggés is ismert (Botcz, 2009).

Jelenleg a hazai közutas gyakorlatban a kritikus megnyúlást az erősítőréteg alapján közvetlenül határozzák meg. Ennek egyik magyarázata, hogy a régi aszfaltréteg idővel átreped, és így nem lehet hosszabb távon a teherviselő képességével számolni. Ez a megközelítés esetenként túlméretezést okoz, mivel csak az új rétegtől várja el, hogy a külső terheknek ellenálljon.

h (cm)	N = 15552 db	Béta	Szórás (Béta)	B	Szórás (B)	t(15548)	p
2-12	Tengelymetszet	-	-	5,08800	0,01863	273,097	0,00
	Íránytangens (R)	-0,836629	0,002617	-0,52207	0,00163	-319,699	0,00
	Íránytangens (H)	-0,425223	0,002617	-0,53302	0,00328	-162,489	0,00
	Íránytangens (E)	-0,112957	0,002617	-0,18882	0,00437	-43,164	0,00
R ² = 0,8935 F(3, 15548) = 43491 p < 0,0000 α = 0,05 és a reziduális szórás: 0,10747							

3. táblázat. A háromrétegű rendszerre illesztett függvény konstansainak statisztikai jellemzői.

Miközben a régi aszfaltrétegek még képesek részt venni az erőjátékban. A meglévő aszfaltrétegek számításbavételét az a tény is hátráltatja, hogy sokáig csak ömlesztett aszfaltkeverékek fáradási képességeit tudtuk vizsgálni 2 vagy 4 pontos hajlítással. A meglévő pályaszerkezetből vett fűrt magmintákból csak nagyon körülményesen lehet próbatestet készíteni ezekhez a vizsgálatokhoz. Ma már viszont a hasító-húzó vizsgálat (Indirect Tensile Test, ITT) lehetővé teszi, hogy a pályaszerkezetből közvetlenül kifűrt mintával dolgozzunk és annak fáradási tulajdonságait meghatározzuk. A vizsgálatot részletesen ismerteti az MSZ EN 12697-24:2005 E melléklete. A régi aszfaltanyag fáradási kritériumát a legkisebb négyzetek módszerével kell meghatározni a laborkísérlet eredményeiből:

$$N_f = k \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_0}\right)^n \quad (26)$$

ahol:

N_f = a teljes teherismétlési szám.

k, n = anyagállandók.

ε_0 = vízszintes nyúlás $\mu\varepsilon$ -ban a próbatest középpontjában.

A fenti összefüggés alapján már lehet mondani valamit a régi aszfaltréteg megengedett megnyúlására. A 25 képlet jelentősége pedig abban van, hogy segítségével az erősítést követően lehet becslést adni a mértékadó megnyúlására a meglévő aszfaltrétegek alján. A kettő összevetéséből máris megvan egy olyan méretezési eljárás alapösszefüggése, amely nem az új, hanem a régi aszfalt fáradási tulajdonsága alapján méretez.

4. Összefoglalás

Az általunk javasolt függvény nem csak az FWD, hanem a BISAR programmal számolt lehajlási vonalakra is jól illeszthető. Kimutattuk, hogy a lehajlási vonal és a kötött réteg vastagságának ismeretében további iterációs eljárás (backcalculation) nélkül meghatározható a vizsgált pályaszerkezet rétegeinek modulusa. Az ily módon számított modulus természetesen nem feleltethető meg valamely laborvizsgálat eredményének. Az eljárás gyakorlati haszna abban rejlik, hogy a meghatározott modulusokkal egy olyan pályaszerkezet-modell állítható elő, amelynek viselkedése – terhelés hatására történő alakváltozása – jól közelíti a valóságos pályaszerkezetét.

A görbületi sugár ismeretében számítható a kötött réteg aljának megnyúlása, a megnyúlás ismeretében pedig a jelenlegi pályaszerkezet hátralévő élettartama. A háromrétegű modellek elemzése lehetővé tette, hogy becslést adjunk az erősítőréteg megépítése után a meglévő aszfaltréteg alján keletkező megnyúlásokra, és így egy arányos és gazdaságos megerősítési méretezési módszer elvi lehetőségét teremtsük meg. A kidolgozott modellezési eljárás hálózati szinten alkalmas lehet arra, hogy egy pályaszerkezet-gazdálkodási rendszer alapját képezze. Projekt szinten a megfelelően felparaméterezett kétrétegű pályaszerkezet-modell pedig a szakszerűbb erősítőréteg tervezést segítheti.

5. Köszönetnyilvánítás

A tanulmányban bemutatott kutatást a NymE-ERFARET Nonprofit Kft.³ a GOP-1.1.2-08/1-2008-0004 pályázaton keresztül támogatta.

References

- Ambrus Kálmán (2001). “Ejtősúlyos teherbírás-méréseken alapuló új útburkolat-erősítési méretezési eljárás kidolgozása”. In: *Közúti és Mélyépítési Szemle* 51.3, pp. 90–97.
- Boromisza Tibor (1976). “Aszfaltburkolatú utak teherbírásának vizsgálata behajlásméréssel”. In: *Mélyépítéstudományi Szemle* XXVI.12, pp. 521–528.
- Botcz Péter (2009). “Az aszfaltkeverékek mechanikai paramétereinek és a pályaszerkezet fáradási élettartamának összefüggései”. PhD thesis. Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, Út és Vasútépítési Tanszék.
- Cser István (1961). “Az útpálya behajlásmérésének elméleti alapja”. In: *Mélyépítéstudományi Szemle* XI.11, pp. 500–503.
- Dähnert Matthias (2005). “Messwertgestützte Ermittlung der Tragfähigkeit von bestehenden Strassen”. German. Diplomarbeit. Bauhaus-Universität Weimar, Fakultät Bauingenieurwesen.
- Fazekas György (1978). “A felszíni süllyedések számításának új módszerei metróalagutaknál, különös tekintettel az időbeli alakulásra”. In: *Mélyépítéstudományi Szemle* XXVIII.1, pp. 13–20.
- Grätz Bernd (2001). “Möglichkeiten und Grenzen des Falling-Weight-Deflectometers”. German. In: *Straße und Autobahn* 52.1. ISSN: 0039-2162, pp. 18–32.
- Hoffmann Zsolt Antal (1988). “A hajlékony útpályaszerkezetek teherbírásának jellemzése a mért behajlásvonal alapján”. Kandidátusi értekezés. Budapest: Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem.
- Hossain Mustaque, Zaniewski John P. (1991). “Characterization of Falling Weight Deflectometer Deflection Basin”. English. In: *Backcalculation of Pavement Moduli*. Transportation Research Record 1293. ISBN 0-309-05101-0. Washington, D.C: Transportation Research Board, National Research Council, pp. 1–11.
- Hothan Jürgen, Schäfer Florian (2004). “Analyse und Weiterentwicklung der Bewertung von Tragfähigkeitsmessungen”. German. In: *Straße und Autobahn* 55.7. ISSN: 0039-2162, pp. 376–382.
- Jendia Shafik (1995). *Bewertung der Tragfähigkeit von bituminösen Straßenbefestigungen*. German. Veröffentlichungen des Institutes für Straßen- und Eisenbahnwesen der Universität Karlsruhe, Heft 45, Karlsruhe.
- Kosztka Miklós (2009). *Erdészeti Útéptés, Erdészeti Utak Építése*. Egyetemi tankönyv. Országos Erdészeti Egyesület (OEE), Budapest.
- L. De Jong D. Peutz M. G. F, Korswagen A. R. (1973). *Computer Program BISAR. Layered System under Normal and Tangential Surface Loads*. External Report AMSR. 0006.73. Amsterdam: Koninklijke Shell Laboratorium (Amsterdam, Netherlands).
- Nemesdy Ervin (1985). *Útpályaszerkezetek méretezésének és anyagállandó-vizsgálatainak mechanikai alapjai*. Kutatási részjelentés 1. Budapest: BME Útéptési Tanszék.
- Orbay László (1990). *A többváltozós regressziószámítások alapjai és fagazdasági alkalmazása*. Kézirat. Erdészeti és Faipari Egyetem, Faipari Mérnöki Kar. Sopron.

³<http://www.erfaret.hu>

- Pethő László (2008). “A hőmérséklet eloszlás alakulása az aszfalt burkolatú útpályaszerkezetekben és ennek hatása a pályaszerkezeti rétegek fáradásai méretezésére, technológiai tervezésére”. PhD thesis. Budapest: Budapest Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, Út és Vasútépítési Tanszék.
- Primusz Péter, Markó Gergely (2010). “Kétrétegű pályaszerkezetmodellek paramétereinek meghatározása FWD mérések alapján”. In: *Közlekedésépítési Szemle* 60.7, pp. 8–13. URL: http://efelt.emk.nyme.hu/primuszp/publications/articles/ketretegu_palyaszerkezetmodellek_parametereinek_meghatarozasa_FWD_meresek_alapjan.pdf.
- Primusz Péter, Tóth Csaba (2009). “A behajlási teknő geometriája”. In: *Közlekedésépítési Szemle* 59.12, pp. 18–24, 28. URL: http://efelt.emk.nyme.hu/primuszp/publications/articles/a_behajlasi_tekno_geometriaja.pdf.
- Scharnitzky Viktor (1989). *Matematikai képletgyűjtemény főiskolásoknak*. Műszaki Könyvkiadó, Budapest.
- Tam W.S. (1987). “Pavement evaluation and overlay design”. PhD thesis. U.K.: Department of Civil Engineering. University of Nottingham.
- Van Gurp CAPM (1995). “Characterization of seasonal influences on asphalt pavements with the use of falling weight deflectometers”. English. ISBN 90-9008036-8. PhD thesis. Delft University of Technology.



Cikkek

Bejegyzések

Témakörök

Impresszum

Útügyi lapok

1

Az átlagsebesség-balesetszám összefüggés vizsgálata hazai adatok alapján

Szerző(k) Mocsári Tibor

Kivonat

A közúti biztonság alakulásának egyik legfontosabb - ha nem a legfontosabb - minőségi mérőszáma a járművek sebességének alakulása. Kutatási munkám arra irányult, hogy a kapcsolódó hazai és külföldi szakirodalom feltárásával és mért sebességadatok feldolgozásával rávilágítsak a sebesség közúti közlekedésbiztonságra gyakorolt hatására. A vizsgálat során a szabad sebességgel haladó járművek sebességadatait elemeztem, mert e járművek vezetőinek sebességválasztását csak az út keresztmetszeti kialakítása határozza meg és független a forgalmi viszonyoktól (torlódások okozta sebességcsökkenéstől).

Az ADR 2000 hurokdetektoros forgalomszámláló és sebességmérő műszerek értékelhető sebességadatainak elemzésével egyértelműen igazolni tudtam, hogy a vizsgált

Loading [MathJax]/extensions/MathMenu.js

szabad sebességgel haladó járművek átlagsebessége az elmúlt

1. szám 2013. tavasz



Mocsári Tibor

Okleveles közlekedésmérnök, okleveles mérnök tanár, doktorandusz, közúti biztonsági auditor.

Kiemelt • Városi közlekedés

2012. november 20.

One of the most important key factors of road safety is the speed of cars. The aim of my study was to find vehicle's speed effects on road safety with findings of international literature and with analysis of measured speed data. This survey measures drivers' choice of speed and provides information on the effectiveness of speed enforcement measures. Free speeds are speeds at which drivers choose to travel when unconstrained by road geometry, weather conditions or traffic conditions (e.g. congestion). I proved by analysis of 2000 traffic counters, that

average free speeds of cars decreased at examined sites in the last 4 years. I used my self-developed statistical method in this analysis for reliable results. I have found relationship between significant decrease of average free speeds and decrease of injury accidents. I used Nilsson's Power-model to find this correlation.

4 évben. Az általam kidolgozott statisztikai elemző módszerrel kiszűrtem a hibás mérési adatokat, hogy megbízható eredményeket kapjak. A Power-modell magyarországi alkalmazásával igazoltam, hogy mind az átlagsebességek értékének szignifikáns csökkenése és a személyes balesetek számának számszerű csökkenése között korreláció van.

1. Bevezetés

A közlekedéspolitika célkitűzései között folyamatosan a legfontosabbak között szerepel a közúti közlekedésbiztonság javítása. A biztonságot befolyásoló számos tényező között az egyik – ha nem a legfontosabb – a közlekedésben résztvevő gépjárművek sebessége. Indokolt tehát a közúti forgalom sebességével és az ezzel összefüggő kérdésekkel részletesen foglalkozni. Az alapvető cél nem a sebességek minden helyen és minden körülmények közötti csökkentése, hanem az, hogy megfeleljenek az adott út jellemzőinek, a forgalom összetételének és a pillanatnyi külső körülményeknek.

A gépjárművek sebességének mérséklése jelentős megtakarítást eredményezne az – egyébként nagyon drága – üzemanyag-fogyasztásban és ez egyáltalán nem volna elhanyagolható a hazai vállalkozások és a gazdaság szempontjából. A közúti forgalom sebességének csökkenése, jelentős balesetszám-csökkenést és enyhébb kimenetelű baleseteket vonna maga után és ez – becslések szerint – akár 100 milliárdos évi veszteség elmaradását is eredményezhetné a hazai gazdaságban. Napjaink globális célkitűzése az alacsonyabb károsanyag-kibocsátás, amelyet elérhetünk a gépjármű forgalom sebességének csökkentésével is, tehát ebből a szempontból is kívánatos volna az eredményes sebességszabályozás. „Helyi” előnyök is említhetők a globális hatások mellett, nevezetesen a közutak mellett élők általános egészségi állapotát, életminőségét károsan befolyásolják a közúti forgalom negatív hatásai, pl. a sebességgel összefüggő emisszió és zaj. Az önkormányzatok szinte reménytelen küzdelmet folytatnak a közutak átkelési szakaszain kialakuló gépjárműforgalom nagyságának és sebességének mérséklése érdekében. Költséges eszközökkel, tehermentesítő, elkerülő utak építésével próbálkoznak, nem mindig eredményesen. A környezeti körülményeknek megfelelő, vagy a forgalom aktuális jellemzőihez igazodó, dinamikus sebességszabályozás, forgalomcsillapító eszközök alkalmazása költséghatékony módon, sokat segíthetne ezen a helyzeten.

Az elmúlt években kedvezően alakuló közúti közlekedési baleseti mutatók hazánkban is, de a hasonló jellemzőkkel rendelkező országokban is számos kérdést vetettek fel. Az egyik legfontosabb: mi az oka a személyes balesetek, a halálos áldozatok számában bekövetkezett csökkenő tendenciának? Egyes vélekedések szerint az

csökkenése, újabb autópálya-szakaszok átadása, körforgalmú csomópontok építése, a biztonságosabb autók, vagy az „objektív felelősség” jogi intézményének bevezetése lehet a kedvező adatok hátterében. A Nilsson által bizonyított összefüggés [1] alapján elsősorban a járművek sebességének csökkenése a javuló tendenciák közvetlen oka, azonban e feltételezés hazai bizonyítására eddig nem került sor. Hazánkban számos helyszínen folyik sebességmérés, ezek közül csak az ADR típusú berendezések által gyűjtött adatok nyújtanak lehetőséget 10 évre visszamenőleg egyéni sebességadatok elemzésére. E cikkben – amely egy hosszabb dolgozat [2] egy részletének kivonata – ezen adatok felhasználásával kerestem az összefüggést a járművek sebessége és a személyes baleseti adatok között.

2. A rendelkezésre álló adatok felmérése

A 2001 és 2011 közötti években 86 ADR mérőhelyen történt sebességmérés, ezek között 32 olyan helyszín (1. táblázat) volt, ahol legalább 5 évben történt mérés. Ezen mérőhelyek adatainak feldolgozását végeztem el. Az 1. ábra mutatja a mérési helyszíneket, amelyek közül 14 lakott területen kívül (zöld színnel jelölve), 18 pedig lakott területen (sárga jelzés) található.



1. ábra

A mérési helyszínek elhelyezkedése

A kiválasztott mérési keresztmetszetek közül egy autóúton (M2), 13 elsőrendű főúton, 13 másodrendű főúton, 5 pedig összekötő úton helyezkedik el. Az 1. táblázatban a mérőhelyek főbb adatai láthatók. A táblázatban „1” jelzi, ha az adott évből

rendelkezésre álltak mérési adatok.

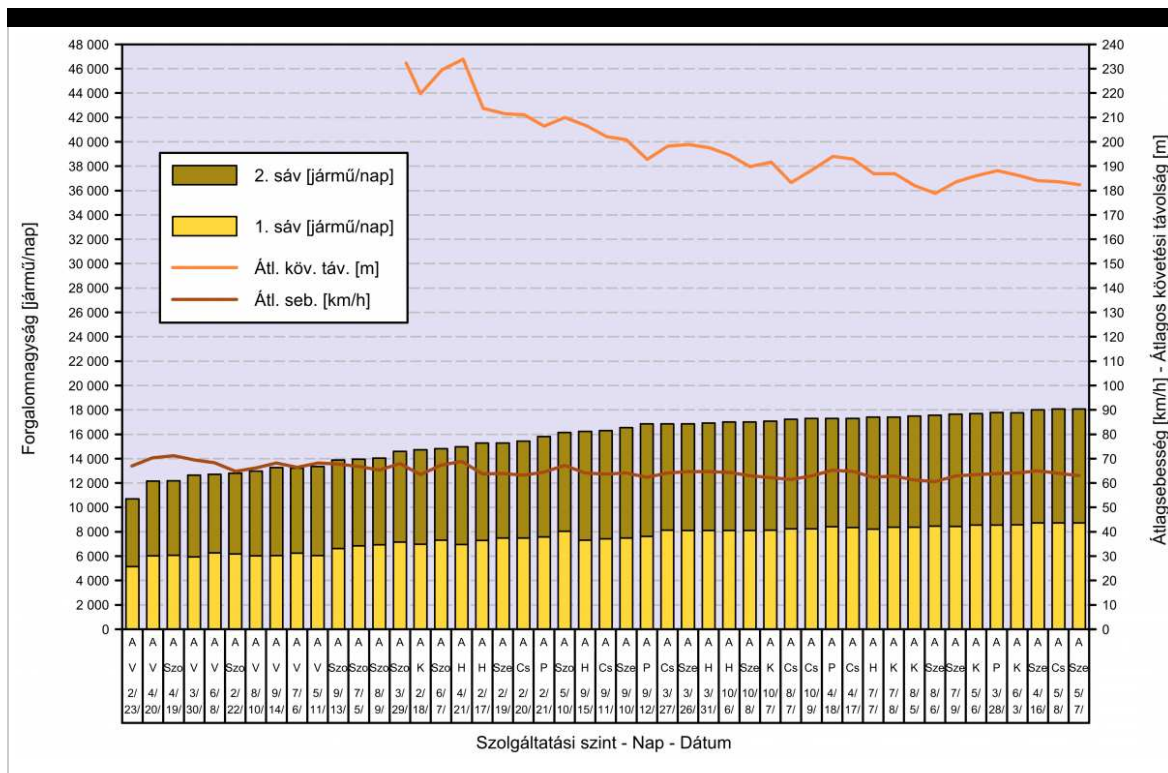
Kód	Település (közeli település)	Út-szám	Km-szelvény	Fekvés	Seb. határ (km/ó)	Megye	2001	2003	2004	2007	2008	2010
1001	Dunakeszi	2	14+774	K	90	Pest	1	1	1	1	1	1
1022	Hort	3	66+800	L	50	Heves					1	1
1026	Nyékládháza	3	172+500	L	50	B.A.Z.	1	1		1	1	1
1031	Kecskemét	5	80+000	K	90	Bács-K.	1	1	1		1	1
1040	Kecskemét	44	5+250	L	50	Bács-K.	1	1	1		1	1
1059	Pécs	6	196+500	L	50	Baranya	1	1	1			
1064	B.keresztúr	7	164+170	L	50	Somogy	1	1	1			
1071	Devecser	8	92+300	K	90	Veszprém	1				1	1
1108	Edelény	27	9+500	L	50	B.A.Z.	1	1	1	1	1	1
1116	Tiszafüred	33	32+998	K	90	JNSz.	1	1	1		1	1
1139	Tiszaug	44	29+800	K	90	Bács-K.	1	1	1		1	1
1141	Szarvas	44	76+180	L	50	Békés	1	1	1		1	1
1142	Békéscsaba	44	120+950	L	50	Békés	1	1	1		1	1
1161	Kalocsa	51	116+800	L	50	Bács-K.	1	1	1		1	1
1185	Kaposvár	61	122+000	L	50	Somogy	1	1	1			
1197	Kaposvár	67	45+600	L	50	Somogy	1	1	1			
1204	B.füred	71	38+050	L	50	Veszprém	1	1	1	1	1	1
1210	Zalaegerszeg	7410	9+200	L	50	Zala	1	1	1		1	1
1221	Kistelek	5	140+200	L	70	Csongrád	1	1	1		1	1
1222	Szeged	5	163+800	K	90	Csongrád	1	1	1	1	1	1
1289	Kisar	4127	16+200	K	90	Szabolcs	1	1			1	1
1296	Tótkomlós	4432	42+830	L	50	Békés	1	1	1			
1310	Bácsbokod	5501	49+800	K	90	Bács-K.	1	1	1		1	1
1329	Nagyvázsony	7301	19+000	L	50	Veszprém	1	1	1	1	1	1
1355	Nagyatád	68	35+730	L	50	Somogy	1	1	1			
1356	Kecel	54	62+200	K	90	Bács-K.	1	1	1		1	1
1357	Kisújszállás	4	148+900	K	90	JNSz.	1	1	1		1	1

1358	Körmend	8	162+516	L	50	Vas	1	1	1	1	1	1
1550	Zalasárszeg	7	199+600	K	90	Zala	1	1	1	1	1	1
1709	Göd	M2	27+300	K	80	Pest	1	1	1	1	1	
1019	Szeged	55	4+650	K	90	Csongrád				1	1	1
1055	Érd	6	23+200	K	90	Pest				1	1	1

3. A mért adatok feldolgozása

A keresztmetszeti mérőhelyekről érkezett adatok mennyisége és minősége rendkívül heterogén volt. Általában évente 2-3 hónapban, havonta 1-2 hétig voltak a műszerek rácsatlakoztatva a mérőhurkokra. Előfordult azonban olyan helyszín és olyan év is, amely esetben csaknem minden hónapban volt mérés. Fel kellett ismerni a rosszul működő műszer, vagy detektor által szolgáltatott hibás adatokat.

Az egyes napokon más-más forgalomnagyságot, illetve eltérő sebességadatokat regisztráltam: a 2. ábrán az egyik mérőhely 2004. évi napi átlagsebességei, átlagos követési időközeli és átlagos követési távolságai láthatók forgalmi sávonként (irányonként). A vízszintes tengely legalsó sorában a dátum (hónap/nap), a hét napjának megnevezése és a szolgáltatási szint látható. Az átlagsebesség változása mintegy 10 km/óra a legnagyobb átlagsebességű áprilisi vasárnap és legkisebb átlagsebességű augusztusi szerda között. Általában a hét első napjaiban alacsony sebességértékek, a hétféteken, ünnepnapokon magasak adódtak.



2. ábra

A 2. sz. főút 14+774 kmsz. mérőhely 2004. évi adatai

A hibás adatok kiszűrésére, a hiányzó adatok kompenzálására, a kiugró sebességek finomítására alakítottam ki azt a feldolgozási módszert, amelyet a következőkben a 1108 számú mérőhely (Edelény, 27. sz. főút 9+500 kmsz.) adatainak feldolgozási menetével ismertetek. A választás legfőbb oka az volt, hogy e helyszínről 8 év adatai álltak rendelkezésre.

3.1. A járműosztályozás elemzése

A 2. táblázatban látható, hogy a mérőhelyen a járműveket 23 osztályba sorolja a műszer. Az első sorban, „1”-gyel jelölve a személygépkocsik láthatók, ezután a további kategóriájú járművek következnek. A legutolsó, 60-as sor a be nem azonosított járműveket tartalmazza. A mérőhelyek adatainak statisztikai elemzése után megállapítottam, hogy az „1” és „2” járműkategóriák sebességadatai között nincs szignifikáns különbség, ezért a továbbiakban az „1” és „2” kódú járműveket tekintettem személygépkocsinak és csak e járművek elemzésével foglalkoztam. A mérőhelyen 1,883 millió jármű adatait regisztrálták 2001–2011 között (2002, 2005, 2006 és 2007 adatai nem álltak rendelkezésre).

Járműosztályok	Jármű	%	Összegzett %
1	1241077	65,9	65,9
2	125810	6,7	72,6
3	72335	3,8	76,4
4	2062	,1	76,5
5	10326	,5	77,1
6	1165	,5	77,1
7	5960	,3	77,4
8	9125	,5	77,9
9	18012	1,0	78,9
10	3882	,2	79,1
11	837	,0	79,1
12	30421	1,6	80,7
13	243171	12,9	93,6
14	325	,0	93,7
15	206	,0	93,7
16	50	,0	93,7

2. táblázat
Osztályozott járművek

17	1081	,1	93,7
18	518	,0	93,8
19	2681	,1	93,9
20	482	,0	93,9
21	339	,0	93,9
22	39	,0	93,9
60	113951	6,0	100,0
Összesen	1883855	100,0	

Valamennyi mérési helyszín vizsgálatának kezdetén először egy összesítő adattáblát készítettem. A 3. táblázatban példaképpen a 2011. évben a mérőhurkon áthaladt valamennyi jármű (ez évben csak novemberben és decemberben volt mérés) legfontosabb ismérvei láthatók. A hibás adatok kiszűrését naponként és forgalmi sávonként vizsgáltam a standard normális eloszlástól való eltérés elemzésével (a sebességadatok standard normális eloszlásúak).

1. SÁV										
Dátum	Hét napja	Forgalom nagysága (j/nap)	Átlag sebes. (km/h)	Min. sebes. (km/h)	Max. sebes. (km/h)	Szórás	>50km/h	90km/h	Normál illeszkedés	Átlagos követési táv. (m)
04-NOV-2011	P	3324	46,0	1	149	8,1	20,4%	,2%	1,1	359,71
05-NOV-2011	Szo	2798	47,7	1	114	8,2	27,8%	,1%	,8	429,23
06-NOV-2011	V	1835	48,4	2	124	8,0	31,6%	,2%	1,5	649,96
07-NOV-2011	H	3062	46,7	1	102	7,3	22,5%	,1%	,8	393,27
08-NOV-2011	K	3027	46,6	1	168	8,0	21,7%	,2%	2,2	388,47
09-NOV-2011	Sze	3109	46,9	2	95	7,8	25,1%	,1%	,3	391,38
10-NOV-2011	Cs	3146	46,5	12	130	7,7	21,8%	,2%	1,5	371,20
11-NOV-2011	P	3514	46,1	1	109	7,5	21,3%	,1%	,7	339,11
12-NOV-2011	Szo	2870	47,6	1	120	8,0	26,8%	,2%	1,4	417,97
13-NOV-2011	V	1889	48,7	23	207	8,7	31,8%	,3%	4,2	638,86
14-NOV-2011	H	3042	46,9	1	154	7,8	23,5%	,1%	1,5	398,05
15-NOV-2011	K	3086	46,9	13	99	7,0	23,4%	,1%	1,0	386,83
16-NOV-2011	Sze	3205	46,3	1	113	7,3	21,6%	,1%	,5	373,23

3. táblázat

Részletezett mérési adatok - 1. Sáv

17-DEC-2011	Szo	2405	50,6	10	99	7,9	45,7%	,2%	1,0	528,49
18-DEC-2011	V	1926	50,6	6	100	8,1	47,4%	,1%	,6	657,45
19-DEC-2011	H	3017	48,7	1	115	8,0	34,2%	,1%	,5	402,38
20-DEC-2011	K	3221	48,6	1	102	8,2	35,4%	,1%	,3	388,72
21-DEC-2011	Sze	3408	47,8	1	101	8,4	31,1%	,1%	,2	363,46
22-DEC-2011	Cs	3258	48,1	1	122	8,4	33,1%	,2%	,6	366,79
23-DEC-2011	P	3252	49,2	10	105	8,0	38,1%	,2%	,7	382,48
Összesen		942665	53,2	1	234	9,8	58,8%	,3%	1,0	477,14

2. SÁV										
Dátum	Hét napja	Forgalom nagysága (j/nap)	Átlag sebes. (km/h)	Min. sebes. (km/h)	Max. sebes. (km/h)	Szórás	50km/h	90km/h	Normál illeszkedés	Átlagos követési táv. (m)
04-NOV-2011	P	3335	50,7	1	118	9,2	53,1%	,1%	-,8	379,18
05-NOV-2011	Szo	2802	52,4	4	231	10,0	59,3%	,5%	2,4	469,48
06-NOV-2011	V	1974	53,5	3	118	8,8	62,9%	,5%	1,0	673,96
07-NOV-2011	H	3129	51,8	1	225	9,6	56,0%	,2%	2,1	403,11
08-NOV-2011	K	3091	51,3	1	193	9,8	52,5%	,3%	1,0	431,50
09-NOV-2011	Sze	3169	51,6	1	149	9,5	55,1%	,3%	,2	415,55
10-NOV-2011	Cs	3159	51,8	1	171	9,2	56,3%	,3%	,6	420,33
11-NOV-2011	P	3502	50,8	1	107	8,9	50,6%	,1%	-,3	368,58
12-NOV-2011	Szo	2833	53,0	1	193	10,7	59,4%	,8%	2,6	460,39
13-NOV-2011	V	2017	53,6	3	118	8,8	63,0%	,5%	1,3	662,52
14-NOV-2011	H	3109	51,8	1	137	9,1	55,9%	,3%	,3	410,48
15-NOV-2011	K	3077	51,6	1	121	9,1	53,8%	,4%	,3	439,93
16-NOV-2011	Sze	3230	51,4	1	124	9,0	55,3%	,2%	,1	411,33
17-DEC-2011	Szo	2363	53,1	2	127	9,4	60,3%	,4%	,7	556,33
18-DEC-2011	V	1951	52,6	1	116	9,4	60,9%	,5%	,3	668,52
19-DEC-2011	H	3034	51,1	1	102	8,8	51,2%	,1%	,0	426,26
20-DEC-2011	K	3240	50,3	1	117	9,3	47,7%	,2%	-,1	396,79
21-DEC-2011	Sze	3316	49,7	4	111	9,5	42,1%	,2%	,1	387,92
22-DEC-2011	Cs	3200	49,3	1	164	10,0	42,4%	,3%	,7	389,42

4. táblázat

Részletezett mérési adatok - 2. Sáv

23-DEC-2011	P	3066	51,2	5	106	9,3	51,5%	,4%	,4	421,89
Összesen		941190	56,2	1	231	10,8	72,3%	,8%	,7	503,46

A standard normális eloszlástól való legnagyobb eltérések vasárnapi, illetve szombati napokon voltak. A hétvégén, illetve a munkaszüneti napokon mind a járművek sebessége, illetve annak szórása (természetesen a forgalomnagyság is) jelentős eltéréseket mutatott a munkanapokon tapasztalt jellemzőkhöz képest. Ezért **a továbbiakban csak a munkanapokon mért** sebességadatokkal dolgoztam.

A 3. táblázat alapján az látható, hogy a napi forgalomnagyság 1835 és 3514 közötti. Ezek az értékek jelentősen eltérnek egymástól, és természetesen e forgalomnagyságok – a fundamentális diagramnak megfelelően – a napi átlagsebességek értékében (48,4 és 46,1 km/óra) is tükröződnek. Tekintettel arra, hogy a mérési helyszínek között volt olyan, ahol évente mindössze 1-1 hét mérési adatai álltak rendelkezésre, rendkívül fontos volt, hogy összehasonlítható, a forgalomnagyságtól független sebességadatokkal dolgozzam.

3.2. A követési időközök vizsgálata

A további elemzésekre alkalmas adatok körének meghatározására megvizsgáltam, hogyan lehetne a nagyobb forgalom, illetve más járművek zavaró hatását kiszűrni. Mivel a műszer másodpercre pontosan rögzítette a járművek áthaladási idejét, számítható volt a követési időköz értéke. A követési időköz felhasználásával valamennyi mérőhely adataival végeztem varianciaanalízist. A példahelyszín főbb adatait a 4. és 5. táblázat tartalmazza, amelyben sávonként két összesítő táblázatot láthatunk.

Követési időköz (mp)	Járműszám (db)	95%.os szignifikancia-szinten homogén csoportok					
		1	2	3	4	5	6
2,00	84375	49,96					
1,00	49350		50,73				
3,00	61282		50,74				
4,00	42268			52,05			
5,00	33406				52,84		
6,00	28836					53,45	
7,00	26347					53,66	
17,00	16232					53,72	
13,00	19434					53,75	

5. táblázat

Az 1. sáv követési időköz – sebesség variancia vizsgálata

11,00	21260					53,78	
9,00	23528					53,78	
12,00	20097					53,79	
8,00	24731					53,79	
,00	8725					53,81	
14,00	18523					53,82	
15,00	17891					53,82	
19,00	14874					53,83	
16,00	17013					53,83	
10,00	22337					53,84	
18,00	15580					53,89	
20,00	376576						54,48
Sig.		1,000	1,000	1,000	1,000	,284	1,000

Az 1. sávban az 5 másodperces, a 2. sávban pedig a 4 másodperces követési időköznel nagyobb követési időközökkel érkező járművek átlagsebességei között a követési időköz szempontjából 95%-os szignifikancia-szinten nincs különbség.

Követési időköz (mp)	Járműszám (db)	95%.os szignifikancia-szinten homogén csoportok				
		1	2	3	4	5
2,00	67227	53,09				
1,00	40206	53,64	53,64			
3,00	52628		54,14			
4,00	40691			55,27		
5,00	34967				55,93	
,00	8258				56,17	
6,00	31490				56,19	
16,00	18651				56,19	
17,00	17719				56,20	
13,00	21613				56,21	
14,00	20690				56,24	

6. táblázat

A 2. sáv követési időköz – sebesség variancia vizsgálata

10,00	25578				56,27	
8,00	27985				56,27	
7,00	29430				56,30	
15,00	19643				56,31	
12,00	22962				56,34	
9,00	26545				56,34	
19,00	16138				56,37	
11,00	24250				56,39	
18,00	16712				56,48	
20,00	377807					57,40
Sig.		,058	,149	1,000	,056	1,000

Az összes mérési helyszín elemzése alapján az eredmény az volt, hogy **átlagosan 5 másodpercnél nagyobb követési időközök esetén már nincs szignifikáns különbség az átlagsebességek között**. A további vizsgálatokban tehát már csak azok a járművek szerepelnek, amelyek 5 másodpercnél nagyobb időközzel követik az előttük haladó járművet. A követési időköz, mint korlátozó kritérium alkalmazásával sikerült kiszűrni a torlódások okozta alacsony sebességértékeket, és így módon a továbbiakban már csak a zavartalanul, ún. **szabad sebességgel haladó járműveket vizsgáltam**.

3.3. Az egyes évekre jellemző értékek meghatározása

A különböző évek közötti egyezőség megállapítására szintén az SPSS programcsomag variancia-analízis (ANOVA) funkcióját használtam. A 6–7. táblázatban látható, hogy az 1. sávban a 2003-2004, illetve 2001a-2003, a 2. sávban pedig 2010-2011, 2001a-2007, illetve 2001a-2003-2004 évek átlagsebességei egyezőséget mutatnak, azonban minden más év esetében 95%-os szignifikancia-szinten különböznek.

év	N	95%.os szignifikancia-szinten homogén csoportok							
		1	2	3	4	5	6	7	8
2011	27516	48,12							
2010	10495		49,11						
2009	51758			50,81					
2008	46990				52,47				

7. táblázat

Az egyes évekre jellemző szabad sebesség-átlagok ANOVA táblája az 1. sávra

2007	16001						53,97		
2004	88429						55,44		
2003	81908						55,69	55,69	
2001a	8867							55,97	
2001b	24709								56,91
Sig		1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	,478	,317	1,000

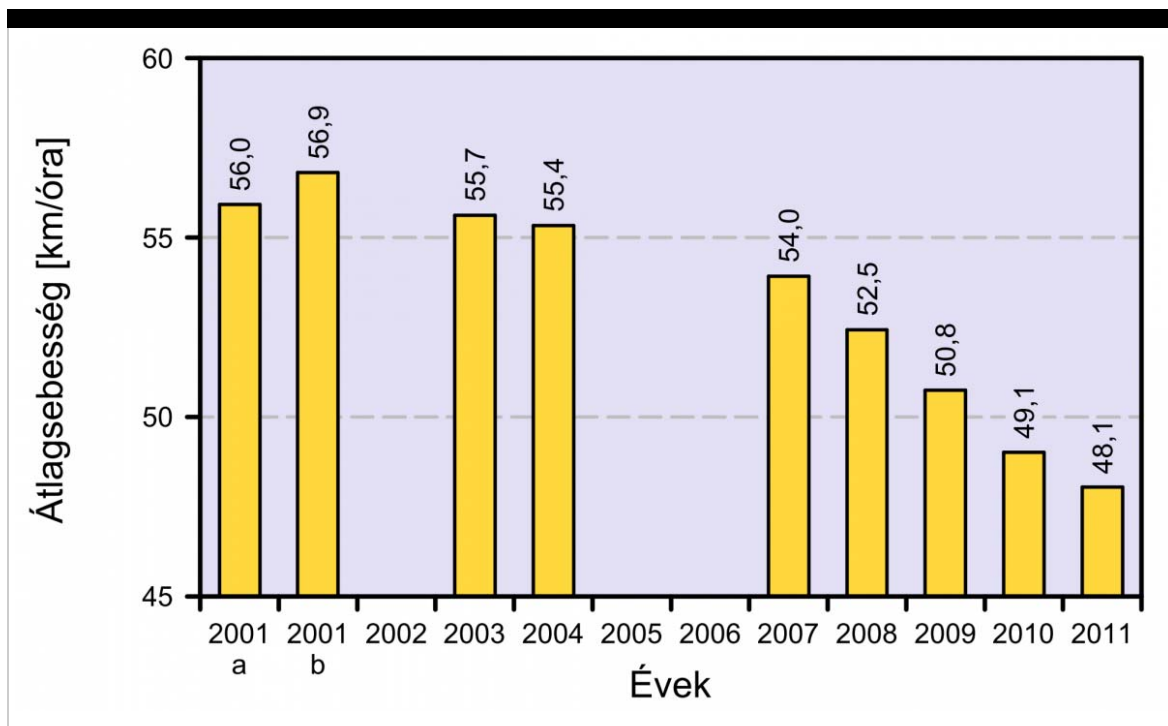
A 2001 májusában életbe lépett KRESZ-módosítás miatt a 2001 január–áprilisi sebességadatokat külön kezeltem a 2001 május–decemberi adatoktól, és „2001a”, illetve „2001b” címkével jelöltem meg.

év	N	95%.os szignifikancia-szinten homogén csoportok					
		1	2	3	4	5	6
2011	28572	51,85					
2010	11171	52,26					
2009	55367		53,35				
2008	26863			55,42			
2007	3785				57,61		
2001a	11489				58,05	58,05	
2004	74439					58,28	
2003	82916					58,51	
2001b	55806						59,13
Sig.		,158	1,000	1,000	,108	,066	1,000

8. táblázat

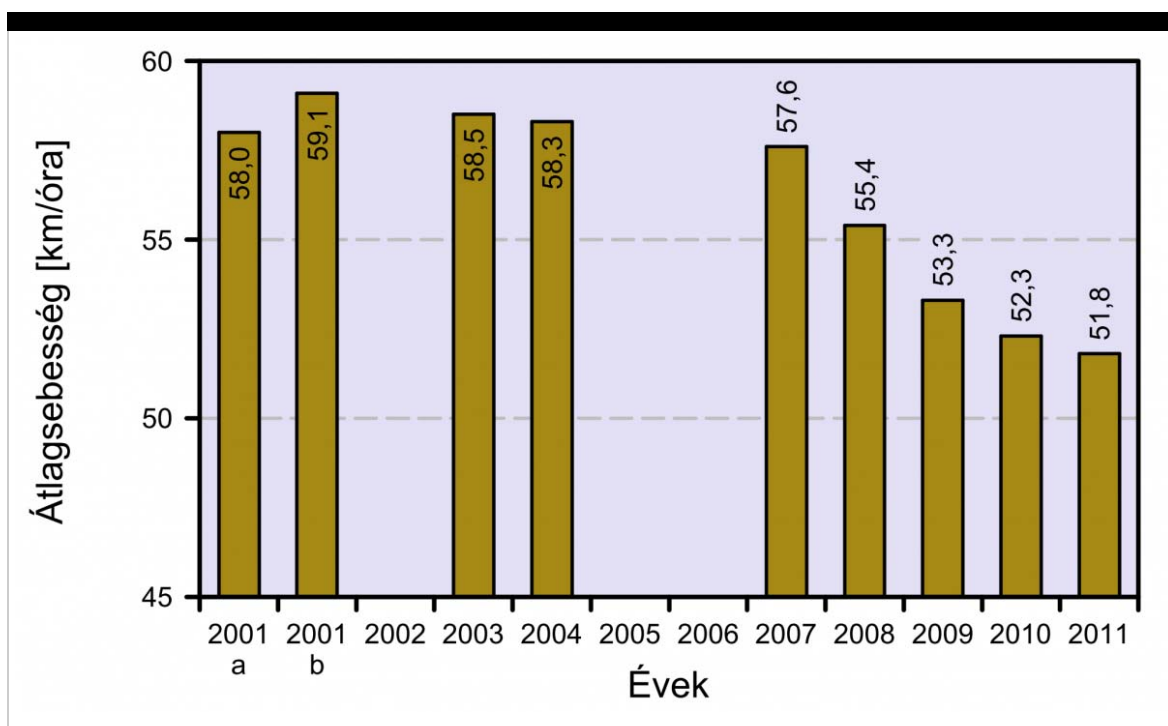
Az egyes évekre jellemző szabad sebesség-átlagok ANOVA táblája a 2. sávra

Az utolsó sorban levő érték (Sig.) az egyes csoportokban levő átlagsebességek közötti hasonlóság erősségét jelzi (1,00 a legerősebb).



