



A Népsziget ismeretlen, háromnyílású, vasbeton közúti hídja – Hídtörténeti nyomozás 2024-től Clark Ádámig

Hajós Bence

Első Lánchíd Bt.

E-mail: elsolanchid@elsolanchid.hu

DOI: [10.36246/UL.2024.2.01](https://doi.org/10.36246/UL.2024.2.01)

KIVONAT

Budapest IV. kerületében a Népszigetre vezet egy háromnyílású vasbeton közúti híd. A 92 esztendő és 13,33 m hosszú híd ismeretlen, nem szerepel a nyilvántartásokban sem. Hogyan bújhat el egy ekkora híd és maradhat évtizedeken keresztül észrevétlen? És mi lehet a különös híd építésének története? Jelen tanulmány bemutatja a véletlenül fellelt hidat és az elvégzett hídtörténeti kutatás eredményeit.

Kulcsszavak: vasbeton híd, Budapest, hídvizsgálat, hídtörténet

ABSTRACT

A three-span reinforced concrete road bridge leads to Népsziget in the IV district of Budapest. The bridge, 92 years old and 13.33 m long, is unknown and not registered. How can a bridge of this size hide and remain unnoticed for long decades? And what is the history of the construction of this amazing bridge? This paper presents the accidental discovery of the bridge and the results of the bridge history research carried out.

Keywords: reinforced concrete bridge, Budapest, bridge inspection, bridge history

Hajós Bence

Okleveles építőmérnök, okleveles mérnökstanár. Hídszakértő, hídtervező. Korábban az állami közútkezelő hidász-mérnöke volt. Elsődleges szakterülete a hídvizsgálat, hidak teherbírás vizsgálata.

1. ELŐJÁRÓBAN

Egy közúti szállítmányozó keresett meg azzal a kérdéssel, hogy a Népszigetre vezető, Zsilip utcai híd várhatóan elbírná-e a 40 tonnánál kissé nehezebb szerelvényét. Bár addig a Népszigettel kapcsolatosan csak a Meder utcai közmű és gyalogos hidat ismertem, megígértem utánanézni a kérdésnek.

Első keresésem a rendkívül hasznos, nyilvános Egységes Hídnyilvántartási Rendszerben [1] nem vezetett eredményre. Második nekifutásra kérdést intéztem a fővárosi hidak kezelőjéhez (Budapest Közút Zrt.), hogy milyen híd van a IV. kerületi Zsilip utcában. (A földhivatali ingatlan nyilvántartás szerint a híd a közút telkén áll.) Gyors választ kaptam: nincs híd az utcában. Magabiztosan meg is nyugtattam a fuvarozót, hogy nincs is híd, készítse bátran a fuvart.

A szállítmányozó azonban nem hagyta magát ilyen könnyen lerázni, s kérte azért nézzem meg interneten elérhető Google utcaképét [2], s ha legközelebb Budapesten járok, személyesen is nézzek rá a hídra. A néhány kattintással az interneten elérhető utcakép bizony meglepett (1. ábra).



1. ábra: Az ismeretlen Zsilip utcai közúti híd a Google utcakép nézetében [2].

Ez bizony kétségkívül egy híd. Legalábbis fentről nézve. Talán a nyílását már betömték? Mi lehet ez? Az utcaképen látható hídkorlát és vasbeton korlátbábok az 1940-es évek stílusjeleit mutatja, vagy esetleg egy-két évtizeddel korábbi építési időt. Szokatlan. Ezt bizony valóban személyesen kell megnézni...

A hidat ezután felkerestem, s kis kerülővel, mikor sikerült az öböl felől lévő bozótban keresztül bemászni alá, meglepő látvány fogadott: egy tipikus, II. világháború előtti, háromnyílású vasbeton bordás híd (2. ábra). De hogy került ide? Mi lehet az építéstörténete? Miért így néz ki a szerkezeti rendszere? Sem a felszerkezete, sem az alépítménye nem illeszkedik a kortárs hidakra jellemző tervezési megoldásokhoz. Első ránézésre szerkezetileg a híd szép (főnyílása ázásmentes!), de a vizsgálatához kapcsolódó kérdések csak sorakoztak megválaszolatlan.



2. ábra: A fellelt ismeretlen híd alulnézetben (szerző felvétele).

2. HELYSZÍNI HÍDVIZSGÁLAT EREDMÉNYEI

2023. június 22-én helyszíni szemrevételezéses vizsgálatot tartottam (3. ábra). A híd környezete gondozatlan, szemetes. Duna felől a zsilip határolja, a zsilip és a híd között támfal miatt a híd alá lejutni nem lehet. Az öböl felől a híd korlátjára erősített tömör kerítés akadályozza a kilátást és a híd alá lejutást is (4. ábra).



3-4. ábra: A híd kocsipálya nézete északi irányba és az öböl felőli hídkorlát, a ráépített tömör kerítéssel (szerző felvétele).

Kis kerülővel, az öböl parti gyalogútról, ami a híd és az öböl közé épített újabb töltés tetején fut, a sűrűn benőtt töltésrézsűn keresztül le lehet ereszkedni a híd alá. Vizsgálatkor a híd alatti fenékszint feliszapoltsága kb. a Duna 0-vízszintjéhez képest +1,50 m volt (5. ábra). Jelen tanulmányban végig a [7] és [8] irodalomban található 0-vízszintet vettük alapul, ami valószínűleg azonos a budapesti vízmércse 0-pontjával (94,97 mBf), de ezt külön nem vizsgáltuk. Esetünkben a relatív különbségek érdekesek.

Minden jel szerint a zsilip régen nem üzemel, a híd alatti tér részben lefolyástalan gödör az öböl felől megépített előtöltés miatt, amin csak egy magasabb fenékszintű betoncső vezet az öböl felé (6. ábra).



5-6. ábra: A híd oldalnézete az öböl felől és a zsilip felől – háttérben az öbölhöz tovább vezető egyetlen betoncsővel (szerző felvétele).

A híd megjelenését egyedivé teszi az alaptesteket egymásnak kitámasztó vasbeton támgerendapár, az alaptestek alatti vasbeton szádfal rendszer. Az alépítmények látványa arra engedett következtetni, hogy a híd klasszikus alaptestjeit utólag mélyíteni kellett az áthidalt akadály fenékszintjének süllyesztése miatt és ez eredményezte a tömör vasbeton pillérek látható alaptestjei alatti vasbeton szádfalat és kitámasztási rendszert. Mint a későbbi hídtörténeti kutatásból kiderült, a feltételezés rossz volt.

A hídnyláson keresztül fut két nagyátmérőjű ivóvíz vezeték, ami ezúttal kiváló hídvizsgálati segédszerkezetnek bizonyult, s minimális létra használatával lehetővé tette az egész hídszerkezet testközei vizsgálatát.

A vizsgálatkor rögzítettem a híd méreteit is, de mivel később sikerült fellelni a híd építéséről szóló beszámolót, a pontos méreteket a 4. fejezetben közlöm.

A híd két pillére és a monolit vasbeton felszerkezete többsége kiváló állapotban van (7-8. ábra). A konzolos hídvégek kivételével ázásmentes, repedésmentes, újszerű. Egyedül az egyik építéskori víznyelő áttörésénél van átázás, ami természetes jelenség.



7-8. ábra: A középső nyílásban tökéletesen átázásmentes felszerkezet és a pillér az átvezetett ivóvíz vezetékekkel (szerző felvétele).

A háromnyílású szerkezet két szélső nyílása rövidkonzolos, a felszerkezet nem támaszkodik fel a csatlakozó útpályát megtámasztó támfalakra. A támfal és a felszerkezet között dilatációs hézag van, ami a híd járdáinál jól megfigyelhető, a kocsipályán a hézag át van aszfaltozva. E dilatáció miatt azonban a felszerkezet konzolos végei intenzíven áznak, itt előrehaladott a vasbeton korrózió (9. ábra).

A töltést megtámasztó támfal vegyes szerkezetű, részben faragottkőből rakott, részben beton falazat, részben vegyes és gyenge minőségű kőfal. Különösen gyenge minőségű és károsodott a szárnyfalak falazata, ahol a környezeti terhelés fokozott (10. ábra). A híd legnagyobb károsodásának ezen támfalak állapotából fakad, a falak az állékonyság érdekében mielőbbi felújításra szorulnak! Az északi oldalon a zsilip és a híd közötti támfal mintegy 2 m szélességben leomlott. Gyorsuló állapotromlás várható.



9-10. ábra: A korrodált rövidkonzol és csatlakozó támfal megbomlott kőfalazata (szerző felvétele).

A híd kétoldali szegélyének magassági kiállása a kocsipálya felett csupán 4-5 cm, így jelentős többlet burkolati önsúlyteher van a hídon. A járda élvédő szögacélja kiszakadt, balesetveszélyes. A híd idomacél

korlátja sérült, több pálcája hiányzik, osztásköze a kor szokásos korlátjaihoz képest is ritkább, balesetveszélyes.

3. AZ ÚJPESTI TÉLI KIKÖTŐ ÉS A ZSILIP TÖRTÉNETE

Az 1830-as, 1840-es években óriásit fejlődött a dunai hajózás. Ekkor még komoly kockázatot jelentett az úszójárművek téli megóvása a minden télen jelentkező jégzajlástól. A folyami közlekedés biztonságához emiatt szükség volt téli kikötőkre. Pest város éppen ezért tervbe vette, hogy saját kikötőt építsen, ami véd a jeges ártól.

A „Budapesti Hiradó” 1845. május 25-i lapszáma [3] a Pester Zeitung 1845. évi 160. számának vezércikkére hivatkozva röviden hírt ad a kezdődő munkákról: „Pestnek nincs biztos kikötője, melyben minden vízi építmények biztosítva lennének. E tárgy fontossága a főméltóságu magyar kir. httö tanács figyelmét is annyira magára vonta, mikép a kikötő építésére alakítandó részvény társulat tanácskozásaihoz, egy keblebeli elnököt nevezett ki, hogy mind a két város szakértő egyéneivel, a kereskedőség küldötteivel, választott polgársággal e sürgető kellék létesítését alaposan tárgyalják, kikhez a híd építője Clark Ádám is járuland.”

E kezdeményezéssel kezdődött el az újpesti téli kikötő története. Mint látni fogjuk a Népszigetet (lakói után ekkor Szűnyog-szigetnek nevezték) választották helyszínül, hogy mesterséges kikötő öblözetet alakítsanak ki a hajók védelmére.

1849-ben elkészül a Lánchíd. Két évvel később, 1851-ben ismét olvashatunk a kikötőről a Pesti Napló 533. számában: „A pesti kikötő építése tárgyában alakult társulat f. hó 14-kén tartotta első közgyűlését a kereskedői épület teremében. Folyó hónap 10-kén meghívó körirat intéztetett a társulat tagjaihoz, melyben a tanácskozás tárgya is kitűzetett, s az nem más volt, mint az előmunkálatokra kiadott költségeknek a tagok közötti kivetése, továbbá a vállalat további létesítésére szükséges eszközök előteremtése. Clark A. úr a szükséges folyammérést, a helyi elővizsgálat, s ezek alapján az építési tervet és költségvetést is elkészíté. E szorgalmas működéséért a társulat először köszönetét fejezte ki a derék építésznek. Egy bizottmány választatott e terv nyomán készítendő kikötő ügyében, melynek tagjai: Perger Ignác elnök, Barkassi Imre, Clark Ádám, Havas József, gróf Károlyi István, Masjon V. Lackenbacher Jakab, Szekrényessi József bizottmányi tagokat, Nádaskay Lajos pedig a bizottmány tollvivőjéül neveztetett.” [4]

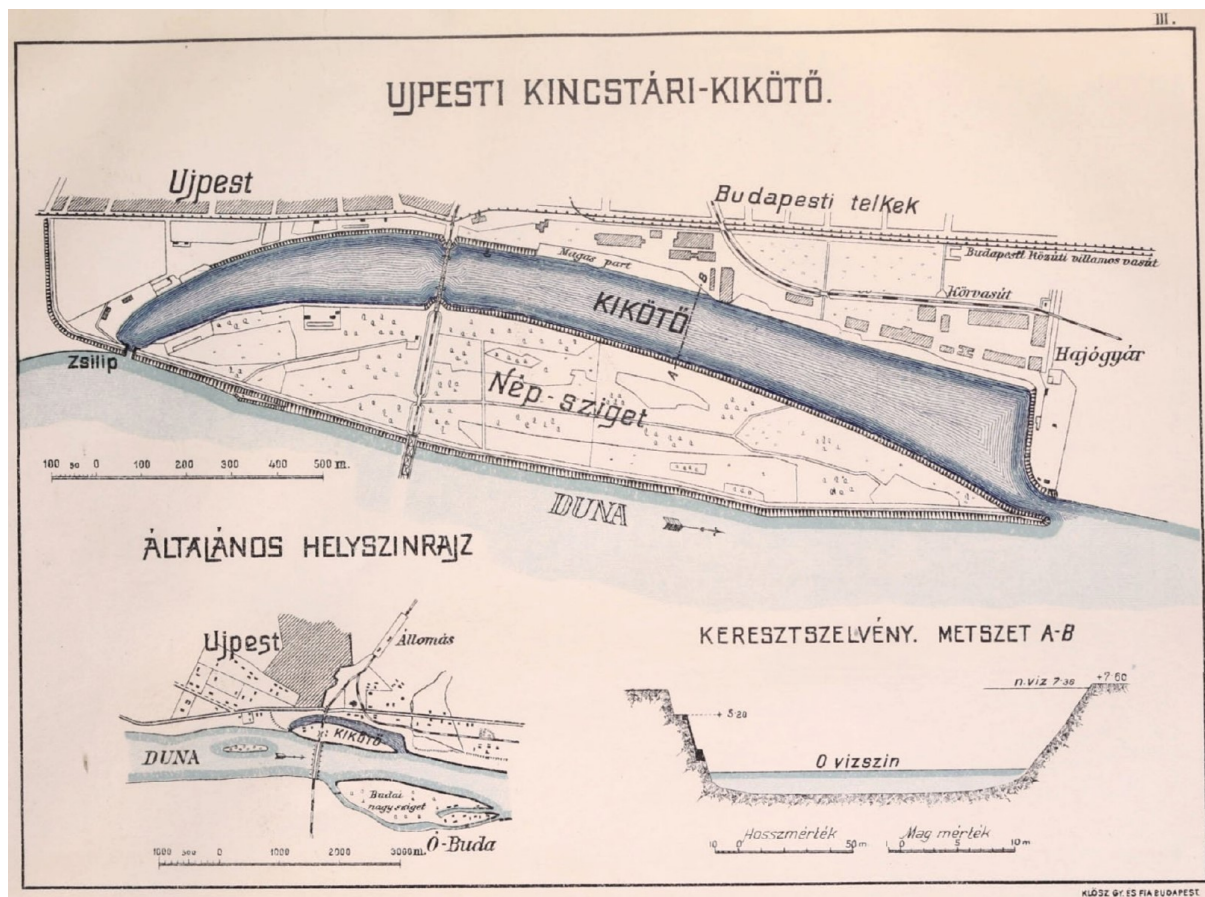
A rövidhírből megtudhatjuk, hogy az újpesti téli kikötő alapterveit tehát nem más, mint a Lánchíd építésének helyszíni vezetője, Clark Ádám készítette. A terv koncepciója az volt, hogy a Népsziget és az Újpest felőli Duna-part közötti Duna-ágot északon egy zsilippel elzárják, így egy védett öböl alakul ki, mentes a folyó jégzajlásától. E zsilip pedig a mai zsilip közvetlen elődje, egyúttal a közúti híd alapja is, továbbá a mai Zsilip utca névadója.

A hosszas előkészítő munkák után 1858 és 1863 között kiépült az újpesti téli kikötő. A vízterülete összesen 32 hektár, a Népsziget déli csúcsánál lévő bejáratnál a vízmélység a Duna 0-vízszintje alatt 2 m, a medence többi részén csak 1,5-1,7 m mély. A kikötő hasznos parthosszúsága Újpest felől 2470 m, a Népsziget felől 2166 m. Jégzajlás ellen a zsilippel ellátott védőgáttal, jégtörökkel és a szigettel védett. A téli kikötőben terv szerint 600 vízijármű találhat téli menedéket. [5] A kikötő nem maradt kihasználatlan: például a 1892-93. téli szezonban összesen 709 vízijármű telelt át az újpesti kikötőben. [6]

A megépült újpesti téli kikötő a kincstár tulajdona volt, míg a konkurens óbudai téli kikötő magánberuházás volt (Duna-gőzhajózási Társaság tulajdona). A kikötő elrendezését mutatja a 11. ábra. Ezen már látható az 1896-ban megépült esztergomi vasútvonal is, de a szomszédos Palotai-sziget még valódi szigetként látható. (Ez ma már betagozódott a pesti partba, egykori területén áll ma az Észak-pesti Szennyvíztisztító Telep.)

A kikötő felső végénél zsilip és közúti híd épült, ami a fellelt vasbeton híd elődje volt. Az első zsilipről és első hídról nem találtam részletes leírást, azonban a későbbi átépítésről szóló beszámolókból ezek története részben megismerhető.

A zsilip karbantartását időközben elhanyagolták, a zsilip üzemképtelen lett, így nem volt alkalmas az öböl időszakos friss víz ellátására, ami komoly vízminőségi problémákat okozott. (Ekkor ugyanis jelentős mennyiségű ipari és lakossági szennyvizet közvetlenül az öböl vizébe eresztettek. Az öbölnek bizonyára napjainkban is javára szolgálna, ha működne a zsilip, lehetővé téve a frissvíz bevezetést.) 1929-ben a zsilipet átépítették Pogonyi György tervei szerint, aki az átépítésről és a munkák során fellelt első zsilipről részletesen beszámolt tanulmányában, ami alapján tudjuk ismertetni a szerkezetet. [7]



11. ábra: Az újpesti téli kikötő [5].

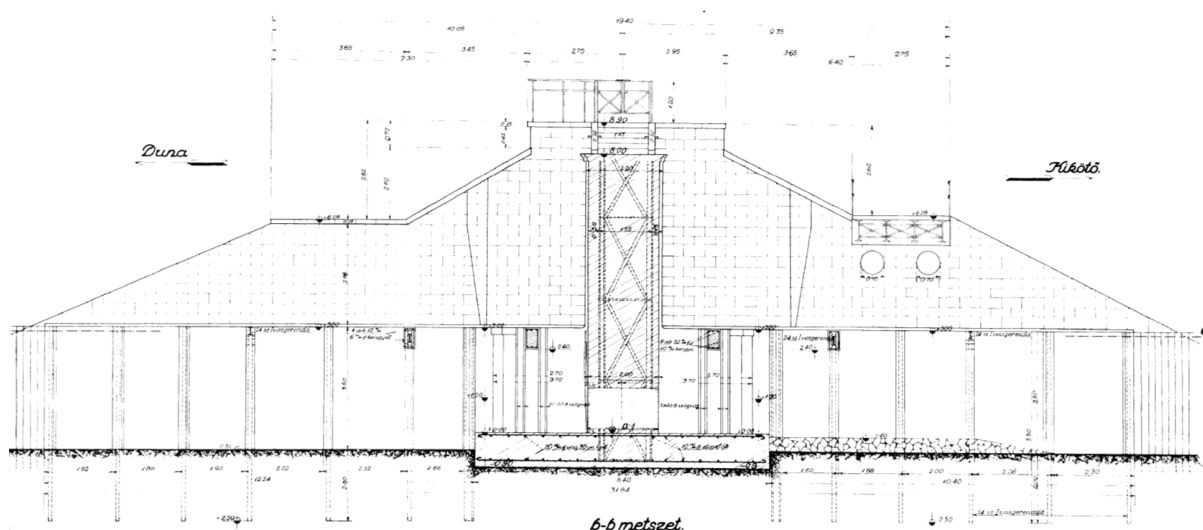
Az első zsilip 12 m nyílású volt, zárt fa jászolgátaakra épített terméskő támfalakkal, csavarozott és szögecselt 1,65 m széles rácsos vasszerkezettel, aminek fa táblaborítása volt. A zsilip küszöbszintje $-0,90$ m-en volt. Az átépítés idején a zsilip környezete $+3,00$ m szintig el volt iszapolódva.

A megkezdett átépítéskor a tervezőt is meglepte a zsilip alatti fa jászolgát mérete és jó állapota. (Hasonló fa jászolgáttal épült meg a Lánchíd alapozása is.)

Az új zsilip négy kör keresztmetszetű csőből áll Réthy-féle elzárószervezetekkel. A két közbenső cső átmérője 1,20 m, fenékszintje $+0,10$ m, a két szélső cső átmérője kicsit kisebb, 1,00 m, ezek fenékszintje 1,10 m. Az átépítéssel a zsilip fenékszintjét pont 1,00 m-rel emelték meg. (Helyszíni vizsgálatomkor a zsilip mindegyik nyílása az iszap, törmelék szintje alatt volt, így ezek nem láthatók.)

Az átépítéskor az eredeti rácsos vastartókat beépítették az új vasbeton szerkezetbe. Az eredeti fa szádfalak elé új vasbeton szádfalat építettek a zsiliphez vezető szakaszokon, kialakítva a később építendő közúti híd alépítményeit fogadó alaptesteket. Ezeket az új beton szádfalakat csak $-2,50$ m szintig verték le, ezért a szádfalak felső síkját (ami $+3,00$ m szinten van) egymással szembe kitémasztották. Az eredeti fa szádfalak leverési mélységét sajnos nem ismerjük, feltételezhetjük, hogy lényegesen mélyebbre vannak leverve, mint az 1929. évi vasbeton szádfalak.

A zsilip építésének évét (1929) a falában lévő emléktábla hirdeti. Pogonyi György tanulmányában 12 fénykép és 4 tervrészlet is található. A műtárgy hosszmeteszétét mutatja a 12. ábra.



12. ábra: Az 1929-ben átépített zsilip hosszmeteszete, a régi vasgerendás hídval [7].

4. AZ ISMERETLEN NÉPSZIGETI HÍD TÖRTÉNETE

Az első zsiliphez (1858-1863) tartozó közúti hídról nincs adatunk, bizonyosan a mai híddal azonos helyen volt, erre utal a támfalak geometriai kialakítása is. E hídra mindenképpen szükség volt, mert enélkül nem lehetett volna hasznosítani a téli kikötő sziget felőli értékes partvonalát.

Az első híd helyett kétnyílású vasgerendás hidat építettek, ami a zsilip átépítésének idejére már elégtelen teherbírású volt, alá is kellett támasztani 1930-ban. Erről röviden beszámol Pogonyi Görgy a híd 1932. évi átépítéséről szóló tanulmányában [8], ami alapján megismerhetjük a most fellelt vasbeton híd pontos építéstörténetét. A cikkben három tervrészlet és hat építési állapotot mutató fénykép is található (lásd 14-19. ábra).

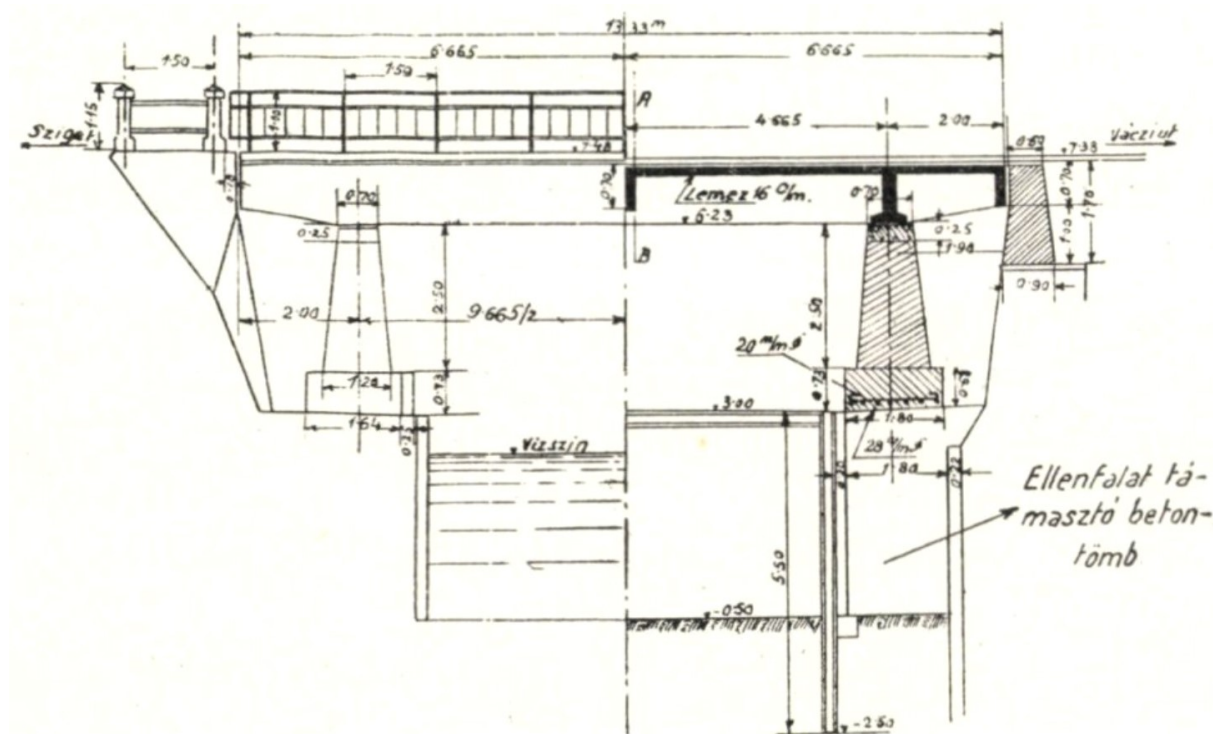
A zsilip 1929-ben átépült, a híd megújítása azonban forráshiány miatt akkor elmaradt, s csak három évvel később készült el.

A híd tervezését nehezítette, hogy a híddal azonos nyomvonalon halad Újpestet ellátó, nagytérőjű ivóvíz vezetékpár.

A megépült vasbeton híd kialakítása a helyszíni adottságokhoz igazodik. Háromnyílású, konzolos vasbeton bordás hidat terveztek. A híd terheit a két pillér hordozza, amit a zsilip építések e célra épített és a régi zsilip támfaltól az egyenetlen süllyedés érdekében eldilatált betontömbökre lehetett támasztani. Így az új híd nem terheli a régi, Clark Ádám-féle rakottkő támfalakat, aminek egyrészt a figyelembe vehető teherbírását nem ismerték, másrészt azokat jelentősen gyengítik a híd alatt futó két ivóvíz áttörései is.

A két pillér tengelyének távolsága, azaz a főnyílás támaszköze 9,665 m, a teljes híd a kétoldali szimmetrikus konzolokkal együtt 13,33 m hosszú, így a konzolok hossza 1,83 m. A híd keresztmeteszete a kor szokásainak megfelel, 4,80 m széles kocsi pályát kétoldalt 75-75 cm széles gyalogjárda határol. A pillérek felmenő falaiban a vízvezeték pár részére 2-2 nyílást hagytak, egyenként 95x95 cm mérettel. Bár ekkor sok esetben a pilléreket vasalatlan betonból építették, a két áttörés miatt a pillérek felső szakaszát vasalással látták el. A felszerkezet felfekvésénél a pillérekre kátránylemezeket helyeztek, biztosítva az aléptmény és felszerkezet közötti dilatálást (13. ábra).

A felszerkezet négyfőtartós vasbeton konzolos gerenda. A bordák 24 cm szélesek és 96 cm magasak. A kocsi pályára vasbeton lemeze és a gyalogjárda konzollemeze egységesen 16 cm vastag. A kocsi pályára kétszeres, bitumenbe áztatott vászonszigetelést és 4 cm vastag védőbetont kapott. Erre 3 cm vastag ágyazatba ültetett, 10x10 cm-es, bitumennel kiöntött kiskockakő burkolatot építettek. (Vélelmezhetjük, hogy ez a burkolat és szigetelés ma is megtalálható az aszfaltréteg alatt és ezeknek köszönhető, hogy a hídvégek kivételével nincs ázás a hídon).



13. ábra: Az 1932-ben épített, ismeretlen vasbeton híd oldalnézete és hosszmetsete [8].

A felszerkezet a zsilip régi támfalaihoz szabad hézagokkal csatlakozik, így ott nincs teherátadás, ugyanakkor akadálytalanul bejut a víz és egyéb szennyezés, ami, mint láttuk a konzolvégek jelentősebb korrózióját okozta.

A hídszegélyek eredeti fellépő magassága 15 cm volt, így a hídon lévő többlet burkolati önsúly teher jól számolható. (A mai meglévő szegélykiállást – lásd 2. fejezet – 5 cm-nek tekintve, ez az önsúly többlet kb. 250 kg/m²!)

A hidat versenytárgyalást követően a Skuteczky és Boray vállalkozók építették meg. A helyszíni munkákat 1932. október 3-án kezdték el és 1932. december 14-én volt a gőzekére (20 tonna) méretezett új híd sikeres próbaterhelése. A teherpróbát 12 tonnás hengerrel és 5 tonna kockakő rakattal végezték el. A teher hatására a főtartók lehajlását sem az alá épített tolokák, sem a szintezés nem mutatta ki. A hidat 1932. december 17-én átadták a forgalomnak.

A teljes építkezés csupán 75 napig tartott, szemben a szerződés szerinti 3 hónapos határidővel. Költsége 12 003 pengő volt.

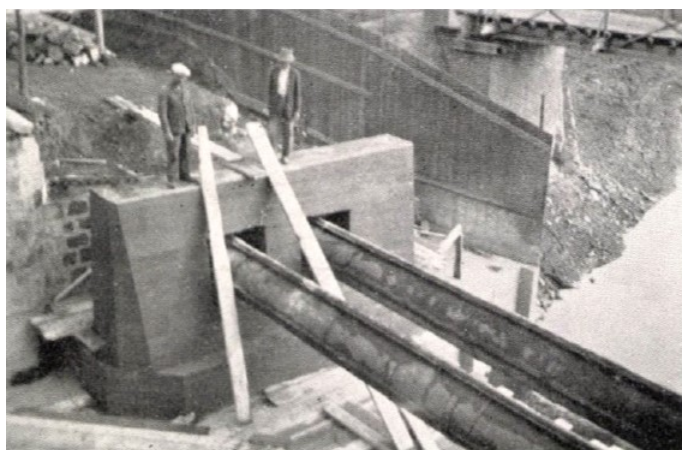
Szakmai érdekesség, hogy a betonacélokat részben hegesztéssel toldották (ahol nincs húzás), amit próbadarabokkal külön ellenőriztek és ezek minősége nagyon jó volt.

A 92 esztendő híd gőzekére méretezék. Az 1910. évi hídszabályzat [9] szerint figyelembe veendő egyetlen 20 tonnás gőzekénél lényegesen kedvezőbb teherbírási képességre enged következtetni egyrészt a próbaterhelés „eredménye”, a mérhető lehajlás elmaradása, másrészt, hogy a hídon teherbírási károsodás nem található, noha bizonyosan átmehetett a hídon az elmúlt időszakban erre vonatkozó tiltás hiányában több nehezebb jármű is (pl. autódaru a szigeten lévő üzemekbe vagy építkezésekhez). Ez egybevág azzal a tapasztalattal, hogy sok esetben a négyfőtartós vasbeton hidakat úgy méretezték elődeink, hogy a hasznos járműterhet csupán két bordára terheltek, figyelmen kívül hagyva az ennél kedvezőbb kereszteloszlást. Mivel a híd mai igényeink szerint már keskeny (4,80 m széles kocsipálya), a rajta áthaladó valamennyi nagyobb jármű hídteherben közlekedik, ami erőtanilag a legkedvezőbb és ekkor a négy főtartó együttes teherbírása jól kihasználható. Ezen gyors indoklásnál pontosabb és megbízhatóbb hídteherbírási adatot statikai célvizsgálattal nyerhetünk. Itt érdemes megjegyezni azt is, hogy mivel a híd vízügyi beruházás részeként épült meg, lehetséges, hogy vízügyi vagy fővárosi levéltárban fellelhetőek az építés iratai (vasalási részlettervek, erőtanai számítás), ami óriási segítséget

adhat a híd további vizsgálatához. Ugyanakkor nem szabad megfeledkezni a hídon lévő jelentős többlet burkolati önsúly terhelésről sem, ami a híd hasznos teherbírását emésztí.



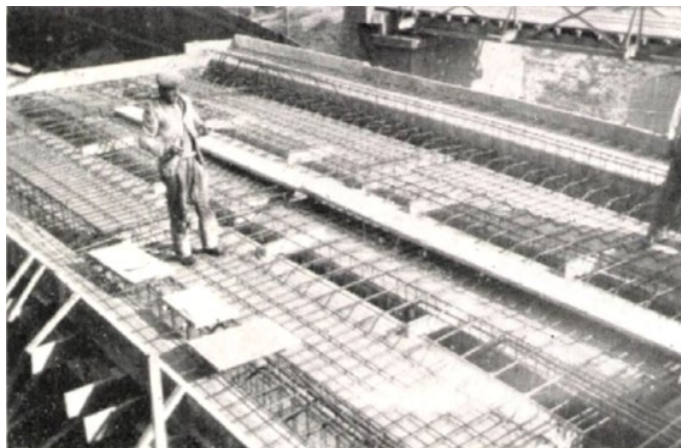
14. ábra: A régi vasgerendás híd bontása az 1930-ban aláépített fa provizóriummal [8].



15. ábra: Az 1932-ben épített új pillér a felszerkezet nélkül (háttérben az öböl felőli kis gyalogos híddal) [8].



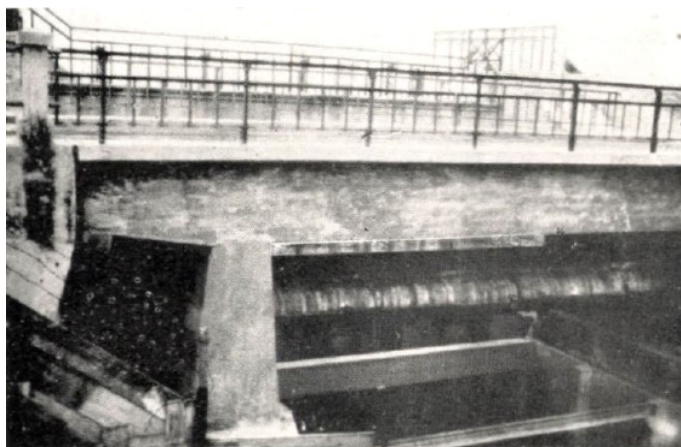
16. ábra: Az 1932-ben épített felszerkezet zsaluzata [8].



17. ábra: Az 1932-ben épített felszerkezet bevasalva betonozás előtt [8].



18. ábra: Az 1932-ben épített közel kész felszerkezet, útcsatlakozás nélkül, háttérben a gyalogos híddal [8].



19. ábra: Az 1932-ben épített kész híd, háttérben a zsilippel [8].

5. ÖSSZEFOGLALÓ

Jószemű közúti szállítmányozónak köszönhetően egy ismeretlen, „elveszett” vasbeton hidat találtunk, ami a Népszigetre vezet. Az 1932-ben épült, 13,33 m hosszú, háromnyílású vasbeton gerendahíd a főváros legidősebb hídjai közé tartozik.

Hídtörténeti kutatásunk szálai egészen Clark Ádámig vezettek, egyedi történetet adva ennek a különleges sorsú hídszerkezetnek.

A híd gondos kezeléssel még hosszú évtizedekig szolgálhatja a közlekedést, de néhány állapotjavító beavatkozást sürgősen el kell végezni. Vizsgálható ugyanakkor a híd megszüntetése is. Az a bizonyos tervezett túlsúlyos jármű, ami jelen hídtörténeti kutatás és helyszíni hídvizsgálat oka volt, végül mégsem akart erre közlekedni.

6. HIVATKOZÁSOK

- [1]: Egységes Hídnilyvántartási Rendszer (EHR) <https://hidadatok.hu/> (letöltés ideje: 2024. október 1.);
- [2]: https://www.google.com/maps/@47.5674239,19.0758712,3a,75y,193.36h,74.48t/data=!3m6!1e1!3m4!1sh5n5D6MzLXUNeIfsjxQOGg!2e0!7i16384!8i8192?coh=205409&entry=tu&g_ep=EgoyMDI0MDkyOS4wIKXMDSOASAFAQAw%3D%3D (letöltés ideje: 2024. október 1.);
- [3]: Budapesti Hiradó (1845-1848) 186. szám, 1845. május 25.
- [4]: Pesti Napló (1850-1939) 533. szám, 1851. december 17.
- [5]: Vályi, B.1909. Magyarország téli kikötői. In Vízügyi Közlemények, 25. füzet, pp. 7.
- [6]: Matlekovits, S. (szerk.) 1898. Magyarország közgazdasági és közművelődési állapota ezeréves fennállásakor és az 1896. évi ezredéves kiállítás eredménye, 8. kötet, Budapest.
- [7]: Pogonyi, Gy. 1930. Az újpesti téli kikötő tápszilipjének átépítése. In Vízügyi közlemények, XII. évf. pp. 77-86.
- [8]: Pogonyi, Gy. 1933. Az újpesti állami téli kikötő zsiliphídja. In Vízügyi közlemények, XV. évf. pp. 242-245.
- [9]: 33.034/1910 K. M. rendelet: Szabályrendelet a közúti hidak tervezéséről, forgalomba helyezéséről, próbaterheléséről, és időszakos megvizsgálásáról (Közúti hidszabályzat) Online: <https://hidak.hu/konyvek/KHSZ1910.pdf>



Pályaszerkezetek tulajdonságainak meghatározása FWD készülék segítségével. Első rész: A készülék és képességei

Karoliny Márton

E-mail: karolinymarton@hotmail.hu

DOI: [10.36246/UL.2024.2.02](https://doi.org/10.36246/UL.2024.2.02)

KIVONAT

A szerző egy háromrészes cikksorozatban foglalkozik az FWD készülék utépítés – útfenntartás területén való használatával. Ez az első cikk a készülék fontosabb képességeivel és a használat által adódó lehetőségekkel foglalkozik.

Kulcsszavak: ejtősúlyos behajlásmérő, behajlási teknő, teknőparaméter, alaktényező

ABSTRACT

In a three-part series of articles, the use of FWD device in road construction and maintenance is discussed. This is the first article on the main features of the device capabilities and the possibilities of its use.

Keywords: falling weight deflectometer, deflection basin, basin parameter, shape factor

Karoliny Márton

Okleveles építőmérnök, szakmérnök, mérnök-közgazdász. Jelenleg aktív, szakmai tanácsadással foglalkozó nyugdíjas. Pályájának első részében közútkezelőként (hídmérnök, majd fejlesztési osztályvezető) majd a kivitelező építőiparban műszaki igazgatóként, illetve ügyvezetőként dolgozott. 1993-tól a többszörös átalakuláson átment, ma STRABAG-ként nevezhető konszern technológiafejlesztési, minőségellenőrzési, illetve innovációs egységét vezette 2008-ig, azóta a jelenlegi foglalkozását űzi. Számos konszern belüli és külső megbízásra végrehajtott műszaki fejlesztési projekt vezetésében közvetlenül is részt vett. Alapvető szakmai érdeklődési területe az útpályaszerkezetek méretezési, technológiatervezési és minőségbiztosítási kérdései. Írott publikációinak száma több, mint 50, évente 4-5 konferencián, workshopon előadásokat tart.

BEVEZETŐ GONDOLATOK

A közútkezelők tevékenységéhez feltétlenül szükséges, hogy információik legyenek a kezelt utak különböző tulajdonságairól. Ezek meghatározására innovatív módszereket és eszközöket használnak. A talán legfontosabb dolog, amit a tulajdonságok rendszeres megfigyelésével meg lehet állapítani, az az időtartam, amíg ezek a tulajdonságok valamilyen előírásnak megfelelnek.

A szerző pályája során számos ilyen információ forrásával és lehetőségével találkozott. Ezek közül az ejtősúlyos behajlásmérő (Falling weight deflectometer, FWD) képességeit és lehetőségeit találta a leginkább hasznosnak.

Tapasztalatait ezért egy cikksorozatban kívánja megosztani a lehetséges felhasználókkal.

A cikksorozat a következő részekből áll:

- Első rész: A készülék és képességei
- Második rész: Az elválaszthatatlan földmű és pályaszerkezet
- Harmadik rész: Pályaszerkezeti rétegek

1. BEVEZETÉS

Az útéptítés szerkezeteinek egyik fontos tulajdonsága a **merevség**, amit közvetlenül nem lehet meghatározni, ezért a kérdéssel foglalkozó mérnökök különböző, közvetett módszereket fejlesztettek ki.

A **helyszíni** vizsgálatok közül a tárcsás mérés [1] tekinthető elsőnek, majd Alvin Carlton Benkelmann kifejlesztette a billenőkaros behajlásmérést [2], ami valóságos forradalmat hozott a pályaszerkezet gazdálkodásban.

A tapasztalatok és az **egyre nagyobb** merevségű pályaszerkezetek tulajdonságai két problémát vetettek fel:

- egyrészt világossá vált, hogy a **teljes behajlási teknő** alakja fontos információkat hordoz az egyes pályaszerkezeti rétegek tulajdonságairól, tehát célszerű volna ennek meghatározása is
- másrészt világossá váltak az **ellensúlyos** eljárások korlátai a „hatásmélység”, azaz a mérésből következő információs határok szempontjából [1].

Egyéb tényezők mellett ezek vezettek a **szeizmikus** módszerek használatának irányába és az FWD készülék kifejlesztésére [3], utóbbi rövid FWD „történelmet” is tartalmaz.

2. A BERENDEZÉSRŐL NÉHÁNY SZÓ

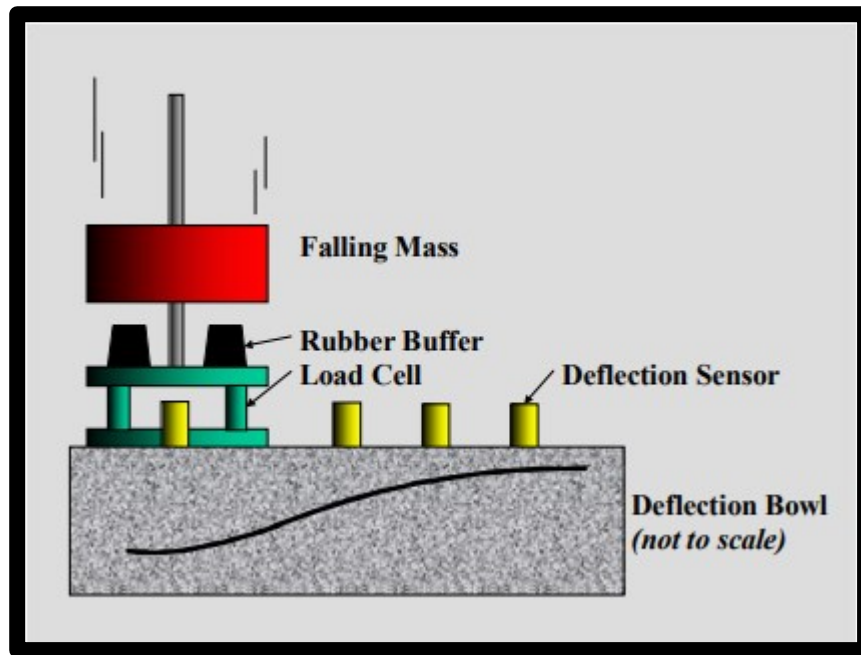
2.1. A MÉRÉSI ELV ÉS A MÉRÉS

Az FWD mérést szakmai szóhasználatunk „dinamikus” mérésnek nevezi, amely megnevezés helytelen. A mérés **szeizmikus** elven áll, ahol a gerjesztő impulzus hatására a vizsgált térrészben hullámok keletkeznek, a következő ábra szerint.



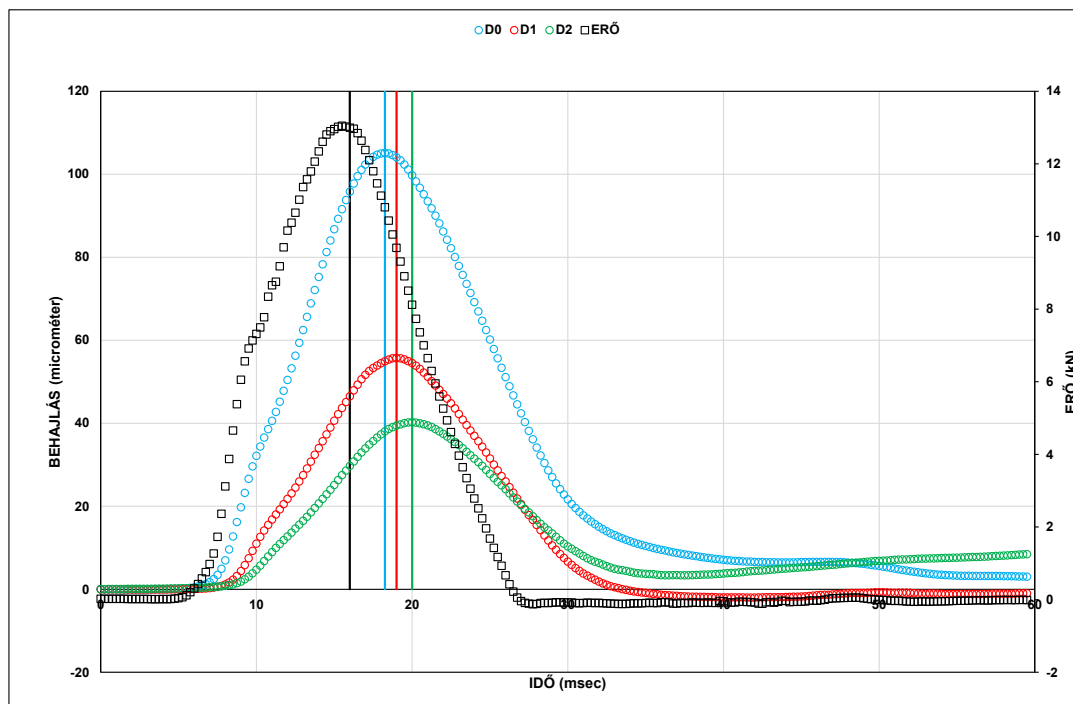
1. ábra: Hullámterjedés impulzus hatására.

Az FWD készülék működésének jellegrajzát vizsgálhatjuk a következő képen. Az impulzust adó tömeg (rugós csillapítással) ráesik a terhelő tárcsára. A generált hullámfront halad sugárirányban és sorra eléri a behajlásokat mérő szenzorokat, amelyek az értéket rögzítik.



2. ábra: FWD készülék elvi rajza.

A készülék folyamatosan rögzíti az alakváltozásokat (és a terhelő erőt) az idő függvényében, eredménynek pedig az egyes érzékelőkön elért maximumot adja meg, amely különböző időpontokban keletkezik, ezt láthatjuk a következő ábrán.



3. ábra: Terhelés - alakváltozás időfüggése ejtősúlyos készüléknél.

A mérés tehát egy szeizmikus eljárás, annak több előnyével:

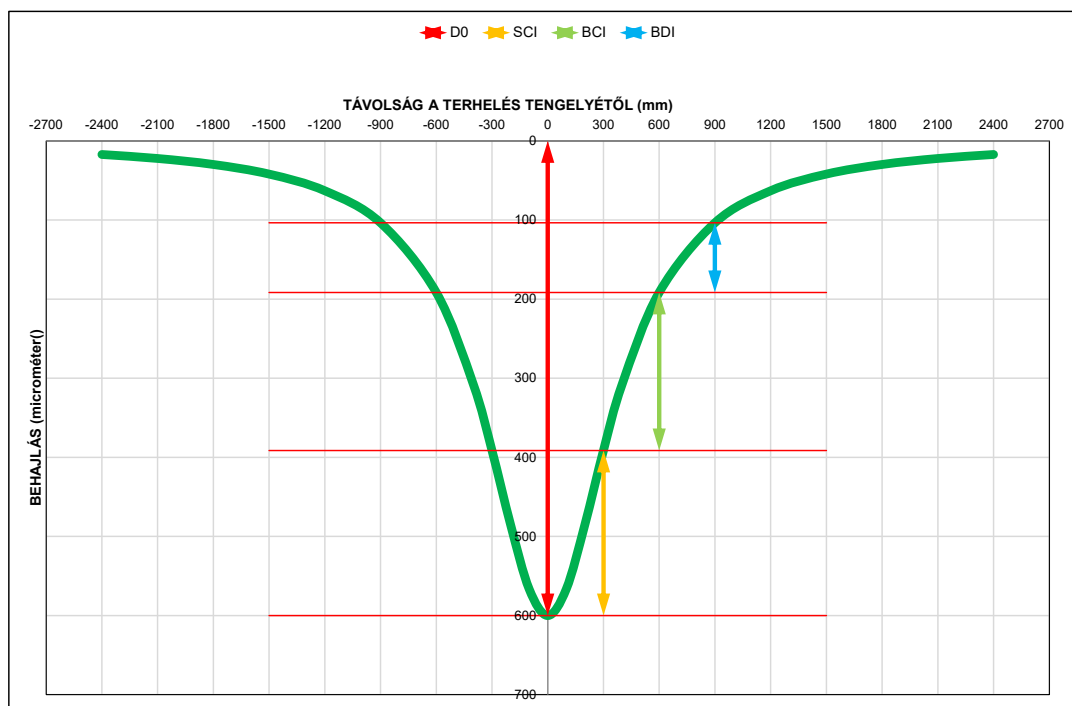
- A mérés mentes a talphibától, azaz attól, hogy a viszonyítási sík beleesik a terhelési teknőbe, ezáltal a mért behajlás hibával terhelt
- Pályaszerkezeti anyagaink a szokásos terhelési idők miatt meglehetősen pontossággal rugalmasan válaszolnak.

- A [4] szerint a semleges feszültségeknek (pl. telítettségek közeli állapot) nincs hatásuk a hullámterjedésre és ezáltal az eredményekre.

2.2. A MÉRÉS EREDMÉNYEI

2.2.1. BEHAJLÁSOK

A legfontosabb eredmények az egyes érzékelőkhöz tartozó behajlások, ezek összessége egy mérési ponton adja meg a behajlási teknőt.



4. ábra: Behajlási teknő paraméterei.