3. ábra

Az egyes évekre jellemző szabad sebességátlagok az 1. sávra



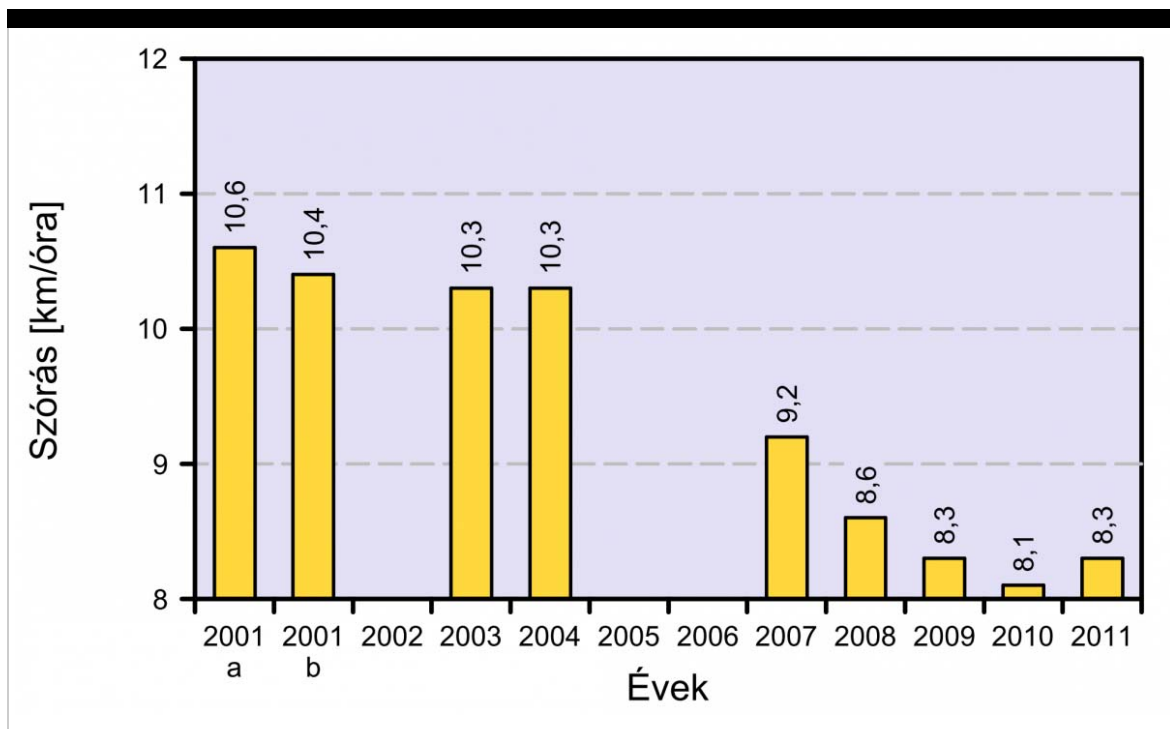
4. ábra

Az egyes évekre jellemző szabad sebességátlagok a 2. sávra

A 3–4. ábrákon jól látszik, hogy e mérési keresztmetszetben mindkét irányban nőtt a személygépjárművek szabad sebessége 2001-ben a 2001. május 1. és május 1. utáni időszakban. Figyelemre méltó e változás, hiszen a mérési keresztmetszet lakott területen belül található, ahol a 2001. évi KRESZ-módosítás nem változtatta meg az

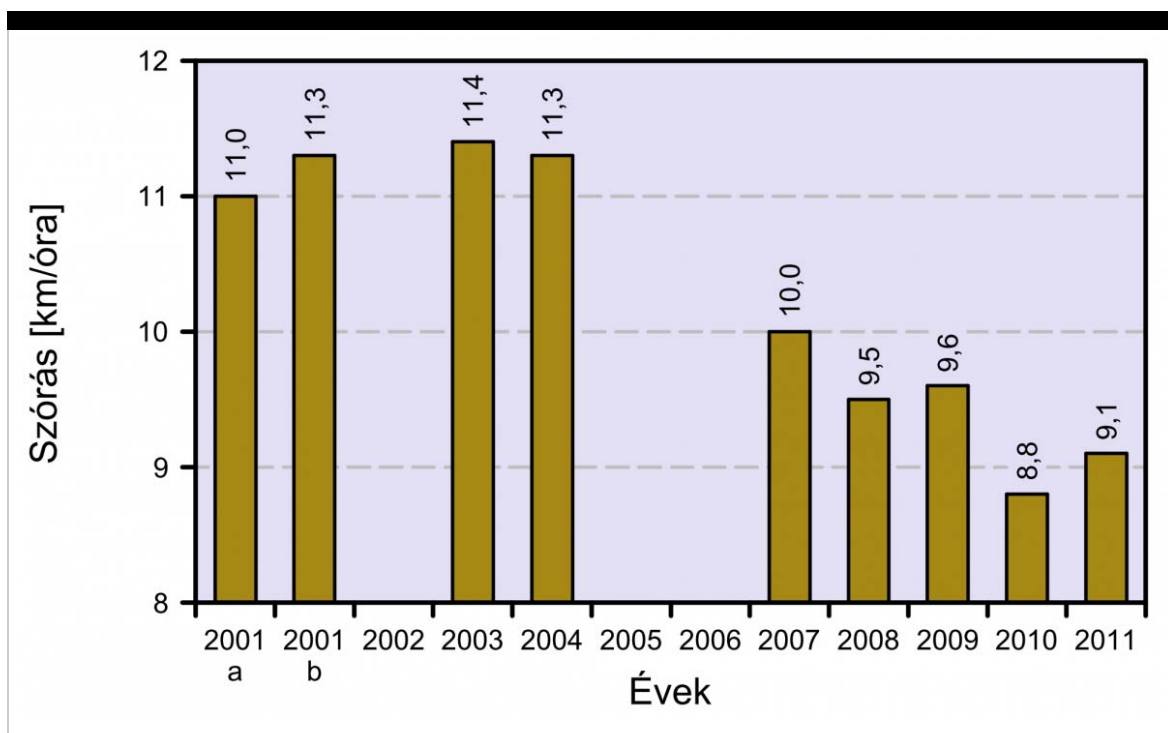
általános sebességkorlátozást. A 6–7. táblázatok mutatják, hogy a 2001-ben tapasztalt növekedés 95%-os megbízhatósági szinten szignifikáns változás. Ezután 2003-ban és 2004-ben stagnáló értékeket (nincs szignifikáns változás) olvashatunk le a táblázatból. **2007-től kezdődően, évről évre statisztikai értelemben is egyértelműen csökkenő tendencia érvényesül a szabad sebességgel haladó személygépkocsik átlagsebességének tekintetében.**

További érdekességet rejtenek az 5–6. ábrák, amelyek a vizsgált helyszínen az egyes évekhez tartozó szórásértékeket ábrázolják.



5. ábra

Az egyes évekre jellemző szórások az 1. sávra



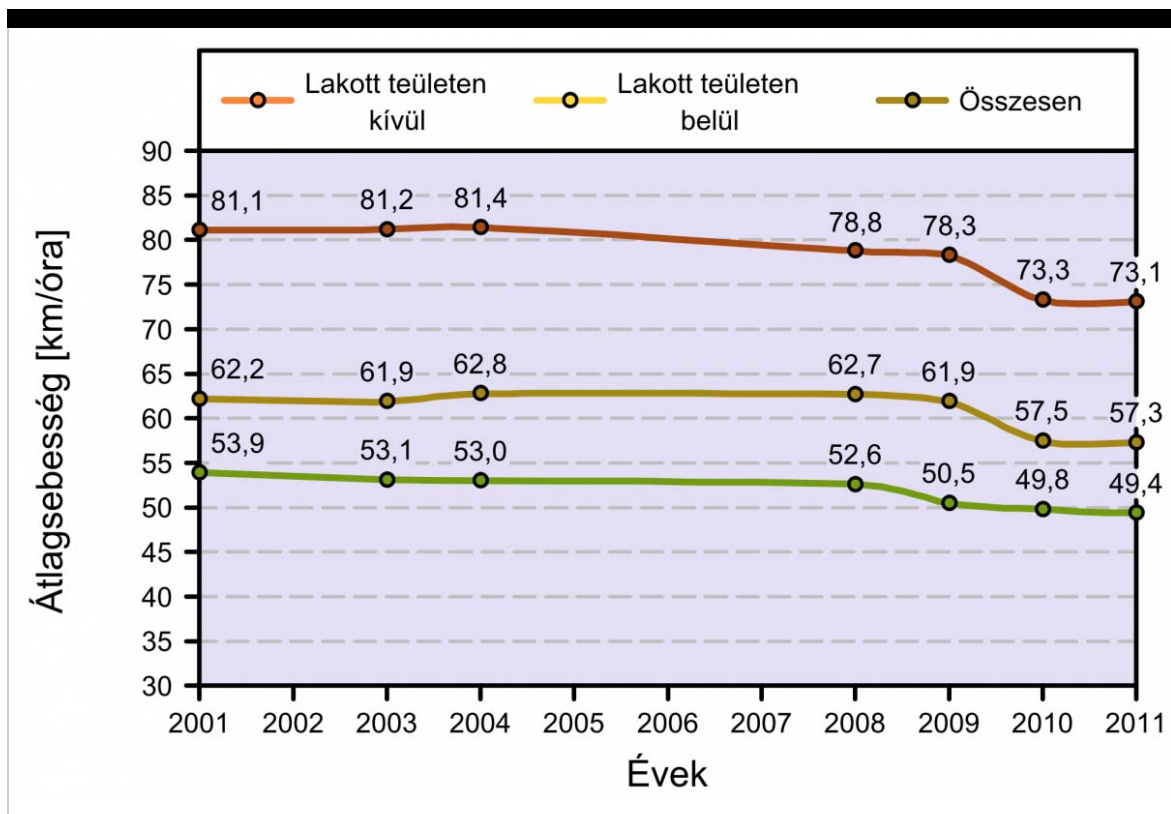
6. ábra

Az egyes évekre jellemző szórások a 2. sávra

Különösebb elemzés nélkül is jól látható, hogy 2007-től kezdődően – a korábbi évek stagnálása után – jelentős mértékben csökkent a szórás értéke. (Figyelemre méltó, hogy 2011-ben megfordulni látszik e kedvező trend.) **Az elmúlt évek javuló baleseti statisztikája és a sebességek csökkenő szórása között is látható kapcsolat, azaz nemcsak az alacsonyabb sebességek, hanem a homogénebb sebességeloszlás is fontos tényező a baleseti mutatók értékeinek csökkentése szempontjából.**

4. Az átlagsebesség változása az elmúlt években

A 32 mérőhely adatainak az előzőekben bemutatott feldolgozása után, az egyes mérőhelyek sávonkénti és évenkénti szabad sebességátlagainak felhasználásával képeztem az évenkénti átlagsebességeket. A 7. ábrán lakott területi és lakott területen kívüli útszakaszokra, illetve összesítve láthatók 7 év jellemző értékei.



7. ábra

A szabad sebességek átlagának változása 2001-2011 között

A 7. ábrából leolvasható, hogy az elmúlt 4 évben folyamatosan csökkent a szabad sebességgel haladó személygépjárművek átlagsebessége, lakott területen kívül 5,7 km/órával, lakott területen belül pedig 3,2 km/órával.

5. A sebesség és a balesetek száma közötti összefüggés meghatározása

A személysérüléssel járó balesetek, illetve a közúti közlekedési balesetekben megsérültek számának – az elmúlt években mért – csökkenése és az átlagsebességek változása között feltételezhetően kapcsolat van. E kapcsolat erősségének vizsgálatára a Nilsson modell hazai adaptálása tűnik célszerűnek. Nilsson a következő összefüggést állapította meg a balesetek számának változása és a sebesség változása között [1]:

$$\frac{\text{Balesetek száma utána}}{\text{Balesetek száma elötte}} = \left(\frac{\text{Sebesség utána}}{\text{Sebesség elötte}} \right)^{\text{kitevo}} \quad (1)$$

A „kitevő” értéke halálos balesetek esetén 4, halálos és súlyos sérüléssel járó balesetek esetén 3, személysérüléssel járó balesetek esetén pedig 2. Ha a sebesség 80 km/óráról 75 km/óra csökken, az utána/elötte sebesség arány 75/80, azaz 0,94. E hányadost a 4-ik hatványra emelve $(0,94)^4 = 0,77$ -et kapunk, ami azt jelenti, hogy az egységnyi értékről 0,77-re csökken, ami a halálos balesetek számának 23%-os csökkenését jelenti.

Az általam feldolgozott sebességadatok alapján számított évenkénti átlagsebességeket a táblázatban látható számokat lakott területi utakra a 8. táblázat, lakott területen

kívüli utakra pedig a 9. táblázat tartalmazza. Az átlagsebességeket a korábban már ismertetett módon, a szabad sebességgel haladó járművek sebességének átlagolásával képeztem. **Az általam kidolgozott módszer biztosította azt, hogy egy adott helyszínen a különböző forgalomnagyság és összetétel melletti, különböző napokon és különböző hónapokban készült évenkénti átlagsebességek összevonhatók és ezért összehasonlíthatók voltak.**

Év	Átlagsebesség (km/h)	Személy sérüléssel járó balesetek száma	Halálos és súlyos sérüléssel járó balesetek száma	Halálos balesetek száma
2001	53,9	12853	4807	518
2003	53,1	13735	4867	452
2004	53,0	14149	4921	465
2008	52,6	13180	4409	392
2009	50,5	12243	3961	292
2010	49,8	11273	3512	260
2011	49,4	10980	3166	225

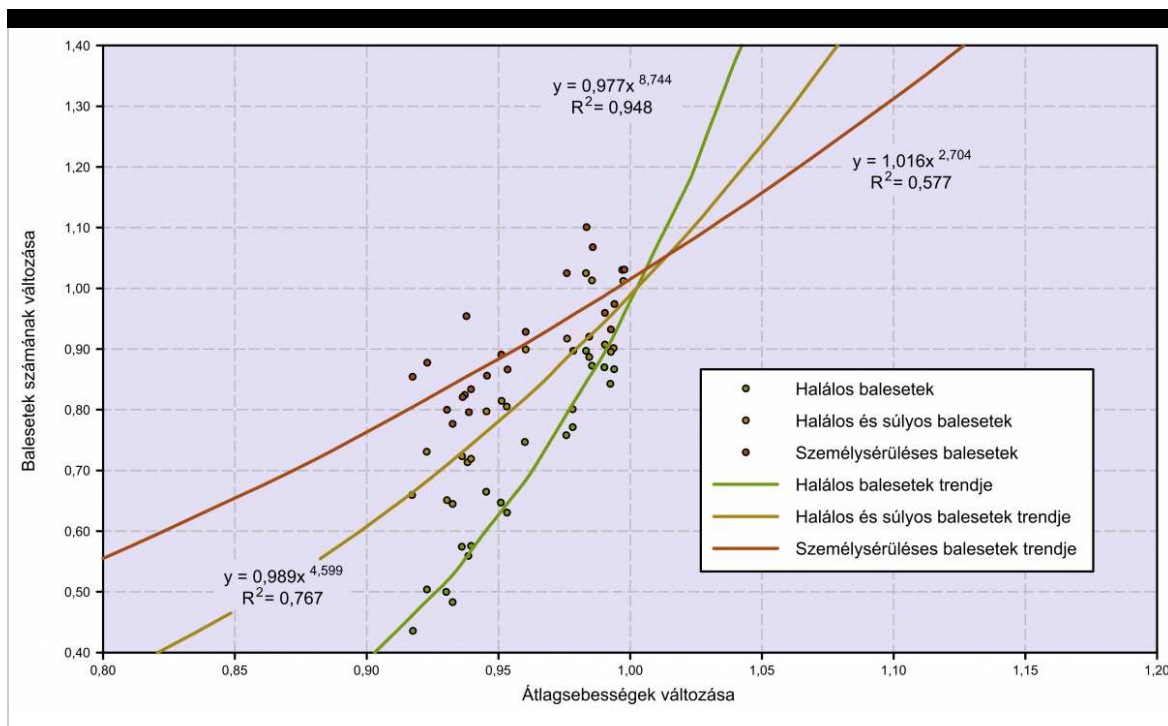
9. táblázat
Átlagsebesség és személy sérüléssel járó balesetszám évenként lakott területen

Év	Átlagsebesség (km/h)	Személy sérüléssel járó balesetek száma	Halálos és súlyos sérüléssel járó balesetek száma	Halálos balesetek száma
2001	81,1	5652	2998	614
2003	81,2	6241	3172	683
2004	81,4	6807	3357	703
2008	78,8	5994	2651	498
2009	78,3	5621	2374	460
2010	73,3	5027	2073	389
2011	73,1	4847	1924	338

10. táblázat
Átlagsebesség és személy sérüléssel járó balesetszám évenként lakott területen kívül

E két táblázat alapján kerültek megállapításra az átlagsebesség-változások és balesetszám-változások közötti összefüggések, amelyeket lakott területen az 8. ábra,

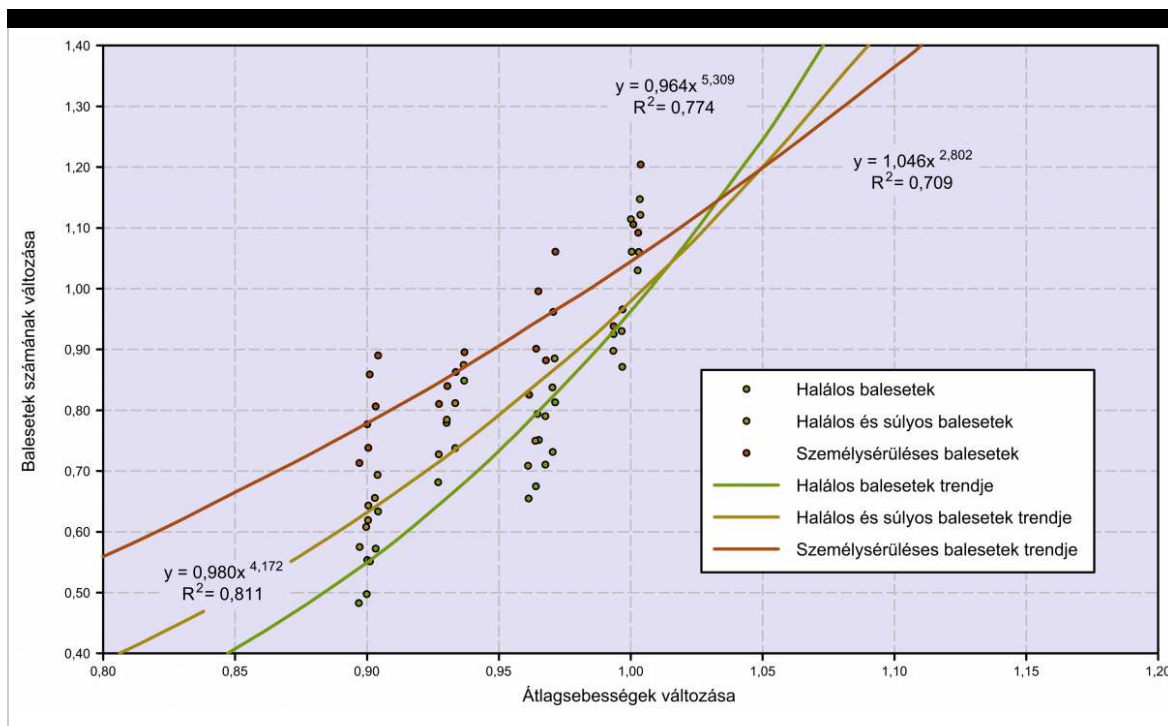
lakott területen kívül pedig a 9. ábra mutat. A 32 mérési keresztmetszet, a hasonló számú lakott területi és lakott területen kívüli mérőhely, a mérőhelyek térbeli eloszlása, a helyszínenkénti több százezer elemzett sebességadat alapján eredményeim jól reprezentálják a hazai járművek sebességét, évenkénti változásukat. Ennél pontosabb és reprezentatívabb eredményt kaphatnánk, ha valamennyi, sebességmérésre alkalmas mérőállomás adatai elemeznénk, azonban a különböző adatgyűjtési eljárások miatt ez jelenleg komoly nehézségekbe ütközik, de mindenképpen további kutatásra érdemes terület. Új vizsgálati lehetőséget adnak majd a jövőben a GPS alapú sebességmérő berendezések.



8. ábra

Az átlagsebesség-balesetszám összefüggése lakott területi utakon

A sebesség-változásra – hasonlóan a Nilsson modellhez – a legérzékenyebben a halálos balesetek száma reagál. Kevésbé változik a halálos és súlyos sérüléssel járó balesetek száma, és legkisebb kitevőjű a személy sérüléssel járó balesetekre vonatkozó összefüggés. A 6 függvényből 5 – kivétel a lakott területen kívüli utak személy sérüléssel járó balesetek trendvonalára – gyakorlatilag az 1-1 pontokon halad át, amely azt mutatja, hogy helyes összefüggéseket kaptam: ha nem változik az átlagsebesség, a balesetek száma sem.



9. ábra

Az átlagsebesség-balesetszám összefüggése lakott területen kívüli utakon

A Nilsson-modell és a számításaim alapján készített modell kitevőit a 10. táblázat tartalmazza. Zárójelben megjelenítettem az Elvik-modellben [3] szereplő kitevőket is.

	Nilsson-modell	Lakott területen	Lakott területen kívül
Halálos balesetek	4	8,7 (2,6)	5,3 (4,1)
Halálos és súlyos sérüléses balesetek	3	4,6	4,2
Személy sérüléses balesetek	2	2,7 (1,2)	2,8 (1,6)

11. táblázat

Kitevők a Nilsson-modellben és elemzéseim alapján

A lakott területi és lakott területen kívüli kitevőket összehasonlítva a legnagyobb különbség a halálos balesetek esetén adódik: sokkal nagyobb mértékű változást okoz a sebesség változása lakott területen, mint lakott területen belül.

A hazai lakott területi, halálos balesetek számára vonatkozó összefüggés sokkal nagyobb kitevővel, azaz sokkal nagyobb meredekségű függvénnyel jellemezhető, mint a Nilsson és Elvik által megállapított. A 8. ábrából leolvasható, hogy 5%-os átlagsebesség-csökkenés 64%-ra, azaz 36%-kal csökkenti a halálos balesetek számát. A külföldi eredményektől való eltérésnek több oka lehet:

- A közúti közlekedési balesetek száma az elmúlt években sokkal kedvezőbben alakult, 2012-ben hazánk kapta a közlekedésbiztonsági PIN-díjat,

mert ez évben a legtöbbet tette a közúti közlekedés biztonságának javítása, s a halálos áldozatok számának csökkentése érdekében – ezen belül is jelentősebb csökkentést regisztráltunk a lakott területi útszakaszokon.

- Lakott területen belül a szabad sebességek átlagai magasabbak, mint a valamennyi jármű sebességadatából számolt átlagsebességek, hiszen a csomópontok közelsége, a jelzőlámpák száma e szakaszokon okoz torlódásokat.
- A külföldi modellekben számos országból származó aggregált adatot vettem figyelembe. Nem ismert a sebességadatok forrása, az átlagok előállításának módja, és az sem, hogy mekkora területet jellemeznek az értékek. Előfordulhatott, hogy az egyes országokra jellemző sebesség-balesetszám összefüggéseket leíró pontok kiolthatták egymást.

Vizsgálataim alapján, az általam meghatározott összefüggések szoros korrelációt mutatnak a szabad sebességek átlagának változása és a személy sérüléssel járó balesetek száma között.

6. Felhasznált irodalom

Nilsson, G.: *Traffic safety dimensions and Power model to describe the effect of speed on safety, doctoril thesis, Lund, 2004*

Mocsári, T.: A gépjárművek sebességének hatása a közúti közlekedés biztonságára, doktori értekezés, Széchenyi István Egyetem, Műszaki Tudományi Kar, Győr, 2012

Elvik, R.: The Power model of the relationsip between speed and road safety, TOI report 1034/2009, 2009

Hozzászólás

* Név	<input type="text"/>
* Email	<input type="text"/>
Honlap	<input type="text"/>
Hozzászólás	<input type="text"/>
<input type="button" value="Hozzászólás elküldése"/>	

Bejegyzések

Loading [MathJax]/extensions/MathMenu.js

[Galéria](#)

[Impresszum](#)

[Interjúk](#)

[Könyvajánló](#)

[Témakörök](#)

© **Copyright Útügyi Lapok** 2013 • *Minden jog fenntartva.*





Cikkek

Bejegyzések

Témakörök

Impresszum

Útügyi lapok

1

Polimerekkel módosított bitumenek reológiai összehasonlítása ismételt kúszás-relaxáció vizsgálattal

Szerző(k) Bíró Szabolcs, Carl Thodesen és Perlaki Róbert

Kivonat

Az utóbbi években asztirol-butadién-sztirol blokk kopolimerek (SBS) világszerte árainak növekedése miatt szignifikánsan megnőtt az igény az alternatív megoldások kidolgozására, amivel az SBS részlegesen, vagy akár teljesen helyettesíthető lenne a módosított bitumen kompozitokból. Több lehetséges bitumen módosítószer/polimer szóba jött; úgy mint etilén terpolimer (Elvaloy), etilén-vinil-acetát (EVA), gumiőrlemény, hibrid kompozit (SBS és gumiőrlemény együttes alkalmazása), illetve polifoszforsav (PPA) és SBS.

A reológiai alapú ismételt kúszás-relaxáció vizsgálatot azért fejlesztették ki, illetve

1. szám
2013. tavasz



Bíró Szabolcs

Okleveles vegyészmérnök, Ph.D., kutató-fejlesztő szakmérnök.

Carl Thodesen

Okleveles építőmérnök, Ph.D.

Perlaki Róbert

Okleveles vegyészmérnök, útépitési szakmérnök.

Kiemelt • Kötőanyagok

AR • bitumen • CRM • Elvaloy • EVA • gumibitumen • ismételt kúszás-relaxáció
vizsgálat • módosított bitumen • MSCR • PMB • PPA • reológia • SBS

2012. november 19.

Due to increasing concerns regarding the

Loading [MathJax]/extensions/MathZoom.js

number of alternative

options have been proposed to provide polymer modifiers for the asphalt binder industry. This paper focuses on the evaluation of six specific polymer modified binders: SBS modified binder (PMB), reacted ethylene terpolymer (Elvaloy), ethyl-vinyl-acetate (EVA), asphalt rubber (AR), hybrid binder (SBS and crumb rubber), and polyphosphoric acid (PPA) and SBS. The goal of this project was to evaluate the various modified binders with respect to binder properties as determined by the Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) rheological test. The MSCR test was developed as a method to determine the performance of polymer modified binders, as opposed to simply detecting the presence of a modifier. The results indicated that wet process style asphalt rubber and SBS tended to yield the best results; however, hybrid SBS-crumb rubber binder also exhibited good MSCR performance. The process parameters and material compositions in this research were not tailored to Hungarian conditions. The results were used for the latest ASTM and Performance graded (PG) asphalt rubber material standard developments.

szabványosították (ASTM D7405), hogy a polimerekkel módosított bitumenek közötti különbségeket jobban ki lehessen mutatni, ezért a kísérletsorozatban ezzel végeztük a különböző módosított bitumenek összehasonlítását. Megállapítottuk, hogy a használt gumiőrleményt nagy koncentrációban tartalmazó gumibitumen, illetve az SBS és gumiőrlemény módosítószeret tartalmazó hibrid minták mutattak leginkább hasonló műszaki teljesítményt az SBS-sel módosított bitumenekhez képest.

Jelen kutatásban a vizsgálati paraméterek kiválasztásánál nem a magyarországi viszonyokat vettük figyelembe. Az eredményeket a gumibitumenek legújabb (hivatalosan még nem publikált) ASTM, illetve teljesítmény fokozat alapú (Performance Grade – PG) szabványok kidolgozásánál is felhasználták.

1. Bevezetés

Az emberiség létszámának folyamatos növekedése maga után vonja a forgalmi terhelés növekedését is, amelynek következtében a különböző polimerekkel módosított bitumenek térnyerése szintén egyre növekvő. Ebben nem csak kiváló em kedvező életciklus-költségeik is jelentős szerepet

játszanak. A módosítószer alkalmazásával az útépitési bitumenek elasztikus (rugalmas) és/vagy plasztikus tulajdonságait változtatják meg, ezek szerint beszélhetünk elasztomer, plasztomer módosítószerokról, vagy adott esetben ezek kombinációjáról.

Világszerte a legelterjedtebben alkalmazott bitumen módosítószer az elasztomer sztírol-butadién-sztírol blokk kopolimer (SBS), amelynek műszaki és gazdasági előnyeiről jelentős számú szakirodalom áll rendelkezésre. Egyes becslések szerint az elasztomerek alkalmazási aránya 75%, míg a plasztomereké 15% körüli (ennek is jelentős részét a szigetelőlemez ipar használja), a maradék 10% egyéb módosítószerok összességét jelenti (pl. polifoszforsav, kéntartalmú adalékok stb).

2008 óta nehézségek tapasztalhatóak az SBS (lineáris, radiális és diblokk) beszerzésében, a felhasználók hirtelen árnövekedést tapasztaltak. Ennek oka, hogy a világ butadién ellátottsága csökkent, mivel a butadién az etilén pirolízissel történő gyártásának egyik másodlagos terméke és 2008-ban gazdasági okokból a pirolízis üzemek folyamatosan könnyebb szénhidrogén alapanyagokra tértek át. Ez kb. 25-30% butadién hozamcsökkenést eredményezett az előző évekhez képest. Ráadásul a világ butadién felhasználásának kb. 70%-át a gumiörmény ipar teszi ki. SBS polimer gyártásra a butadiénnek kb. 6%-át használják. Mindezek alapján nagy valószínűséggel a jövőben is magas SBS polimer árral kell számolni, ezért az amerikai módosított bitumeneket gyártók szervezetének (Association of Modified Asphalt Producers – AMAP) szakértői csoportja javaslatot tett olyan egyéb módosító szerekre, amelyek az SBS-t részben vagy teljesen kiválthatják a jövőben. Javaslatuk a következő volt:

- etilén terpolimer (Elvaloy),
- etilén-vinil-acetát (EVA),
- gumiörmény,
- hibrid kompozitok (SBS és gumiörmény együttes alkalmazása)
- polifoszforsav és SBS.

Felmerült ugyanakkor a kérdés, hogy milyen módszerekkel lenne érdemes megvizsgálni és összehasonlítani a különböző módosított bitumeneket: a klasszikus bitumen vizsgálati módszerek erre nem alkalmasak, a Strategic Highway Research Program (SHRP) kutatási program által is alkalmazott teljesítményelvű, reológiai módszerek viszont megfelelő háttérrel biztosítanak a vizsgálatokhoz.

A reológiai alapú ismételt kúszás-relaxáció vizsgálatot azért fejlesztették ki, illetve szabványosították (ASTM D7405), hogy a polimerekkel módosított bitumenek közötti különbségeket jobban ki lehessen mutatni.

Az anyagtudományban a kúszás szilárd vagy félszilárd anyagok feszültség hatására kialakuló lassú, folyamatos deformációját jelenti. Ez a kialakuló

anyag reológiai tulajdonságaitól függően a terhelés megszűntetésekor bizonyos mértékben vagy teljesen visszaalakul (relaxáció). A visszaalakulás mértéke (aránya) az adott körülmények mellett jellemző az anyag viselkedésére. A kúszás-relaxáció vizsgálat az egyik legelterjedtebben alkalmazott módszer a lineáris viszkoelasztikus anyagok viselkedésének tanulmányozásában.

Jelen kísérletsorozat célja az volt, hogy az AMAP által javasolt módosítószer alkalmazásával előállított bitumenes kötőanyagokat az ismételt kúszás-relaxáció vizsgálat alkalmazásával összehasonlítsuk. Tehát nem az volt a cél, hogy bebizonyítsuk az elasztomer módosítószer bitumenben kifejtett hatása rugalmasabb végterméket eredményez a plasztomerekhez képest.

2. Felhasznált anyagok és előállítási módszerek

Nagy mennyiségben rendelkezésre álló, kereskedelmi forgalomban beszerezhető alapanyagokat használtunk a kísérletsorozatban.

2.1. Bitumen

A bitumen hagyományos, 50/70-es penetráció fokozatú útépítési bitumen volt (1. Táblázat).

Tulajdonságok	B50/70
Lágyuláspont, °C	48
Penetráció 25°C-on, 0,1mm	51
Rugalmas visszaalakulás 25°C-on, %	10
Viszkozitás 135°C-on, mPa.s	570
Viszkozitás 180°C-on, mPa.s	90
Termikus stabilitás (RTFOT)	
- tömegváltozás, %	+0,028
- penetrációcsökkenés, %	68
Nyomás alatti öregítés (PAV) utáni merevség, MPa	96
Nyomás alatti öregítés (PAV), m-érték	0,44
G*/sin d, kPa	0,45
Öregítés után (RTFOT), G*/sin d, kPa	0,78

1. táblázat
Az alapbitumen tulajdonságai

2.2. Lineáris sztírol-butadién-sztírol blokk kopolimer (SBS)

A lineáris SBS a leggyakrabban alkalmazott polimer az útépitési bitumenek módosítószerrei közül. Megfelelő alapanyagok (polimer és bitumen kémia) és gyártástechnológia alkalmazásával, kiválasztásával, háromdimenziós polimer szerkezet hozható létre, amelyben a bitumen alkotja a diszpergált, a polimer a folytonos fázist. Ebben az esetben a módosított bitumen rugalmas tulajdonságai is jelentősen javulnak.

Jelen kísérletsorozatban Calprene 501C márkanevű, pellet kiszerelésű lineáris SBS-t alkalmaztunk, amely 31% sztírolt tartalmazott, és az olvadáspontja 118°C volt.

2.2.1. SBS-sel módosított bitumen előállítási eljárása

Az SBS-sel módosított bitumen előállítása során 8 m/m% polimer koncentrációjú elegyet állítottunk elő 180°C-on, 120 percen keresztül történő intenzív mechanikai nyírás alkalmazásával. Ezt követően az így előállt „mesterkeveréket” B50/70 alapbitumennel hígítottuk 3% végső SBS koncentrációra.

2.3. Elvaloy

A reaktív etilén terpolimer, Elvaloy márkaneven (pontosabban Elvaloy 4170 és Elvaloy AM) kerül forgalomba. A gyártó szerint kémiai kötéseket alakít ki a bitumenben lévő aszfalténekkal. Ennek következtében megfelelő csoportösszetételű bitumen alkalmazásával egyes szakirodalmi források kiemelkedően jó tárolási stabilitásról számoltak be. Jellemzően az Elvaloy-adalék javítja a melegoldali viselkedést, ám a hidegoldali viselkedésnél a vélemények megoszlanak. Bizonyos források az etilén lánc domináns hatását (plasztomer jelleg) adják meg ennek okaként.

2.3.1. Elvaloy-jal módosított bitumen előállítási eljárása

Az etilén terpolimerrel módosított bitumen 1 m/m% Elvaloy 4170-et tartalmazott, és a kompozit előállítása 193°C-on történt, nagy nyírású keverőben, 150 percig tartó keveréssel.

2.4. Etilén-vinil-acetát (EVA)

SBS-t (rugalmas tulajdonságokban és hidegoldali viselkedésben), de versenyképes ára miatt érdemes feltérképezni az alkalmazási lehetőségeket. Az EVA további előnye, hogy viszonylag egyszerűen képez homogén elegyet a megfelelő csoport-összetételű bitumennel, és az így előállított kötőanyag sokáig tárolható.

2.4.1. EVA-val módosított bitumen előállítási eljárása

Az EVATENE 3325 márkanévű EVA polimer 6 m/m%-ban került bekeverésre 180°C-on, nagy nyírású keverő alkalmazásával.

2.5. Gumiőrlemény

A használt gumiabroncsokból származó őrlemények bitumenekben, illetve aszfaltokban történő felhasználása kezdetben környezetvédelmi megfontolásból kezdődött, tényerésük mára azonban bizonyítottan kiváló műszaki tulajdonságaik miatt számottevő. A második legnagyobb mennyiségben alkalmazott bitumen módosítószerré nőtte ki magát világszerte.

A gumiőrlemény alkalmazásával csökkenthető mind az alacsony, a közepes és az emelt hőmérsékletű meghibásodások valószínűsége. A megfelelő módon gyártott kötőanyaggal vastagabb borítottságot lehet elérni az ásványi vázon, és az épített aszfaltrétegek vastagsága kb. 50%-kal csökkenthető.

Jelen kísérletben a gumiőrlemény meleg őrléssel előállított, kereskedelmi forgalomban kapható alapanyag volt, melynek szemcseméret-eloszlása megfelelt az Arizonai Útügyi Igazgatóság (Arizona Department of Transportation – ADOT) gumibitumenekre vonatkozó előírásainak (2. Táblázat).

Szita névleges mérete	No. 10	No. 16	No. 30	No. 50	No. 200
Résméret, mm	2,000	1,190	0,600	0,300	0,075
Felső kritérium (% átesett)	100	100	100	45	5
Alsó kritérium (% átesett)	100	65	20	0	0

2. táblázat

A gumiőrlemény szemcseméret-eloszlása.

2.5.1. A gumibitumen előállítási eljárása

A gumibitument nedves eljárással, az ún. „Arizóna módszer” alapján állítottuk elő.

Ennek során a megfelelő szemcseméret-eloszlású gumiőrlemény (2. táblázat) egy adagban a bitumenhez adagoltuk és 177°C-on, közepes intenzitással kevertük addig, amíg a viszkozításra vonatkozó kritériumok teljesültek.

2.5.2. Hibrid bitumenek előállítási eljárása

A hibrid rendszerek alkalmazása olyan esetben jellemző, amikor adott műszaki tulajdonságokat egy módosítószerrel nem, vagy kevésbé hatásosan lehet elérni. Az Egyesült Államokban például a gumiőrlemény-SBS (csökkentett koncentrációban) elegyek alkalmazása meglehetősen elterjedt.

A hibrid bitumen előállítása során 1 m/m% lineáris SBS-t (Calprene 501C) 180°C-on, 120 percen keresztül, intenzív mechanikai nyírással diszpergáltunk a bitumenben, majd 10 m/m% gumiőrleményt adagoltunk hozzá és a hőmérséklet változtatása nélkül, további 60 percen keresztül kevertük.

2.6. Polifoszforsav (PPA)

A polifoszforsav adagolása egyre elterjedtebb napjainkban, és főleg a meleg oldali viselkedést javítja. Alkalmazásával csökkenthető az adagolt polimerek koncentrációja is. Egyes kutatások szerint főleg a bitumen aszfaltén csoportjára fejt ki jelentősebb hatást, ami alapján a rugalmas tulajdonságok javulhatnak. Megjegyzendő, hogy más szakirodalmi források éppen a rugalmas tulajdonságok romlásáról tájékoztatnak.

A PPA adagolás hatására a következők történnek a bitumenben:

- aromások alkilezése,
- térhálósodás,
- ionizáció, és
- alkil aromások átalakulása ciklikus vegyületekké.

A PPA jellemzően alkalmazott koncentrációja 0,5-1,5 m/m%, és jó kompatibilitást mutat a bitumenmódosításhoz alkalmazott polimerekkel.

2.6.1. PPA-val és SBS-sel módosított bitumen előállítási eljárása

A polifoszforsavat 0,2 m/m%-ban adagoltuk a bitumenhez, 2 m/m% lineáris SBS-rel (Calprene 501C) együtt. Az elegyet nagy nyírású laborkeverővel 180°C-on, 180 percig homogenizáltuk.

2.7. Módosított bitumenek jelölése

A különböző módosított bitumenek jelölését és a módosítószer alkalmazott

(3. táblázat).

Módosított bitumen jele	Módosítószer	Koncentráció, m/m%
SBS	Calprene 501C	3
GB	Gumiőrlemény	20
SBS-CRM	Calprene 501C + gumiőrlemény	1+10
EVA	EVATENE 3325	6
Elvaloy	Elvaloy 4170	1
SBS-PPA	Calprene 501C + polifoszforsav	2 + 0,2

3. táblázat
Módosított bitumenek.

3. Vizsgálati módszer

Az ismételt kúszás-relaxáció vizsgálat (angolul MultipleStressCreep-Recovery vagy MSCR) kidolgozását és későbbi szabványosítását az hívta életre, hogy szakemberek szerint a meglévő tesztek nem minden esetben mutatják szignifikánsan a különbséget, ha egy polimer töltőanyagként vagy aktív módosítószerként van jelen a módosított bitumenben, illetve a meglévő mérés technikákkal kevésbé lehet különbséget tenni a különböző módosítószerekkel adalékolt bitumenek között.

Az MSCR vizsgálat, vagy kúszás-relaxációs vizsgálat lineáris viszkoelasztikus anyagok vizsgálatára alkalmas; a bitumenek, módosított bitumenek ilyenek, de a módszerrel az elasztikus-viszkózus átmenetet lehet vizsgálni. A plasztikus rendszerek vizsgálatára a folyásgörbék alkalmasak. Ettől függetlenül abból a „plasztikus” jellegből adódóan, hogy a plasztikus anyagok a küszöbfeszültség felett általában viszkózusan viselkednek és adalékként a bitumen viszkoelasztikus jellegét csak megváltoztatják, a vizsgálat alkalmas a különbség kimutatására, de csak az elasztikus módosítószerek összehasonlítása lenne igazából célszerű. A plasztomerek valójában növelik a küszöbfeszültséget vagy folyáshatárt, ami a deformáció legelső szakaszában, a folyás vagy deformáció megindulásában okoz csak változást.

A méréseket az ASTM D7405 szabvány szerint végeztük, aminek célja a százalékos visszaalakulás (a rugalmas visszaalakulással analóg), illetve a visszamaradó kúszási hajlam (J_{nr}) meghatározása, ami az anyagban, az ismételt kúszás-relaxáció vizsgálat után maradt deformáció, és a terhelő feszültség

hányadosa.

Egy mérési ciklus során a mintát 1 másodpercig 100 Pa terhelésnek tettük ki (kúszás), amit 9 másodpercig 0 Pa terhelés követett (relaxáció). 10 ismételt ciklust követően, ugyanazon a mintán, a terhelést 3200 Pa-ra növeltük, majd az egész mérést ugyancsak 10 ciklusig folytattuk.

3.1. Százalékos visszaalakulás

A visszaalakulás százaléka jellemző a polimerekkel módosított bitumenek rugalmas tulajdonságaira, illetve feszültség függésére. A visszaalakulás százaléka tehát összefüggést jelent a kúszás során keletkező nyírási deformáció és a ciklus legvégén mérhető deformáció között (1. egyenlet).

$$\epsilon_r(\tau, N) = \frac{(\epsilon_1 - \epsilon_{10}) * 100}{\epsilon_1} \tag{1}$$

ahol,

ϵ_r - Százalékos visszaalakulás for N=1 to 10

τ - Kúszás során alkalmazott feszültség

ϵ_1 - Az egyes kúszási ciklusok során kialakult deformáció 1.0 s terhelés után

ϵ_{10} - Az egyes relaxációs ciklusok során visszaalakult deformáció 10.0 s-mal a terhelés megszüntetése után

3.2. Visszamaradó kúszási hajlam

A visszamaradó kúszási hajlam jelzi az adott bitumenes kötőanyag feszültség függését (2. egyenlet).

$$J_{nr}(\tau, N) = \frac{\epsilon_{10}}{\tau} \tag{2}$$

ahol,

$J_{nr}(\tau, N)$ - a visszamaradó kúszási hajlam N=1-től 10-ig

τ - Kúszás során alkalmazott nyírófeszültség

4. Eredmények

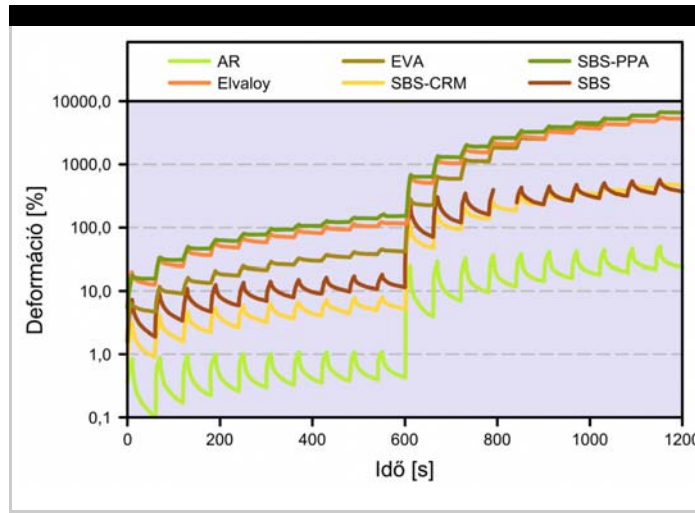
Az MSCR vizsálati eredmények ismertetésével célunk a különböző módosított

kötőanyagok közötti alapvető különbségek bemutatása.

4.1. MSCR eredmények

Az 1. ábrán megfigyelhető, hogy a módosítók hatása jelentős a különböző kötőanyag típusok kúszási visszaalakulására. A kötőanyagoknak az ismételt terhelések hatására kialakuló deformációból való visszaalakulási képessége függ a használt módosítószerrel. Látható, hogy a gumibitumen (AR) áll leginkább ellen a terhelés hatásainak; a 100 Pa-os terhelési ciklusoknál, a maximális deformáció kb. 1%. Ez nagyon különbözött az Elvaloy és az SBS-PPA-val módosított bitumenektől, ahol 100%-ot meghaladó deformációt figyeltünk meg a 100 Pa-os terhelés utolsó ciklusainál. Általánosságban úgy tűnik, hogy az SBS, a gumibitumen és az SBS-CRM hibrid kötőanyagok kevésbé voltak érzékenyek a 100 Pa-os ismételt terhelési ciklusokra, ez látható az első 10 ciklus deformációinak megfigyeléséből. Ezeknél a kötőanyagoknál az ismételt terhelés kisebb maradó deformációban nyilvánul meg, mint az Elvaloy, az EVA és az SBS-PPA kötőanyagoknál. Ez a jelenség megfigyelhető a 3200 Pa-os terhelési ciklusnál is, ahol az Elvaloy, az EVA és az SBS-PPA módosított kötőanyagok 10 000%-os deformációs szinteket érnek el. Az SBS, a gumibitumen és az SBS-CRM sokkal kevésbé érzékeny a magasabb feszültségszintekre és sokkal nagyobb ellenállást mutatott a nyírófeszültséggel szemben.

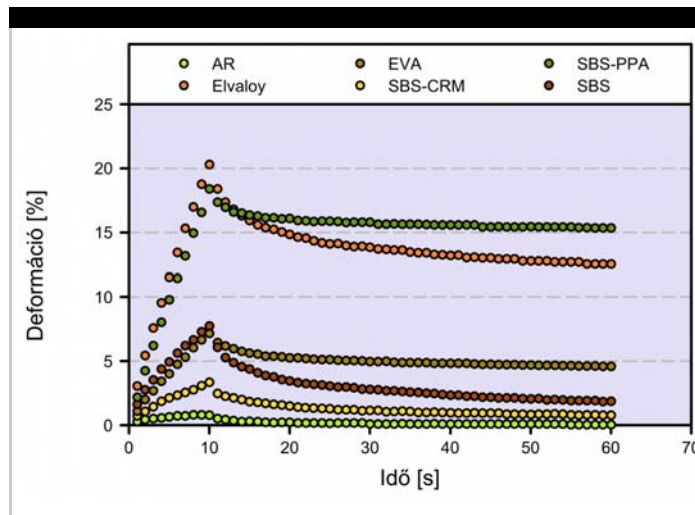
Jelen értékelés során a legjobb eredményt, a legkisebb deformációs szinteket a gumibitumen érte el. Ez a kötőanyagban lévő gumirészecskéknek köszönhető, amelyek a kötőanyag rugalmasabban viselkedését okozzák (nyíróerőkkel szemben). A jelenség másik oka valószínűleg az, hogy a gumibitumenben levő gumirészecskék abszorbeálják a bitumen könnyebb frakcióit, így a kötőanyagot sokkal ellenállóbbá teszik a deformációval szemben. Másik megfigyelés volt a szignifikáns hasonlóság a gumibitumen, az SBS és az SBS-CRM viselkedésében. Látható, hogy a kúszási terhelésre adott válasz ezeknél a kötőanyagoknál nagyon hasonló volt.



1. ábra

A teljes terhelési ciklus 70°C-on

A különböző kötőanyag-tulajdonságok nyilvánvalóbbá válnak, ha közelebbi pillantást vetünk az MSCR terhelési eredményekre. A 2. ábrán az első terhelési ciklus látható 100 Pa-on. Megfigyelhető, hogy a terhelésre adott kötőanyagválasz nagyon függ a módosítószer típusától. Ilyen paraméter beállítások mellett az Elvaloy és az SBS-PPA keverék volt a legérzékenyebb a deformációra. A 2. ábrából látható, hogy míg a két említett polimer a terhelés hatására azonos mértékben deformálódik, jelentős a különbség a kúszási visszaalakulás mértékében.



2. ábra

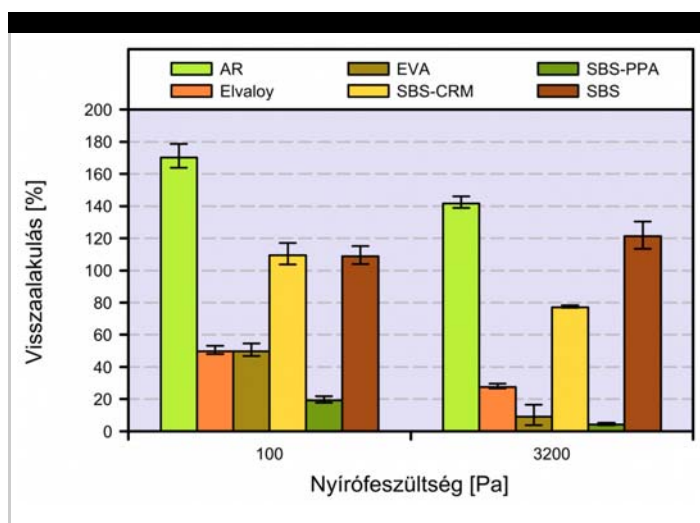
Első terhelési ciklus 70°C-on és 100 Pa-on

4.2. Százalékos visszaalakulás

Loading [MathJax]/extensions/MathZoom.js

ő módosítószer hatását a kötőanyagok

visszaalakulásának mértékére. Ebből az ábrából nyilvánvalóan látszik, hogy a gumibitumen minták mutatták a legnagyobb százalékos visszaalakulást. Az SBS-sel módosított kötőanyag szintén nagyon jól teljesít 100%-ot meghaladó százalékos visszaalakulással mindkét feszültség szinten. Az SBS-CRM kötőanyag hasonlóan magas százalékos visszaalakulást mutatott, azonban látható, hogy nagyobb terhelésnél az SBS-CRM keverék nem alakul vissza annyira, mint az SBS és a gumibitumen. Az Elvaloy, az EVA és az SBS-PPA-val módosított bitumeneknél jelentősen kisebb százalékos visszaalakulást tapasztaltunk. A plasztomerek ilyen típusú viselkedése ismert, mindazonáltal az SBS-PPA kötőanyag viselkedése meglepő; úgy véljük, hogy a PPA reagált az SBS-sel, így az SBS veszíthetett rugalmas jellegéből.

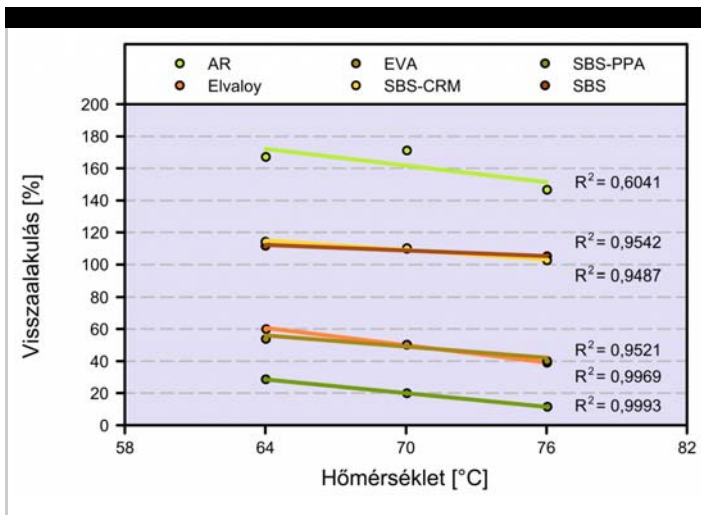


3. ábra

*Százalékos visszaalakulás 100 és 3200 Pa-on,
70°C-on*

Ahogy az a 4. ábrán látható, a vizsgált hőmérséklet tartományban lineáris összefüggés van a százalékos visszaalakulás és a hőmérséklet között. Az SBS és az SBS-CRM keverék a legkevésbé érzékeny a hőmérséklet változására, mindazonáltal mindkettő következetesen alacsonyabb értéket mutatott a gumibitumennél (AR). A többi kötőanyag esetén jelentősen kisebb százalékos visszaalakulást mértünk; mindazonáltal ezeknek a bitumeneknek a hőmérsékletérzékenysége nem különbözött jelentősen a többitől. Az elasztomeres kötőanyagok kitűnő tulajdonságokkal rendelkeztek a százalékos visszaalakulást tekintve, kivéve az SBS-PPA keveréket. Az SBS-PPA keverék következetesen a legkisebb visszaalakulást mutatja az összes vizsgált kötőanyag közül, függetlenül a vizsgálati hőmérséklettől. Ez az eredmény eltért a várttól, mivel az SBS hozzáadásával a PPA keveréknek nagyobb fokú rugalmas visszaalakulást kellett volna mutatnia; de ezek az eredmények azokat a szakirodalmi forrásokat erősítik,

amelyek a PPA rugalmasságra kifejtett negatív hatásairól számolnak be (annak ellenére, hogy egyéb viselkedési jellemzőket javítanak). Ezek az eredmények megerősítik az MSCR vizsgálat érvényességét a módosított bitumenek kiértékelésében.



4. ábra

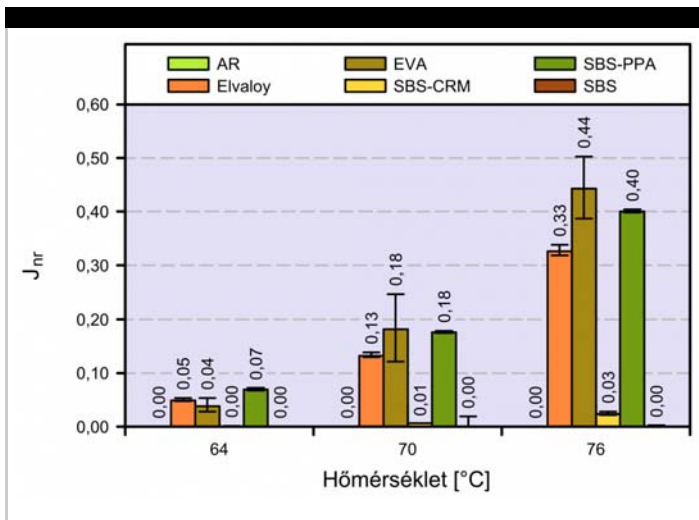
A visszaalakulás mértéke a hőmérséklet függvényében

4.3. Visszamaradó kúszási hajlam (J_{nr})

A J_{nr} értékeit vizsgálva a különböző módosított bitumenek esetén szignifikáns különbségeket tapasztaltunk a különböző módosítószerk hatásai között.

Az EVA, az SBB-PPA és az Elvaloy modifikált kötőanyagok esetén kaptuk a legnagyobb J_{nr} értékeket. Az SBS és a gumibitumen nullához közeli J_{nr} értékeket mértünk, illetve számítottuk, ami alapján azt a következtetést vontuk le, hogy az adott hőmérsékleteken, az alkalmazott különböző feszültség szinteknél ez a két kötőanyag típus képes a legnagyobb mértékű visszaalakulásra.

Ezek az eredmények (5. ábra) azt mutatják, hogy míg a gumibitumen és az SBS modifikált bitumen különböző alapanyagokból és módszerekkel állítható elő, a visszamaradó kúszási hajlamot tekintve nem tehető különbség a tulajdonságaikban. Az SBS-PPA kötőanyag SBS-t tartalmaz, ennek hasonlóan kellene viselkednie az előzőekben említett elasztomerrel módosított bitumenhez. Ez az eltérés annak a ténynek tulajdonítható, hogy az SBS-PPA-ban levő SBS koncentrációja kisebb, és/vagy a PPA reagál az SBS-sel, így csökkenti a rugalmas tulajdonságokat.



5. ábra

J_{nr} értékek 3200 Pa terhelés mellett

5. Összefoglalás

Ebben a tanulmányban értékeltük a polimerrel történő módosítás bitumen viselkedésére gyakorolt hatásait. Régóta ismert, hogy a módosítószer típusa fontos szerepet játszik a modifikált bitumen viselkedési jellemzőinek meghatározásában. Ez a tanulmány az MSCR vizsgálati paramétereinek felhasználásával néhány részletre világít rá a módosított kötőanyagok viselkedését illetően.

- Egyértelmű különbségek láthatók a különböző típusú modifikált bitumenek kúszási visszaalakulási görbéjében. A vártnak megfelelően az elasztomer modifikált kötőanyagok mint a gumibitumen (AR), az SBS, és az SBS-CRM jobb visszaalakulásokat mutatnak, mint a plasztomer modifikációk (Elvaloy, EVA). A PPA-val és SBS-sel modifiált bitumen nagyon hasonló viselkedést mutat a plasztomer kötőanyagokhoz. Összességében, a gumibitumen mutatta a legkisebb kúszást, mindemellett nagyon erős visszaalakulás arányt tapasztaltunk.
- A százalékos visszaalakulás számítások sokkal részletesebben írják le a különböző modifikálási eljárások hatásait. Az elasztomer kötőanyagok közül a gumibitumen adta a legnagyobb százalékos visszaalakulás értéket mindkét terhelési beállításnál; mindazonáltal az SBS modifikált kötőanyag volt legkevésbé érzékeny a terhelés változtatására. Az SBS modifikáció kevésbé érzékeny a hőmérséklet változására.
- A kutatásból származó visszamaradó kúszási hajlam értékek azt mutatják, hogy az SBS-PPA, az Elvaloy és az EVA modifikációk esetében ezek az értékek jelentősen növekednek a hőmérséklet emelkedésével. Emiatt a hőmérséklet emelkedésével ezek a kötőanyagok egyre inkább deformációra hajlamosak

- vagyis várható módon a legkevésbé érzékenyek a deformáló feszültségre.
- Az MSCR eredmények azt mutatják, hogy a különböző adalékszerek használatával a módosított kötőanyag tulajdonságai javulnak, ezek közül a gumibitumen került a legközelebb ahhoz, hogy adott esetben túlmutasson az SBS-sel módosított kötőanyag tulajdonságain vagy helyettesítse az SBS-t.
 - További kutatás szükséges ezen a területen, például az SBS-PPA elasztikus visszaalakulás hiányának megértésére.

6. Felhasznált irodalom

Airey, G. (2004). *Styrene Butadiene Styrene Polymer Modification of Road Bitumens*. *Journal of Material Science*, 951-959.

American Society for Testing and Materials. (2008). *ASTM D 7405. Standard Test Method for Multiple Stress Creep and Recovery (MSCR) of Asphalt Binder Using a Dynamic Shear Rheometer*. West Conshohocken, PA: ASTM International.

Amirkhanian, S. N. (2003). *Establishment of an Asphalt-Rubber Technology Service (ARTS)*. *Proceedings of the Asphalt Rubber 2003 Conference*, 2, pp. 577-588. Brasilia, Brazil.

Association of Modified Asphalt Producers. (2008). *SBS Polymer Supply Outlook*. St. Louis, MO: Association of Modified Asphalt Producers.

Baumgardner, G., Masson, J. F., Hardee, J. R., Menapace, A. M., & Williams, A. G. (2006). *Polyphosphoric Acid Modified Asphalt: Proposed Mechanisms*. *Peterson Asphalt Conference*. Laramie, WY: Western Research Institute.

D'Angelo, J. (2007). *Effect of Polymer-Asphalt Binder Compatibility and Cross Link Density on Non-Recoverable Compliance in the Multi Stress Creep and Recovery Method*. *Southeastern Asphalt Users and Producers Group*. San Antonio, TX: SAEUPG.

D'Angelo, J. (2008). *Effect of SBS Dispersion and Other Additives in PMA Binders on MSCR Test Results*. *45th Peterson Asphalt Research Conference*. Laramie, WY: Western Research Institute.

Dantas Neto, S. A., Farias, M. M., Pais, J. C., Pereira, A., & Picado Santos, L. (2003). *Behavior of Asphalt-Rubber Hot Mixes Obtained with High Crumb Rubber Contents*. *Proceedings of the Asphalt Rubber 2003 Conference*, 2, pp. 147-158. Brasilia, Brazil.

Diehl, C. F. (2000). *Ethylene-styrene interpolymers for bitumen modification*. *2nd Eurasphalt and Eurobitume* (pp. 93-102). Barcelona, Spain: Eurasphalt and Eurobitume.

Dupont. (2002). Dupont Elvaloy Reactive Terpolymer. Retrieved October 2008, from A Reactive Polymer: <http://www.dupont.com/asphalt/link2.html>

Environmental Protection Agency. (2008, September 24). Retrieved October 9, 2008, from Management of Scrap Tires: <http://www.epa.gov/garbage/tires/>

Huang, S. C., Pauli, A. T., Beemer, A. G., & Robertson, R. E. (2006a). Influence of Crumb Rubber on the Fatigue Performance of Asphalt Pavement. 10th International Conference on Asphalt Pavements. Quebec City, Canada: International Society for Asphalt Pavements.

Huang, S. C., Pauli, A. T., Beemer, A., Miller, J., & Salmans, S. (2006b). Particle Size Effect of Crumb Rubber on the Long-Term Aging Characteristics of Asphalts. 43rd Annual Peterson Asphalt Research Conference . Laramie, WY: Western Research Institute.

Isacsson, U., & Lu, X. (1999). Characterization of Bitumens Modified with SEBS, EVA and EBA Polymers. *Journal of Materials Science* , 3737 – 3745.

Khattak, M. J., Baladi, G. Y., & Drzal, L. T. (2007). Low Temperature Binder-Aggregate Adhesion and Mechanistic Characteristics of Polymer Modified Asphalt Mixtures. *ASCE: Journal of Materials in Civil Engineering* .

Martin, J. V. (2004). Asphalt Chemically Modified with Polyphosphoric Acid. North East Asphalt User/Producer Group. Portsmouth, NH: North East Asphalt User/Producer Group.

Roberts, F. L., Kandhal, P. S., Lee, D. Y., & Kennedy, T. W. (1996). Hot Mix Asphalt Materials, Mixture, Design, and Construction. Lanham, MD: National Asphalt Pavement Association Research and Education Foundation.

Valkering, C. P., & Vonk, W. (1990). Thermoplastic rubbers for the modification of bitumens: Improved elastic recovery for high deformation resistance of asphalt mixes. 15th Australian Road Research Board Conference (pp. 1-19). Vermont South, Australia: Australian Road Research Board.

Witczak, M. W., Hafez, I., & Qi, X. (1995). Dupont Elvaloy Reactive Elastic Terpolymers. Retrieved October 2008, from Laboratory Characterization of Elavaloy® Modified Asphalt Mixtures: <http://www.dupont.com/asphalt/link5.html>

Xiao, F., Amirkhanian, S. N., & Juang, C. H. (2007). Rutting Resistance of Rubberized Asphalt Concrete Pavements Containing Reclaimed Asphalt Pavement Mixtures. *Journal of Materials in Civil Engineering* , 19 (6), 475-483.

Xiaohu, L., & Ulf, I. (2001). Modification of road bitumens with thermoplastic polymers. *Polymer Testing* 20 , 77-86.

Yildirim, Y. (2005). Polymer modified asphalt binders. *Journal of Construction and*

Building Materials , 66-72.

Hozzászólás

* Név	<input type="text"/>
* Email	<input type="text"/>
Honlap	<input type="text"/>
Hozzászólás	<input type="text"/>
<input type="button" value="Hozzászólás elküldése"/>	

[Bejegyzések](#)

[Galéria](#)

[Impresszum](#)

[Interjúk](#)

[Könyvajánló](#)

[Témakörök](#)

© **Copyright Útügyi Lapok** 2013 • *Minden jog fenntartva.*



Gyártott és beépített aszfaltkeverékek merevségingadozása

Tóth Csaba*

2013. május 9.

Kivonat

The article studies the stiffness variation of the different manufactured and built-in asphalt mixtures. In the first part of the article the stiffness tests are announced experienced in the course of the SMA-8 asphalt mix production, which was applied in Hungary for the first time. The tests were carried out using not only the indirect tension test (IT-CY) applied in this country but also with the help of the Simple Performance Tester (SPT). The second part of the article contains the stiffness test results of built-in surface and binder layers applied in different projects by different companies. We can gain a picture on the formation of the more popular domestic mixtures after building them in with the help of the stiffness tests carried out on 85 mixtures belonging to the seven asphalt types.

1. Prológus

Az elmúlt majd két évtizedet a hazai autópálya-építés nagy korszakaként is megőrizheti majd a szakmai emlékezet. A gyorsforgalmi úthálózatunk intenzíven fejlődött, az országos közúthálózatunk számos új elemmel gyarapodott, illetve jelentős mértékben felújításra került. Ha azonban a minden úthasználó által érzékelhető teljesítmények mögé nézünk, látható, hogy az egyes szakterületek nem azonos mértékben profitáltak az ágazat szárnyalásából. Az aszfalttechnológia területén csak néhány szabad szemmel is látható produktumot tudunk felmutatni. Az egyik ilyen például a hazai műszaki szabályozás CEN-es normákhoz történő „igazgatása”, a másik a nagymodulusú aszfaltkeverékek hazai bevezetése.

Figyelembe véve azonban, hogy a harmonizáció véghezvitele alapvetően törvényi kötelezettségeken alapult és jellemzően nem a hazai szakmai közéletben kiforrt modernizációs törekvések megvalósításának célja vezette, azt ne tekintsük mindenáron belső, szakmai igényeink egyfajta látens manifesztumának. Ez a siker inkább csak kikényszerített eredmény, bár ez semmit nem von le annak értékéből. Apró szépséghibaként azért megemlíthető a nemzetközi szabályozás logikája és a hazai gyakorlat között esetenként felsejlő kettősség, ami például az útügyi műszaki előírás (ÚME) rendszer tanulmányozása során tetten is érhető, a kivitelezői érdekek megrendelői szempontokkal szembeni dominanciájával egyetemben, ez azonban akár egy másik cikknek lehetne tárgya.

A nagymodulusú (NM) keverékeink azonban már igazi magyaros alkotásnak tekinthetők. Ezek a keverékek elsősorban a plasztikus deformáció-ellenállóság ígéretét hordozzák és napjainkra már észrevétlenül beépülve a hazai gyakorlatba, gyakran rendelt és beépített, meghatározó keverékeinkké váltak. Noha e keveréktípus megszületésekor még nem rendelkezünk információval arra vonatkozóan, hogy mit is tekintsük nagy modulusnak, ma már ez a kérdés is – ha kicsit formálisan is, de – megoldott. Továbbra is feszegethető azonban, hogy a jellemzően magasabb bekerülési költség ellenértékéért mit várhat el a megrendelő és végső soron az adófizető polgár az NM-es keverékektől: kisebb deformációs hajlamot; nagyobb merevséget; hosszabb élettartamot; felújítási költségcsökkenést és ha ezeket részben vagy egészben igen, akkor hogyan lehet egzakt módon ezeket a hatásokat számszerűsíteni. Végül hogy vezethető vissza mindez a hajlékony útpályaszerkezetekkel kapcsolatos minden kérdés „gyökeréig”, a méretezésig?

Az aszfalttervezés kérdésében az empirikus eljárással szemben a fundamentális eljárást választottuk. Ez a döntés a gyorsabb ütemű szakmai fejlődés lehetősége és elkerülhetetlensége mellett a hazai gyakorlat és szemléletmód mielőbbi átforgalmazásának igényét is vizionálta. Magyarán, az aszfaltkeverékek teljesítőképességével kapcsolatos vizsgálatok felértékelődését vártuk, de finoman szólva megoszlanak a vélemények a tekintetben, hogy az elmúlt években milyen mértékben valósultak meg ezek a várakozások.

Az aszfaltkeverékek egyik legfontosabb anyagi tulajdonsága a merevség, azonban meglehetősen kevés publikált kutatási eredménnyel vagy akár csak nyilvánosan megosztott tapasztalattal rendelkezünk keverékeink merevségét illetően,

*okl. építőmérnök, PhD, MBA, BME Építőmérnöki Kar Út és Vasútéptérségi Tanszék, toth@uvt.bme.hu

annak ellenére, hogy – ugyan csak néhány kitüntetett keverék esetén – ezen értékek gyűjtése és kiértékelése előírásainkban formálisan rögzítésre került. Ezen adatok rendszerezése finoman szólva akadozik, egyértelműbben fogalmazva pedig gyakorlatilag nem történt semmi olyan, ami pályaszerkezet-méretezési vagy minőség-ellenőrzési szempontból értékelhető lenne. Ha mégis igen, akkor az sajnálatos módon meglehetősen szűk körben ismert és nyilvánosan nem hozzáférhető információ maradt.

A merevség azonban egy olyan komplex anyagi jellemző, amely számos input paraméter esszenciájaként jelenik meg és így a keverék nem csak külön-külön összetételi jellemzőkkel, hanem azokat egyetlen értékbe sűrítve is jellemezhető. Jelen cikk az alábbiakban a maga eszközeivel különböző hazai aszfaltkeverékek merevségeinek vizsgálatára tesz kísérletet. A cikk első része egy újonnan alkalmazott kopóréteg gyártása során tapasztalt merevségváltozás vizsgálatát közli és veti össze egy merevségbecslő modell prognosztizált adataival. A vizsgálatokat egyrészt az Európában elterjedten alkalmazott indirekt húzóvizsgálat (IT-CY) segítségével, másrészt az elsősorban az USA-ban alkalmazott Simple Performace Tester (SPT) segítségével vizsgáltuk. A cikk második része különböző kivitelezők különféle projektjein beépített kopó- és kötőrétegek merevségvizsgálati eredményeit tartalmazza. A hétféle aszfalttípushoz tartozó 85 darab keveréken elvégzett merevségvizsgálatok eredménye – ha megkérdőjelezhetetlen kijelentések tételére nem is alkalmas – néhány érdekes megállapítást azonban megalapoz.

2. SMA típusú kopóréteg merevségének alakulása a gyártás során

2.1. A vizsgálat előkészítése

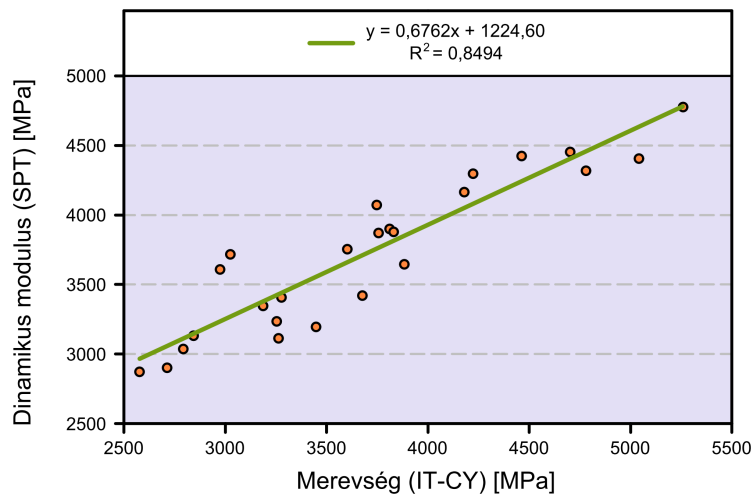
Az aszfaltkeverékek gyártása során a szemeloszlás, kötőanyag-tartalom és egyéb paraméterek az előírt követelményekhez képest szükségszerűen, gyártástechnológiai okokból valamilyen mértékben eltérnek, akörül különböző mértékben ingadoznak. Azonban még a megengedett tűrések között fekvő ingadozás is jelentős hatást fejthet ki a kész aszfaltkeverék mechanikai tulajdonságaira, így ennek vizsgálata különösen eddig nem vagy ritkán gyártott keverék esetén indokolt.

A vizsgálatok során egy hazai keverőtelepen gyártott aszfaltkeverék merevségének alakulását vizsgáltuk 25 gyártási napon keresztül. A vizsgálat során az éppen gyártott „SMA 8 kopó 45/80-60” típusú keveréket állt módunkban vizsgálni. Merevség tekintetében ugyan ez a keverék nem a legszerencsésebb választás, egyrészt azonban a merevség ingadozása ezen keverékek is vizsgálható, másrészt erről a keveréktípusról hazai vizsgálatok sorozat még nem készült.

A keverékek merevségének vizsgálatára jelenleg több lehetőség kínálkozik: az egyik az indirekt-húzó vizsgálat (IT-CY), amely a legelterjedtebb hazánkban. A vizsgálat előnye, hogy gyorsan elvégezhető és próbatestként Mars-hall, zsirátoros vagy fűrt minták egyaránt használhatók. Jelentős hátrány azonban, hogy ez esetben indirekt húzással csak egy kvázi rugalmassági modulus tudunk meghatározni, így a vizsgálat statikus jellege miatt a kötőanyagának köszönhető viszkózus hatás érdemben nem vizsgálható. A másik, kevésbé elterjedt lehetőség a 2 vagy 4 pontos hajlítás segítségével történő merevség-meghatározás. A módszer előnye, hogy a terhelés dinamikus és így teljesebb képet kaphatunk a keverék viselkedéséről, hátránya azonban, hogy a vizsgálathoz nagyszámú, körülményesebben előállítható hasáb illetve trapéz próbatesteket kell használni. A BME Út- és Vasútépítési Tanszékének laboratóriuma 2011 folyamán üzembe helyezett egy ún. SPT (Simple Performace Tester) készüléket, amely képes a két eljárás kedvező tulajdonságait ötvözni. A vizsgálat nagy előnye, hogy segítségével az egyszerűbben előállítható hengeres próbatestek különböző hőmérsékleten és eltérő frekvenciaterhelés mellett vizsgálhatók. Az így kapott eredmények alapján az aszfaltkeverék viselkedése nagyobb pontossággal leírható, szemben például a típusvizsgálatban megadott egy hőmérsékleten, statikus terhelés mellett megadott merevségértékkel, ami felületen vagy akár félrevezető képet adhat a keverék valós mechanikai tulajdonságáról.

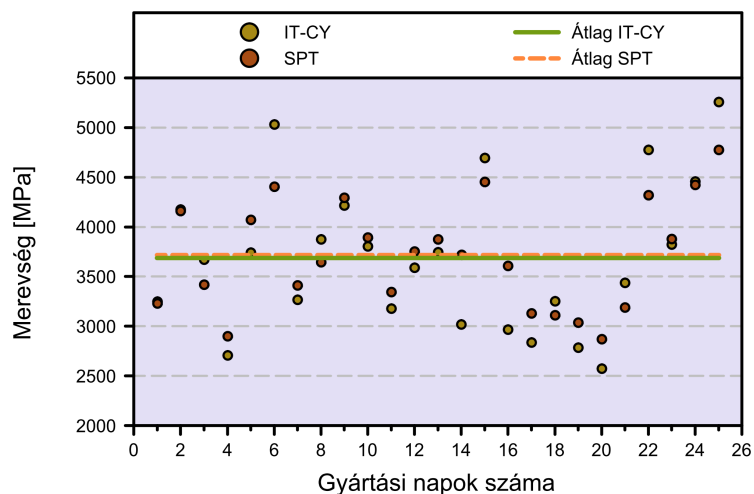
2.2. Mérési eredmények

Az SPT vizsgálatokat a napi gyártásból készített 2-2 darab zsirátoros próbatesteken végeztük el, majd ezt követően az ezekből fűrészeléssel előállított 4-4 db hengeres próbatesteken IT-CY vizsgálatok történtek. A mérések 20 °C-on, az IT-CY vizsgálat esetén a szabványos 124 msec felfutási idő alkalmazása mellett, illetve az SPT vizsgálat során 6 különböző terhelési szinten kerültek elvégzésre. Az ez esetben alkalmazott terhelési frekvencia: 0,1; 0,5; 1; 5; 10 és 25 Hz volt. Az eredmények előzetes értékelése során azt tapasztaltuk, hogy az IT-CY vizsgálat során mért merevséghez a 0,5 Hz terheléssel meghatározott dinamikus modulus érték áll a legközelebb. A két módszer közötti kapcsolat pontosságát az 1. ábra mutatja. Látható, hogy a két vizsgálat eredményei között szoros összefüggés tapasztalható.



1. ábra. Az IT-CY és a SPT vizsgálatok között tapasztalt kapcsolat

A 2. ábra a gyártási napok függvényében mutatja a merevségek alakulását a két vizsgálat esetén.

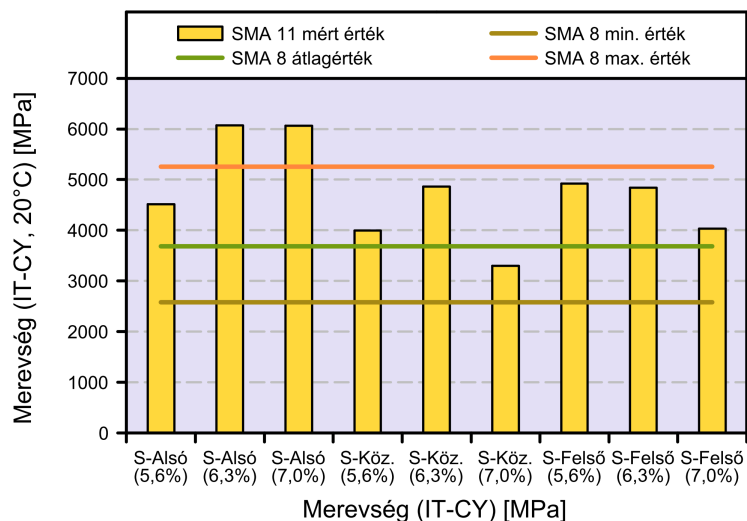


2. ábra. Merevségértékek a gyártási napok függvényében

Az adatok részletesebb vizsgálata igazolta, hogy a két vizsgálatosorozat átlagértékei és szórásai közel megegyeznek, azonban az SPT vizsgálat során kapott értékek magasabb átlagmerevsége mellett, azok szórása kisebb. Ez azt valószínűsíti, hogy az SPT mérési módszer az IT-CY vizsgálatnál mérés technikailag pontosabb. A mérésről további jelentőségét az adja, hogy a gyártás során a tervezési paraméterek – szemeloszlás, kötőanyag-tartalom, stb. – meglétét vizsgáló laboratóriumi ellenőrzés nem-megfelelőséget nem tárt fel. Azok terjedelme a vonatkozó műszaki követelményeket nemcsak kielégítette, hanem egy precíz és egyenletes gyártás képét mutatta. Állítható tehát, hogy a merevségértékek ingadozásának tapasztalt mértéke megfelelően szabályozott gyártás mellett alakult ki, így javasolható, hogy ennek mértéke a jövőben esetleg előírandó merevségi követelmények meghatározása során figyelembe vételre kerüljön.

Általánosságban megállapítható, hogy a mért értékek a hagyományos aszfaltbeton keverékekhez képest ugyan relatíve kisebbek, nagyságuk abszolút értelemben azonban jelen esetben nem ítéltető meg, mivel e speciális keverék

esetén más magyar vizsgálati eredményekkel nem rendelkezünk, illetve összehasonlításra alkalmas nemzetközi adatsor sem ismert. Szemléltetés céljából azonban a BME UVT laboratóriumában korábban vizsgált [Fi, 2010] „SMA 11 kopó 25/55-65” típusú keverékekkel összevethető az eredmények, a 3. ábrán láthatóak szerint.



3. ábra. Az SMA 8 keverék merevségvizsgálati eredményeinek összehasonlítása SMA 11 típusú keverékekkel

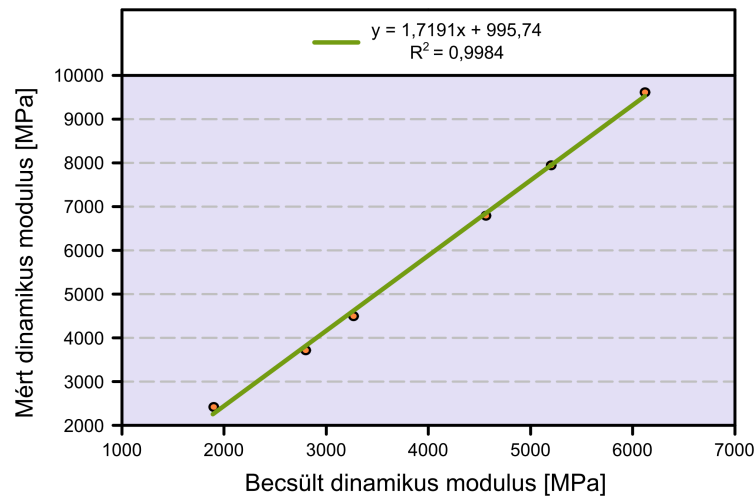
Ezek a keverékek háromféle kővázal és háromféle kötőanyag-tartalommal kerültek előállításra. A bitumentartalom-értékek az ábra vízszintes tengelyén található azonosítókban zárójelben olvashatók. A tervezett szemeloszlások pedig úgy lettek meghatározva, hogy egy-egy a korábbi hazai szabályozás szerinti alsó, illetve felső határgörbe szemeloszlásának, további egy pedig e két szemeloszlás átlagának feleljen meg. A különböző kővázakra szintén az azonosítókban szereplő „Alsó, Középső, Felső” jelölés utal. Látható, hogy a finomabb szemmagyságú zúzalékvasas masztix aszfalt merevsége a várakozásoknak megfelelően illeszkedik a különböző „SMA 11 kopó” keverékek által kijelölt merevség-tartományba.

2.3. Merevségprognózis

Annak érdekében, hogy a gyártás során tapasztalt szórást és a merevségbecslő modellek segítségével prognosztizált ingadozást össze tudjuk vetni, a vizsgált keverék esetén tesztelhető volt a Witczak-féle merevségbecslő modell is. Az aszfaltmechanikai vizsgálatok korlátozott magyarországi elterjedése miatt sok esetben nem lehetséges a keverékek merevségét minden esetben vizsgálni, illetve már a keveréktervezés fázisában is hasznos lenne a merevségre vonatkozó előzetes becslés birtokában lenni. Ennek érdekében a mért értékeket összevetettük a nemzetközi irodalomban széles körben ismert Witczak-féle képlettel. A képlet magyar nyelvű ismertetése számos hazai publikációban is hozzáférhető, pl.: [Fi, 2010], így annak ismertetése itt nem indokolt. A különböző gyártási napok eredményeiből átlagot képezve is elvégeztük a modulus becslést és összehasonlítottuk a mért értékek átlagával. A 20 °C-ra vonatkozó dinamikus modulus becslést összehasonlítva az SPT vizsgálat 6 különböző frekvencián mért értékek átlagával, az eredmények a 4. ábrán láthatók.

Az értékeket megvizsgálva látható ugyan, hogy a modell alulbecsül, ez azonban a modellszámítás ismert korlátai – a modell angolszász szitaméteret használ, esetünkben a kötőanyag viszkozitása nem mért, hanem becsült volt, stb. – mellett ez az SMA speciális kővázalával is magyarázható. A 8 mm-es maximális szemmagyságú és kihagyásos kővázú keverék merevségének előrejelzése azonban más modellek segítségével sem tehető meg pontosabban.

A gyártást követően elvégzett összetétel-vizsgálatok alapján rendelkezésre álló adatok segítségével megkísérelhető az eddigi determinisztikus számítás sztochasztikus megközelítése. A sztochasztikus paraméterek kezelésének egyik legegyszerűbb módja ún. Monte-Carlo-szimuláción alapul és célja a vizsgált mutató sűrűségfüggvényének meghatározása. Az eljárás elve, hogy az input paramétereket nemcsak a tervezett vagy mért átlagértékkel vesszük figyelembe, hanem valószínűségi változó formájában [Tóth, 2010]. A módszer menete, hogy előbb meghatározzuk az input adatok valós eloszlását és ezen értékek közül véletlen mintavétellel kiválasztva a bemenő adatokat, határozzuk meg a

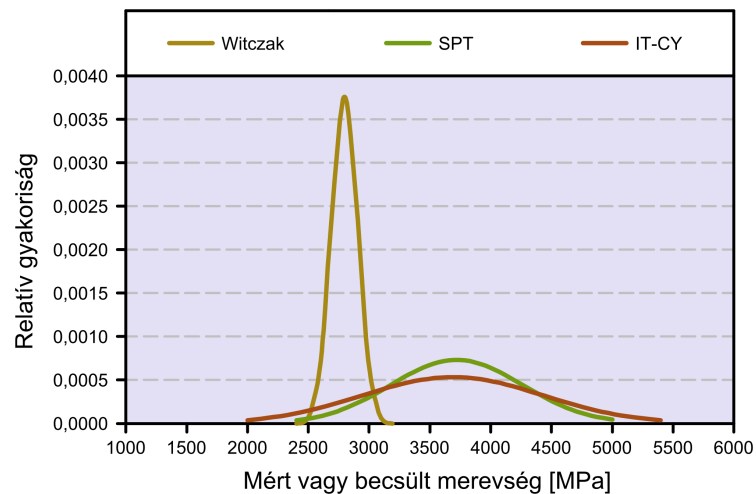


4. ábra. A 20 °C-on mért és becsült dinamikus modulus értékek összehasonlítása

keverék modulusát. Elegendően nagyszámú futtatást követően előállítható az aszfaltkeverék modulusának gyakorisági hisztogramja és ez alapján becsülhető, illetve vizsgálható a modulus eloszlása.

Közvetlen cél az volt, hogy a dinamikus modulusra így kapott várható értéket és szórást a mért merevségek statisztikai jellemzőivel lehessen összevetni.

A modellszámítás során valószínűségi változóként a szemeloszlás, a szabadhézag és a kötőanyag-tartalom értékeket vettük figyelembe, azok várható értékét és szórását a napi laboratóriumi eredményekből meghatározva. A terhelési frekvencia mellett, amelyek értelemszerűen diszkrét értéként kezeltek, a kötőanyag-viszkozitás is csak átlagértékként volt figyelembe vehető, lévén ennél pontosabb laboratóriumi adatsor nem állt rendelkezésre. A valószínűségi változók eloszlását normálisnak tekintettem, és azok között korrelációt nem tételeztem fel. Az SMA 8 esetén a Monte-Carlo-szimuláció eredményét a két vizsgálatsorozat adatainak sűrűségfüggvényével együtt az 5. ábra szemlélteti.



5. ábra. A mért és prognosztizált merevségek eloszlása

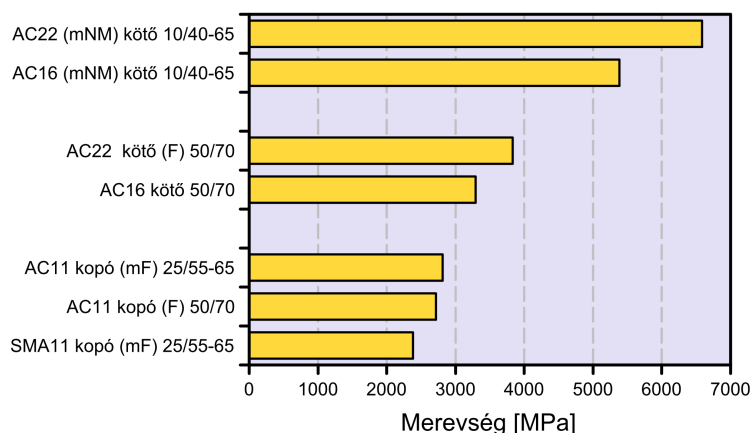
Megállapítható, hogy ha a Witczak-modell nem is képes a gyártás ingadozásának a merevségre gyakorolt hatását előre jelezni – akár az input adatok korábban vázolt pontatlanságának is köszönhetően –, csak annak várható értékét, a mért és becsült átlagértékek között azonban megnyugtatóan szoros a kapcsolat, mint azt a 4. ábrán láthattuk.

Természetesen az ilyen típusú prognózisok pontossága – az empirikus modellek pontossága mellett – az input adataink megbízhatóságának függvénye. A modell korábban már tárgyalt alulbecslése mellett jól látható, hogy a merevség-

becslés szórása a mért értékek ingadozásánál lényegesen kisebb. Ezt értelemszerűen az okozza, hogy a modellszámítás során elvégzett egyszerűsítések hatása a vártnál jelentősebb. Annak érdekében, hogy a modellszámítást pontosítani lehessen, az input adatok várható értéke és szórása mellett, az azok közötti korrelációs kapcsolatot is fel kell tárni. Ennek nehézségét azonban elsősorban az jelenti, hogy ezen összefüggések tendencia szinten valószínűsíthetők ugyan, a pontosabb összefüggés azonban keverékenként más és más.

2.4. Beépített aszfaltrétegek merevségi vizsgálati eredményei

A BME Út és Vasútépítési Tanszékén lehetőségünk volt különböző aszfaltbeépítések során – majd 20 különböző projekten – vett 85 darab fűrt minta merevségét meghatározni szabványos IT-CY vizsgálattal. A mért értékek átlagát a 6. ábra szemlélteti.