A gyakorlatban nagyon sokszor használjuk a fontosabb érzékelőkhöz tartozó behajlások különbségét, ezeket hívjuk teknőparamétereknek ezeket is tanulmányozhatjuk a 4. ábrán.

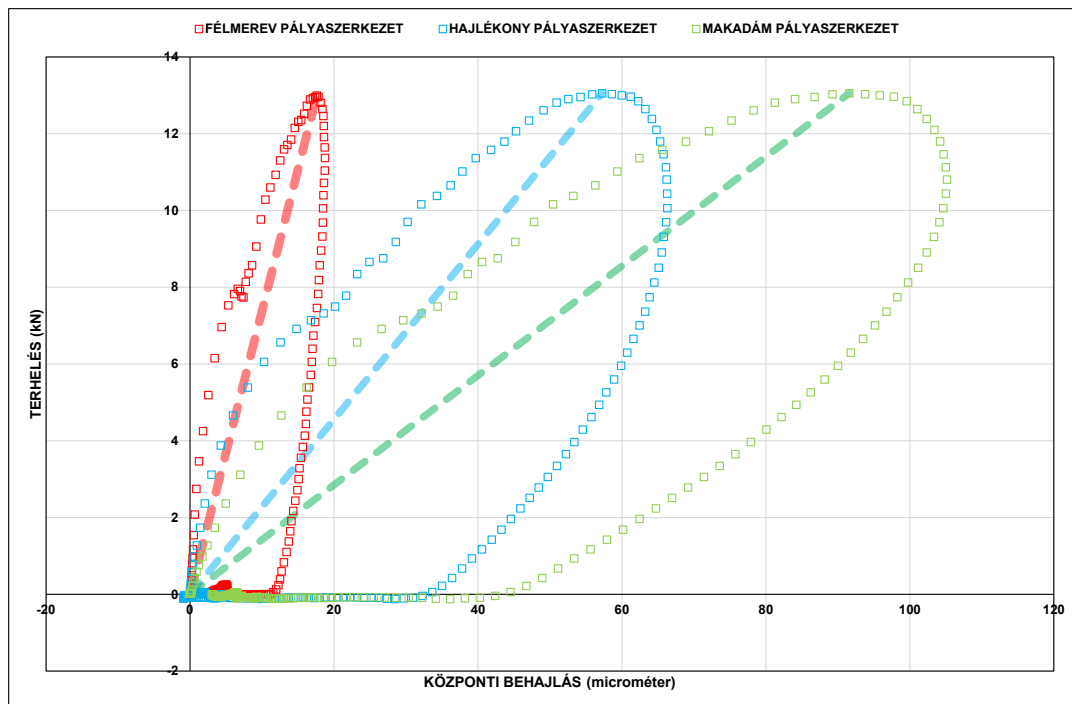
Ezek használatával pl. az aszfaltszerkezetben keletkező megnyúlások is számíthatók [5].

2.2.2. HISZTERÉZISGÖRBÉK

Kevésbé ismert, hogy a készülék rögzíti a behajlás/terhelés (erő) értékeket a teljes terhelési ciklusban. Ez tulajdonképpen a mérési ponton értelmezhető hiszterézisgörbe, amelynek területe fontos, sok mindenre jellemző érték, ezt is láthatjuk az 5. ábrán.

A három különböző pályaszerkezeten történt méréssel fizikailag értelmezhető módon lehet megkülönböztetni pl. a makadám, hajlékony, félmerev csoportba tartozó pályaszerkezeteket is.

A hiszterézisgörbék tanulmányozásával fontos információkhoz lehet jutni [6], a görbe alatti terület munka dimenziójú és a hivatkozás szerint arányos a **fáradással**, erre a kérdésre a pályaszerkezeti rétegekre vonatkozó cikkben visszatérünk.



5. ábra: Különböző pályaszerkezetek hiszterézisgörbéi.

2.3. TERHELÉS, TERHELÉSI IDŐ, TERHELŐ FELÜLET

A felhasználás céljai gyakran megkívánják, hogy bizonyos képességek változtathatók legyenek, néhány ilyenről lesz szó a következőkben.

2.3.1. TERHELÉS

A valós járműterhelések rongáló hatását lehet bizonyos etalon terheléssel helyettesíteni. A mechanikai pályaszerkezet – modellezés gyakran megkívánja a valóság pontosabb leírását.

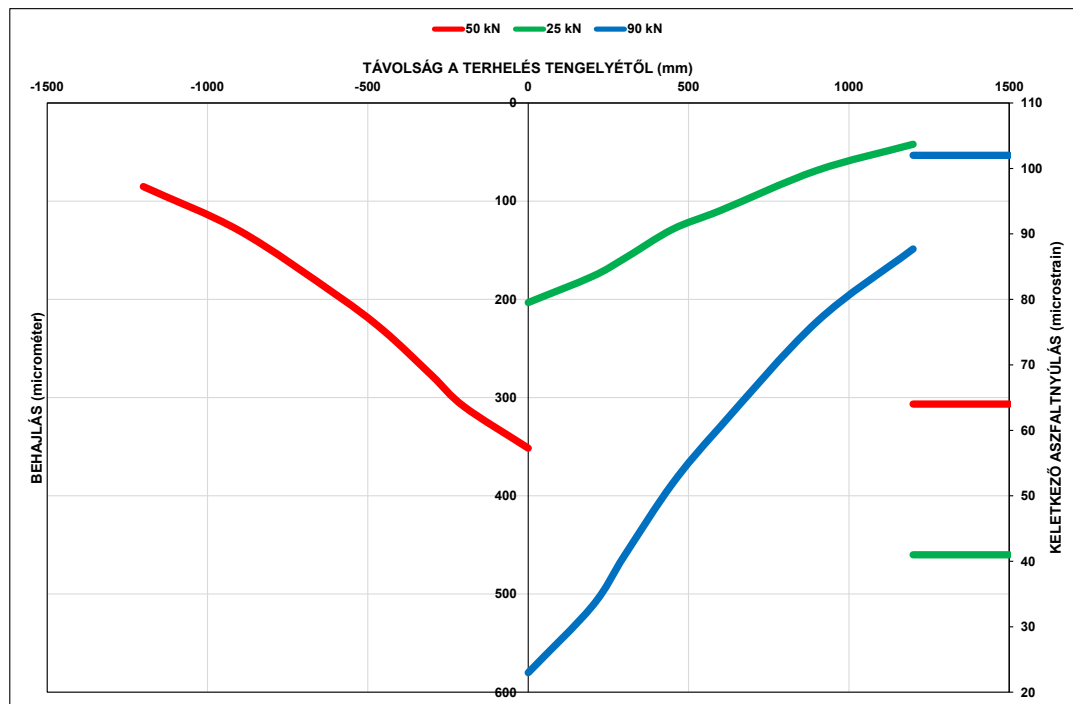
Az egyik legkézenfekvőbb változtatási szükséglet a terhelés differenciálása.

A 6.ábrán ugyanazon pályaszerkezeten különböző terhelő erők alatti behajlásértékeket lehet vizsgálni (három terhelés esetén a „fél” behajlási teknő van ábrázolva).

Az ábra esetére számítottuk az aszfaltréteg alsó szálában keletkező **megnyúlásokat** is.

Különösebb részletezés nélkül is belátható, hogy a különböző „hatványos átszámítású” egyenértékű terhelőkerék (hazánkban 50 kN) által okozott „rongáló hatás” (megnyúlás) közel sem a megszokott, tankönyvekben szereplő különbségeket mutatja. Az összefüggések bizony **pályaszerkezetenként** különböznek és a **valós** tönkremenetelek prognosztizálásánál célszerű a realitás határain belül a **teljes terhelési spektrumot** figyelembe venni, erre később még visszatérünk.

A kereskedelmi forgalomban lévő eszközök döntő része képes a terhelés változtatására.



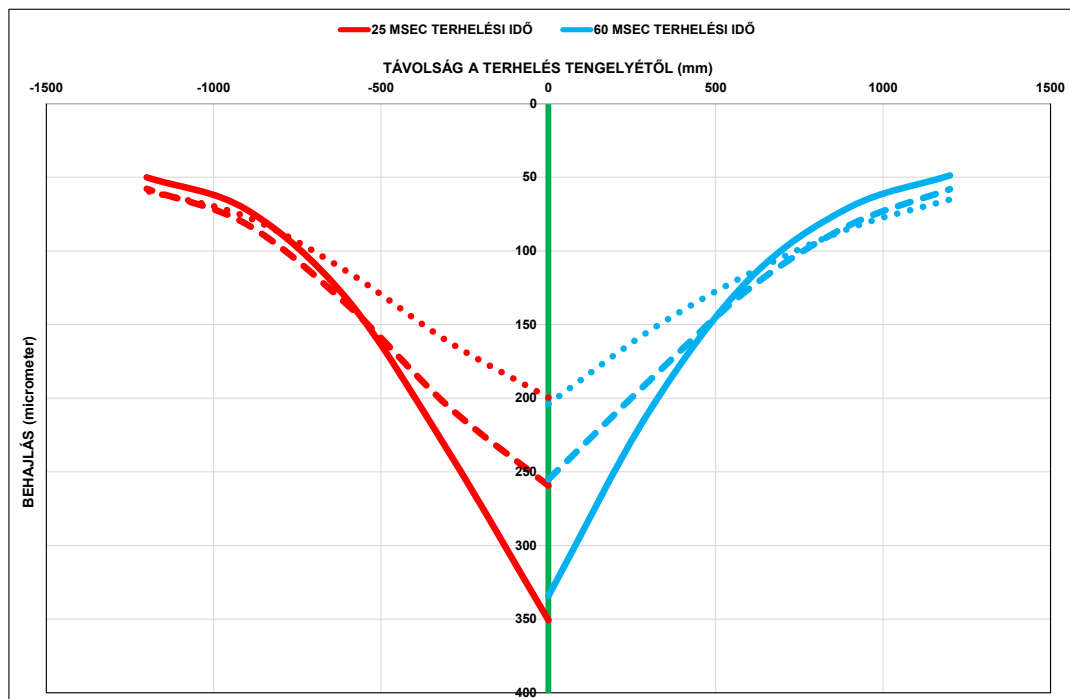
6. ábra: Különböző terhelések behajlásvonalai és a keletkező aszfaltnyúlások.

2.3.2. TERHELÉSI IDŐ

Pályaszerkezeti anyagaink merevsége a terhelési időtől függ. Ez főleg aszfaltszerkezetek esetén lényeges.

Eszközeink egy része képes a terhelési idő változtatására, bizonyos határok között.

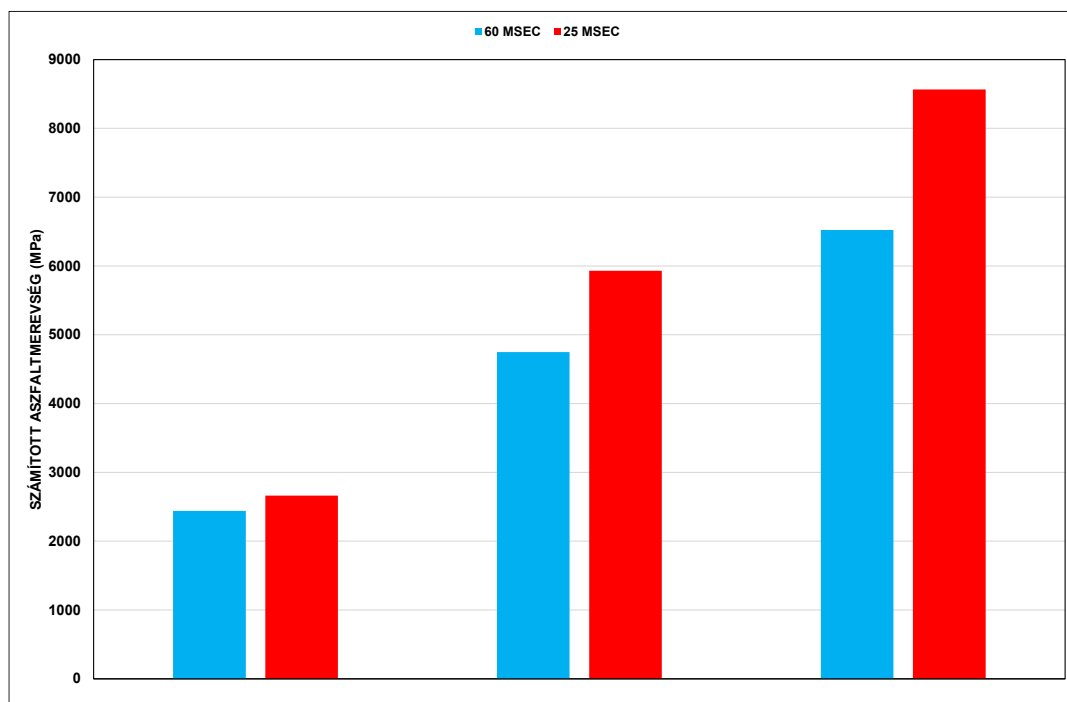
A KUAB berendezésre van Gulp [5] kidolgozott egy eljárást a standard terhelési időből való átszámításra.



7. ábra: A terhelési idő hatása a behajlási teknőre.

A 7. ábrán három különböző mérési pont esetében kiszámítottuk az eredeti 60 msec terhelési időhöz tartozó behajlásértékből a 25 msec terhelési időhöz tartozó behajlást.

A látszólag csekély különbség fontosságát jobban érzékelteti a következő ábra.



8. ábra: Aszfaltmerevségek különböző terhelési időknél.

Az értékeket egy vissza – számoló eljárás segítségével aszfaltmerevségre konvertáltuk, ezt a 8. ábrán ábrázoltuk. Jól látható, hogy a csekély behajláskülönbség egyes esetekben meglepően nagy merevségkülönbséget „okoz”.

A módszerrel az *alacsonyabb* sebességű forgalmi terhelés hatása jól modellezhető, nyilván ebben az esetben a merevség csökkenésével megnőnek az aszfaltrétegben a megnyúlások, ezáltal az élettartam csökken.

2.3.3. TERHELŐ FELÜLET

A terhelő felületnek a mérete, illetve a teherátadás szempontjából fontos a merevsége, ez határozza meg (részben) a terhelő felület alatti feszültségeloszlást.

A terhelő felület változtathatósága – saját tapasztalat alapján – viszonylag ritkán merül fel, a „nagy” berendezéseknél.

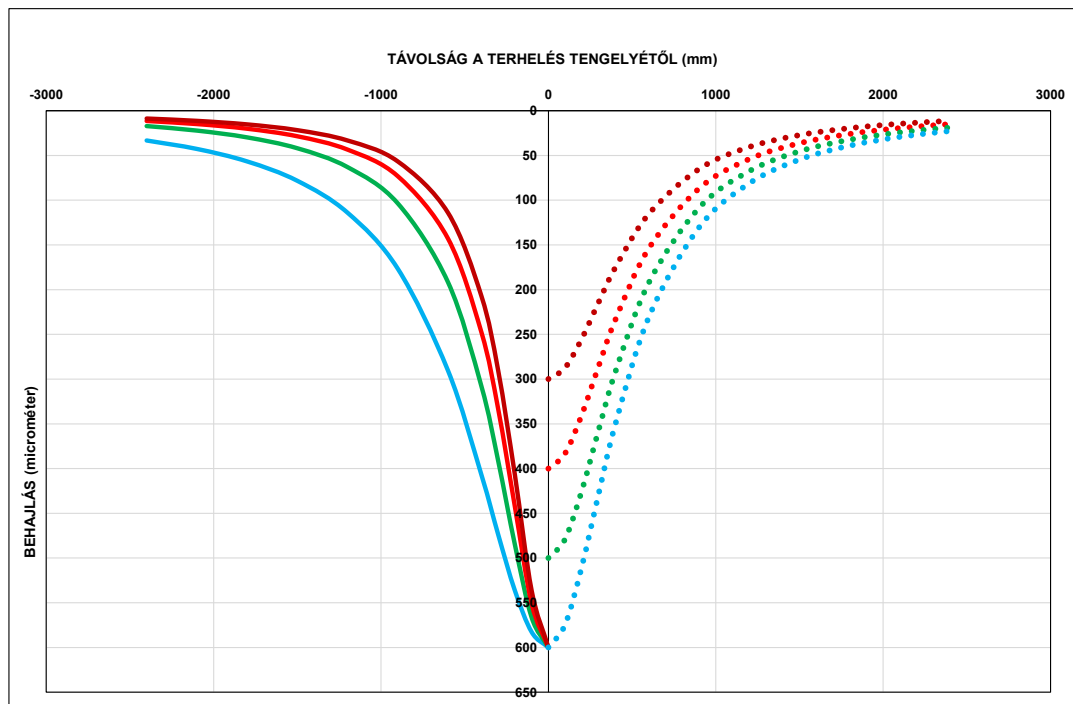
A kisebb, kézi kezelésű berendezéseknél ez több típusnál is megoldott.

2.4. A BEHAJLÁSI TEKNŐ ALAKJA

A behajlási teknő alakjának matematikai megfogalmazására több kísérlet is történt, a gyakorlatban nagyon jól használható eljárást ismertet [7].

A módszer a behajlási adatokból számítható *alak tényezőre* és a központi behajlásra, mint paraméterre alapul.

Vizsgáljuk meg a két paraméter hatását a következő ábra alapján.



9. ábra: Azonos központi behajlású, illetve alaktényezőjű behajlási teknők.

Látható, hogy az egyik paraméter rögzítésével milyen a behajlási teknő alakjának változása.

A módszer komoly gyakorlati lehetőségeket ad, így pl.

- lehetséges a behajlás meghatározása érzékelővel nem rendelkező helyen, ennek a jelentőségét a következő, a földmű/pályaszerkezetes cikkben láthatjuk, ahol mind az extrapolálás, mind az interpolálás szerepel az esettanulmányokban
- kézi eszköz használatára ad lehetőséget, amelynek viszonylag kis szenzortávolságú helyeiből számítható a teljes behajlási teknő (az utánfutós eszközzel nem járható helyeken, vagy pl. keresztirányban ad mérési lehetőséget egy kézi eszköz)
- végül ad egy kiegyenlítő (a kiugró értékeket kiszűrő) lehetőséget az, hogy a mért értékek helyett a számított értékekkel dolgozzunk, szerző ezt rutinszerűen alkalmazza a behajlásmérők egyes pontjain jelentkező mérési bizonytalanság kiküszöbölésére

2.5. A MÉRÉS HELYE

A mérés helyével kapcsolatos kérdéseket a földmű/pályaszerkezet kombinációval foglalkozó cikkben részletezzük.

2.6. METEOROLÓGIAI ÉS STATISZTIKAI KÉRDÉSEK

Az eszköz használatával keletkező jelentős mennyiségű adat feldolgozásánál új szempontokat kell figyelembe venni és új eljárásokat kell használni.

2.6.1. METEOROLÓGIAI TULAJDONSÁGOK

A felhasználó szempontjából két dolgot kell kiemelni, a mérés **ismételhetőségét** és a különböző eszközök által szolgáltatott eredmények **összehasonlíthatóságát**.

Megjegyzendő, hogy ezeket a tulajdonságokat csak **azonos mérési pontok** esetében lehet korrektül értelmezni, így a különböző eszközök képességeinek összehasonlításánál más eszközöket kell alkalmazni.

Az ismételhetőséggel kapcsolatban [3] alapján megállapítható, hogy az nagymértékben kielégítő.

Az összehasonlíthatóság, a hivatkozott tanulmány szerint leginkább a **gumiütők** tulajdonságaitól függ, ez viszont az eszköz típusának függvénye.

Kicsit leegyszerűsítve kijelenthető, hogy egy szakasz esetében **nem célszerű** különböző típusú eszközök használata, ez általánosítva értelmezhető egy államra is.

2.6.2. HOMOGEN SZAKASZOK

A mérést jellemzően hosszabb szakaszokon végezzük és minden esetben ezen teljes szakaszon **belül** a tulajdonságok homogenitása fontos kérdés, ennek jó meghatározására alkalmas a következőkben ismertetett módszer.

Olyan adathalmazok esetében, ahol az egyes mintaelemek egymáshoz képest térben vagy időben rendezettnak tekinthetők (tehát nem cserélhetők fel) az adathalmaz homogenitását jól jellemzi az ún. kumulatív összeg.

A kumulatív összeg értékek az egyes mintaelemeknél a következőképpen számíthatók ki:

$$S_1 = x_1 - x_{\text{átlag}} \quad (1)$$

$$S_2 = x_2 - x_{\text{átlag}} + S_1 \quad (2)$$

$$S_i = x_i - x_{\text{átlag}} + S_{i-1} \quad (2)$$

Miután a különböző ismérvek S_i értékei akár nagyságrendekkel is eltérhetnek egymástól, célszerű azok **normált** értékeit használni (ez azt jelenti, hogy a S_i értékeket 0 és 1 között értékekre alakítjuk át)

A normálást a következőképpen lehet végrehajtani

$$S_{\text{normált}, i} = (S_i - S_{\min}) / (S_{\max} - S_{\min}) \quad (3)$$

ahol $S_{\min}$, $S_{\max}$ az S_i értékek minimum és maximum értéke.

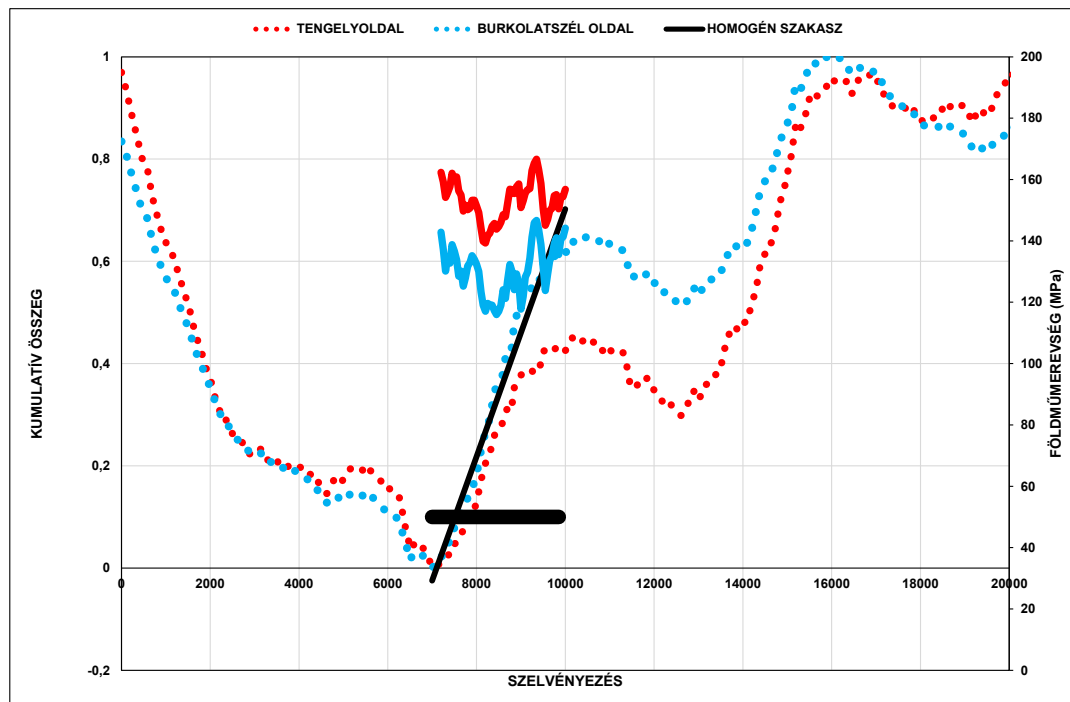
A kumulatív összeget pontonként kiszámítva és diagramban ábrázolva a teljes szakaszon a homogén rész – szakaszok megkülönböztethetők, úgy, hogy ott van rész – szakasz határ, ahol a görbe iránytangense előjelet vált.

A használatot egy konkrét példán a következő diagram segítségével mutatunk be.

Létezik olyan FWD készülék, amelyen keresztirányban is vannak szenzorok elhelyezve, egy ilyen berendezéssel, a tengelytől 300 – 300 mm távolságban lévő pontok és a tengelypont adataiból számoltuk az **alaktényezőket**, ezek kumulatív összeg diagramjait tartalmazza az ábra.

A fekete vonal mutat egy „homogén rész – szakaszt” az ezen az alaktényező segítségével számolt (keresztirányú) földműmerekvségeket is feltüntettük.

A kumulatív diagram mutatja, hogy a két alaktényező a homogén részen eltér, az eltérés valószínű oka pedig a burkolatszél felé csökkenő földműmerekvség (ez utóbbival a következő cikkben részletesen foglalkozunk).



10. ábra: Alaktényezők kumulatív összegei és a földműmerekességek.

Tehát a kumulatív összeg módszer képes az egymáshoz képest viszonylag közeli pontok sajátosságainak különbségét (is) megmutatni és egy diagnosztika jellegű probléma esetén viszonylag egyszerűen megtalálni az eltérés okát.

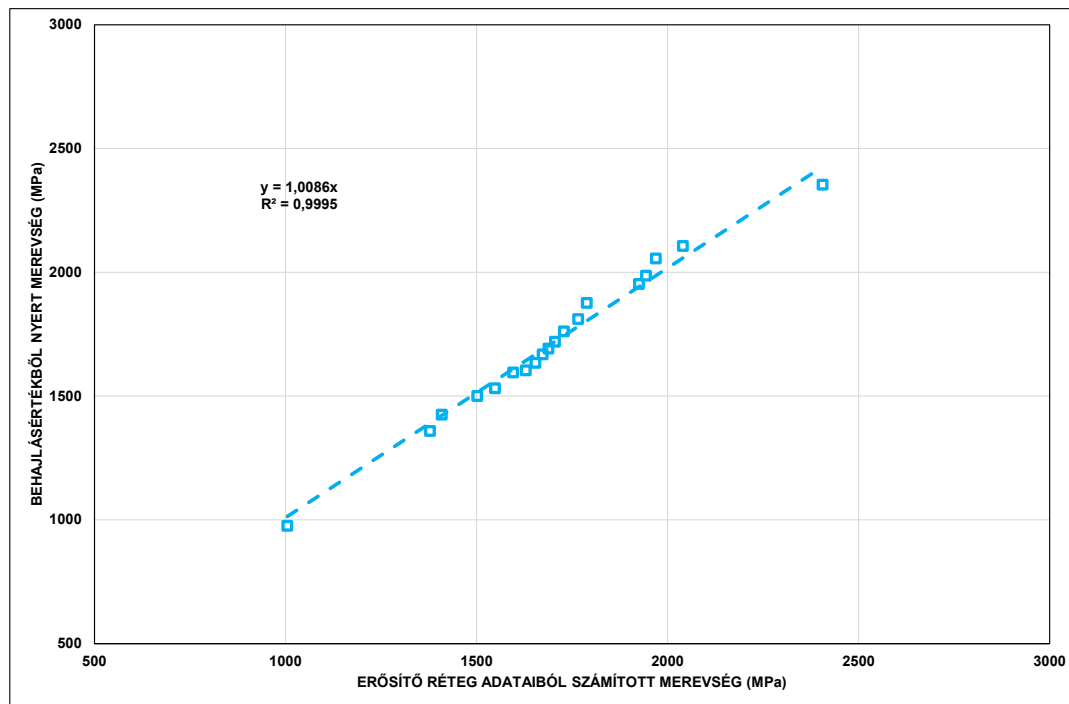
2.6.3. ADATSOROK ÖSSZEHASONLÍTÁSA

Gyakori probléma két különböző módon nyert adatsor eredményeinek összevetése abból a szempontból, hogy milyen közel esnek az azonossághoz.

Ilyen például egy út jobb, illetve bal oldalán mért behajlálshalmazok összevonhatósága, különösen érdekes lehet akkor például, ha az egyik adatsor nem FWD mérésből származik és számos hasonló helyzet adódik.

Az összevetést célszerű a percentilisek összehasonlításával kezdeni (ez az Excel egyik segédfüggvénye) a két halmaz azonos percentiliseinek összehasonlítása lényegében az eloszlásfüggvények hasonlóságát mutatja meg.

A következő ábrán megvizsgálhatjuk a két adatsor kapcsolatát, a trendvonal alakja és a matematikai kapcsolat szorossága lényegében azonosságot mutat.



11. ábra: Különböző módon meghatározott merevségek percentiliseinek kapcsolata.

2.7. ÁTSZÁMÍTHATÓSÁG

Az FWD technológiával kapcsolatos szakirodalom rengeteg átszámítással foglalkozó képletet tartalmaz, elsősorban a Benkelmann tartóval végzett behajlásmérésekre. A szerző nyomatékosan állítja, hogy a kidolgozott megoldások szorosan csak a konkrét esetre vonatkozhatnak és számos tisztázatlan kérdés marad homályban, ezért nem tartja célszerűnek (és szükségesnek sem) az átszámításokat.

2.8. BERENDEZÉS TÍPUSOK

Számos berendezéstípus létezik, világviszonylatban is kevés szakosodott gyártó állít elő kisebb sorozatokban eszközöket.

Számos, kifejezetten egyedi célú berendezés mellett három csoport különböztethető meg:

- kézi alkalmazású berendezés, ezek a nehezen megközelíthető helyeken nagyon hasznosak, eredményeik az azonos elv miatt teljesen kompatibilisek az utánfutós berendezésekével
- utánfutón működő berendezés, itt létezik specializálódás a hagyományos pályaszerkezetre optimalizált és a repülőtér/konténerrakodó vastagabb beton szerkezetekre kifejlesztett berendezések között
- „nagy sebességű” berendezések, itt már a hordozó jármű saját tömegereje által kiváltott deformációkat rögzítik. Ez a módszer nem a szeizmikus kategóriába tartozik, a nagy teljesítmény és a biztonság igénye hozta létre. Eredményeinek feldolgozása speciális matematikát igényel, itt csak a teljesség miatt van megemlítve.

A „szabványos” utánfutós berendezések legújabb fejlesztési irányai között megemlítendő a lokális fárasztásra alkalmas berendezés, kellően nagy erővel meglepően nagy egységtengelyszám érhető el rövid idő alatt.



12. ábra: Különböző célokra alkalmazott ejtő súlyos berendezések.

Általában is megjegyezhető, hogy a technológiát képező eszközök folyamatos fejlődésben vannak.

3. AZ EREDMÉNYEK FELHASZNÁLÁSA

Az írás végén néhány esettanulmányt közlünk, a sorozat további részeiben elég részletesen lesz taglalva a készülék és a technológia lehetőségeinek halmaza.

3.1. SZINTETIKUS PÁLYASZERKEZETEK

Az FWD technológia korábbi periódusában a behajlási adatokból nagyon népszerű volt a **vissza – számolás**, azaz az egyes rétegek merevségének iterációs szoftverekkel történő megállapítása.

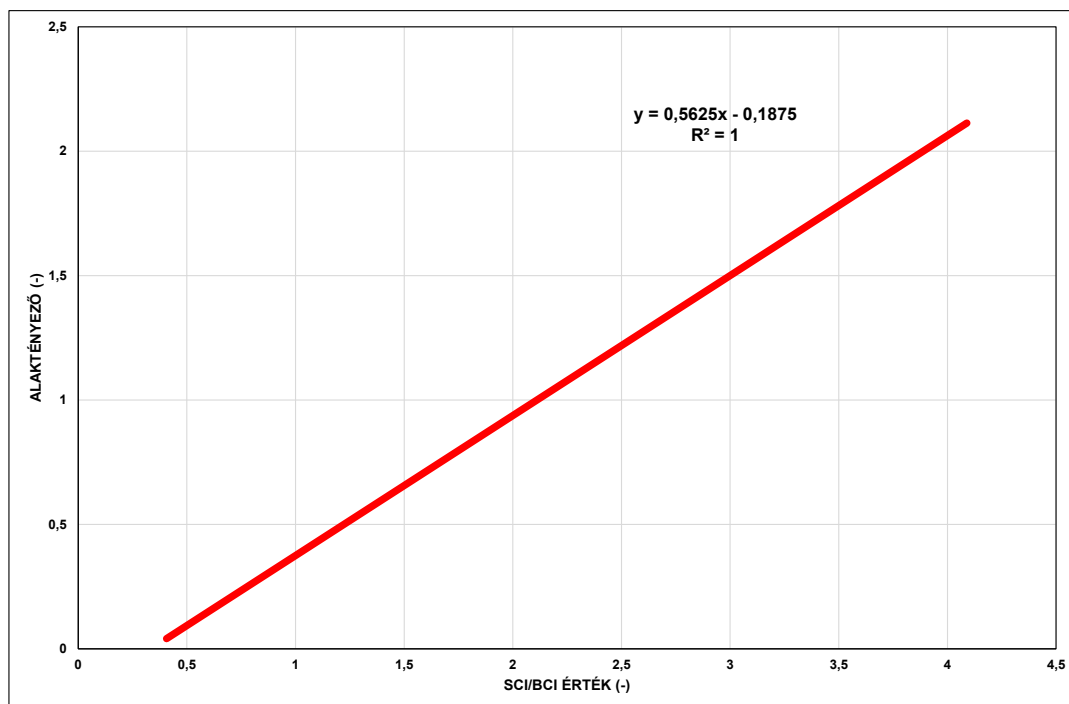
Ezekből az adatokból aztán méretező programok segítségével számítottak megnyúlást/feszültséget, viszont az eljárásnak voltak matematikai problémái [8].

Részben emiatt is de hamarosan felmerült [5] a behajlási adatokból (teknőparaméterekből) történő megnyúlás/feszültség meghatározás lehetősége.

Az innovatív mérnökök ezek után megalkották a **szintetikus pályaszerkezetet**, ahol előre megadott kombinációkban számos (százas nagyságrendben) pályaszerkezetet számoltak ki valamilyen méretező szoftverrel, pl. az FWD által meghatározott szenzortávolságokban a behajlások értékeivel.

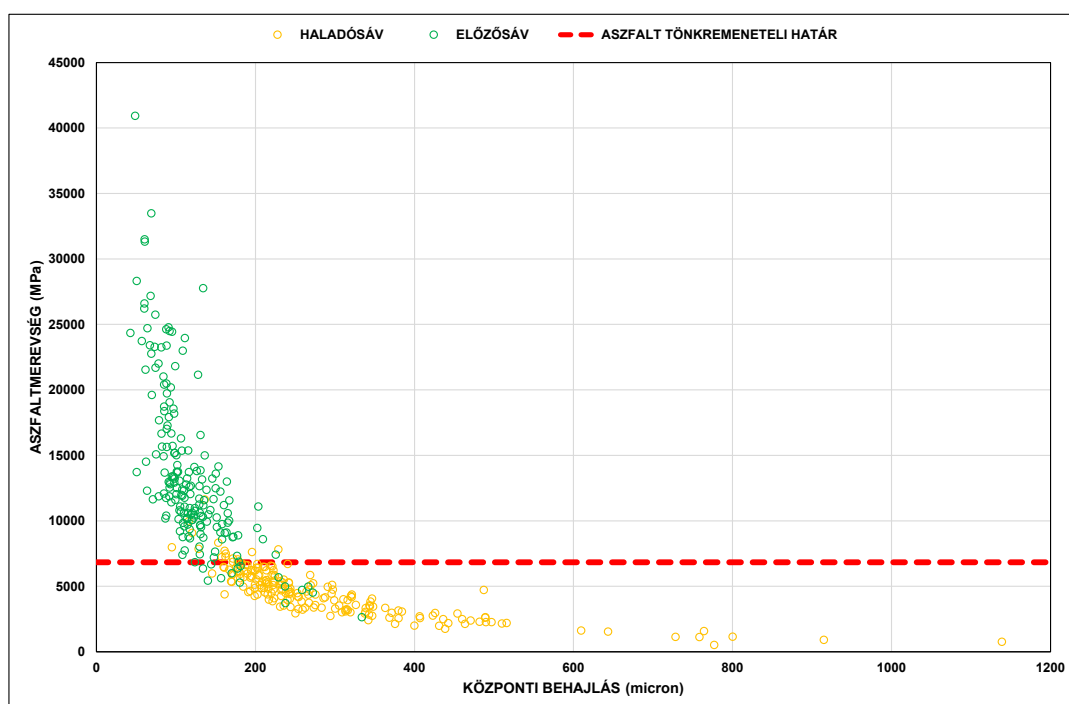
Ilyen munka volt a [9] alatti gyűjtemény létrehozása, aminek adataiból aztán számos hasznos összefüggést lehetett létrehozni, ilyen összefüggés például a már említett **alaktényező** meghatározásának lehetősége az SCI, illetve BCI teknőparaméterek hányadosának segítségével.

Az alaktényező fontosságáról már volt szó, meghatározása a következő ábrán lévő összefüggéssel lényegesen egyszerűbb.



13. ábra: Alaktényező meghatározása a teknőparaméterekből.

Mostanság a szintetikus pályaszerkezetek generálása már teljesen rutinszerű, a [10] alatti kutatás eredményeként a hajlékony pályaszerkezetek rétegeinek lényegében minden érdemi igénybevételét, illetve anyagtulajdonságát ki lehet számolni a behajlási teknő paramétereiből.



14. ábra: Vissza – számolt aszfaltmerekvségek a központi behajlás függvényében.

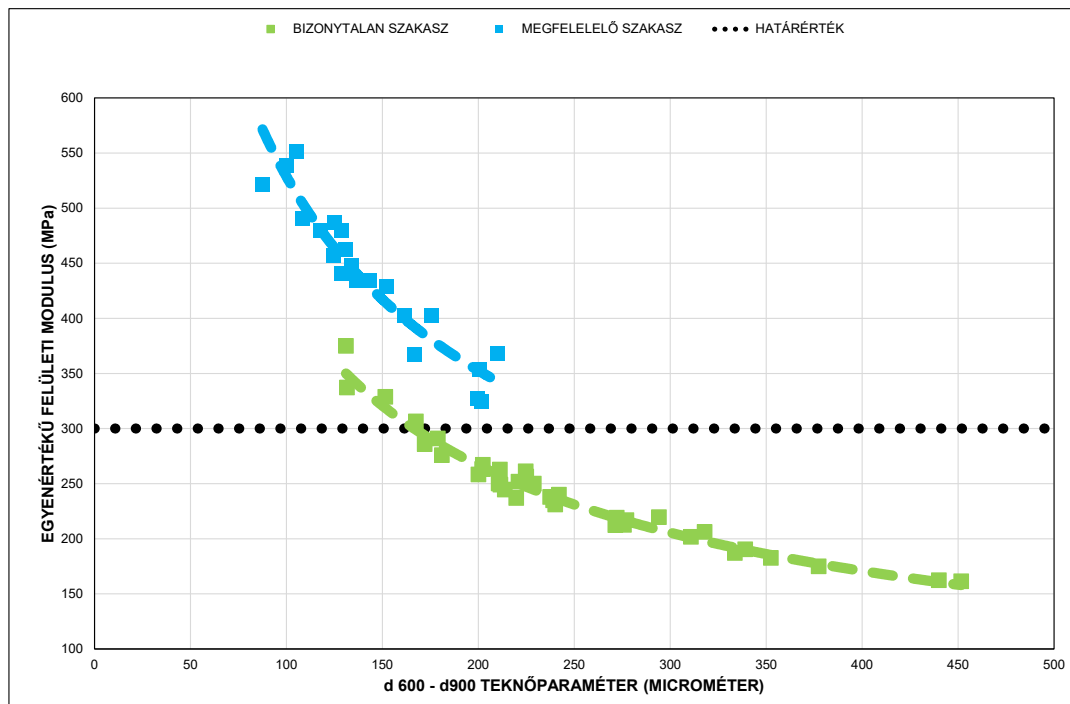
A technológia napjainkban is tovább fejlődik, egyre több kutatás foglalkozik a mesterséges adatbázisokban való „adattányászattal”, amivel fontos problémákat lehet megoldani.

3.2. ESETTANULMÁNY 1

A szerző tapasztalatai azt mutatják, hogy az építőmérnöki mentalitás alapvetően *tapasztalati*, ezért bonyolult elméleti fejtegetések helyett esettanulmányokon keresztül kívánja az FWD készülék lehetőségeit stb. bemutatni.

Egy jelentősebb útépítésen az alaprég felületén 300 MPa E2 érték volt előírva, amely az aszfaltozás előtt ellenőrizték és számos helyen a követelmény nem teljesült.

A bizonytalan helyzet miatt ejtősúlyos berendezéssel is meghatározták a merevséget és az értékeket a $d_{600} - d_{900}$ teknőparaméter függvényében ábrázolták, ez látható a 15. ábrán.



15. ábra: Az egyenértékű felületi modulus a teknőparaméter függvényében.

Ez a teknőparaméter az alaprég felső síkja alatti 600 – 900 mm mélységben lévő földmű/javítórég merevségére jellemző.

A kiértékelés után az alaprég elbontását rendelték el és a bontásnál a 16. ábra szerinti helyzet volt látható.



16. ábra: Víz a javítórégben.

Azaz, az alapréteg alatti javítóréteg (és a földmű is) közel **telített** állapotban volt (egy szivárgó hibája miatt).

Vegyük észre, hogy az ejtősúlyos berendezés „hatásmélysége” itt legalább 6 – 900 mm között volt és egy súlyos, későbbi hibát lehetett ezzel megakadályozni.

3.3. ESETTANULMÁNY 2

Egy gyorsforgalmi úton, ideiglenes terelés alatt tapasztalták, hogy a leállósávon súlyos hibák keletkeztek.



17. ábra: Pályaszerkezet tönkremenetel.

Az ejtősúlyos mérés alapján számítottuk a kötött rétegek (CKt + aszfalt) merevségét, ez látható a 18. ábrán piros színnel. Feltűnő, hogy az értékek két rövidebb szakaszon lényegesen magasabbak, a többi részen viszonylag hasonlóak.

Számítottuk a kumulatív összeget és kék színnel lett ábrázolva.

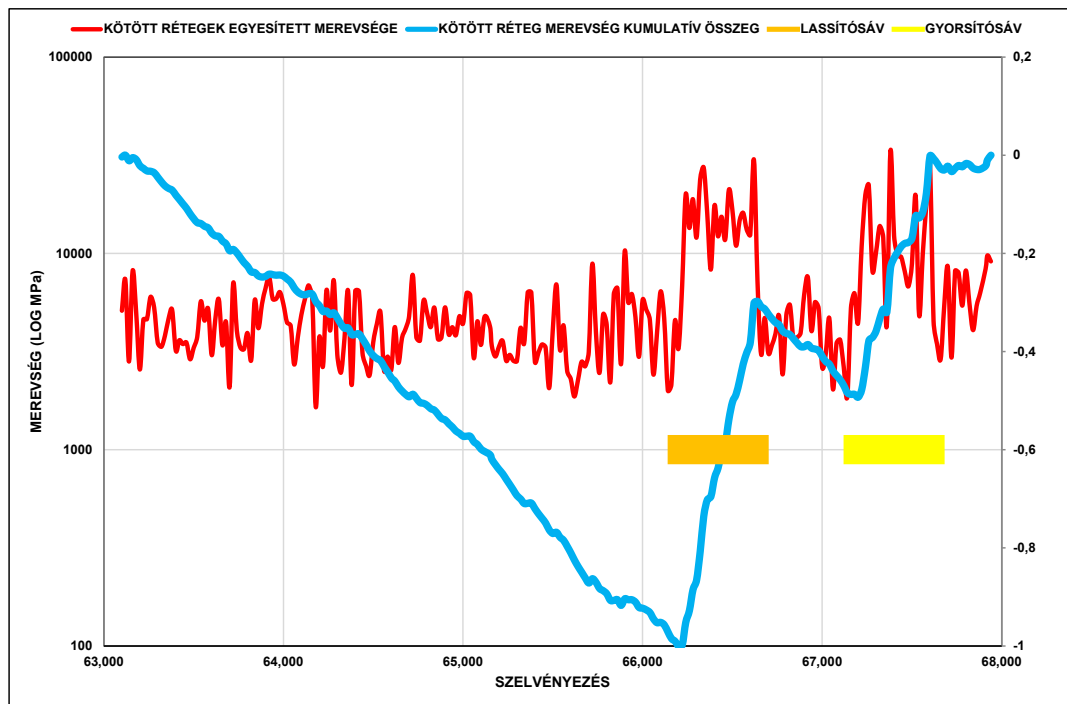
Jól kivehető, hogy négy, homogénnek tekinthető rész – szakaszból áll a teljes vizsgált rész.

Csak az eljárás robusztusságának bemutatására, az első, hosszú ferde CUMSUM vonalba tartozó merevségértékek relatív szórása 0,36, ami lényegesen kisebb, mint a gyakorlatunkban a homogenitás feltételének tekintett 0,5.

A kiugró értékek helyei (kétféle sárga színnel jelölve) azonosak a közbenső csomópont miatti lassító és gyorsítósávval.

Ilyen összeesések nem tekinthetők **véletlen** eseménynek, a forgalmi sávként működő helyeken magasabb volt a cementadagolás, mint a leállósávos helyeken, ennek okai nyilvánvalóak.

Vegyük észre, hogy a következtetéshez a nagyon hatásos statisztikai módszer segített hozzá.



18. ábra: Köttött rétegek merevsége és kumulatív összegei.

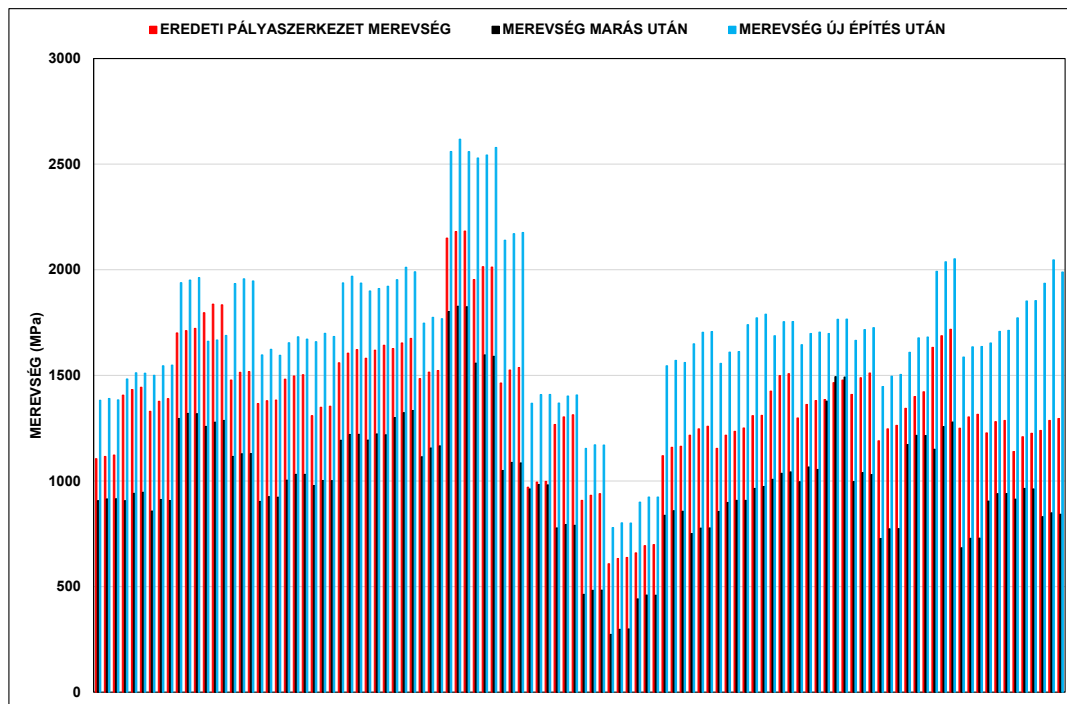
3.4. ESETTANULMÁNY 3

Különösen nagyforgalmú utak esetén a felújításnak – ráépítésnek – számos hátránya van, így a legelső az, hogy a forgalommal nem, vagy alig terhelt helyeken az azonos szint biztosítása gazdaságtalan.

A [11] alatt egy ilyen helyzet méretezési kérdéseit elemezte a szerző, itt csak egy ábrán bemutatjuk a tényleges helyzetet.

A probléma a nem megfelelő réteg eltávolítása után a visszaépítés méretezési megfelelőségének vizsgálata.

Nos, az FWD technológiával a probléma megoldható. Az ábrán az eredeti, a marás utáni és a visszaépítés utáni egyenértékű felületi modulusokat vizsgálhatjuk, jól látszik, hogy az új felületen a merevség lényegesen nagyobb és ezeket az eredményeket az első mérés adataiból lehet prognosztizálni, a prognózist a további mérési eredmények megerősítették.



19. ábra: Pályaszerkezet merevségek különböző építési fázisokban.

4. HIVATKOZÁSOK

- [1]: MSZ 2509/3 1989 Tárcsás mérés
- [2]: MSZ 2509/4 1989 A behajlás mérése
- [3]: European Cooperation in the Field of Scientific and Technical Research COST 336 Use of Falling Weight Deflectometers in Pavement Evaluation Final Report of the Action Main Report 2nd Edition – April 2005
- [4]: Törös, E. 2006. A szeizmikus módszer geotechnikai alkalmazásainak kritikai vizsgálata. PhD értekezés
- [5]: Van Gurp, C.A.P.M. & Wennink, P.M. 1997. Design, structural evaluation an overlay design of rural roads (in Dutch) KOAC – WMD consultants; Apeldoorn
- [6]: D. Ayyala, H. Lee, & H. L. Von Quintus. 2018. Characterizing Existing Asphalt Concrete Layer Damage for Mechanistic Pavement Rehabilitation Design FHWA-HRT-17-059
- [7]: Primusz, P. & Tóth, Cs. 2009. A behajlási teknő geometriája. In: Közlekedéépítési Szemle 59.12, pp. 18-24, 28
- [8]: Grätz, B. 1999. Az ejtősúlyos deflektométerek lehetőségei és határai az útpályaszerkezetek értékelésénél, Közúti és Mélyépítési Szemle, XLIX. évfolyam, 6. szám, pp. 236–239
- [9]: Primusz, P. & Markó, G. 2010. Kétrétegű pályaszerkezet-modellek paramétereinek meghatározása FWD-mérések alapján Közlekedéépítési Szemle.
- [10]: Y. R. Kim & H. Park. 2002. Use of FWD Multi-Load Data for Pavement Strength Estimation. Performing Organization Name and Address Campus Box 7908, Department of Civil Engineering 10. Work Unit No. (TRAIS) North Carolina State University
- [11]: Karoliny, M. 2018. Útpályaszerkezeti esettanulmányok: A szilárdságtani módszerek és a valóság Útügyi Lapok.