6. ábra. A fűrt minták merevségvizsgálatainak átlaga, keveréktípusonként

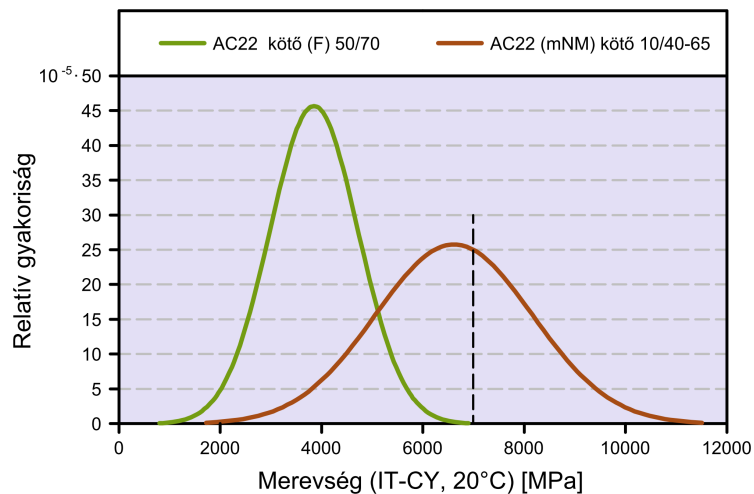
Látható, hogy a szemnagyság növekedésével a mért értékek átlagai is emelkednek, azonban azok nagysága elgondolkodtató. Részletesen közölve az 1. táblázatban az összes keverékvizsgálat főbb statisztikai jellemzőit, számos érdekes észrevétel tehető.

aszfalttípus	elemszám (db)	átlag (MPa)	szórás (MPa)	variancia	min (MPa)	max (MPa)
SMA 11 kopó (mF) 25/55-65	14	2402	395	0,16	1797	3245
AC 11 kopó (F) 50/70	18	2735	531	0,19	1975	3666
AC 11 kopó (mF) 25/55-65	16	2833	861	0,3	1703	4983
AC 16 kötő 50/70	2	3311	-	-	2617	4005
AC 22 kötő (F) 50/70	16	3851	874	0,23	2421	5441
AC 16 (mNM) kötő 10/40-65	7	5403	2665	0,49	1697	8872
AC 22 (mNM) kötő 10/40-65	12	6606	1550	0,23	3720	8828

1. táblázat. Különböző keverékek fűrt mintákon végzett merevségvizsgálatainak statisztikai jellemzői

Ezek közül csak egy megjegyzés, hogy az NM-es keverékek átlaga a vizsgált majd 20 keverékvizsgálat során elmaradt az elvárt 7000 MPa értéktől és ugyan maximális értéként megközelíti a 9000 MPa-t, azonban alsó szélső értéként kritikátlanul alacsony értékre csökkent. Az átlagértékek mellett érdekesen alakult az értékek szórása is, amelyet a 7. ábra szemléltet.

Látható, hogy egyrészt a nagymodulusú keverékek esetén a merevségeknek már a fele se éri el a 7000 MPa-os értéket, másrészt jelentősen nagyobb az NM-es keverék esetén a merevségértékek terjedelme, mint az ábrán összehasonlításként szintén feltüntetett AC 22 kötő (F) 50/70 keverékeké. Ennek az ingadozásnak a mértéke még akkor is magas, ha hiszünk a típusvizsgálatban szereplő adatoknak és figyelembe vesszük, hogy még megfelelően szabályozott gyártás során is számolni kell bizonyos ingadozással. Valószínűsíthető tehát, hogy a nem megfelelő beépítéstechnológia és/vagy a műszaki ellenőrzés hiányának szinergikus hatása révén sikerülhet extrém esetben építeni olyan



7. ábra. „F” és „mNM” jelzetű aszfaltkeverékek merevségének eloszlása a beépítést követően vett fúrt mintákon mérve

nagymodulusú réteget, amelynek merevsége évtizedet szolgált és marásra ítélt autópálya kopórétegével vetekszik. A végeredmény mindenképpen az, hogy jelentős arányban fordulhat elő, hogy jól tervezett és könnyebben beépíthető konvencionális keverékből épített rétegek merevsége jobb, mint egy gondatlanul beépített nagymodulusú keverékké.

Természetesen ismert összefüggés, hogy a fúrt minták merevsége jellemzően elmarad a laboratóriumi próbatesten végzett vizsgálatoktól, így azokon a 7000 MPa nagyságú követelmény nem is kérhető számon, azonban ennek a kapcsolatnak a további boncolgatása hasznos lenne. Az alacsony merevség oka egyébként sok esetben feltehetően a tömörítetlenség és csak kis számban tehető felelőssé a gyártás. A laboratóriumi körülmények között előállított próbatestek típusvizsgálatban dokumentált merevségével szemben a fúrt minta merevségvizsgálatának segítségével közvetve magának a gyártásnak és a beépítésnek a minősége is figyelembe vehető. A burkolat megerősítési eljárásunkkal szemben egyik kifogás, hogy majd negyedszázaddal korábban figyelembe vett aszfalt modulus elavult, alacsony és az aszfalttechnológia fejlődésének köszönhető jobb anyagi paramétereket nem képes figyelembe venni. Rátekintve a táblázatban szereplő eredményekre lehet, hogy a pályaszerkezet méretezés során feltételezett 5000 MPa-os modulus is néha túl optimista feltételezés.

2.5. Epilógus

A merevség nem csak egy vizsgálható aszfaltmechanikai paraméter csupán, hanem közvetve a gyártás és beépítés minőségellenőrzésének fontos indikátora is lehet. Több hőmérsékleten elvégezve a vizsgálatokat, az így kapott mestergörbék meleg és hideg ágainak tanulmányozásával közvetve a plasztikus deformációs illetve alacsony hőmérsékletű repedési hajlam is vizsgálható. Figyelembe veendő továbbá, hogy végső soron a keveréknek beépített aszfaltréteggént kell „teljesítenie”, ezért megfontolandó lehet, hogy a merevségvizsgálatok a nem túl távoli jövőben fúrt mintákra is kiterjedjenek.

Mindemellett azonban természetesen a merevség a gyártás és beépítés input adatainak változására akkor is érzékeny, ha azok kielégítik az előírt követelményeket. Jelen cikkben bemutatott, egy speciális projektre korlátozott SMA keveréken végzett vizsgálatok azt támasztották alá, hogy noha az összetétel-vizsgálatok minden esetben igazolták, hogy a gyártott keverék összetétele megfelelt a tervezettnek, azaz a szemeloszlás, kötőanyag-tartalom, szabadhézag-tartalom értékek bőven az előírt tűréseken belül maradtak, a mért merevségértékek mindkét vizsgálati eljárás esetén figyelembe méltó módon szórtak.

Belátva, hogy e körülmények megnehezítik ugyan valamely megbízhatósági szinthez tartozó merevségi követelmény kijelölését, azonban ilyen típusú további kutatások végzésének szükségessége igazolható. Már csak azért is, mert úgy tűnik, hogy az NM-es és az F-es keverékeink közötti markáns különbség jelenleg csupán egyetlen paraméterben, az árban mutatkozik meg minden esetben – az NM-es keverék javára és közpénzeink kárára – még az elvárt műszaki többlet a merevség-vizsgálati eredményekben nem feltétlenül mutatható ki.

A nagymodulusú aszfaltok apropója kapcsán megfogalmazott megjegyzések azonban túlmúthatnak a merevséggel kapcsolatos szűk szakmai kérdéseken. Napjainkban minden termék vagy technológia a megjelenését követően

hamar elterjed a világban, azonnali haszonnal kecsegtetve a forgalmazót és az első felhasználókat. Tanulságos példa erre a geoműanyagok, majd aszfaltrácsok nagy tömegű első hullámának – szakmailag gyakorlatilag szabályozatlan körülmények között történő – beépítése az útpályaszerkezetekbe, ahol is a megrendelő állami oldal nem kellően felkészülve az alkalmazásra, elkerülhető meghibásodások sorához járult közvetve hozzá.

Mostanában – bár vannak még kételyek például vízerzékenységükkel vagy hidegviselkedésükkel kapcsolatban – sok jót hallunk az alacsonyabb hőmérsékleten gyártott (Warm Mix Asphalt) aszfaltkeverékek műszaki, gazdasági és környezetvédelmi előnyeiről. Ezek a várakozások vitathatatlanul megalapozottak, bár a hazai bevezetés rövidtávú és könnyen számszerűsíthető anyagi előnyei a gyártónál azonnal realizálhatók tüzelőanyag-megtakarítás formájában, míg a megrendelői oldal nehezen költségesíthető hasznot elsősorban a környezetvédelem és az egészségügy területén remélhet. Ugyan ez sem elhanyagolható eredmény, azonban a megrendelő és a vállalkozó közötti kölcsönös haszon egyensúlya kényes. Ha nem tanulunk az aszfaltháló-beépítések műszaki előkészítetlenségéből, ha nem gyűjtjük és értékeljük ki a nagymodulusú aszfaltok gyártása, építése és minőségellenőrzése során keletkező tapasztalatokat, az NM-es aszfaltoknál kényesebb, alacsonyabb hőmérsékleten gyártott WMA keverékek elhamarkodott bevezetésével az idő előtti tönkremenetelek és az üzemeltetési költségek megnövekedését kockáztatjuk. Ez a veszély – tekintettel a szakmai szempontok és prioritások marginalizálódására, a műszaki szabályozásban betöltött állami szerep súlytalanságára, az egyetemek és kutatóintézetek ellehetetlenülésére, stb. – fennáll.

Ha a WMA-k bevezetését csak úgy tudjuk megvalósítani, ahogy a német „Hochstandfest”-et magyarítottuk nagymodulusúvá, akkor ugyanolyan minőségingadozás valószínűsíthető a gyártás és beépítés során, de a várható károk mértéke nagyobb és látványosabb lesz. Szeretnénk ugyan azt hinni, hogy szakmánk mára már elérte azt a nyugat-európai műszaki színvonalat, hogy képes nemzetközi szinten bizonyított technológiai eredmények gyors és precíz adaptálására, ez azonban sajnos nincs így.

Hivatkozások

- [Fi, 2010] Dr. Fi I. – Tóth Cs.: A szemeloszlás változásának hatása az aszfaltkeverék merevségére közlekedésépítési szemle 60. Évfolyam, 12. szám pp. 24-30.
- [Tóth, 2010] Tóth Cs.: Analysis of the Quality Variances of Asphalt Production by Monte Carlo Simulation. Periodica Polytechnica - civil engineering 54:(1) pp. 67-72. (2010)



Cikkek

Bejegyzések

Témakörök

Impresszum

Útügyi lapok

1

Új típusú „turbó” körforgalmak alkalmazásának okai és hazai tapasztalatai

Szerző(k) Hóz Erzsébet

Kivonat

A cikk az elmúlt évtizedben a hazai különféle kétsávos körforgalmakban (koncentrikus, spirális és turbó) végzett vizsgálatok eredményeit foglalja össze, hogy bemutassa a kétsávos körforgalmak típus-választásában végbement fejlődési folyamatot. A koncentrikus kétsávos körforgalmak ág elrendezési és tervezési hibái, a többsávos körforgalmak definiálásának és szabályozásának hiánya, az egysávos körforgalmakkal való összemosása gátjává vált az elterjedésének. Az anyagi káros balesetek kényszerű elfogadása helyett a szakma kereste a megoldást, milyen kétsávos kialakítást lehetne biztonságosabban üzemeltetni. A

1. szám

2013. tavasz



Hóz Erzsébet

Okleveles közlekedésmérnök, mérnök-közgazdász, közúti biztonsági auditor, a Közlekedéstudományi Intézet tudományos főmunkatársa.

Városi közlekedés

2012. november 19.

This paper summarizes the results of studies which contributes the safety analysis of different Hungarian two-lane roundabouts (concentric, spiral and turbo) carried out to illustrate the development process of choosing type of two-lane roundabouts. Branch layout and design mistakes of concentric two-lane roundabouts, a missing definition and regulations of multi-lane roundabouts, and

handling together with the single-lane roundabouts has become an obstacle to the spread of it. Instead of forced adoption of damage-only accidents, professionals were looking for a solution which could be the 2-lane design safer to operate. The reconstruction into one lane roundabout was chosen more frequently for resolving conflicts at two-lane exits. However, where the need was a greater capacity, the solution was a spiral 2-lane design. This was followed by the Dutch turbo roundabout, which was an upgraded version of spiral roundabout. A variety of designs and the geometric parameters are clearly defined by design standards nowadays. Turbo roundabouts are special junctions, where different traffic flows are physically separated from each other, which means less conflict points, it causes a good level of safety.

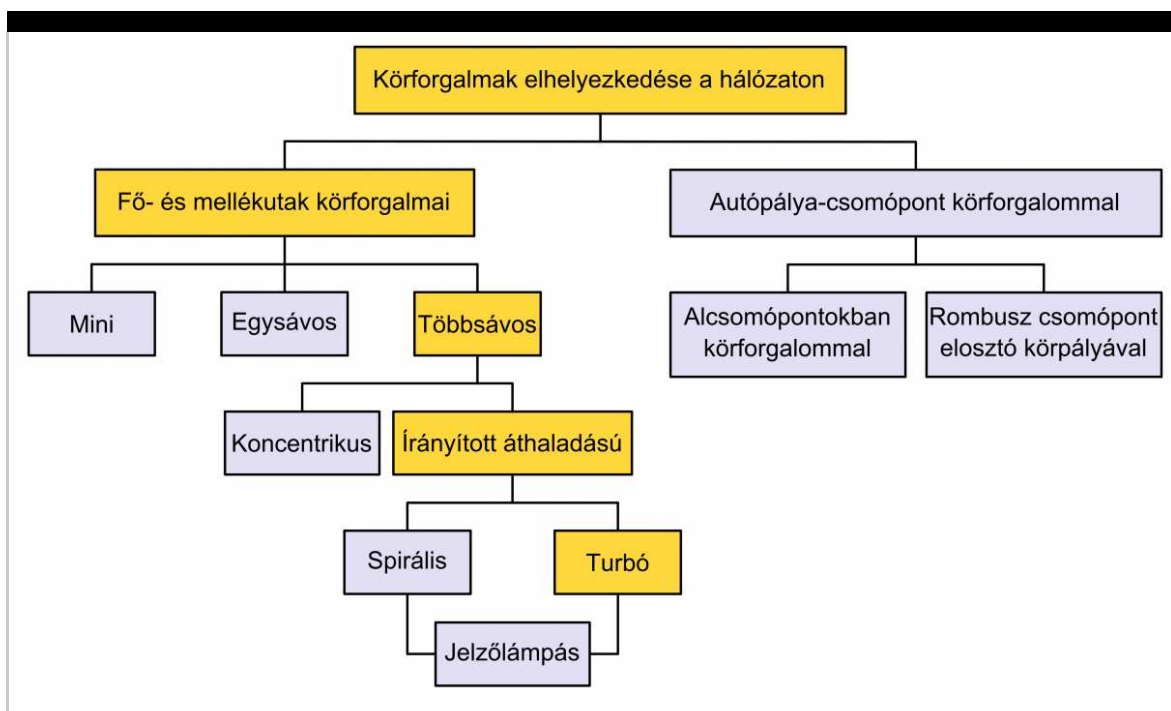
kétsávos kilépéseknél jelentkező konfliktusok megoldására legtöbb helyen a visszaépítést választották. Ahol azonban igény volt a nagyobb kapacításra ott a továbblépést kellett választani, ezt a spirális kétsávos kialakítás adta. Ezt követte a holland típusú turbó körforgalom, mintegy a spirális továbbfejlesztéseként. Mára definiálva lettek a különféle kialakítások és egyértelműen meghatározottak a geometriai paraméterek, azok együttes megválasztása előírás. A turbó körforgalmak speciális csomópontok, amelyekben a konfliktusba kerülő forgalmi áramlatok fizikailag is elválasztásra kerülnek egymástól, így kevesebb a konfliktuspont, ezért kedvező a biztonsági szintje.

„Az összevisszaságban találd meg az egyszerűséget, a hangzavarban a harmóniát. A nehézségek közt mindig ott van a lehetőség.” – Albert Einstein

1. Bevezetés

2010 májusában készült el a hazai „Körforgalmak tervezése” c. útügyi műszaki előírás legújabb változata, amely megpróbált irányt adni az elkövetkezendő 20 év körforgalmainak építéséhez. Az elmúlt 20 év a körforgalmak sikeres alkalmazásának, torzulásának, majd a kör négyszögesítése kapcsán a felismerhetetlenné válásának az ideje volt. Tóthné Temesi Kingával már több közös publikációban is bemutattuk az elmúlt két évtized hazai fejlődését, illetve a körforgalmak tervezési előírásainak változásait [9, 10]. Áttekintettük, hogyan vált a körforgalom „csodaszerré” és ez mennyire megnehezítette a többsávos, nagyobb kapacitású körforgalmak tervezését, alkalmazását. Rámutattunk a 2001-es hazai útügyi műszaki előírásnak a gyakorlatban is szigorúan vett és a teljesen figyelmen

kívül hagyott előírásaira, az évek alatt súlytalanná váló „elfelejtett” soraira [15]. Ezek a tapasztalatok adták meg a támpontot a műszaki előírás 2010-es átdolgozásához és az előírások rendszerbe helyezéséhez. Az előírás úgy került újragondolásra, hogy a normál betűvel szereplő szigorúan veendő előírások mellett dőlt betűvel jelentek meg benne az ajánlások, természetesen továbbra is a biztonság szempontjait előtérbe helyezve [16]. Az 1996-ban Bényei András professzor úr vezetésével készült útmutató [14] még két részes volt: lakott területen kívüli és lakott területen belüli körforgalmakra külön készült előírás. Sajnos 2001-ben –éppen a lakott területen kívüli sebességhatárok felemelésének évében- már egyetlen „közös” előírás készült, ami már tartalmazott többsávos körforgalom-típusokra vonatkozóan sematikus rajzokat. A körforgalmak különféle típusait azonban a 2010-ben megjelent előírás adta meg pontosan, elsődlegesen rajzi megjelenítéssel. Az előírás 1.4.1 pontjában a körforgalmak típusainak áttekintését mutatja a különféle körforgalmaknak az alábbi ábra. [16]



1. ábra

Körforgalmak típusainak áttekintése

A többsávos körforgalmak – valójában kétsávosak – több mint 10 éves hazai alkalmazásának buktatóiról, azokról a sajátosságokról, melyek lehetetlenné tették a kétsávos körforgalmak valóban kétsávosként üzemelését, még nem írtunk. Ezért ebben a cikkben röviden áttekintem a hazai többsávos ún. koncentrikus körforgalmak „bukását” is, hogy érthetővé váljon az a folyamat, ami a spirális körforgalmakon keresztül törvényszerűen elvezetett a turbó körforgalmak hazai alkalmazásához. A már megépült három hazai turbó körforgalom üzemeltetési

tapasztalatai kapcsán bemutatom a jövőben várható tendenciákat, az alkalmazásával elérhető eredményeket és az esetleges kockázatokat is. Míg a többsávós és kétsávós körforgalom definíciója megszületett, addig a koncentrikus, spirális és turbó körforgalmak pontos definiálására nem került sor. Leírások, és jellemző típusrajzok találhatóak a 2010-es előírásban, ezért különösen fontos a megkülönböztető jellegzetességeiket tudatosítani.

Koncentrikus körforgalom: A koncentrikus körforgalom az előírás 4.3. ábráján látható, melynek lényege, hogy a körpályán a sávok terelővonallal vannak elválasztva és folyamatosan kerülnek körbevezetésre, szélességük állandó [16]. A körforgalmi sávok kör alakúak (nem spirálisak).

Spirális körforgalom: Ez a típus a következő, turbó körforgalom „előfutárának” tekinthető, hiszen ugyanúgy spirálvonalakat tartalmaz (innen ered a hazai elnevezése). Ezek a spirálvonalak azonban általában már üzemelő koncentrikus körforgalomban kerülnek felfestésre, hogy elválasztásra kerüljenek a sávok egymástól, hogy a kilépésnél a konfliktusok megszűnjenek. A koncentrikus és spirális körforgalomban a felcserélődő magatartási szabályokat szemlélteti a cikk 3. ábrája. Az Algyőn épült spirális körforgalom már spirálisan került megtervezésre (18. ábra). Sáváltásokra csak a spirálvonalak megnyílásánál és a belépéseknél van – elvileg – lehetőség.

Turbó körforgalom: A többsávós körforgalmak további alapesetének tekinthető, amikor az egyes csomóponti forgalmi irányok a körpályán sáváltás nélkül kerülnek átvezetésre (előírás, 4.6. ábra). Az ilyen típusú körforgalom a forgalom igényeinek megfelelően lehet kettő vagy több sávós körforgalom. A visszafordulás lehetősége nem biztosított minden irányban. A kialakítás szerint fizikai eszközökkel elválasztott körforgalom [16]. Ez a fizikai elválasztás és a szigorú geometriai paraméter-választási kötöttség különbözteti meg a spirális körforgalomtól. Elnevezésének eredete a szerkesztési szabályából eredhet. Egy turbó körforgalom ugyanis spirálvonalakat tartalmaz, ahol a spirálvonalak körívek részein, gyakran félkörívek mentén készülnek, és minden egyes ív egyre nagyobb sugarú, mint az előző. Amikor az ívek sugarának nagysága megváltozik, a középpontja hasonló mértékben változik, úgy, hogy a görbe folytonos marad [8]. Egy ideális mértani rendszerben az alap turbó körforgalom két egymásba ágyazott spirálvonalat tartalmaz, amelyek a sávhatárvonalakat mutatják (lásd a 4. sz. főúti Szolnok határában épült turbó körforgalom légifotója, 33. ábra).

Még a tervező, üzemeltető szakemberek számára sem világos az egyes típusok közötti különbség, a magatartási szabályok megalkotása pedig még várat magára.

2. Többsávós körforgalmak megjelenése a hazai közúthálózaton

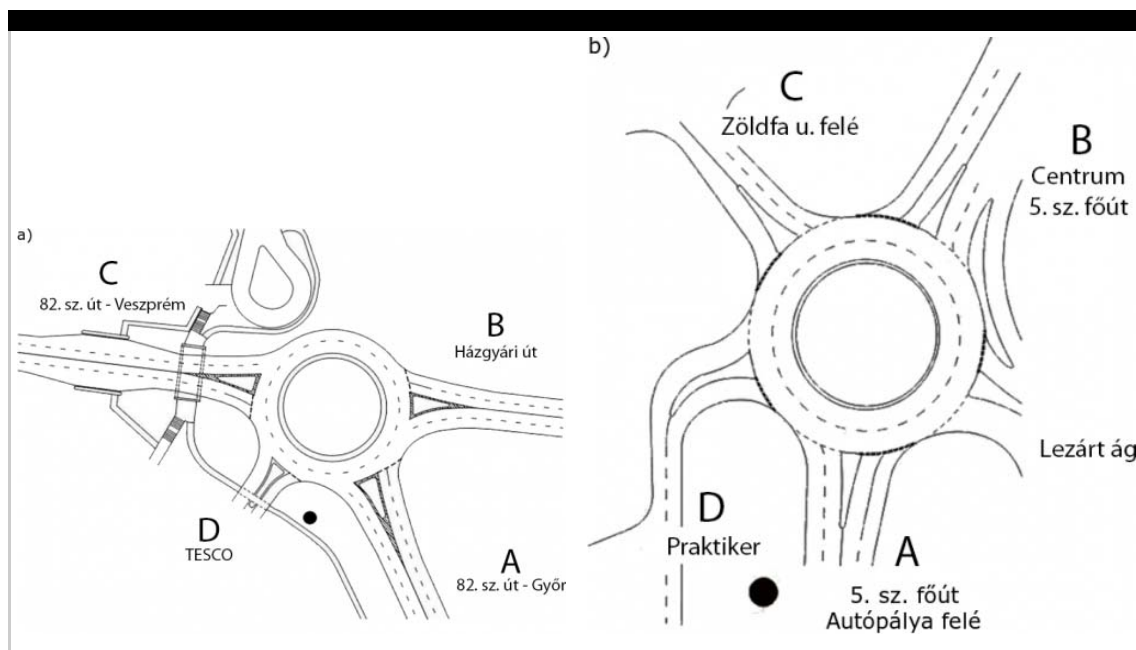
Röviden visszautalok arra az időszakra és környezetre, amikor a többsávos körforgalmak épülni kezdtek az országban, még a 2001-es útügyi műszaki előírás alapján. Az egysávos körforgalmak elterjedésének egyértelmű sikere, a 47%-os személyes balesetszám-csökkenés meggyőző eredménye [3] felbátorította a közúti szakmát, hogy kétsávos koncentrikus körforgalmak is épüljenek 1999-2005 között. Ezen időszak legfontosabb jellemzői:

- Megszokottá váltak az egysávos körforgalmak, nőtt a kapacitásuk, egyre dinamikusabban használták azokat;
- A körforgalmat minden helyszínen, minden hálózati, forgalmi szituációban jó megoldásnak tekintik. Hangsúly sajnos a kapcsolatok megteremtésére helyeződik, nem a baleseti gócpontok felszámolására. Számos körforgalom helyszínválasztása, geometriája, mérete kedvezőtlen, tehát rosszul kialakított körforgalmak is épülnek [1];
- Elkészül a második útügyi műszaki előírás (2001) nagyon szigorú biztonsági előírásokkal, miközben a kétsávos körforgalmak kérdését mind geometriailag, mind szabályozástechnikailag nyitva hagyja [15];
- A hatályos KRESZ-szabályozás hiányossága (a körforgalom továbbra is egyirányú út, nem útkereszteződés, ezért a magatartási szabályok hiányoznak) és következetes „merevsége”, előre nem látása már akadályozza a kétsávos körforgalmak működését. Az útkezelők, közlekedésbiztonsági szakemberek a saját eszközrendszerükkel a lelkiismeretük miatt forgalomtechnikával (jelzőtáblával, burkolatjelekkel) próbálják a hiányzó szabályozást pótolni és az elkövetett hibákat, hiányosságokat kijavítani, vagy elfedni. A kétsávos körforgalmakban gyakran anyagi káros balesetek történnek, ugyanakkor sajnos az egysávos körforgalmakban megjelennek a halálos balesetek (2006-ig 8 halálos balesetet regisztráltak). „Bevásárlóközpontok” kedvelt megoldása, a beruházó fizet, az üzemeltetés felelőssége az átadást követően az útkezelőé, akinek nincs vagy csak minimális a ráhatása a jogszabály-alkotásra;
- Ennek az időszaknak a szabadság, de inkább a szabadosság a jellemzője, hiszen az egysávos körforgalmak sikerét és előnyeit általánosítva egészen furcsa körforgalmak is épülnek: minden kétsávos körforgalom különleges. Vannak a „Körforgalmak tervezése” c. útügyi műszaki előírásnak olyan részei, amit teljesen figyelmen kívül hagynak a döntéshozók, még ajánlásnak sem tekintik. Ilyen például a forgalmi terhelés megoszlása, az ágak csatlakozása, stb. Igen drága, gazdaságtalan körforgalmak is létesülnek az országban;
- A kétsávos körforgalmakban bekövetkező balesetek kimenetele szerencsére ritkán súlyos, annak köszönhetően, hogy – a hagyományos négyágú keresztezésekhez képest - általában alacsonyak a sebességek, illetve, hogy a konfliktusban résztvevő járművek mozgásvonalai 90 foknál kisebb szögben metszik egymást, vagyis hegyes szögű találkozásokról van szó.

Csak **vázlatosan**, **néhány fotóval** illusztrálva áttekintem a legfontosabb

„problémákat”, amelyek akadályozták a biztonságos többsávós körforgalmak hazai elterjedését:

1. Az egysávós körforgalmakhoz kapcsolódóan elterjedt tévhit, hogy az ágak száma és eloszlása lényegtelen. Ha a körpálya kerületén nem szimmetrikusan helyezkednek el az ágak, az aszimmetria miatt, kettő, vagy több ág – a többi ághoz képest – közel kerül egymáshoz. Ilyen esetben több csomóponti funkció (a körpályán történő haladás, becsatlakozás, sávváltás, kihaladás), viszonylag kis területre összpontosul. A járművezetőknek rövidebb idő áll rendelkezésére ezeknek a forgalmi műveleteknek a végrehajtására, ami magában hordozza a veszélyes szituációk kialakulásának kockázatát. Ezek az ismérvek az egysávós körforgalmakra is érvényesek, azzal a különbséggel, hogy nem nehezíti a helyzetet a sávváltási kényszer okozta többlet kockázat, ami a kétsávós körforgalmaknál megtalálható. Ez minden többsávós koncentrikus körforgalmunk esetén probléma volt, példaként a 2. ábra a Veszprémben épült 82. sz. főúti (Tesco), és Kecskeméten az 5. sz. főúti (Praktiker) körforgalmak kialakítását, ágeloszlását mutatja [2].

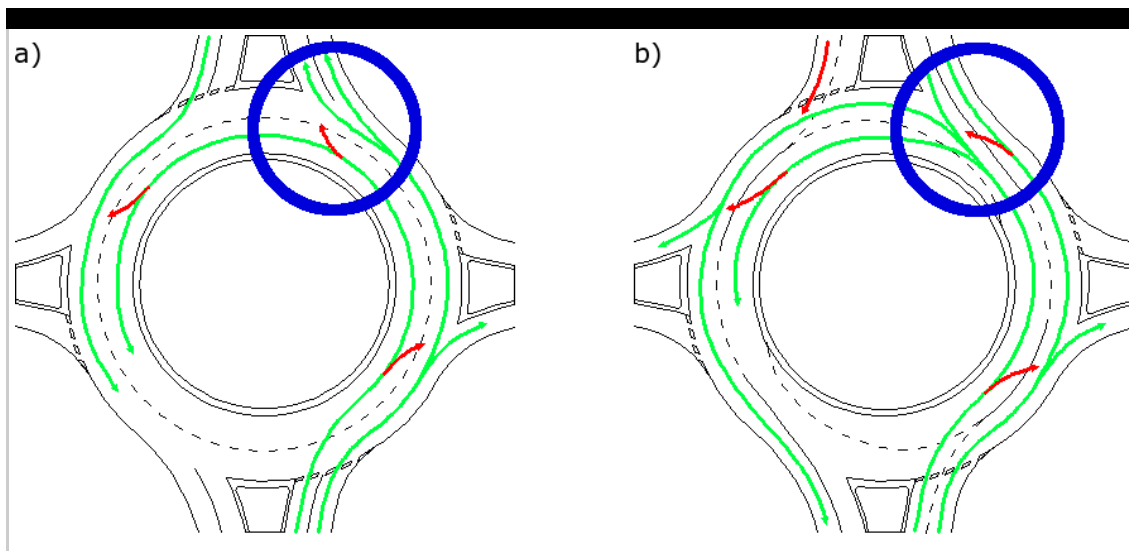


2. ábra

Veszprém 82. sz. főúti (a) és Kecskeméti 5. sz. főúti (b) kétsávós körforgalmak ágelosztása

2. A KRESZ-ben a körforgalom továbbra is egyirányú forgalmú út, tehát kétsávós kilépésnél a külső sávon továbbhaladónak van elsőbbsége. E közben 2005 év végén Algyő mellett megépült az első kétsávós, ún. spirális körforgalom, ahol a főirány a 47. sz. főúton két sávon átvezetésre került. Ezzel kialakul egy sajátos helyzet: ugyanazon jelzéshez más-más szabályozás tartozik attól függően,

hogyan ún. koncentrikus vagy spirális felfestésű-e a kétsávú körforgalom (3. ábra: koncentrikus és spirális körforgalom, ahol „megfordul” a kilépési szabály).



3. ábra

Koncentrikus (a) és spirális (b) körforgalom használatánál a kilépési szabályok megváltozása

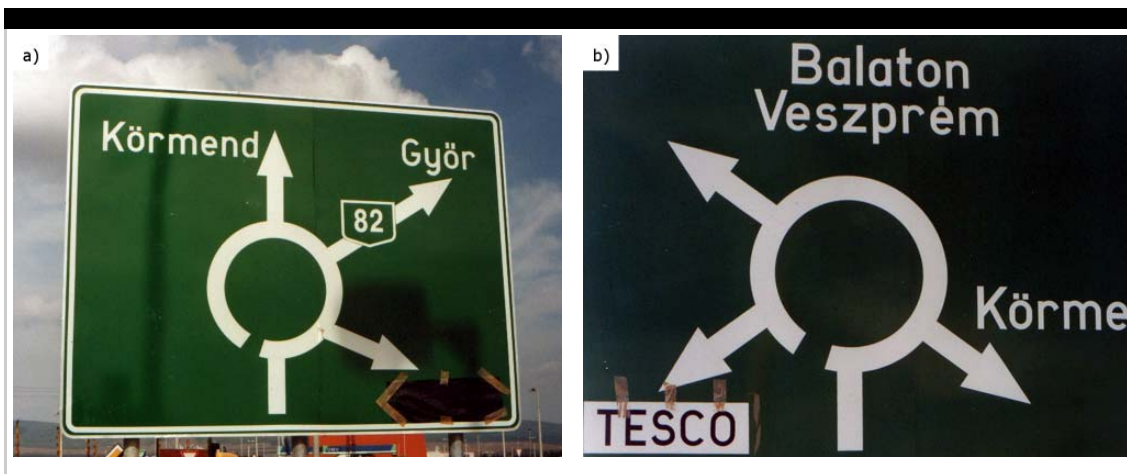
3. Tovább nehezíti a helyzetet, hogy a belépő sávokon számos helyen ott maradnak a jobbos burkolati jelek – nyilak –, miközben szükség lenne a továbbhaladási irányok jelzésére, a belépés előtti helyes sáv-választás megadására. Ugyanilyen komoly probléma, hogy sem az útirányjelző táblákon, sem a besorolás rendjét jelző táblákon nem jelenik meg a közlekedő számára, hogy többsávú körforgalomba fog behaladni, ahol bizony konfliktusok várhatók rá. Ez a „rugalmatlanság” a forgalomszabályozásban visszahatott a biztonságra és elbizonytalanította a közlekedőt. A 4. ábra egy ózdi körforgalom érintőleges belépését mutatja a jobbos burkolati nyilakkal.



4. ábra

Ózd, Gyűjtési körforgalom (a) a jobbos nyilakkal (b)

Az 5. ábra pedig a 2. ábrán bemutatott Veszprémi 82. sz. főúti körforgalom ún. Balatoni behajtó ágán (Veszprém felőli a 82. sz. főúti ág – a rajzon a „C” jelzésű ág) és a Győr felőli 82. sz. főúti (a rajzon „A” jelzésű) ágán a „zöld” útirányjelző táblákat mutatja. Ezek a táblák semmiféle tájékoztatást nem adtak arra vonatkozóan, hogy többsávos körforgalomba halad be a közlekedő. A lehetséges kihajtások irányhelyesek, de hogy hány sávosak, az rejtély marad.



5. ábra

Veszprém, 82. sz. főúti körforgalom útirányjelző táblái. a: Balatoni behajtó ág, b: Győr felőli 82. sz. főúti ág

4. **A jelzőlámpás körforgalom** elméletileg egyesíti magában mind a körforgalom, mind a jelzőlámpás csomópont előnyeit – hazánkban a hátrányait –, azonban **nem körforgalom, hanem kör geometriájú jelzőlámpa**. Általában nem szabályos kör alakú, inkább körszerű. A Győrben üzemelő két jelzőlámpás csomópontban átadása óta hetente anyagi káros balesetek történnek: zavart

- okoz a közlekedőben a körforgalom tábla és a csomópont újszerűsége [13].
5. A hazai körforgalmak sokszínűsége, méretbeli, geometriai **egyedisége** már túlzott, tehát a biztonság ellenében ható tényező.

A körforgalmú csomópont a legkedvezőbb közlekedésbiztonsági mutatókkal rendelkező szintbeni csomópont. Azonban ezen kedvező helyzet leromlásához vezethet, ha nem teszünk meg bizonyos óvintézkedéseket az általános tervezés (a méret és a körforgalom helyzetének megválasztása, gondos láthatósági és jól érthető kialakítás, az egyes ágak vonalvezetése, a csomópont kialakításához szükséges részletrajzok, stb.) és a részletek megvalósítása terén (a központi sziget kialakítása, a jelzésrendszer megválasztása és elhelyezése, stb.). [3]

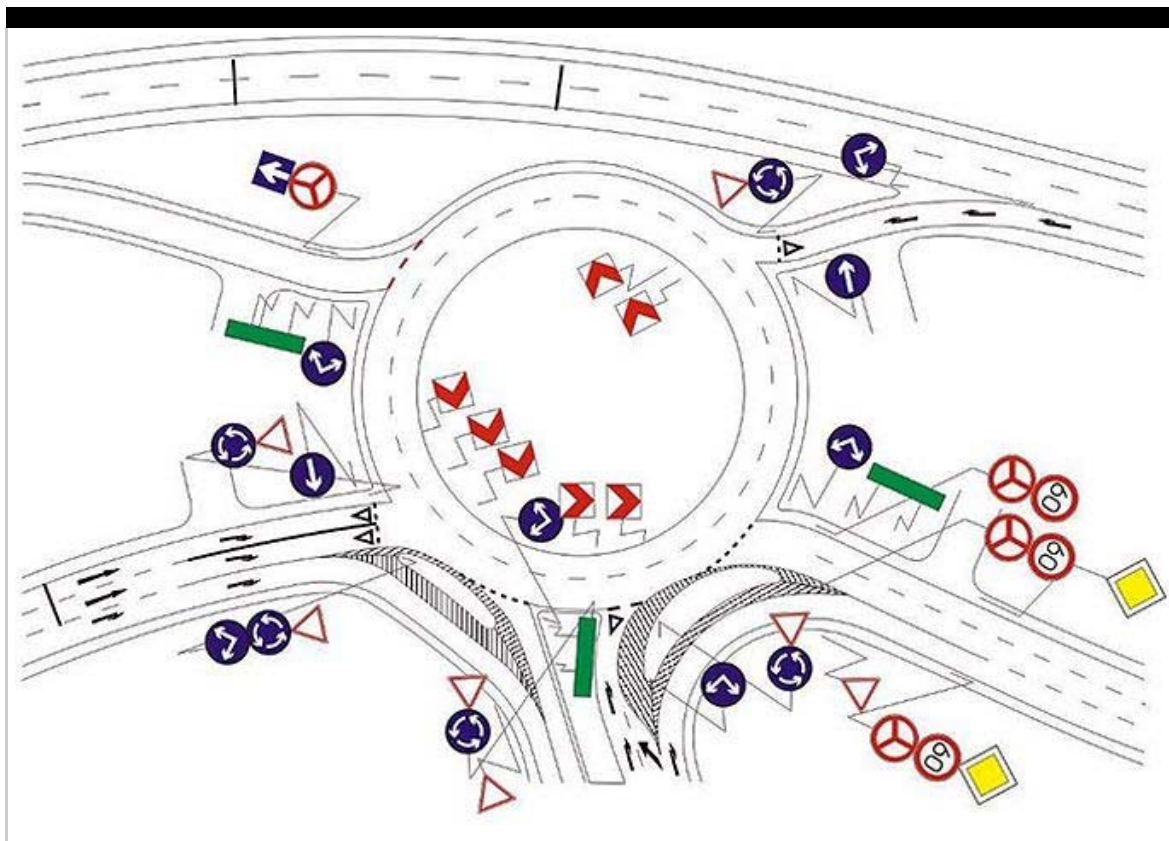
Ez a leromlás hazánkban egyértelműen bekövetkezett, ezért is kereste a közúti szakma a megoldást a helyzet javítására. Sajnos a jogalkotókkal, jogalkalmazókkal nem sikerült megtalálni a közös hangot, ez a mai napig probléma!

A körforgalmak alkalmazása és tervezése során látható **leggyakoribb hibákat próbáljuk röviden összefoglalni és már a többsávos körforgalmaink példájával illusztrálni.**

2.1. Csomóponti ágak száma, kapcsolatok biztosításának elsőbbsége

Miután a négyél több ágú csomópontok forgalomtechnikailag nehezen kezelhetők, ezeket minden esetben körforgalommá építették, még akkor is, ha ezt igen erőltetetten tudták megtenni. Ugyanígy számos háromágú körforgalom került kialakításra, ami többnyire egy ipari-, vagy egyéb forgalomvonzó létesítménynek a főúthálózatra való bekötését jelentette.

A Budakalász melletti, ún. „Cora” körforgalom is erre példa, hogy a 11. sz. főút 20 ezer jármű feletti napi forgalma került kitérítésre a bevásárlóközpont miatt. Ez a csomópont egyébként is gyönyörű példája a kivételeknek, nincs két hasonló ág, lekerekítési sugár, nincs két azonosan kezelt irány. Erről külön vizsgálati anyag készült 2001-2002-ben, de sajnos nem került publikálásra [1].



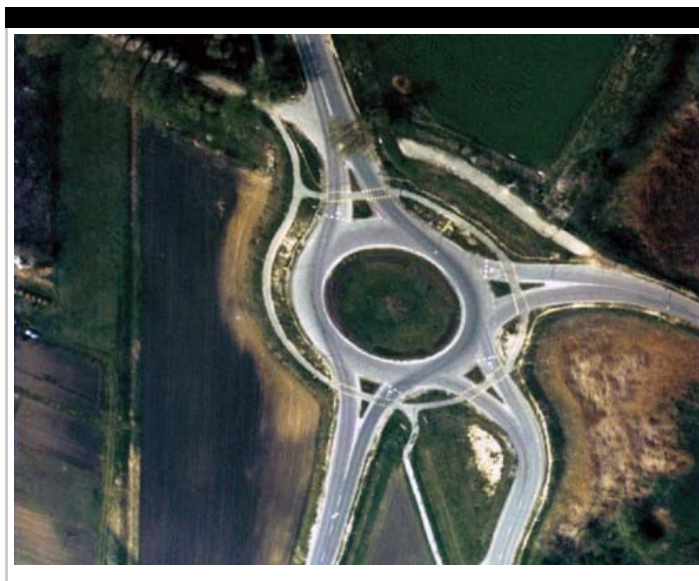
6. ábra

Többsávós ún Cora-körforgalom a 11. sz. főúton, Budakalász közelében

Ezt a körforgalmat, mint kedvezőtlen és nem javasolt kialakítást kellett volna minden fórumon bemutatni. A kialakítás azt is mutatja, hogy miként értelmezhető a csomóponti ágak tengelyének kérdése, hogy a belépő és kilépő sávok teljesen elválhatnak egymástól, sőt ennek mintájára kezdtek terjedni az egyirányú ágak. Itt a 11. sz. főút későbbi külön szintű átvezetése miatt kerültek „széthúzásra” a belépő és kilépő sávok. **Sajnos ez a körforgalom egyfajta „mementóvá” vált a szakmában, mert ütemezetten több átépítésen-átalakításon is átesett.** Először a 11. sz. főút került „átemelésre”, majd az M0 autótűt került bekötésre 4. ágként. A folyamatosan bekövetkező többnyire anyagi káros balesetek miatt pedig a kétsávós belépés és kilépés egysávossá vált, jelentősen lecsökkentve ezzel a csomóponti kapacitást. Az átalakítások sorrendje sem volt szerencsés, de a legszomorúbb, hogy **a geometriai hibákat mindig következetesen meghagyták, a hibákat megőrizték.** Az M0 autótűt bekötésekor a csomópontot át kellett volna tervezni, a kapacitást és a biztonsági szintet valahogy harmóniába hozni egymással. Ennek a csomópontnak a története egy önálló cikket megérő kálvária, amelynek során lehetőséget kapunk annak bemutatására, hogy miként nem lehet forgalomtechnikai „trükkökkel” helyettesíteni a gondos és legalább 20 évre előrettekintő tervezést. A 176/2011. (VIII. 31) Korm. rendelet megjelenése talán garantálja, hogy ilyen kialakítások tervezésére ne kerüljön többé sor, hiszen a hibákból tanulni kell, nem pedig ragaszkodni hozzájuk.

2.2. Csomóponti ág rávezetése, ágak elrendezése, távolsága

A csomóponti ág tengelyének értelmezése nagyon rugalmas és sokszínű, ahogy a 11. sz. főúti „Cora” körforgalom példája is mutatja. Ennél nagyobb probléma, hogy az ágak csatlakozására vonatkozó javaslatot gyakorlatilag figyelmen kívül hagyták a tervezők és engedélyező hatóságok. A „**kizárt**” megoldások ugyanis **általánossá váltak**, éppen a csomópont meglévő, rendelkezésre álló helyének „**kötöttsége**” miatt. A „**kizárt**” az érintőleges bevezetés, ahogy azt az ózdi (4. ábra) és a Szentes közelében lévő (7. ábra) körforgalom példái is mutatják.