Pályaszerkezetek tulajdonságainak meghatározása FWD készülék segítségével. Második rész: Az elválaszthatatlan földmű és pályaszerkezet

Karoliny Márton

E-mail: karolinymarton@hotmail.hu

DOI: [10.36246/UL.2024.2.03](https://doi.org/10.36246/UL.2024.2.03)

KIVONAT

A cikksorozat második része az FWD technológia lehetőségeit mutatja be a földmű és a pályaszerkezet vizsgálatánál. Külön kiemeli a két szerkezet kapcsolatának közös értékelését.

Meglévő szerkezetek földművizsgálatán keresztül mutatja be a földmű keresztirányú nedvesség és merevségváltozását, annak következményeivel együtt. A pályaszerkezetre vonatkozó használati mérőszámok meteorológiai és statisztikai okok miatti észlelési nehézségeinek bemutatása után két mérőszám használatának lehetőségeit vizsgálja. Végül a technológia felújítástervezési és minőségellenőrzési kérdéseivel foglalkozik.

Kulcsszavak: ejtősúlyos behajlásmérő, földmű, pályaszerkezet, szerkezeti szám, egyenértékű rétegvastagság

ABSTRACT

The second part of the article series will present the potential of FWD technology for earthworks and pavement structure investigations. It highlights the joint assessment of the relationship between the two structures.

The transverse moisture and stiffness changes of the earthwork, together with their consequences, are presented through the investigation of existing structures. After discussing the difficulties of detecting the utility metrics for the pavement structure due to metrological and statistical reasons, the possibilities of using two metrics are examined. Finally, it addresses the issues of technology renovation planning and quality control.

Keywords: falling weight deflectometer, earthwork, pavement, structural number, equivalent layer thickness

Karoliny Márton

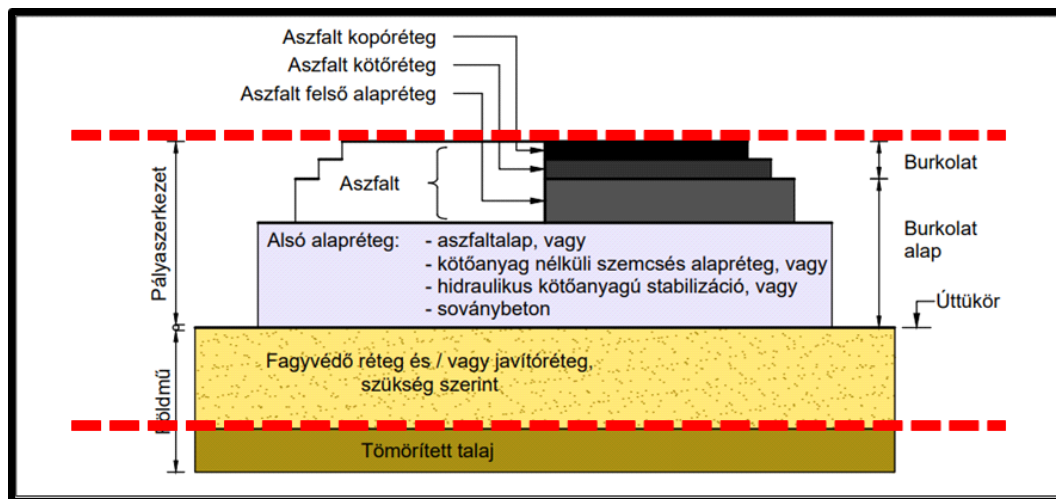
Okleveles építőmérnök, szakmérnök, mérnök-közgazdász. Jelenleg aktív, szakmai tanácsadással foglalkozó nyugdíjas. Pályájának első részében közútkezelőként (hídmérnök, majd fejlesztési osztályvezető) majd a kivitelező építőiparban műszaki igazgatóként, illetve ügyvezetőként dolgozott. 1993-tól a többszörös átalakuláson átment, ma STRABAG-ként nevezhető konszern technológiafejlesztési, minőségellenőrzési, illetve innovációs egységét vezette 2008-ig, azóta a jelenlegi foglalkozását űzi. Számos konszernen belüli és külső megbízásra végrehajtott műszaki fejlesztési projekt vezetésében közvetlenül is részt vett. Alapvető szakmai érdeklődési területe az útpályaszerkezetek méretezési, technológiatervezési és minőségbiztosítási kérdései. Írott publikációjainak száma több, mint 50, évente 4-5 konferencián, workshopon előadásokat tart.

1. BEVEZETÉS, FÖLDMŰ ÉS PÁLYASZERKEZET

1.1. MI A FÖLDMŰ?

Mindenekelőtt tisztázzuk, hogy jelen cikkben mit értünk földműnek, illetve pályaszerkezetnek.

Hazai szakmai terminológiánktól eltérve, itt földműnek a **tömörített talaj felső szintje alatti**, alsó határral nem rendelkező anyagot értjük, ezt láthatjuk az 1. ábrán. Fölötte kizárólag valamilyen, **szabályozásokban meghatározott követelményeknek** megfelelő anyagokból – építési termékből – készült rétegek vannak, ezek összességét – jelen írás keretén belül – nevezzük pályaszerkezetnek.



1. ábra: Földmű és pályaszerkezet e cikk értelmében.

Ez a megközelítés a **meglévő pályaszerkezetek** esetében különösen hasznos, mert azok döntő részénél az ábrán látható elegáns felépítés nem található meg. Az FWD technológiát érthető módon alapvetően ezen a halmazon használják és ez az egyszerűsítés nagymértékben megkönnyíti a kiértékelést, mint a későbbiekben látni fogjuk.

A későbbiekben a pályaszerkezeten **belüli** rétegek vizsgálatánál ezt a leegyszerűsítést feloldjuk.

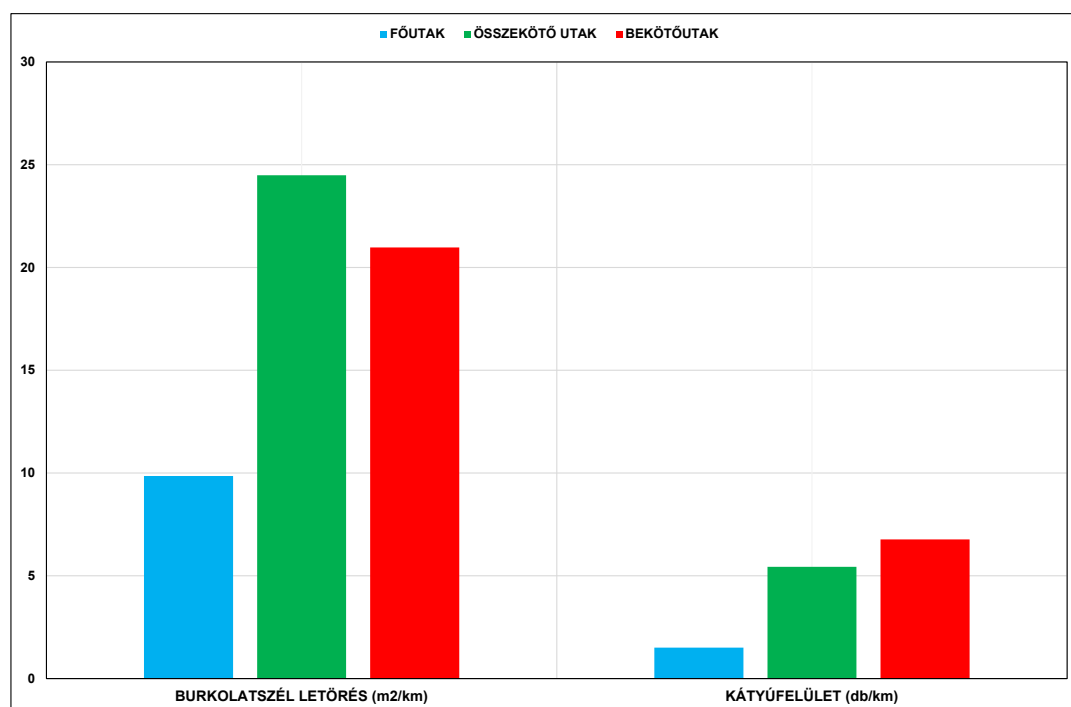
1.2. FÖLDMŰTULAJDONSÁGRA VISSZAVEZETHETŐ PÁLYASZERKEZET HIBÁK

A földműnek nagyszámú tulajdonsága van, az FWD technológia oldaláról nézve ezekből két tulajdonságot említünk meg:

- **merevség**

A merevség a terhelés hatására bekövetkező **rugalmas** (nem maradó) alakváltozás mértékét mutatja meg. Alapvetően az épített és a természetes földmű merevségének nagysága biztosítja a pályaszerkezet **megépíthetőségét** és kellő **alátámasztását**.

A merevséget az FWD által létrehozott behajlásokból képesek vagyunk meghatározni.



2. ábra: Földműre visszavezethető burkolathibák.

Az országos közúthálózaton végrehajtott rendszeres állapotfelvevételek adataiból készült az előző ábrán látható kiértékelés.

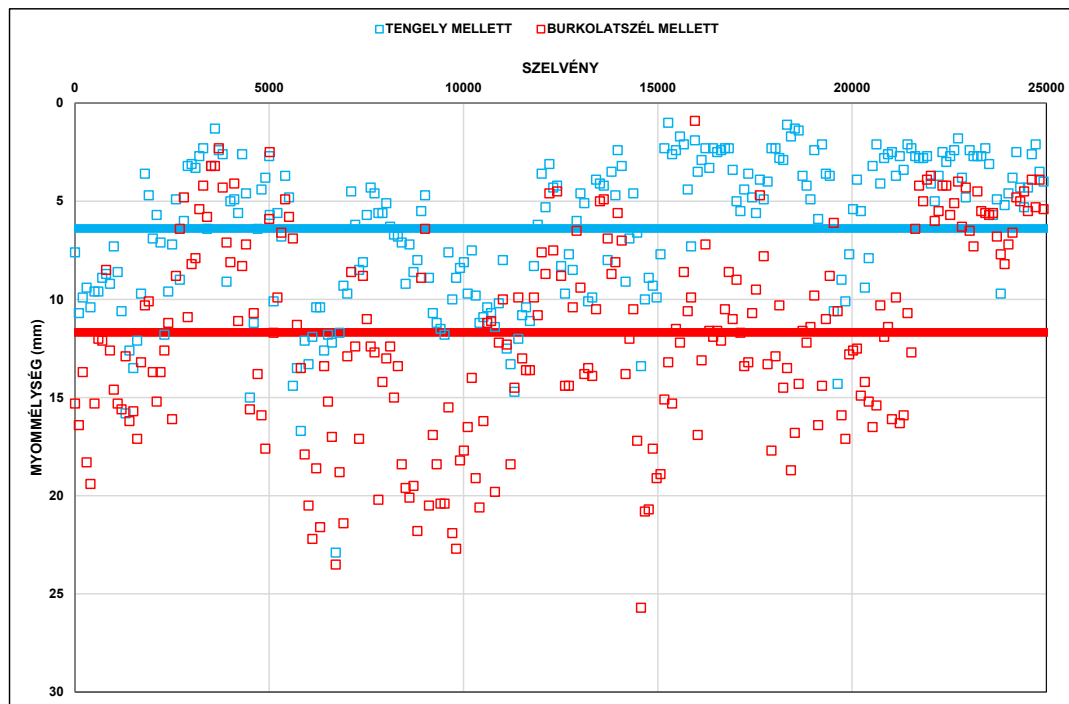
Az eredményekhez két megjegyzés:

- A hibamennyiség elsőre meglehetősen nagynak tűnik. Kis fejszámolással, az éritett területre vetítve kiderül, hogy tizedszázalékokról van szó. A kérdésnek abban van jelentősége, hogy a szakmai és az úthasználói **közüvélemény** nagyon érzékeny ezekre a hibákra és ennek alapján ítéli út – és földműállapotainkat rossznak és ezek a darabszámok az úthasználó számára meglehetősen jól észlelhetők.
- A másik kérdés a hibahelyek keresztirányú elhelyezkedése. Tapasztalataink szerint a hibák **túlnyomó** része a burkolatszél közelében található. Erre visszatérünk a későbbiekben.

• maradó alakváltozás

A szilárdságtan szigorúan értelmezve nem ismeri a maradó alakváltozásokat, a valóságban ugyanakkor ez a jelenség létezik.

Az FWD technológiával képesek vagyunk a földmű felszínén jelentkező feszültségeket számítani és – gyakorlatunk számára kellő pontossággal – olyan határértékeket megadni, amelyek **korlátozzák** a tervezett élettartam alatt a maradó alakváltozásokat.



3. ábra: Keréknymértékek egy forgalmi sávon belül.

Tanulmányozva a 3. ábrát, láthatjuk, hogy az alapvetően aszfaltproblémának vélt keréknymok jelentős része **földmű (és/vagy szemcsés alapréteg) maradó alakváltozás** (egy keresztmetszetben különböző aszfalttulajdonságú réteg aligha létezik).

1.3. A PÁLYASZERKEZET HASZNÁLHATÓSÁGA A FÖLDMŰMEREVSÉG FÜGGVÉNYÉBEN

1.3.1. HASZNÁLHATÓSÁGI KAPCSOLATOK

A közútkezelés gyakorlatában alapvető információ a pályaszerkezet aktuális **használhatósága**, amit számos kritériummal lehet értelmezni.

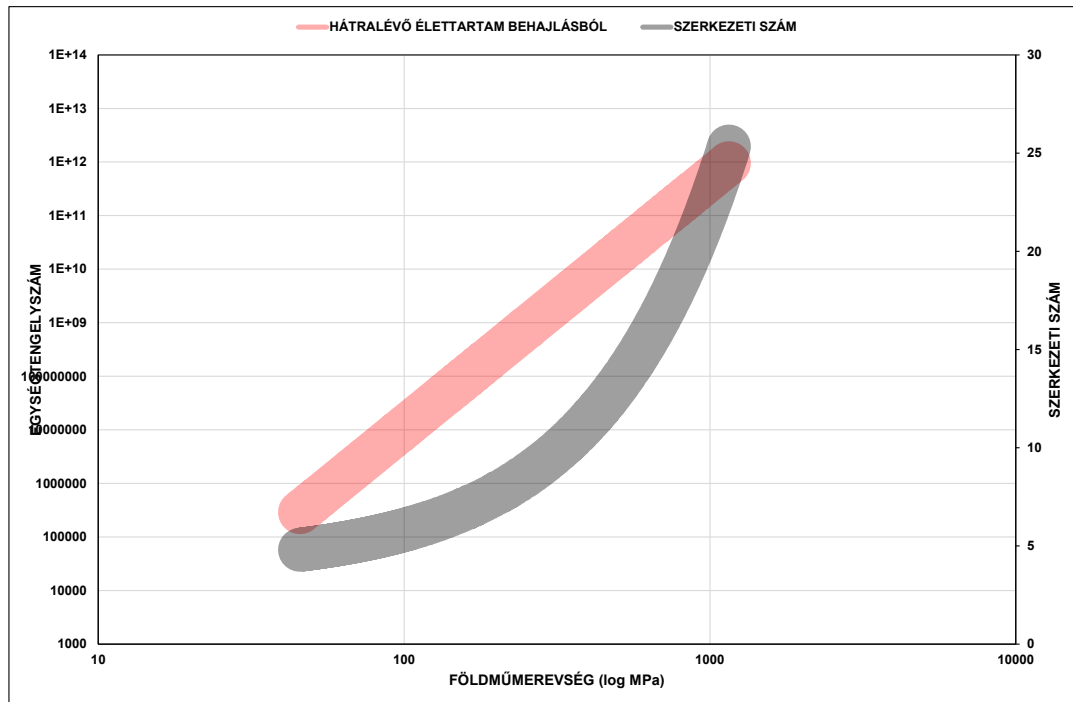
Ezen kritériumok döntő része értelmezhető kapcsolatban van a pályaszerkezetet alátámasztó földmű merevségével.

A szakmai közvélekedés ezt jellemzően **kézenfekvő** ismeretként tartja számon, a szerző tapasztalata szerint ez korántsem igaz.

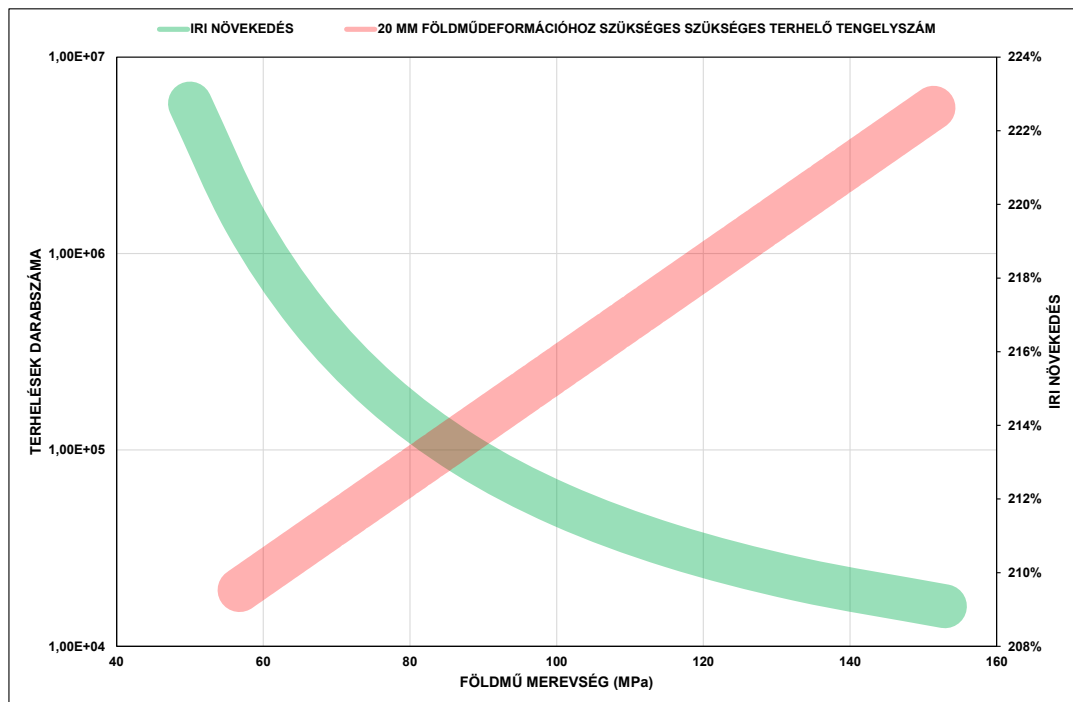
Néhány ilyen kapcsolat trendet a következő ábrákon tanulmányozhatunk, megjegyzendő, hogy a földműmerevségen túl valamennyi kritérium és/vagy a kapcsolat levezethető az FWD által szolgáltatott eredményekből.

A hátralévő élettartam [1], a földműmerevség a [2], a szerkezeti szám a [3] alatti hivatkozásoknak megfelelő, megjegyzendő, hogy a szerkezeti szám a HUMU [4] által lényegében már ismert fogalom.

A kapcsolatok ábrázolása (a vastag, homályosabb vonal) az áttételek és a sztochasztika által adott bizonytalanságot akarja jelképezni.



4. ábra: Használhatósági mérőszámok a földmú merevség függvényében.



5. ábra: IRI növekedés és földmúdeformáció a földmú merevségének függvényében.

Mindenesetre az ábrák a **kapcsolat létét** és hozzávetőleges alakját igazolják.

A szerző a fentiekkel a földmú/pálya rendszer szigorú összetartozását, a címben is kiemelt **elválaszthatatlanságot** kívánja hangsúlyozni, ezzel pedig az FWD által nyújtott **együttes** vizsgálat/értékelés lehetőségét.

1.3.2. EGY SZELLEMES (HOTHAN – SCHAEFER) KIÉRTÉKELÉSI MÓDSZER

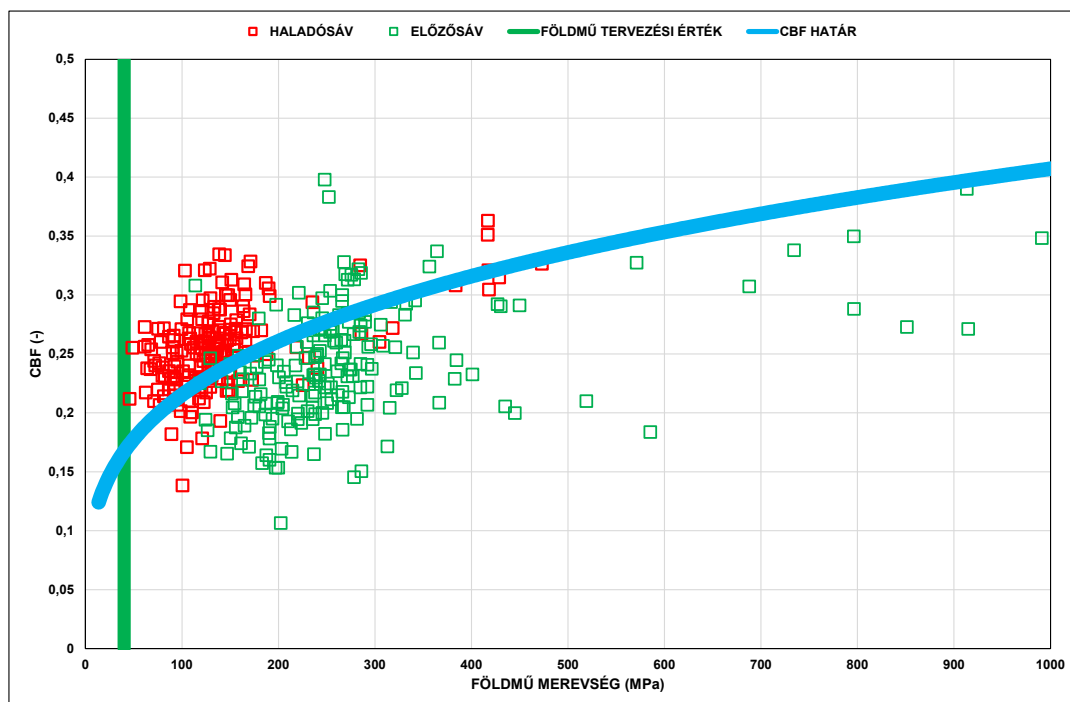
A módszer [2] grafikus kiértékelési formáját mutatom be a következő ábrán. A vízszintes tengelyen az 1200 mm – es szenzor behajlásérékéből számítható földmú merevség található (az eddigi bemutatott

földmúmerevségek ezzel azonos módon lettek számítva). A függőleges tengelyen a „pályaszerkezet merevség indikátor” (CBF, a központi és a 200 mm – es szenzor behajláskülönbségének a központi behajlással elosztott értéke) szerepel. Ez egyébként a 200 mm – es szenzornál értelmezhető görbülettel fordítottan arányos.

A diagramon fel van tüntetve a földmú merevség „határértéke” (az adott esetben 40 MPa) és a pályaszerkezet merevség határértéke, ami az aktuális CBF érték 0,4 hatványra emelve és egy konstanssal szorozva.

A koncepció tehát egy eljárásban vizsgálja a földmúmerevség/pályaszerkezet merevség kapcsolatot, megfelelő „beállítható” határértékkel.

Vizsgáljuk meg a módszert (amelynek minden inputja az FWD mérésből származik) először egy nagyforgalmú autópályaszakaszon, amelyen a vizuális felmérések a haladósávot lényegében tönkrementnek mutatták. (a szakasz a továbbiakban még több szempontból fog szerepelni).

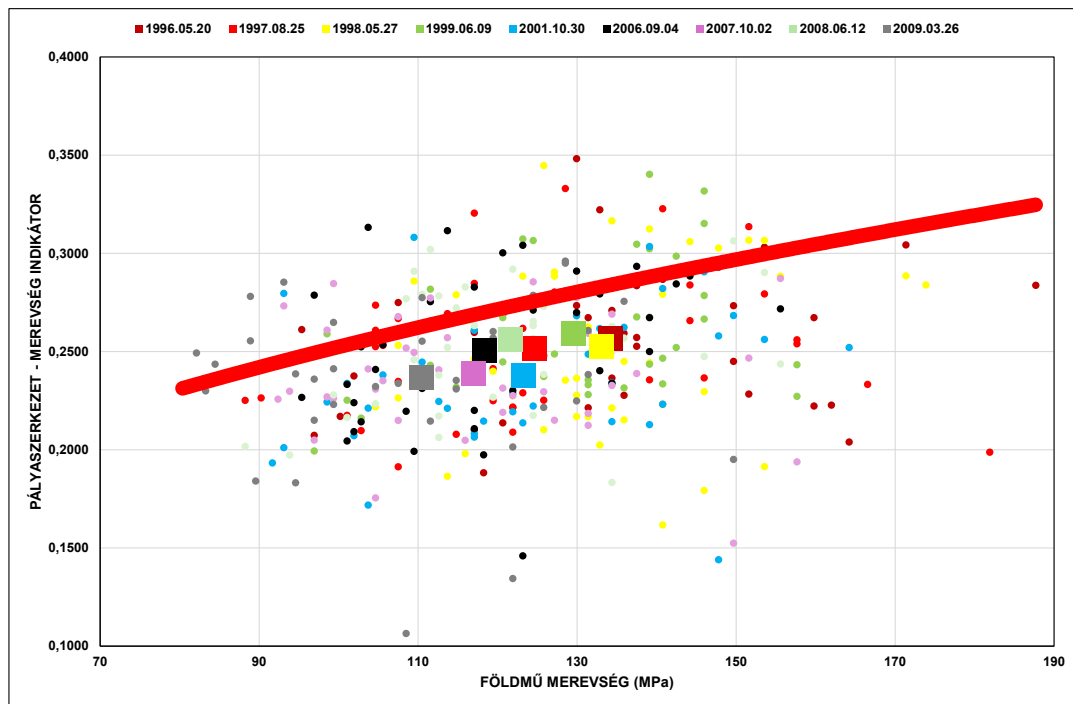


6. ábra: Pályaszerkezet és földmú értékelés Hothan/Schafer (H+S) módszerével.

A megjegyzések a következők:

- a módszer jól felismerhetően, határozottan megkülönbözteti a rossz állapotú haladósávot az előzősávotól, tehát kellően érzékeny
- a vizuális megjelenítés világos értékelést tesz lehetővé
- az eljárás nagyon alkalmas speciális, egyedi értékelések végrehajtására, a CBF érték nagyon könnyen alkalmazható az analitikus méretezésben is, illetve a határérték eseti körülményekhez is igazítható, ezt a későbbiekben még látni fogjuk.

Egy kisforgalmú útszakaszon végrehajtott idősoros elemzést vizsgálhatunk a következő ábrán.



7. ábra: Különböző időpontban történő mérések kiértékelése H+S módszerrel.

A következő megjegyzések tehetők:

- az ábrán 12 évnyi időterjedelem „története” látható az egyes mérési pont adatokkal és az időszaki átlagokkal
- a számítástechnika segítségével könnyűszerrel lehet az egyes adatokhoz számított valószínűségeket felvenni, amivel a szakasz állapota *választott* megbízhatósággal értékelhető

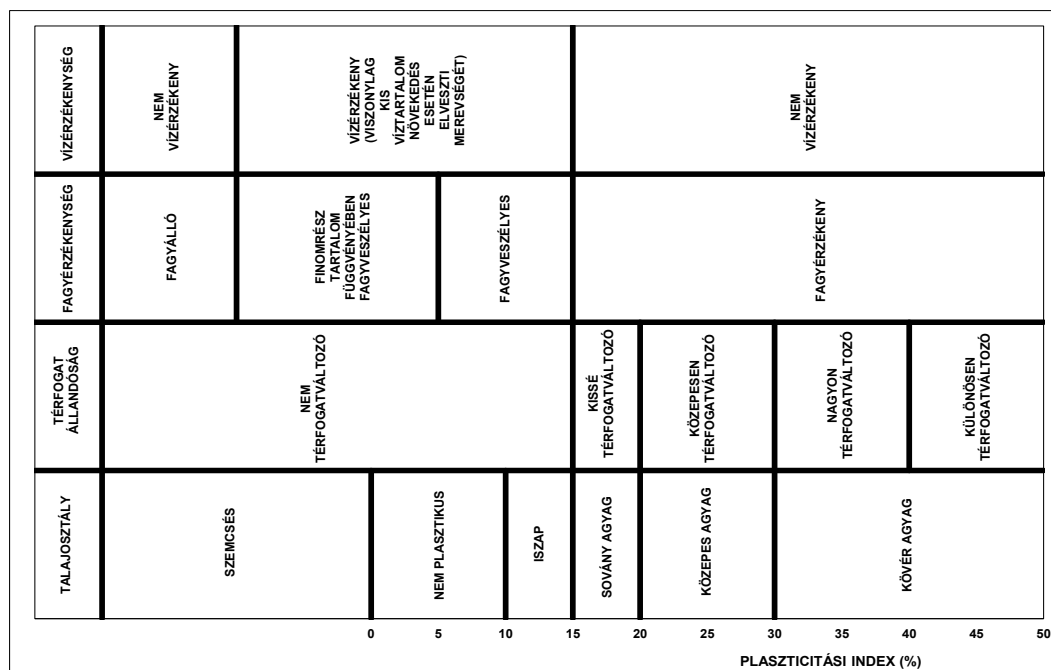
Természetesen itt is megvan a lehetőség, hogy más kritérium kerüljön alkalmazásra, ezáltal a pályaszerkezet gazdálkodás megalapozottabbá válhat.

2. FÖLDMŰ RÉSZLETESEBBEN

2.1. KIS KITÉRŐ

Ez az írás az FWD technológiáról szól, de, ha azt helyesen akarjuk használni, szükség van némi talajmechanikai- meteorológiai -ismeretre.

A következő ábrán egy összefoglaló látható a földművet potenciálisan alkotó talajfajták tulajdonságairól.



8. ábra: Földmű azonosítás és viselkedés.

A táblázat a földmű osztályozása és a használat során lényeges viselkedések kapcsolatát mutatja.

A földművel kapcsolatban – nem kis mértékben a tapasztalható klimatikus változások függvényében – a következő megállapítások tehetők:

- A földmű az út **leghosszabb** élettartamú része. Amíg a felső rétegek a fenntartás – felújítás eseményekkel évtizedes távlatokban érdemben változnak, a földművek kiterjedt tömegei akár évszázadokon keresztül is működnek, alapvetően általunk csak **korlátozottan** ismert törvényszerűségek szerint.
- a **meglévő** utak földműállapotairól csak **kivételes esetekben** vannak megbízható információink, ezért is hasznosak a föld és talajvízzel kapcsolatos adatbázisok [5]
- a változékonyabbá váló klímánk mi földrajzi szélességünkön biztosan minimálisra csökkennek a **fagykárak** kockázatai (a szükséges **tartósan** alacsony hőmérsékletű időtartamok évtizedek óta nem fordulnak elő)
- az **olvadási** (elnedvesedési) kár valószínűleg megszűnik (évtizedek óta nincs jelentős mennyiségű, viszonylag hosszú ideig megmaradó hó)
- a viszonylag hosszú ideig tartó csapadékos periódusok (téli) esélye erősen csökken, a **párolgási** intenzitások várhatóan nőnek, az aktuális földmű víztartalmak várhatóan **csökkennek**
- a talajvízszintek **tartós** csökkenése várható
- a fagyveszélyes/fagyérzékeny talajfajták nagy része ugyanakkor hajlamos a **térfogatváltozásra** és ennek klimatikus ágensei gyors elnedvesedés – kiszáradás (főleg az aszályos periódusok veszélyesek) viszont gyakoribbak lesznek, várhatóan **szaporodni** fognak az ezzel kapcsolatos pályaszerkezet károk [6].
- a földműtulajdonságok a meteorológiai hatások függvényében ciklikusan rövidebb időtávon belül is változnak, ezek prognosztizálására fejlett eljárások jelentek meg a legutóbbi évtizedekben, ezek magyar nyelvű ismertetését találhatjuk [7] – [8] alatt. Az eljárás alapvetően az új pályaszerkezetek esetében hasznos.

2.2. MEREVSÉGI JELLEMZŐK, MEGHATÁROZÁSUK

Hazai előírásaink [9] a földmű merevségét leginkább az annak tekintett réteg **felületén** végrehajtott, vagy az anyag **laboratóriumi** vizsgálat eredményével veszik azonosnak.

A valóságban ezek az eredmények leginkább a tervezési eljárásokban játszanak orientáló jellegű szerepet, a **valós** földműmerevségek **valós** körülmények között egészen más képet mutatnak.

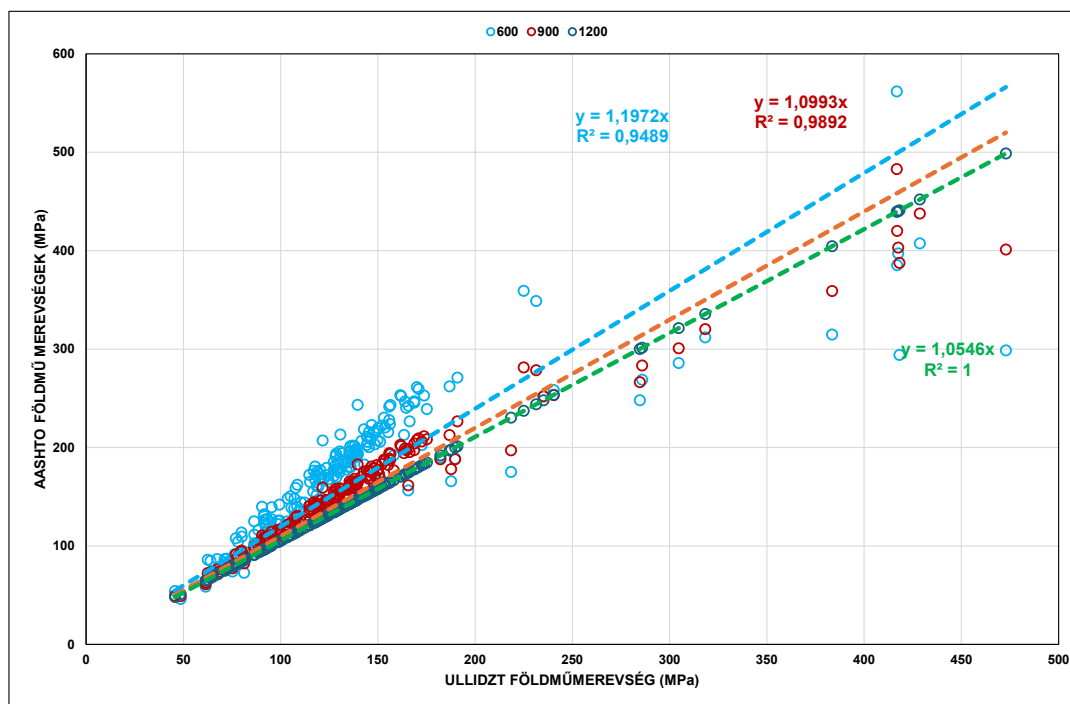
A **működő** építmények esetében a földműmerevség (vessünk egy pillantást az 1. ábrára) meghatározása hagyományos, **csak a felületen történő méréssel** nem lehetséges. Az FWD technológia viszont erre kiválóan alkalmas.

2.2.1. FÖLDMŰMEREVség FWD KÉSZÜLÉKKEL

Mindenekelőtt a legfontosabb kérdés az, hogy **melyik** FWD érzékelőn mért behajlást vesszük alapul a „földműmerevség” meghatározásához?

A [10] alatt számos eljárás tanulmányozható, látható, hogy a különböző műhelyek elég sokféle lehetőséget vizsgáltak.

Az 1. ábrát megnézve látható, hogy az a mélység, amitől a „földmút” értelmezzük az a konkrét felépítés függvénye.



9. ábra: Az AASHTO földműmerevségek és az Ullidzt – féle merevség kapcsolata.

A 9. ábrán tanulmányozható az Ullidztz [11] által javasolt (az 1200 mm-es szenzor adataiból számítható) földműmerevség kapcsolata az AASHTO ajánlott képleteiből következő merevségértékekkel, jól látszik, hogy ebben az esetben a **legsorosabb** a kapcsolat, ezért is ezt az értéket használtuk, illetve használjuk.

2.2.2. CBR ÉRTÉK

A talán legrégebbi, de biztosan a legelterjedtebb földmű merevségi mutató a CBR [12] amely a hazai méretezési szabályzatnak is alapja.

A mutató az USA, Kanada, Ausztrália, Dél-Afrika, Új-Zéland mellett Kínában is nagymértékben használatos.

Alapvetően laborkörülmények között vált ismertté, van helyszíni meghatározási lehetősége. újabban a dinamikus kúpos verőszondával (DCP) nagyon könnyen lehet a helyszínen is meghatározni.

Külön azért érdemes kicsit foglalkozni vele, mert hatalmas mennyiségű tapasztalat és elég gyakorlatias szakirodalom áll rendelkezésre, továbbá az angolszász méretezési eljárásokban alapvető jelentősége van.

A 10. ábrán a [13] alatt ismertetett eljárás és annak összehasonlításban szereplő további módszerek eredményeit foglaltuk össze.

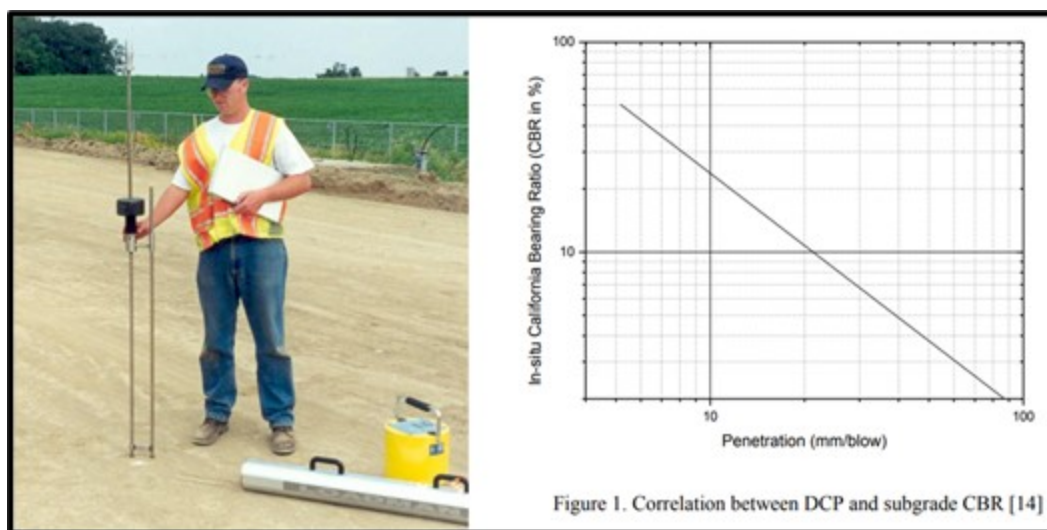
Valamennyi módszernél a CBR értéket a DCP kúpos verőszondával állapították meg a 9. ábra szerinti összefüggés alapján.

A földműmerevség értéket pedig FWD mérésekből határozták meg.

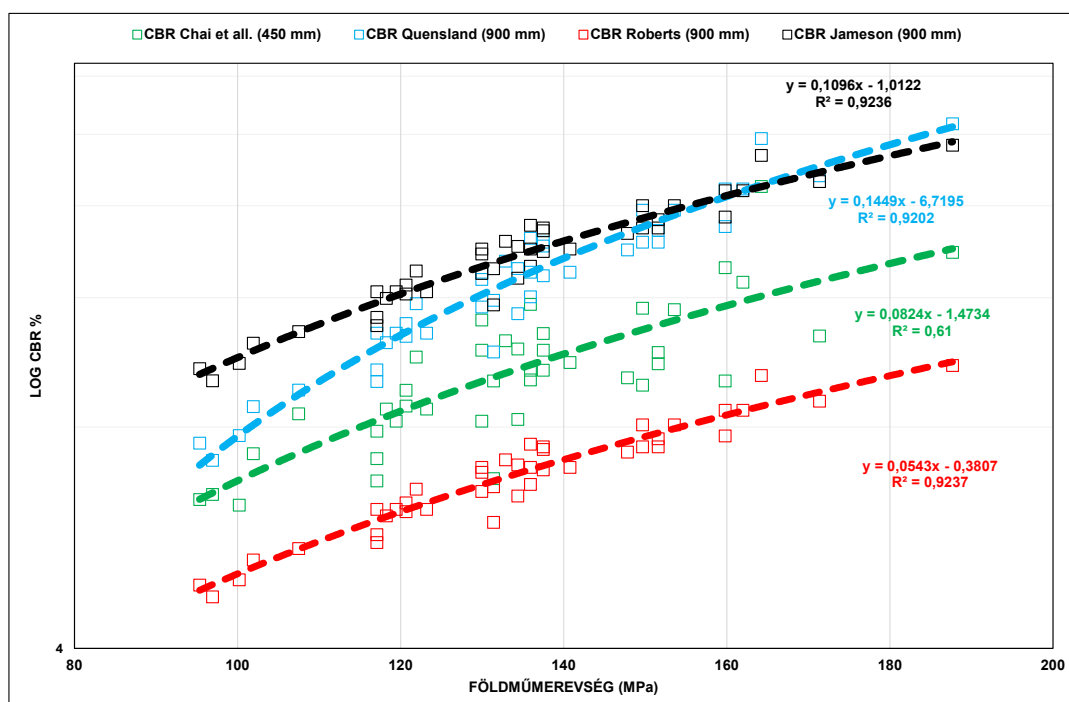
Jól látható, hogy az erősebb összefüggések a 900 mm – es szenzornál adódtak.

Külön felhívjuk a figyelmet, hogy a DCP szonda nagyon egyszerűen kezelhető (akár fűrólyukból is) léteznek kisgéppel üzemeltethető változatai, amelyekkel mintavétel is lehetséges, ezzel kérdéses esetekben az FWD mérésekhez nagyon értékes kiegészítések nyerhetők.

A szerző véleménye szerint célszerű lehetne a rendszeres behajlásmérések analógiájára ezzel a készülékkel aktuális földműmerevség vizsgálat és talajazonosító vizsgálat, amelyeket egy pályaszerkezet esetében (homogén szakaszon) csak **egyszer** kellene elvégezni, ezáltal az országos hálózaton adattárba rögzíthető értékek keletkeznének, amelyek még **a felújítási döntés megalapozásához** is használhatók lennének.



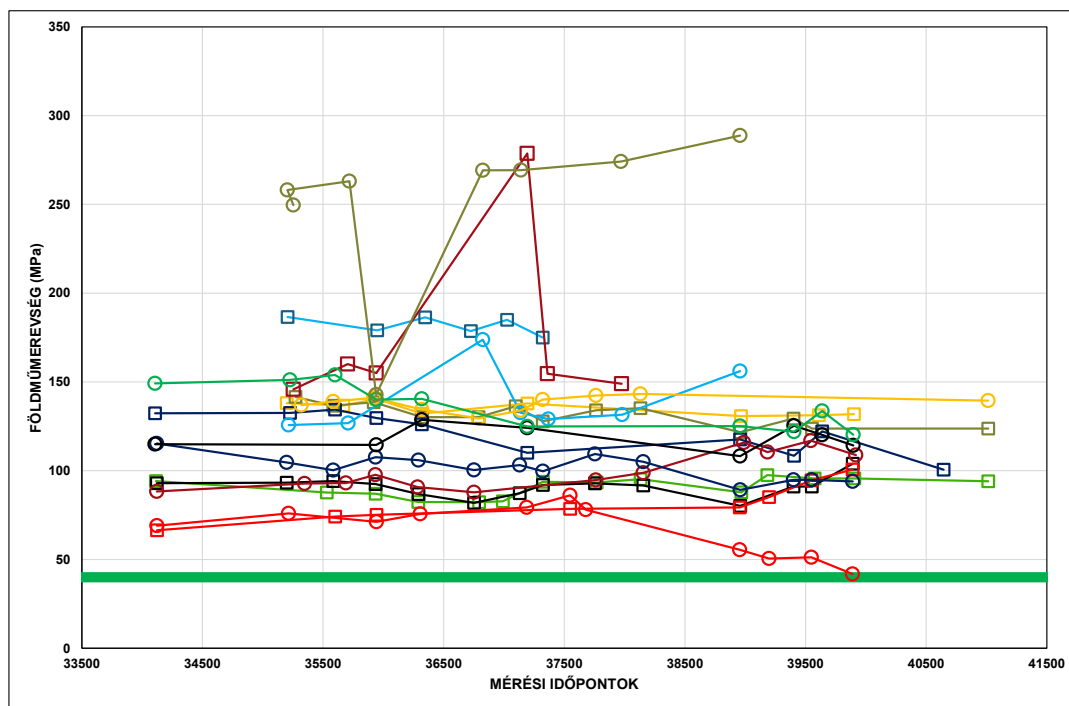
10. ábra: CBR értékmeghatározás DCP szondával.



11. ábra: CBR érték és az Ullidzt földműmreveség kapcsolata.

2.3. VALÓS FÖLDMŰMEREVSÉGEK

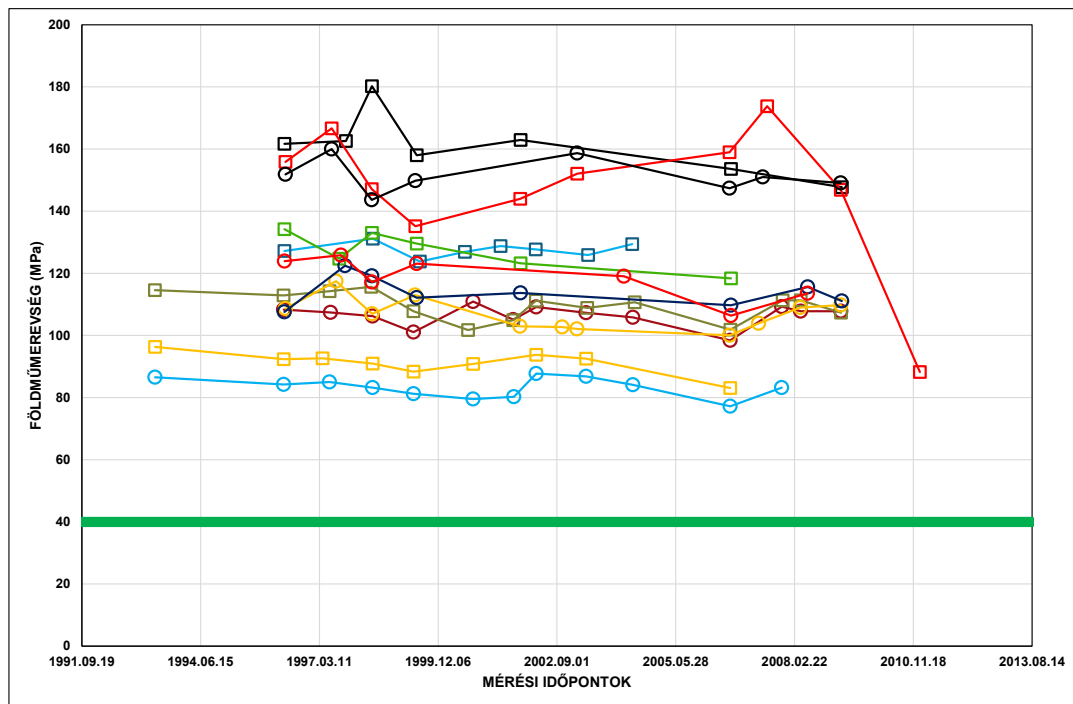
Vizsgáljunk meg egy – viszonylag reprezentatívnak tekinthető – halmazt a földműmreveségek változása szempontjából.



12. ábra: Hazai főutak földműmreveségeinek idősorai.

Ismeretes, hogy a hazai úthálózaton az állapotfelmérési rendszerességen túl léteznek ún. etalonszakaszok [14], amelyeknek tulajdonságait tudományos alapossággal vizsgálják.

Ezen halmazból lett kiválasztva 16 főút és 12 mellékút (szakaszonként 41 mérési pont, átlagosan 10 mérési időpont).



13. ábra: Hazai mellékutak földműmreverségeinek idősorai.

Megvizsgálva először a főutak eredményeit a következő megállapítások tehetők:

- Egyetlen mérési időpontot egy szakaszon leszámítva a földműmreverségek **lényegesen** nagyobbak, mint a feltüntetett, a tervezésnél használt minimumkritérium
- Meglepően szűk sávban – kis szórással - helyezkednek el az eredmények a különböző utakon
- Hosszú időtávon az eredmények meglehetősen egyenletesek

A főutak esetében tett megállapítások a mellékutak esetében is fenntarthatók.

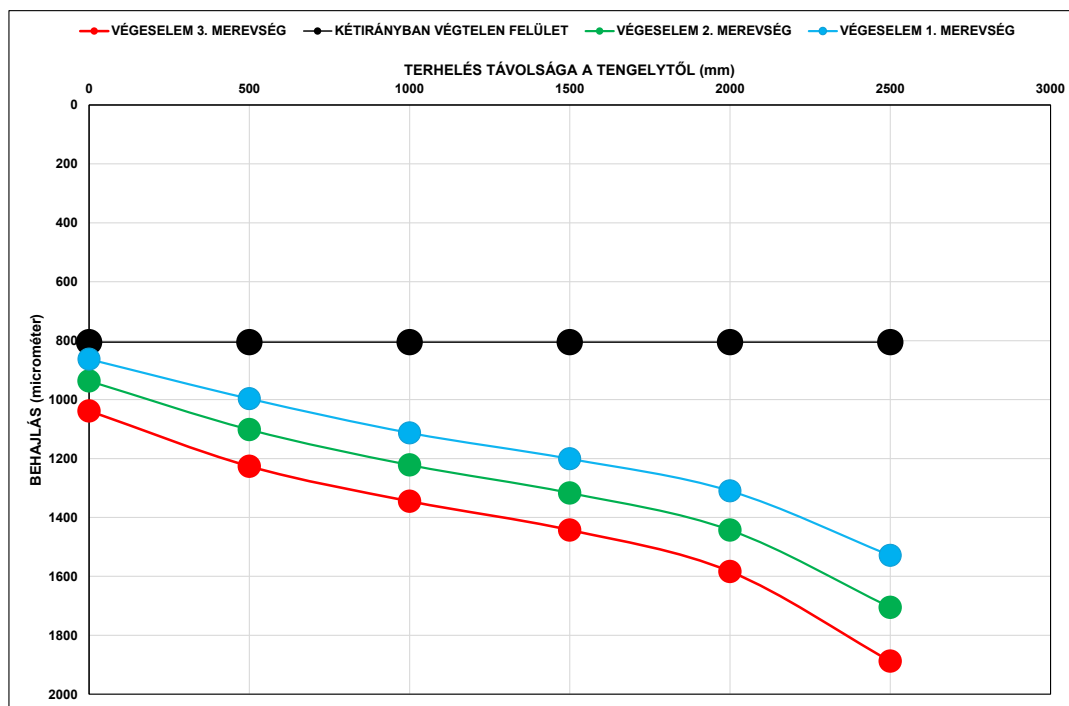
Ezek a megállapítások **nagymértékben** eltérnek a szakmai közvélekedéstől (ami nem feltétlenül támaszkodik megbízható információkra) ezért a következő pontban megvizsgáljuk a kérdést.

2.4. FÖLDMŰ (ÉS PÁLYASZERKEZET) MEREVSÉG KERESZTIRÁNYBAN

Az előző pontban bemutatott földműmreverségértékek szokatlan voltának több oka is van, amelyek jórészt összefüggenek a terhelésnek a tengelytől (burkolatszélről) való távolságával.

2.4.1. SZILÁRDSÁGTANI MODELL KÉRDÉSE

Az analitikus pályaszerkezet méretezésnél a használt számító programok döntő része vízszintes értelemben kétirányban végtelen modellt tételez.



14. ábra: Véges szélességű pályaszerkezet számított behajlásai keresztirányban.

Pályaszerkezeink ugyanakkor keresztirányban ettől *érdemben* eltérően viselkednek.

A 14. ábrán egy 6 m széles pályaszerkezet terhelés alatti behajlásai láthatók egy egyszerűbb véges elemes programmal számítva.

Jól látható, hogy a behajlások *jelentősen* eltérnek a kétszer végtelen modelltől és erősen függenek a pályaszerkezet merevségétől is.

Az FWD készülék a mérés során természetesen a valós viselkedéshez hasonló eredményt ad, de jól látható, hogy a mérés keresztirányú elhelyezkedése nagymértékben befolyásolja az eredményt.

2.4.2. KERESZTIRÁNYÚ MEREVSÉGEK FWD MÉRÉSBŐL

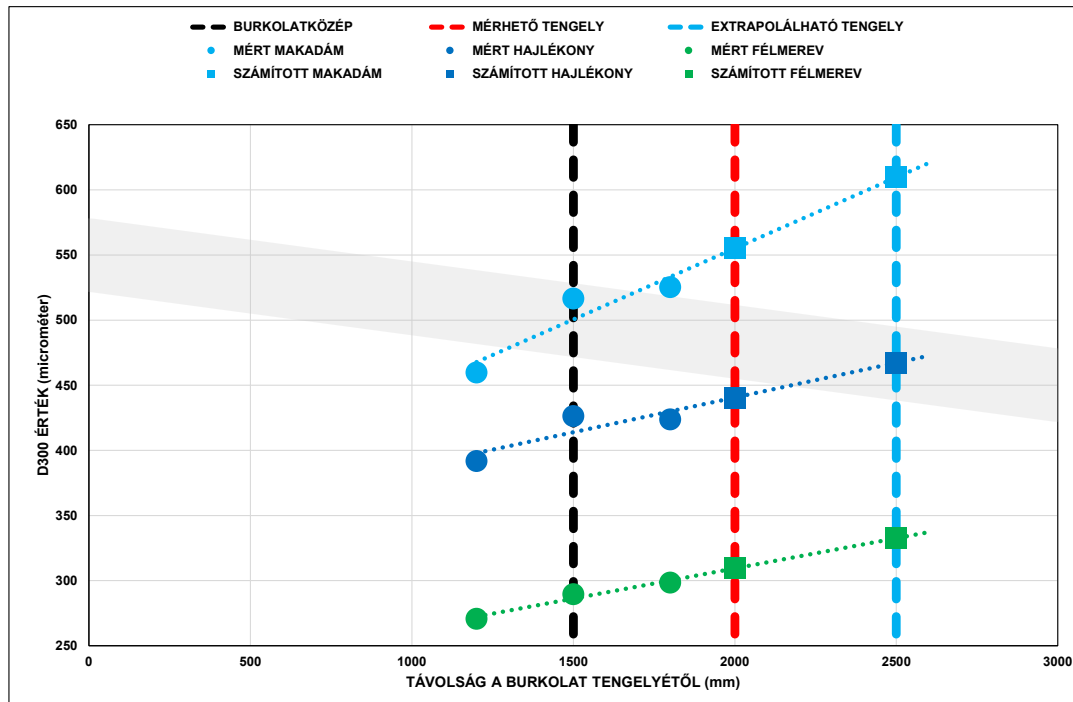
Érvényes előírásunk [15] az FWD behajlásmérés keresztirányú elhelyezkedésére a következőt mondja: „Általános előírásként szolgálhat, hogy a mérést a burkolat szélétől kb. 0,8 – 1,2 méterre eső vonalban kell elvégezni.”

A hazánkban járatos FWD készülékek utánfutón helyezkednek el, ezek szélessége kb. 1700 mm., ez *reálisan* a burkolatszélétől 1000 mm mérési távolságot tesz lehetővé.

Tapasztalataink azt mutatják, hogy a gyakorlatban – *kellően erélyes utasítás hiányában* – a mérést a sáv közepén végzi a személyzet.

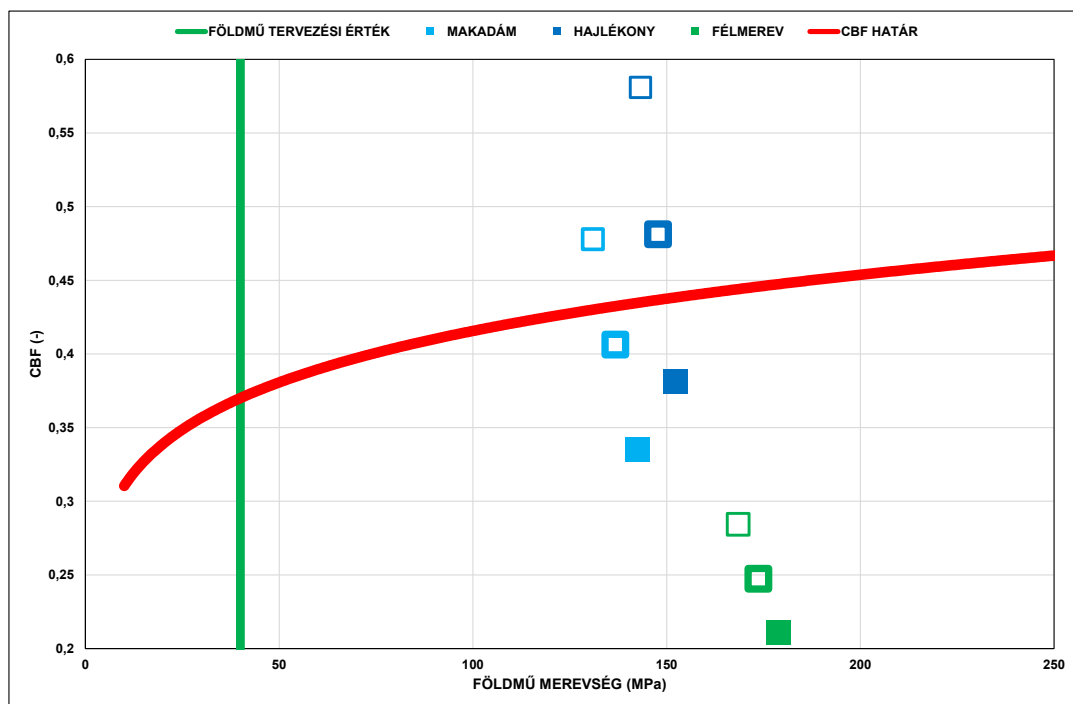
Vizsgáljuk meg egy, keresztirányban a tengelytől 300 – 300 mm távolságban lévő szenzorral rendelkező eszközzel végrehajtott mérés adataival a keresztirányú merevségek változását.

Három, rendre makadám, hajlékony, félmerev csoportba sorolható, 6,0 m burkolatszélességű, homogén szakaszon a D_{300} behajlások (átlag) értékeit, illetve ezek extrapolált értékeit tanulmányozhatjuk a 15. ábrán.



15. ábra: Különböző pályaszerkezetek keresztirányú behajlásértékei a 300 mm – es szenornál.

Ezekből az értékekből – közelítő eljárással – lehetséges számítani a Hothan – Schaefer értékeléshez szükséges paramétereket, ezt láthatjuk a 16. ábrán.



16. ábra: Az előző pályaszerkezetek H+S kiértékelése keresztirányban.

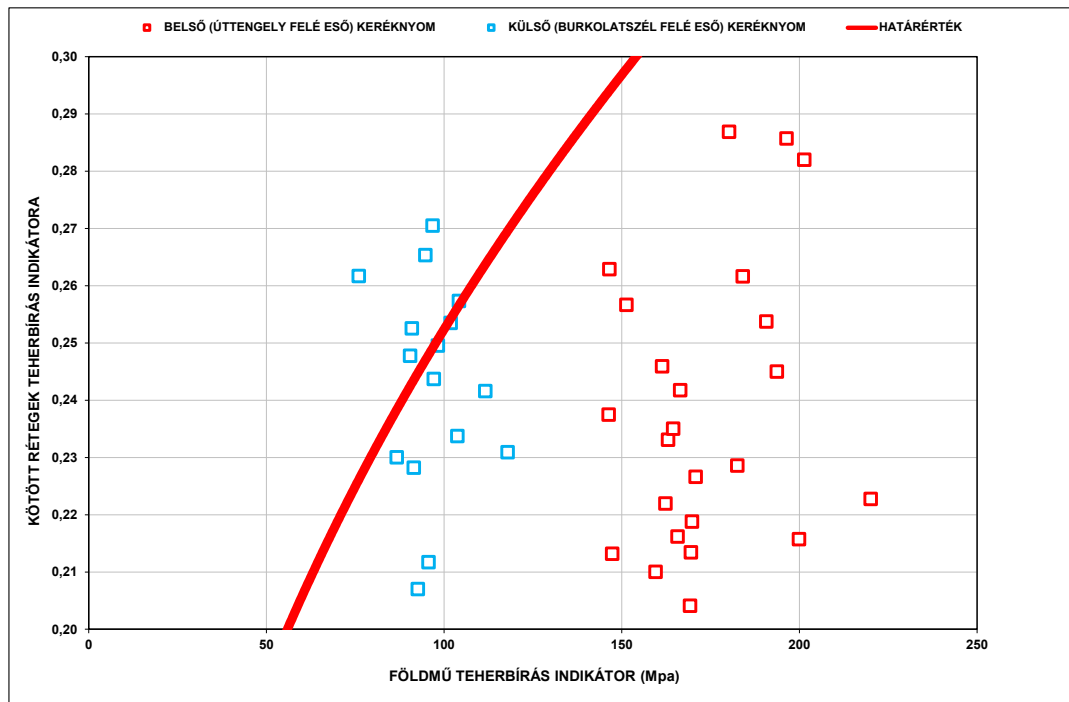
A következőket lehet megállapítani:

- a földműmerekvségek lényegében *függetlenek* a burkolatszél távolságtól
- a CBF érték (pályaszerkezet – merevség indikátor) a burkolatközéptől a szél felé egyértelműen *csökkenő* merevséget mutat (kitöltött jelölőtől a vékonysegélyű jelölőig)

Azaz a mérés tengelyének távolsága az úttengelytől lényeges kérdés, amit érdemi módon *szabályozni* kell, természetesen a mérés céljának függvényében.

2.4.3. KERESZTIRÁNYÚ NEDVESSÉGTARTALOM

Egy nagyforgalmú főúton – a felújítás után néhány évvel – a szelvény szerinti bal oldalon jelentős mennyiségű repedés keletkezett, érzékelhető deformációkkal, kátyúkkal. Az elvégzett FWD mérések alapján a következő Hothan – Schaefer kiértékelés történt.

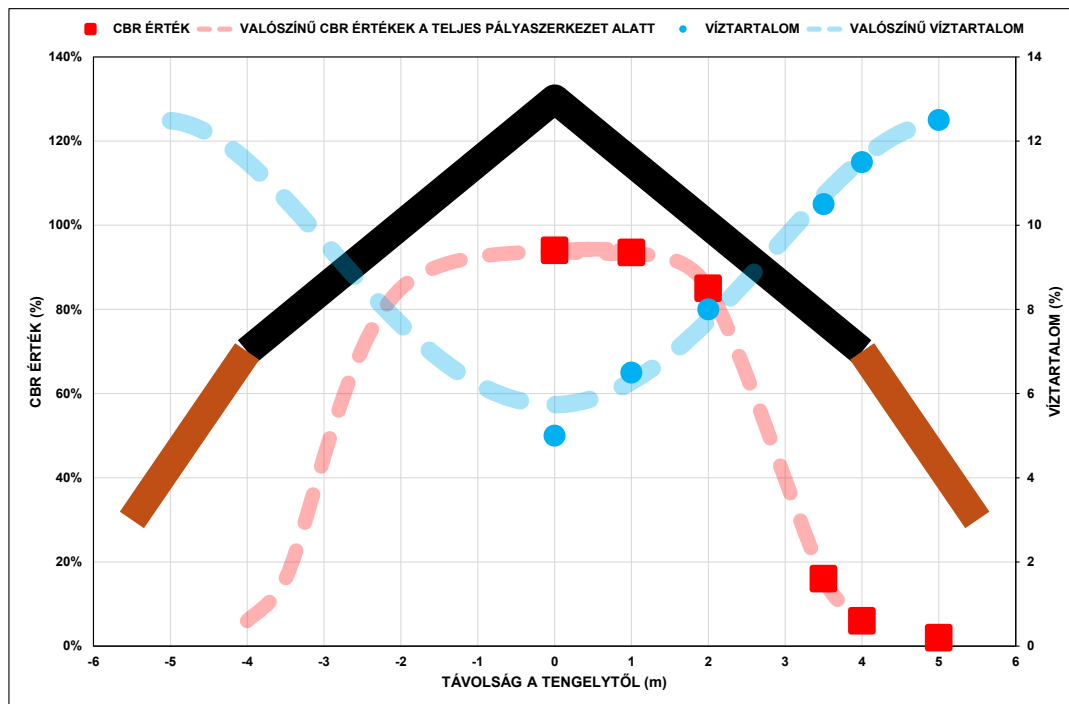


17. ábra: Tapasztalt keresztirányú kötött réteg merevségek H+S kiértékelése keresztirányban.

Jól felismerhető, hogy az azonos nagyságrendű kötött réteg indikátorok mellett a földműmerevség értékek *szignifikánsan* különböznek a burkolatszéltől való távolság függvényében, a külső kötött indikátorok a határértéken túl esve magyarázzák a hibákat.

A keresztirányban – burkolatbontás után – végrehajtott CBR vizsgálatok eredményét tanulmányozva a 18. ábrán egy nagyon érdekes eloszlást látunk *keresztirányban*.

Megállapítható, hogy a keresztiselvényben a földmű víztartalma és ezzel együtt a merevsége eltérő.



18. ábra: Földműmreverségek tapasztalt értékei keresztirányban.

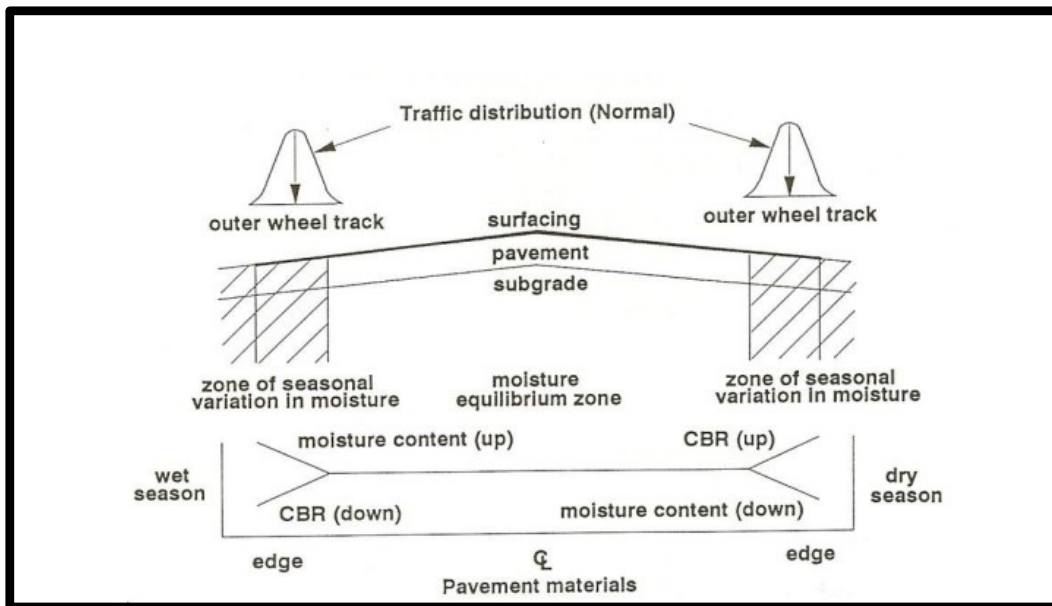
Ilyen jelenségeket már viszonylag régen megfigyeltek és feljegyezték, a jelenlegi szakmai konszenzust, a jelenség magyarázatát, továbbá a földmű víztartalomváltozások következményeinek modellezési lehetőségeit a [16] és [17] szakirodalmak tartalmazzák.

A számunkra fontos megállapítások a következők:

„A kutatók kimutatták, hogy a burkolatok alatti nedvességtartalom az építés után néhány évvel elér **egy egyensúlyi állapotot**. A nedvességtartalom szezonálisan még mindig ingadozhat az egyensúlyi nedvességtartalom körül. Ez az ingadozás két esetben lehet jelentős: a hideg régiókban a téli fagy és a tavaszi olvadás időszakában, valamint amikor a talajvízszint a talajfelszíntől körülbelül három lábnyira van. Ha ez a két eset valószínűtlen, mint a legtöbb esetben a száraz és félszáraz régiókban, az egyensúlyi nedvességtartalomra gyakorolt szezonális hatások jelentéktelennek tekinthetők, ha a vizsgált pont 3-6 lábra van a burkolat szélétől.”

A [18] alatt AAA. Molenaar a fenti idézethez a 19. ábrán látható képi magyarázatot fűzi.

Összefoglalva megállapítható, hogy a földmű időjárásfüggő merevségváltozása egy viszonylag jól meghatározható sávban jelentős, ami a tapasztalt viszonylag magas és kis szórású földműmreverségekre kielégítő magyarázatot ad, főleg, ha mint már említettük, tudjuk, hogy a mérések a forgalmi sáv közepén történtek.



19. ábra: Az egyensúlyi nedvességtartalom zóna a pályaszerkezet alatt.

Ezek után csak egy kérdés marad, melyik az a meteorológiához *is* kapcsolható helyzet, ami a szélső sávban erősen változó, adott esetben kritikusan rossz *víz tartalom/földműmerektség* konstellációt hozza létre.



20. ábra: Burkolatszél térségi elnedvesedés valós okai.

Megvizsgálva a 20. ábrát és némi tapasztalatok alapján elég határozottan állítható, hogy ez egy keresztmetszet *tervezési* és/vagy *üzemeltetési* probléma.

Föld, vagy szemcsés anyagú padkáink egyrészt vízáteresztők, másrészt hajlamosak a „felhízásra”, ezáltal a burkolatra hulló csapadék *nem jut el* a vízelvezető rendszerbe, hanem a földműbe beszivároghatva annak merevségét csökkenti.

Itt térünk vissza az 1.2 pont alatti tapasztalt burkolathibákhoz, amelyek léte nyilvánvalóan összefüggésben van az itt ismertetett jelenséggel.

Összefoglalva a következő megállapítások tehetők:

- a pályaszerkezet jelentős része alatt a víztartalom – és ebből következően a földműmerekesség – viszonylag állandónak tekinthető
- **a kritikus** (burkolatszélről számítva 0,9 – 1,2 m széles sávban a nedvességtartalom változik és ebből következően a földműmerekesség is
- ebben a sávban a használatos FWD készülékek nem, vagy csak korlátozottan tudnak reprezentatív módon pályaszerkezet és földműmerekességet vizsgálni
- ha ez utóbbi feltétlenül szükséges a burkolatszélnél az FWD eszközökről szóló cikkben bemutatott kézi berendezéssel, esetleg DCP szondával megállapítható a földműmerekesség
- erősen megfontolandó, hogy a padka vizet át nem eresztő kivitelben készüljön el (lényegében szélesítést célszerű készíteni), mert a fenntartási gyakorlat az **elnedvesedést nem tudja megakadályozni**.

2.5. FÖLDMŰ ÖSSZENYOMÓDÁS

A földmű maradó alakváltozásainak kérdése az esetek túlnyomó részében az új pályaszerkezet méretezés esetén fordul elő. A 3. ábrával kapcsolatban már említve volt, hogy a tapasztalható deformációk jelentős része nem aszfaltra vezethető vissza és a szerző személyes tapasztalatai alapján is nagyobbak ítéli a problémát.

Az új méretezések (ritkás) **valós** számításai (leggyakrabban típus – pályaszerkezeteket alkalmazunk) is általában kielégítő eredményeket mutatnak itt gyakorlatilag kizárólag mindhárom irányban végtelen szerkezetet számítunk.

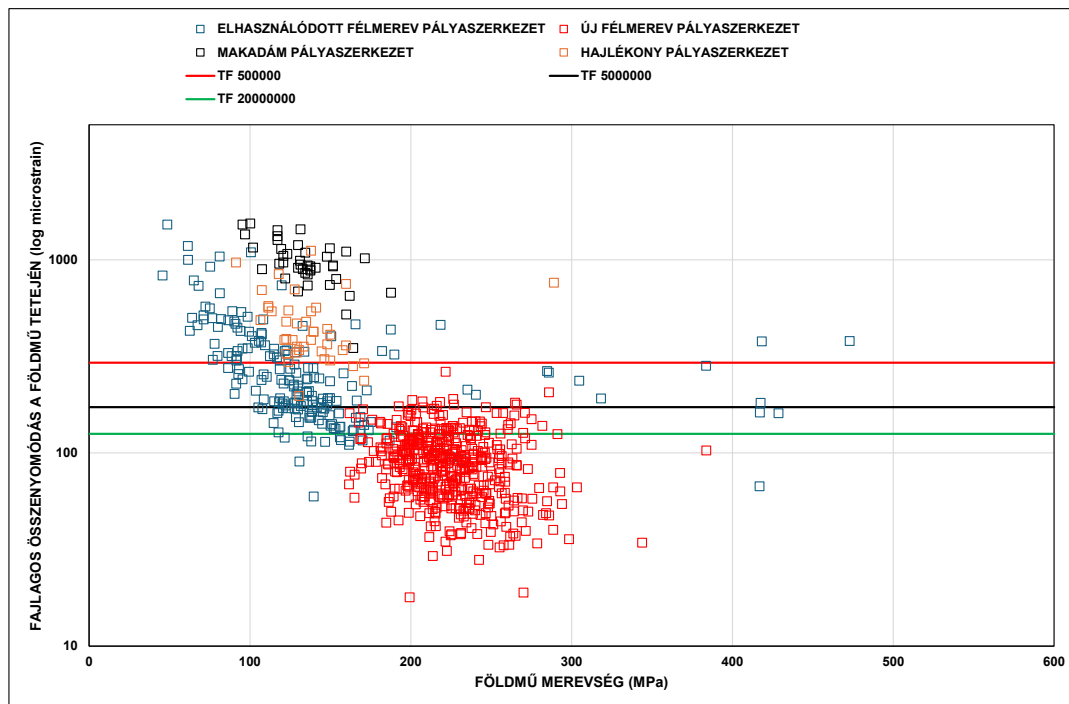
A valós szerkezeti modell (lásd a 14. ábrát) ugyanakkor **jóval nagyobb**, a földmű felszínén értelmezhető fajlagos összenyomódást ad eredményül, így a [19] alatti munka is.

Ez a kutatás keresztirányban korlátozott méretű pályaszerkezeteket számolt véges elemes módszerrel.

Az így meghatározott, a BDI teknőparaméter függvényében számítható összenyomódások láthatók különböző pályaszerkezeteken a 21. ábrán.

Vegyük észre, hogy az új állapotú félmev (autópálya) pályaszerkezet az egyetlen, ami a hazai érvényes összenyomódási határértéket (nem teljesen) kielégíti.

Vegyük azt is figyelembe, hogy a földműmerekességek értékei minden esetben döntően meghaladják a tervezési határértéket, azaz **alapvetően kielégítő földműveken van** ez az összenyomódási hiátus.



21. ábra: Számított földmő összenyomódások különböző pályaszerkezeteknél.

A kérdést itt tovább nem taglalva felhívjuk a figyelmet ezen tönkremeneteli potenciál vizsgálatának lehetőségére.

3. PÁLYASZERKEZET ÉS AZ FWD TECHNOLÓGIA

A pályaszerkezeteket különböző célokkal vizsgáljuk az FWD készülékkel, ezek közül a legfontosabbak a következők:

- pályaszerkezet használati tulajdonságainak meghatározása
- pályaszerkezet felújítást megelőző vizsgálatok
- minőségellenőrzési célok

Mindegyik, itt felsorolt cél megfelelő eléréséhez feltétlenül szükséges a vizsgálatok pontos meghatározása (mikor, hol, milyen gyakorisággal stb.) ami valamilyen szabályozott feltételrendszer meglétét teszi szükségessé.

3.1. HASZNÁLATI MÉRŐSZÁMOK

A közutas szakma sok évtizede használ és keres egyre újabb használati mérőszámot, ami a pályaszerkezetre jellemző. A „teherbíróképességet” jellemző mérőszámokról a [20] alatt olvashatunk.

Az FWD készülék alkalmas számos a szakirodalomban felsorolt mérőszám (jellemző) mérésére.

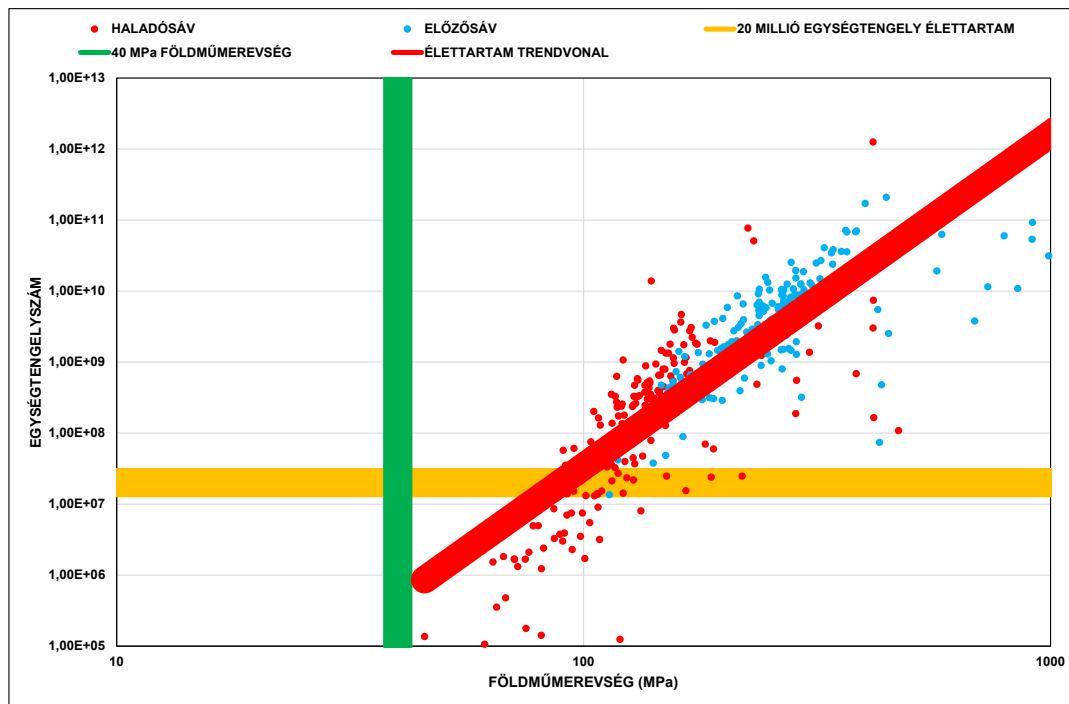
A lehetséges használati mérőszámok közül a pályaszerkezet **teherbíróképességének** jellemzésére alkalmas mérőszámok közül néhány kerül bemutatásra.

3.1.1. HASZNÁLATI MÉRŐSZÁMOK PROBLÉMÁI

3.1.1.1. A HÁTRALÉVŐ ÉLETTARTAM, MINT MÉRŐSZÁM

Hazai gyakorlatunk a központi behajlásból számítható hátralévő élettartamot használja mérőszámként.

Vizsgáljuk meg egy nagyforgalmú meglévő autópályaszakasz számítható értékeit.



22. ábra: Központi behajlásból számítható hátralévő élettartamok.

Az ábrán a 6. ábrán már megismert szakaszt láthatjuk, ugyanakkor az (elvileg) levonható következtetések egészen mások, a kép egy nagyrészt még jelentős hátralévő élettartamot mutató szakaszt ábrázol.

A levonható következtetések az alábbiak:

- a szakaszon kiváló földműteherbírás tapasztalható, a központi behajlás pedig nagymértékben érzékeny erre, alacsony értéket mutat
- a Hothan/Schäfer értékelés pályaszerkezet indikátora alapvetően érzékenyebb és ennek megfelelően valósabb képet mutat, mint a behajlásból a hatványfüggvénnyel erősen túlzó élettartamot adó behajlás
- felismerhető, hogy a kapcsolat az élettartam és a földműmrevség között meglehetősen erős

Összefoglalva megállapítható, hogy alkalmazott mérőszámunk **nem képes** a valóságot kellően leírni, ezért célszerű lenne újat kidolgozni.

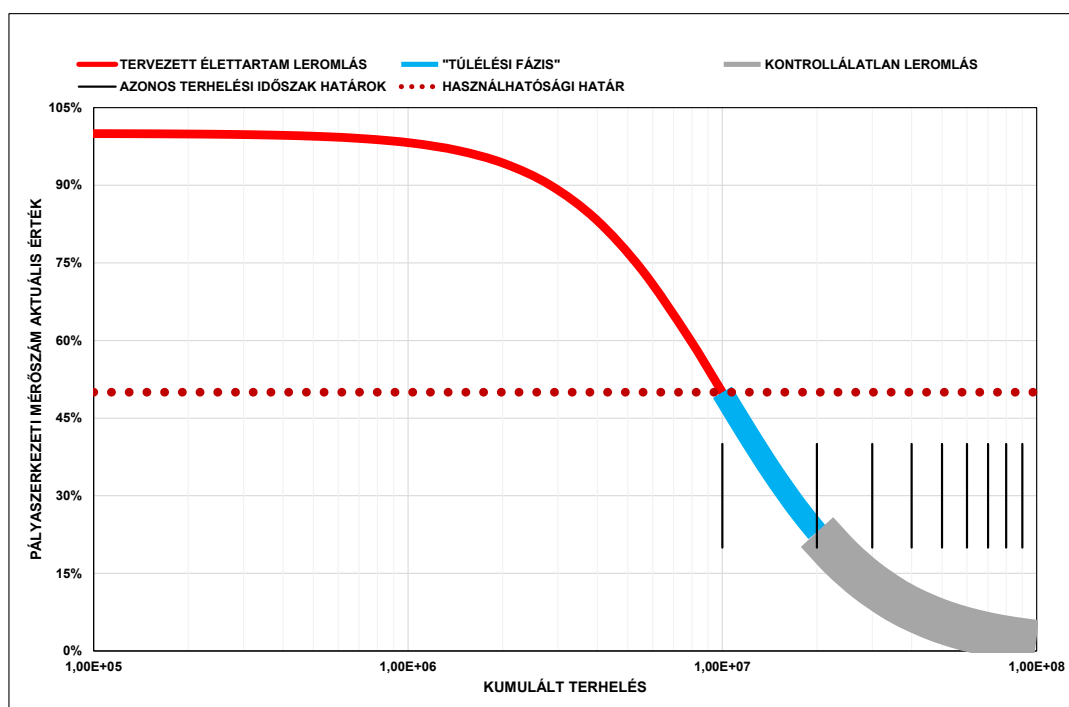
3.1.1.2. A MÉRÉSI EREDMÉNYEK KORRIGÁLÁSA ÉS A HOMOGENITÁS KRITÉRIUMA

A [14] alatt említett, az etalonszakaszokra vonatkozó kutatás eredményei közül [21] szerint a leromlási mérőszámokról beszélve megállapítja, hogy „*kivételnek a pályaszerkezet teherbírás bizonyult, amelynek idősora határozott „romló” trendet nem mutatott, hanem gyakran – beavatkozások hiányában is – „megmagyarázhatatlanul”, az egyik évről a másikra a mért értékek javultak*”.

A megállapításban foglaltak valós problémák és mivel a használati mérőszámok funkciója a kellően **megbízható** jellemzés és előrejelzés a továbbiakban erről lesz szó.

- a pályaszerkezetek leromlásáról

A leromlási folyamatot vizsgáljuk meg először, a következő ábra segítségével.



23. ábra: A pályaszerkezet leromlás és annak fázisai.

Az ábrán látható görbe egy *fáradási* függvény, amely a valóságot valamilyen matematikai eszközzel modellezi.

A valóságban a folyamatot befolyásoló tényezők (terhelés, anyagtulajdonságok, meteorológia stb.) mind csak sztochasztikusan írhatók le, ráadásul az *első* repedés után az érvényes szilárdságtani modell is „elveszti” determinisztikusságát, azaz a leromlás *végbemenetele* nagymértékben véletlenszerű eseményektől függ.

Ebből viszont következik, hogy az *észlelés* lehetősége is az előzőekben felsoroltak függvénye.

A valós pályaszerkezetek esetében a leromlási görbét a szerző (tapasztalatai alapján) három részre bontotta.

Az „új” állapot egy érdemi hosszúságú „változatlanyságot” mutató periódus után az élettartam végéig (pl. a kötött rétegek merevségének 50% - ra való csökkenése) viszonylag jól regisztrálható változási lépcsőkkel rendelkezik, azaz érdemben megfigyelhető.

Hazai gyakorlatunkban a tervezett „élettartam” tízszeres túllépése sajnos a realitás, az első túllépési időszakot lehet „túlélési” fázisnak nevezni, amikor a véletlenszerű folyamatok az elméleti leromlással még korrelálnak, azaz a leromlás megfigyelése már rosszabb esélyekkel, de lehetséges.

Az ezután következő időszakban az események már jellemzően nincsenek kapcsolatban az elméleti leromlással, a folyamatok kontrollálatlanok.

Ez a rövid eszmefuttatás azért készült, hogy rávilágítson a megfigyelendő folyamat nagymértékű bonyolultságára és ezért a megfigyelés szabályozottságának szükségére.

Ennek a kérdésnek részletes taglalása szétfeszíti ezen írás kereteit, ezért a továbbiakban csak néhány szempont megemlítésére szorítkozunk.

- a mérés célja

Természetesen lehetséges hálózati szinten kialakítani a mérőszám változás megfigyelésének rendszerét, de ez óriási előkészítő munkát jelent.

A szerző arra lát esélyt, hogy egyes esetek kerüljenek részletes vizsgálatra, pl. egy új pályaszerkezet típus bevezetése esetén

- a mérés frekvenciája

Lényegében mindig célszerű lenne a „ T_0 ” állapot felvétele, azaz az új (felújított) állapot rögzítése. Ez egyben lehetőséget ad a teljes létesítmény homogén szakaszainak *első* meghatározására.

Ennek ismeretében a **homogén** szakaszokon meghatározható a **szükséges** behajlásmérések száma és a **tervezett** ismétlések időpontjai is (első közelítésben javasolható az évenkénti ismétlés, a későbbiekben az eredmények ismeretében ez a frekvencia csökkenthető).

- a mérés helyei

Mindenekelőtt tisztázni kell, hogy a kiválasztott mérőszámot a szakasz **azonos pontjain** akarjuk (kísérjük meg) az ismételt mérésekkel meghatározni, vagy az ismérv **eloszlásának** változását vizsgáljuk. Mindkét eljárás lehetséges, de a mérésre vonatkozó szabályozás erősen különbözhet.

Gyakorlatunk megpróbálja az azonos ponton való mérést, de ehhez a **keresztirányú** mérés vonal pontos és szigorú előírásán túl a szakasz kezdőpontjának **stacionálása** szükséges ezekkel jó eséllyel megközelíthetjük az „azonos mérési pont” elvét.

- terhelés

Szigorúan meg kell határozni a terhelő erőt, ez legyen 50 kN. Az etalonszakaszok esetében előfordultak lényegesen nagyobb terhelő erők is, ráadásul egy szakaszon belül is változó módon.

Anyagaink merevsége **feszültségfüggő**, ez a kapcsolat jelentősen eltér a lineáristól, az átszámítások durva hibákat okozhatnak

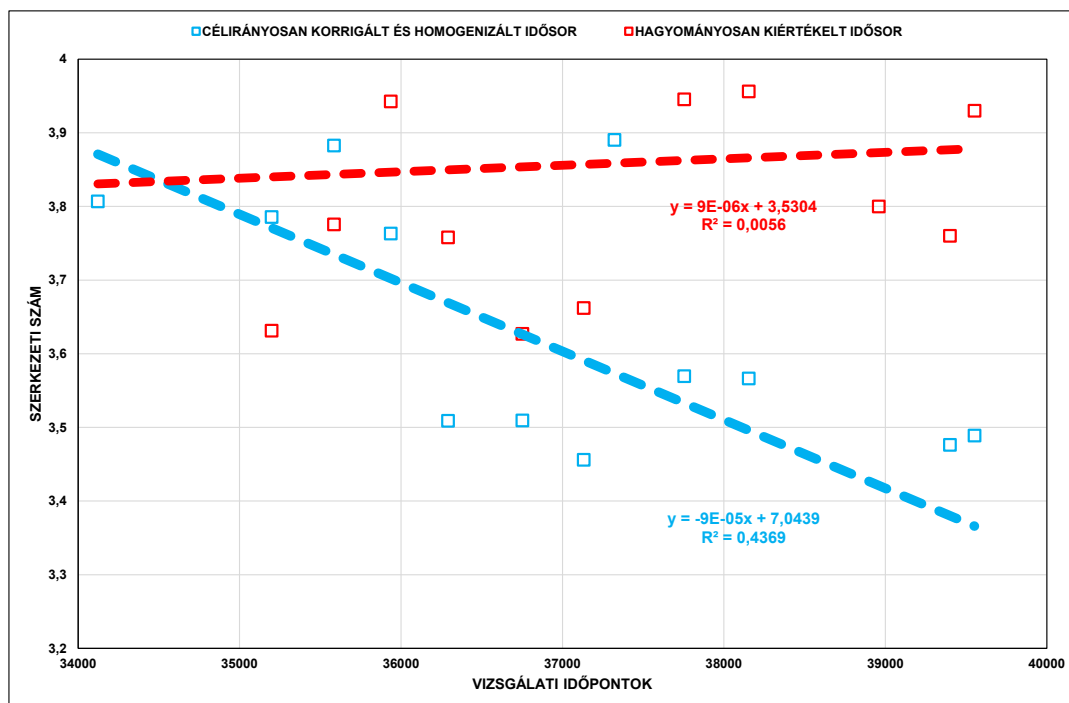
- hőmérsékleti korrekció

A [21] alatt a kérdés elég részletesen van taglalva, egyértelmű, hogy szükség lenne hazánkban egy kellően megbízható eljárásra, illetve egy megtervezett, hosszú távú méréssorozat lehetőséget ad „helyi” korrekciós összefüggés alkalmazására és utólagos korrekciók végrehajtására.

- földmű merevség korrekció

A jól megválasztott mérőszám - **a pályaszerkezetre értelmezve** - elvileg független a földműmerevségtől, ugyanakkor a leromlásban a földműmerevség változása „részt vesz”.

Egyrészt a hosszabb távú megfigyelés megadja a „helyi” korrekciós összefüggés kialakítását, másrészt terhelt/terheletlen (pl. keréknyom/keréknyomok között) kétszeres mérés megadja a korrigálás „kiejtésének” lehetőségét.



24. ábra: Pályaszerkezet szerkezeti számának időbeli változása.

Befejezésül, az etalonszakaszok egyikén végrehajtott szerkezeti szám elemzés két változatát tanulmányozhatjuk, a „hagyományos” és a célirányosan korrigált és homogenizált változattal.

Felismerhető, hogy (főleg a kumulatív összeg módszer használatával) a leromlás meglehetősen kielégítő szorossággal kimutatható.

3.1.2. A SZERKEZETI SZÁM

A szerkezeti szám (structural number) az AASHTO kísérletsorozat „terméke” és számos ország használja (többnyire erősen módosított formában) hálózatán, alapösszefüggése a következő:

$$SN = \sum_{i=1}^n a_i \cdot h_i \quad (1)$$

ahol

SN szerkezeti szám

a_i réteg együttható

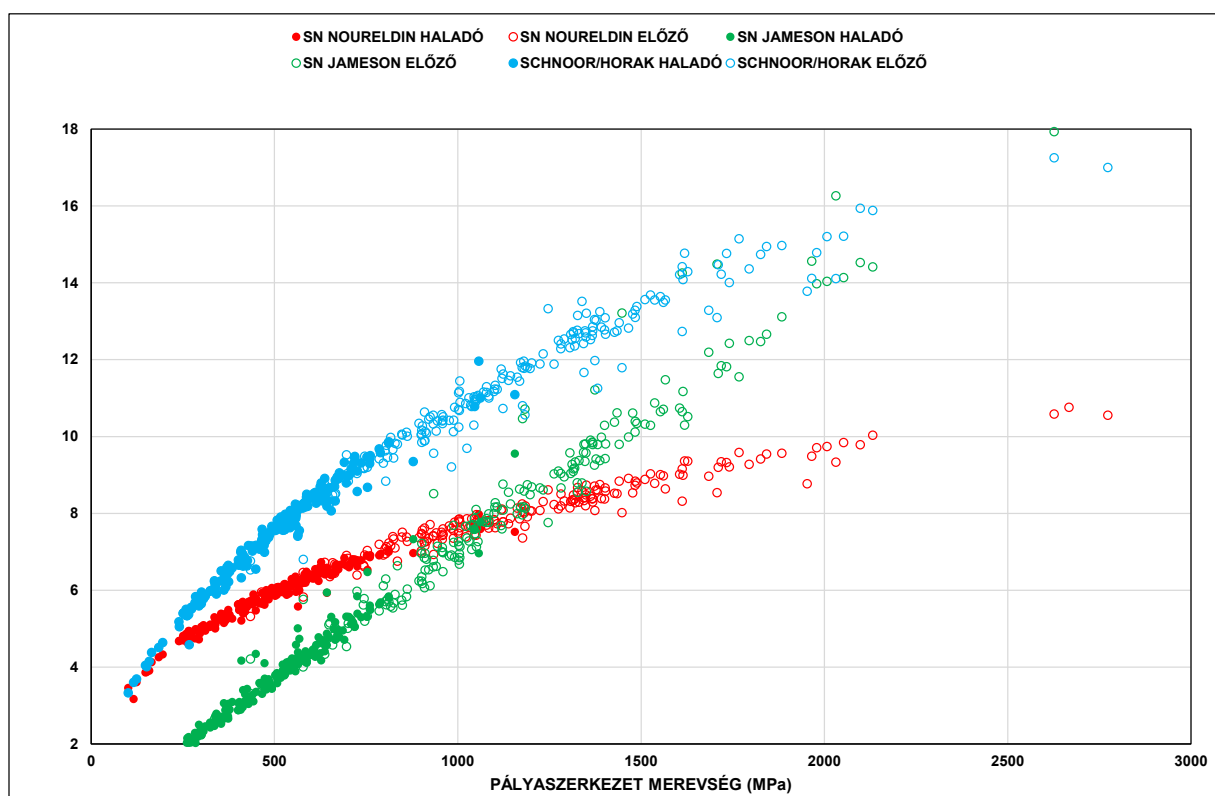
h_i rétegvastagság

Az FWD technológia szempontjából érdekesebb a szerkezeti szám behajlási adatokból való meghatározásának lehetősége

A [22] és [23] hivatkozások tanulmányozása sok érdekes információ megszerzését segítheti elő, egyben megkíméli a szerzőt az alapismeretek részletezésétől.

3.1.2.1. KÜLÖNBÖZŐ SZERKEZETI SZÁMOK

A [22] számos eljárást ismertet az SN meghatározására, három, **kizárólag a behajlási adatokból** megállapítható módszerre láthatunk példát a következő ábrán.



25. ábra: Különböző, a behajlási teknőből számítható szerkezeti számok ugyanazon a forgalmi sávon.

Jól felismerhető, hogy a különböző eljárások eredményei **eltérnek**, ennek számos oka van, amelyet itt nem részletezünk, de felhívja a figyelmet arra, hogy célszerű **egy hálózaton egyféle eljárás** alkalmazása.

A továbbiakban a Jameson eljárás eredményeit használjuk.

Megjegyzendő még, hogy a módszer fejlődése során megjelent a földmű hatását is figyelembe vevő (a behajlási adatokból szintén számítható) **módosított** szerkezeti szám (MSN), de ebben az írásban a **pályaszerkezet** kérdéseit vizsgáljuk.

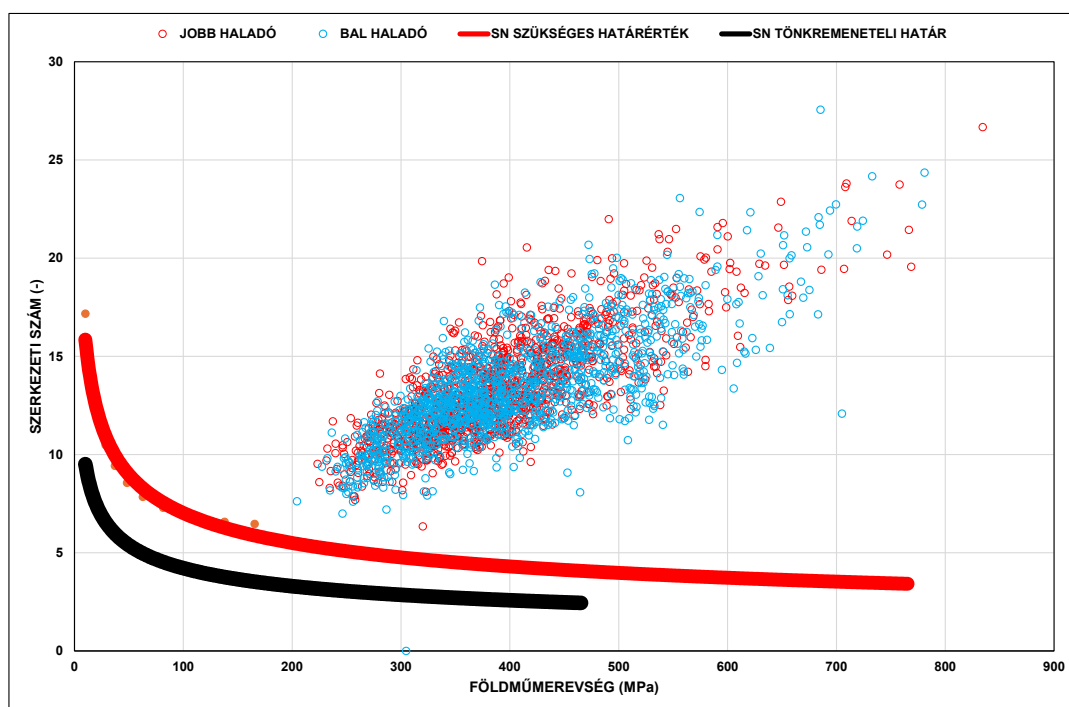
3.1.2.2. ÚJ ÉS RÉGI SZAKASZOK KIÉRTÉKELÉSE

A szerkezeti szám nagyságának **tervezési** meghatározására a [3] tanulmányozása ad információt, megjegyzendő, hogy az ott ismertetett eljárás számos, a tervezendő/felújítandó szakasz jelentőségének függvényében meghatározható „többlet” SN érték hozzáadását is lehetővé, szükségessé teszi, amelyek a potenciális korai hibák elkerülésére ad lehetőséget.

Kifejezetten **állapotértékelési** célra léteznek a forgalom és a földműteherbíróképesség függvényében megadott táblázati értékek, amelyek alapján a szerző kidolgozott egy hatványfüggvényes képletet és a példák esetében ezt használta.

Tönkremeneteli határnak a meglévő pályaszerkezetek esetében az aktuális időpontban nagy (jellemzően 20 év) időszakra szükséges SN érték 60 % - át szerepeltetjük az ábrákon, ez elvileg levezethető az USA különböző államaiban alkalmazott gyakorlatból.

Vizsgáljunk meg egy **új** állapotú pályaszerkezetet a következő ábrán.