7. ábra

*Szentes közelében lévő körforgalom polipszerű ággal,
az ág „rátörése” csatlakozás előtt*

2.3. Csomóponti ágak száma, önálló kapcsolat (surrantó sáv) megadása

A csomóponti ágak száma kiemelten fontossá vált az egysávos körforgalmaknál. Sajnos nem a történelmileg kialakult ötágú csomópontok ideális megoldása lett a körforgalom, hanem az addig négyágú keresztezésekben „**megjelent**” **egy 5. sőt 6. ág** általában benzinkút vagy egyéb, kereskedelmi létesítményhez kapcsolódó út. Főleg a bevásárlóközpontok kedvelt megoldása, hiszen így közvetlen és **egyenrangú kapcsolatot kapnak a hálózaton**. Ennek a legbeszédesebb példája a Veszprémi 82. sz. főúti Tesco-s körforgalom (2. ábra) vagy a 11. sz. főúti Cora körforgalom, amelyeket már szemléltettünk régi kiépítésükben (6. ábra). Az ágak tetszőleges számán felül természetessé vált az önálló jobbra kanyarodó sávok, – a szakma által „surrantó” sávnak nevezett sávok – alkalmazása, pedig az elméletileg kivételesen alkalmazandó megoldás, arra az esetre, ha erős valamelyik kanyarodó forgalom. Természetesen figyelni kell az ellenirányú

forgalomnagyságra is, hogy érdemes-e kiépíteni az önálló jobbra kanyarodó többlet-sávot. Ha nagyobb kapacitás szükséges, akkor előbb-utóbb szükséges a többsávós körforgalom, lehetőleg a turbo körforgalom. Több terv is készült, ahol a turbo körforgalom minden ágán önálló jobbos sáv került megtervezésre. **A hálózati szemléletmód hiánya, a forgalomnagyságok nem ismerete, elhanyagolása és a kapacitászámítás virtuális volta vezetett el idáig. A hosszú ideig túlzott közlekedésbiztonsági elvárásoknak is megfelelő körforgalom a többsávós körforgalmak esetén a kapacitás rovására növelte a biztonsági szintet, inkább visszaépítették némelyiket egysávossá a már bemutatott okok miatt (lásd 2. fejezet).** Ez visszaütött és most felesleges többletkapacitások épülnek milliárdokért. Várhatóan a balesetek miatt visszatérünk a „surrantók” nélküli kompakt körforgalmakhoz.

A kapacitáshoz tartozik, hogy **elvileg** a forgalomnagyság szerepe a tervezésben túlhangsúlyos, miközben **gyakorlatilag** nincs megbízható forgalmi alapadatunk (forgalom irányultság szerinti megoszlása szinte mindig ismeretlen) és **a hálózati változások megrendítően gyorsak voltak.** Ezt nem követte újragondolás, **az út és csomóponti hierarchia felülvizsgálata, újragondolása.** 2001-ben a „Körforgalmak tervezése” c. utügyi műszaki előírásba bekerült a szolgáltatási színvonal [15], viszont sem a jelzőtáblás, sem a jelzőlámpás csomópontok méretezése nem foglalkozik ezzel a kérdéssel. Ezért célszerű csak ajánlásnak tekinteni. A szakmánk kudarca, hogy a környezetvédelem előtérbe kerülésével együtt a szolgáltatási színvonal nem került előtérbe nem csak csomóponti, hanem hálózati szinten sem.

2.4. Védtelen közlekedők (gyalogosok, kerékpárosok)

A szolgáltatási színvonalhoz hasonlóan **csak a körforgalmak esetén** kerül vizsgálatra a gyalogosok kapacitást csökkentő hatása. Egyéb esetekben, egyéb csomóponti formáknál ez említésre sem kerül. Eközben az alacsony jármű-sebességek miatt a körforgalom biztonságos a gyalogosok számára is. A kerékpárosok átvezetésének „kérdését” pedig évtizedek óta úgy oldjuk meg, hogy soha, semmilyen esetben nincs elsőbbségük, mindig kihelyezésre kerül részükre az „Elsőbbségadás kötelező” jelzőtábla. Az első holland típusú turbo körforgalomnál Kecskeméten egy érdekes és jól működő megoldás született. A kerékpáros ugyan elveszíti az elsőbbségét – nem gurulhat be gondtalanul a gépjárművek elé –, de piros színű aszfalton került átvezetésre, hogy minden időszakban jól látható legyen a gépjárművezető számára: itt keresztirányú forgalom van. A gyalogos sem rendelkezik elsőbbséggel (nincs kijelölt gyalogátkelőhely), hiszen áthaladása ugyanezen a „piros felületen” lehetséges.



8. ábra

Kerékpárosok alárendelt helyzetben, „piros burkolaton” átvezetve turbo körforgalomban, Kecskeméten

3. Többsávós körforgalmak üzemeltetési tapasztalatai hazánkban

A többsávós körforgalmak alkalmazásában (ajánlásában vagy tiltásában) igen jelentős eltérések vannak azokban az országokban is, ahol már több kétsávós körforgalom is üzemel. Ennél a csomóponti formánál ugyanis nagyon fontos az adott ország szabályozása (mind a KRESZ, mind az útügyi, forgalomtechnikai) és a gépjárművezetői szokások, azok jellegzetessége. Többsávós körforgalmak működnek Franciaországban, Angliában, Hollandiában, Spanyolországban....stb. de idegenkednek tőle a például a német területeken.

A kétsávós körforgalmak alkalmazásának eddigi hazai gyakorlata nagyon komoly hiányosságokra mutat rá, mind a jogszabályalkotásunk, mind a tervezési előírásaink, gyakorlatunk terén. Ugyanígy a rendőrségi „ki a hibás” kérdésfeltevés egyoldalúsága és a közlekedők teljes elbizonytalanodása, tanácstalansága is megmutatkozott az évek alatt.

A rendelkezésünkre álló adatok alapján hazánkban az alábbi többsávós körforgalmak üzemeltek – építési időrendben –, melyek többségét a problémák miatt átalakították:

1. *Kecskemét, 5. sz. főút:* 4 ágú, Praktiker, **átalakították spirálissá.**
2. *Veszprém, 82. sz. főút:* 4 ágú, Tesco, **visszaépült egysávossá.** (3.1)
3. *Szombathely, 86-87. sz. főút:* 6 ágú.
4. *Budakalász, Cora – 11. sz. főút:* 3 ágú – először a 11. sz. főút külön szintben átemelésre került, majd 4. ágként bekötötték az M0-ás autóúti ágot, **kétszer**

épült át, majd visszafestették egysávosá.

5. *Debrecen, 33 sz. főút:* 3 ágú, **átépült spirálissá.**
6. *Siófok 65. sz. főút:* 4 ágú. 65. sz. főút, **átépült spirálissá.**
7. *Siófok 65. sz. főút:* 3 ágú, **átépült spirálissá.**
8. *Székesfehérvár 8. sz. főút:* 5 ágú (nem volt forgalomba helyezve), **visszaépült egysávosá.**
9. *Algyő, 47. sz. főút:* 4 ágú **spirális.** (3.2)
10. *Érd, 6-7. sz. főutak találkozása:* 5 ágú (itt nincs kétsávos kilépés), **átépült turbó-szerűvé.** (3.3)
11. *Győr, 14-81. sz. főutak találkozása:* 4 ágú, **kör geometriájú jelzőlámpa, módosították a szabályozását.**
12. *Győr, 81. sz. főút – Ipar út találkozása:* 4 ágú, **kör geometriájú jelzőlámpa.**
13. *7. sz. főút – 6511 jelű út találkozása:* **3 ágú turbó körforgalom.**
14. *Zalaegerszeg, 76. sz. főút 53+763 km szelvényben:* **Praktiker spirális körforgalom.**
15. *Kecskemét, 52. sz. főút 74+874 km szelvényben:* 4 ágú **turbó körforgalom.**
16. *Budaörs közelében, 1. sz. főút 10+600:* kétsávos **koncentrikus.** (4.3)
17. *Budaörs közelében, 1. sz. főút 11+900:* kétsávos **spirális.**
18. *Hódmezővásárhely, Kálvin tér:* 3 ágú **turbó körforgalom.**
19. *Szolnok közelében, 4. sz. főúton szolnoki elkerülő út végcsomópontja:* **turbó körforgalom.**

A listán látható, hogy a **19 többsávos körforgalom közül csak négy helyezkedik el lakott területen kívül, 15 településen belül vagy közvetlenül település határában átmeneti zónában épült.** Kiemeléssel jelöltem azt a négy többsávos körforgalmat, amelynek példáján keresztül szemléletesen bemutatathatók a kétsávos körforgalmak problémái és az a kényszerű fejlődés, ami elvezetett a turbó körforgalmak alkalmazásához. Ezekben a körforgalmakban is részletes vizsgálatokat végeztünk és alaposabban, mérésekkel, megfigyelésekkel is alátámasztottuk az általános értékelésünket kutatások keretében [1,2,4,13]. Köszönet a megyei rendőrkapitányság munkatársainak, akik a személysérüléssel és anyagi káros balesetek megadásával segítettek a munkánkat.

A személysérüléssel balesetek kimenetelét tekintve a többsávos körforgalmakban **halálos baleset nem történt**, a közlekedők azonban elsősorban a hiányzó KRESZ szabály miatt gyakran félreértelmezik a forgalmi helyzetet és a budakalászi, veszprémi, illetve székesfehérvári körforgalomban évente átlagosan 30-40 anyagi káros balesethez kértek rendőri intézkedést. Feltehetően ennek legalább a kétszerese történt bejelentés nélkül - amikor is a felek megállapodnak egymással a vétkekesség tekintetében. A vizsgálati eredményeink (a jellemző konfliktusok megismerése és értékelése) jól mutatják **a koncentrikus körforgalmak illetve a kör geometriájú jelzőlámpás csomópontok azon**

veszélyeit is, amelyek a geometriai kialakításból fakadnak [13].

3.1. Veszprém, (82. sz. főút 0+574 kmsz. – 83102. j. út 6+643 kmsz. – TESCO parkoló)

Ebben a csomópontban először 2001-ben végeztünk 2,5 napon keresztül forgalmi vizsgálatot, amikor is 2,5 nap alatt 3 anyagi káros balesetet rögzítettünk. A csomópont helyszínrajzát már a 2. ábrán bemutattuk, a 9. ábra mutatja 2001-ben (bal oldali kép) és 2006-ban a kialakítást. A különbség „csak annyi”, hogy 2006-ra lekoptak a körpályán a burkolati jelek és egysávosnak tűnik a körforgalom [2,4].



9. ábra

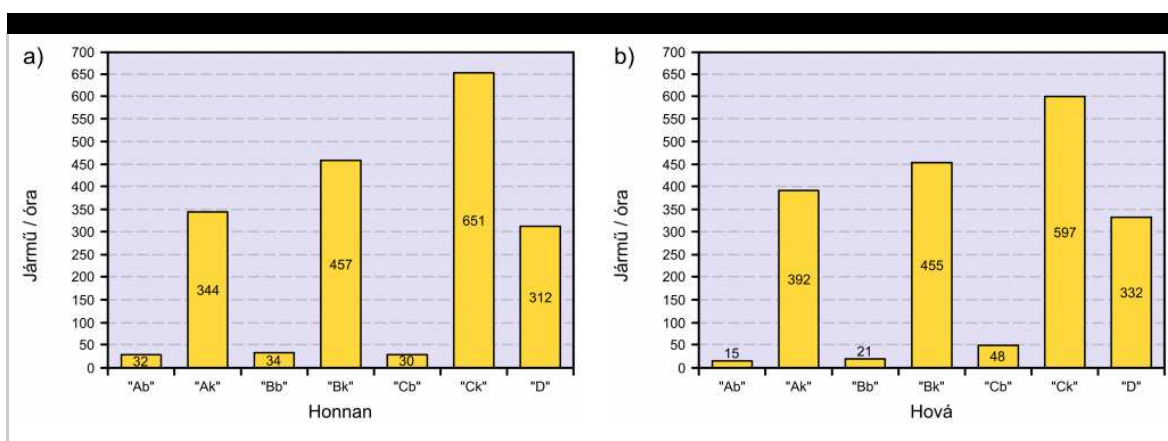
A körforgalom fényképe 2001-ben (a) és 2006-ban (b)

2006-ban megismételtük a forgalmi, forgalombiztonsági vizsgálatot, hogy változott-e a sávok használata.

A forgalom nagyság alakulása jelentős forgalomnövekedést mutat: a csomópont délutáni csúcsórai (16:00 – 17:00) forgalma **1900 j/óra 2001-ben**, a délelőtti (9:35 – 10:35) forgalom már **1860 j/óra 2006-ban**. A napi forgalomlefolys azt mutatta, hogy a délelőtti óraforgalom 80 százaléka a délutáni csúcsórának, így az 1860 j/órás napon a délutáni csúcsórai forgalom elérte a 2300 j/óra értéket. A bevásárlóközpont és Veszprém városa – C ág – közötti igen domináns forgalomnövekedést mértünk 5 év alatt.

2006-ban megvizsgáltuk, hogy a hiányzó KRESZ szabályozás és a jobbra tartási kötelezettség hogyan hat a sáv-választásra: milyen a belső sávok használatának aránya, milyen arányban merik választani a belső sávokat. A 10. ábrák szemléltetik külön-külön, hogy míg a belépéseknél közel azonos a belső sávon belépők száma a kétsávos belépéssel rendelkező 3 ág esetén, addig a kilépéseknél kiugrik a 82. sz. főút Veszprémi kilépésének („Balatoni” – C) belső

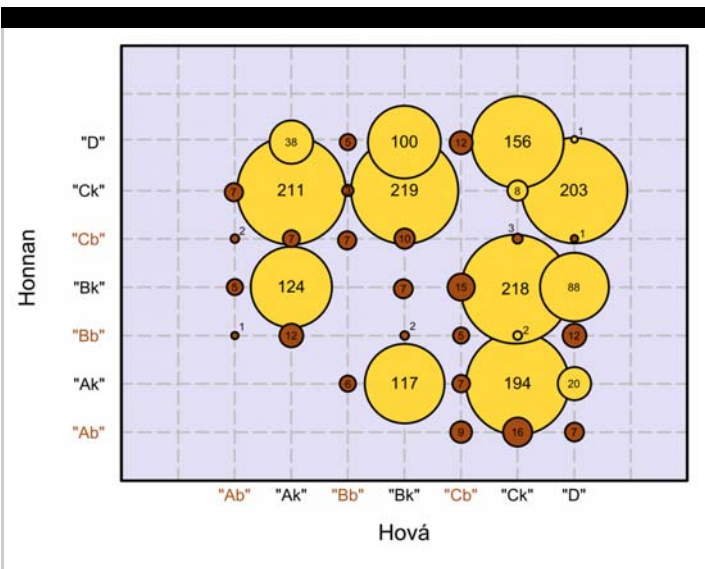
sávja. Az ágak betűjelzése a 2. ábrának megfelelő, a belső és külső sávok megkülönböztetésére a **b** és **k** kisbetűs jelölést alkalmaztuk kiegészítésként. A kis körök a 11. ábrán jól szemléltetik, hogy különös módon a B ág (elkerülő út, Házgyári út felől) külső sávján – Bk – és a D ágon – Tesco egysávos belépése – belépők használatában a C ág („Balatoni”) belső sávját – Cb – kilépésre. A D ág (Tesco) esetében ez érthető, hiszen gyakorlatilag majd teljes körön kell visszafordulniuk, ezért bemennek a belső sávba összesen 12-en. A B ág (elkerülő, Házgyári út felől) esetén ez sokkal inkább a geometriai kialakítással függ össze, ez adja ugyanis a természetes járóvonalat az áthaladásnál.



10. ábra

A forgalom megoszlása a belső és külső sávok között (2006). a: Belépő forgalom, b: Kilépő forgalom

Nagyon sokat elárul a 11. ábra arról, hogy gyakorlatilag kiegyenlített az ágak közötti forgalom, de a nagyon kedvezőtlen ágelosztás miatt a háromnegyed körös mozgások kiteszik az összes mozgás 30%-át, ami igen magas „balra kanyarodó” mozgást jelent. Ez szabályos négyágú kialakításnál is jelentősen megterheli a körforgalmat, de ebben az esetben visszafordulásos U-mozgást takar 3 ág esetében. Magas a konfliktusba kerülő forgalmak aránya és ez tükröződik a baleseti adatokban is.



11. ábra

A körforgalom délelőtti honnan-hová diagramja, a sávok használata (2006)

2001-ben július 25-27. között, 2,5 nap alatt összesen 21 órányi videófelvételt készítettünk és 3 anyagi kárral járó balesetet is rögzítettünk, amelyek közül egy a Győr felé haladó 82. sz. főútinál, kettő a „Balatoni” kihajtónál történt (12. ábra).



12. ábra

A belső sávból kihajtó személygépkocsiba ütközik a külső sávban továbbhaladó gépkocsi



13. ábra

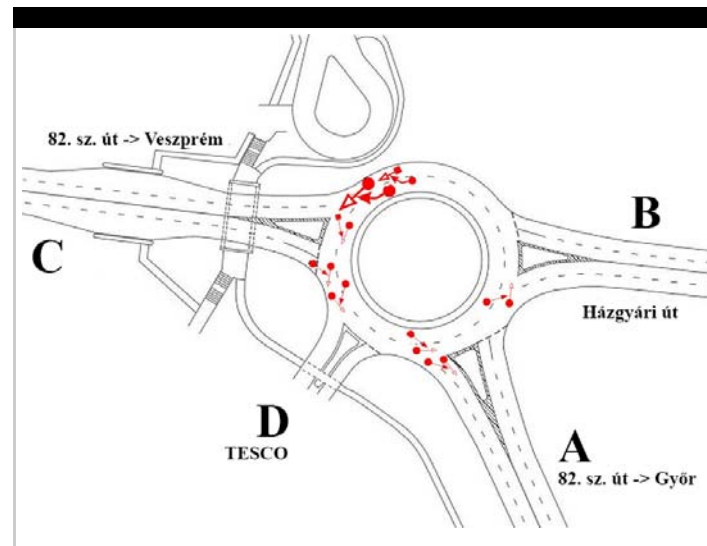
A külső sávban haladó személygépkocsit félretolja a körforgalomból kihajtani szándékozó kamion



14. ábra

A külső sávban haladó gépkocsinak ütközik a körforgalomból kihajtani szándékozó kistehergépkocsi

2006-ban az egész napos mérésünknél „csak” egy anyagi kárral járó balesetet rögzítettünk, de ez az „eredmény” a 2001-es mérésünkkel sajnós időarányosan azonosnak vehető.



15. ábra

Veszprém (82. út 0+574 kmsz. – 83102. út 6+643 kmsz. – Tesco parkoló) körforgalmú csomópontjának 2005. január – október közötti anyagi káros balesetei

A 13. ábrán látható, hogy a csomópont legveszélyesebbnek tekinthető területe, a balatoni kihajtó ág (C-ág) torkolata. Tipikus konfliktushelyzet, hogy a belső sávból, az említett irányba kihaladni szándékozó jármű, nem vesz tudomást a külső sávon továbbhaladni szándékozó másik járműről, vagy későn észleli azt és hirtelen sávváltással elé hajt. Hasonló, bár nem ilyen nagyszámú konfliktus-szituációval talákoztunk a 82. sz. főúti másik ágánál (Győr A-ág), illetve a csomópont északi ágán (B-ág, Házgyári út) található kihajtó ágak belső sávjánál is.

Másik gyakori probléma, hogy a csomópontba behaladó nagyméretű járművek (többnyire nyergesvontatók, illetve kamionok) járóvonalukat, a szomszédos sáv rovására alakítják, vagyis jelentősen „átlógnak” a másik sávba. Több ilyen konfliktus-szituációt figyeltünk meg, amikor a szomszédos sávban közlekedő gépjármű erős fékezésre kényszerült, mert egy nagyméretű jármű leszorította, lezárta számára a továbbhaladás útját [2,4].

Kísérleti jelzőtáblák kihelyezésére került sor 2005-ben, amikor is figyelmeztette a közútkezelő a gépjárművezetőket, hogy a belső sávból csak abban az esetben hajtsanak ki, ha a külső sávon nincs továbbhaladni szándékozó. A „telezőldes” jelzőlámpás csomópontok figyelmeztető jelzőtábláinak mintájára készült az a kiegészítő jelzőtábla, melyet a 14. ábra mutat a Győr felőli 82. sz. főúti ágon.



16. ábra

Kísérleti jelzőtáblák figyelmeztetnek a belső sávból kihajtás veszélyére a belépések előtt

Az átalakítást megelőző időben évente **átlagosan 30 anyagi kárral járó balesetet** regisztráltak a rendőrök a csomópontban. Miután új KRESZ-szabály nem született sem a körforgalom útkereszteződésé válására, sem a pontos és megtanítható szabályok („körforgalmi rend”) megalkotására nem került sor, a közútkezelők saját eszköz-rendszerükkel: visszaépítéssel, forgalomtechnikai szabályozással igyekeztek megoldani a problémát.

Sajnos, nem sikerült előrelépni több mint 10 év alatt sem a következő kérdésekben:

1. A körforgalom legyen útkereszteződés, amelyben az útkereszteződés szabályai érvényesek.
2. A „Ki a felelős, ki a hibás a balesetben?” kérdésfeltevéstől elszakadni az okok feltárása irányába. Mivel egyirányú útról beszélünk, valóban nem lehet a belső sávból kilépni, előtte sávot kell váltani és a külső sávból kilépni. A KRESZ 29§ alapján **mindig a belső sávból kilépő volt a vétkes**, hiszen ő „szabálytalanul és figyelmetlenül” irányt, sávot váltott. Ezzel szemben a valóság 2006-ban kissé árnyaltabb, hiszen nincsenek is felfestett sávok – **lekopott, vagy nincs...? ha lekopott, akkor nincs?** – a körpályán, egysávosnak tűnik a körforgalom. Az együttműködési készséget kellett volna megtanítani a közlekedőknek együttesen a szabályok megalkotásával. A problémát látva a KTI-ben oktató filmeket készítettünk (15. ábra), hogy rámutassunk a belső sávból való kihaladás veszélyére. Fontos lett volna országosan egységes szemlélet alapján elkészíteni ezeket az oktatófilmeket és megtanítani a helyes közlekedést a kétsávos körforgalmakban.



17. ábra

Oktatófilm „tanulsága”: *adj elsőbbséget a körpályán
külső sávján továbbhaladónak*

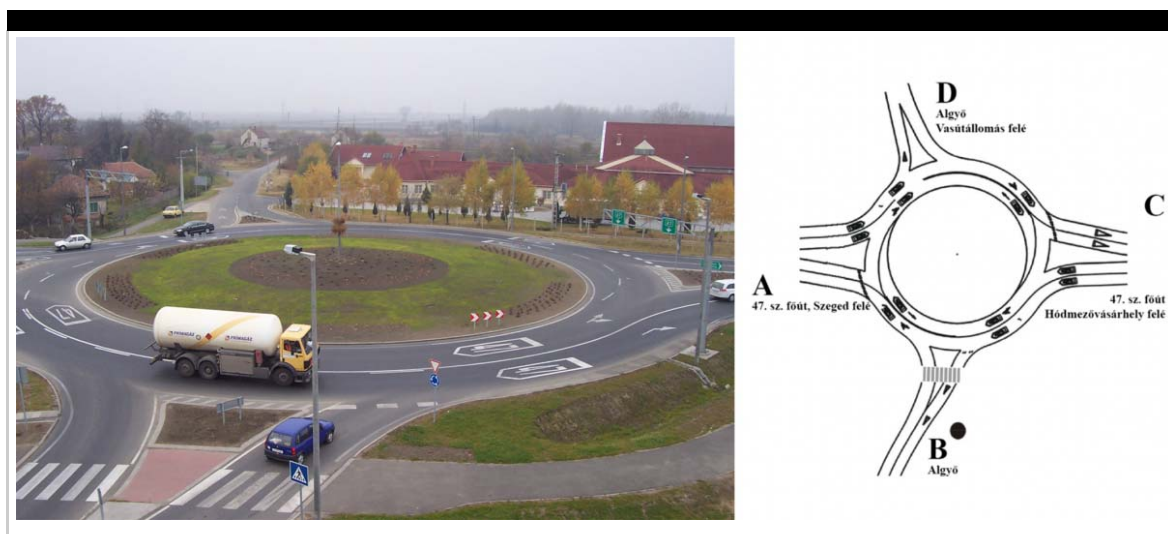
3. Együttműködést igényel a biztonságos használata, a „körforgalmi rend” egyik sarokpontja. A 2006-os anyagi káros baleset azt példázta, hogy a külső sávon később a körpályára belépő is hibázott, hiszen éppen a 8. sz. főúti ún. Balatoni kilépésnél gyorsított és „került” a belső sávban folyamatosan közlekedő elé. Mit is mond a KRESZ 29§? „az út tényleges vagy jelzett vonalvezetésétől ... való eltérés, irányváltoztatás ... Az úttest felezővonalával való párhuzamos haladás az egyenes haladás.” Tehát nem csak a sávváltás számít irányváltoztatásnak, a körpályáról kilépés is. Itt az a jármű megy egyenesen, aki kering a középsziget középpontja körül, bármilyen furcsa is. Aki a körforgalomban a körpályát követi, az a KRESZ szerint egyenesen halad. Ennek megfelelője a főútvonal kanyarodik eset, a KRESZ 92. old. 10. rajz szerint [17], amely esetben kanyarodunk a főúttal együtt, de a KRESZ szerint egyenesen megyünk. Ha a 8m széles körpályán egymás mellett megy két jármű – függetlenül attól, hogy ezt a pályát hány sávosnak tekintjük! – nincs gond, amíg követik az ívet. Ha azonban valamelyik az ívtől eltér, az irányt változtatott, akár van festés, akár nincs! Azaz a forgalmi sávot váltó jármű vezetője az irányjelzés után a forgalmi sáv-váltást akkor kezdheti meg, ha az igénybe venni kívánt forgalmi sávban haladó járműnek elsőbbséget adott. Tehát úgy mehet belülről kifelé a külső sávban haladó elé, ha annak elsőbbséget adott, azaz elsőbbsége van a külső sávban haladónak, mivel ő megy „egyenesen”. *De van egy érdekesség:* nem tekinthető az elsőbbségi jog megsértésének, ha a forgalmi sávot váltó (azaz az „egyenesestől” eltérő) jármű a másik sávban haladó, azaz a kintebb, de „egyenesen” haladó jármű vezetője olyan mértékű sebességcsökkentésre vagy enyhe fékezésre kényszerül, ami nem jelent baleseti veszélyt. Még érdekesebb: az irányjelzést követően a másik sávban (az „egyenesen”) haladó jármű vezetőjének szükség esetén lassítással, enyhe fékezéssel kell segítenie a sávváltás végrehajtását. Ezen elvekre épül a svéd megoldás, amely a legegyszerűbben tervezhető, festhető, építhető csak koncentrikus körös

körpályát javasol. De itt együtt kell működni. Baleset esetén mindkét jármű felelősségét vizsgálni kell. Csakhogy a többsávos körforgalmaink mérete olyan, hogy éppen a belső sávból kilépni akaró „holt terébe” kerül a másik jármű, így az észlelése is nehéz.

Ezt a sakk-matt helyzetet igyekezett a közúti szakma feloldani másik típusú ún. spirális körforgalom építésével Algyőn a 47. sz. főúton: a főirány két sávon biztonságosan át van vezetve és a záróvonal miatt érvényét veszti a jobbra tartási kötelezettség. Érdekes kérdés, ha a záróvonal lekopik, nem látható, akkor miként ítélne a rendőrség a felelősség kérdésében, mivel a jelzőtáblák, útburkolati jelek egymással összhangban és a hatályos KRESZ jobbra tartási kötelezettségével ellentétesen rendelkeznek.

3.2. Algyő, 47.sz. főút 215+525 kmsz., spirális felfestésű körforgalom

A körforgalom lakott területen kívül helyezkedik el, az érvényes sebességszabályozás általános érvénnyel 90 km/óra a térségében. A csomópont fényképe és helyszínrajza a 18. ábrán látható.



18. ábra

Szabályozás közúti jelzésekkel KRESZ-szabályozás hiányában

A csomópontban 2005 őszén, november 15-én végeztünk 3 órás (10:50 – 13:50-ig) forgalmi, konfliktustechnikai vizsgálatot és sebességmérést. A vizsgálataink azt mutatták, hogy a csomóponton áthaladó járművek 97%-a a 47. sz. főúton halad. Jelentős a nehézgépjármű-arány: 21%-os, míg a motorkerékpárok és kerékpárok aránya a csomóponti összforgalomból alacsony: 4%-nál kisebb. A 47. sz. főút kétsávos kialakítású ezen a szakaszon és balesetsűrűsödési helyszín, tehát góc-hely volt halálos balesetekkel. A

folyamatosan, nagy sebességgel haladó főirányú forgalmi áramlatot nehéz volt keresztezni, miközben Algyő vasútállomása és a település „elvágodott” egymástól.

Ebben a körforgalomban is végeztünk sebességméréseket, arra voltunk kíváncsiak, hogy a gépjárművek milyen sebességgel hajtanak be a körforgalomba, illetve milyen sebességgel hajtanak ki abból. A mérést a 47. sz. főúti ágon a Hódmezővásárhely felőli belépésnél és ugyanazon ág kilépésénél végeztük. A sebesség-eloszlási diagramok azt mutatták, hogy a körforgalom homogenizálja a sebességeket, még ennél a spirális kialakításnál is, ahol a megelőző és követő szakaszon 90 km/órás a megengedett sebesség a 47. sz. főúton. Továbbá megfigyelhető, hogy **a járművek kilépési sebessége átlagosan 5 km/h-val csökken a belépési sebességekhez képest [4].**

Az Algyői körforgalomban alig van konfliktusba kerülő áramlat, igen ritka a konfliktushelyzet, ezért is kedvezőbbek a baleseti adatai: 2005-2010 első negyedéve időszakában 1 súlyos sérüléssel, 2 könnyű sérüléssel és 20 anyagi káros baleset történt. A 2005 októberében történt súlyos sérüléssel járó baleset felvételeit mutatják a 19. ábra képei.



19. ábra

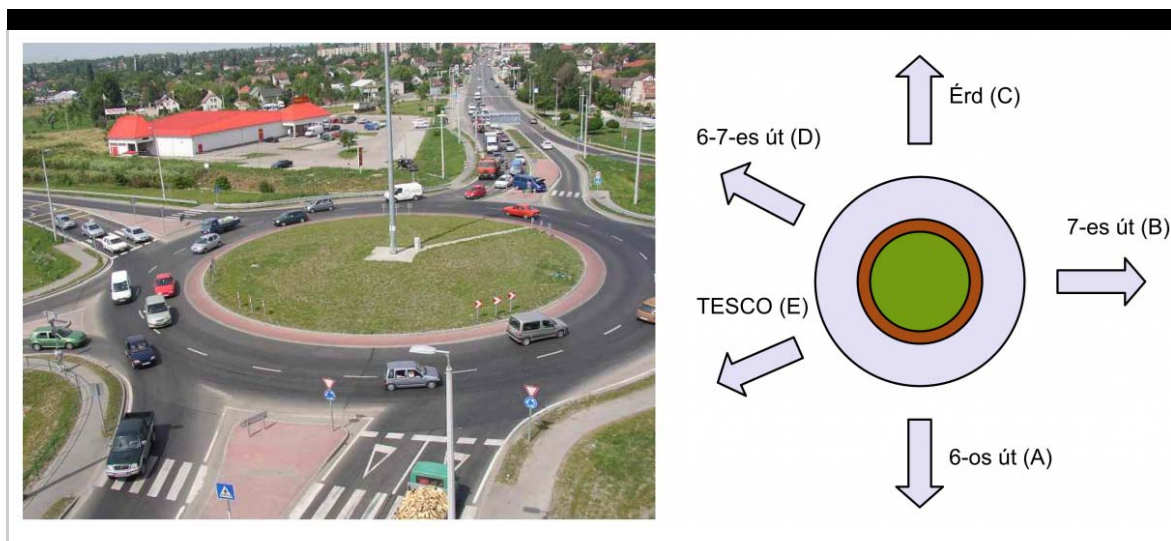
Az algyői körforgalom 2005. októberi személysérüléssel járó balesete képeiben

3.3. Érd (6-7. sz. főutak találkozási pontja 19+453 kmsz. – Tesco parkoló) 5 ágú különleges körforgalma

E körforgalom több szempontból is egyedi, különleges kialakítás, hiszen **3 ágon kétsávos belépésekkel, kétsávos körpályával és minden ágon egysávos kilépésekkel** tervezték. Ezen felül vannak kiemelt irányok és az ágak elosztása sem egyenletes. A csomópontban 2006. június 21-én szerdán egy jellemző nyári, hétköznapi napon végeztünk vizsgálatokat reggel 7:00 – 13:30-ig. A két külön jobbos sáv forgalmát kivéve a teljes csomóponti honnan-hová mátrix és a

csomóponti konfliktusok rögzítésre kerültek [4].

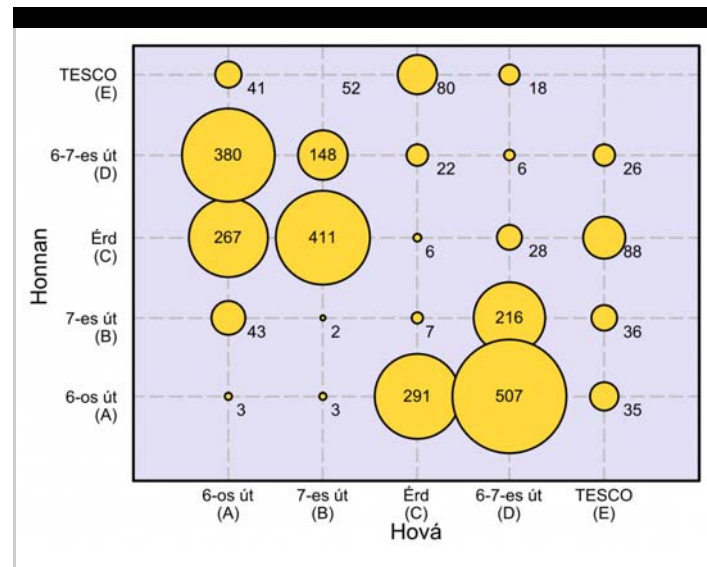
A csomóponti ágak elhelyezkedését a fényképnek megfelelően a 20. ábra szemlélteti.



20. ábra

Érdi 6-7. sz. főutak találkozásában lévő 5 ágú körforgalom

A 6. sz. főútról a 6-7. sz. főutak közös szakasza felé, Érd felől a 7. sz út felé és a 6-7. sz közös szakasz felől a 6. sz út felé tartó irányok a legforgalmasabbak. Ezek közül az első kettő balos kanyarodás, ami sok konfliktus okozója. Erősek az egyenes irányok is (6. sz. út Érd, 7. sz. út – 6-7. sz utak közös szakasz felé, és Érd-6-os felé), tehát **igen magas a konfliktusba kerülő forgalmi áramlatok nagysága!**



21. ábra

Csomóponti honnan-hová mátrix az önálló jobbos sávok forgalma nélkül

A körforgalomban a kerékpáros-forgalom csekély, a személygépkocsik aránya 83%, a tehergépkocsiké pedig 17%.

Egy csomópont méretezéséhez alapadat a várható forgalom nagyság ismerete. Amennyiben a honnan-hová ábrát szemléljük azt látjuk, hogy nagyon kiegyenlített a forgalom ágankénti megoszlása, azonban kedvezőtlen az irányultság szerinti megoszlás, hiszen a legerősebb forgalom a balra nagyíves forgalom.

A konfliktusba kerülő forgalmi áramlatok nagysága (magas száma), a csomópont forgalomlefolysának alacsony színvonala egyértelműen mutatja, hogy ez a körforgalom alulméretezett és balesetveszélyes volt.

A csomópontban egy 2006 június 21-én reggel fél 7 körül történt tipikus anyagi káros baleset következményeit (kék személyautó ütközést követően megállt a körpályán), sőt egy a balesethez hasonló konfliktus-szituációt mutat a 22. ábra (a belső sávból „kivág” egy személygépjármű, a külső sávban haladó fékezett).



22. ábra

Anyagi káros baleset következtében megállt jármű és egy „majdnem” baleset az egysávos kilépésnél


A helyszínen készített videofelvételek alapján utólagosan elemeztük a konfliktusokat. A 10:30 – 11:30-ig tartó időszakot, 1 órát vizsgálva a megfigyelt konfliktusok több mint 65%-át azok a gépjárművezetők okozták, akik **a belső sávból akartak közvetlenül kilépni a körforgalomból**. Ezek között voltak súlyos konfliktusok is.

Az Érdi Rendőrkapitányság rendelkezésünkre bocsátotta a 2006 augusztusában rendőri intézkedést igénylő anyagi káros balesetek listáját. Egy hónap alatt 13 anyagi káros baleset történt. Állandó webkamerák is kihelyezésre kerültek, amelyek 30 másodpercenként rögzítették a pillanatnyi forgalmi helyzetet áganként, így utólag is rekonstruálhatók az események. A 2006 augusztus 18-án történt baleset eseményeit mutatja a 23. ábra felvétele. (Sajnos az elmúlt években már nem sikerült a webkamerák felvételeit elérni, pedig nagyon hasznos lenne a közlekedésbiztonsági elemző munkánkhoz.)[5].

MAGYAR KÖZÚT KHT. Pest Megyei Területi Igazgatóság

Érd - 6-os és 7-es főút csomópont - TESCO körforgalom english deutsch

Pécs felé Diósd felé Budapest felé Érd felé



Érd-Tesco, pécs felé MAGYAR KÖZÚT KHT. 2008-08-18 18:02

Visszakeresés üzemmód


Előző Valós idő Következő

Visszakeresés

2006 augusztus 18 19 02

mehet

További kereszteződések a térképen !



PEST MEGYE

Mérési adatok -

Aszfalt hőmérséklet	42.5 °C
Levegő hőmérséklet	29.5 °C
Mért fény	372 lux

Forgalom (utolsó 15 perc átlaga alapján)

↓	0 j/perc
↑	0 j/perc

Kép és adatok elérhetőek wapról és pdáról is ugyanezen webcímen: <http://web.kozut.hu/>

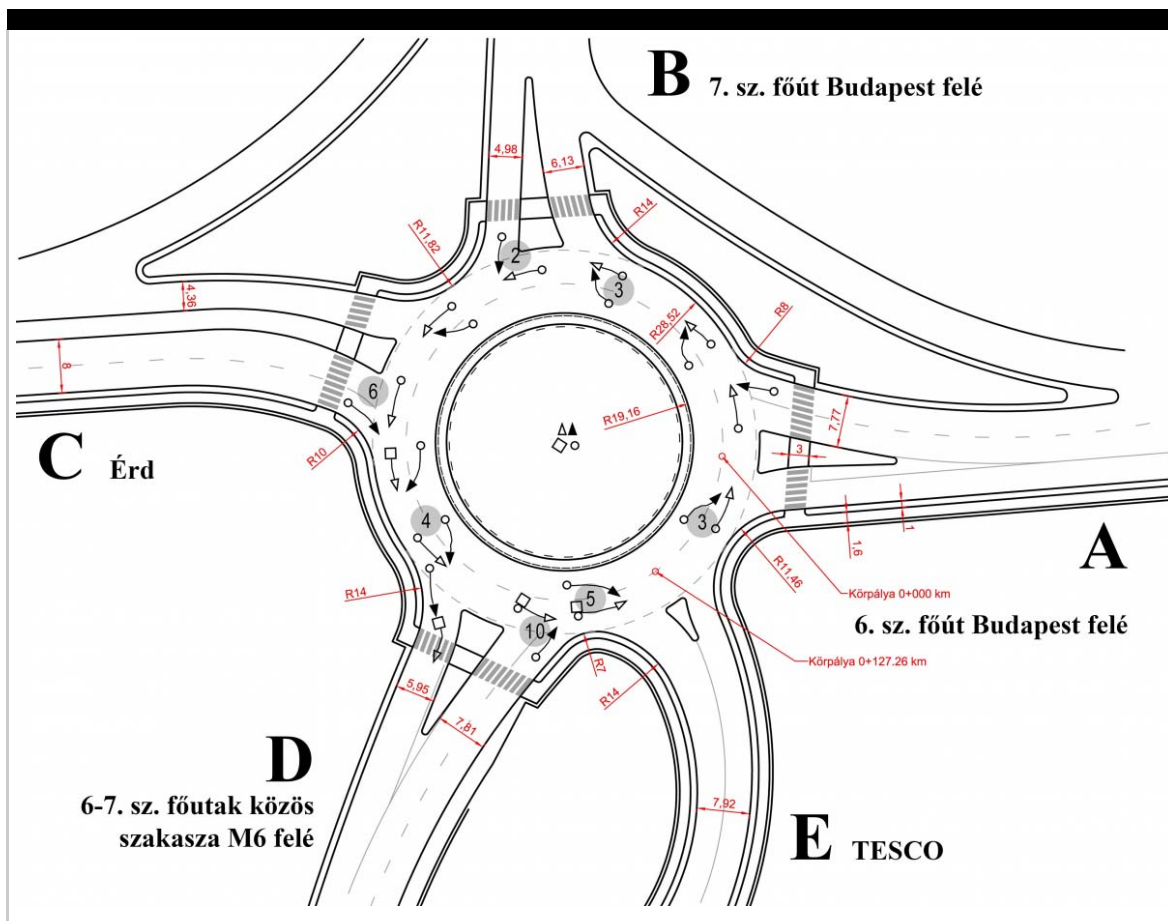
Az oldalon lévő minden információ a MAGYAR KÖZÚT KHT. tulajdona.
Adatok, képek, weblap: Mentha Controls System

Észrevételeiket kérjük jelezzék!

23. ábra

A baleset bekövetkezése a 7. sz. főúti Budapest felé tartó kilépésnél. Szerencsére a körpályán haladó kerékpárosok nem voltak részesei a balesetnek

A 24. ábra a 2008 januártól 2010 májusáig történt (17 hónap) anyagi káros baleseteit mutatja, összesen 38 darabot! Az ábrán feltüntettük a geometriai paramétereket is, melyek hozzájárulnak a balesetek kialakulásához. A jelkulcs a 29. ábráéval azonos.



24. ábra

Érd, 6-7. sz. főutak körforgalmának anyagi káros balesetei

Ezen körforgalom üzemeltetési tapasztalatai is elvezettek az átalakításig és mivel 5 ágú csomópont így turbó körforgalom kialakítására nem volt lehetőség, ezért nevezzük ezt turbó-szerűnek. Ahogy a turbó körforgalmak öt ismervét később látni fogjuk, ez többnek nem felel meg.

4. Turbó körforgalmak

4.1. Hazai közúti közlekedési környezet és a koncentrikus körforgalmak üzemeltetési tapasztalatai

Az eltelt időszak hazai keserű „tapasztalatai” világosan rámutattak, hogy vannak kötöttségeink és ehhez bizony igazodni célszerű. Melyek ezek a hazai, magyar sajátosságok, ami köt bennünket, amit nem lehet figyelmen kívül hagyni:

- a hatályos KRESZ-szabályozásunk gyakorlatilag a német KRESZ hazai adaptálása és hazánk is aláírta az 1968-as Közlekedési Egyezményt és csatlakoztunk a Jelzési Egyezményhez is;
- Német, osztrák mintára – német, osztrák tulajdonú cégek tervei alapján - épültek a jelzőlámpás csomópontjaink, de számos egyedi megoldással

„gyengítettük” a szabályozást (pl. egyenes-kiegészítő nyilas zöldes szabályozás magyarosan);

- Francia típusú egysávos körforgalmak épültek hazánkban, Dr. Bényei András professzor úr ugyanis francia területen ismerkedett meg a körforgalmakkal, francia előírások alapján kezdte meg tervezni azokat (ilyen az első 53-55. sz. főutak találkozásában épült körforgalmunk is Tompa közelében) együttműködve a közútkezelő kollégákkal;
- Hatályos KRESZ szabályozásunk „szemet hunyt” nemcsak a többsávos az egysávos körforgalmak felett is: körforgalom egyirányú út, nem útkereszteződés;
- Többsávos koncentrikus körforgalmak anyagi káros balesetekkel üzemeltek-üzemelnek;
- A magyar közlekedési morál sem a némethez, sem a franciához nem hasonlítható, inkább a kevésbé szabálytisztelő déliek mentalitásához áll közel;
- Heterogén a sebességszabályozásunk, nincs sebességszabályozási metodikánk, nem a forgalmi áramlatok szabályozása hangsúlyos, hanem egyedi, keresztmetszeti szabályozásokkal rendelkezünk elsődlegesen;
- Kör geometriájú jelzőlámpás csomópontok is épültek, amelyek csak annyiban körforgalmak, amennyiben kihelyezésre kerültek a „Körforgalom” jelzőtáblák, tehát forgalomtechnikailag. Geometriai kialakításuk nem felel meg a körforgalmakénak. Ezekben is elsősorban anyagi káros balesetek történnek
- Holland típusú turbó körforgalom épült Kecskeméten 2008-ban és Hódmezővásárhelyen 2010-ben, Szolnok közelében 2012-ben. Érden pedig egy turbószerű;

A hazai környezet, a magyar virtus és a koncentrikus kétsávos körforgalmak, illetve a Győrben épült kör geometriájú jelzőlámpás csomópontok balesetei, üzemeltetési tapasztalatai azt mutatták, hogy szükséges a továbblépés: a szakterület közlekedésbiztonsági és forgalomtechnikai szakembereinek jelentős része úgy ítélte meg, hogy a holland turbó körforgalmak megoldást hozhatnak ebben a káoszban. A turbó körforgalmak átmenetet képeznek ugyanis az önszabályozó egysávos körforgalmak és a jelzésekkel szigorúan irányított jelzőlámpás csomópontok között. A 2010-es Körforgalmak tervezése” c. utügyi műszaki előírásba már bekerült a turbó körforgalom is a koncentrikus és a spirális kialakítás után harmadikként [16].