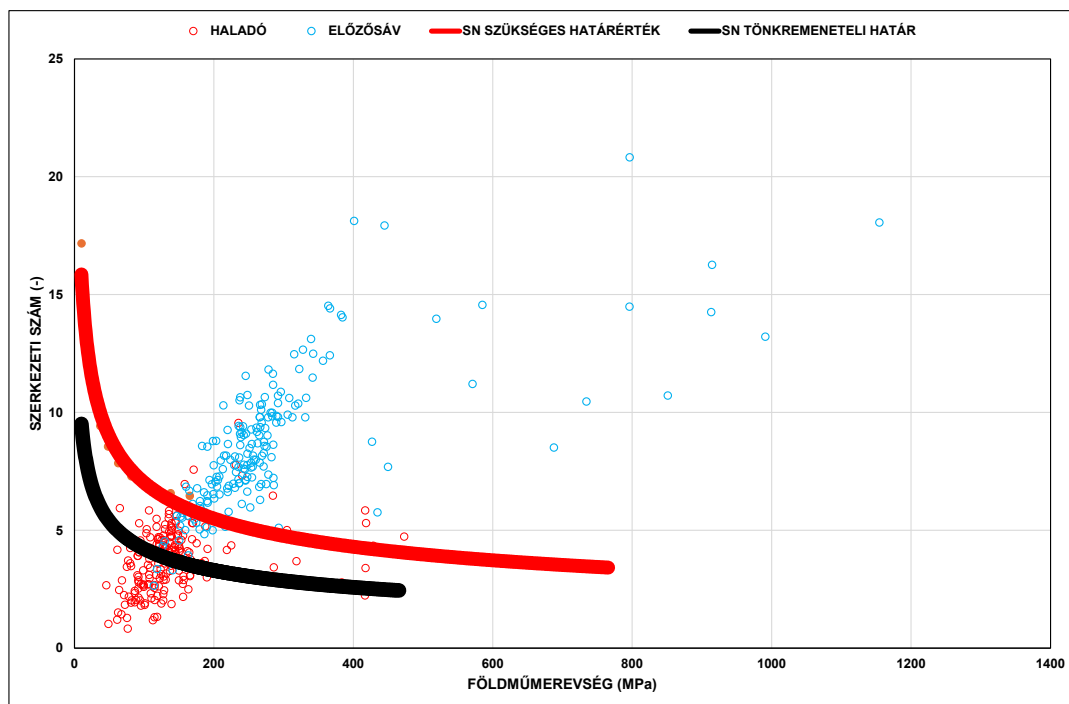
26. ábra: Új állapotú pályaszerkezet behajlási teknőből számított szerkezeti számai.

A következő megállapítások tehetők:

- a szerkezeti szám (Jameson képlete szerint) függetlennek tekinthető a földműmerektségtől, ez a mérőszám szempontjából fontos tulajdonság
- az új állapot minden esetben meghaladja a szükséges szerkezeti szám értéket
- az ábrázolás (ami a Hothan/Schäfer eljárason alapszik) jól mutatja, hogy érdemi földműmerektség változások esetén is a feltételek kielégülnek

Nyilvánvaló, hogy egy útszakasz leromlásának megfigyeléséhez alapvető a T_0 állapot felvétele, szerző hosszú pályafutása során többször megkísérelte ennek szabályzatban rögzítendő előírását, de ez nem volt elérhető.

Vizsgáljuk meg most a már többször szereplő nagyforgalmú autópályaszakasz állapotát.



27. ábra: Meglévő, leromlott pályaszerkezet behajlási teknőből számított szerkezeti számai.

A megállapítások a következők:

- a szakasz, amelyen a központi behajlásból számított hátralévő élettartam megfelelőnek tűnt – lásd 22. ábra – a haladósáv tekintetében nem kielégítő, az esetek vagy felében pedig **tönkrement** állapotot mutatnak
- feltűnő, hogy az SN értékek elég jól korrelálnak a földműmerekességgel, aminek oka az, hogy a földműmerekesség nagysága a **tönkrementelt** befolyásolja, tehát a kapcsolat a **leromlás** során alakult ki

A két példán keresztül megállapítható, hogy a szerkezeti szám kellően érzékeny mutató és körültekintő alkalmazási eljárás esetén alkalmazása hasznos lehet.

3.1.2.3. LEROMLÁSI IDŐSOROK

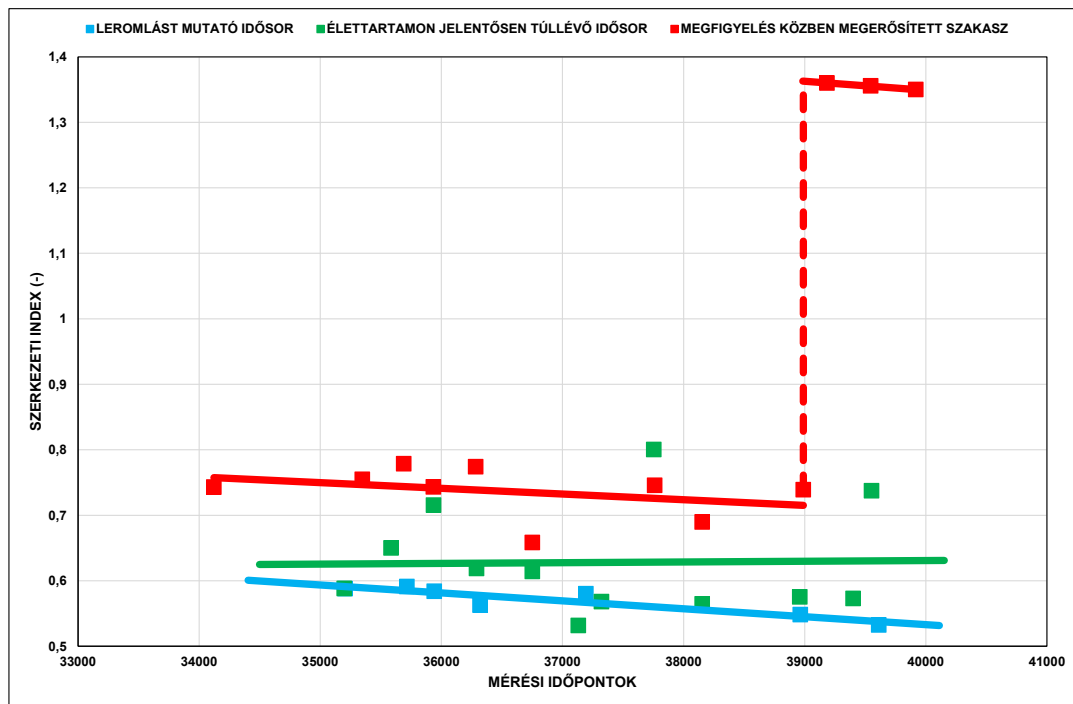
A 3.1.1.2 pontban leírtak már jelezték, hogy a leromlási idősorok esetében a megfelelően informatív eredményhez sok feltételt kell teljesíteni.

A 2.3 pontban bemutatott etalonszakasz halmazon a szerző megkísérelte a szerkezeti szám leromlási folyamat megragadását.

Az eredményeket összefoglaló módon a következő ábrán lehet megvizsgálni.

A következő megállapítások tehetők:

- a leromlást csak szigorú homogenitási feltételnek megfelelő rész – szakaszon lehetett kimutatni, a teljes halmaz mintegy 15 % - ban, megjegyzendő, hogy a változás mértéke már igen csekély volt
- a **leggyakoribb** szituáció a tervezett élettartamot **jelentősen túlélő** helyzet, amikor már a szerkezet fizikailag nem képes „tovább romlani”, (a burkolat olyan állapotban van, amikor a repedés az áterjedt az összes kötött burkolatrétegre és amikor a repedéseken keresztül már nincs teherátadás) ugyanakkor a nagyon jó földműállapotok miatt még egységes.
- a szerkezeti szám megfelelő érzékenységét mutatja, hogy az egyik szakaszon az idősor vége felé hirtelen jelentősen megnöttek a számított SN értékek. A KTI publikációinak tanulmányozása után megállapítható volt, hogy a szakaszon közben egy megerősítés történt



28. ábra: Különböző állapotú szakaszok szerkezeti indexeinek idősorai.

Összefoglalva megállapítható, hogy kellő gondosság mellett lehetséges a leromlás időbeli figyelemmel kísérése.

3.1.3. EGYENÉRTÉKŰ RÉTEGVASTAGSÁG

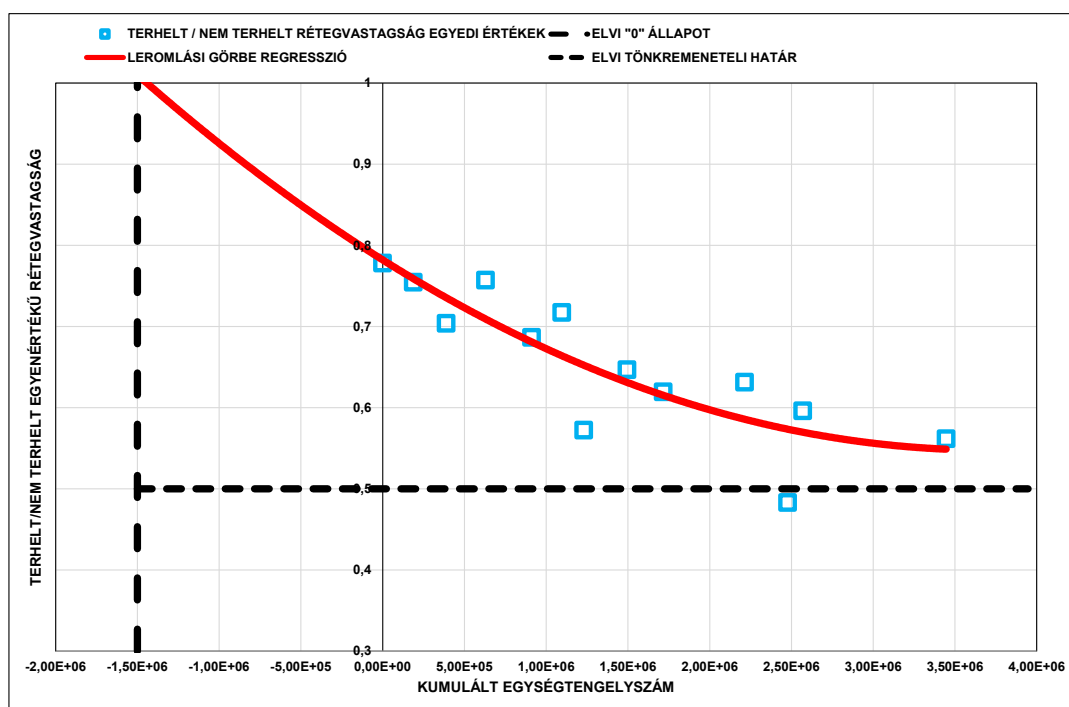
Az egyenértékű rétegvastagság elmélet hosszú útra tekinthet vissza, egy jó összefoglaló található [24] alatt.

A hazai szakirodalomban [25] alatt található a kérdéssel foglalkozó írás.

Az egyenértékű rétegvastagság közútkezelői alkalmazásával Molenaar [26] részletesen és nagyon gyakorlatias módon foglalkozott, ezen belül a hátralévő élettartam prognosztizálására egy meglepően egyszerű, de nagyon hasznos eljárást ismertet.

Használata azon alapul, hogy mérni kell egy *terhelt* sávon (pl. keréknyomban) és egy *terheletlen* sávon (pl. keréknyomok között) a behajlási teknőt. A terheletlen sávon történő méréssel egy etalon lehetőségét kapjuk, ezáltal a fáradás jelensége megragadható.

Megjegyzendő, hogy a hazai mérési gyakorlat ezt a differencia lehetőséget a többsávos utak esetében adja meg (a nem haladó sáv forgalom által okozott terhelése jellemzően minimális).



29. ábra: Leromlási görbe az egyenértékű rétegvastagság változása alapján.

Vizsgáljuk meg a 29. ábrán egy magyar másodrendű főút négysávos szakaszán történt mérések alapján készült leromlási görbét.

A feldolgozás eredményeként a terhelt/nem terhelt mérésből származó egyenértékű rétegvastagságok szerepelnek a kumulált nehézforgalom függvényében, a piros regressziós vonal ezekből származik.

- a forgalom „0” értéke az első mérés időpontja
- az „elvi tönkremeneteli határ” értékét az eredeti (100%) érték 30 % - ban lehet felvenni (ekkor elvileg valamennyi pályaszerkezeti réteg „szemcsés anyaggá” töredezik)
- az „elvi 0 állapotot” a terhelt/nem terhelt hányados 1 értékénél lehet felvenni
- az első mérésig lefutott forgalom értéke ebből becsülhető

Jól látható, hogy a feldolgozás információtartalma lényegesen nagyobb, mint a központi behajlások alapuló módszeré.

Az eljárás hátránya az, hogy kétszer kell mérni (eredetileg a keréknyomokban és a keréknyomok között) ugyanakkor ez a földmű és hőmérsékleti korrekciókból eredő hibákat kiejti, mert a nem nagy távolságban való mérésnél mind a földműállapot, mind a hőmérséklet azonosnak vehető.

Kétszer két sávos utak esetében ugyanakkor – mivel a sávonkénti mérés elvileg megtörténik – hatékonyan alkalmazható, mert a **belső** sávok forgalma jellemzően lényegesen kisebb.

3.2. PÁLYASZERKEZET FELÚJÍTÁST MEGELŐZŐ VIZSGÁLATOK

Az FWD technológia alapvetően a meglévő szerkezetek tulajdonságainak megállapítására szolgál, így kézenfekvő, hogy a felújításokat megelőző tervező/elemező munkában FWD lehetőségeket használjanak ki.

Érvényes hazai szabályozásunk [9] a témában meglehetősen szűkszavú, a [27] alatt tanulmányozható (hamvába holt) tervezet elég részletes előírásokat tartalmaz a potenciális FWD eredmények használatára.

Meg kell említeni elsősorban a behajlásmérési pontok számát, a korrekciós módszereket és a szabályozástervezetben szereplő teknőparaméterek kiszámítási módját, továbbá a homogén szakaszképzés módját (kumulatív összeg módszer).

Megjegyzendő még, hogy a laboratóriumi anyagvizsgálatok helyének kiválasztásánál a behajlási adatok figyelembevételét írja elő a tervezet.

Az FWD technológia a felújítások esetében a behajlásmérés alapján a felújítás tervezése szempontjából nagyon fontos eredményeket képes szolgáltatni.

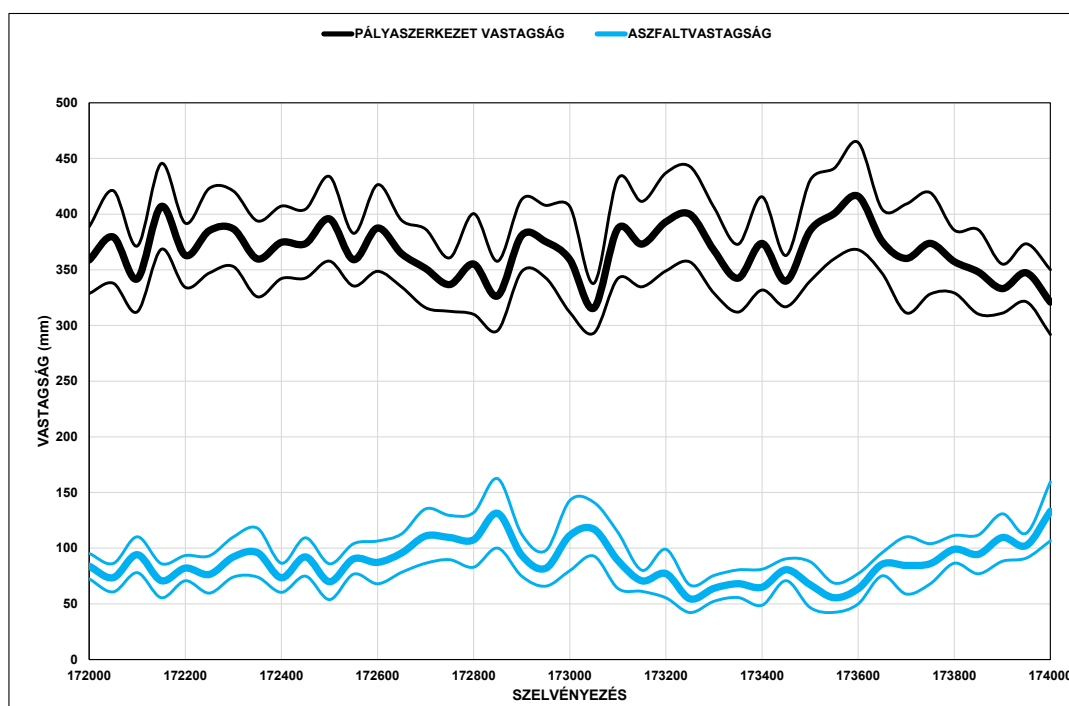
Elsőként megemlítjük a meglévő pályaszerkezeti rétegek *merevségének* vissza – számolását az adatokból, ezzel a rétegekről szóló cikkben foglalkozunk.

A pályaszerkezeti rétegek *vastagsága* nagyon fontos adat lehet és ennek megbízható meghatározása roncsolásmentesen elsősorban a földradar használatával lehetséges.

Jelen cikk megírásának megkezdését megelőzően [28] alatt nagyon érdekes írás jelent meg (folytatása és hivatkozásai [29] – [31] alatt tanulmányozhatók) amely bemutatja, hogy *lehetséges* FWD behajlásadatokból a teljes pályaszerkezet vastagság és az aszfaltvastagság meghatározása.

Ezek az eredmények földradar vizsgálatokkal is alá lettek támasztva (lásd az idézett szakirodalmakat) és a felújítás tervezésénél a bizonytalan, vagy nem létező adattári adatok helyett nagyon hasznosak.

A hivatkozott hazai publikációban szerepelnek azok a képletek, amelyekkel a vastagságadatok meghatározhatók.



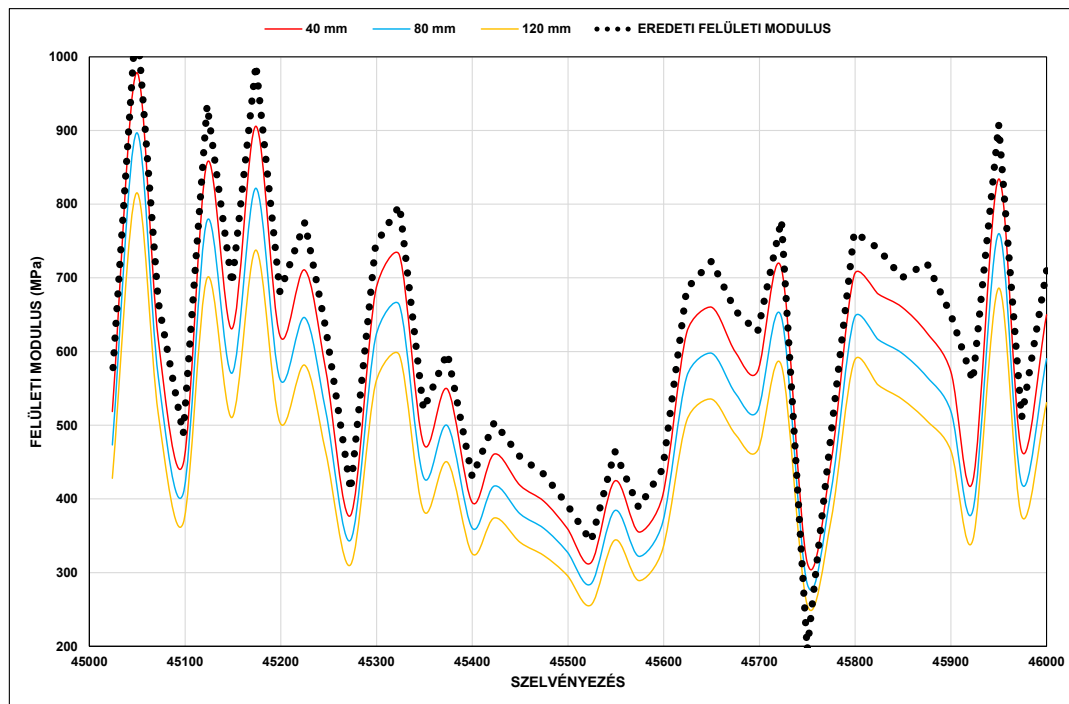
30. ábra: Pályaszerkezet és az aszfaltréteg vastagság meghatározása a behajlási teknő segítségével.

Megállapítható, hogy az így nyerhető vastagsági adatok jól használhatók – elsősorban a szerkezeti kialakítás (pl. szélesítés) - geometriai kialakításánál. Az aszfaltvastagság értékek hasznosak pl. a hőmérsékleti korrekciók számításánál és mint az aszfaltrétegekre vonatkozó cikkben is láthatjuk, a meglévő aszfalt *merevségének* vissza – számolásánál.

A felújítás során szükségessé válhat az elhasználdott aszfaltréteg részleges eltávolítása, továbbá a helyszíni újrahasznosítást előírányzó technológiák esetén szintén felmerül a kérdés, a beavatkozás után milyen felületi modulussal rendelkezik a (megmaradt) pálya.

Az említett szabályozástervezetben a problémát az Odemark eljárás átalakításával a szerző megoldotta.

Egy szakaszon bemutatjuk az eredeti és a megváltozott felületi modulusok értékeit, ezeket a következő ábrán tanulmányozhatjuk.



31. ábra: Felületi modulusok számítása rétegeltávolítás esetén.

Az ebben a pontban említett két lehetőség a felújítást tervező mérnök számára a gazdaságos és szerkezetileg a meglévő pályaszerkezettel kompatibilismegoldás kialakítását teszi lehetővé.

3.3. MINŐSÉG-ELLENŐRZÉS

A minőség-ellenőrzés hazai gyakorlatában a vállalkozó saját mérései túl a megrendelő jellemzően bizonyos építési állapotokhoz köt méréseket. Ezek jellemzően egy réteg építése előtt, illetve után történnek és eredményeik elvileg döntést (eltakarás, továbbépítés) eredményeznek. Vegyük észre, hogy az eredmények nagy hányada a mérés időpontjában tekinthető reprezentatívnak, az idő múlása és a továbbépítés döntően **megváltoztatja** az értékeket (száradás, fellazulás, szilárdulás, leterheléshatás).

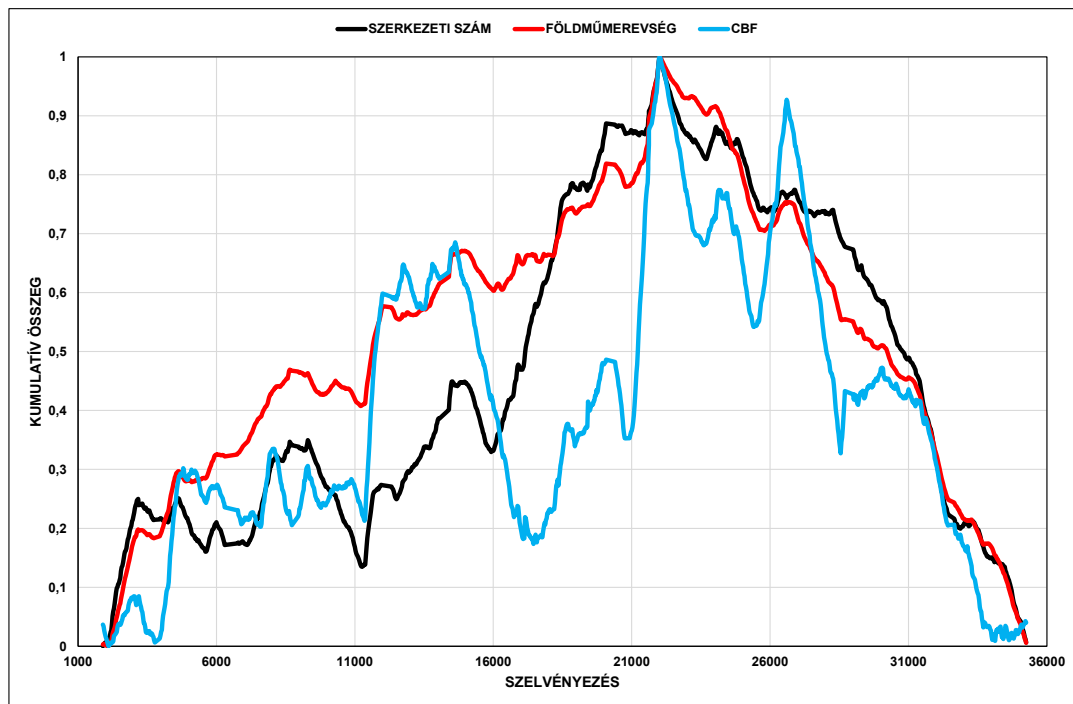
Mérési módszereink korlátai ráadásul nem teszik lehetővé, hogy a teljes szerkezet kész állapotának tulajdonságait vizsgáljuk.

Az FWD technológia, lényegénél fogva képes a teljes szerkezetre információkat adni.

Megrendelői szemmel pedig meglehetősen kézenfekvő, hogy a T_0 állapotot rögzítsük, aminek előnyeit a korábbiakban már sokszor megemlítettük.

Vizsgáljuk meg egy új állapotú gyorsforgalmi út egy sávjának néhány tulajdonságát az átadást röviddel megelőző időpontban történt mérés segítségével.

Megjegyzendő, hogy a mérés nem volt a megrendelő által előírva és a vállalkozó különösebben nem örült, ami esetleg érthető, de ennek szabályozási előírása a szerző szerint fontos útgazdálkodási érdek lenne.



32. ábra: Használati mérőszámok homogén szakaszai új építésű autópálya egy forgalmi sávján.

A 32. ábrán a forgalmi sávon mért behajlásokból számított szerkezeti szám, földműmerektség és pályaszerkezet merevség indikátor (CBF) értékek homogenitását vizsgálhatjuk.

Kellően tapasztalt elemzőnek feltűnik a görbék meglehetősen nagy irányváltásai, különösen a CBF értéké.

Megjegyzendő, hogy a forgalmi sáv szerkezeti szám értékei a 26. ábrán szerepelnek, láthatóan kellő értékkel.

Egy 2006 – ban, a Gazdasági Minisztérium megbízásából készült tanulmány [30] egy 184 elemből álló „típus” pályaszerkezet gyűjteményt állított elő, amelyben a kész pályaszerkezettel szemben a szerkezetek számításával együtt megállapított két teknőparaméter (SCI, illetve BCI) értékeit írta elő, kellő tűréssel együtt.

Ez a két érték a teljes szerkezeten belül a kötőanyag felső rétegek, illetve az alap és javító rétegek állapotát mutatja.

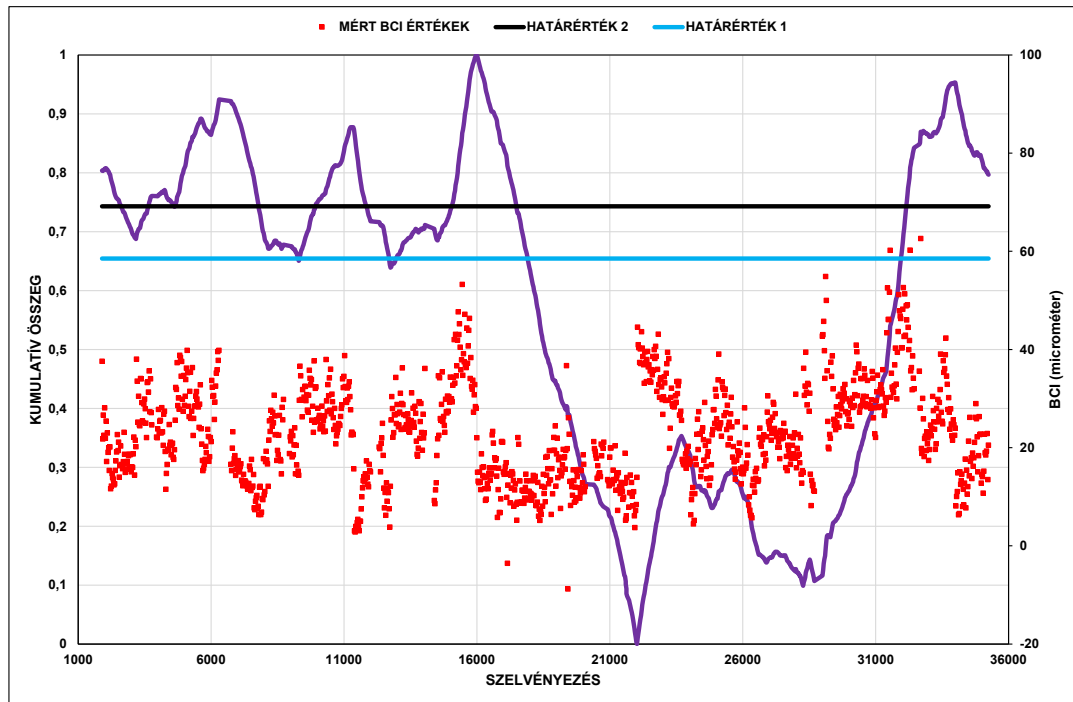
A forgalmi sávon a mért behajlásokból a két értéket a következő ábrákon vizsgálhatjuk.

A BCI értékek viszonya a határértékekhez – 33. ábra - és a homogenitása kielégítőnek látszik. Itt ne felejtjük el, hogy elméletileg egy idősor *első* tagját szemléljük.

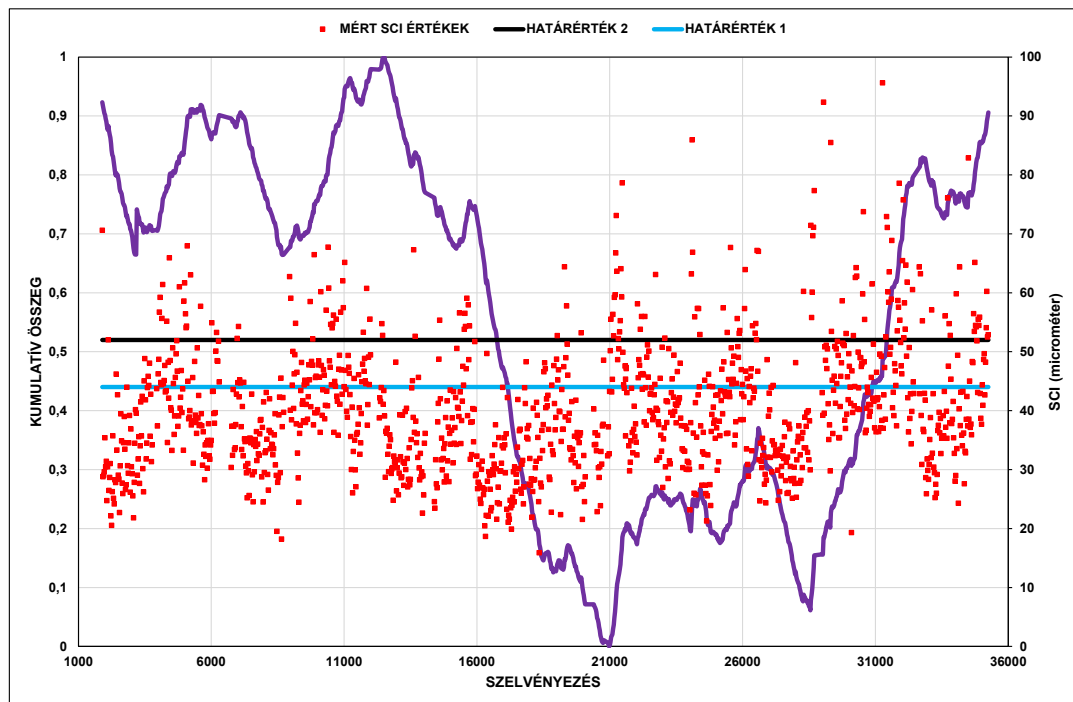
Az SCI értékek esetében ugyanakkor a határértéken jelentős számban túllépő eseteket is találunk.

Ha a CBF érték „ugrálós” homogén szakaszaira emlékezünk, ez az SCI értékek hasonlóan nagy „változékonyságában” jelentkezik.

Nyilván lehet vitatni az értékek előírásában a mértéket, a tűréshatárokat, de a kép egy egyébként szerkezeti számként jó eredményeket mutató pályaszerkezetben meglévő potenciális hibákat mutatja.



33. ábra: Mért és előírt – alépítményre jellemző - teknőparaméter értékek egy új építésű autópályán.



34. ábra: Kötétt rétegek merevségére jellemző teknőparaméter előírt és megvalósult értékei egy autópályán.

Már csak ezért is érdemes volna a teljes szerkezetre, illetve annak fontos részeire vonatkozó minőségellenőrzésben a technológiának szerepet adni.

Az FWD technológiának az építéskivitelezés során minőségellenőrzési célú felhasználásáról a pályaszerkezeti rétegekről szóló írásban még visszatérünk.

4. HIVATKOZÁSOK

- [1]: e-UT 09.02.34 Dinamikus teherbírásmérés [KUAB]. Mérési eredmények feldolgozása
- [2]: Hothan, J. & Schäfer, F. 2004. Analyse und Weiterentwicklung der Bewertung von Tragfähigkeitsmessungen. German. In: Straße und Autobahn 55.7. ISSN: 0039-2162, pp. 376- 382.
- [3]: AASHTO Guide for Design of Pavement Structures 1993, Published by the American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington DC
- [4]: HUMU. 1971. Hajlékony útpályaszerkezetek méretezési utasítása. Techn. jel. 159215/1971. Budapest: Közlekedés- és Postaügyi Minisztérium, Közúti Főosztály, 31. old
- [5]: <https://map.mbfisz.gov.hu/>
- [6]: Szepesházi, R. és mtsai. 2003. Erősen térfogatváltozó talajokra épített Békés megyei utak geotechnikai vizsgálata, kézirat.
- [7]: Pap, M., Mahler, A. & Tóth. Cs. 2017. Klimatikus viszonyok hatása a reziliens modulusra I.: Környezeti hatások és talajjellemzők meghatározása Útügyi Lapok 5. évfolyam 10. szám
- [8]: Pap, M., Mahler, A. & Tóth, Cs. 2017. Klimatikus viszonyok hatása a reziliens modulusra II.: Reziliens modulus meghatározása Útügyi Lapok 5. évfolyam 10. szám
- [9]: ÚT 2-1.202 [e-UT 06.03.13] Aszfaltburkolatú útpályaszerkezetek méretezése és megerősítése
- [10]: <https://pavementinteractive.org/reference-desk/pavement-management/pavement-evaluation/deflection-based-nondestructive-pavement-analyses/>
- [11]: Per. U. 1998. Modelling Flexible Pavement Response and Performance.
- [12]: MSZ 2509/2 1989 CBR vizsgálat
- [13]: Gary, W. Chai, Shanty Argadiba, G. Stephenson, I. Condric, E. Y. Oh, & Sittam P. Manoharan. 2013. Prediction of Subgrade CBR using FWD for Thin Bituminous Pavements, International journal of pavement research and technology, [https://doi.org/10.6135/ijprt.org.tw/2013.6\(4\).280](https://doi.org/10.6135/ijprt.org.tw/2013.6(4).280)
- [14]: Útgazdálkodási célú etalonszakasz-megfigyelés kiértékelése Kézirat Közlekedéstudományi Intézet Nonprofit Kft. Budapest - 2009. december
- [15]: ÚT 2-2.121 [e-UT 09.02.33] Dinamikus behajlásmérés méretezéshez [KUAB]
- [16]: Aitchison, G. D. & Richards, B. G. 1965. A broad scale study of moisture conditions in pavement subgrades throughout Australia – The selection of design values for soil suction equilibria and soil suction changes in pavement subgrades.” Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils beneath Covered Areas, A Symposium in Print, Australia Butterworths, 226-232
- [17]: Y. Perera, C. Zapata. 2004. Long – Term Moisture Conditions under Highway Pavements Conference Paper in Geotechnical Special Publication
- [18]: A.A.A. Molenaar. 2007. Lecture Notes CT 4860, Structural Pavement Design, Design of Flexible Pavements, Delft
- [19]: H. M. Park. 2001. Use of Falling Weight Deflectometer multi-load level data for pavement strength estimation North Carolina State University 2001
- [20]: Boromisza, T., Gáspár, L. & Károly, R. 2008. Útpályaszerkezetek teherbírása, hazai és külföldi eredmények és problémák. Közúti és mélyépítési szemle 58. évfolyam 5-6. szám
- [21]: Tóth, Cs. & Gáspár, L. 2018. A pályaszerkezet-teherbírást jellemző behajlás mérések feldolgozása során alkalmazott korrekciók megbízhatósága: Útügyi Lapok, 6. évfolyam, 11. szám
- [22]: Abd El-Raof, Hossam S., Ragaa T. Abd El-Hakim, Sherif M. El-Badawy, & Hafez A. Afify. 2018. Structural Number Prediction for Flexible Pavements Using the Long Term Pavement Performance Data. International Journal of Pavement Engineering 21 (7): 841–55. <https://doi.org/10.1080/10298436.2018.1511786>
- [23]: Emad Kassem Ahmed Muftah Abu Sufian Natalie Mikels, 2023. Simplified Analysis Methods of TSD and FWD Data for Effective Asphalt Pavement Preservation Program. Prepared for Idaho Transportation Department ITD Research Program, Contracting Services Highways Construction and Operations, University of Idaho.
- [24]: A. C. Pronk. 1994. Equivalent Layer Theories. State of the arts report. DIENST WEG- EN WATERBOUWKUNDE [DWW] VAN DER BURGHWEG 1 DELFT, Netherlands 2628 CS.
- [25]: Z. Soós & Cs. Tóth. 2016. Simple Overlay Design Method for Thick Asphalt Pavements Based on the Method of Equivalent Thicknesses Periodica Polytechnica Civil Engineering. <https://doi.org/10.3311/PPci.9721>
- [26]: A.A.A Molenaar. 1983. Structural performance and design of flexible road constructions and asphalt concrete overlays. PHD dissertation University of Technology Delft
- [27]: ÚT 2-1.202:2010, tervezet, „Aszfaltburkolatú útpályaszerkezetek megerősítésének méretezése” Elérhető online: <http://www.mernökkapu.hu/fileok/2/>

[28]: Primusz, P. & Tóth, Cs. 2023. Virtuális inerciapont módszeren alapuló útpályaszerkezet diagnosztikai eljárás elméleti alapjainak kidolgozása. Útügyi Lapok, 11. évfolyam, 18. szám. <https://doi.org/10.36246/UL.2023.2.04>

[29]: Noureldin, A. Samy. 1992 New Scenario for Backcalculation of Layer Moduli of Flexible Pavements, In Strength and Deformation Characteristics of Pavement Structures, 1384:23–28. Transportation Research Record. Transportation Research Board.

[30]: TLI Kft vezette munkabizottság. 2006. Nagy terhelésű utak pályaszerkezeteinek gazdaságos meghatározása, Kézirat.



Vasbeton közúti hidak környezettudatos tervezése életciklus elemzés alapján

Kővári Ákos¹, Megyeri Anna Boglárka²

¹UNITEF'83 Zrt.

²UNITEF Mérnökök Zrt.

E-mail: kovariakos1@gmail.com, megyerib@unitef.hu

DOI: [10.36246/UL.2024.2.04](https://doi.org/10.36246/UL.2024.2.04)

KIVONAT

Az elmúlt években az élet minden területén egyre nagyobb figyelem irányult a környezetvédelemre és a klímahatékonyaságra világszerte. A nagy CO₂ kibocsátásban érintett a közlekedési szektor és az építőipar is. Az autópálya és az autótút építések esetében a megrendelő és üzemeltető elsősorban a vasbeton szerkezeteket preferálja, így szükséges a vasbeton szerkezeteink környezettudatos megújítása a klímacélok elérése érdekében.

Szerkezeteink környezeti szempontból történő optimalizálásánál, különböző szerkezeti változatok összehasonlításánál célszerű a környezeti hatás mértékének számszerűsítése. Egy mérnöki létesítmény környezeti hatását mérhetjük a szerkezet teljes életciklusa (anyag előállítás, építés, fenntartás, bontás) alatt bekövetkező karbon emisszióval, amelynek mértékét – többek között – LCA (Life-Cycle Assessment – Életciklus elemzés) számítással határozhatjuk meg.

Jelen cikkben egy aktuális fejlesztésünkön keresztül mutatjuk be, hogyan hat a szerkezetválasztás a kibocsátott CO₂ mennyiségére a szerkezet teljes életciklusát figyelembe véve. A fejlesztést az M2 autótút Rétság elkerülő szakaszán létesítendő egyik híd tervezése során alkalmaztuk. A híd optimális kialakítását különböző hídváltozatok LCA elemzésével kerestük meg, így a tervezés során a költséghatékonyság mellett végig szem előtt tarthattuk a klímahatékonyaságot is.

Jelen fejlesztéssel Megyeri Anna Boglárka 1. díjat nyert a Magyar Cement-, Beton- és Mészipari Szövetség (CeMBeton), valamint a Magyar Betonelemgyártó Szövetség (MABESZ) által kiírt „Minden építés alapja – Betonpályázat 2024” c. pályázaton anyag és technológia kategóriában. A díjátadó 2024.10.04.-én volt a 2024 évi Betonfesztiválon.

Kulcsszavak: aléptítményi előregyártás, LCA számítás, életciklus elemzés

ABSTRACT

In last few years, there has been increasing attention worldwide to environmental protection and climate efficiency. The transportation sector and the construction industry are also involved in high CO₂ emissions. In the case of highway and road construction, the client and operator prefer reinforced concrete structures, so it is necessary to environmentally renew our reinforced concrete structure design to achieve climate goals.

When optimizing our structures from an environmental perspective and comparing different structural options, it is advisable to quantify the extent of environmental impact. The environmental impact of building a structure can be determined by the carbon emissions occurring throughout the structure's entire life cycle (material production, construction, maintenance, demolition), which can be calculated - among other methods - through Life-Cycle Assessment (LCA) calculations.

In this article, we present how structural selection affects the amount of CO₂ emitted over the entire life cycle of the structure. By conducting LCA analyses of different bridge designs, we identified the optimal bridge layout considering climate efficiency alongside cost-effectiveness throughout the design process.

Keywords: Life-Cycle Assessment, climate efficiency, precast concrete bridges

Kővári Ákos

Kővári Ákos (1987) MSc okl. szerkezet-építőmérnök (BME Építőmérnöki kar, 2011) hídépítési irányító tervező 2020-tól (UNITEF'83 Műszaki Tervező és Fejlesztő Zrt.) Érdeklődési területei: hidak és szerkezetek tervezése, környezettudatos híd- és szerkezetépítés, vasbeton- és acélszerkezetek, szabványosítási kérdések. Az év fiatal mérnöke (2017) Construsoft BIM Awards (2019) Közelekedési Innovációs Díj (2023) pályamunka címe: A „Csökkentett CO₂ kibocsátású kerékpárhidak fejlesztése”.

Megyeri Anna Boglárka

Megyeri Anna Boglárka (2001) BSc építőmérnök (BME Építőmérnöki kar, 2023) szerkezet-építőmérnök MSc hallgató (BME Építőmérnöki kar) statikus gyakornok (UNITEF Mérnök Zrt.) Érdeklődési területei: hidak erőtanai modellezése, VEM modellezés, vasbeton- és acélszerkezetek, a hídépítés hatása a klímaváltozás folyamataira. A 2024. évi „Minden építés alapja – Betonpályázat” I. díjasa anyag és technológia kategóriában.

1. BEVEZETÉS

Az Európai Unió a tagországok számára jogi keretekbe foglalta a klímacélok elérését [2]. A „FIT FOR 55” keretrendszer előírja a tagállamok számára, hogy az üvegház-hatású gáz-kibocsátásukat az 1990-es referenciaértékhez képest 2030-ig 55 százalékkal csökkentsék és 2050-re ériék el a klímaseglegeséget. Ez a jogszabály azt is előírja, hogy 2030-ig a tagállami jogszabályait ennek megfelelően módosítsák.

Ez a szabályozás érinti a közlekedési szektort és az építőipart is, amely leginkább az acél és cementipar által érintett a globális CO₂ kibocsátásban. A cementipar a globális kibocsátás 8%-ért felel, így jelentős szennyező. A cement a második legkeresettebb anyag a földön a víz után. A cementet (és a betont) a rómaiak óta használja az emberiség és napjainkban a legfontosabb építőanyaggá vált. A cementipar karbonsegleges átalakításának komoly nehézsége, hogy az energiafelhasználás csak egyik komponense a kibocsátásnak. A másik a klinkergyártás során a reakcióból felszabaduló szén-dioxid. Betonszerkezetek esetén a klímacélok elérése céljából két irányban szükséges elindulni. Egyrészt a cement előállítási technológiájának átalakításával, (karbonmentes/zöld cementek, kohósalak cementek) másrészt a szerkezeteink optimalizálásával.

Tehát a közlekedés-építésben érintetteknek is át kell alakítaniuk a folyamataikat, hogy a költséghatékonyság mellett a klímahatékonyság is megjelenjen a döntési folyamatokban, üzemeltetési eljárásokban.

Az UNITEF'83 Zrt. számos autópálya, közúti, vasúti és kerékpárúti fejlesztés tervezését végezte az elmúlt évtizedekben. Az infrastruktúra-fejlesztésekhez szükséges hidak tervezése is cégünk szakterületei közé tartozik. Az elmúlt években a hidak esetében előtérbe került a teljes életciklus tekintetében a csökkentett emissziójú szerkezetek tervezése.

Az autópálya és az autót út építések esetében preferált vasbeton szerkezeteket környezettudatos megújításához hozzájárulhatunk megfelelő, helyszínhez illő szerkezeti kialakítással, illetve a szerkezet legtöbb elemének előregyártásával, amivel a helyszíni monolit betonozás mennyiségét a minimálisra szoríthatjuk.

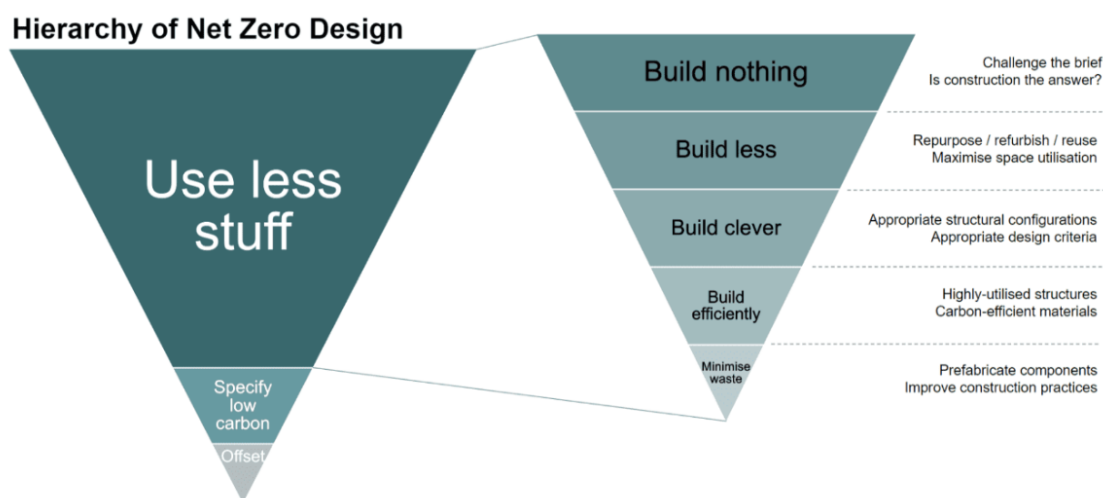
Az M2 autót út Rétság elkerülő szakaszán éppen ezért, terveink alapján egy pálya feletti keresztező híd a hagyományos (kéttámaszú, vasbeton gerendás) kialakítás helyett előregyártott elemekből felépülő – CO₂ kibocsátás szempontjából optimalizált – hídként valósulhat meg a jövőben. Azon kívül, hogy a híd a környezettudatosság elveinek jobban megfelel, megjelenése is sokkal kedvezőbb.

A híd konstrukciós fejlesztése során különböző hídszerkezeti változatokat hasonlítottunk össze életciklus elemzés elvégzésével, így keresve az optimális szerkezeti kialakítást.

2. FENNTARTHATÓ ÉPÍTÉS

Egy építkezés környezeti hatását mérhetjük a szerkezet teljes életciklusa (anyag előállítás, építés, fenntartás, bontás, rekultiváció) alatt bekövetkező karbon emisszióval. A legnagyobb károsanyagcsökkentést azáltal érhetjük el, hogy minél kevesebb anyagot használunk. A megvalósításhoz szükséges, csökkentett anyagmennyiséget a környezetre lehető legkisebb hatást kifejtő módon kell előírni, az elkerülhetetlen karbonkibocsátást pedig ellensúlyoznunk kell. A fenntartható tervezés lépéseit és azok hatásának mértékét foglalja össze az 1. ábra [1]. Az egyes lépések hatása a környezetre a háromszögben elfoglalt területükkel arányos. A tervezés során a következőket kell vizsgálni ahhoz, hogy környezeti szempontból is optimális szerkezetet tudjunk kialakítani:

- *Build nothing* – Első lépésként meg kell vizsgálnunk, hogy egyáltalán szükséges-e az építkezés, vagy elkerülhető más elemek változtatásával (pl. forgalmi rend változása).
- *Build less* – Következő lépésként törekednünk kell arra, hogy minél kisebb mértékű építéssel valósítsuk meg a szerkezetet; ha már van az építkezés helyén régebbi szerkezet, akkor vegyük figyelembe a felújításának lehetőségét, illetve törekedjünk a helyszíni adottságok megfelelő kihasználására.
- *Build clever* – Ebben a lépésben a szerkezetünk kialakításának, tervezésének optimalizálására kell törekednünk.
- *Build efficiently* – A hatékony építkezés érdekében tartsuk szem előtt, hogy a szerkezet minél jobban kihasználts legyen és alkalmazzunk minél „környezetbarátabb” anyagokat.
- *Minimise waste* – A tervezés utolsó lépéseként csökkentsük a keletkező hulladékot, amit például a kivitelezés optimalizálásával és a szerkezeti elemek előregyártásával érhetünk el.



1. ábra: Fenntartható építés hierarchiája [1].

Jelen híd tervezése során is az előbbieken ismertetett lépéseket alkalmaztuk. Mivel a híd megvalósítása szükséges és nincs meglévő szerkezet a helyszínen, az első két lépésben (build nothing, build less) annyit tudunk tenni, hogy törekszünk a hatékony a helykihasználásra. A tervezés során több hídverziót vizsgáltunk CO₂ kibocsátás szempontjából, LCA (élet-ciklus) elemzéssel.

3. LCA (LIFE-CYCLE ASSESSMENT) ELEMZÉSE

Ebben a fejezetben a különböző hídverziók széndioxid-fókuszú összehasonlító LCA (life-cycle assessment – életciklus elemzés) elemzését mutatjuk be. Mivel a híd kivitelezésével kapcsolatosan még több információ nem ismert (pl. építés ideje, építés folyamatok, alkalmazott gépek), az élet-ciklus elemzés egy egyszerűsített változatát alkalmaztuk, azaz irodalmi adatok [3], [7], [8] alapján becsüljük

a kibocsátást [4] [5] [6]. A módszer lényege, hogy az építés, fenntartás és elbontás menetét részfolyamatokra bontjuk, melyekhez ekvivalens CO₂ kibocsátás rendelhető. A kibocsátás mértékegysége: tCO₂/t azaz egy tonna produktum előállításához tartozó CO₂ emisszió. Az összkibocsátás jele: GWP (Global Warming Potential), mértékegysége: kg CO₂e.