A turbó körforgalmak nagyon szigorú geometriai paraméterekkel, egységes, harmonikus paraméterválasztással tudnak jól és biztonságosan üzemelni. Óriási különbség van a **holland és a hazai szabályozási környezet között**, a holland messze nem olyan szélsőséges, mint a hazai. **Lényegesen kisebb a sebességek közötti eltérés**. Alapvetően eltér a **védtelenek** (gyalogosok, kerékpárosok) **kezelése**, a jogaik és lehetőségeik. Az infrastruktúra kiépítése is jellegzetesen más, jól kialakult az **úthierarchiájuk** és következetesen törekszenek a

közlekedésbiztonsági elvek gyakorlati alkalmazására. Óriási hangsúlyt helyeznek a balesetek megelőzésére és a szemléletmód elterjesztésére, más országoknak való átadására.

A legfontosabb eltérés, hogy a **közlekedési moráljuk egészen más**, az önérvényesítő, agresszív magatartás kevésbé jellemző, mint nálunk. Kulcsfontosságú, hogy a legmagasabb „hegy” Hollandiában 80 méteres, tehát a közlekedési hálózatuk gyakorlatilag 2 dimenziós, nálunk viszont a domborzati viszonyok is jelentős szerepet kapnak.

A jelzésrendszerüket tekintve a szükséges minimumra törekszenek velünk ellentétben, akik minden építési, vonalvezetési hibát figyelemfelhívó jelzésekkel hozunk a közlekedő tudomására, hogy a felelősséget azonnal ráterheljük.

A jelentős különbségek ellenére az a döntés született, hogy több koncentrikus körforgalom ne épüljön az országban és lépünk tovább a holland típusú turbó körforgalmak irányába, persze fokozottan ügyelve az alábbiakra:

- Sebességviszonyokra, mind a belépések előtt, mind a körforgalmon való áthaladásnál,
- Védtelenek (gyalogosok, kerékpárosok) helyzetére,
- Magassági vonalvezetés sajátosságaira,
- Egyértelműsége, észlelhetősége, felfoghatóságra,
- Jelzésrendszer szerepére, a közlekedőre gyakorolt hatására,
- Tranzit-ország lévén az egyszerűsége.

A kétsávos koncentrikus körforgalmaink mindegyike arra világított rá, hogy ha a körforgalom csomóponttá –útkereszteződéssé- válik és végre megszületik a kétsávos kilépések esetére a szabályozás, amelyet még a belépés előtt útburkolati jelekkel, táblákkal, esetenként a körpályán sávfelfestéssel, záróvonallal is megerősítenek, akkor rendeződik a helyzet. A turbó körforgalmak azért jelenthetnek megoldást, mert a konfliktusokat, sávváltásokat úgy kezeli, hogy „kitolja” a körforgalomból a megközelítési szakaszra. Azt reméltük, hogy ezt a forgalmászok jól és egységesen meg tudják oldani majd. Így 2008-ban a Magyar Közút és a Közlekedési Hatóság Bács-Kiskun megyei kollégáinak szoros együttműködésével megépült az első hazai turbó körforgalom Kecskeméten az 52. sz. főúton, melyet a 25. ábra fotói mutatnak.

4.2. Kecskemét, 52. sz. főút, új típusú turbó-körforgalom

A 26. ábra mutatja a turbó körforgalom tervét, hogy a főirányt átvezetik a körforgalomban két sávon biztonságosan. Nincs a kilépésnél konfliktus-helyzet, mert záróvonallal és terelőelemekkel elválasztják a két sávot. A működőképesség feltétele, hogy már a belépés előtt a megfelelő sávba kell besorolni, hogy a választott irányba tudjon továbbhaladni a gépjárművezető. A mellékirányok is

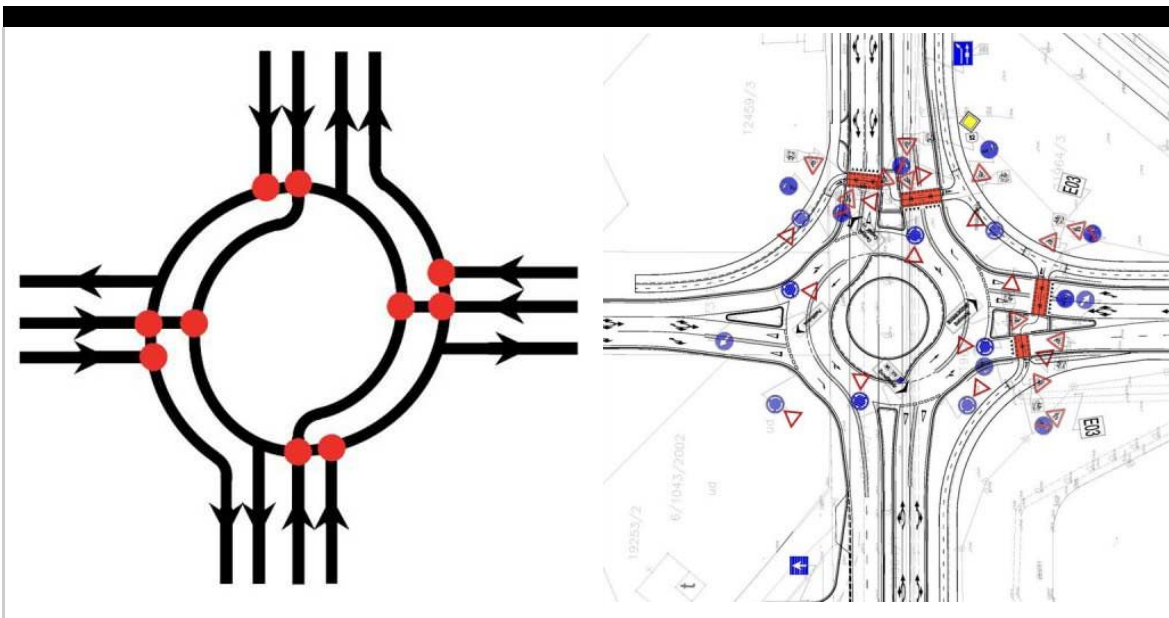
kétsávos belépéssel rendelkeznek.



25. ábra

Belterületi kétsávos turbó körforgalom Kecskeméten (Fotó: Mihályka Péter)

Ahogy a 26. ábra mutatja a Kecskeméti turbó példáján az egysávos körforgalomhoz képest több a konfliktuspont, a többsávos koncentrikushoz képest kevesebb, összesen 10 konfliktuspont van. [11].



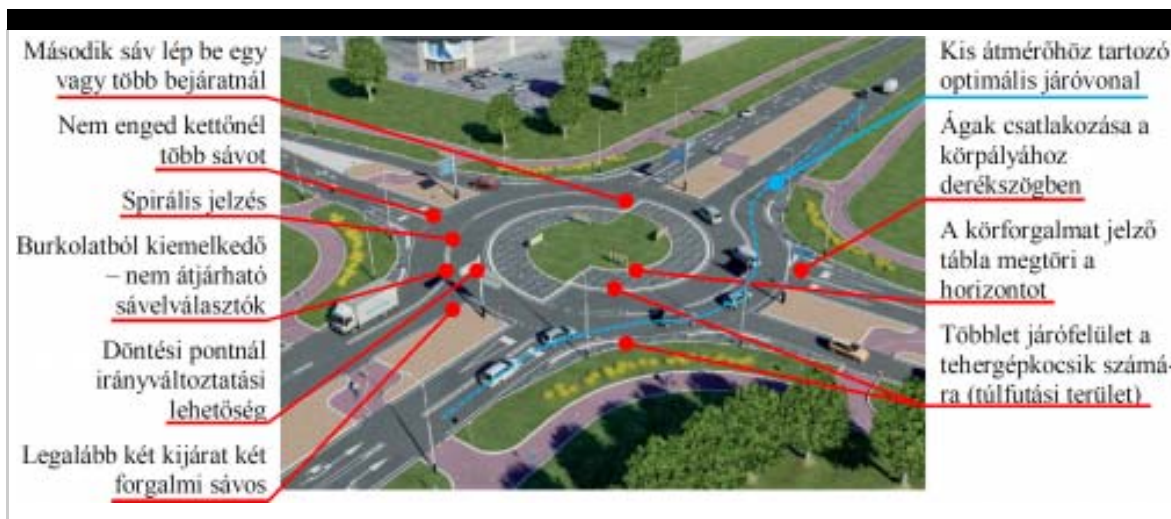
26. ábra

Kétsávos turbó körforgalom Kecskeméten - konfliktuspontjainak száma: 10.

A 27. ábra szemlélteti a turbó-körforgalom főbb tervezési alapelemeit. A bal oldalon láthatók alapvetően a turbó körforgalomhoz tartoznak; a jobb oldalon láthatóak teljesen hasonlóak, mint egy jól megtervezett egysávos körforgalom

esetén [8].

A konfliktus pontok számán kívül a konfliktus típusa is befolyásolja a biztonságot. A turbó körforgalmakban nincsenek fonódási és bevágási konfliktusok; ehelyett a konfliktusok a belépésnél vannak, ahol szükség esetén megállhatnak a járművek. Kiszámítható a közlekedési magatartás, mivel a közlekedők megtartják a sávjukat. Sőt, egy turbó körforgalomban a sebesség értéke könnyebben alacsonyan tartható, mivel vannak sávhatárolók.



27. ábra

A turbó-körforgalom tervezési jellemzői

4.2.1. Alapvető tervezési jellemzők

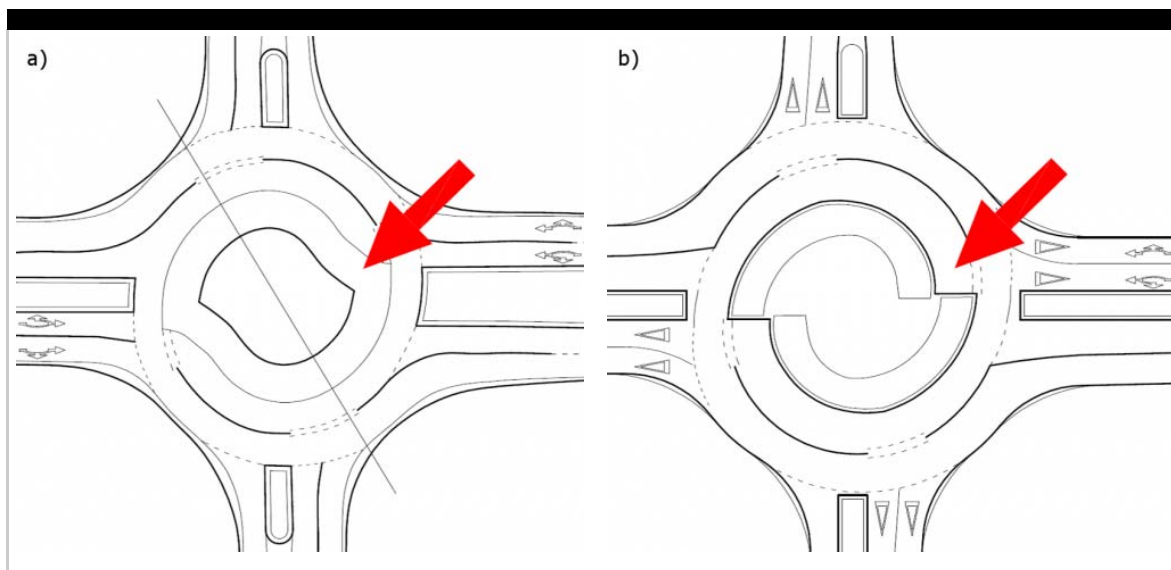
Bizonyos követelmények abban az értelemben "alapvetők", hogy nélkülük egy útkereszteződés nem számít turbó körforgalomnak. A turbó-körforgalom esetében a következők az alapvető követelmények:

1. a körben egynél több sáv van;
2. a behaladás előtt a megfelelő sávba kell sorolni;
3. a behaladó forgalom a körpálya legfeljebb két sávjának ad elsőbbséget;
4. a körpályán nem lehet sávot váltani;
5. a körpályáról csak az előre kiválasztott sávból lehet kihajtani.

4.2.2. A belső sáv kiindulási pontja

Látható a 26. és 27. ábrákon, hogy a Kecskeméten épült turbó körforgalom még a régebbi kialakításnak felel meg. Régebben, a turbó körforgalmak belső sávjainak indulási szakaszánál, általában, enyhe íveket alkalmaztak, hogy biztosítsák a baloldali belépő sáv közelítő forgalmának a jármű útvonalához illeszkedő bevezetését (lásd 28. ábra). Ennek ellenére, ez a megközelítés néha megzavarta

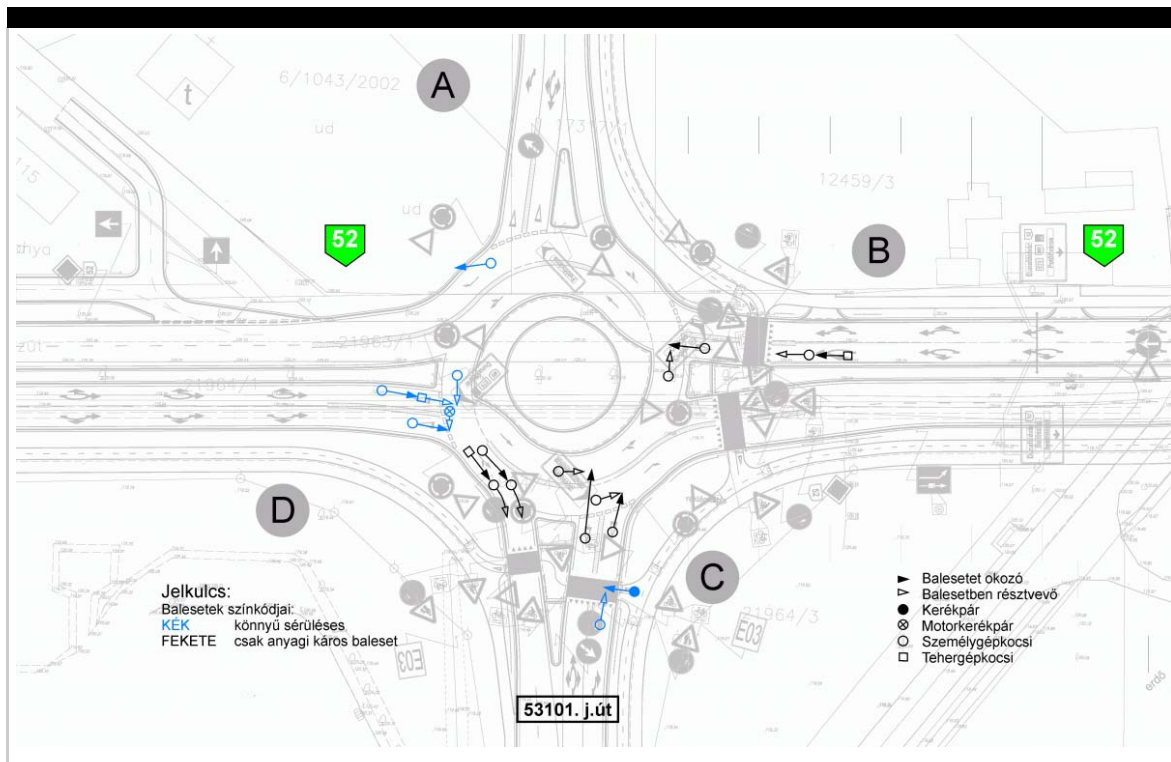
a jobboldali belépő sávon közelítő forgalmat; ők hibásan azt várták, hogy a körforgalomban haladók a belső sávban folytassák útjukat. Ezért az aktuális szemlélet szerint, a belső sávnak nem ívesen kell kezdődnie. (lásd 28. ábra). A Kecskeméti turbó körforgalom esetén többen azt tapasztaltuk, hogy Ballószög felől (lásd 29. ábra alja, 53101 j. út irányából) haladva a nagyívú balra kanyarodásnál mintegy „behúz” a belső sáv, megtévesztve ezzel az 5. sz. főúton Kecskemét belvárosa felől érkező, belépni akaró forgalmat. Éppen ezért készült új terv a belső sáv indítására, ahogy azt a 28. ábra mutatja [8].



28. ábra

A belső sáv-indításának régi (a) és új (b) terve

A csomópontban történt személyesérüléssel és anyagi káros baleseteket a 29. ábrán szemléltetjük. A balesetek pontos helyét a Magyar Közút Bács-Kiskun megyei Igazgatóságának kollégája Szabó Sándor kutatta ki és adta meg.



29. ábra

2008 november óta bekövetkezett balesetek a turbó körforgalomban (4 év)

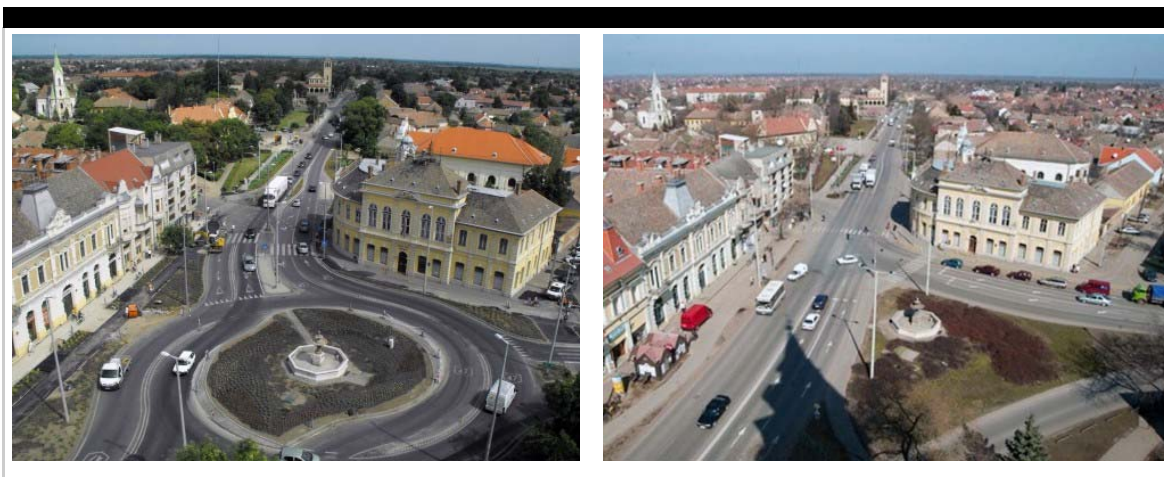
Látható a bekövetkezett balesetek alapján, hogy csupán 6 anyagi káros és 4 könnyű sérüléses baleset történt 4 év alatt. Ez azt igazolja, hogy ez a csomóponti forma biztonságos minden közlekedő számára. Átmeneti zónában épült körforgalom Kecskemét határában, amelyhez az M5 autópálya felől érkező járművek dinamikusan, viszonylag nagy sebességgel érkeznek. Emellett a bevásárlóközpontot a lakóterülettel kapcsolja össze a körforgalom és jelentős a gyalogos és kerékpáros forgalom is. Érdekes, hogy a 4 személysérüléses balesetből 1 kerékpáros és 1 motorkerékpáros részvételével történt baleset. Nagyon szép, harmonikus paraméterválasztással megtervezett lett az első hazai turbó körforgalmunk.

4.3. Nyitott kérdések, várható kockázatok a turbó körforgalmak hazai elterjesztése kapcsán

4.3.1. Gyalogosok biztonsága

Mivel egy körforgalomban a gyalogos átkelőhelyet az elsőbbségadás helyét jelző vonaltól távolabb (> 5m) kell elhelyezni, fontos, hogy a gyalogosokat a megfelelő átkelés irányába tereljék akkor is, ha nincs gyalogút. Látható a 26. és 29. ábrákon a gyalogos és kerékpáros átvezetés „eltolása”, ami azt szolgálja, hogy a konfliktusba kerülő gépjárműforgalommal szembe haladjanak a védtelenek, hogy kölcsönösen lássák egymást. Fontos, hogy a jelzések útbaigazítsák a

gyalogosokat, (kerékpárosokat) és figyelmeztetésként szolgáljanak a járművezetők számára, jelezvén, hogy hol lehet gyalogosokra számítani. A gyalog-átkelőhelyekre vonatkozó jelzéseket kell alkalmazni minden ág be- és kijáratán és minden önálló jobbos sávon is. A jelzéseket össze kell hangolni az összekötő ágakon és az elválasztó szigeteken és legyenek olyan jelzések, amelyek általában merőlegesek a járműforgalom irányára. Különösen akkor, ha felfestett, kijelölt gyalogátkelőhelyet alkalmazunk, ahogy Hódmezővásárhelyen is. A Kálvin tér régi és jelenlegi kialakítását mutatja az 30. ábra két fotója. Belvárosi területen a kijelölt gyalogátkelőhely talán jobban szolgálja a gyalogosok biztonságát, de ekkor is fontos az „eltolás”, az egymásra figyelés a gépjárművek és a védtelen közlekedők között. Lakott terület határán és azon kívül, azonban a Kecskeméten „kipróbált” megoldást célszerű alkalmazni. Felfestett, kijelölt gyalogátkelőhelyeket nem szabad alkalmazni ott, ahol a körforgalomban haladó gépjárművek összegzett gyakoriságának 85%-a (v85) meghaladja az 50 km/órát.



30. ábra

Hódmezővásárhelyen, a Kálvin téren épült 3 ágú turbó körforgalom előtte (a) – utána (b) hátrahúzott, „eltolt” kijelölt gyalogos-átkelőhelyekkel (Fotó: Rigó Mihály)

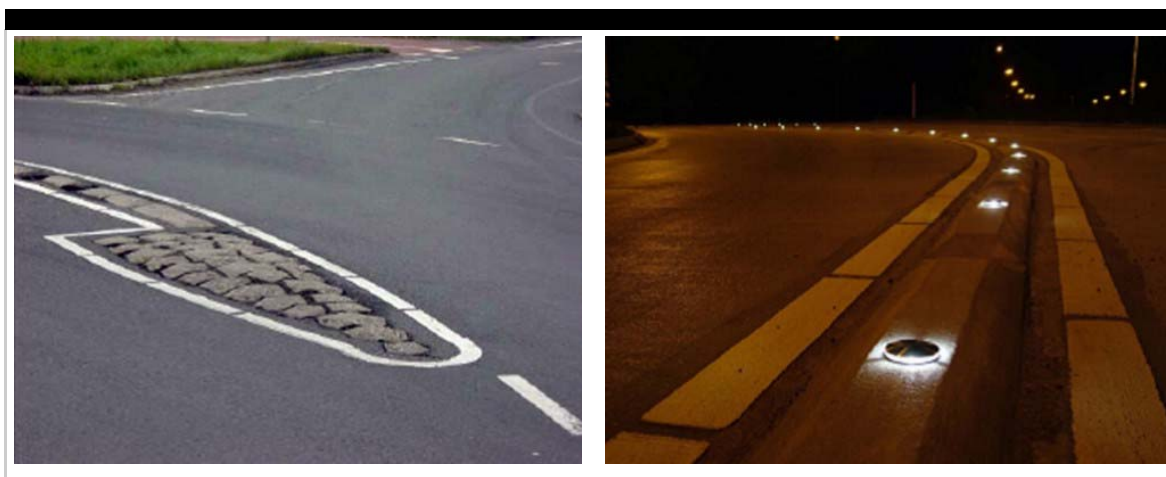
4.3.2. Sávelválasztás fizikai elemekkel

A turbó körforgalmak kívánt teljesítményének és biztonságának elérése céljából lényeges a sávhatárolás. Ennek négy funkciója van [8]:

- megelőzi a fonódással és bevágással okozott konfliktust;
- megelőzi, hogy kis forgalomnál a járművek kiegyenesítsék a kanyarokat;
- kevésbé kelljen tartani a többi sávban közlekedő járművektől;
- magasabb kapacitás az alacsonyabb sebességből adódóan (kisebb kritikus követési idő a belépőknek).

A sávhatárolók legyenek magasítottak, szilárdan alapozottak és vezesse be őket a

sávhatárolónál valamivel szélesebb, keresztülhajtható - úgynevezett “béka”, ami fokozza a sávhatároló láthatóságát és megakadályozza, hogy a személygépkocsik levágják az ívet [12].



31. ábra
Sávhatároló példák

A különböző típusú sávhatárolók kivitelezése a specifikus igények szerint változtatható. A 31. ábrán (bal oldalt) látható eredeti sávhatárolót –ilyen van a Kecskeméten is- a hókotrók használatához igazították. Az eredetihez képest a változtatás: perem nélküli összeköttetés az út és a sávhatároló között. Ez a téli útviszonyok miatt nálunk sokkal fontosabb kérdés, mint Hollandiában. A jobb oldali fotó nehezen hóékezhető sávhatárolót és az abban elhelyezett prizmaák vezető hatását szemlélteti.

4.3.3. *Motorkerékpárosok biztonsága*

A sávhatárolók veszélyesek a motorkerékpárosok számára. Könnyen eleshetnek, ha egy sávhatárolón áthajtanak. Ennek ellenére a motorkerékpárosok inkább kedvelik a turbókörforgalmat, mint a többsávós körforgalmat, mivel nem tartanak attól, hogy a körforgalomban sávot váltanak a személygépkocsik. A motorkerékpárosok biztonsága érdekében fontos világos jelzésekkel figyelmeztetni őket a sávhatárolókra (lásd 32. ábra).



32. ábra

Motorkerékpárosokat sávhatárolókra figyelmeztető jelzés Hollandiában [9]

4.3.4. Járulékos csomópontok, jelzések összhangja

A turbókörforgalmak használóinak számos információt kell befogadniuk és feldolgozniuk. Ezért a jelzéseket, az útburkolati jeleket és a jelzőtáblákat úgy kell megtervezni, hogy egyetlen koncepciót alkossanak, nem terhelvén túl információkkal a közlekedőket. Meg kell győződni arról, hogy az úthasználó időben megkapja a világos tájékoztatást mindarról, ami szükséges, főleg jelzések nélkül.

Miután áthajtottak egy turbó körforgalmon, a járművezetőknek időre van szükségük, hogy ismét koncentráltan másra figyelhessenek. Ezért, legyen legalább 200m távolság egy turbókörforgalom kijárata és a következő útkereszteződés első jelzése között.

Sajnos az úthálózati kötöttségek és a különféle forgalomvonzó létesítmények megléte gyakran igényli a járulékos csomópont kialakítását. Látható mind a Hódmezővásárhelyi, mind a cikk végén szereplő 4. sz. főúti turbó körforgalomnál, hogy 200 méteren belül van járulékos csomópont. Így lehetőségünk lesz ennek a hatását értékelni a jövőben.

5. Összefoglalás: megfelelő helyre turbó körforgalmak

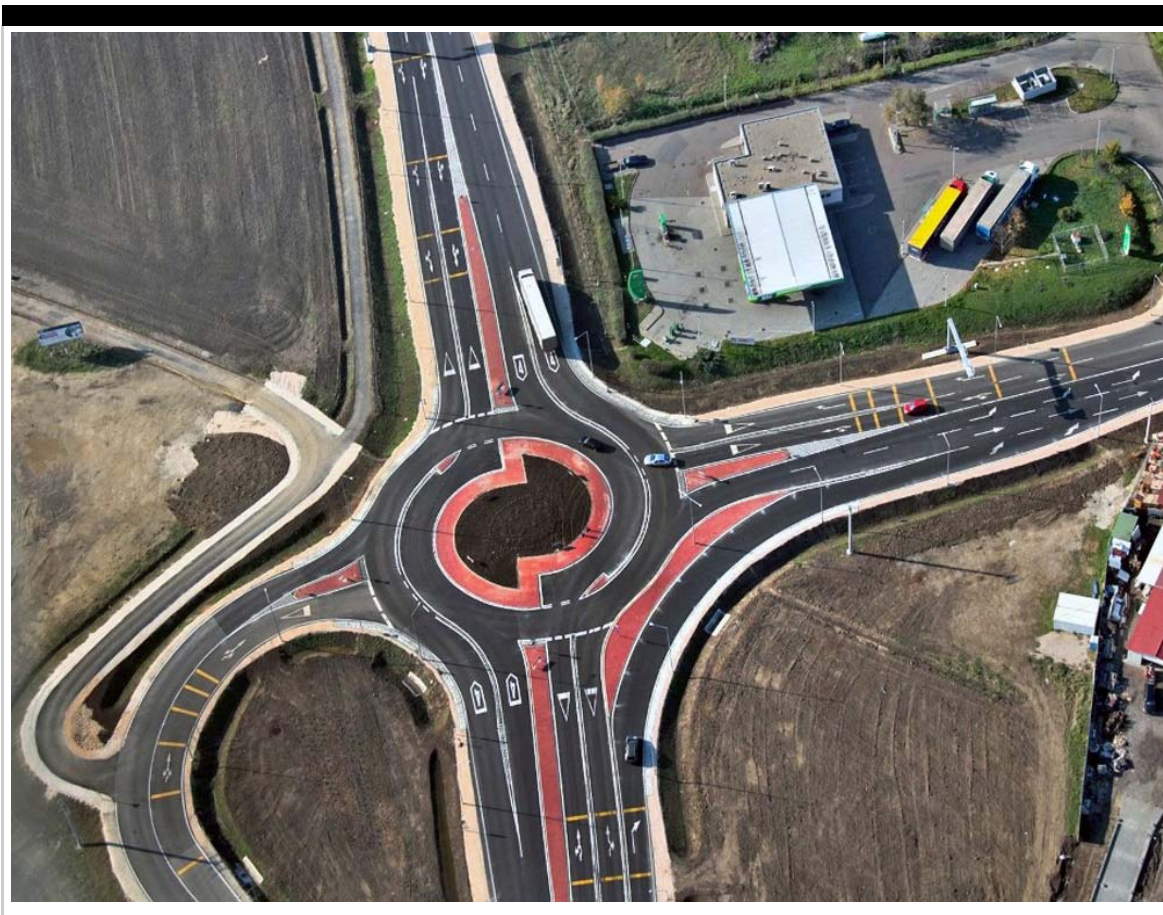
A hazai többsávos körforgalmak baleseti helyzetét és kritikai értékelését követően – világosan bemutatva az elkövetett tervezési és alkalmazási hibákat – döntés született a turbó körforgalmak hazai alkalmazásáról. A közlekedésbiztonsági szakemberek célkitűzése, hogy valóban a megfelelő helyszínekre, nagyon alaposan-körültekintően megtervezett turbó körforgalmak kerüljenek. Ehhez előkészítés alatt van egy szakmai anyag, amely a jelenleginél sokkal részletesebb iránymutatást ad a tervezőknek a megfelelő paraméterválasztásra vonatkozóan. Számos példa mutatja a közúti szakterületen, hogy **kritika és átgondolás nélkül, mechanikusan átvett, külföldön esetleg jól bevált megoldásokkal rengeteg kárt tudunk okozni. Ezért munkabizottság keretében célszerű alaposan átgondolni és a hazai viszonyokra kidolgozni ezt a tervezési segédletet.**

Bízató, hogy 2012 őszén átadásra került a 4. sz. főúton a Szolnokot elkerülő szakasz „végcsomópontjában”, a régi és az új 4. sz. főút elválásában egy 4 ágú turbó körforgalom. Ez az átépítés előtt 4 ágú jelzőtáblás csomópont több mint egy évtizede baleseti góchely volt, átépítésére, átalakítására már számos vizsgálat készült. Az elmúlt 10 év adatait (2001-2010) a Magyar Közút NZrt. Jász-Nagykun-Szolnok megyei osztályvezetőjétől Litkei Bálinttól kaptam.

Ebben az időszakban

- 7 halálos,
- 18 súlyos,
- 21 könnyű,
- 66 anyagi káros balesete történt!

Ebben a csomópontban tehát 4,6 személysérüléssel baleset/év volt a szomorú leltár, ezt célozza az üzemeltető "levinni" 1 – 1,5 személysérüléssel baleset/évre, amiben remélhetőleg egyetlen halálos kimenetelű sem lesz. A legújabb hazai turbó körforgalom látképe a 33. ábrán látható.



33. ábra

Szolnoki elkerülő (4. sz. főút) „végcsomópontja” – régi 4. sz. főút és az új találkozása

6. Irodalomjegyzék

[1] Hóz E.: A 11. sz. főút – Cora bevásárlóközpont kétsávos körforgalmú csomópontjának forgalmi és baleseti vizsgálata – független szakértői vélemény – Közreműködött: Mocsári Tibor, Fehérvári István, KTI Rt, 2002, Megrendelő: ÁKMI Kht

[2] Hóz E., Mocsári T.: A több sávos körforgalom biztonsági kérdéseinek vizsgálata, helyszíni megfigyelésekre alapozva, KTI Rt, 2002, Megrendelő: ÁKMI Kht, Szakmai konzulens: Dr. Lányi Péter, KöVIM,

[3] Hóz E. (2004): Körforgalmú csomópontok közlekedésbiztonsági helyzetének vizsgálata. Közúti és Mélyépítési Szemle, 54. évf. 9. sz. pp. 24-27

[4] Hóz E.: Kétsávos körforgalmak 2006: Hogyan tovább? Alvállalkozói anyag, Megbízó: Közlekedés Kft

[5] Hümpfner O.: A körforgalmú csomópontok helye, szerepe Magyarország közúti közlekedési rendszerében, 2006, Szakdolgozat, Zrínyi Miklós Nemzetvédelmi Egyetem

[6] Roundabouts: An informational guide Chapter 4-8, 2007. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation Wisconsin Department of

Transportation – Roundabout Guide, 2008. Madison – The USA

[7] Simon A. B.: *Veszprém, Házgyári út és Jutasi út csomópontjának*

korszerűsítése – körforgalom tanulmánytervének kidolgozása a magyar és az USA előírások alapján, Diplomamunka, Ybl Miklós Építéstudományi kar, 2009

[8] *Roundabouts - Application and design, Ministry of Transport, Public Works and Water Management Partners for Roads, Royal Haskoning, DHV, 2009*

[9] Hóz E., Tóthné Temesi K. (2010): *A körforgalom új tervezési előírásai.*

Közlekedéscsopont Szemle, 60. Évfolyam 10. szám, 2010. október pp. 10-15

[10] Hóz E., Tóthné Temesi K. (2012): *A közúti infrastruktúra biztonsági*

kezelésének szabályozása, In: Koren Cs. (főszerkesztő) 3.6. fejezet: Körforgalmak tervezési előírásainak változása

[11] L.G.H (Bertus) Fortuijn: *Turborotonde en turboplain: ontwerp, capaciteit en veiligheid, Doktori értekezés, 2013*

[12] Mocsári T.: *Járművezetők sebességválasztása: Hollandia nem bízza a*

véletlenre! Közúti és Mélyépítési Szemle 58. évfolyam, 8. szám, 2008 augusztus

[13] Hóz E.: *Turbó körforgalmak hazai tapasztalatainak összegyűjtése, forgalmi*

mérések elvégzése, tervezési segédlet elkészítése. KTI tanulmány, 2010

[14] *ÚT 2-1.206:1996 Körforgalmú csomópontok tervezése*

[15] *ÚT 2-1.206:2001 Körforgalmú csomópontok tervezése*

[16] *ÚT 2-1.206:2010 (e-UT 03.03.11) Körforgalmak tervezése (A KTSZ kiegészítése)*

[17] *KRESZ A közúti közlekedés szabályai és értelmezésük, javított kiadás,*

Műszaki Könyvkiadó, Budapest, 2008

Hozzászólás

* Név

* Email

Honlap

Hozzászólás

Hozzászólás elküldése

Bejegyzések

[Galéria](#)

[Impresszum](#)

[Interjúk](#)

[Könyvajánló](#)

[Témakörök](#)

© **Copyright Útügyi Lapok** 2013 • *Minden jog fenntartva.*



A Benkelman-tartó továbbfejlesztése a behajlási teknő automatizált rögzítéséhez

Markó Gergely¹ – Primusz Péter¹ – Péterfalvi József¹

2012. november 14.

1: Nyugat-magyarországi Egyetem, Erdőmérnöki Kar, Geomatikai, Erdőfeltárási és Vízgazdálkodási Intézet

Kapcsolattartó szerző/Correspondence: Markó Gergely, 9400 Sopron, Bajcsy-Zs. u. 4. gergely.marko@gmail.com

Kivonat

Az erdőgazdaságok feltáróútjainak jelentős része (közel 1000 km) aszfalt burkolatú út. Ezen utak a feltáróhálózatok gerincét képező, magas szolgáltatási színvonalú létesítmények, melyek fenntartásáról folyamatosan gondoskodni kell. A rendszerváltást követően azonban az erdőgazdálkodók nem tudtak megfelelő erőforrásokat fordítani a feltáróhálózatok fenntartására, ezért azok állapota leromlott. A folyamatot gyorsította, hogy az erdészeti szállításban mértékadónak tekinthető tehergépjármű-állomány nagy tengelyterhelésű járművekre cserélődött le. Ezen okok következtében az erdészeti feltáróhálózatok tekintetében a hangsúly a feltáróhálózatok bővítéséről áthelyeződött a meglévő utak felújítására. Az Erdőfeltárási Tanszéken folyó kutatások – az erdőgazdaságok által megrendelt kutatás-fejlesztési megbízásokkal párhuzamosan – követik ezt a trendet. Jelen tanulmányban a szerzők ismertetik a Benkelman-tartóval történő behajlásmérés egy lehetséges továbbfejlesztését, amelynek alkalmazásával a teljes behajlási teknő megmérhető. Az eszközfejlesztésen túl szerzők bemutatják annak a mérésorozatnak az eredményeit is, amellyel a kifejlesztett mérőeszköz és a KUAB típusú nehéz ejtősúlyos teherbírásmérő eszköz által rögzített behajlási teknők alakját hasonlították össze.

Kulcsszavak: Benkelman-gerenda, behajlásmérés, teherbírás, nehéz ejtősúlyos teherbírásmérés

Abstract

Forest roads covered with asphalt pavement represent the basis of the forest opening up networks in Hungary. If properly maintained, asphalt pavements offer a high level of service. While traffic load of forest road networks have grown, expenses on their maintenance remained lower than required in the last three decades. As a result, these roads are in poor condition, generally. Renovation projects demand the knowledge of the roads' bearing capacity. Bearing capacity measurements of roads traditionally were carried out using the Benkelmann beam. The Benkelmann beam measurements provide the maximum vertical deflection of the pavement under 50 kN of wheel load. Nowadays the bearing capacity of public roads are measured with falling weight deflectometers. Falling weight deflectometer measurements provide the full deflection basin. It is convenient to use these high precision instruments on forest roads, but their application is inefficient and costly. Researchers of the Department of Forest Opening Up developed a new method to measure the full deflection basin with the Benkelmann beam. Besides the instrument improvement the authors developed a new method for the processing of the deflection basin data. This paper introduces the results of a comparison between the deflection basins measured with the Advanced Benkelmann Beam Apparatus and basins measured with the KUAB falling weight deflectometer.

Keywords: Benkelmann beam, Falling weight deflectometer, Deflection basin, Bearing capacity

Bevezetés

A hajlékony útburkolatok alakváltozásának mérésére az elmúlt évtizedekben több eljárást is kidolgoztak. Mindegyik eljárás eltérő módon szimulálja a forgalom és a pályaszerkezet kapcsolatát. Ennek megfelelően a mért eredmények is kisebb-nagyobb mértékben eltérnek egymástól. A következőkben röviden bemutatjuk az erdészeti gyakorlatban eddig alkalmazott módszereket, a mérőeszközök főbb jellemzőit pedig összefoglalva az 1. táblázatban közöljük.

A behajlásmérés klasszikus eszköze a Benkelman-gerenda. A mérés alatt a terhelt tehergépkocsi ikerabroncsai közé a maximális behajlás helyén egy, a burkolatra támaszkodó vízszintes tengely körül forgó kar kerül elhelyezésre és a burkolat függőleges elmozdulását a kar másik végén mért elmozdulásból lehetséges meghatározni. A mérés során a terhelő tehergépkocsi álló helyzetben van, így a terhelés statikus jellegű [Boromissza, 1959].

A behajlások automatikus méréséhez a Lacroix-mérőkocsi alkalmazható. A mérés elve megegyezik a kézi behajlásmérés elvével, a különbség a mérés gyakorlati kivitelezésében rejlik; itt ugyanis a behajlásmérőket egy automata mérőkocsira függesztik, ami lassú (3–5 km/h) előrehaladás közben 4 m-ként méri a burkolat lehajlását. A Lacroix-mérőkocsival végzett behajlásmérési technika az erdészeti gyakorlatban nem terjedt el. Az Erdőfeltárási Tanszéken végzett korábbi kutatások ugyanakkor kimutatták, hogy az erdészeti utak felújítási terveinek tekintetében az egyszerűbb eszközöket igénylő kézi behajlásmérés is azonos eredményeket szolgáltat [Kosztka et. al., 2008].

A jelenlegi közúti gyakorlat hajlékony útburkolatok terhelés hatására bekövetkező alakváltozását, vagyis a behajlási teknőt nehéz ejtősúlyos (Falling Weight Deflectometer – FWD) berendezésekkel méri. Az FWD készülékek a dinamikus terhelés hatására bekövetkező függőleges elmozdulást a burkolaton elhelyezett gyorsulásmérő szenzorok segítségével, több ponton egyszerre, nagy pontossággal mérik. A berendezés méri a levegő és a burkolat hőmérsékletét is. A dinamikus teherbírásmérés hazai alkalmazását megalapozó adaptációs vizsgálatok 1991-ben kezdődtek meg. Ezek alapján megállapítható, hogy a mérési eljárás gyors, szubjektivitástól mentes [Tóth, 2007]. A mérési technika – az utóbbi években szerzett tapasztalataink alapján – erdészeti körülmények között is előnyösen alkalmazható [Kosztka et. al., 2008].

Az FWD készülékekkel történő mérésekkel a központi behajlás mellett a burkolat alakváltozása több ponton is mérhető, ezáltal a lehajlási vonal (behajlási teknő) alakja is előállítható. A behajlási teknő alakjának ismeretében számíthatóvá válnak olyan paraméterek, amelyek a mechanikai elveken alapuló pályaszerkezet-méretezési eljárások bemenő adatai. Véleményünk szerint a jövőben azokat a mérési eljárásokat kell előnyben részesíteni, amelyek lehetővé teszik a teljes behajlási teknő rögzítését. A nehéz ejtősúlyos eszközök beszerzési ára és fenntartási költsége igen magas, ezért az erdészeti utakon végzett teherbírásméréseket FWD-készülékkel rendelkező külső vállalkozó bevonásával lehetséges csak megoldani. Célszerűnek tűnt tehát egy olyan eljárás kidolgozása, amely az erdészeti utakkal foglalkozó szakemberek számára is lehetővé teszi a behajlási teknő önálló mérését.

A továbbfejlesztett kézi behajlásmérő

Az elképzelést – a klasszikus Benkelman-tartó továbbfejlesztését oly módon, hogy az alkalmassá váljon a teljes behajlási teknő rögzítésére – többen is megvalósították. Ezek közül érdemes megemlíteni a Geobeam eszközt, amelyet a Tonkin & Taylor cég fejleszt. A mérés alatt a mérőgerenda érzékelője automatikusan rögzíti a függőleges elmozdulást úgy, hogy minden méréshez hozzárendeli a kerékterhelés pozícióját, így a behajlási teknő megfelelő feldolgozó szoftver segítségével rekonstruálható. A kerékterhelés pozícióját a tehergépkocsihoz kapcsolt mérőkerékkel mérik és rögzítik. A mérőkerék felbontása 10 mm, ami igen sűrű mintavételezést tesz lehetővé. Az FWD készülékekkel ellentétben a Geobeam egy pont függőleges elmozdulását rögzíti eltérő időpillanatokban [Anderson, 2008]. A mérőrendszert az 1. ábra mutatja be.

Az Erdőfeltárási Tanszéken kidolgozott eljárást a kézi behajlásmérés továbbfejlesztésével alakítottuk ki. A fejlesztés kiterjedt a mérési eljárás megtervezésére, a szükséges kiegészítő eszközök kiválasztására, a központi adatgyűjtő egység tervezésére és építésére, az adatgyűjtő hardveren futó firmware, valamint a PC-ken futó adatgyűjtő és elemző szoftverek kifejlesztésére.

A fejlesztés az eszközök tekintetében alapvetően három pilléren nyugszik:

1. A hagyományos Benkelman-tartók analóg mérőóráit digitális adatkimenettel rendelkező mérőórákra

cseréltük.

2. A mérés során a tehergépkocsi előrehaladását ultrahangos távolságmérővel rögzítjük.
3. A digitális szenzorok jelét a saját fejlesztésű központi vezérlő egység gyűjti, majd továbbítja az adatgyűjtő szoftvert futtató netbook felé.

A mérés a következő lépésekből áll (2. ábra):

1. Ismert hátsó tengelysúlyú, terhelt tehergépkocsi felállása a mérés szelvényébe.
2. Behajlásmérők elhelyezése a hátsó (szóló) tengely ikerabroncsai közé úgy, hogy a mérőcsúcs a kerék felfekvési vonala előtt legyen.
3. Digitális elmozdulásmérő órák mérési pozícióba állítása.
4. Állványra szerelt ultrahangos távolságmérő mérési pozícióba állítása.
5. Az adatgyűjtő szoftvert futtató számítógép (érintőképernyős netbook) előkészítése a mérési adatok fogadására, a külső hardverekkel az adatkapcsolat ellenőrzése.
6. Az adatgyűjtő szoftveren az adatgyűjtés indítása.
7. A tehergépkocsi lassú előrehaladása közben az adatgyűjtő szoftver rögzíti a digitális mérőórák, valamint a távolságmérő szenzor mérési adatait.
8. A tehergépkocsi 5 m-es előrehaladását követően az adatgyűjtés automatikus leállítása.

A mérőeszköz tehát a burkolat egy pontjának függőleges elmozdulását rögzíti oly módon, hogy az elmozdulásmérő órák minden „leolvasásához” hozzárendeli az elektronika a kerékterhelés távolságát is. Az így nyert adatsor megfelelő előfeldolgozását követően előállítható a behajlási teknő alakja.

A továbbfejlesztett kézi behajlásmérő (Advanced Benkelman Beam Apparatus, ABBA), mint mérőeszköz részletes bemutatásával a [Markó et. al., 2012] szakirodalmi forrás foglalkozik.

Összehasonlító méréssorozat a Makk-pusztai kísérleti úton

A továbbfejlesztett kézi behajlásmérő alkalmazásával – a nehéz ejtősúlyos (FWD) eszközökhöz hasonlóan – a teljes behajlási teknő rögzíthető. Kíváncsiak voltunk arra, hogy az eltérő módszerekkel rögzített behajlási teknőalakok milyen mértékben feleltethetők meg egymásnak. Amennyiben a különböző működési elvű eszközökkel hasonló teknőalakot rögzítünk, akkor a felújítások tervezésénél, különösképpen a méretezett erősítő réteg vastagságának meghatározásánál is egyenértékű eredményekre jutunk.

A Makk-pusztai kísérleti út 1974-ben épült meg. A kísérlet célja a gazdasági és egyéb kifizetődő utak méretezési kritériumainak megállapítása volt. A projekt egy Magyarország–NDK kooperáció keretében valósult meg, Magyarországról a KPM, a KÖTUKI, a BME Út- és Vasútépítési Tanszéke, és az Erdészeti és Faipari Egyetem Erdészeti Szállítástani Tanszéke vett részt a kutatásban. Az út a Komáromi Állami Gazdaság területén, Nagyigmánd község határában, Makk-pusztá mellett épült. A választás azért esett erre a területre, mert itt megfelelő, nem fagyveszélyes (homok) talaj található. Az NDK 2 db ugyanilyen kísérleti utat létesített fagyveszélyes talajon. Az út 1665 m hosszú, eredetileg mindkét végén fordulóval kialakítva. Koronaszélessége 7,50 m, burkolatszélessége 6,00 m. Az úton 72 különböző pályaszerkezettel megépült szakaszt különítettek el. Az utat műforgalom terhelve. Az egyes szakaszok leromlását rendszeres behajlásmérésekkel, keresztshelvény-szintezésekkel követték nyomon. Az út mellett meteorológiai mérőhelyet is kialakítottak. [Pankotai et. al., 1974]

A kísérleti út jelenleg is használatban van, mezőgazdasági forgalom veszi igénybe. Az út a méréssorozat végrehajtásához megfelelőnek tűnt, mivel így lehetőségünk nyílt a mérőeszközöket több különböző pályaszerkezeten is összevetni. Az út jelenlegi állapotát a 3. ábra mutatja be.

Az összehasonlító méréssorozatra 2011. március 30-án került sor, napos, csapadékmentes időjárási körülmények között. Az alkalmazott továbbfejlesztett kézi behajlásmérő az Erdőfeltárási Tanszék kísérleti példánya volt. A behajlásmérők mérőkarjának aránya – az általános kiviteltől eltérően – 2:1, a behajlásmérő

csúcsa és felfüggesztési pontja közötti távolság 2400 mm. Ez a megnövelt mérőkar-hossz biztosítja, hogy a behajlásmérő alátámasztásai a behajlási teknőn kívülre essenek. A nehéz ejtősúlyos dinamikus teherbírásméréseket a Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Út- és Vasútépítési Tanszékének KUAB típusú eszközével hajtottuk végre. Az alkalmazott mérőeszközök a 4. és 5. ábrákon láthatóak.

A kísérleti út 72 különböző pályaszerkezetű szakaszából 25-ön hajtottunk végre méréseket. A vizsgálatba bevont szakaszok főbb jellemzőit a 2. táblázat tartalmazza. A mérési helyeket a bal oldali forgalmi sáv jobb keréknyomjában jelöltük ki, egymástól 5 m távolságra. A szakaszok 45 m hosszúak, így egy-egy szakaszon 9 mérési pont helyezkedik el. A behajlásméréseket az ABBA és a KUAB eszköz egymást követve hajtották végre, gyakorlatilag azonos aszfalthőmérsékletnél, így a mérési adatok feldolgozásánál hőmérsékleti korrekciót nem hajtottunk végre. A kézi behajlásmérésekhez alkalmazott terhelt tehergépkocsi tengelysúlyát a helyszínen digitális talpmérleg segítségével megmértük, a mérések sávjában haladó keréksúly 67,50 kN volt. A mért függőleges elmozdulásokat az ÚT 2-1.202 Útügyi műszaki előírás szerint lineárisan korrigáltuk. A KUAB eszköz által rögzített digitális mérési jegyzőkönyv tartalmazza az ejtésekkor mért terhelést, a mért elmozdulásokat ennek megfelelően korrigáltuk.

A mérési adatok feldolgozása

A behajlási teknő alakját az alábbi függvényel tudjuk közelíteni [Primusz–Tóth, 2009]:

$$D(x) = \frac{D_0}{c \cdot \left(\frac{x}{d}\right)^2 + 1} \quad (1)$$

ahol:

- $D(x)$ = A terhelés tengelyétől x távolságban mért behajlás [mm].
- x = A terhelés tengelyétől mért távolság [mm].
- D_0 = A terhelt tárcsa alatti maximális behajlás [mm] ($x = 0$).
- c = A behajlási teknő alaktényezője.
- d = A terhelt tárcsa átmérője [mm] (jellemzően 300 mm).

Az 1. függvény a mérési pontokra jól illeszthető, alakja pedig megfelel a mechanikai alapokon levezetett behajlási teknőalaknak. A függvény részleteiről a [Primusz–Tóth, 2009] irodalom tájékoztat. A behajlási teknő képletében szereplő D_0 és c független változókat egy saját fejlesztésű szoftverrel számítjuk; a központi behajlás (D_0) a terhelés tengelyében a mérésekből adódik, az alaktényező értékét pedig numerikusan, a legkisebb négyzetek módszerével határozzuk meg.

Az 1. függvényből zárt alakban számítható az $x = 0$ helyen értelmezett minimális görbületi sugár [Primusz–Tóth, 2009] :

$$R_0 = \frac{2 \cdot r^2}{c \cdot D_0} \quad (2)$$

ahol:

- R_0 = A terhelés tengelyétől x távolságban mért görbületi sugár [mm].
- D_0 = A terhelt tárcsa alatti maximális behajlás [mm].
- c = A behajlási teknő alaktényezője.
- r = A terhelt tárcsa sugara [mm] (jellemzően 150 mm).

A minimális görbületi sugár a központi behajlás mellett egy, a burkolat alakváltozását könnyen értelmezhető módon leíró érték. Belátható, hogy ha a burkolatot az ismétlődő terhelések kis sugarú ív mentén hajlítják meg, akkor az hamarabb tönkremegy (fáradás). A minimális görbületi sugár és az aszfalt rétegek vastagságának ismeretében többek között számíthatóvá válik az aszfalt réteg alsó szálának megnyúlása is.

Eredmények

A két mérőeszköz által rögzített mérési adatokra az 1. egyenletnek megfelelő függvényt illesztettünk, majd az azonos mérési helyeken számított központi behajlás és minimális görbületi sugár értékeket összehasonlítottuk.

A központi behajlásokat a 6. ábrán, a minimális görbületi sugarakat a 7. ábrán hasonlítjuk össze. A mérési pontokra illesztett regressziós egyenesek alapján az alábbi következtetéseket vonhatjuk le:

- Az adatok közötti korreláció gyenge, a központi behajlás esetében $R^2 = 0,70$, a minimális görbületi sugár esetében $R^2 = 0,62$.
- A mérésekre illesztett regressziós egyenesek hajlása közelít az 1:1 értékhez. A trendvonal szerint az ABBA átlagosan 10%-al kisebb központi behajlásokat mér, mint a KUAB, a minimális görbületi sugár esetében pedig mintegy 5 %-al nagyobb értéket rögzít.

A behajlási teknőalakokat úgy is összevetettük, hogy a különböző pályaszerkezetű szakaszokat egy-egy homogén szakasznak tekintettük, majd a szakaszokra meghatároztunk egy-egy mértékadó behajlási teknő alakot. A mértékadónak tekintett behajlási teknő alakját úgy számítottuk, hogy az egyes szakaszokon megmért 9 behajlási teknő D_0 és c értékeit átlagoltuk. Az átlagos központi behajlás és alaktényező ismeretében, a 2. összefüggés szerint számítottuk az átlagos behajlási teknő minimális görbületi sugarát is.

A mértékadó teknők összehasonlítását a 8. és a 9. ábrák mutatják be. Az ABBA–KUAB adatpárookra illesztett regressziós egyenesekből az alábbi következtetések vonhatók le:

- Az adatok közötti korreláció elfogadható, a központi behajlás esetében $R^2 = 0,79$, a minimális görbületi sugár esetében $R^2 = 0,89$.
- A regressziós egyenesek hajlása az átlagos értékekre illesztve is közelít az 1:1 hajláshoz, vagyis a mérések trendje azt mutatja, hogy a két eszköz mérései megfeleltethetőek egymásnak. Ebben az esetben is megfigyelhető, hogy az ABBA által mért behajlási teknő valamivel jobb burkolat-állapotra utal, mint a KUAB mérések. A központi behajlás esetében 10 %, a minimális görbületi sugár esetében 25% eltérés tapasztalható.

Összefoglalás

Az Erdőfeltárási Tanszéken szerzett tapasztalataink alapján kijelenthető, hogy a kézi behajlásmérő (Advanced Benkelman Beam Apparatus, ABBA) alkalmas terepi körülmények között a behajlási teknők automatizált mérésére. Az eszköz – a mérés egyszerűsége és költséghatékonyasága miatt – alkalmas lehet alsóbbrendű közutak és önkormányzati utak teherbírásméréséhez is. A mérési eredményekre illesztett függvényből levezethetők mindazon paraméterek, amelyek a mechanikai alapú erősítés-méretezési eljárásokhoz szükségesek.

A Makk-pusztai kísérleti úton végrehajtott összehasonlító mérésorozat igazolta, hogy a továbbfejlesztett kézi behajlásmérővel és a KUAB típusú nehéz ejtősúlyos eszközzel rögzített behajlási teknők jellemzői hasonlóak. A mérési eredmények statisztikai elemzését követően arra a következtetésre jutottunk, hogy a vizsgált 25 különböző pályaszerkezet esetében az ABBA mérések a KUAB mérésekhez viszonyítva valamivel jobb burkolatállapotra utalnak. Az ABBA mérésekből számított központi behajlás átlagosan 10 %-al kisebbnek, a minimális görbületi sugár átlagosan 25 %-al nagyobbak adódott, mint a KUAB esetében.

Köszönetnyilvánítás

- A mérőeszköz fejlesztését a NymE-ERFARET Nonprofit Kft. támogatta.
- Köszönet illeti a Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Út- és Vasútépítési Tanszékét a nehéz ejtősúlyos mérések végrehajtásáért.

Hivatkozások

- [Anderson, 2008] Anderson, Steven: Pavement Deflection Measurements Using the Geobeam. Mechanistic Design and Evaluation of Pavements, 2008 Workshop, link: <http://www.pavementanalysis.com>
- [Boromissza, 1959] Boromissza Tibor: Útburkolatok behajlása. Mélyépítéstudományi Szemle, 1959/12. p.:564–571.

- [Kosztka, 1986] Kosztka Miklós: Erdészeti utak fenntartási rendszere. Kandidátusi értekezés. Sopron, 1986.
- [Kosztka et. al., 2008] Kosztka M., Markó G., Péterfalvi J., Primusz P., Tóth Cs.: Erdészeti utak teherbírásának mérése. Magyar Tudományos Akadémia, Agrártudományok Osztálya, Agrárműszaki Bizottság, XXXII. Kutatási és Fejlesztési Tanácskozás. 2008. január 22., Gödöllő, 2008. 32/3. p.:75–79.
- [Markó et. al., 2012] Markó G., Primusz P., Péterfalvi J.: Erdészeti utak teherbírásának mérése a továbbfejlesztett kézi behajlasmérővel. Erdészettudományi Közlemények, 2. évf. 1. szám (2012) p.:107–121.
- [Primusz–Tóth, 2009] Primusz Péter, Tóth Csaba: A behajlási teknő geometriája. Közlekedésépítési szemle, 2009/12 (59) p.:18–24,28.
- [Tóth, 2007] Tóth Csaba: A teherbíróképesség meghatározásának ellentmondásai és lehetőségei. Közúti és Mélyépítési Szemle, 2007/8 (57) p.:13–20.
- [Pankotai et. al., 1974] Pankotai Gábor, Herpay Imre, Kosztka Miklós, Rumpf János: Az NDK – MNK kooperációban épült Makk-pusztai kísérleti út kiviteli tervdokumentációja. Erdészeti és Faipari Egyetem, Sopron, 1974.

Táblázatok

1. táblázat. A behajlásmérő eszközök összehasonlítása. [Kosztka et. al., 2008]

Jellemzők	Benkelman-tartó	Lacroix-mérőkocsi	FWD
Eszközigény	terhelt tehergépkocsi 2 db Benkelman-tartó	mérőkocsi	mérőkocsi
Személyzet	4 fő	2 fő	2 fő
Igénybevétel	statikus	kvázi statikus	dinamikus
Szimulált sebesség	0 km/h	4 km/h	60–80 km/h
Mintavételezés módja	diszkrét	folyamatos	diszkrét
Mintavételezés jellemző sűrűsége	25 m	4 m	25 m
Napi teljesítmény	15 km	20 km	15 km
Mért paraméter	központi behajlás	központi behajlás	behajlási teknő
Adatok rögzítése	manuális	automatikus	automatikus
Ismételhetőség	kielégítő	kiváló	kiváló
Eszköz költsége	olcsó	drága	drága

2. táblázat. A mérésekre kijelölt szakaszok jellemzői [Pankotai et. al., 1974].

Sorszám	Alap		Burkolat		Sorszám	Alap		Burkolat	
	Réteg	V (cm)	Réteg	V (cm)		Réteg	V (cm)	Réteg	V (cm)
9	FZK	15	AB-8	2,5	22	B100	16	AB-8	2,5
10	DZK	15	AB-8	2,5	23	M	15	AB-8	2,5
11	JU-35	6	AB-8	2,5	24	M	20	AB-8	2,5
12	JU-35	10	AB-8	2,5	25	Ckt	10	AB-8	2,5
13	JU-35	14	AB-8	2,5	26	Ckt	15	AB-8	2,5
14	U-12	5	AB-8	2,5	27	Ckt	20	AB-8	2,5
15	U-12	10	AB-8	2,5	28	Ckt	10	AB-8	2,5
16	U-12	15	AB-8	2,5	29	Ckt	15	AB-8	2,5
17	U-35	5	AB-8	2,5	30	Ckt	15	AB-8	2,5
18	U-35	10	AB-8	2,5	31	Ckt	10	AB-8	2,5
19	U-35	15	AB-8	2,5	34	Kstab	10	AB-8	2,5
20	B100	8	AB-8	2,5	35	Kstab	15	AB-8	2,5
21	B100	12	AB-8	2,5					

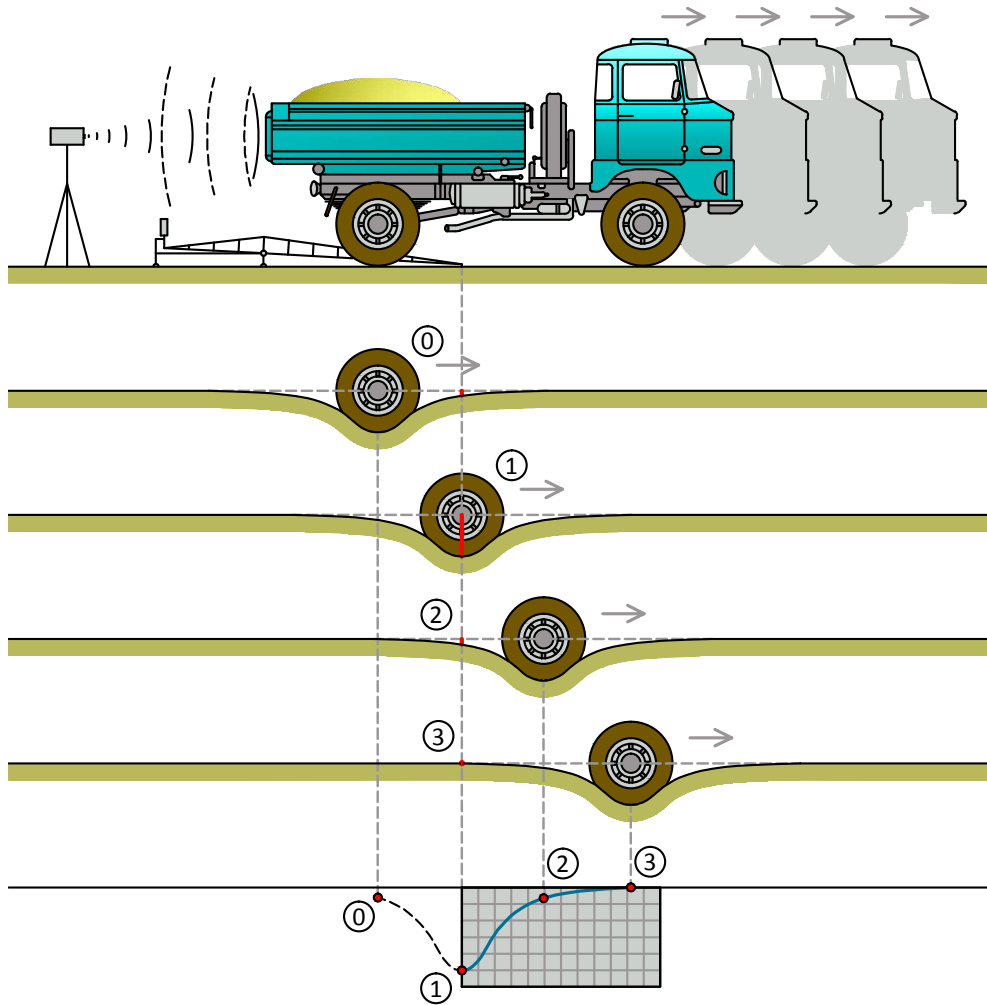
Rövidítések:

- FZK : Folyamatos szemeloszlású zúzottkő
- DZK : Durva zúzottkő
- JU-35 : Javított meleg bitumenes útalap
- U-12 : Meleg bitumenes útalap
- U-35 : Meleg bitumenes útalap
- B100 : Soványbeton
- M : Mechanikai stabilizáció
- Ckt : Cementstabilizáció
- Kstab : Kohósalak stabilizáció
- AB : Aszfaltbeton

Ábrák



1. ábra. A Geobeam mérés közben [Anderson, 2008].



2. ábra. A továbbfejlesztett kézi behajlásmérés elve.



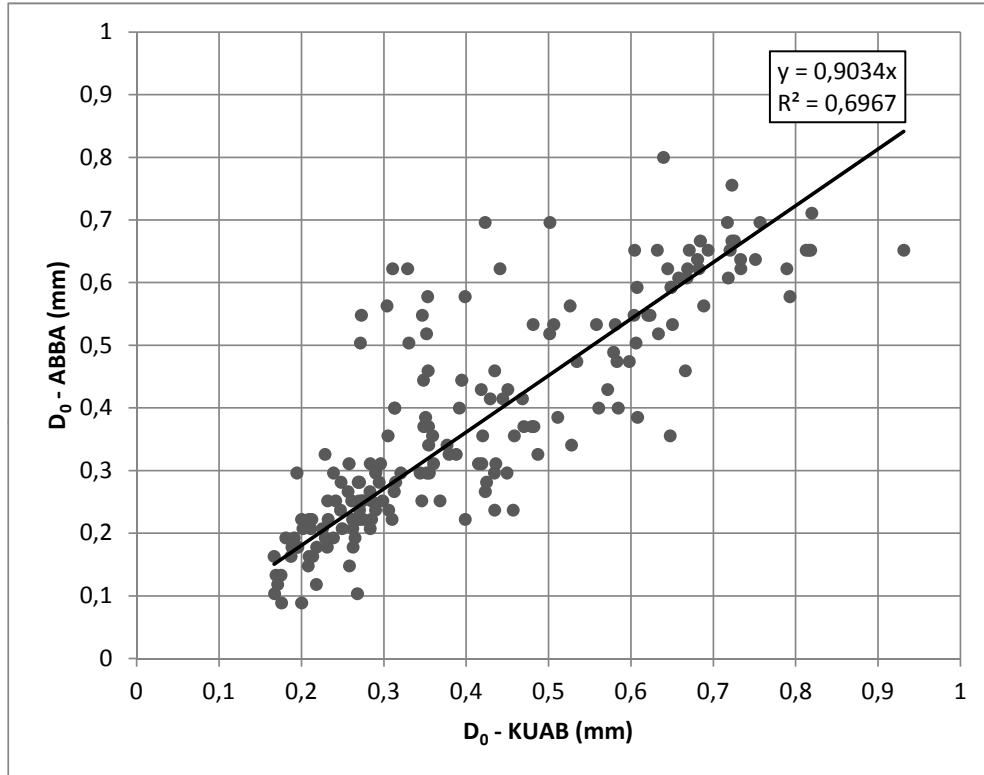
3. ábra. A Makk-pusztai kísérleti út.



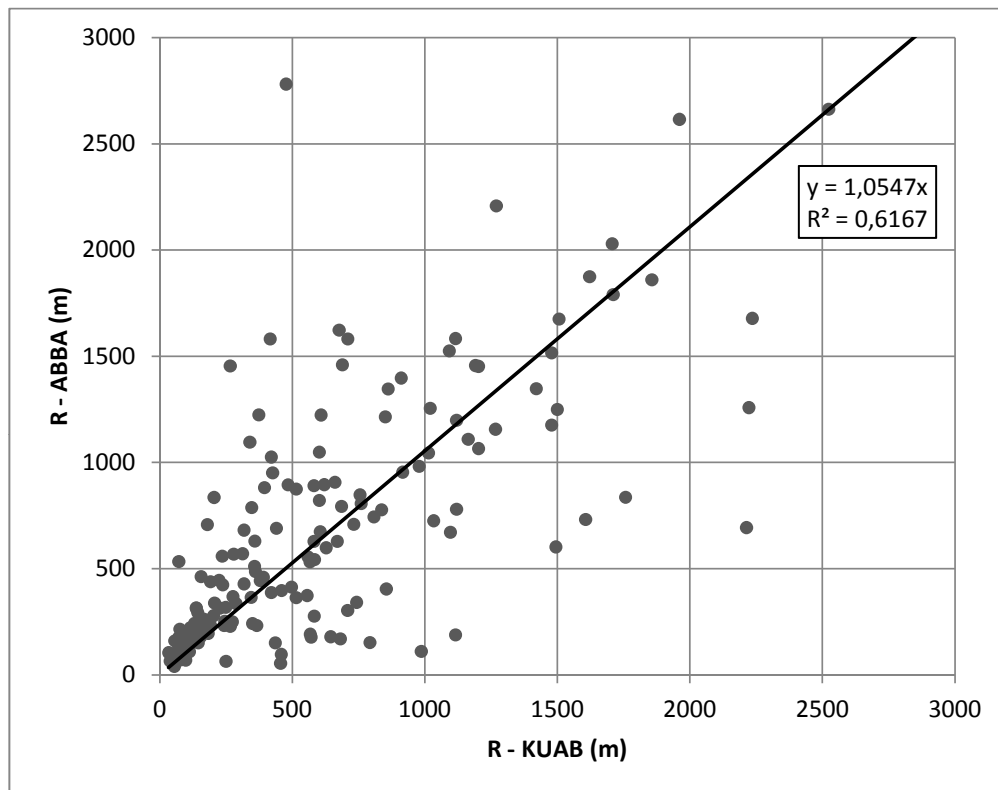
4. ábra. Az ABBA mérőeszköz a kísérleti úton.



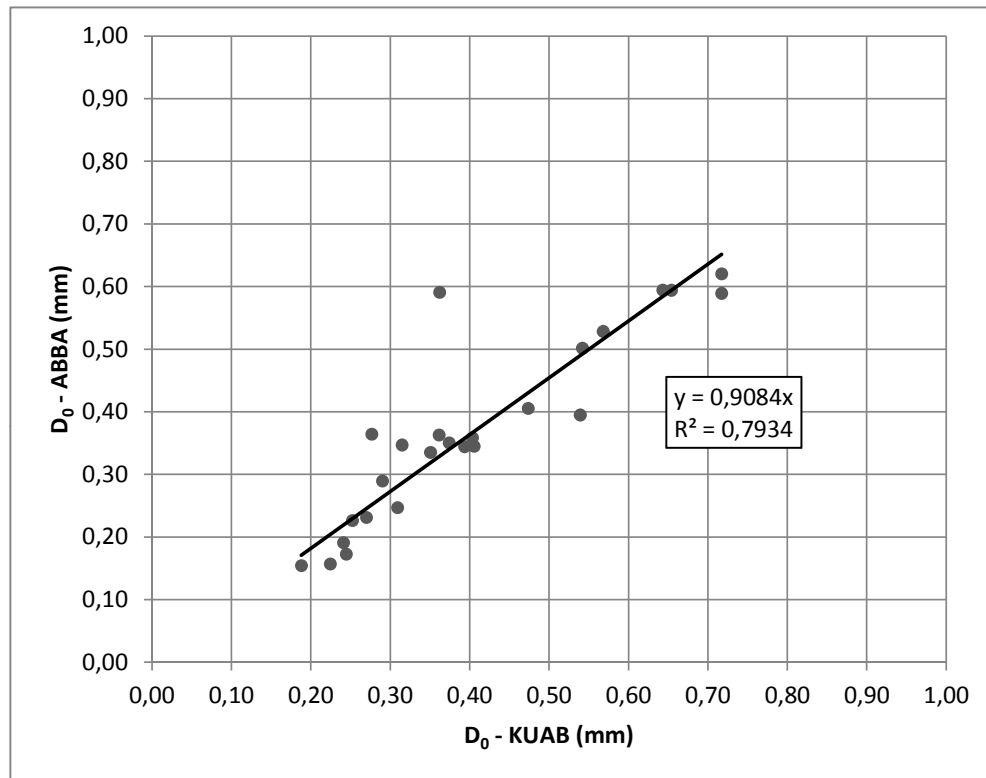
5. ábra. KUAB a kísérleti úton.



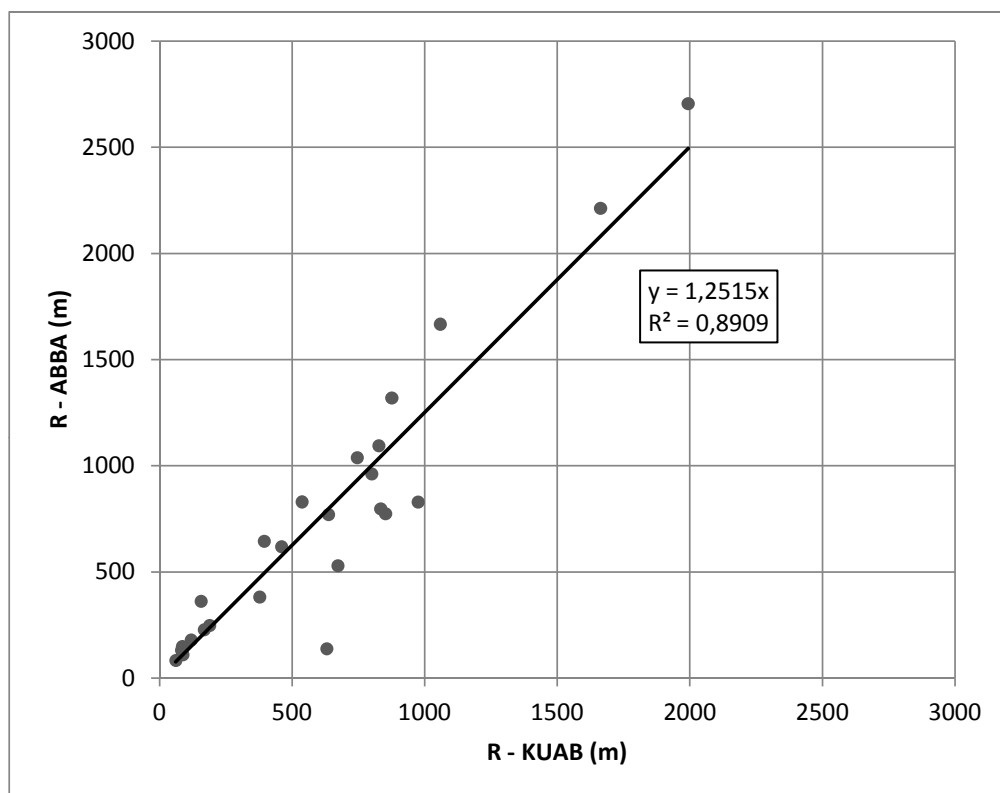
6. ábra. A központi behajlás (D_0) összehasonlítása az összes mérés figyelembevételével.



7. ábra. A minimális görbületi sugár (R_0) összehasonlítása az összes mérés figyelembevételével.



8. ábra. A központi behajlás (D_0) összehasonlítása szakaszonként, a jellemző behajlási teknők figyelembevételével.



9. ábra. A minimális görbületi sugár (R_0) összehasonlítása szakaszonként, a jellemző behajlási teknők figyelembevételével.



Cikkek

Bejegyzések

Témakörök

Impresszum

Útügyi lapok

1

Közlekedési pályák teherbíróképessége, a földmű hatásai

Szerző(k) Karoliny Márton

Kivonat

Az útpályaszerkezetek hosszú távú használhatóságát az alátámasztó földmű alapvetően befolyásolja. Ez a befolyás ugyan ismert az építőmérnöki körökben, de a mértékének számszerűsítésére viszonylag kevés a gyakorlatban is alkalmazott módszer létezik. Mivel a földmű a teherhordó szerkezetek közül az egyik legérzékenyebb a környezet (meteorológiai) hatásokra és a változásokra, az első részben a gyakorlatban is alkalmazható eljárás lett ismertetve, kitérve a hatások eloszlásának ismeretében alkalmazható károsodás összegzés lehetőségére illetve ezek szimulációs célokra való felhasználásra.

A második részben a gyakorlatban alkalmazott mérés technika metrológiai és fizikai

1. szám

2013. tavasz



Karoliny Márton

Okleveles építőmérnök, szakmérnök, mérnök-közgazdász. A MAUT

Útpályaszerkezetek szakbizottság elnöke, jelenleg aktív, szakmai tanácsadással foglalkozó nyugdíjas.

Földművek

behajlási teknő paraméterek • egyenértékű felületi modulus • IRI (international roughness index) • merevség • teherbíróképesség

2012. november 19.

The long term utility of pavement structures is basically affected by the supporting subgrade. This effect is well-known among the civil engineers, however, there are relatively few methods applied in practice to express its extent in numbers. As the

subgrade is one of the most sensitive bearing structures that is sensitive to environmental (meteorological) impacts and changes, a procedure adoptable in practice was presented in the first part also mentioning the possibility of damage summary being aware of the impact distribution and the application of those for simulation. In the second part critique is developed concerning the measuring technology of the metrological and physical contents applied in practice and the set of devices is presented, which shows the advantages and the possibilities of application of the devices working by seismic principal with especial regard to the application of deflection values measured out of the axle of the load. The third part is about the effects of the disposition of the stiffness of soil material properties and the volume change resulting partly in cyclical loads, the possible increase of resistance and a possibility of a relatively simple measuring method with which the behaviour of the completed or the working subgrade can be judged from the point of view of the potential longitudinal and transversal transformation.

tartalomra vonatkozó kritikája van kifejtve és be van mutatva az az eszközenszer, ami a szeizmikus elven működő eszközök előnyeit és alkalmazásának lehetőségeit mutatja, különös tekintettel a terhelés tengelyén kívül is megmért behajlásértékek használhatóságára.

A harmadik rész a földművek anyagtulajdonságainak a merevség és részben a ciklikus terhelések hatására bekövetkező térfogatváltozási hajlamára gyakorolt hatásáról, az ellenállóképesség lehetséges növeléséről és végül egy viszonylag egyszerű mérési módszer lehetőségéről szól, amivel az elkészült, vagy a működő földmű viselkedését a potenciális hossz és keresztirányú alakváltozások szempontjából meg lehet itélni.

1. Fogalom meghatározások

A cikkben néhány útpályaszerkezeti, szilárdságtani és technológiai jellegű fogalmat használok, a jobb érthetőség miatt előzetesen megadom ezek meghatározását.

- **teherbíró képesség:** az útpályaszerkezet ellenálló képessége a forgalmi és

környezeti terhelésekkel szemben, a szükséges tulajdonságok (egyenletesség, profilhelyesség, felületépség stb.) megtartása kellő ideig

- **merevség:** egy, az útpályaszerkezetet alkotó rétegnek a terhelés hatására létrejövő alakváltozással (behajlás) szembeni ellenálló képessége
- **egyenértékű felületi modulus:** teherviselő, egy vagy több rétegből álló rendszer felületén megmért behajlásból számítható, a teljes rendszer merevségét jellemző modulusérték, kiszámítható a következő módon (Boussinesque)

$$E = f * (1 - \nu^2) \cdot \sigma * (a/s) \quad (1)$$

ahol:

E - az egyenértékű felületi modulus (MPa)

f - erő eloszlás tényező (-)

ν - Poisson tényező (-)

σ - a terhelő feszültség (MPa)

s - a terhelt tárcsa alatti behajlás (mm)

a - a terhelő tárcsa sugara (mm)

- **behajlási teknő paraméterek:** a terhelés hatására létrejövő behajlási teknő alakját jellemző különbségértékek, a tapasztalatok alapján ezek jól jellemzik az adott mélységi tartományban lévő réteg merevségét, kiszámíthatók a következő módon:

$$SCI = S_0 - S_{300} \quad (2)$$

$$BDI = S_{300} - S_{600} \quad (3)$$

$$BCI = S_{600} - S_{900} \quad (4)$$

ahol:

S_0 - a terhelés tengelyében mért behajlás (microméter)

$S_{300,600,900}$ - a terhelés tengelyétől az indexben lévő távolságban mért behajlás (microméter)

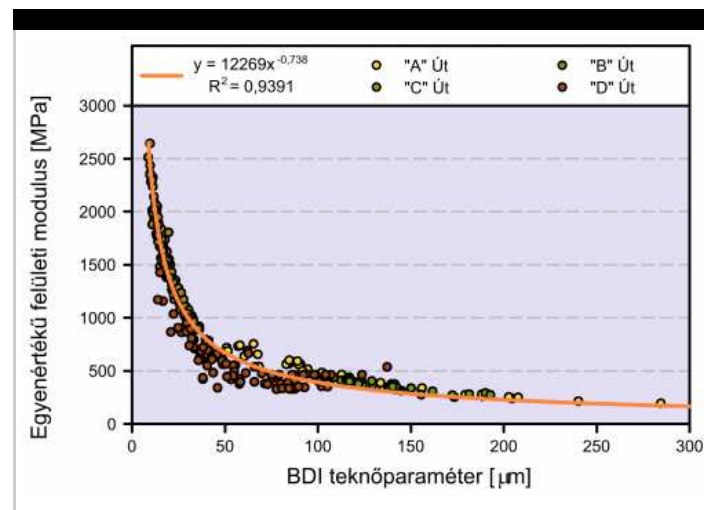
- **IRI** (international roughness index): az útpályaszerkezet felületi egyenletességét mutató mérőszám mm/m, vagy m/km dimenzióban, meghatározható speciális mérőberendezéssel

2. Bevezetés, problémamegfogalmazás

Az építőmérnöki közbeszédben közhelyszámba megy a földmű hatásának jelentősége az útpályaszerkezet teherbírásával kapcsolatban.

Ugyanakkor ezen hatás számszerűsítésére már lényegesen kevesebb erőfeszítés történik,

pedig ehhez számos adat áll rendelkezésre, akár az állapotfelvételi, akár az átadási mérések jóvoltából.



1. ábra

Földmű merevség hatása a pályaszerkezet merevségére

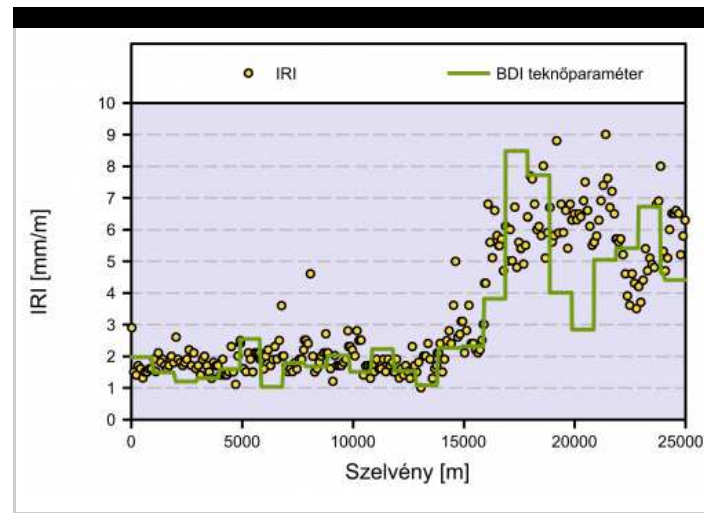
Az 1. diagramon négy különböző út behajlásmérési adatait dolgoztam fel.

Jól látható, hogy a pályaszerkezet merevségét jellemző egyenértékű felületi modulus utanként külön-külön, de egyítve is milyen jelentős mértékben függ a földműmerevséget jellemző teknőparaméter értékétől.

Az útpályaszerkezet merevsége nagyon fontos a közútkezelők számára, de az úthasználókat elsősorban a felületi tulajdonságok, így a felületi egyenletesség, a deformációmentesség és a felületépség érdekli.

Miután az állapotfelvételi mérések erre is kiterjednek, megvizsgáltam, hogy egy út esetében milyen a kapcsolat az IRI és a teknőparaméter között.

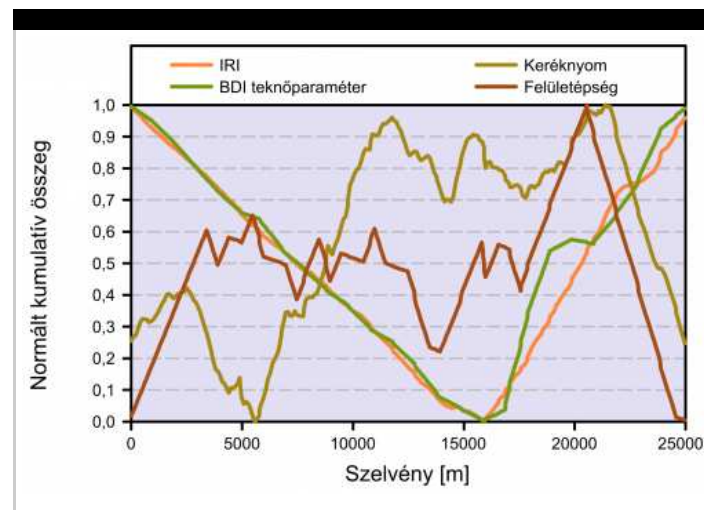
A 2. diagramon a kapcsolat nagyon is jól felismerhető, azaz a földműmerevségnek a kialakult felületi egyenletességre is jelentős hatása van.



2. ábra

Felületi egyenletesség és a földmű merevség kapcsolata

Megszerkesztettem a felsorolt összes felületi tulajdonság és a földműmerevség indikátor homogén szakaszait az ún. kumulatív összeg módszerével.



3. ábra

Állapotparaméterek homogén szakaszai

Az IRI és a földműmerevség homogén szakaszai gyakorlatilag összeesnek, a másik két tulajdonság esetében gyakorlott szem a hasonló tendenciákat jól felismeri.

Megjegyzendő, hogy a felületi egyenletességnek nemcsak az utazási komfortra és a közlekedésbiztonságra van jelentős hatása, hanem a jármű üzemeltetésére és a káros emissziókra is.

Látható tehát, hogy a földmű tulajdonságának a hatása igenis számszerűsíthető és ez a hatás jelentős.

A számomra fontos kérdés ezek után az, hogy kialakult gyakorlatunk ezt a hatást mennyire veszi figyelembe a létesítés (tervezés, megépítés) és a működtetés (üzemeltetés, fenntartás) során, azaz milyen prognosztizációs eszközeink vannak, milyen modelleket alkalmazunk és hogyan vesszük figyelembe a környezet változásait, kvantifikálható módon.

A feladat ugyanis az, hogy a fontos tulajdonságok megfelelő szintjét hosszú távon meg tudjuk tartani, más szóval a teherbíró képességet (Ullidzt (1)), mint a forgalmi és környezeti hatásokkal szembeni ellenálló képességet előre meg kell tervezni, a megépítés során a kívánt szintet biztosítani kell és a működés során ezt a képességet fenn kell tartani, a gazdaságosság követelményét is figyelembe véve. Ez a cikk ilyen kérdésekkel foglalkozik.

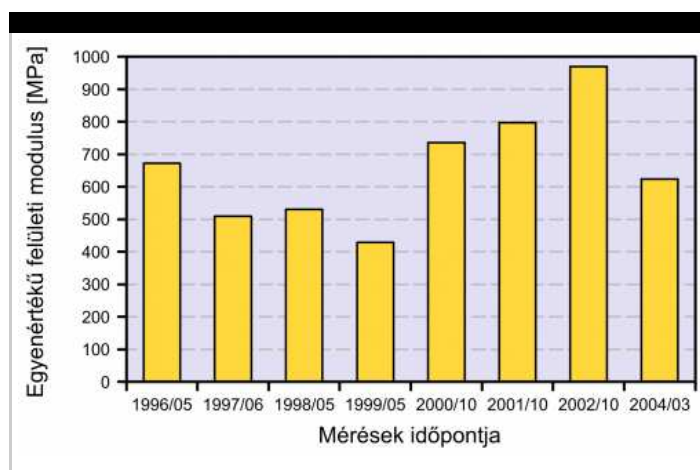
3. Az útpályaszerkezet merevségének változásai a földmű hatására

Az 1. diagram jól mutatja a földműmerevségnek a pályaszerkezet merevségére gyakorolt hatását.