Jelen összehasonlító elemzések során négy hídverziót vizsgáltunk, amelyeknél mindig törekedtünk az előző verzióknál hatékonyabb kialakításra a 2. fejezetben bemutatott elvek szerint. Az elemzés során a különböző hídverzióknál csak az építéshez tartozó részfolyamatokat hasonlítottuk össze, a fenntartás és az elbontás részfolyamatait nem, mivel a legtöbb CO₂ kibocsátással az építés jár, illetve a fenntartás és bontás (és újrahasznosítás) fázisokkal kapcsolatban nagyon kevés információ áll rendelkezésünkre. A végleges, optimalizált hídverzióknál azonban elvégeztük a fenntartás és bontás részfolyamatainak közelítő elemzését is.

A számítást a UK Net Zero Bridges Group által kiadott „Carbon Calculation Guide for Bridges” [7] kiadvány alapján végeztük el. A hivatkozott kiadványban megadásra kerültek az általános építőipari folyamatok, valamint építőanyag beépítéséhez tartozóan az ekvivalens kibocsátás értékek is.

A vizsgált életciklus szakaszok (a négy verzió összehasonlításakor csak az „A”, megvalósítási fázist vizsgáljuk, a végleges, optimalizált hídverzióknál ismertetjük a „B” üzemeltetési és „C” bontási fázis közelítő számítását is):

Megvalósítási fázis (A):

- A0 – előkészítés, tervezés
- A1 – anyagnyerés
- A2 – anyagszállítás
- A3 – előregyártás folyamatai
- A4 – termékszállítás az építés helyszínére
- A5 – építés/összeszerelés/készre szerelés

Üzemeltetési fázis (B):

- B1 – használat során keletkező emisszió
- B2 – fenntartás
- B3 – javítási munkák
- B4 – elemek cseréje (pl. szigetelés)
- B5 – felújítások
- B6 – üzemelés közbeni energiaigény
- B7 – üzemelés közbeni vízigény
- B8 – egyéb üzemelési igények emissziója
- B9 – használat alatti előnyök

Bontási fázis (C):

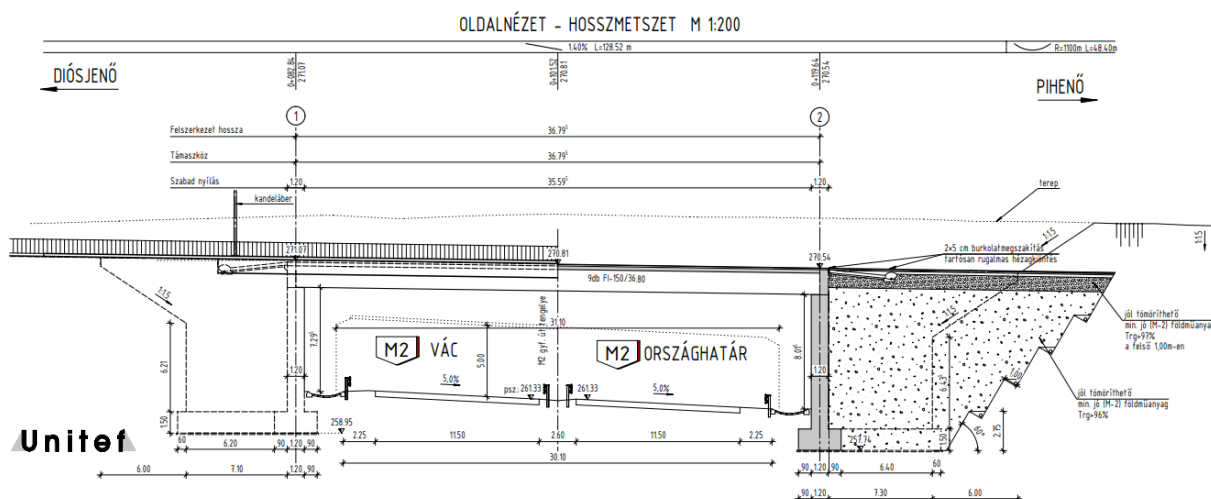
- C1 – szerkezet elbontása
- C2 – törmelékszállítás
- C3 – hulladékhasznosítás
- C4 – hulladék ártalmatlanítás

A folyamatok részletezésével és az üzemlokációk ismeretével pontosíthatjuk a számítást. Szükséges továbbá ismerni az ország energiaellátási lehetőségeit és az ezekhez tartozó karbonlábnymok értékét. Ahol van adatunk, ott országos átlagos értékkel, ahol nincs, ott világátlag értékekkel számoltunk. A különböző híd típusok megvalósítási („A” fázis) folyamatait részfolyamatokra bontottuk, melyek az *1-4. táblázatokban* láthatók. A számítás során ezekhez a folyamatokhoz rendeltünk kibocsátás értékeket, majd ezek összegzett GWP [kgCO₂ e] értékeit hasonlítottuk össze, valamint az optimalizált, végleges változat esetében az üzemelés (felújítási feladatok) és bontás kibocsátás értékeit is megbecsültük.

3.1. VIZSGÁLT HÍDVÁLTOZATOK ÉS LCA SZÁMÍTÁSUK

3.1.1. ELSŐ VERZIÓ – KÉTTÁMASZÚ, ÁLLANDÓ KERESZTMETSZETŰ HÍD

A projektben tervezett híd az M2 autótér Rétság elkerülő szakaszon lévő Rétság-dél csomópont pálya feletti hídja. A híd a 31,10 m széles M2 autópálya felett ível majd át. Az autópálya és az autótér építések esetében elsősorban a vasbeton szerkezetek a preferáltak, elterjedt, előregyártott és feszített gerendák (pl. FCI, FI típusok) alkalmazásával, így kiindulási alapként a lehető legrövidebb, egynyílású hídszerkezetet vettük. A nyílásban előregyártott, feszített, 36,80 m FI-150 gerendákat alkalmaztunk. A kiindulási verzió vázlatának hosszmeteszét és oldalnézetét mutatja a 2. ábra.



2. ábra: Első verzió hosszmeteszét és oldalnézet.

Az első verzióhoz tartozó megvalósítási fázis LCA elemzését és a kibocsátás értékeket mutatja az 1. táblázat. Az egyes részfolyamatokhoz tartozó mennyiségek, tömegek és szállítási távolságok a szerkezeti méretek és a helyszín ismeretében lettek meghatározva. A normált CO₂ kibocsátásokat a „Carbon Calculation Guide for Bridges” [7] alapján az „ICE Handbook” [3] értékeinek felhasználásával szerepeltettük. A szállítási adatokat is tartalmazó tevékenységeknél a transzportfolyamatokkal járó ekvivalens kibocsátási faktort is figyelembe vettük.

1. táblázat: Első verzió megvalósítási fázisának LCA elemzése.

Folyamat	Kéttámaszú, állandó keresztmetszetű híd					
	Építés			Ekvivalens CO2		
	menyiség	tömeg	szállítás	anyag	folyamat	szállítás
Terület előkészítés						
Lehumuszolás	22 m ³	41 t			0,08	
Földmunka	4860 m ³	9234 t			10,69	
Alépitmények építése						
Szerelőbeton készítés	1204 m ³	2890 t	24 km	318,58	11,80	8,25
Alaptest zsaluzás	176 m ²				0,39	
Alaptest-betonacél	15 t	15 t	126 km	31,97	0,15	0,23
Alaptest-beton	170 m ³	408 t	24 km	56,55	3,25	1,17
Hídő zsaluzása	1162 m ²				2,56	
Hídő-betonacél	38 t	38 t	126 km	78,83	0,38	0,57
Hídő-beton	419 m ³	1006 t	24 km	157,40	8,01	2,87
Felszerkezet						
Betonacélok és pászmák gyártása és szállítása FI gerendához	51 t	51 t	174 km	106,82		1,06
Előregyártott FI gerendák gyártása és szállítása	361 m ³	866 t	24 km	161,01	6,90	2,62
Előregyártott FI gerendák beemelése	918 t	918 t			3,67	
Pályalemez-betonacél	16 t	16 t	126 km	33,03	0,16	0,24
Pályalemez-beton	93 m ³	223 t	24 km	34,92	1,01	0,64
Pályalemez szigetelése	430 m ²			2,15		
Befejező műveletek						
Szegély zsaluzása	258 m ²				0,57	
Szegély-betonacél	2 t	2 t	126 km	5,08	0,02	0,04
Szegély-beton	27 m ³	65 t	24 km	10,14	0,29	0,19
Szegély és gerendák szigetelése	415 m ²			4,98		
Aszfalt burkolat	46 m ³	110 t	24 km	5,73	1,11	0,31
Korlátok elhelyezése	137 m	6 t	165 km	24,66		0,13
Σ A fázis				1031,8 t	51,0 t	18,3 t
				1101,2 t		

3.1.2. MÁSODIK VERZIÓ – FERDE TÁMASZÚ HÍD

A 2. fejezetben bemutatott fenntartható tervezéshez tartozó lépések közül a *build nothing* és *build less* lépések után a *build clever* lépés következik. Ebben a lépésben egy hatékonyabb szerkezeti kialakítást vizsgáltunk kisebb gerendacsalád alkalmazásával, amit a híd nyílásának csökkentésével értünk el. A híd a 31,10 m széles M2 autótű felett ível majd át, ami nagy szélességével a híd közbelső alátámasztását vonná maga után. Az egyik lehetőség az M2 autótű elválasztósávjánál történő letámasztás lenne. Azonban a szűkített pályakeresztmetszet miatt az elválasztósáv csupán 2,60 m-re adódik. A szűk elválasztósávba közbelső letámasztás létesítése forgalomtechnikai okokból nem lehetséges. (Az elmúlt évek két súlyos pillérütközéses balesete – Verona, M7 Szabadbattyán – ráirányította a figyelmet a nagysebességű pillérütközések veszélyeire.) Másik lehetőség a ferde pillérek alkalmazása, amivel a közbelső nagy támaszköz lecsökkenthető, biztosítva, hogy a pillérek letámasztása az autótű két szélére, az ürszelvényen kívülre essen. Ebben az esetben a ferde pillérekről

az alapozásra átadódó nagy vízszintes erők ellensúlyozására előnyös másik oldali ellentámasztást alkalmazni, ami háromnyílású hidat eredményez. Ezen kialakítás további előnye, hogy csökken a háttöltés mérete és kisebb hídfők alkalmazása is elegendő. Ezt a megoldást alkalmazva született meg a második verzió, ami egy háromnyílású híd, amelynek középső nyílásában 12 db, 30,80 m FCI-120 típusú feszített gerendát terveztünk, szélső nyílásaiban pedig a kis nyílásméret (13,00 m) miatt egyedi tervezésű, állandó keresztmetszetű, monolit hídgerendákat javasoltunk. (a kialakítás szerkezeti rendszerét tekintve hasonlít a 8. sz. főút litéri csomópontjában épített pálya feletti hídhoz) Ezen verzió méretei nagyon hasonlítanak a végleges verzióhoz, aminek hosszmeteszete a 7. ábrán látható. A különbség a két verzió között az építési módszer mellett az, hogy ebben az esetben a pilléreknél és a szélső nyílásokban alkalmazott gerendáknál állandó (1,22 m pillérnél és 1,20 m gerendáknál) keresztmetszeti magasságot alkalmaztunk. A második verzió megvalósításának LCA számítása és kibocsátás értékei a 2. táblázatban láthatók.

A két szerkezeti változat összegzett kibocsátásértékein megfigyelhető, hogy három nyílást alkalmazva, a nyílásméret csökkentésével a CO₂ kibocsátás is csökkent.

2. táblázat: Második verzió megvalósítási fázisának LCA számítása.

Folyamat	Ferde támaszú híd					
	Építés			Ekvivalens CO2		
	mennyiség	tömeg	szállítás	anyag	folyamat	szállítás
Terület előkészítés						
Lehumuszolás	90 m ³	171 t			0,33	
Földmunka	4970 m ³	9443 t			10,93	
Alépitmények építése						
Szerelőbeton készítés	17 m ³	40 t	24 km	4,37	0,16	0,11
Alaptest zsaluzás	209 m ²				0,46	
Alaptest-betonacél	14 t	14 t	126 km	29,25	0,14	0,21
Alaptest-beton	380 m ³	912 t	24 km	126,40	7,26	2,60
Hídő és fejgerenda zsaluzása	270 m ²				0,59	
Hídő és fejgerenda-betonacél	18 t	18 t	126 km	38,45	0,18	0,28
Hídő és fejgerenda-beton	106 m ³	253 t	24 km	39,65	2,02	0,72
Monolit pillérek zsaluzása	566 m ²				1,25	
Monolit pillérek-betonacél	25 t	25 t	126 km	51,32	0,25	0,37
Monolit pillérek-beton	131 m ³	314 t	24 km	49,19	2,50	0,90
Felszerkezet						
Betonacélok és pászmák gyártása és szállítása FCI gerendához	39 t	39 t	174 km	81,49		0,81
Előregyártott FCI gerendák gyártása és szállítása	131 m ³	314 t	24 km	58,43	2,50	1,01
Előregyártott FCI gerendák beemelése	353 t	353 t			1,41	
Monolit szélső gerendák és pályalemez zsaluzása	524 m ²				1,15	
Monolit szélső gerendák-betonacél	19 t	19 t	126 km	40,12	0,19	0,29
Monolit szélső gerendák-beton	96 m ³	230 t	24 km	36,05	1,83	0,66
Pályalemez-betonacél	40 t	40 t	126 km	83,58	0,40	0,60
Pályalemez-beton	522 m ³	1253 t	24 km	196,00	5,69	3,58
Pályalemez szigetelése	661 m ²			3,31		
Befejező műveletek						
Szegély zsaluzása	397 m ²				0,87	
Szegély-betonacél	8 t	8 t	126 km	16,72	0,08	0,12
Szegély-beton	63 m ³	151 t	24 km	23,66	0,69	0,43
Szegély és gerendák szigetelése	592 m ²			7,10		
Aszfalt burkolat	79 m ³	190 t	24 km	9,92	1,92	0,54
Korlátok elhelyezése	198 m	9 t	165 km	35,64		0,18
Σ A fázis				930,6 t	42,8 t	13,4 t
				986,9 t		

3.1.3. HARMADIK VERZIÓ – FERDE TÁMASZÚ, VÁLTOZÓ KERESZTMETSZETŰ HÍD

Továbbhaladva a 2. fejezetben bemutatott fenntartható tervezéshez tartozó lépéseken, a *build efficiently* lépés következik. Ebben a lépésben a szerkezetet úgy optimalizáljuk tovább, hogy az állandó keresztmetszeti méretek helyett, ahol lehetséges, ott változó keresztmetszeti méret segítségével

csökkentjük az anyagfelhasználást. Ezt alkalmazva a közbenső pilléreknél a nagy nyomatékoktól (fejgerendától) távolodva kisebb keresztmetszeti méretet alkalmazunk. Ehhez hasonlóan a szélső nyílásokban elhelyezett gerendáknál is csökkentjük a keresztmetszeti méretet a közbenső támaszoktól távolodva. Ezen verzió méretei megegyeznek a végleges, negyedik verzió méreteivel, aminek hosszmetsete a 7. ábrán látható, a két verzió csak az építési módban tér el. A harmadik verzió megvalósításának LCA számítását és kibocsátás értékeit mutatja a 3. táblázat.

Az eredményeken látható, hogy változó keresztmetszeti méretek alkalmazásával tovább csökkent a CO₂ kibocsátás.

3. táblázat: Harmadik verzió megvalósítási fázisának LCA számítása.

Folyamat	Ferde támaszú, változó keresztmetszetű híd					
	Építés			Ekvivalens CO2		
	menyiség	tömeg	szállítás	anyag	folyamat	szállítás
Terület előkészítés						
Lehumusolás	90 m ³	171 t			0,33	
Földmunka	4970 m ³	9443 t			10,93	
Alépítmények építése						
Szerelőbeton készítés	17 m ³	40 t	24 km	4,37	0,16	0,11
Alaptest zsaluzás	209 m ²				0,46	
Alaptest-betonacél	14 t	14 t	126 km	29,25	0,14	0,21
Alaptest-beton	380 m ³	912 t	24 km	126,40	7,26	2,60
Hídő és fejgerenda zsaluzása	289 m ²				0,64	
Hídő és fejgerenda-betonacél	18 t	18 t	126 km	38,45	0,18	0,28
Hídő és fejgerenda-beton	110 m ³	265 t	24 km	41,46	2,11	0,76
Monolit pillérek zsaluzása	526 m ²				1,16	
Monolit pillérek-betonacél	21 t	21 t	126 km	43,88	0,21	0,31
Monolit pillérek-beton	112 m ³	269 t	24 km	42,05	2,14	0,77
Felszerkezet						
Betonacélok és pászmák gyártása és szállítása FCI gerendához	39 t	39 t	174 km	81,49		0,81
Előregyártott FCI gerendák gyártása és szállítása	131 m ³	314 t	24 km	58,43	2,50	1,01
Előregyártott FCI gerendák beemelése	353 t	353 t			1,41	
Monolit szélső gerendák és pályalemez zsaluzása	480 m ²				1,06	
Monolit szélső gerendák-betonacél	16 t	16 t	126 km	33,43	0,16	0,24
Monolit szélső gerendák-beton	80 m ³	192 t	24 km	30,04	1,53	0,55
Pályalemez-betonacél	40 t	40 t	126 km	83,58	0,40	0,60
Pályalemez-beton	522 m ³	1253 t	24 km	196,00	5,69	3,58
Pályalemez szigetelése	661 m ²			3,31		
Befejező műveletek						
Szegély zsaluzása	397 m ²				0,87	
Szegély-betonacél	8 t	8 t	126 km	16,72	0,08	0,12
Szegély-beton	63 m ³	151 t	24 km	23,66	0,69	0,43
Szegély és gerendák szigetelése	592 m ²			7,10		
Aszfalt burkolat	79 m ³	190 t	24 km	9,92	1,92	0,54
Korlátok elhelyezése	198 m	9 t	165 km	35,64		0,18
Σ A fázis				905,2 t	42,0 t	13,1 t
				960,3 t		

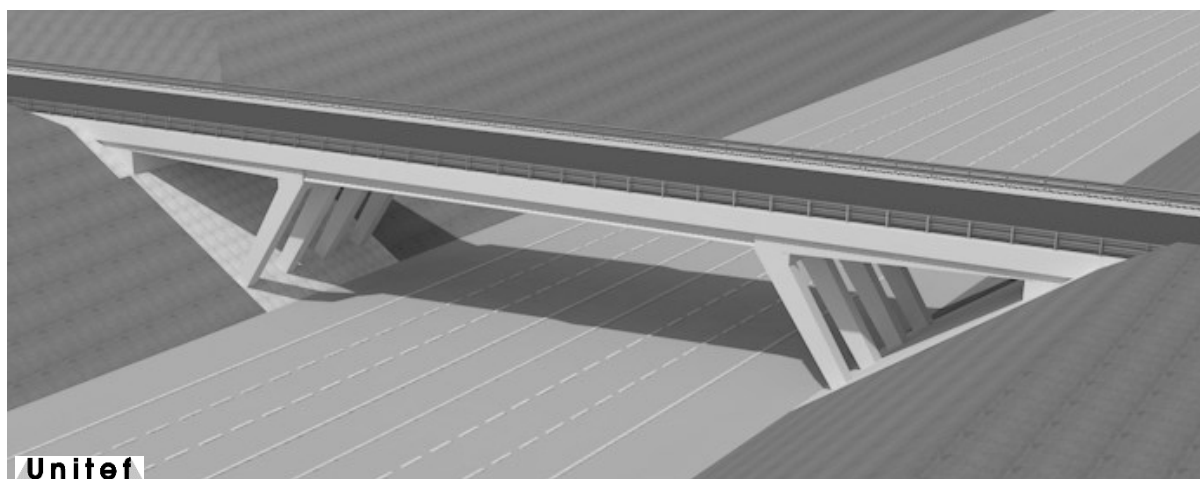
3.1.4. NEGYEDIK VERZIÓ – FERDE TÁMASZÚ, VÁLTOZÓ KERESZTMETSZETŰ, ELŐREGYÁRTOTT ELEMES HÍD

A 2. bekezdésben bemutatott fenntartható tervezéshez tartozó lépések közül az utolsó, *minimise waste* lépés következik. Jelen szerkezet esetén a hulladékot úgy csökkenthetjük, hogy minél több elemet előregyártunk. Ebben a verzióban törekedtünk minél több szerkezeti elem előregyártására, így az egyedi méretű szélső nyílásban alkalmazott gerendák és a ferde pillérek ilyen módon lettek kialakítva. A negyedik verzió megvalósításának LCA számítása és kibocsátás értékei a 4. táblázatban láthatók.

Kisebb mértékben, de az előregyártásnak köszönhetően itt is megfigyelhető a CO₂ kibocsátás további csökkenése. A tervezés során végigvettük a 2. fejezetben bemutatott minden lépést, a bemutatott hídváltozatok közül ez az utolsó verzió a fenntarthatóság szempontjából optimális, így ez lesz a végső, tervezett kialakítás, amelynek látványképe a 3. és 4. ábrán látható.

4. táblázat: Negyedik, végleges verzió megvalósítási fázisának LCA számítása.

Folyamat	Ferde támaszú, változó keresztmetszetű, előregyártott elemes híd					
	Építés			Ekvivalens CO2		
	menyiség	tömeg	szállítás	anyag	folyamat	szállítás
Terület előkészítés						
Lehumuszolás	90 m ³	171 t			0,33	
Földmunka	4970 m ³	9443 t			10,93	
Alépitmények építése						
Szerelőbeton készítés	17 m ³	40 t	24 km	4,37	0,16	0,11
Alaptest zsaluzás	261 m ²				0,57	
Alaptest-betonacél	14 t	14 t	126 km	29,25	0,14	0,21
Alaptest-beton	380 m ³	912 t	24 km	126,40	7,26	2,60
Hídő és fejgerenda zsaluzása	289 m ²				0,64	
Hídő és fejgerenda-betonacél	18 t	18 t	126 km	38,45	0,18	0,28
Hídő és fejgerenda-beton	110 m ³	265 t	24 km	41,46	2,11	0,76
Betonacélok és páasmák gyártása és szállítása pillérekhez	21 t	21 t	174 km	43,88		0,43
Előregyártott pillérek gyártása és szállítása	112 m ³	269 t	24 km	40,45	2,14	0,83
Előregyártott pillérek beemelése	290 t	290 t			1,16	
Felszerkezet						
Betonacélok és páasmák gyártása és szállítása FCI gerendához	39 t	39 t	174 km	81,49		0,81
Előregyártott FCI gerendák gyártása és szállítása	131 m ³	314 t	24 km	58,43	2,50	1,01
Előregyártott FCI gerendák beemelése	353 t	353 t			1,41	
Betonacélok és páasmák gyártása és szállítása szélső gerendákhoz	16 t	16 t	174 km	33,43		0,33
Előregyártott szélső gerendák gyártása és szállítása	80 m ³	192 t	24 km	28,89	1,53	0,59
Előregyártott szélső gerendák beemelése	208 t	208 t			0,83	
Pályalemez-betonacél	40 t	40 t	126 km	83,58	0,40	0,60
Pályalemez-beton	522 m ³	1253 t	24 km	196,00	5,69	3,58
Pályalemez szigetelése	661 m ²			3,31		
Befejező műveletek						
Szegély zsaluzása	397 m ²				0,87	
Szegély-betonacél	8 t	8 t	126 km	16,72	0,08	0,12
Szegély-beton	63 m ³	151 t	24 km	23,66	0,69	0,43
Szegély és gerendák szigetelése	592 m ²			7,10		
Aszfalt burkolat	79 m ³	190 t	24 km	9,92	1,92	0,54
Korlátok elhelyezése	198 m	9 t	165 km	35,64		0,18
Σ A fázis				902,4 t	41,6 t	13,4 t
				957,4 t		



3. ábra: Végleges verzió látványképe a bevágásba illesztve.

A végleges változatnál a megvalósítási fázis CO₂ kibocsátásértékei mellett megbecsültük a teljes életciklusra vonatkozó üzemeltetési és bontási fázissal járó kibocsátás értékeket is, amik az 5. táblázatban láthatók.

5. táblázat: Üzemeltetési és bontási fázis LCA számítása a negyedik verzió esetén.

Folyamat		Ferde támaszú, változó keresztmetszetű, előregyártott elemes híd						
		Építés			Ekvivalens CO2			
		mennyiség	tömeg	szállítás	anyag	folyamat	szállítás	
Fenntartás-üzemeltetés								
Bevonatcsere szigetelés	- 6 /100yr	1253 m ²			90,19			
Aszfaltszere aszfaltburkolat készítése	- 6 /100yr	661 m ²	190 t	24 km	59,49	22,61	3,26	
Korlátszere - korlátok, hálók elhelyezése	5 /100yr	198 m	9 t	165 km	178,20		0,88	
Σ B fázis					327,9 t	22,6 t	4,1 t	
					355 t			
Bontás								
Szerkezet bontása és hulladékelszállítás		661 m ²	3712 t	50 km		2,25	22,09	
Hulladék feldolgozás		538 t	538 t			7,00		
Σ C fázis					0,0 t	9,2 t	22,1 t	
					31 t			
Σ Élet-ciklus (A+B+C fázis)					1230 t	73 t	40 t	
					1343 t			

3.2. ÖSSZEHASONLÍTÁS, KÖVETKEZTETÉSEK

Az egyes hídváltozatok megvalósítási fázisainak összesített CO₂ kibocsátás értékeit és egymáshoz képesti viszonyukat mutatja a 6. táblázat.

6. táblázat: Különböző hídváltozatok CO₂ kibocsátásának összehasonlítása.

Verzió	Változat	eCO ₂ [t]	CO ₂ csökkenés verziók között [%]	CO ₂ csökkenés 1. verzióhoz képest [%]
1	Kéttámaszú, állandó keresztmetszetű híd	1101,2	100,0%	100,0%
2	Ferde támaszú híd	986,9	89,6%	89,6%
3	Ferde támaszú, változó keresztmetszetű híd	960,3	97,3%	87,2%
4	Ferde támaszú, változó keresztmetszetű, előregyártott elemes híd	957,4	99,7%	86,9%

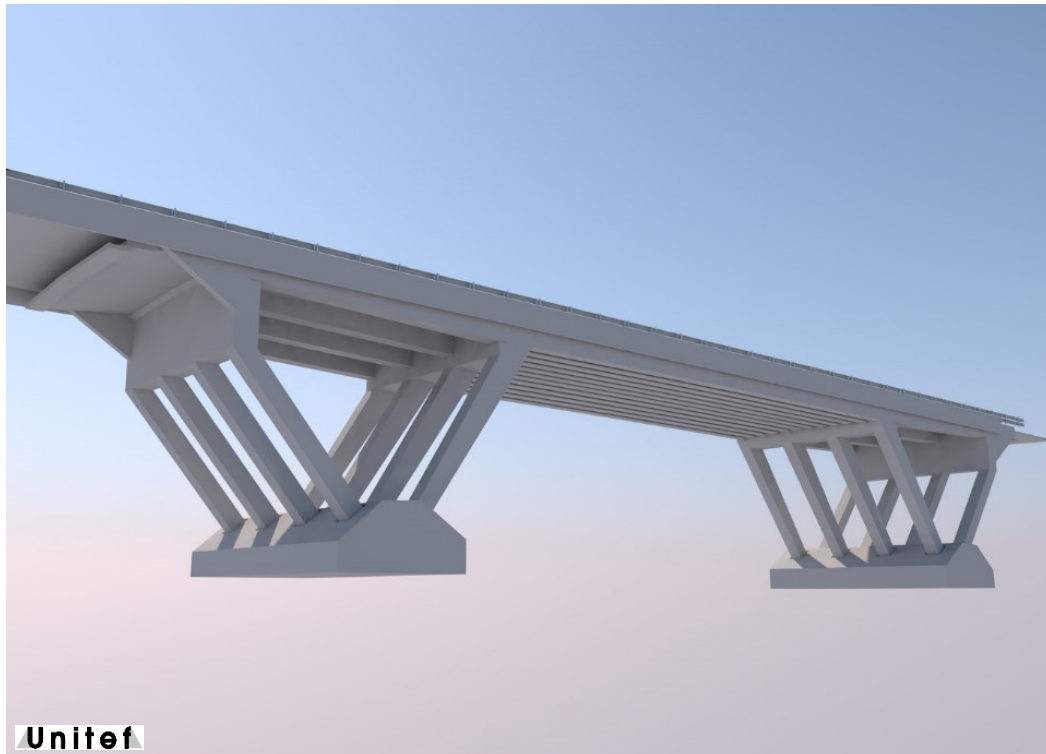
Az 1. és 2. verzió között 10,4% CO₂ csökkenés figyelhető meg a helyszínhez jobban illeszkedő szerkezeti kialakításnak (több nyílás, de kisebb gerendák alkalmazásának) köszönhetően. A 3. verzióban a hatékonyabb, kihasználtabb kialakítás (változó keresztmetszetek alkalmazása) további 2,7%-al csökkentette a kibocsátást. A legkisebb csökkenés a 3. és 4. változatok között figyelhető meg, amelynél az előregyártás által (kevesebb hulladékkeletkezés) újabb 0,3%-al csökkent a kibocsátás. Külön kiemelnénk, hogy csak a monolit és előregyártott elemek alkalmazását tekintve ez a csökkenés jelentősebb, 2% mértékű. Megfigyelhető, hogy az egyes változtatások hatása egyre kisebb, ami jól követi a 2. fejezetben bemutatott fenntartható tervezéshez tartozó lépések hatásának mértékét (lásd: 1. ábra). Összességében a szerkezet optimalizálásával 13,1% csökkenést tudunk kimutatni.

4. HÍD RÉSZLETES BEMUTATÁSA

4.1. HÍD TECHNOLÓGIAI BEMUTATÁSA

A tervezett híd esetén több technológia együttes alkalmazása jelenik meg. Egyik ilyen az elem előregyártás, amivel lehetőség van feszített és lágyvasalt szerkezeti elemek kialakítására. A híd közbenső nyílásánál alkalmazott FCI gerendák Hoyer rendszerű feszítéssel készülnek, míg a pillérek, hídfőoszlopok és a kisnyílások gerendái egyedileg tervezett lágyvasalású előregyártott elemekként készülnek.

Az előregyártás mellett megjelenik a helyszíni betonozásnál alkalmazott kéregpanelek (bennmaradó) zsaluzat, melyek a szélső nyílásokban elhelyezett előregyártott gerendákra támaszkodnak fel. A kéregpanelek biztosítják a pályalemez betonozásához szükséges zsaluzatot. A kéregpanelek előnye, hogy a gerendákra támaszkodva az építés során nincs szükség állványzatra a zsaluzat tartásához, ami költség- és klímahatékony (hulladékcsökkentés, szállítás-kiváltás) megoldás. A zsaluzat bennmaradása a keletkező hulladék csökkenését is jelenti.

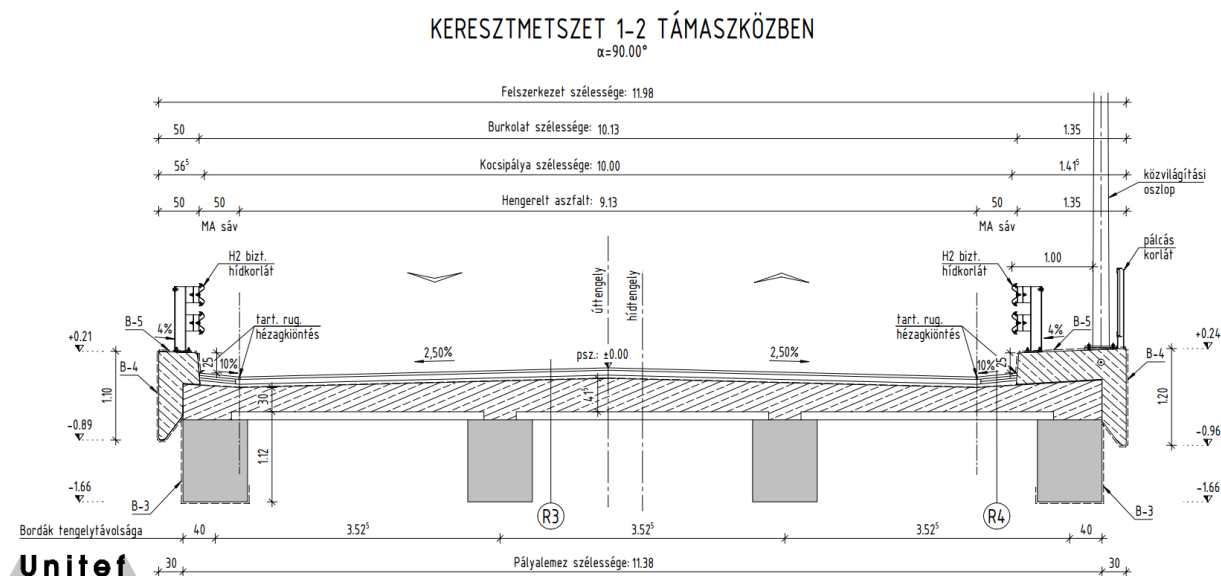


4. ábra: Ferde támaszú vasbeton híd szerkezeti látványképe (végleges verzió).

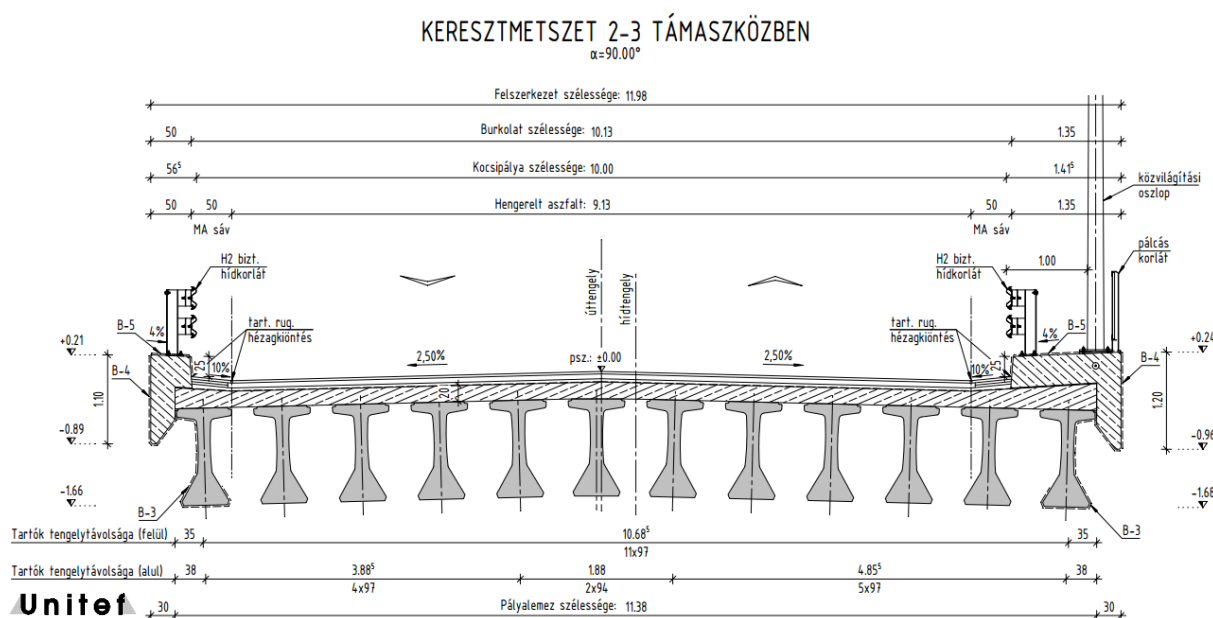
4.2. FELSZERKEZET

A tervezett híd az M2 gyorsforgalmi út felett ível át, a hídtengely és az úttengely merőlegesen egymásra. A híd háromnyílású, támaszközei rendre 13,00-31,00-13,00 m. A 11,98 m széles felszerkezet gerendái előregyártottak: a középső nyílás a Ferrobeton Zrt. által gyártott 12 db, FCI-120 típusú feszített gerendából épül fel, a szélső támaszokban 4-4 egyedileg tervezett, lágyvasalt, előregyártott vasbeton gerendát helyeztünk el. A lágyvasalású gerendák a hídfőktől a közbenső támaszok felé változó magasságúak. Ez a kialakítás amellet, hogy környezeti fenntarthatóság és költséghatékonyság szempontjából kedvezőbb, mint az állandó keresztmetszet alkalmazása, az esztétikai szempontból is kedvezőbb azáltal, hogy a szélső gerendák alsó éle folytonosan csatlakozik a közbenső FCI gerendák alsó éléhez és nem törik meg a híd alsó élének vonalvezetését.

A középső nyílásban a pályalemez vastagsága 20-23 cm között változó, a szélső nyílásokban 30-41 cm között változó. A kiemelt hídszegélyek monolitikusan, helyszíni betonozással készülnek. A középső nyílásban a gerendák a pályalemez keresztesésének megfelelően vannak elhelyezve, míg a szélső nyílásokban ez vízszintes síkon történik meg. A felszerkezet egy szélső és egy közbenső nyílásban lévő keresztmetszetét mutatja az 5. és 6. ábra.



5. ábra: Keresztmetszet az szélső támaszközben.



6. ábra: Keresztmetszet a középső támaszközben.

4.3. ALÉPÍTMÉNY

A híd tervezése során az UNITEF'83 Zrt. által már sokszor alkalmazott előregyártott felszerkezeti gerendák mellett az alépítmény egyes elemeinek előregyártása is megjelenik: A fejlesztés fókuszja a lágyvasalású gerendák mellett a hídpillérek előregyártására irányultak. A belső és külső oszlopok is előregyártással készültek.

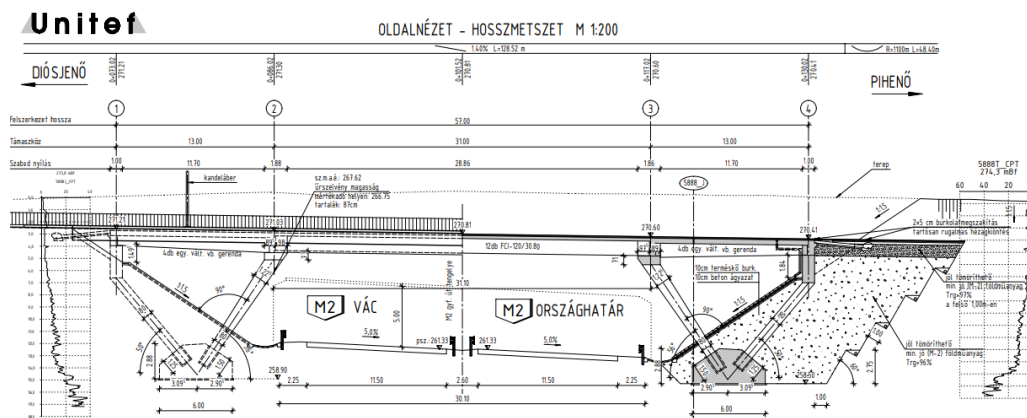
A 3. fejezetben bemutatott szerkezeti optimalizálás végeredményeként a pillérek ferdén lettek elhelyezve, amelyek helyszíni betonozása a környezetterhelésen túl építéstechnológiai szempontból egyébként is körülményes (például a ferde zsaluzás miatt), célszerű az alépítményi előregyártás alkalmazása, ami a körülményekhez illő és klímahatékony megoldásnak bizonyult. A ferde pillérek alkalmazása nem csak a fent említett biztonsági és környezethatékonsági feltételeket teljesíti, hanem az alatta áthaladó utasoknak is érdekes, harmonikus megjelenést nyújt. A közbenső támaszköz csökkenésével, kisebb méretű előregyártott gerendaelemeket kell alkalmazni, ami jelentősen megkönnyíti az elemek szállításával, emelésével és pozícionálásával járó nehézségeket.

Négy támasz esetén általában négy külön alapozást szokás alkalmazni, azonban a ferde pilléreknek és a kisebb szélső nyílásoknak köszönhetően elegendő volt két alaptest alkalmazása, így a híd bal és jobb oldalán a hídfő alatti támasz és a közbenső pillér egy-egy közös alaptestbe köt be „V” lábú keretkialakítással (lásd: 7. ábra). A (konszolidált) homokos agyag talaj jó teherbírásának köszönhetően mélyalapozás helyett síkalapok alkalmazása is megfelelő volt. Az alaptestek számának csökkentése és a síkalapozás alkalmazása a felhasznált anyagmennyiség csökkenésével jár, ami gazdaságosabb és környezeti szempontból fenntarthatóbb szerkezetet eredményez.

A síkalapok 6 m szélesek, 13,6 m hosszúak és legnagyobb magasságuk 2,88 m. A síkalapok két oldalán 4-4 kelyhet alakítottunk ki, amik az előregyártott pillérek befogadására alkalmasak.

A hídfőket alátámasztó pillérek 80x80 cm keresztmetszeti méretűek és a háttöltés alá rejtettek, a közbenső pillérek hídtengelyre merőleges mérete 80 cm, tengellyel párhuzamosan 80 cm-től 1,23 m-ig változó szélességűek, ami kiemeli a híd erőtani viselkedését.

A síkalapok, kis magasságú hídfőfalak, szárnyfalak és a közbenső pillérek fejgerendái monolit vasbeton elemek. Az alépítmény hosszmetsetét és oldalnézetét mutatja a 7. ábra.



7. ábra: Hosszmetset és oldalnézet.

5. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A XXI. század legnagyobb kihívása, hogy az országok miképpen tudják kezelni a klímaváltozás hatásait. Mindemellett a változó mobilitási igények is soha nem látott feladatok elé állítják a közlekedési szakmát. A közlekedési infrastruktúra fejlesztése továbbra is szükséges, azonban a folyamataink felülvizsgálatával olyan módszereket kell bevezetnünk, amely ugyanazt a mobilitási igényt kisebb karbonlábnyom mellett teszik lehetővé.

A bemutatott híd tervezése során is olyan fejlesztési irányok alkalmazására törekedtünk, amik lehetővé teszik a karbonlábnyom csökkentését, így a tervezés során a költséghatékonyság mellett

végig szem előtt tartva a klímahatékonyságot, megfelelő technológiák alkalmazásával az eredmény egy fenntarthatóbb szerkezet lett. A szerkezet kialakításának optimalizálásával, a tudatos, fenntartható tervezési lépések figyelembevételével, az előregyártás választásával és a kéregpaneles zsaluzat alkalmazásával csökkenthető a CO₂ kibocsátás, az anyagfelhasználás és a keletkező hulladék, valamint egy gyorsabban kivitelezhető hídszerkezet jött létre.

Olyan klímahatékony hídszerkezetet terveztünk, amelynél a felszerkezeti elemek előregyártása mellett előtérbe került az alépítmény előregyártása, ki tudunk lépni a megszokott, sablonos mintákból és egyedi tervezésű, új elemeket alkalmazhattunk, amelyekkel az adott helyszínhez illő, optimális kialakítású, esztétikus és érdekes híd jöhetett létre.

6. HIVATKOZÁSOK

- [1]: Arnold, W. 2024. Engineering in an Emergency, (*IABSE Symposium Manchester 2024 28-36*) ISBN 978-3-85748-204-5
- [2]: Európai Tanács, „Irány az 55%!”, *Európai klímarendelet részletei*
<https://www.consilium.europa.eu/hu/policies/green-deal/fit-for-55-the-eu-plan-for-a-green-transition/>
 (hozzáférés: 2024.07.10)
- [3]: Institution of Civil Engineers, 2023. Guidance Document for PAS 2080” *Construction Leadership Council The Green Construction Board*
- [4]: Kővári, Á. 2024. Környezettudatos szerkezettervezés és anyagválasztás kerékpáros- és közúti hidak esetén, *Hidász Napok 2024*
- [5]: Kővári, Á., Németh, G. & Bartus, R. 2024. Environmentally conscious structural design and material selection of short-span bridges, (*IABSE Symposium Manchester 2024 1407-1414*) ISBN 978-3-85748-204-5
- [6]: Kővári, Á., Németh, G., & László, V. 2023. Csökkentett CO₂ emissziójú kerékpáros hidak fejlesztése, *Közlekedési Innovációs Díj pályamunka*
- [7]: Net Zero Bridge Group 2022. Carbon Calculation Guide for Bridges Draft 2022, www.netzerobridges.org
 (hozzáférés: 2024.07.10)
- [8]: The Institution of Structural Engineers. 2022. How to calculate embodied carbon 2022 iStruct Guide.



Visszanyert bitumen és friss bitumen elegyének laboratóriumi előállítás optimalizálása

Rosta Szabolcs¹, Gáspár László²

¹Duna Aszfalt Út és Mélyépítő Zrt.

²Széchenyi István Egyetem, Építőmérnöki Kar, Közlekedésépítési és
Vízgazdálkodási Tanszék és a KTI Közlekedéstudományi Intézet Nonprofit Kft.

E-mail: rosta.szabolcs@dunaaszfalt.hu, gaspar.laszlo@kti.hu

DOI: [10.36246/UL.2024.2.05](https://doi.org/10.36246/UL.2024.2.05)

KIVONAT

Különböző előre becsülő képletek léteznek bitumenek keverékeinek, illetve bitumenek és rejuvenálószer keverékeinek számítására. Különböző kötőanyagparaméterek előre becsülésének validálásához bitumenelegyeket kell képezni. Számos kutatás foglalkozik bitumenelegyek vizsgálatával, azonban azok előállítására vonatkozó útmutató, leírat csak elnagyoltan készült, hivatalos eljárásrendet még nem alkottak meg. Azonban az előre becsülő képletek validálásához (speciális elegyekre új képletek megalkotásához) elengedhetetlen, hogy a mart aszfaltból történő bitumen visszanyerése során, az eljárással minél kisebb mértékben módosítsuk a mart aszfaltból származó előregedett bitumen tulajdonságait, hogy minél pontosabb képet kaphassunk annak állapotáról. Továbbá az is nagyon fontos, hogy a friss bitumen és a visszanyert bitumen elkeverése során az elegyből homogén mintát lehessen venni, ugyanakkor az elegyítés során a friss bitument ne öregítsük túl, amelynek hatására helytelen következtetésekre jutnánk. Kutatásunk azzal foglalkozott, hogyan lehet laboratóriumi körülmények között friss bitumen és visszanyert bitumen elegyeket előállítani, amelyeknek tulajdonságai ismételhetőek és reprodukálhatóak.

Kulcsszavak: bitumen kötőanyagok, bitumen fiatalítószer, bitumenelegyek, mart aszfalt újrahasznosítása, aszfaltlaboratóriumi vizsgálatok

ABSTRACT

There are various calculation formulae for bitumen blends and the blends of bitumens and rejuvenators. To validate the forecast of various binder parameters, bitumen blends must be made. A lot of research works deal with the testing of bitumen blends, however, guidelines for their production have only been prepared roughly, and official procedures have not yet been created. However, to validate the predictive formulae (creating new formulae for special mixtures), it is essential to modify the properties of the aged bitumen from the reclaimed asphalt as little as possible during the recovery of bitumen from reclaimed asphalt, so that we can get a more accurate information of its actual condition. Furthermore, it is very important that a homogeneous sample can be taken from the blend when mixing the fresh bitumen and the recovered bitumen, but at the same time, the fresh bitumen should not be aged too much during the mixing, as a result of which incorrect conclusions would be drawn. In our research work, we dealt with the problem how could be produced blends of fresh bitumen and recovered bitumen under laboratory conditions, whose properties are repeatable and reproducible.

Keywords: bituminous binders; bitumen rejuvenators; bitumen blends; asphalt recycling; asphalt laboratory tests

Rosta Szabolcs

Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetemen végzett okl. építőmérnök, a Duna Csoport fejlesztési és innovációs főmérnöke 2020 óta, a Széchenyi István Egyetemen doktorandusz. Fő kutatási területe a visszanyert aszfalt új aszfaltkeverékekben történő alkalmazásának vizsgálata.

Dr. habil. Gáspár László

Ok. mérnök, okl. gazdasági mérnök, az MTA doktora. A Közlekedéstudományi Intézet kutató professzora, a Széchenyi István Egyetem emeritusz professzora. 490 publikációjának és 645 szakmai előadásának jelentős része aszfalttechnológiai kérdésekkel foglalkozik. 30+ nemzetközi téma és bizottság tagja vagy vezetője (volt).

1. BEVEZETÉS

Ha visszanyert aszfaltot használunk újra az aszfaltkeverékek előállításakor, az új aszfaltban lévő, és abból extrahálható bitumen két komponensből, a frissen hozzáadagolt bitumenből és a visszanyert aszfalt bitumenjéből tevődik össze. Kis mennyiségű visszanyert aszfalt felhasználásakor az abban lévő bitumen hatása elhanyagolható mértékű. 10-20%-os visszanyert bitumentartalom felett azonban számolni kell azzal, hogy az előregedett bitumen tulajdonságai már számottevően befolyásolhatják az elegy tulajdonságát és ezzel együtt a visszanyert aszfaltot tartalmazó aszfaltkeverék tulajdonságait is.

Abban az esetben, ha 20%-nál nagyobb mennyiségű visszanyert aszfaltot használunk fel az aszfaltkeverékben, egyrészt a 2021-ben kiadott, visszanyert aszfalt felhasználásra vonatkozó, e-UT 05.02.11:2018/M1:2021 műszaki előírással [1] és az MSZ EN 12697-8 keretszabvánnyal [2] összhangban, a közös lágyuláspont ellenőrzés során meg kell győződnünk arról, hogy az aszfaltkeverékben lévő bitumen elegy lágyuláspontja beleesik-e az aszfaltkeveréknél felhasználható bitumen fokozatához tartozó lágyuláspont-korlátok közé. Ebben az esetben, a két komponens tulajdonságainak ismeretében, a bitumenkeverék tulajdonságaira következtetni lehet. Hároméves kutatási projekt (2020-1.1.2-PIACI-KFI-2020-00060 számú) részeként olyan aszfaltkeverékek fejlesztését tűztük ki célul, melyek 20-50%-os visszanyert aszfaltot tartalmaznak. Nagyon fontosnak tartottuk, hogy átfogó képet kaphassunk a Magyarországon használatos bitumenek és különböző visszanyert bitumenarány együttes teljesítményéről, amely talán a legösszetettebb kérdés a témában. Ilyen adatbázis sajnos nálunk nem lelhető fel. Ezért úgy döntöttünk, hogy alapkutatásként bitumenkeverékekkel foglalkozunk. Azonban a jelenleg az érvényes hazai szabályozásban, de még a nemzetközi szakirodalomban sem találunk előírást a bitumenek laboratóriumi keverésére vonatkozóan. A közös tulajdonság számításának gyakorlati ellenőrzéséhez viszont ismételhető eljárás szükséges, amely homogén bitumenelegyeket eredményez, ezért első lépésként körbejártuk ezt a témát, és meghatároztunk saját eljárásrendet, amit friss bitumenek és visszanyert bitumenek keveréséhez alkalmazunk.

2. VISSZANYERT ASZFALT BITUMENÉNEK VISSZANYERÉSI NEHÉZSÉGEI, AZOK HATÁSA A BITUMEN-PARAMÉTEREKRE

A visszanyert aszfaltban lévő bitumenen történő vizsgálatok elvégzéséhez szükséges annak visszanyerése, elkülönítése a kőanyagoktól. Az elvégzendő vizsgálatok típusától és mennyiségétől függ, hogy milyen mennyiségű mintát kell feldolgozni, és hányszor kell a visszanyerési eljárást elvégezni. A visszanyerést forgó bepárló használatával végezhető el. A módszert az MSZ EN 12697-3:2013+A1:2019 szabvány [3] részletesen leírja. Az itt meghatározott eljárás többféleképpen elkezdhető, azonban az oldószert ugyanazon módszer szerint kell a végén eltávolítani.

Az első esetben az aszfaltmintához olyan, általunk választott oldószert öntünk, amely jól oldja a bitumént, majd rázogatás után, adott idő elteltével a kapott bitumenes oldatot leszűrjük. A szűrés segítségével eltávolítjuk a 0,063 mm feletti kőanyagokat. Ezt követően az oldatban található finomrészeket

átfolyós centrifuga segítségével távolítjuk el. Így az oldatban már csak a bitumen és a választott oldószer marad.

A második eset az, amikor a bitument nem manuális rázás során oldjuk le a kőanyagokról, hanem ehhez aszfalt analizátort használunk. A leoldást követően az oldatot az analizátor centrifugája segítségével tisztítjuk meg a finomrészekről, majd a kapott bitumenes oldatot egy lombikba engedjük további felhasználásra. Ebben az esetben lényegesen gyorsabb a leoldás folyamata, azonban a kapott oldat nagyon híg, az első esetben kapotthoz viszonyítva. Minél hígabb a bitumenes oldat, annál több ideig tart az utolsó lépés, az oldószer eltávolítása. Egyes analizátorok már rendelkeznek olyan beállítási lehetőséggel, melynek során a kapott oldatot először töményítik, és csak ezután engedjük le az oldatot, és dolgozunk vele tovább. Ezt a lehetőséget azonban kellő odafigyelés mellett érdemes csak használni, mivel a bitumenek magas hőmérséklet hatására, oxigén jelenlétében öregednek, így egy hosszabb töményítési folyamat során erre is gondolni kell.

A visszanyerés utolsó lépéseként a bitument elválasztjuk az oldószertől. Erre a célra használjuk a forgó bepárlót, amelyben meghatározott magas hőmérsékletet és alacsony nyomást tartva, az oldószer elpárolog. Az elkészült nagy mennyiségű oldatot egy részletben nem tudjuk bepárolni, a bepárló lombik szabta méretbeli korlát miatt, így az oldatot szakaszosan pótolni lehet. Erre megoldás, ha a vákuumot időnként megszüntetjük, és a lombikot újra feltöltjük. A másik, praktikusabb megoldás, amikor a bepárlás első fázisában beeresztőcsapos feltét segítségével, folyamatosan adagoljuk be a friss oldatot, az oldószer párolgásához igazítva (1. ábra), majd az összes oldat bejuttatását követően, haladunk a további fázisok felé, azonban a szakaszos betáplálásnak a legnagyobb hátránya, hogy a különböző hőmérsékletű és töménységű oldatok találkozása esetében, a lombikban lévő oldat hirtelen forrásba kezdhet, ilyen esetben gyakran felfut a garatba, ami miatt a vizsgálatot félbe kell szakítani és újratekenni, ami igen nagy időkiesést okoz. Ehhez a módszerhez precíziósan működő vákuumszabályozóra van szükség.



1. ábra: Beeresztőcsapos forgó bepárló, bitumen visszanyeréséhez.

A visszanyert aszfalt bitumenjét a szabványban leírt oldószerek valamelyikével lehet leoldani. Az oldószer eltávolításának metodikáját is szabályozza az előírás, legfeljebb 3 lépcsőben a hőmérséklet növelése és a nyomás csökkentése mellett, az 1. táblázat szerint.

A szabvány szerint, az extra hőmérsékletre (T_3) csak nagyon kemény bitumen esetében van szükség, ha 10 min-t T_2 hőmérsékleten és P_2 nyomáson tartást meghaladóan is fennáll a buborékképződés veszélye.

1. táblázat: Európában elterjedt kötőanyag-oldószerek különböző fázisokban alkalmazható hőmérséklete és nyomása [3].

Oldószer		Első fázis		Második fázis		Extra
Leírás	Forráspont	Hőmérséklet, T ₁	Nyomás, p ₁	Hőmérséklet, T ₂	Nyomás, p ₂	Hőmérséklet, T ₃
	°C	°C	kPa	°C	kPa	°C
Diklór-metán	40,0	85	85	150	2,0	175
1,1,1-triklór-etán	74,1	80	30	160	2,0	185
Benzol	80,1	80	30	160	2,0	185
Triklór-etilén	87,0	90	40	160	2,0	185
Xylol	140	120	30	160	2,0	205
Toluol	110,6	110	40	160	2,0	185
Tetraklór-etilén	121	110	40	160	2,0	180

Azonban bármilyen oldószert használunk a bepárlás végén, annak a megállapítására, hogy eltávozott-e az oldószer, szubjektív döntést kell hozni, mégpedig „megszűnt-e már a buborékképződés az oldatban? (Ez tulajdonképpen az oldószer forrását jelenti). Elvileg, ha megszűnik a buborékképződés, akkor az összes oldószer eltávozott az oldatból.

Ehhez a szabvány annyi ajánlást tesz „Ez legjobban úgy állapítható meg, ha a bepárló lombik forgását egy pillanatra megállítjuk”. Azonban, amikor már kevés oldószer található az oldatban, a buborékképződés akár több sec-ot is igénybe vehet, annak észlelése nagyon nehéz feladat.

Az eljárás során, ha túl korán hagyjuk abba a bepárlást, oldószer marad a bitumenben, és ennek eredményeképp, a valóságosnál alacsonyabb viszkozitási értékeket kapunk.

Azonban feltételezhető az is, hogy túl sok ideig tartjuk a bitument magas hőmérsékleten, amely a visszanyert bitumen további öregedését okozza (magasabb viszkozitást kapunk).

Ennek tudatában, a kutatás során külön figyelmet fordítottunk arra, hogy a visszanyert bitument ismételt módon lehessen visszanyerni.

Sokszor ismételt eljárásban egész Európában elterjedt és a hazánkban is alkalmazott triklór etilénnel és tetraklór etilénnel történő visszanyerés közötti eltérést és a bepárlás hosszát értékeltük. Érdekeség, hogy az ausztrál laboratóriumokban erre a célra toluolt használnak.

Az oldószer lágyító hatását (oldószer marad a bitumenben) több esetben analitikai módszerrel lehetett megállapítani.

Mivel a túlzó öregítés hatásának kimutatására nem állt rendelkezésre célvizsgálat, csak megismételt vizsgálatok alapján értékeltük azt. Hozzá kell tenni, hogy a desztillációban, magasabb hőmérsékleteken az és alacsony nyomáson az oxigén jelenléte is csökken, így a bitumenek oxidációja mérséklődik.

Nagyszámú bitumenvisszanyerés tapasztalataiból a következő megállapításokat lehetett tenni:

- Buborékképződés tényleges megszűnését, az oldószermaradvány elkerülése végett, a legcélszerűbb úgy megállapítani, hogy a bepárló forgását 10 sec-ra leállítjuk. Amennyiben ezalatt nem észlelhető buborékképződés, akkor elfogadjuk annak megszűnését, és a hőmérsékletet és a nyomást még 10 min-ig tartjuk.
- Ha a visszanyert aszfalt bitumenje eredetileg modifikált volt, az esetek nagyobb részében tetraklór etilén és triklór etilén alkalmazása mellett is szükség van a T₃ extra hőmérséklet felvételére, azonban ez a hatás a visszanyert bitumen viszkozitását csak kismértékben vagy elhanyagolható módon befolyásolja.
- Útépítési bitumeneknél azonban csak az esetek kisebb részében van szükség T₃ extra hőmérséklet felvételére. A triklór használatakor ez még kisebb arányban fordul elő.

3. VISSZANYERT BITUMEN ÉS FRISS BITUMEN KEVERÉSI ELJÁRÁSÁNAK KIDOLGOZÁSA

Jelenleg az érvényes hazai szabályozásban, de még a nemzetközi szakirodalomban sem találunk előírást a bitumenek laboratóriumi keverésére vonatkozóan. A közös tulajdonság számításának gyakorlati ellenőrzéséhez azonban homogén bitumenelegyeket eredményező, ismételhető eljárás szükséges. Ezért saját keverési eljárásrendet alakítottunk ki, ügyelve arra, hogy a bitumeneket a lehető legrövidebb ideig melegítsük, a lehető legnagyobb mértékű elkeveredés biztosítása mellett. A megfelelő keverési eljárás kidolgozása hosszabb folyamat során valósult meg, több paraméter változtatásának eredményeként. Továbbá a szükséges eszközök rutinszerű használatához szükséges tapasztalatok eredményeként vontunk le a bitumenek laboratóriumi elegyítésének ismételhetősége tekintetében következtetéseket. A kísérletezések után három olyan fontos paramétert találtunk, amely adott bitumenvizsgálati eljárás bizonytalanosságán túl (lásd a 2. fejezetet) a bitumenelegyítés kimenetelét befolyásolhatja:

- a keverés hőmérséklete (hőmérséklettartománya),
- a keverésre szánt időtartam,
- a laboratóriumi bitumen minták tömege – a bitumenfilm vastagsága.

Annak érdekében, hogy a fenti keverést jellemző paraméterek hatását ki tudjuk mutatni, módszeresen változtattuk azokat, és a bitumenelegyeken végzett különböző vizsgálati eredmények homogenitását vizsgáltuk, statisztikai paraméterek segítségével.

A bitumenek a magas hőmérsékleti tartományban folyadékként viselkednek, a homogén elkeveredés paraméterei egymásra hatnak (feltételezhetően alacsonyabb hőmérsékleten hosszabb keverési időre van szükség).

3.1. VIZSGÁLATI MÓDSZEREK

A keverékek viszkozitását 60 °C-on, 1 rad/s oszcillációs frekvencián az ausztrál AGPT/T192 szabványnak [4] megfelelően, dinamikus nyíróreométerrel meghatároztuk, az alábbi lépések szerint:

- a dinamikus nyíróreométer előkészítése a vizsgálatához, temperálás 60 °C-on,
- bitumenminta készítése a méréshez, 25 mm-es átmérőjű szilikonsablon segítségével,
- a bitumenmintának a reométer alsó lemezére helyezése,
- a két lemez közötti réstávolság beállítása, a tér bitumennel való teljes kitöltöttségének ellenőrzése,
- a vizsgálati minta 15 ± 5 min-ig történő kondicionálása ($60,0 \pm 0,1$) °C-on,
- a vizsgálati program beállítása és futtatása (1 rad/s oszcillációs frekvencia, 60 °C),
- a mérési ciklusok során mért komplex viszkozitás rögzítése Pa·s-ban, átlaguk kiszámítása,
- a mérés másik mintán való megismétlése,
- a két párhuzamos mérés során meghatározott komplex viszkozítások átlagaként a vizsgált bitumen 60 °C-on érvényes komplex viszkozitás értékének meghatározása.

3.2. FELHASZNÁLT ALAPANYAGOK

1. táblázat: Útépítési és visszanyert bitumenek lágyuláspont és komplex viszkozitás értékei.

Bitumen megnevezése	Lágyuláspont (°C)	Komplex viszkozitás (Pa·s)
B 50/70	48,9	260
B 70/100	47,0	177
RA01 bitumen	58,2	1685
RA02 bitumen	56,2	784

B 50/70-es bitumennél a viszkozitás értéke 293 Pa·s-nak adódott. Ez szolgált referenciaértékként a keverékek készítésekor és értékelésekor. Az eljárások összehasonlításához a keverékek viszkozitását határoztuk meg, mivel ez a vizsgálat kis mennyiségű mintát és rövid időt igényel, és az adott tulajdonság pontosan határozható meg. Ennek köszönhetően a megfelelő eljárás kidolgozása során, a lágyuláspont vagy penetráció alapon történő összehasonlításhoz képest, sok időt lehet megtakarítani.

3.3. BITUMENELEGYEK LÁGYULÁSPONT ÉS VISZKOZITÁS SZÁMÍTÁSI KÉPLETEI

A közös lágyuláspont ellenőrzését az MSZ EN 13108-1 szabvány [5] A mellékletében foglaltak szerint végezhetjük el visszanyert aszfaltot is tartalmazó aszfaltkeverékek bitumenelegei esetében. Ehhez szükség van a felhasználni kívánt alapbitumen lágyuláspontjára, valamint a visszanyert aszfaltot alkotó bitumen lágyuláspontjára; ehhez azt az MSZ EN 12697-3 szabvány [3] szerint vissza kell nyerni. Szükséges még az előállítani kívánt aszfalt keverékterve, azon belül is az, hogy a két bitumen milyen tömegarányban alkotja a képződő bitumeneleget.

A szükséges információk birtokában, a visszanyert aszfaltot tartalmazó aszfaltkeverékekben lévő kötőanyag lágyuláspontja a következő képlettel számítható:

$$a \times T_{R\&B\ 1} + b \times T_{R\&B\ 2} = T_{R\&B\ mix} \quad (1)$$

ahol:

$T_{R\&B\ mix}$ – a visszanyert aszfaltot tartalmazó keverék kötőanyagának számított lágyuláspontja,

$T_{R\&B\ 1}$ – a visszanyert aszfaltból kinyert kötőanyag lágyuláspontja,

$T_{R\&B\ 2}$ – a hozzáadott kötőanyag lágyuláspontja,

a és b – a visszanyert aszfaltból származó kötőanyag tömegaránya a , és a hozzáadott bitumen tömegaránya b , a keverék teljes kötőanyagának arányában; ($a + b = 1$).

Az útépítési bitumenek viszkozitás szerinti osztályozása az európai gyakorlattól sem idegen. Az útépítési bitumenek minőségi követelményeit összefoglaló MSZ EN 12591 szabvány a viszkozitást ezen bitumenekre vonatkozó választható, jellemző paraméterként kezeli. A magyar nemzeti követelményekben (e-UT 05.01.26:2018) azonban a dinamikus viszkozitás, útépítési bitumenek esetében teljesítmény paraméterként nem szerepel 0.

Hazánkban a visszanyert aszfaltot tartalmazó aszfaltkeverékek tervezése kapcsán, a kötőanyag keverékek tervezéséhez közös lágyuláspont, illetve közös penetráció számítási módszer van érvényben, viszkozításra vonatkozó azonban nincs. Ilyen típusú számítási módszer az általános európai szabályozásban, az EN szabványokban sem található. Ezzel szemben a szakirodalomban a bitumenek, illetve a bitumenelegek viszkozítására számítási képleteket dolgoztak ki [8].

Ausztráliában, ahol nem penetráció, hanem viszkozitás alapon sorolják az útépítési bitumeneket kategóriákba, a bitumenelegeket is közös viszkozitással jellemzik. Az AGPT/T193 szabvány [9] írja le a számítási képlet alkalmazásának menetét. Ezt az egyenletet vagy egyenlet-együttest az irodalomban Chevron-egyenletként tartják számon, és a kötőanyag-keverék várható viszkozitásának meghatározására szolgál:

$$VBI_i = \frac{3 + \log \eta_i}{6 + \log \eta_i} \quad (2)$$

$$VBI_\beta = \sum_{i=1}^n x_i \cdot VBI_i \quad (3)$$

$$\mu = 10^{\left(\frac{3VBI_\beta}{1-VBI_\beta} - 3 \right)} \quad (4)$$

ahol:

η_i – az i -edik komponens viszkozitása (Pa·s),

VBI_i – az i -edik komponens viszkozitás elegy indexe,

VBI_β – a teljes bitumen keverék viszkozitás elegy indexe,

x_i – az i -edik komponens térfogati hányada,

μ – a teljes bitumenkeverék viszkozitása (Pa·s).

A bitumenkeverék várható viszkozitásának számításához meg kellett határoznunk a felhasználni kívánt alapbitumen és a visszanyert aszfaltot alkotó bitumen viszkozitását is. Ehhez, az ausztrál szabványban foglaltaknak megfelelően, dinamikus nyíróreométerre van szükség. A bitumen viszkozitását 60 °C-on, 1 rad/s-os oszcillációs frekvencián, 25 mm-es átmérőjű mintán határozzuk meg. Két párhuzamos

mérés során, 10-10 oszcillációs ciklus átlagaként meghatározott komplex viszkozitások átlaga adja eredményül a vizsgált bitumen 60 °C-on érvényes, komplex viszkozitás értékét.

4. ÚTÉPÍTÉSI BITUMENNEKEL VÉGZETT BITUMENELEGYÍTÉSI ELJÁRÁSREND KIDOLGOZÁSA

Az eljárásrendet különböző tömegarányokra (10:90, 30:70 és 50:50) határoztuk meg. Mindkét komponens a megvizsgált B 50/70-es bitumen vagy pedig ugyanilyen arányokban B 50/70-es és B 70/100-as bitumen kepezte.

Ezzel a keverékösszeállítással biztosítottuk azt, hogy a keverék vizsgált tulajdonságait csak a keverés körülményei (hőmérséklet, idő, minták tömege) befolyásolják, az összetevők változó tulajdonsága, illetve a keverék esetleges inhomogenitása azonban nem okoz eltérést.

A keverék homogenitását az egyetlen keverésből vett több minta mérése során vizsgáltuk, 5, 10, 20 és 30 g-nyi össztömegű keverékeket készítve.

A keverési hőmérséklet 140 és 170 °C volt, míg a keverési időt 1 és 2 min között változtattuk. A vizsgált paraméter minden esetben a 60 °C-on mért komplex viszkozitás volt, ugyanis ez sokkal pontosabban és gyorsabban végrehajtható, mint a lágyuláspont mérése.

4.1. KEVERÉSI HŐMÉRSÉKLET

Ausztráliában a bitumeneket melegítő lámpa alatt keverik, így biztosítva, hogy keverés közben sem hűl le a bitumen, és homogén elegyet eredményezve, jól keverhető marad [0].

A hazai bitumenvizsgáló laboratóriumokban a melegítő lámpa nem terjedt el, ezért a bitumeneket szárítószekrény segítségével melegítettük, és ott temperáltuk, majd fűtőlapon tartottuk a kívánt hőmérsékleten. A kiindulási 170 °C -os hőmérsékletet az e-UT 05.02.12. előírásban [11] levő, az útépitési bitumenekre vonatkozó maximális keverési hőmérsékletnél 10°C-kal alacsonyabbra vettük fel. (A végső eljárásrendben, útépitési bitumen és RA bitumenek, továbbá modifikált bitumen és RA bitumenek elegyítéséhez is ezt a hőmérsékletet határoztuk meg).

4.2. A KEVERÉSI IDŐ ÉS A MINTAMENNYISÉG HATÁSA

A vizsgálódás talán legfontosabb része a minél hatékonyabb mintakiosztások megtalálása, azaz minél kevesebb, egyazon visszanyerésből származó, visszanyert bitumenmintából minél több vizsgálatssorozatot lehessen elvégezni. Ennek érdekében a minimális bitumenminta mennyiségét kerestük.

Az első keverés során 5 g-os keverékeket készítettünk, B 50/70 és B 70/100 bitumenek felhasználásával, melyhez a szükséges bitumenek pontos tömegét a keveréshez használt, fűthető edénybe analitikai mérleg segítségével mértük be. A bemért bitumeneket szárítószekrényben felmelegítettük 170 °C-ra, és temperáltuk 30 min időtartamig, majd a fűtést és a fűtött közeget fenntartva, a bitumeneket fűtőlapon, spatulával 60 sec-ig intenzíven összekevertük. Így minden esetben a keverési hőmérséklet a temperálási hőmérsékletnél legfeljebb 10°C-kal volt alacsonyabb.

Ezt követően előkészítettük a DSR méréshez szükséges mintákat. A komplex viszkozitást, az AGPT/T192-nek [4] megfelelően, a keverék 2-2 mintáján határoztuk meg.

Az I. keverés paramétereit és a mért viszkozitás értékeit a 2. táblázat tartalmazza.

2. táblázat: Az I. keverés paramétereit és a kapott eredmények

I. keverési sor			
Keverék össztömege (g)	5.000	5.000	5.000
B 50/70 tömege (g)	0.502	1.504	2.504
B 70/100 tömege (g)	4.448	3.499	2.503
Temperálási idő (min)	30		
Temperálási hőmérséklet (°C)	170		
Keverési idő (min)	1		

Komplex viszkozitás, (számított, Pa·s)	185.9	205.3	227.0
Komplex viszkozitás (1. és 2. minta, mért; Pa·s)	234.0	240.0	301.0
	266.0	322.0	376.0
Komplex viszkozitás (mért – számított, 1. és 2. minta; Pa·s)	48.1	34.7	74.0
	80.1	116.7	149.0

A viszkozitási eredmények alapján megállapítottuk, hogy a keverék nem homogén, mivel a két mérési eredmény minden keverék esetében nagyon eltérő, valamint, hogy a keverési hőmérséklet vagy a keverési mennyiség nem megfelelő, mivel **a kapott viszkozitásértékek a referenciaértéket jóval meghaladják**. Ez utóbbit a kis mennyiségű minta gyors öregedése okozhatta.

A II. keverés során módosítottuk a keverés időtartamát, minden más paramétert azonban változatlanul hagytunk. Ekkor azt tapasztaltuk, hogy megszűnt a keverék inhomogenitása, a két mérési eredmény közel azonosnak volt tekinthető. A referencia viszkozitásértéktől való nagy eltérés azonban megmaradt, ahogyan az a 3. táblázatban is látható.

3. táblázat: A II. keverés paraméterei és a kapott eredmények

II. keverési sor			
Keverék össztömege (g)	5.000	5.000	5.000
B 50/70 tömege (g)	0.502	1.505	2.500
B 70/100 tömege (g)	4.444	3.495	2.505
Temperálási idő (min)	30.0		
Temperálási hőmérséklet (°C)	170.0		
Keverési idő (min)	2.0		
Komplex viszkozitás, (számított, Pa·s)	185.9	205.3	227.0
Komplex viszkozitás (1. és 2. minta, mért; Pa·s)	286.0	301.0	314.0
	293.0	307.0	310.0
Komplex viszkozitás (mért – számított, 1. és 2. minta; Pa·s)	100.1	95.7	87.0
	107.1	101.7	83.0

A III. keverés alkalmával már megemelt (10 g-os) mintamennyiséggel dolgoztunk, amelynek fő oka az volt, hogy ismételt vizsgálatra a maradék mintából már nem volt lehetőség. Ebben az esetben csak a B50/70-es bitument, a korábban megállapított keverési arányokban, szétválasztottuk, hogy a két minta (B 50/70 és B 70/100) esetleges különbségét kizárjuk (5. táblázat).

4. táblázat: A III. keverés paraméterei és a kapott eredmények

III. keverési sor			
Keverék össztömege (g)	10.000	10.000	10.000
B 50/70 tömege (g)	1.002	3.001	5.000
B 50/70 tömege (g)	9.003	7.001	5.002
Temperálási idő (min)	30.0		
Temperálási hőmérséklet (°C)	170.0		
Keverési idő (min)	2.0		
Komplex viszkozitás (számított, Pa·s)	293.0	293.0	293.0
Komplex viszkozitás (1. és 2. minta, mért; Pa·s)	388.0	395.0	392.0
	396.0	383.0	393.0
Komplex viszkozitás (mért – számított, 1. és 2. minta; Pa·s)	95.0	102.0	99.0
	103.0	90.0	100.0

A IV. keverés alkalmával a hőmérsékletet csökkentettük 140 °C-ra, megtartva a megemelt, 2 min-s keverési időt. A 5. táblázatban bemutatott eredményekből látható, hogy az alacsonyabb hőmérséklet alkalmazása a kapott eredményeket nem befolyásolta, a mért értékek nagyon hasonlóan alakultak. A további keverések alkalmával visszatértünk a 170 °C-on történő melegítéshez, mivel a későbbiekben visszanyert bitumenek felhasználásával is terveztünk keverékeket vizsgálni, ezek megfelelő keverhetősége pedig, az útépítési bitumenekhez viszonyított magasabb lágyuláspontjuk miatt, magas hőmérsékletet igényel.

5. táblázat: A IV. keverés paraméterei és a kapott eredmények

IV. keverési sor			
Keverék össztömege (g)	10.000	10.000	10.000
B 50/70 tömege (g)	1.002	3.001	5.000
B 50/70 tömege (g)	9.003	7.001	5.002
Temperálási idő (min)	30.0		
Temperálási hőmérséklet (°C)	140.0		
Keverési idő (min)	2.0		
Komplex viszkozitás (számított, Pa·s)	293.0	293.0	293.0
Komplex viszkozitás (1. és 2. minta, mért; Pa·s)	378.0	396.0	390.0
	388.0	388.0	380.0
Komplex viszkozitás (mért – számított, 1. és 2. minta; Pa·s)	85.0	103.0	97.0
	95.0	95.0	87.0

Az első négy keverési sorból azt a következtetést vontuk le, hogy az eljárás során, a bitumenek öregedése látható. Ezért az **V. keverésnél a temperálási időt csökkentettük 15 percre**. Az eredményekből az bizonyosodott be, hogy az öregedés kismértékben csökkent, bár a 3. (50-50 %) minta esetében ez nem volt kimondottan látható.

6. táblázat: Az V. keverés paraméterei és a kapott eredmények

V. keverési sor			
Keverék össztömege (g)	10.000	10.000	10.000
B 50/70 tömege (g)	0.998	3.003	5.002
B 50/70 tömege (g)	9.001	7.004	4.996
Temperálási idő (min)	15.0		
Temperálási hőmérséklet (°C)	170.0		
Keverési idő (min)	2.0		
Komplex viszkozitás (számított, Pa·s)	293.0	293.0	293.0
Komplex viszkozitás (1. és 2. minta, mért; Pa·s)	366.0	373.0	391.0
	372.0	380.0	385.0
Komplex viszkozitás (mért – számított, 1. és 2. minta; Pa·s)	73.0	80.0	98.0
	79.0	87.0	92.0

A VI. keverés alkalmával emeltük a keverék tömegét, 10 g-nyi helyett, összesen 20 g-nyi bitument mértünk be. A keverés további paraméterei megegyeztek a II. keverésnél alkalmazottakkal (170 °C, 2 min). Ebben az esetben a mért viszkozitás értékek és a referenciaérték között már jóval kisebb különbségek adódtak (7. táblázat). A keverékek homogenitása is teljesült, hiszen a párhuzamos mérések között csupán kismértékű eltérések adódtak.

7. táblázat: A VI. keverés paraméterei és a kapott eredmények

VI. keverési sor			
Keverék össztömege (g)	20.000	20.000	20.000
B 50/70 tömege (g)	1.999	5.997	10.002
B 50/70 tömege (g)	18.002	13.999	9.999
Temperálási idő (min)	15.0		
Temperálási hőmérséklet (°C)	170.0		
Keverési idő (min)	2.0		
Komplex viszkozitás (számított, Pa·s)	293.0	293.0	293.0
Komplex viszkozitás (1. és 2. minta, mért; Pa·s)	302.0	299.0	300.0
	312.0	294.0	289.0
Komplex viszkozitás (mért – számított, 1. és 2. minta; Pa·s)	9.0	6.0	7.0
	19.0	1.0	-4.0

Ugyanezzel az eljárással sorozatot készítettünk a B 50/70-es és B 70/100-as bitumenelegyekre is. A VII. keverési sorozat eredményei a 9. táblázatban láthatók. Itt a számított és a mért értékek közötti eltérés már minden összetétel esetében 8% alatti volt, ami jó eredménynek mondható, de megállapítható az is, hogy a mérési eredmények a VI. keverési eljárásnál ~6 Pa·s-mal, míg a VII. keverési eljárásnál ~8 Pa·s-mal a számított, elvárt értékeknél magasabbra adódtak.

8. táblázat: A VII. keverés paraméterei és a kapott eredmények

VII. keverési sor			
Keverék össztömege (g)	20.000	20.000	20.000
B 50/70 tömege (g)	1.999	5.997	10.002
B 70/100 tömege (g)	18.002	13.999	9.999
Temperálási idő (min)	15.0		
Temperálási hőmérséklet (°C)	170.0		
Keverési idő (min)	2.0		
Komplex viszkozitás (számított, Pa·s)	185.9	205.3	227.0
Komplex viszkozitás (1. és 2. minta, mért; Pa·s)	199.0	220.0	233.0
	189.0	208.0	234.0
Komplex viszkozitás (mért – számított, 1. és 2. minta; Pa·s)	13.1	14.7	6.0
	3.1	2.7	7.0

Ezért a VIII. és a IX. keverési sorozatnál (B 50/70 -es, illetve B50/70 és B70/100 elegyek) ismételten növeltük a készítendő keverék tömegét. A 9. táblázat eredményei alapján megállapítható, hogy 30 g-nyi össztömegű keverék esetében, már elegendően nagy mennyiségű bitumenrészeket keverünk össze, és az elegy mérete is megfelelő ahhoz, hogy a melegítés és a keverés során a termikus öregedés hatása elhanyagolható legyen, hiszen a mért viszkozítások már csak kis mértékben térnek el a referenciaértéktől. A keverékek homogenitását ebben a mennyiségben is igazolják a keverékek párhuzamos méréseinek eredményei.

9. táblázat: Az VIII. keverés paraméterei és a kapott eredmények

VIII. keverési sor			
Keverék össztömege (g)	30.000	30.000	30.000
B 50/70 tömege (g)	3.004	9.007	15.003
B 70/100 tömege (g)	27.002	20.995	15.006
Temperálási idő (min)	15.0		
Temperálási hőmérséklet (°C)	170.0		

Keverési idő (min)	2.0		
Komplex viszkozitás (számított, Pa·s)	185.9	205.3	227.0
Komplex viszkozitás (1. és 2. minta, mért; Pa·s)	188.0	200.0	230.0
	194.0	208.0	227.0
Komplex viszkozitás (mért – számított, 1. és 2. minta; Pa·s)	2.1	-5.3	3.0
	8.1	2.7	0.0

10. táblázat: A IX. keverés paramétereit és a kapott eredmények

IX. keverési sor			
Keverék össztömege (g)	30.000	30.000	30.000
B 50/70 tömege (g)	2.995	5.998	15.000
B 50/70 tömege (g)	26.996	14.006	14.998
Temperálási idő (min)	15.0		
Temperálási hőmérséklet (°C)	170.0		
Keverési idő (min)	2.0		
Komplex viszkozitás (számított, Pa·s)	293.0	293.0	293.0
Komplex viszkozitás (1. és 2. minta, mért; Pa·s)	290.0	291.0	296.0
	298.0	295.0	298.0
Komplex viszkozitás (mért – számított, 1. és 2. minta; Pa·s)	-3.0	-2.0	3.0
	5.0	2.0	5.0

A vizsgálati eredményeket értékelve, elmondható, hogy a B50/70 és a B70/100 bitumenelegy esetében, a számított és a mért értékek közötti eltérés mindegyik összetételnél, a VIII. keverési eljárásban 5 % alá szorult, és a három összetétel átlagos hibája ~1%-nak adódott. Ez a B50/70-es bitumen 3 összetételben történő összekeverése esetében (IX. keverési eljárás), a különböző összetételek hibája gyakorlatilag ugyanazon anyag hatszor történő mérését jelenti; eredménye minden esetben 2% alatt maradt. Ezeknek a méréseknek az átlagos hibája ~0.6%-ra adódott. Az elvégzett keverések és mérések eredményeinek elemzése alapján, tehát a VIII. és a IX. keverési eljárás sikeresnek tekinthető, mivel ezekben az esetekben sikerült elérni a keverék homogenitását, és az öregedés hatása is elhanyagolható mértékűnek mutatkozott. **A bitumenek laboratóriumi keverését, ezek alapján, 30 g-os vagy annál nagyobb mennyiségben hajtottuk végre, 15 min-ig tartó, 170 °C-os temperálási és annál legfeljebb 10 °C -kal alacsonyabb keverési hőmérséklet mellett; a keverés legalább 2 min időtartamig tartott. Túlzott mennyiség-növelés csak abban az esetben ajánlott, ha ismételtlen megbizonyosodunk a homogenitásról. Ha ez nem teljesül, a keverési időt is növelni szükséges.**

4.3. A BITUMENELEGYÍTÉSI ELJÁRÁSREND VALIDÁLÁSA, VISSZANYERT ASZFALTOK FELHASZNÁLÁSÁVAL

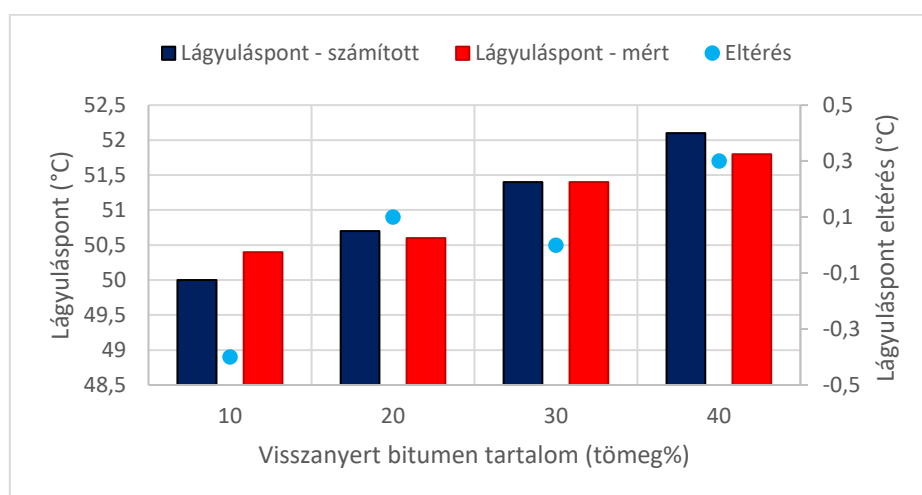
A keverési eljárás kidolgozását követően, különböző útépitési és visszanyert bitumenek lágyuláspont és viszkozitás értékeit határoztuk meg (1. táblázat). Ezt követően bitumenelegyeket készítettünk, különböző keverési arányok mellett, és ugyanezeket a tulajdonságokat a keverékeken is meghatároztuk. A kísérletsor eredményeként, lehetőségünk nyílt összehasonlítani a keverékeken mért értékeket az elméleti (európai, illetve ausztrál szabványokban megadott, számítás útján meghatározott) eredményekkel.

Az Európában használatos, penetrációs alapon szabványosított útépitési bitumenekre a bemutatott viszkozitás alapú módszert még nem validálták, így nem jelenthettük ki biztosan, hogy a számítási eljárás a hazai visszanyert aszfalt gyártása során keletkező bitumenkeverékek tulajdonságait jól leírja, és a közös lágyuláspont meghatározás mellett, hasonlóan hatékony eljárásról beszélhetünk. Ennek igazolására a bemutatott keverési eljárással készített bitumenelegyek lágyuláspontja mellett, azok DSR mérés során meghatározott, komplex viszkozitását is vizsgáltuk. A vizsgált keverékek összetételét, valamint

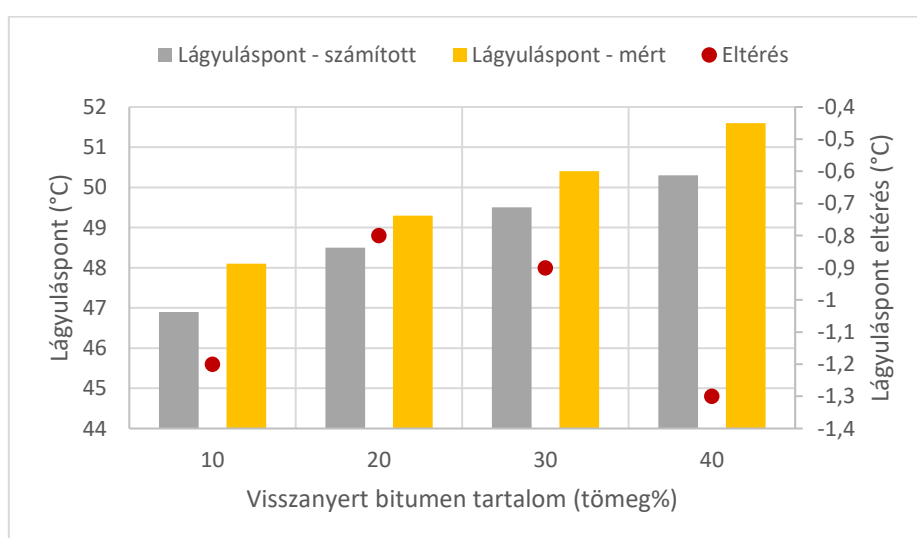
az alkotóelemek tulajdonságai alapján számolt, és a keverést követően mért lágyuláspont és viszkozitás értékeket a 12. 11. táblázat és a 2. ábra foglalja össze.

11. táblázat: A vizsgált bitumenelegyek számított és mért lágyuláspont és komplex viszkozitás értékei

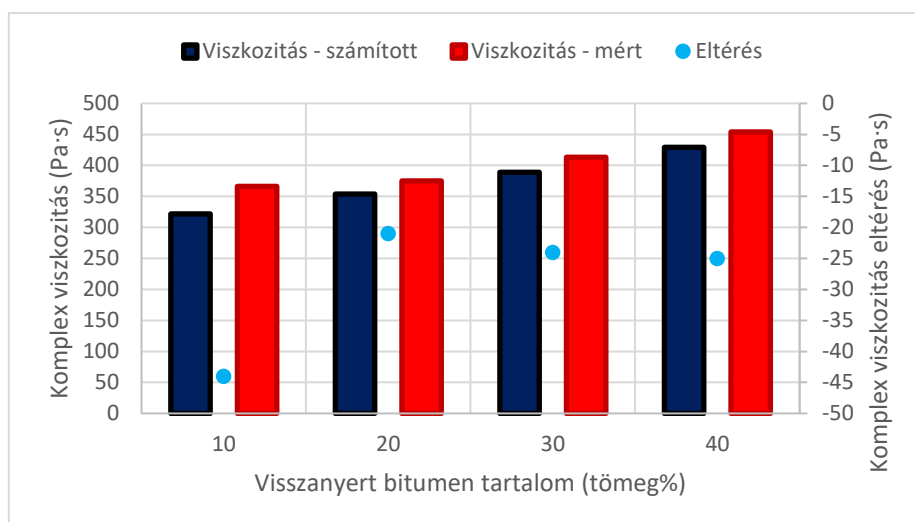
Keverék sorszáma	Alapbitumen	Visszanyert bitumen	Visszanyert bitumen tartalom (tömeg%)	Lágyuláspont (°C)		Komplex viszkozitás (Pa·s)	
				számított	mért	számított	mért
1.	B 50/70	RA01	10	50,0	50,4	322	366
2.	B 50/70	RA01	20	50,7	50,6	354	375
3.	B 50/70	RA01	30	51,4	51,4	389	413
4.	B 50/70	RA01	40	52,1	51,8	429	454
5.	B 70/100	RA02	10	46,9	48,1	217	248
6.	B 70/100	RA02	20	48,5	49,3	267	292
7.	B 70/100	RA02	30	49,5	50,4	330	348
8.	B 70/100	RA02	40	50,3	51,6	411	392



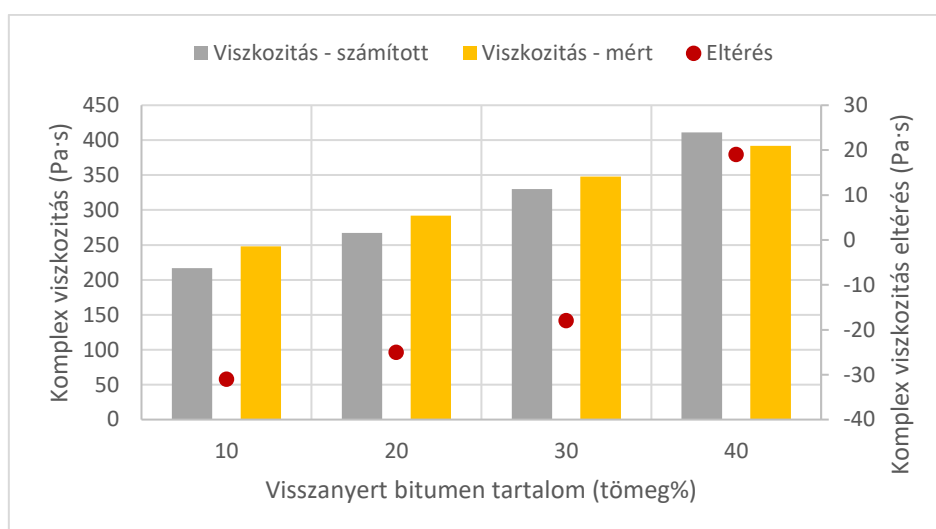
2. ábra: B 50/70 és RA-02 bitumen felhasználásával készült elegyek számított és mért lágyuláspontja, különböző, visszanyert bitumentartalom mellett.



3. ábra: B 70/100 és RA-02 bitumen felhasználásával készült elegyek számított és mért lágyuláspontja, különböző, visszanyert bitumentartalom mellett.



4. ábra: B 50/70 és RA-02 bitumen felhasználásával készült elegyek számított és mért komplex viszkozitása, különböző, visszanyert bitumentartalom mellett.



5. ábra: B 70/100 és RA-02 bitumen felhasználásával készült elegyek számított és mért komplex viszkozitása, különböző, visszanyert bitumentartalom mellett

Ahogy az a 2. ábra és 3. ábraán is látható, az EN szabványban leírt, közös lágyuláspont számítás során meghatározott értékek az elkészített keverékeken mért lágyuláspont eredményekkel jó egyezést mutatnak. Ez igazolja az elvégzett keverések sikerességét, az alkotóelemek homogén elkeveredését. A bitumenelegyek számított és mért viszkozitás értékeinek összehasonlítása után elmondható, hogy a vizsgált esetekben – a visszanyert bitumen mennyiségétől függetlenül – a két érték közötti eltérés kis mértékű (4. és 5. ábra). Ezek alapján kijelenthető, hogy a bemutatott útépitési bitumenek és visszanyert aszfaltokból származó bitumenek felhasználásával készített bitumenelegyek közös tulajdonságát nem csak lágyulásponttal, hanem viszkozitással is jól lehet jellemezni. A két összefüggés hasonlóan jó megbízhatóságúnak mutatkozott a laboratóriumi keverések alkalmával. Ugyanakkor a 60 °C-os viszkozitásmérés ideje töredéke a lágyulásponténak. Mindezek alapján érdemes lehet a visszanyert aszfalt felhasználása során, a bitumenek viszkozitását is vizsgálni, és hosszabb adatgyűjtést követően, megvizsgálni, hogy indokolt-e viszkozitás határértékeket bevezetni, és a várható közös viszkozitás-számítást elvégezni; mindezeket a szakterület tervezési és gyártási folyamatainak elősegítése érdekében.

5. ÖSSZEFOGLALÁS

Több korábbi kutatási munkánkban bemutatott bitumenelegy vizsgálatot a jelen cikkben bemutatott eljárásrend szerint hajtottuk végre [8, 12, 12, 14].

A visszanyert aszfaltnak új aszfaltkeverékben történő újra hasznosítása az eddigi alacsony, 10-20%-os maximálisan megengedett, felhasználási arányokat meghaladó mértékben, hazánkban is elterjedően van, a véges primer nyersanyagkészletek és a jövőben, a felújítások során keletkező nagy mennyiségű visszanyert aszfalt felhasználási igénye következtében. Ehhez azonban a keverőtelepen végzett folyamatok és a laboratóriumi vizsgálatok tekintetében is fokozott odafigyelésre van szükség.

Nagy hangsúlyt kell fektetni a depóniák homogenizálására, annak elérése érdekében, hogy ez az alapanyag az aszfaltkeverék készítésekor, nagy mennyiségben is biztonságosan használható lehessen anélkül, hogy összetételének ingadozása a keverék tulajdonságaira kedvezőtlen hatással lenne. Laboratóriumi vizsgálatok során, az egyes kőanyagfrakciókon és a bitumenen túl, a visszanyert aszfaltot és az abból kioldással visszanyert bitument is vizsgálni kell annak érdekében, hogy a keverékhez felhasználni tervezett alapanyagok tulajdonságait feltérképezzük, és ezáltal megfelelő keveréktervet készíthessünk [15].

20%-ot meghaladó visszanyert aszfalt tartalomnál, különösen nagy hangsúlyt kell fektetni a visszanyert aszfalt tulajdonságainak az új aszfaltkeverékre gyakorolt hatására. Először a legfontosabb összetevőnek, a bitumennek a tulajdonságairól kell információkat gyűjteni; erre vonatkozólag még csak kevés hazai kutatásról számoltak be.

Egy kutatássorozat első lépéseként indokoltan láttuk a visszanyert aszfaltból származó bitumen és a friss bitumen elegyítésének laboratóriumi eljárásrendjét körbejárni, fellelhető előírások és szakirodalom hiányában, pedig saját eljárásrendet kialakítani.

A kidolgozott keverési eljárás röviden a következő. Melegített spatulával, a bitumenből a hozzávetőlegesen szükségesnek ítélt mennyiséget kivágjuk, majd a tégellyel tárazott precíziós mérlegen tömegét megmérjük. Mérés után, az eredmény függvényében, hozzáteszünk, vagy elveszünk a tégelybe helyezett bitumenből addig, amíg az előírt keverési arányhoz tartozó mennyiséget, a kívánt pontossággal, el nem érjük. Ezt mindkét (a visszanyert és a friss) bitumen esetében végrehajtjuk. A bemért bitumeneket tartalmazó tégelyt 170°C-ra melegített szárítószekrénybe helyezzük, és amikor az anyaghőmérséklet eléri a 170 °C-t, azt még 15 min-ig melegítjük. Ezt követően, melegítőlapon legalább 2 min-ig elkeverjük úgy, hogy közben az anyaghőmérséklet 10°C-nál nagyobb mértékben ne változzék.

Amennyiben DSR készülékkel az elegy 60 °C-os komplex viszkozitásának vizsgálatát hajtuk végre, az anyagot formákba öntjük, minden keverékből 2 db, 25 mm-es átmérőjű mintát készítve.

A mintákat hagyjuk 170°C-os hőmérsékletig melegedni, hogy azok kellőképpen elterüljenek a sablonban, majd kivesszük azokat. Miután kihűltek, hevített, széles spatulával lehúzzuk a felesleges mennyiségű bitument a mintáról, teljesen a mintakészítő sablon síkjáig. A kész mintákat a DSR mérésig 10 °C-os hűtőben tároljuk.

6. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

A kutatás a 2020-1.1.2-PIACI-KFI-2020-00060 számú projekt részeként, az Innovációs és Technológiai Minisztérium Nemzeti Kutatási Fejlesztési és Innovációs Alapból nyújtott támogatásával, a 2020-1.1.2-PIACI KFI pályázati program finanszírozásában valósult meg.

A kutatást megalapozó vizsgálatokat a Hódmezővásárhelyi Útépitő Kft. központi laboratóriumában, a Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Út és Vasútépítési Tanszékének Pályaszerkezeti Laboratóriumában, valamint a Széchenyi István Egyetem Útépitési Laboratóriumában végezték. A szükséges alapanyagokat a Hódút Freeway Kft. biztosította.