Korán felismerték, hogy a földmű merevsége nem állandó, hanem bizonyos ciklikus – évszakfüggő – változásokat mutat.

Nyilvánvaló, hogy ezek a változások a pályaszerkezet merevségére is kihatnak. Ebben a pontban ezen változások meghatározásának és prognosztizálásának lehetőségeit vizsgálom meg.

3.1. Egy etalonszakasz pályaszerkezet merevségváltozásai



4. ábra

Útpályaszerkezet merevségének változása

Az országos közúthálózaton viszonylagos rendszerességgel behajlásméréseket

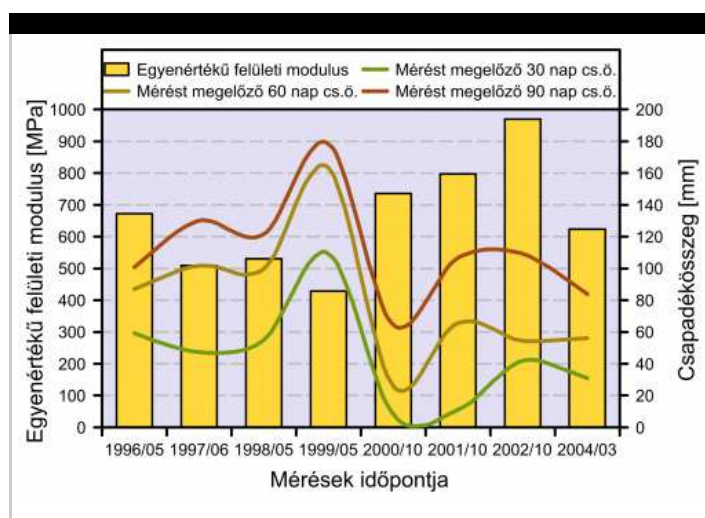
hajtanak végre.

Ezek közül egy ún. etalonszakasz behajlásméréseit és ennek idősorát mutatom be a 4. diagramon.

Az útszakasz egy kötött talajon lévő pályaszerkezet, amelyen közepesen nehéz forgalom halad át, a mérések időintervallumán belül semmiféle fenntartási beavatkozás a szakaszon nem volt. Mindezek figyelembevételével a látható kép meglehetősen érdekes, hiszen a nyolc év alatt a merevség csökkenése lenne a várható a leromlás miatt.

Kézenfekvő, hogy a merevség változását a földműmerevség változása okozza, ez viszont nyilvánvalóan függ annak nedvességtartalmától, ez pedig összefüggésben kell legyen a mérést megelőző csapadékmennyiséggel.

Megvizsgálva a méréseket megelőző időszak helyi csapadékviszonyait, a következő képet kapjuk.



5. ábra

Pályaszerkezet merevség változása

A kapcsolat viszonylag jól érzékelhető, de a számszerűsítéshez további elemzésre van szükség.

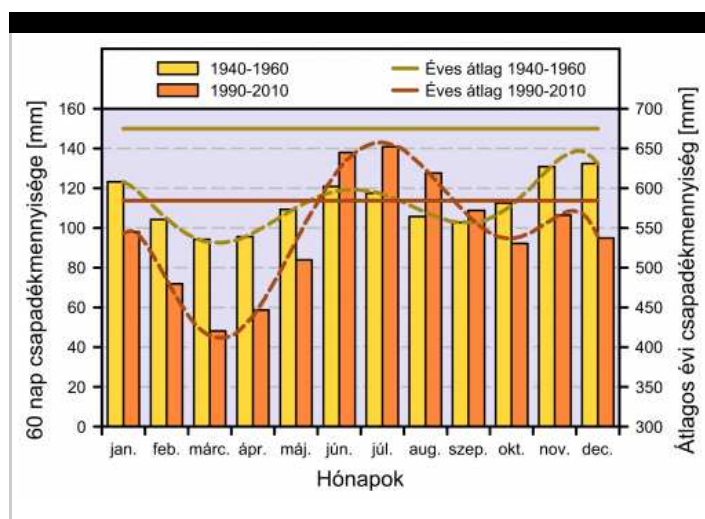
3.2. A földmű merevsége és nedvességtartalma

A földmű merevségét nyilvánvalóan nagymértékben befolyásolja az aktuális nedvességtartalma.

Ezt már nagyon korán felismerték és Boromisza (2) már 1959-ben közzétette tapasztalatait a behajlások évszakonkénti (havi) változásairól, ennek eredményei ma is a megerősítés előtti behajlásértékek korrigálására szolgál.

Számos más ország is hasonló megoldást alkalmazott szabályozásaiban, azaz bizonyos, alapvetően az időjárás ciklikusságán alapuló korrekciókat alkalmaztak.

Az eljárásokat minden hasznosságuk ellenére felül kell vizsgálni, ugyanis nagyon érzékenyek azokra a változásokra, amelyek az érvényességi feltételrendszerükben bekövetkeznek.



6. ábra

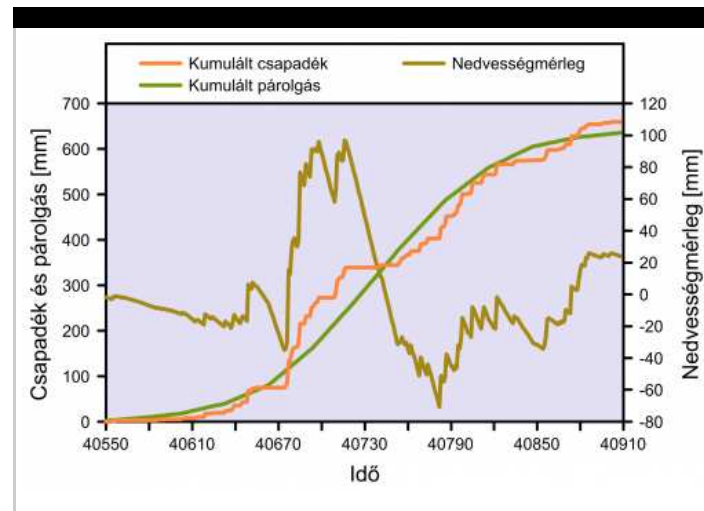
Csapadékmennyiségek idősora

A diagramon két, egyenként 20 éves periódus átlagos csapadékmennyiségeit és a hó végén megállapítható 60 napos csapadékmennyiséget ábrázoltam.

Ami a diagramon látszik – vegyük figyelembe azt is, hogy a két periódust 30 év választja el – minden bizonnyal a változékonyabbá váló klímának tulajdoníthatjuk. Különösen feltűnő, hogy a március végén értelmezhető 60 napos csapadékösszeg a legkisebb az év során, továbbá a legnagyobb csapadékösszegek egyértelműen a nyári időszakokra tolódtak el. Tehát azok az empiriák, amelyeket a korábbi periódus csapadék és hőmérsékletviszonyai között állapítottak meg, ma már nem érvényesek.

Vizsgáljuk meg, hogy a meteorológiai és tágabb érvénnyel környezeti befolyások hogyan hatnak a földmű nedvességtartalmára, ezt Van Gurp (3) alapján teszem meg.

Az egységnyi talajfelületre lehulló csapadék sorsa alapvetően kétféle lehet, a terepalaktól és a vízelvezetéstől, valamint a talajfajától (telítettségtől) és a terep fedettségétől függően távozik a felületről, a nem távozó rész a talajba szivárog. A beszivárgott vízmennyiség a párolgás illetve a növények által végrehajtott párologtatás hatására távozik, e két utóbbit együttesen evapotranspirációnak (ET) hívjuk. Az ET értéke egyrészt függ az aktuális sugárzástól (hőmérséklettől) másrészt a növényzet aktuális vegetációs periódusától függ.



7. ábra

Talaj nedvességmérlegének alakulása

A folyamat egy éves alakulását, valós csapadék és becsült párolgásadatok alapján a 7. diagramon ábrázoltam.

A kumulált csapadékösszeg egy adottság (az elmúlt néhány évben hazánkban szélsőséges különbségek alakultak ki), a párolgás nagymértékben hőmérsékletfüggő (a növények vegetációs periódusai is ezt követik), a kettő különbsége a nedvességmérleg.

Mindezek alapján megállapítható, hogy a nedvességmérleg – és általa befolyásoltan a földmű nedvességtartalma, ezáltal merevsége – nagyon összetett folyamatok eredménye.

Ahhoz, hogy ezeket a folyamatokat számszerűsíthető módon is megismerjük, célzott vizsgálat sorozatokra van szükség.

A 2.1 alpontban ismertetett esetekben nemcsak az FWD készülékkel mért behajlások, hanem azok pontos időpontja is ismert, továbbá viszonylag hosszú idősor áll rendelkezésünkre.

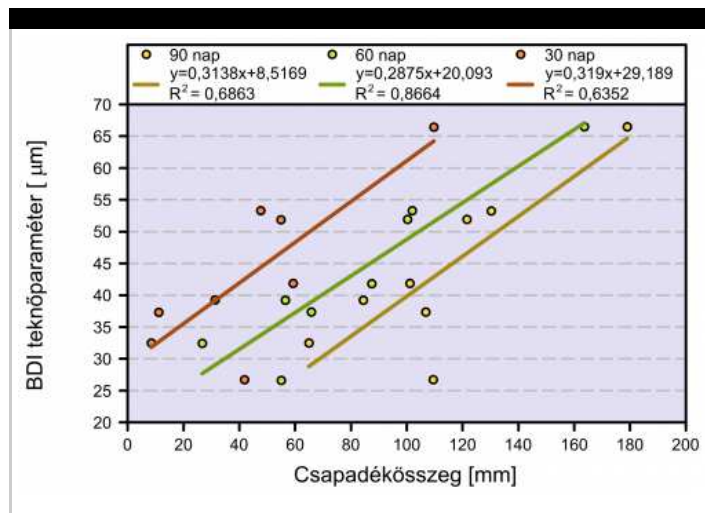
A mérési időpontok alapján meghatározott földmű merevség indikátorokat és a különböző, a mérést megelőző időszak csapadékösszegeit kapcsolatba hozva a következő diagramon látható képet kapjuk.

(Az érdeklődők számára megjegyzem, hogy nagyon sok hazai meteorológiai állomás adatai elérhetők a National Oceanic and Atmospheric Administration – NOAA – honlapján.) Jól megfigyelhető, hogy mindegyik csapadékösszeg esetében létezik kapcsolat, de ez legerősebben a 60 napos csapadékösszeg esetében mutatkozik meg.

Itt lényegében arról van szó, hogy az azonos útszakasz a terepalakulásból származó beszivárgó csapadékmennyiség közel azonosságát jelenti, következésképpen a nedvességmérleg viszonylag hasonló lehet a különböző mérési időpontokban és ez közel azonos földműmerevséget jelent.

Tehát abban a szerencsés esetben, amikor viszonylag hosszú idősor áll

rendelkezésünkre, meglepően jó regresszió képezhető a behajlási és a meteorológiai adatokból.



8. ábra

Tekőparaméter függése a mérést megelőző időszak csapadékösszegétől

Kézenfekvő, hogy az országos közúthálózaton a rendszeres állapotfelméleti behajlásméréseket (a korábbiakat és az újakat) valamint az UTMET állomások csapadékadait erre a célra felhasználják, ezáltal az úthálózat jelentős részén előállíthatók az előző diagramnak megfelelő „kalibrációs” regressziós vonalak.

3.3. A földműmerektség változásának hatása az útpályaszerkezet teherbíró képességére

Az eddigiek alapján látható, hogy a földműmerektség meglehetősen nagy mértékben változik. Célszerű azt is megvizsgálni, hogy ennek a változásnak mi a hatása az útpályaszerkezet teherbíró képességére.

Az útpályaszerkezet fáradási szempontból értelmezhető teherbíró képességét – hátralévő élettartamát – hazai állapotfelméleti gyakorlatunk a behajlások alapján határozza meg, ami tömören azt jelenti, hogy minél nagyobb a behajlás (minél kisebb az egyenértékű felületi modulus) annál kisebb a hátralévő élettartam.

Mivel az aktuális behajlás (egyenértékű felületi modulus), mint már láttuk, jelentős mértékben változik, a tényleges hátralévő élettartam meghatározásánál ezt figyelembe kell venni.

A különböző nagyságú (vagy különböző feltételek mellett ható) igénybevételek összesített károsító hatásának számítására a Palmgren–Miner-összefüggés használata általános.

Az összefüggés a következők szerint írható le:

$$\frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \dots + \frac{n_i}{N_i} + \dots + \frac{n_n}{N_n} = x \quad (5)$$

ahol:

n_1 - az adott terhelési szinthez (aktuális földműerevséghez) tartozó tényleges teherismétlésszám

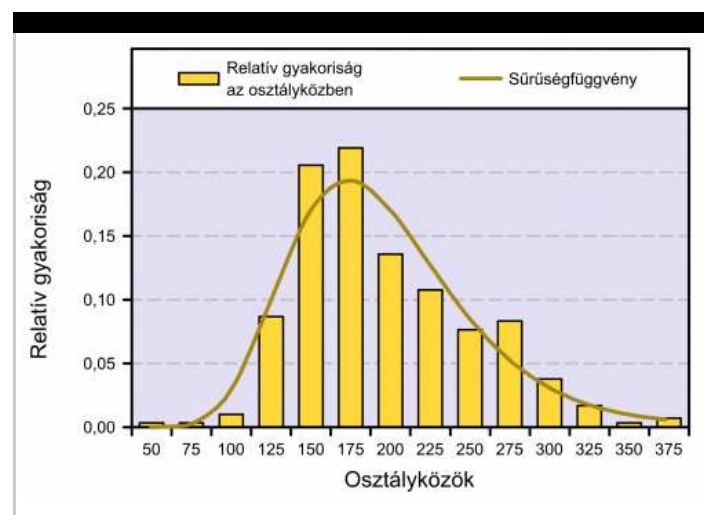
N_1 - az adott terhelési szinthez (aktuális földműerevséghez) tartozó, tönkremenetelt okozó teherismétlésszám

x - a tényleges tönkremenetel valószínűsége (amennyiben ez egyenlő, vagy nagyobb, mint 1, a tönkremenetel bekövetkezett)

A pályaszerkezet méretezésére vonatkozó érvényes szabályozásunk szerint a földmű várható legkedvezőtlenebb (pl. tavaszi) teherbírási modulusát kell a méretezés során figyelembe venni. Ez lényegében azt jelenti, hogy a teljes élettartam alatt ez a modulus érvényes. A szabályozásnak ez az eleme más országok szabályozásában is fellelhető, de jellemzően szerepel egy legkedvezőbb érték is, és a kettő közötti eloszlás paraméterei is.

Vizsgáljuk meg most a fent ismertetett összefüggés segítségével, ahogy ez az előírás milyen méretű biztonságot tartalmaz.

Mindenek előtt megszerkesztettem a földműerevség relatív gyakoriságfüggvényét.



9. ábra

Földműerevség hisztogramja és sűrűségfüggvénye

Az adott útszakaszon a ténylegesen előfordult minimális földműerevségérték 50 MPa, azaz az új pályaszerkezetek esetében előírt 40 MPa értéket kellően

megközelítjük.

Itt meg kell jegyezni, hogy a behajlásmérésekből a Boussinesque-összefüggésekkel számolt földműmerevség értékei a behajlásmérő eszköz (FWD) rövid idejű terhelésénél érvényes „dinamikus” merevségértékek, tehát nem vethetők össze a tárcsás mérésből nyerhető E_2 értékekkel.

Az is megjegyzendő, hogy az érvényes méretezési utasításunk (ÚT 2-1.202) típus pályaszerkezeteinek számításos méretezésénél minden esetben a „legkedvezőtlenebb”, de „dinamikus” földműmerevség lett figyelembe véve.

Az egyes osztályközökben való előfordulás valószínűségét megszorozzuk egy tervezett nehéz forgalmi számmal, kapjuk az összefüggés szerinti „ n_i ” értékeket, az egyes osztályközök földműmerevségéből számítható az egyenértékű felületi modulus, ebből pedig becsülhetők az „ N_i ” értékek.

A vizsgálat eredményeit a következő diagramon lehet megtekinteni.

Feltűnő, hogy a károsodások összege mindössze 4,7%, ez lényegében azt jelenti, hogy a feltételezések szerinti 40 MPa állandó földműmerevséghez képest több mint 20-szoros a várható élettartam.

Nyilvánvaló, hogy minden méretezéshez szükséges bizonyos biztonság alkalmazása, de ez az adott esetben valószínűleg szükségtelenül nagy.



10. ábra

Halmazott károk osztályközönként és összesen

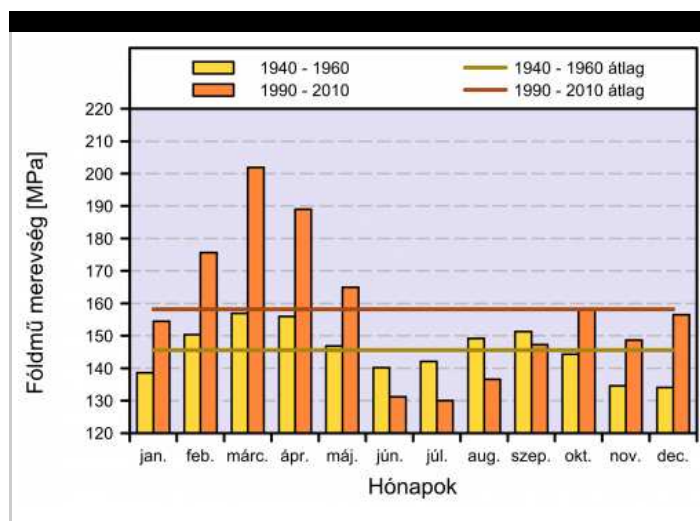
Miután az úthálózatra fordítható összegek nyilvánvalóan korlátosak, szükségesnek látom a gyakorlatban kissé megkövesedett biztonsági tényezők felülvizsgálatát, mert mint látható, megfelelő modellekkel, számítással is alátámasztható módon ezeket reális értékre lehet meghatározni, ezzel az építés-fenntartás számára többletforrásokat lehet realizálni.

3.4. A változékonyabb klíma hatásai

Vizsgáljuk meg ismét a 6. diagramot, amely két hosszabb távú idősort mutat a csapadékatokról.

Mindenekelőtt megállapítható, hogy az utolsó húsz év összegzett csapadékmennyisége érdemben kisebb, mint az 1940–60 közötti időszaké. Ez elvileg akár kedvező is lehet, hiszen a csökkenő csapadékmennyiség a földmű merevségére kedvező hatást gyakorolhat.

A csapadékatokból a 8. diagram szerinti regressziós lehetőség alapján a földműmerevség indikátort, majd ebből merevséget számoltam és ezt ábrázoltam a 11. diagramon, mindkét idősor esetében havonta és az időszakai átlagokat is. A későbbi – szárazabb – periódusra vonatkozóan igazolódott a kedvezőbb szituáció, ugyanakkor, az időbeli eltolódásnak lehetnek kedvezőtlenebb hatásai is. Útpályaszerkezeti aszfaltrétegeink merevsége hőmérsékletük függvénye és abban az esetben, ha a magasabb hőmérsékletű nyári periódusok összeesnek az alacsonyabb földmű teherbírás-értékekkel, akkor a teljes pályaszerkezet merevsége csökkenhet, ezáltal a halmozott károsodások megnőhetnek. Ez ugyanakkor már sokkal összetettebb kérdés, mert az aszfaltkeverékek magasabb hőmérsékleten jobb fáradási tulajdonságokat mutatnak, azaz a tényleges hatás mindig csak egyedileg határozható meg.



11. ábra

Földmű merevségek idősora

Ez azonban nem azt jelenti, hogy ne használjuk ki a számítási módszereket, amelyekre példát mutat Pethő (4) munkája is.

Nem tartozik szorosan ide, de itt kívánom megjegyezni, hogy semmiképpen nem értek egyet azokkal a vélekedésekkel, amelyek a „globális felmelegedés” miatt az aszfaltok bekövetkező súlyos deformációs problémáit vizionálják.

Aszfaltjaink a globális sugárzástól hevülnek fel, ennek mennyisége a mi szélességünkön csillagászati okok miatt állandó, a földfelszínre érkező

mennyiséget a borultság lényegében a csapadékkal arányosan befolyásolja, de az aszfaltok energiaelnyelő képessége (albedója) eleve nagymértékben korlátozza az elérhető maximális hőmérsékletet, tehát ezzel a vélt problémával nem kell megküzdenünk.

4. A merevség mérése

A valós szerkezet viselkedésének megismeréséhez szükség van mérésekre, de szükséges a mérések mögötti fizikai tartalom ismerete is, hogy az eredményeket megfelelően tudjuk interpretálni.

A kreatív építőmérnökök számos eljárást dolgoztak ki, ezeket a következőkben röviden áttekintjük.

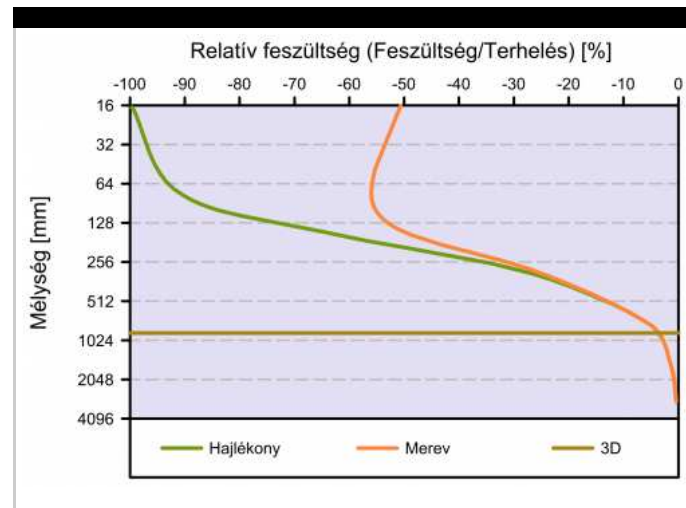
4.1. Statikus mérések

Kezdetben valamilyen ellensúly segítségével adtak terhelést a mérendő felületre, ezek közül a mai napig használjuk a tárcsás mérést, illetve a behajlásmérést (5). A tárcsás mérés esetén a teherbíró képesség mérőszámát a vizsgálat eredményéből Boussinesque-képletével kiszámolva MPa (N/mm²) dimenzióban adjuk meg, a behajlásmérésnél a teherbíró képességet a behajlás nagyságával jellemezzük, mindkét esetben a terhelés tengelyében mérjük az alakváltozásokat. Mindkét mérés esetében az eredmények értékelésénél két tényezőt kell figyelembe venni.

- **Hatásmélység**

A szilárdságtanban jól ismert Saint Venant-elv (F. Van Cauwelaert (6)) alkalmazásával kijelölhető egy ún. „hatásmélység”, ami alatt a rendszer merevségi tulajdonságai már minimális hatást gyakorolnak a felszínen mért behajlás nagyságára.

A 12. diagramon a már ismertetett Boussinesque-képletek alapján végzett számítás eredménye jól mutatja, hogy a feszültségek a mélységgel rohamosan csökkennek és kb. a terhelő tárcsa átmérőjének háromszorosánál gyakorlatilag alig mutathatók ki.



12. ábra

*Feszültségek megoszló tárcsaterhelés esetén,
tárcsaátmérő 300 mm*

Ezt mind tényleges vizsgálatokkal (Tompai (7)), mind véges elemes számításokkal (Szepesházi (8)) igazolták.

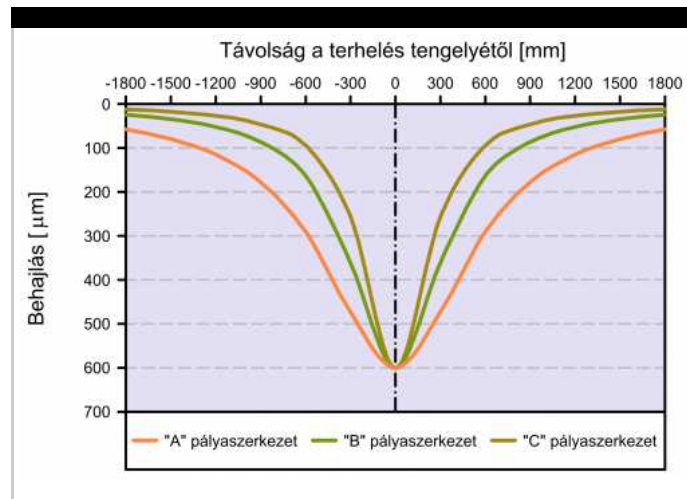
Hangsúlyozni kell, hogy itt elsősorban a mérések eredményéről van szó, a tényleges szilárdságtani viselkedésben – az ismétlődő terhelések hatására – az alacsony feszültségek mellett is létrejöhetnek térfogatváltozások, amik a teherbíró képességet befolyásolják.

Mindenesetre, főleg meglévő rendszerek vizsgálatánál a statikus mérések ezen korlátait figyelembe kell venni.

- **A behajlási teknő mérete**

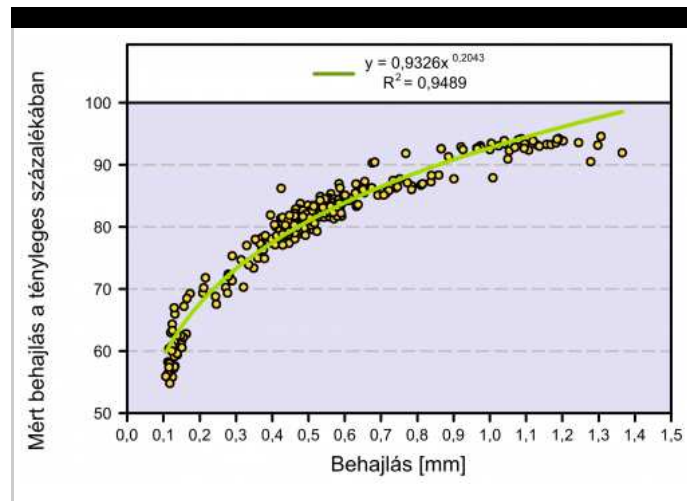
A különböző merevségű rendszerek behajlási teknői különböznek egymástól, ennek megfelelően a viszonyítási síkot biztosító behajlásmérő alátámasztási pontja, amennyiben nem kellően nagy a karhossz, a behajlási teknőbe beleeshet, lásd a 13. diagramot.

Ez mérési hibát okozhat, aminek nagyságára vonatkozóan számításokat végeztem, ennek eredményei a 14. diagramon láthatók.



13. ábra

Behajlási vonalak különböző merevségű útpályaszerkezetek esetén



14. ábra

Behajlásmérés hibája 1500 mm hosszú mérőkar esetén

Jól látható, hogy a hazánkban leggyakrabban alkalmazott 1500 mm-es karhossz esetén az elkövetett hiba az alacsony behajlások tartományában már nagyon jelentős lehet.

4.2. Dinamikus mérések

Néhány évtizede, hogy a geofizika eszközei megjelentek a közlekedési pályák behajlásméréseinél is.

Az eljárás itt impulzusgerjesztéssel kezdődik (ez a közlekedési pályák esetében szinte kizárólag ejtősúly), majd az impulzus hatására kialakuló „hullámfront” okozta elmozdulásokat, vagy gyorsulásokat mérve és megfelelően átalakítva

kapjuk a behajlásokat.

A leggyakrabban használt készülékeknél a behajlást a terhelés tengelyében lehet meghatározni, de léteznek olyan eszközök is, amelyekkel a terhelés tengelyétől különböző távolságokra elhelyezett szenzorokkal a behajlási teknő alakja is felvehető.

Az eljárás előnyei a következők:

- egyrészt, mivel a hullámfront a terheléstől meglehetősen nagy távolságban is érzékelhető a korszerű szenzorokkal, a reciprocitás miatt az ezen távolságnak megfelelő mélységben észlelhető merevségek is meghatározhatók. (1)
- jelentős előny, hogy korlátozottan rugalmas anyagaink az impulzus terhelés lefutásának időtartományában „elég” rugalmas viselkedést mutatnak.
- fontos metrológiai előny, hogy a behajlások meghatározásának precizitása az alkalmazott érzékeny szenzorok miatt kb. egy nagyságrenddel jobb, mint a mechanikai alapú mérőeszközöké (indikátoróra)

Elterjedt vélekedés a dinamikus mérésekkel kapcsolatban, hogy a rövid terhelési idő miatt a telített-közel telített állapotokban téves eredményeket ad a konszolidáció létrejöttének korlátozottsága miatt.

Ez a vélekedés téves, mert *„...mivel a közeget kitöltő folyadékban nyírás alakváltozás nem jöhet létre, folyadékban transzverzális hullám sem létezik. Ez az oka annak, hogy csak a szilárd, a szemcsék érintkezési helyein fellépő hatékony feszültség van befolyással az S-hullám terjedésére, a semleges feszültség nincs”* (Törös (9)).

4.3. Nehéz ejtősúlyos behajlásmérő

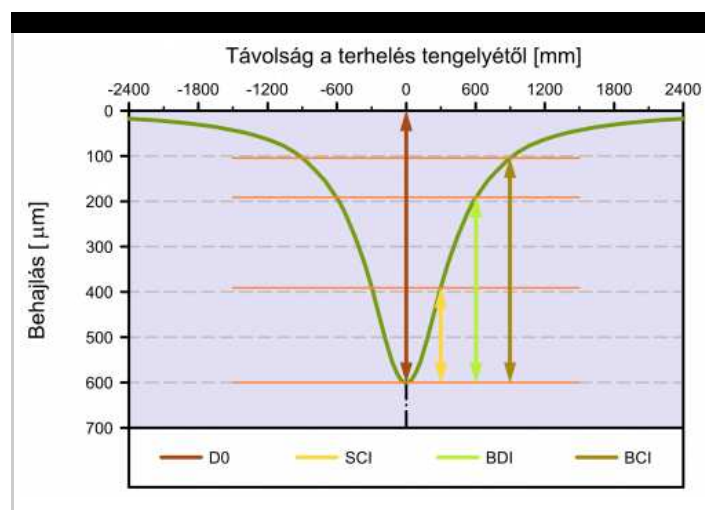
A nehéz ejtősúlyos behajlásmérő (FWD) kiépítettségében és kiérlelttségében már nem hasonlítható hagyományos eszközeinkhez, a nagy teljesítmény, a behajlási teknő nagy pontosságú felvétele, az adatok könnyű kezelése stb. alapján megkerülhetetlen eszköz.

Mindenképpen el kell mondani, hogy a piacon lévő eszközök eredményei a gyakorlat számára azonosnak tekinthetők, azaz nincs értelme különbséget tenni. Magyarországon már több mint 15 éve bevezetett módszer, kissé meglepő, hogy ugyanakkor viszonylag kevesen ismerik. Pedig a hazai publikációk száma sem kevés (érdeklődőknek javasolható a (10), (11), (12), (13), (14) alatti publikációk). Különösen érdekesek azok a fejlesztések, amelyek a teljes pályaszerkezetet kötőanyag rétegekre és a földműre „szétbontva” lehetőséget adnak a földmű külön értékelésére is. (15), (16).

Napjainkban egyre inkább terjednek azok a kiértékelő eljárások, amelyek a behajlási teknő különböző pontjaihoz tartozó behajlások különbségével operálnak, az 1. diagramon is egy ilyen megoldást alkalmaztam.

A legfontosabb és éppen ezért önálló elnevezést is kapó teknőparaméterek a

következő diagramon láthatók.



15. ábra

Behajlási teknő paraméterei

4.4. Szimulációs lehetőségek

Új és meglévő útpályaszerkezetek esetében a hátralévő élettartam kérdése az egyik legfontosabb kérdés a közútkezelő számára.

Miután a hátralévő élettartamot meglehetősen sok külső és belső tényező befolyásolja, célszerű szimulációs módszereket alkalmazni.

A már hivatkozott szakirodalomban ilyen alkalmazott Pethő (4) is, továbbá egy korábbi fejlesztésnél alkalmazott eljárás (TLI (17)).

Nagyon érdekes Ullidzt (1) ismertetésében a MET (Method of Equivalent Thickness), amit Dániában rendszeresen alkalmaznak új pályaszerkezetek méretezésénél.

„A MET nem egy »fejlesztett modell«, hanem egy nagyon egyszerű módszer, amelyben a rétegzett szerkezetet az Odemark transzformáció segítségével fél-végtelen fél-térré alakítják át. Ezzel aztán a Boussinesque-egyenletek segítségével bármely ponton kiszámíthatók a feszültségek, alakváltozások és elmozdulások.”

A MET-nek – minden hasznossága mellett – megvannak a korlátai, egyrészt a fél-tér feltételezés szükségképpen hibákat okoz a viszonylag merevebb felépítmények esetén, másrészt nem veszi figyelembe a pályaszerkezet felső szálában keletkező húzó-igénybevételeket.

Három magyar mérnök (Primusz, Tóth, Markó (18), (19)) a behajlási teknő matematikai leírásával és több különböző felépítmény szimulációs számításával megoldotta ezt a problémát, ráadásul nagyon egyszerű igénybevételi számításokra is talált megoldást.

A publikációk alapján mind a meglévő, mind az új pályaszerkezetek esetére

kialakítható olyan eljárás, ami a számos külső és belső tényező hatását képes figyelembe venni, természetesen a földmű állapotváltozásait is.

4.5. Statikus és dinamikus mérések összehasonlítása

Jelentős erőfeszítések történtek a különböző – egymás helyettesítésére alkalmas – statikus és dinamikus mérések közötti kapcsolat megállapítására.

Ezek során több „átszámító” képlet is született, amelyeket a gyakorlatban is alkalmaznak.

Mindenekelőtt le kell szögezni, hogy a két mérés – mértékegységben – azonos értékeket szolgáltat, fizikailag jelentősen különböző tartalommal bír, a talált kapcsolatok ennek megfelelően autokorrelációk.

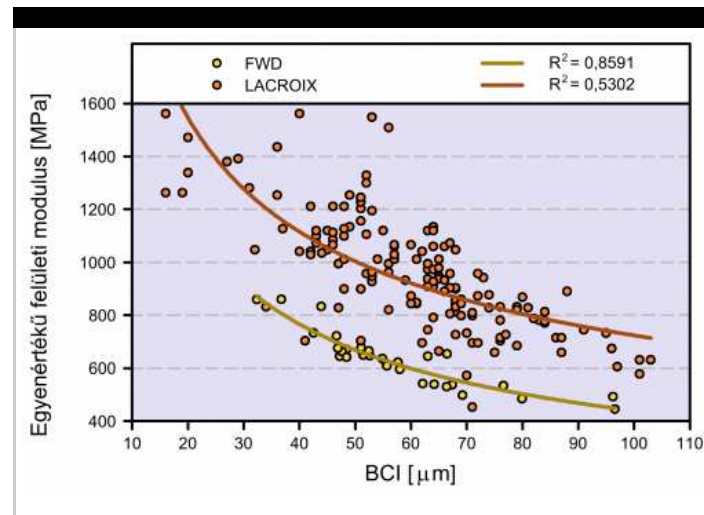
Azt is meg kell említeni, hogy a kapcsolatok keresése során a kísérletek metrológiailag gyakran kérdéses módon vannak megtervezve („összemérés”).

Tisztában kell lenni azzal, hogy a minimális metrológiai feltétel az egyszerű ismételhetség vizsgálatánál is az azonos minta, amit roncsolásos jellegű vizsgálat (pl. az E2 meghatározása az esetek nagy többségében) esetén lényegében nem lehet biztosítani, ilyenkor jelentősen nagyobb mintaszámmal mindenekelőtt a minták homogenitását kell vizsgálni.

Behajlásmérések esetén az azonos minta azonos mérési pontokat jelent, ismereteim szerint az átszámítási képletek megalkotásánál ezeket a feltételeket nem tartották be.

Ugyanakkor, egy azonos szakaszon, közel azonos időben történt Lacroix-, illetve FWD mérések eredményei nagyon érdekes tanulságokat mutatnak.

Miután a mérési pontok értelemszerűen különböztek, a feldolgozás során számítottam az egyenértékű felületi modulusokat mindkét adatsorból és ezeket kapcsolatba hoztam a mérési ponton értelmezhető BCI értékekkel.



16. ábra

Statikus és dinamikus mérések ugyanazon a szakaszon (1)

Mindenekelőtt látható, hogy a Lacroix-mérések eredményei jelentősen nagyobb merevségeket mutatnak, ami azért meglepő, mert az érvényes szabályozásunk statikus–dinamikus „átszámítási szorzója” ezzel éppen ellentétes összefüggést fejez ki.

Az FWD mérések eredményéből számolt regressziós vonal a Lacroix-méréssel lényegében párhuzamos tendenciát mutat.

Feltűnő a regressziós együtthatók nagy különbsége, aminek egyetlen magyarázata a mérések precizitása közötti különbség.

Ennek tükrében legalább is érdekes a Lacroix-mérésekkel kapcsolatos vélekedés, ami szerint a több (mintegy 4 méterenként történő mérés) adata javítja a megbízhatóságot.

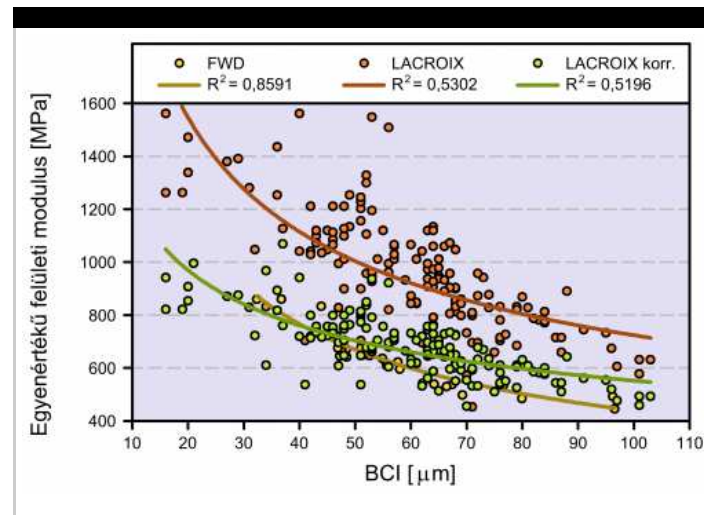
Az adott esetben ez a vélekedés nem tűnik megalapozottnak.

A behajlási teknő méretéből adódó szisztematikus hibalehetőségről már beszéltem, az ott leírtak alapján az 1300 mm-es Lacroix-karhossz figyelembevételével számítottam egy korigált egyenértékű felületi modulus értéket.

Megjegyzendő, hogy a teknőparaméterek definíciószerűen süllyedés különbségek, a BCI értékek nagyságát ennek megfelelően változtatlanul hagytam.

A korigált Lacroix-kiértékelés meglepően jól egyezik az FWD eredményekkel, ebből az a következtetés vonható le, hogy a mérésnél alkalmazott karhossz okozta szisztematikus hiba az adott esetben lényegesen jelentősebb, mint a mérések reológiai különbözősége.

Az eredmények alapján javasolható egy általánosabb vizsgálat a különbségek értékelésére, vagy a statikus behajlásmérések erős korlátozása.



17. ábra

Statikus és dinamikus mérések ugyanazon a szakaszon (2)

5. Összefoglalás

Cikkemnek az volt a célja, hogy a talán legfontosabb szerkezetünknek, a földműnek a működés során bekövetkező változásai miatti hatások mértékére és jelentőségére a figyelmet felhívjam.

Kétségtelen az a nem jelentéktelen fejlődés, ami a földművek tervezésével kapcsolatban a legutóbbi évtizedekben végbement, bár azok a módszerek és eljárások, amik meghonosodtak, főleg a töltésalapozás, a konszolidáció és a stabilitási kérdések területén vannak.

A földmű egyszerű – mindennapi – teherviselése és annak hatása az útpályaszerkezetek tulajdonságaira kissé elhanyagolt terület, ugyanakkor vannak lehetőségeink ezen hatások számszerűsítésére.

A számszerűsítés már csak a nyilvánvalóan változékonyabbá váló klímánk miatt is szükséges, mert a korábbi tapasztalatok más klimatikus viszonyok között jöttek létre.

Ezen túlmenően is látható, hogy a pályaszerkezetek megtervezése és működtetése során még jelentős – gazdasági előnnyé is váltható – tartalékunk van.

A másik célom éppen a területen új kutatások lehetőségeinek felvázolása volt, hiszen egy viszonylag nagy projekten a minőségbiztosítással kapcsolatos nagyszámú mérés minimális kiegészítésével és hallgatók MSc, esetleg PhD szakdolgozatokban végzett munkáival nagyon sok hasznos új ismeret szerezhető.

6. Felhasznált irodalom

Per Ullidtz: Modelling Flexible Pavement Response and Performance. 1998.

Dr. Boromisza Tibor, Útburkolatok behajlása Mélyépítéstudományi Szemle 1959. december

Christ van Gorp, Characterization of seasonal influences on asphalt pavements with the use of falling weigh deflectometers PHD disszertáció, Delft 1995

Pethő László, A hőmérséklet eloszlás alakulása az aszfalt burkolatú útpályaszerkezetekben és ennek hatása a pályaszerkezeti rétegek méretezésére, technológiai tervezésére PHD értekezés 2008

MSZ 2509/3 – 89, MSZ 2509/4 – 89 szabványok

F. Van Cauwelaert Pavement design and evaluation, The required mathematics and its applications Federation of the Belgian Cement Industry, 2003

Földművek és kötőanyag nélküli alaprétegek teherbírásának és tömörségének ellenőrzése könnyű ejtősúlyos módszerekkel. Dr. Tompai Zoltán, PHD értekezés, 2008

UNIVERSITAS-Győr Nonprofit Kft.: Védőrétegek teherviselésének modellezése, kutatási jelentés, Szepesházi Róbert és társai, 2010

A szeizmikus módszer geotechnikai alkalmazásainak kritikai vizsgálata. Dr. Törös Endre, PHD értekezés 2006

Bernd Grätz, Az ejtősúlyos deflektométerek lehetőségei és határai az útpályaszerkezetek értékelésénél Közúti és mélyépítési szemle, 1999/6

dr. Adorjányi K., Aszfaltburkolatú útpályaszerkezetek megerősítésének méretezése ejtősúlyos behajlások alapján Közúti és mélyépítési szemle, 1999/12

dr. Ambrus Kálmán: Ejtősúlyos teherbírás-méréseken alapuló új útburkolat-erősítési méretezési eljárás kidolgozása, Közúti és Mélyépítési Szemle, 2001/3

Tóth Csaba : A teherbíró képesség meghatározásának ellentmondásai és lehetőségei Közúti és mélyépítéstudományi szemle 2007/8

Tóth Csaba, Tóth József: Útpályaszerkezetek roncsolásmentes diagnosztikai lehetőségei, Közúti és Mélyépítési Szemle, 2008, 58. évfolyam, 5-6. szám

S. Jendia: Bewertung der Tragfähigkeit von bituminösen Straßenbefestigungen. Ph.D disszertáció, Karlsruhe, 1995.

Hothan, Jürgen; Schäfer, Florian: Analyse und Weiterentwicklung der Bewertung von Tragfähigkeitsmessungen, Straße + Autobahn 7/2004

Nagy terhelésű utak pályaszerkezeteinek gazdaságos meghatározása TLI Zrt, kézirat 2006

Primusz Péter – Tóth Csaba, A behajlási teknő geometriája Közlekedésépítési

szemle 2009, december

Primusz Péter – Markó Gergely Kétrétegű pályaszerkezet modellek paramétereinek meghatározása FWD mérések alapján, Közlekedésépítési szemle, 2010 július

ÚT 2-1.202:2005 Aszfaltburkolatú útpályaszerkezetek méretezése és megerősítése

Guide for Mechanistic – Empirical Design of new and rehabilitated pavement structures, Appendix CC1, Illinois 2001

Hozzászólás

* Név

* Email

Honlap

Hozzászólás

Hozzászólás elküldése

[Bejegyzések](#)

[Galéria](#)

[Impresszum](#)

[Interjúk](#)

[Könyvajánló](#)

[Témakörök](#)

© **Copyright Útügyi Lapok 2013** • *Minden jog fenntartva.*