7. IRODALOM

- [1]: e-UT 05.02.11:2018 Útpályaszerkezeti aszfaltburkolatok keverékeinek követelményei
- [2]: MSZ EN 12697-8:2019 Aszfaltkeverékek. Vizsgálati módszerek. 8. rész: Aszfalt próbatestek hézagjellemzőinek meghatározása
- [3]: MSZ EN 12697-3:2013+A1:2019 Aszfaltkeverékek. Vizsgálati módszerek 3. rész: A bitumen visszanyerése: forgó bepárló

- [4]: Austroads, Austroads Test Method AGPT/T192, 2015, Characterisation of the Viscosity of Reclaimed Asphalt Pavement (RAP) Binder Using the Dynamic Shear Rheometer (DSR)
- [5]: MSZ EN 13108-1:2016 Aszfaltkeverékek. Anyagelőírások. 1. rész: Aszfaltbeton
- [6]: MSZ EN 12591:2009 Bitumen és bitumenes kötőanyagok. Az útépitési bitumenek minőségi előírásai
- [7]: e-UT 05.01.26:2018 Bitumenes kötőanyagok az útpályaszerkezetek aszfaltburkolati keverékeinek gyártásához
- [8]: Rosta, S. & Gáspár, L. 2023. Dynamic Viscosity Prediction of Blends of Paving Grade Bitumen with Reclaimed Bitumen. *Periodica Polytechnica Transportation Engineering*, 51(3), 263–269. <https://doi.org/10.3311/PPtr.21926>
- [9]: Austroads, Austroads Test Method AGPT/T193, 2015. Design of Bituminous Binder Blends to a Specified Viscosity Value.
- [10]: Austroads, 2013, Maximising the Re-use of Reclaimed Asphalt Pavement: Binder Blend Characterisation, Technical Report AP-T245-13.
- [11]: e-UT 05.02.11:2018/M1:2021 Útpályaszerkezeti aszfaltburkolatok keverékeinek követelményei.
- [12]: Rosta, Sz. & Gáspár L. 2023. Útépitési bitumen és visszanyert bitumen elegyének dinamikai viszkozitás számítása és előrebecslési lehetősége. *Közlekedéstudományi Szemle* 73 (1), 21-37. ISSN 0023-4362, <https://doi.org/10.24228/KTSZ.2023.1.2>
- [13]: Rosta Sz. & Zvekán F. 2022. Visszanyert aszfaltot tartalmazó aszfaltkeverék tervezése lágyabb bitumen felhasználásával. *Útügyi Lapok*, 2022, 10(16) ISSN: 2064-0919, <https://doi.org/10.36246/UL.2022.1.05>
- [14]: Toth, C., Petho, L. & Rosta, S. 2023. Rheological characterisation of bituminous binder blends for the design of asphalt mixes containing high recycled asphalt content. *Acta Technica Jaurinensis*, 16(2), 62–74. <https://doi.org/10.14513/actatechjaur.00694>
- [15]: Tóth Cs. & Pethő L. 2023. Magas visszanyert aszfalt tartalmú aszfaltkeverékek műszaki feltételei. *Útügyi Lapok*, 2023, 11(17). ISSN: 2064-0919. <https://doi.org/10.36246/UL.2023.1.05>



Magyar német típus-pályaszerkezetek várható süllyedésének összehasonlítása

Vámos Máté János^{1, 2}, Szendefy János²

¹CDM Smith SE, Darmstädter Str. 63, 64404 Bickenbach, Németország

²BME Geotechnika és Mérnökgeológia Tanszék, Műgyetem Rkp. 3, 1111 Budapest

E-mail: szendefy.janos@emk.bme.hu, mate.vamos@cdmsmith.com

DOI: [10.36246/UL.2024.2.06](https://doi.org/10.36246/UL.2024.2.06)

KIVONAT

A hajlékony útpályaszerkezetek tervezésekor célunk a fáradási repedéseket és a túlzott nyomvályúképződést elkerülni. Az útpályaszerkezet-méretezés jelenlegi gyakorlata azonban a talaj eredetű nyomvályúképződésre nem fektet kellő hangsúlyt. A legtöbb nemzeti műszaki előírás megelégszik azzal, hogy ha a kivitelezéskor betartják az előírt minőségi és építési követelményeket, illetve, ha a földmű tetején bizonyos feszültségi vagy alakváltozási korlátokat betartunk, akkor a földmű függőleges összenyomódása az útpályaszerkezet élettartamának szempontjából várhatóan nem jelent kritikus igénybevételt. A talajmechanikából ugyanakkor ismert tény, hogy ha a talajokat hosszan tartó ismétlődő terhelés éri, akkor még megfelelő betömörítés mellett is kialakulnak halmozódó maradó alakváltozások. Kutatásunkban egy lamellás számítási eljárással meghatároztuk a magyar és német pályaszerkezetek alatti talajok halmozódó maradó alakváltozását az ismétlődő forgalmi terhelésből. A modell egy a szemeloszlási tulajdonságokon (d_{50} és C_U) alapuló, az átlagos normálfeszültségtől, tömörségtől és kis alakváltozásoktól függő nemlineáris anyagmodell segítségével határozza meg a ciklikus alakváltozási amplitúdót, majd a HCA (High Cycle Accumulation) modell segítségével számítja ki az egyes lamellák maradó süllyedéseit a ciklusok számának függvényében. A vizsgálatban összehasonlítottuk a magyar e-UT06.03.13 Útügyi Műszaki Előírás szerinti „D” forgalmi terhelési osztály rétegrendjét az azonos forgalmi terhelésű német RstO „III” kategóriájú rétegrendjével és megállapítottuk, hogy a német előírás sokkal szigorúbb mind a zúzottkő alapréteg, mind pedig az aszfalt vastagságára vonatkozóan. Kutatásunkban bemutatjuk, hogy az eltérő vastagságú rétegrendből számottevő különbségek adódnak a várható süllyedésekben a pályaszerkezetek élettartamának végére. Továbbá kutatásokat végeztünk a javítóréteg vastagságára és szemcsealak minőségére vonatkozóan és megadtuk az így elérhető nyomvályú mélység csökkenést.

Kulcsszavak: nyomvályú, pályaszerkezeti süllyedés, maradó alakváltozás, ciklikus terhelés

ABSTRACT

When designing flexible pavement structures, our goal is to avoid fatigue cracking and excessive rutting. However, current pavement design practices do not place sufficient emphasis on rutting caused by soil deformation. Most national road design guides assume that if the prescribed quality and construction requirements are met during implementation, and if certain stress or deformation limits are observed at the top of the subgrade, then vertical compression of the subgrade will not likely pose a critical issue over the lifespan of the pavement structure.

Yet, repeated loading on soils can lead to cumulative permanent deformations, even with adequate compaction. In our research, we used a lamellar calculation method to determine the cumulative permanent deformation of soils beneath Hungarian and German standard pavement cross sections due to repeated traffic loads. The model calculates the cyclic deformation amplitude using a nonlinear material model based on grain size distribution properties (d_{50} and C_U), average normal stress, density, and small deformations. Then, the High Cycle

Accumulation (HCA) model calculates the permanent settlement of each sublayer as a function of the number of cycles.

In the study, we compared the standard cross-section for the “D” traffic load class as defined by the Hungarian e-UT06.03.13 Technical Specification with the category “III” of the German RStO under the same traffic load. We found that the German standards are much stricter regarding both the thickness of the crushed stone base layer and the asphalt layer. Our research demonstrates that the differences in layer thickness result in significant differences in expected settlement by the end of the pavement structure’s lifespan. Furthermore, we conducted studies on the thickness and grain shape quality of the overlay layer, providing insights into the reduction in rutting depth achievable with these adjustments.

Keywords: rutting, permanent deformation, cyclic loading

Vámos Máté János

Okleveles építőmérnök, geotechnikai műszaki ellenőr. Fő kutatási területe a talajok maradó alakváltozásainak vizsgálata ciklikus terhelésből.

Szendefy János

A BME Geotechnika és Mérnökgeológia Tanszékének adjunktusa, valamint az EFERTE KFT tulajdonos-ügyvezetője. A fő kutatási területe a földművek és az ágyazati anyagok mechanikai tulajdonságainak, valamint a talajjavítási módszereknek a vizsgálata.

1. BEVEZETÉS

Az útpályaszerkezetek méretezési alapelveit az [1] Útügyi Műszaki Előírás részletezi. E útügyi műszaki előírásban megadott, alaprégteg-fajtánként és forgalmi terhelési osztályonként csoportosított típus-pályaszerkezeteknél a szükséges aszfaltrégteg-összvastagságokat a többrétegű útpályaszerkezetek mechanikai modellje szerint, a hajlítási húzó és nyomó igénybevételeket figyelembe vevő fáradási kritériumok alapján méretezték. A tervezési élettartam végén hálós típusú fáradási repedések jelentkezhetnek. Az aszfaltburkolatok nyomvályúképződését a fáradási kritérium alapján való méretezés nem kezeli, ez ellen a várható forgalom nagyságának, igénybevételeknek és helyi klímának és a tervezési forgalomnak megfelelően megválasztott összetételű aszfalteveréket kell alkalmazni az ÚT 2-3.301 szerint. Ezek alapján megállapítható, hogy az e-UT06.03.13 azt feltételezi, hogy a nyomvályúképződés nem altalaj eredetű, ezt a megfelelő összetételű aszfaltkeverék megválasztásával kell megakadályozni.

Bizonyos műszaki előírások azt feltételezik, hogy ha a földmű tetején korlátozzuk a feszültséget [2]–[4] vagy az alakváltozást [5] akkor a földmű többlet alakváltozása az útpályaszerkezet élettartamának szempontjából várhatóan nem jelent kritikus igénybevételt. Mivel feszültségi- vagy alakváltozási kritériumban az alap- vagy javítórégteg nem játszik szerepet, ezért ezek a megközelítési módszerek azt feltételezik, hogy a nyomvályúképződés kizárólag altalaj eredetű.

Doktori disszertációjában Little helyszíni mérések alapján [6] megállapítja, hogy az állandó süllyedések nem csak altalaj eredetűek lehetnek, az aszfaltburkolat vastagságának függvényében a kötőanyag nélküli szemcsés alaprégteg is jelentősen hozzájárulhat a süllyedésekhez. Helyszíni mérések alapján meghatározták [7], hogy a nyomvályú 68%-ban nem aszfalt eredetű. A szakirodalomban [8] alapján látható, hogy nincs általánosan elfogadott, széles körben elismert és dokumentált eljárás az útpálya alatti talajokban (alaprégteg, javítórégteg és altalaj) fellépő süllyedések és így a nyomvályú mélységének meghatározására. Egyes módszerek [9] csak a szemcsés alaprégteg deformációjára koncentrálnak, míg más esetben [10] az anyagállandók, ill. a paraméterek kalibrációja nincs dokumentálva, így eltérő peremfeltételek esetén nem tudjuk a modelleket használni. Kutatásukban [11] korszerű 3D végeselemes vizsgálatot végeztek a nyomvályú mélység meghatározására, ugyanakkor kizárólag az aszfaltra alkalmaztak a kúszást megengedő anyagmodellt, így az aszfalt alatti talajokban nem keletkezett utólagos tömörödés. Szintén korszerű végeselemes vizsgálatot végzett [12], [13] a talajokban kialakuló halmozódó maradó alakváltozásra. Az anyagállandókat ciklikus triaxiális

vizsgálattal laboratóriumban határozták meg. Ugyanakkor mind két kutatásban a laboratóriumi vizsgálat csupán 1.000 ciklusig zajlott, amely számottevően kevesebb, mint az útpályaszerkezeteket érő tengelyterhelések száma.

A maradó alakváltozások vizsgálatakor olyan módszereket célszerű alkalmazni, amelyek képesek az ismétlődő forgalmi terhelésből minden talajréteg halmozódó maradó alakváltozását meghatározni, továbbá figyelembe vehetőek a különböző peremfeltételek. Az egyik legátfogóbb és legfejlettebb ilyen talajmodell a High-Cycle Accumulation (HCA) modell, melyet [14]-ben mutattak be és hitelességét számos laboratóriumi vizsgálattal akár 2 milliós ciklusszámgig verifikálták [15]–[18]. Ezen okokból kutatásunkban a HCA modellt alkalmaztuk a nyomvályú mélységek meghatározására.

Kutatásunkban meghatároztuk egy-egy a német [19] és a magyar [1] útügyi műszaki előírások alapján méretezett típus pályaszerkezet talaj eredetű várható süllyedéseit. Választásunk két olyan típus-pályaszerkezetre esett, amelyek a tervezési forgalom szempontjából gyakorlatilag azonos igénybevételnek vannak kitéve. Kutatásunk másik részében a javító- és védőréteg vastagságával és anyagi minőségével foglalkoztunk. Mivel a hazai útépitési gyakorlatban a védőréteg vastagságok igen vékonyak tekinthetők nemzetközi összehasonlításban, vizsgáltuk, hogy ezen rétegek vastagságának növelésével milyen mértékben tudjuk a várható nyomvályú mélységeket csökkenteni. A hazai útépitési gyakorlatban javító- és védőrétegnek gyakran kerül lekerékített szemcsésű folyami homokos kavics beépítésre a magasabb minőséget képviselő zúzottkő helyett. Bár a homokos kavics teherbírása rendszerint magasabb, mint a természetes altalajé, nedvességre és fagyra nem érzékeny, mégis kisebb a teherbírása, mint egy hasonló szemeloszlású zúzottkő. Tovább egyes tanulmányok szerint [20], [21] a lekerékített szemcsealak érzékenyebb az ismétlődő terhelésből kialakuló halmozódó maradó alakváltozásra, mint a tört szemcsésű zúzottkő. Kutatásunkban ennek a kérdéskörnek is utána jártunk.

2. AZ ALKALMAZOTT SZÁMÍTÁSI ELJÁRÁS

2.1. A HCA MODELL

Nagy ismétlésszámú ciklikus terhelés esetén az alakváltozásokat direkt kiszámító implicit módszerek nem célravezetőek, mivel minden egyes terhelési ciklussal halmozzuk és továbbvisszük az anyagmodell és a számítási (integrálási) hibákat, emiatt legfeljebb $N < 50$ ciklus esetén használható megbízhatóan [22]. Emiatt az explicit megoldási módszerek kerülnek előtérbe, melyek empirikus alapon adják meg a ciklusszám – maradó alakváltozás ($N - \varepsilon^{acc}$) összefüggést. Az egyik legjobban dokumentált, számos laborvizsgálattal igazolt ilyen típusú anyagmodell az ismétlődő terhelésből származó maradó alakváltozások meghatározására a High-Cycle Accumulation (HCA) modell, melyet [14] publikáltak és Wichtman doktori disszertációjának [15] számos modellkísérletével verifikáltak. A modellt [20] habilitációja részletesen bemutatja, itt csak az érthetőség kedvéért a legfontosabb számítási lépéseket ismertetjük.

A HCA-modell alap gondolata, hogy kombinálja az implicit, növekményen ($\sigma - \varepsilon$) alapuló fejlett anyagmodelleket és az explicit, ciklusszám – maradó alakváltozás modelljét ($N - \varepsilon^{acc}$). Első lépésben egy hagyományos fejlett anyagmodell segítségével meghatározzuk az állapotjellemzőket, mint a hézagtenyező, az átlagos normálfeszültség, a feszültségállapot és a ciklikus alakváltozási amplitúdó (ε^{ampl}). Ezek után az alakváltozási amplitúdó, mint bemenő adat segítségével meghatározzuk az explicit modellel a maradó alakváltozás növekményét (1). Drénezett esetben, amennyiben az átlagos feszültség nem változik, illetve, ha nem lép föl statikus értelemben vett képlékeny alakváltozás, a (1) egyenlet direkt a képlékeny alakváltozásnövekményt adja meg.

$$\varepsilon^{acc} = f_{ampl} f_N f_e f_p f_Y f_\pi \quad (1)$$

A képlékeny alakváltozás növekményből a ΔN cikluscsoomag hatására kialakuló maradó alakváltozást állandó ε^{ampl} mellett a (2) egyenlet adja. Mivel hosszú távon a talajszerkezetben és állapotjellemzőiben változások állnak be, ezért időnként az explicit számítást megszakítjuk és az úgynevezett kontroll

ciklusokban megismételjük az implicit analízist, hogy $\varepsilon^{\text{ampl}}$ aktuális értékével folytassunk további explicit számítást újabb ΔN cikluscsomagra.

$$\Delta \varepsilon^{\text{acc}} = \dot{\varepsilon}^{\text{acc}} \cdot \Delta N \quad (2)$$

A HCA modell a halmazódó alakváltozást mint vektormennyiséget adja meg, így az alakváltozás skalár nagyságán kívül szükségünk van még egy folyási törvényre, amely megadja az alakváltozás irányát ($\mathbf{m}$), vagyis, hogy az alakváltozás milyen deviátoros ε_q és térfogatos ε_v részekből tevődik össze. Ezekből tudjuk majd származtatni a süllyedésszámításhoz szükséges függőleges alakváltozási komponenseket.

$$\dot{\varepsilon}^{\text{acc}} = \dot{\varepsilon}^{\text{acc}} \mathbf{m} \quad (3)$$

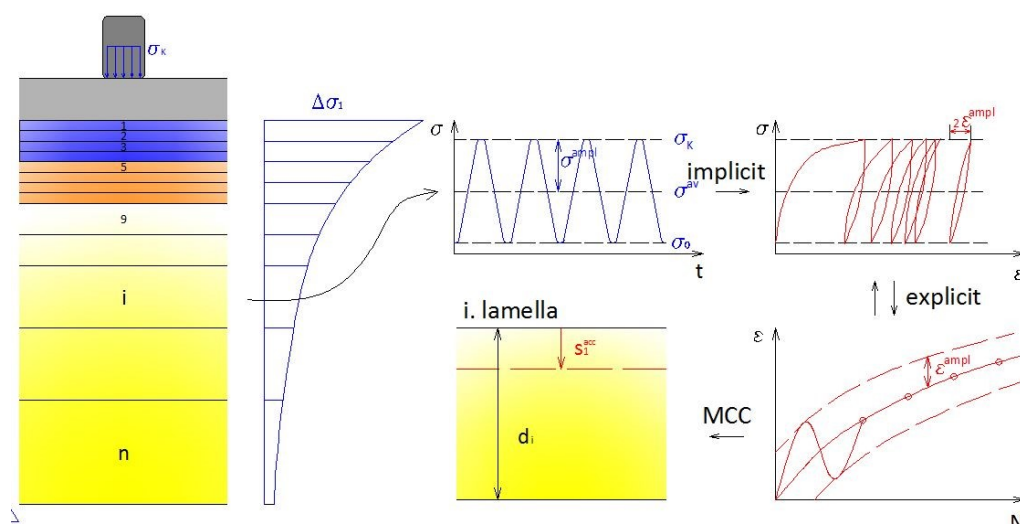
Saját kutatásunkban az általajra a Modified Cam Clay (MCC) anyagmodell folyási törvényét alkalmaztuk [17] kutatási eredménye szerint. Zúzottkő alaprétgen végzett vizsgálatok [23] kimutatták, hogy a homoktól eltérően a tömörítés hatására az anyag anizotrop módon viselkedik, így nem érvényes a MCC folyási törvénye. A zúzottkő alaprét és a javítórét esetén az ott bemutatott anizotrop folyási törvényt alkalmaztuk.

A halmazódó alakváltozásnövekmény vektor skalár részét leíró (1) egyenlet 5 empirikus tag f_i szorzataként adódik. Az egyes f_i tagok a főbb befolyásoló tényezőket írják le sorrendben a (rugalmas) alakváltozási amplitúdó f_{ampl} , a ciklusok száma, ill. a talaj emlékezete $\dot{f}_N$, a hézagtegyező f_e , az átlagos normálfeszültség f_p és a feszültségállapot f_γ . A fent említett 5 f_i függvényt a 7 darab C_i anyagállandóval írhatjuk le. Ezen felül szükségünk van még a folyási törvény és f_γ leírásához a kritikus sűrűdési szög φ_{cc} , amely nem feltétlenül egyezik a monoton CU-triaxból számítható φ_c kritikus sűrűdési szöggel. A ciklikus folyási törvény kritikus sűrűdési szögének φ_{cc} meghatározására [17]-ban lévő ajánlásokat alkalmaztuk.

A HCA paramétereket a [16], [18] cikkekben bemutatott egyszerűsített kalibrálási eljárás szerint határoztuk meg, amely tiszta, szubgranuláris szemcséjű kvarc homok-kavics talajokra vonatkozik, továbbá a korrelációkra érvényesek az következő korlátok: $1,5 < C_U < 8,0$ illetve, $0,1 \text{ mm} < d_{50} < 3,5 \text{ mm}$, $N_{\text{max}} = 2 \cdot 10^6$. A zúzottkő alaprét és javítórét HCA paramétereit [23] szerint választottuk meg.

2.2. A LAMELLÁS SZÁMÍTÁSI ELJÁRÁS

Kutatásunkban a [24]–[26] modellek analógiáján egy egyszerűsített lamellás modell segítségével vizsgáltuk a pályaszerkezet süllyedéseit. A számítási modellt [27] részletezi, így itt csak a legfontosabb számítási lépéseket mutatjuk be. Az egyszerűsített számítási modell a konvencionális süllyedésszámításhoz használt lamellás módszerek analógiáján a talajt diszkretizálja, lamellákra bontja. Ezek után meghatározzuk a tengely- ill. kerékterhekből származó feszültségeloszlást és megállapítjuk az egyes lamellákra jutó többlet függőleges feszültséget $\Delta \sigma_{1,i}$, majd ebből az átlagos normálfeszültség, tömörség és alakváltozás függő nemlineáris merevség segítségével kiszámítjuk a lamellák középvonalában (a lamella felső és alsó paramétereinek átlagaként) az alakváltozásokat $\varepsilon_i^{\text{ampl}}$. Ezt követően az $\varepsilon_i^{\text{ampl}}$ mint bemenő paraméter segítségével meghatározzuk a halmazódó alakváltozásokat az egyes lamellákban $\varepsilon_i^{\text{acc}}$, majd a lamellák vastagságával és ciklikus folyási törvény segítségével kiszámítjuk a süllyedéseket lamellánként $s_{1,i}^{\text{acc}} = m_1 \cdot \varepsilon_i^{\text{acc}} \cdot d_i$. A teljes süllyedés az egyes lamellák süllyedéseinek összegéből adódik $\Sigma s_{1,i}^{\text{acc}}$. A lamellás módszer számítási elvét az 1. ábra szemlélteti. Amint azt [27] bemutatja, a számítási módszer kellően pontos és megbízható eredményt szolgáltat mind a rugalmas alakváltozások, mind a maradó alakváltozásokra vonatkozóan. Az élettartam végén várható maradó süllyedésekben az általaj és a terhelés osztály függvényében legfeljebb 2-7%-os különbséget mutattak ki az egyszerűsített módszer és a végeleemes számítási módszer között.



1. ábra: Lamellás modell szemléltetése [27].

3. VIZSGÁLT PÁLYASZERKEZET ÉS ANYAGMODELLEK

3.1. A VIZSGÁLT PÁLYASZERKEZET

Kutatásunkban az 1. táblázatban látható a magyar e-UT06.03.13 „D” terhelési osztályának és a német RstO „III” terhelési osztályának előírt rétegrendje szerinti talaj eredetű, az ismétlődő egységtengely áthaladásából származó halmozódó maradó alakváltozását határoztuk meg. Az útszerkezetet 4 rétegű (homok altalaj, javítóréteg, FZKA és aszfaltburkolat) rendszerként modelleztük. A vizsgált altalaj egy szubgranuláris szemcséjű kvarc homoktalaj, melyek szemeloszlási diagramja a 2. ábrán látható. Vizsgálatainkban az altalajt $T_{rp}=93\%$ -os beépítési tömörségűnek feltételeztük. Az altalajra kerül a teherbírást biztosítandó 20 cm vastag teherbírásjavító réteg. A javítóréteg anyaga a [28] diplomamunkájában részletesen ismertetett 50-50%-os keverési arányú 0/11 tiszatarjáni kavicsos homok és 0/22 gyöngyössolymosi zúzottkő, szemeloszlási görbéje a 1. ábra látható. A javítórétegre kerül az 1. táblázat szerinti vastagságú FZKA és aszfaltburkolat. A zúzottkő alapréteg HCA-paramétereire szakirodalmi adat csak a kolumbiai előírásoknak megfelelő zúzottkő alaprétegre érhető el, így ezt az anyagot választottuk vizsgálatainkban.

1. táblázat: A magyar e-UT06.03.13 „D” terhelési osztályának és a német RstO „III” terhelési osztályának előírt rétegrendje.

Forgalmi tervezési osztály	
e-UT06.03.13 „D” osztály	RstO „III” osztály
Tervezési forgalom, TF , millió egységtengely	
1-3	0,8-3
Σ380 180 200	Σ750 220 530

Az egyes műszaki előírások a teherbírási követelmények és az előírt rétegvastagságok tekintetében kis mértékben eltérnek egymástól. Az altalaj teherbírása pl. az osztrák, a német és a francia műszaki előírásban rendre $E_{2min} = 35, 45$ ill. 50 MPa, a zúzottkő tetején $120-150$ MPa-os előírás érvényes. E tekintetben jelentős különbséget nem lehet felfedezni az e-UT06.03.13 és a nemzetközi műszaki előírások között. Amennyiben azonban az előírt rétegvastagságokat összehasonlítjuk a magyar műszaki előírással, látható, hogy a magyar utakra előírt vastagságok kisebbek. Különösen érvényes ez, ha a német [19] műszaki előírás nemzetközi viszonylatban is vastag pályaszerkezetével vetjük össze.

Mindkét vizsgált műszaki előírás a 10 tonnás egységtengely áthaladásokat veszi figyelembe a tervezési forgalom meghatározásakor, a „D” osztály esetén $1-3$ millió áthaladást, míg a német „III” kategória esetén $0,8-3$ millió áthaladást kell a pályaszerkezetnek az élettartam alatt elviselnie, így a terhelés részről nincsen eltérés. A földműtűkrön a magyar esetben $E_{2,m} > 40$ MPa biztosítandó, míg a németeknél $E_{2,min} > 45$ MPa, ami szintén nem jelentős eltérést mutat. Amennyiben ez az érték az altalajon tartósan nem biztosítható, úgy javítóréteg beépítése szükséges. A lényeges különbség ez után látszik, hiszen a magyar műszaki előírás csupán 20 cm vastag FZKA alaprétet ír elő, míg a németeknél hasonló szemeloszlású anyag mellett legalább 53 cm vastag alaprétre van szükség. További különbség, hogy a német előírás 4 cm-rel vastagabb aszfaltburkolatot ír elő a magyarral szemben, (18 cm vs. 22 cm). A pályaszerkezet így összességében a német esetben 37 cm-rel vastagabb azonos terhelési körülmények mellett.

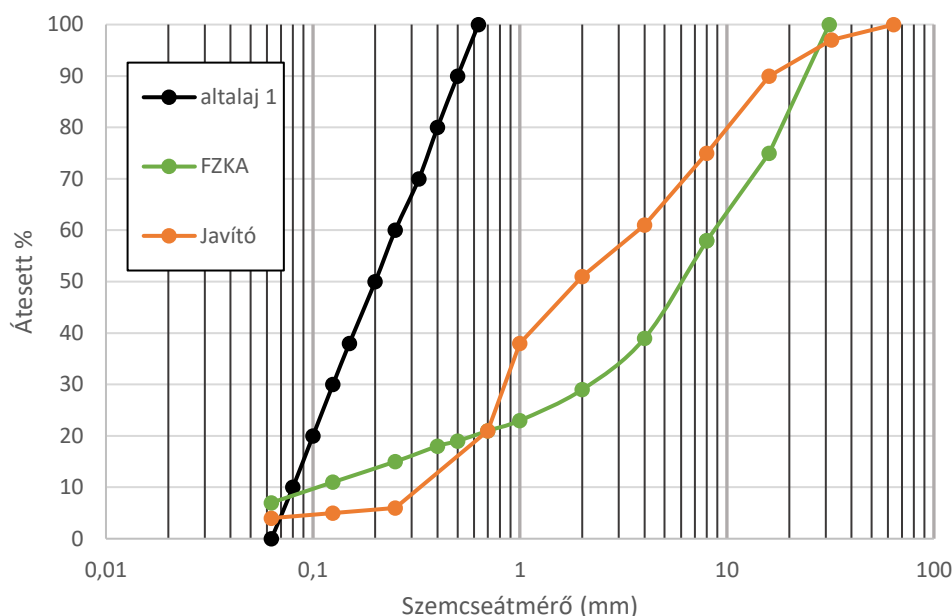
A vastagabb rétegrend segít az abroncsból származó felszíni terhek jobb elosztásában. Ennek következményeként kisebb többlet függőleges feszültségek jutnak az egyes talajrétegekre, különösen a maradó alakváltozás szempontjából legérzékenyebb altalajra. Az eltérő rétegrendek következtében a kialakuló rugalmas alakváltozások a magyar esetben 60% -kal nagyobbak a zúzottkő tetején, és közel háromszoros mind a javítórétegben, mind az altalajon.

3.2. A VIZSGÁLT TALAJOK ÉS PARAMÉTEREIK

Az aszfaltburkolatot egyrétegű homogén anyagnak tekintettük, amelyet a terhelési osztálytól függő vastagságával, rugalmassági modulusával és Poisson tényezőjével jellemezhetünk. Az aszfalt merevségét az egyenértékű hőmérsékletnek megfelelően állandónak választottuk $E_a=4.000$ MPa, $\nu_a=0,35$ [29].

Az FZKA és javítóréteg Poisson tényezőjét szakirodalmi adatok [29] alapján vettük fel. Az altalaj esetén a Poisson tényező értéke sem az egyes lamellákban, sem a terheléskor nem állandó, értékét rugalmasságtani összefüggések és az anyag nyírási és összenyomódási modulusának ismeretében számíthatjuk.

A javítóréteg esetén feltételeztük, hogy azt $T_{rp}=95\%$ -os tömörségi fok mellett építik be. A javítóréteg sajátmodulusa a végelelemes visszszámítás alapján [30] ca. 150 MPa, így a földmű tetején $E_{2,m} \sim 60$ MPa-os teherbírás várható. Az FZKA-nál $T_{rp}=96\%$ -os beépítési tömörségi fokot feltételeztünk. A FZKA sajátmodulusa végelelemes visszszámítás alapján ca. 230 MPa [30], így az alaprét tetején a várható teherbírás $E_{2,b} \sim 120$ MPa, amely megfelel a nemzetközi általános útépítési gyakorlatnak. A vizsgált talajok szemeloszlási diagramját a 1. ábraán az ehhez tartozó kezdeti főbb jellemzőket a 1. táblázat adja meg.



1. ábra: A vizsgált talajok szemeloszlási görbéi.

1. táblázat: A vizsgált altalajok jellemző szemeloszlási és kezdeti tömörségi adatai.

Talaj	d_{50} (mm)	C_u (-)	e_{min} (-)	e_{max} (-)	ρ_d^{max} (g/cm ³)	e_0 (-)	u (-)
altalaj 1 (L26)	0,2	3,0	0,540	0,920	1,75	0,627	0,33- 0,36
javítóréteg	2,0	11,9	0,364	0,513	2,06	0,340	0,40
FZKA	6,3	100,0	0,230	0,440	2,30	0,188	0,40

Az altalaj HCA-paramétereit a [16], [18]-ban ismertetett, a d_{50} és C_u -tól függő összefüggések segítségével határoztuk meg. A zúzottkő esetén [23] vizsgálatai szolgáltatták az eredményeket. Az alkalmazott HCA paramétereket a 2. táblázat közli.

2. táblázat: Az alkalmazott talajok HCA-paramétereit

Talaj	C_{ampl}	C_e	C_p	C_Y	C_{N1}	C_{N2}	C_{N3}	f_{cc}
altalaj 1 (L26)	1,70	0,513	0,47	2,26	5,49 10^{-3}	1,30 10^{-2}	2,38 10^{-5}	32,76°
FZKA	1,10	0,070	-0,22	1,80	5,20 10^{-4}	0,03	1,30 10^{-5}	44°
Javítóréteg	1,10	0,204	-0,22	1,80	5,20 10^{-4}	0,03	1,30 10^{-5}	42°

3.3. ALKALMAZOTT ANYAGMODELL AZ IMPLICIT SZÁMÍTÁSNÁL

A HCA-modell érzékeny az ε^{ampl} bemenő adatra, ezért fontos, hogy ezt lehetőleg minél pontosabban, körültekintően számítsuk ki. Disszertációjában [26] megjegyzi, hogy alapvetően bármilyen anyagmodellel meghatározható az ε^{ampl} , törekedni kell azonban a (rugalmas) alakváltozások minél pontosabb leírására, ezért az alkalmazott anyagmodell vegye figyelembe a merevség tömörségtől, átlagos normálfeszültségtől és a kis alakváltozásoktól függő nemlinearitását.

Kutatásunkban az implicit számításoknál az altalajt nemlineárisan rugalmas, az átlagos normálfeszültség, a hízagtényező és a kis alakváltozásoktól függő merevséggel vettük figyelembe. Az altalaj maximális nyírómerevségét G_{max} és összenyomódási modulusát a [31], [32]-ban ismertetett a d_{50} -tól és C_u -tól függő korrelációk segítségével határoztuk meg. A leromlási görbe a [33]-ban ismertetett, a C_u -tól függő összefüggések segítségével állapítottuk meg. Mivel a merevség (G , E , M , ν) az átlagos normálfeszültségtől és az alakváltozástól is függ, ezért ezt minden lamellára, minden cikluscsomagban

és minden egyes ciklus növekményi teherfelvitelekor meg kell határozni, hiszen folyamatosan változik. Ezen kívül minden egyes terhelési lépcső felvitelekor iterálással kell megállapítani a tényleges alakváltozás növekményt és az ehhez tartozó tényleges merevséget.

A hidraulikus kötőanyag nélküli szemcsés alaprétegek esetén a mérnöki gyakorlatban sokkal inkább a reziliens modulus M_R használata terjedt el. A legegyszerűbb összefüggés M_R meghatározására [34] egy nemlineárisan rugalmas anyagmodell:

$$M_R = k_1 \theta^{k_2} \quad (4)$$

A 3. táblázat a k_1 és k_2 tényezők tipikus tartományait mutatja be.

3. táblázat: Ajánlások k_1 és k_2 -re [34], 5-30. táblázat alapján.

Réteg	k_1 (psi)	k_1 (MPa)	k_2 (-)
szemcsés alapréteg	3000 - 8000	20,6 – 55,2	0,5 – 0,7
szemcsés javítóréteg	2500 - 7000	17,2 – 48,3	0,4 – 0,6

Az FZKA ill. javítóréteg esetén a merevséget a (4) képlet szerint számítjuk ki. Laborvizsgálatok híján a konkrét k -értéket mérnöki érzékkel a drénezettség viszonyok és anyagjellemzők alapján kell meghatározni. A zúzottkő alaprétegnél a „ k ” paramétereket a 3. táblázatban megadott sávok átlagaként ($k_1=5.500$ psi, $k_2=0,6$), míg a javítórétegnél kicsivel az átlag fölött ($k_1=5.000$ psi, $k_2=0,55$) vettük figyelembe. Utóbbi esetben a növelést az indokolja, hogy az alkalmazott anyag szemeloszlása és típusa (50%-os zúzottkő arány) mérnöki érzékkel inkább magasabb minőségűnek tekinthető, mint az átlagos javítóréteg anyaga.

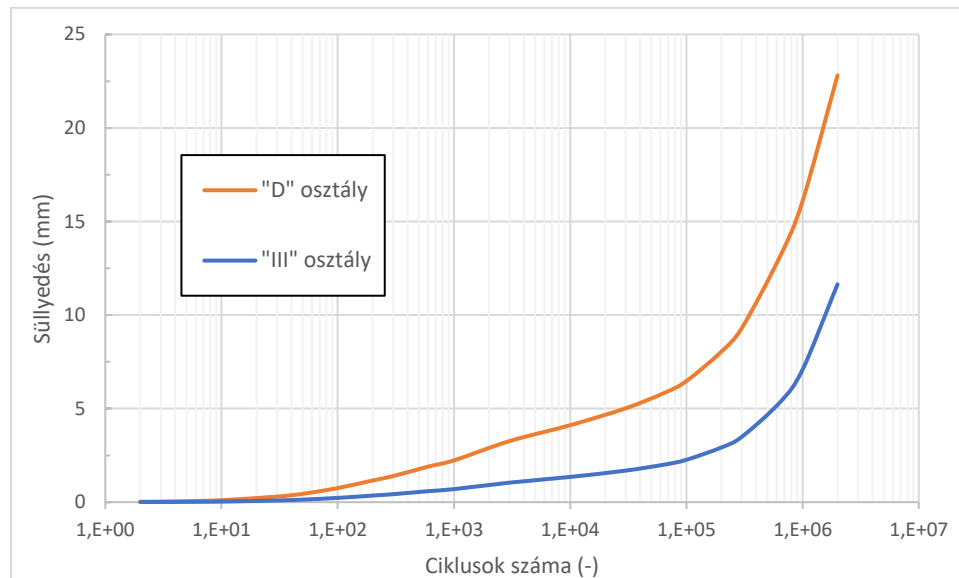
4. VÁRHATÓ SÜLLYEDÉSEK SZÁMÍTÁSI EREDMÉNYEINEK BEMUTATÁSA

A számított süllyedés-ciklusszám görbéket a 2. ábra mutatja. Amint az a rétegvastagságok alapján is várható volt, a süllyedések jelentősen kisebbek a német előírások alapján épített utak esetén. Megállapítottuk, hogy a keréktengelyben számított süllyedések azonos tulajdonságú altalaj és azonos intenzitású és ismétlésszámú forgalmi terhelésből a magyar e-UT06.03.13 „D” forgalmi terhelési osztályának előírt rétegrendjével 1,96-szor nagyobbak, mint a német RStO „III” kategóriájának rétegrendje. A vastagabb rétegrend segít a forgalmi terhelésből származó feszültségek kedvezőbb elosztásában, így a halmozódó alakváltozásra különösen érzékeny altalajban számottevően kisebb reziliens alakváltozások alakulnak ki. Mivel a megfigyelések alapján a reziliens ciklikus alakváltozás arányos a kialakuló képlékeny halmozódó alakváltozással, így a képlékeny alakváltozások is számottevően kisebbek lesznek. Várható továbbá, hogy a vastagabb zúzottkő alapréteg és leginkább a vastagabb aszfaltburkolat következtében a süllyedéskülönbségek és így a nyomvályú mélysége nem csak abszolút értelemben, hanem arányában is kisebb lesz, hiszen a vastagabb burkolati rétegek jobban szétosztják a feszültségeket, így a kerék nyomvonalán kívül eső részekre relatív nagyobb feszültség jut, így a süllyedéskülönbségek, valamint a pályaszerkezeti süllyedéskülönbségek mérséklődnek.

Fontos megállapítás továbbá, hogy sok anyagmodellel ellentétben saját vizsgálataink szerint a maradó alakváltozások az élettartam alatt folyamatosan halmozódnak és nem csengenek le teljesen, bár a halmozódás intenzitása egyre kisebb. A magyar rétegrend esetén a pályaszerkezet élettartamának végére közel 23 mm süllyedés alakul ki a zúzottkő tetején, amely már közlekedésbiztonsági kérdéseket is felvet. A német előírások vastagabb rétegrendje következtében azonos terhelés esetén is csupán 12 mm-re adódott a keréktengelyben számolt süllyedés a zúzottkő tetején.

A számított süllyedések elméleti értékek, amelyek valóságban való megjelenését számos tényező befolyásolja, tompítja. A maradó alakváltozások mértéke nagyban függ az áthaladó teher nagyságától, amit részben kompenzál az egységtengelyre való átszámítás, de a valódi forgalom és annak összetétele sok esetben nem ismert. Szintén a számított maximális süllyedés és a süllyedéskülönbségek kialakulását csökkenti a gépjárművek forgalmi sávokban való eltérő nyomvonalon haladása. Az aszfalt különböző

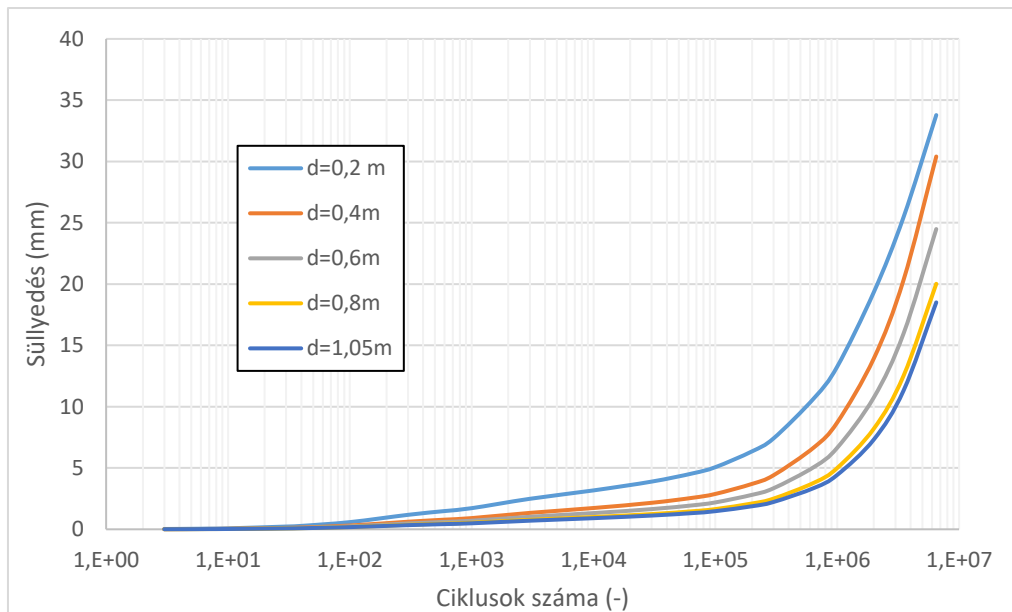
hőmérséklet mellett eltérő merevséggel rendelkezik, ami miatt eltérő feszültségeket ad át az altalajra. A számítások során alkalmazott referencia hőmérséklet a nyári és az őszi/tavaszi időszak közötti feszültséget eredményez, így az év háromnegyed részében kisebb feszültségek, azaz kisebb alakváltozások is fognak bekövetkezni [36]. A létrejövő halmozódó alakváltozások megjelenését ezért nem egy markáns nyomvályúként célszerű elképzelni, hanem az a süllyedési horpa és előbb említett hatások miatt a számítottnál kisebb süllyedéskülönbségekként jelennek majd meg a burkolat tetején. Az is elképzelhető, hogy ezek a süllyedéskülönbségek repedésekké fajulnak, így azok helyett repedések jelennek meg a burkolat tetején.



2. ábra: A magyar e-UT06.03.13 „D” terhelési osztályának és a német RStO „III” kategóriájának pályaszerkezeti süllyedései a zúzottkő felszínén a ciklusszám függvényében.

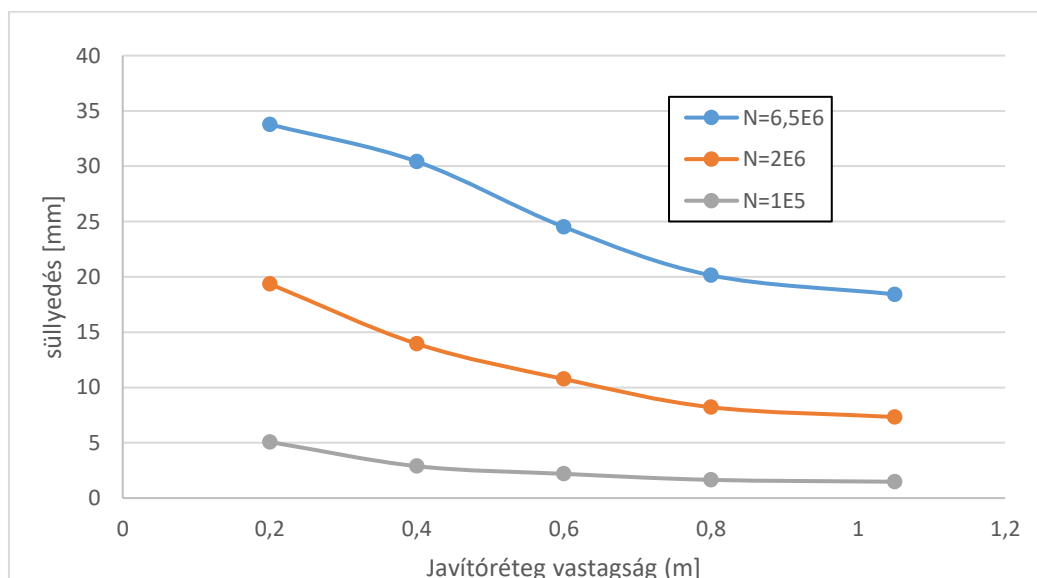
5. JAVÍTÓRÉTEG ANYAGA ÉS MINŐSÉGE

Az eredmények alapján a süllyedések döntő hányada az altalajban, annak is leginkább a felső zónájában alakul ki. Megvizsgáltuk, hogy az altalaj legfelső zónájának javítórétegre való talajcseréjével, hogy csökkenthetők a süllyedések. A vizsgálatban az „E” terhelési osztályra és a „talaj 1” altalajra kiszámítottuk a várható süllyedéseket úgy, hogy a javítóréteg vastagságát 0,2-0,4-0,6-0,8-1,05 m között változtattuk. A javítóréteg legfelső 20 cm-e mindig, mint töltés értendő, az ennél nagyobb vastagság pedig mint talajcsere. A számított süllyedés-N görbéket a 3. ábra mutatja. Az ábra alapján megállapítottuk, hogy a javítóréteg vastagságának növelésével hatékonyan tudjuk csökkenteni a maradó süllyedéseket, a 85 cm többlet javítóréteggel a végső süllyedéseket közel a felére (55%-ra) tudjuk csökkenteni, de már 40 cm többlet javítóréteg is elegendő a süllyedések 30%-os redukálásához.



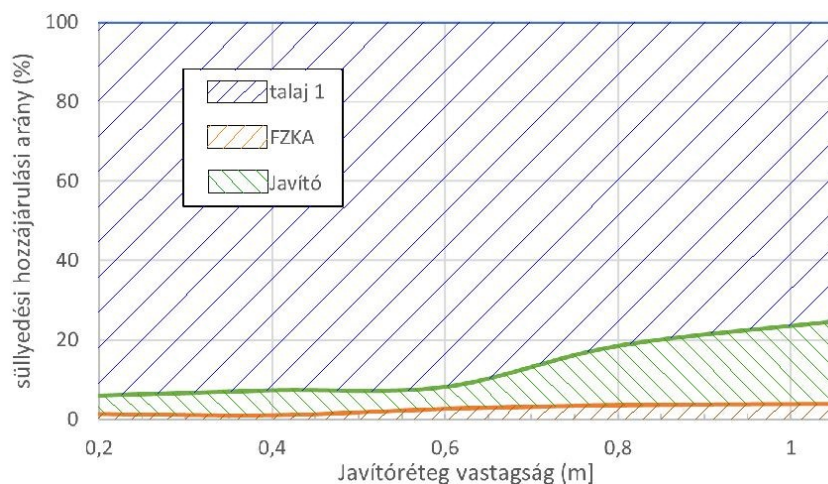
3. ábra: A pályaszerkezeti süllyedés-ciklusszám görbék különböző javítóréteg vastagságokra, „C” terhelési osztály, „talaj 1” altalaj, a zúzottkő felszínén.

A 3. ábra alapján látható továbbá, hogy a $d=0,8$ m és a $d=1,05$ m-es görbék szinte egybeesnek, csupán a terhelés utolsó szakaszában válnak kis mértékben szét. Ez azt jelenti, hogy a javítóréteg vastagságának növelésével egy határ süllyedéshez tartunk, és a javítóréteg vastagságának további növelése már nem hatékony. E hatást szemlélteti az 4. ábra, amely kiválasztott ismétlésszámok esetére mutatja be a számított süllyedéseket a javítóréteg vastagságának függvényében. Az 4. ábra látható, hogy az élettartam végén számított süllyedéseket a javítóréteg vastagságának növelésével kezdetben közel azonos hatékonysággal tudjuk csökkenteni, hiszen a számított függvény meredeksége kezdetben közel azonos, majd $d=0,8$ m után a görbe ellaposodik. Gazdaságossági megfontolások alapján megállapítható, hogy a süllyedések hatékony csökkentéséhez célszerű $d=0,8$ m-t választani, amely az FZKA $d=0,2$ m-es vastagságával együtt egy 1,0 m vastag durvaszemcsés szerkezeti réteget jelent az aszfaltréteg alatt.



4. ábra: A zúzottkő felszínén számított pályaszerkezeti süllyedések adott ciklusszám esetén a javítóréteg vastagságának függvényében.

A 5. ábra az egyes rétegekben számított süllyedések százalékos arányát szemlélteti a teljes süllyedéshez képest. Ezek alapján megállapítottuk, hogy az altalaj süllyedésekhez való hozzájárulási aránya továbbra is mértékadó, a $d=0,2$ m-nél számított ca. 94%-ról a javítóréteg növelésével $d=1,05$ m-nél kb. 75%-ig csökkenthető. Ennek oka, hogy az „E” terhelési osztályban a mélyebb talajrétegekben is számottevő süllyedések alakulnak ki, amelyek többszörösen felülmúlják a javítóréteg süllyedéseit.



5. ábra: Az egyes rétegekben kialakuló süllyedések aránya a teljes süllyedéshez képest a javítóréteg vastagságának függvényében.

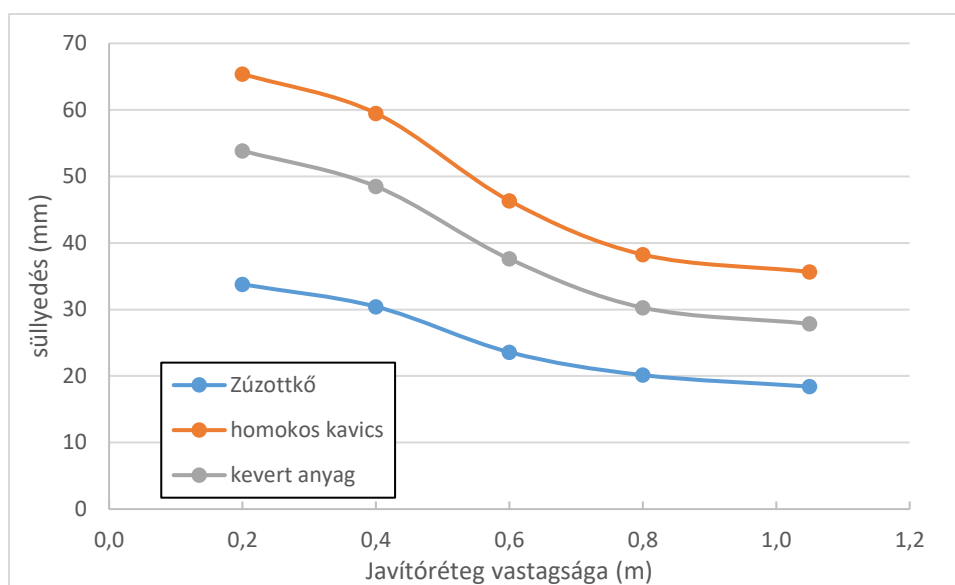
Az útépitési gyakorlatban a javítóréteget bizonyos esetekben nem zúzottkőből, hanem szokványos folyami homokos kavicsból építik. A HCA-paraméterek azonban erősen függenek a szemcsék alaki tulajdonságaitól [20], [21], és az egyes paraméterek döntően eltérnek annak függvényében, hogy törtszemcsés vagy természetesen lekopott, szubgranuláris anyagról van e szó. Ennek érdekében paramétervizsgálatot végeztünk a zúzottkő anyagára vonatkozóan, és kiszámítottuk a különböző ágyazati vastagságok mellett a süllyedéseket törtszemcsés, természetes szubgranuláris szemcsésű és ezek 50%-50%-os keverési arányú anyagokra. A természetes szubgranuláris szemeloszlású anyag HCA-paramétereit a [16], [18] által közölt korrelációk és a talaj szemeloszlási paramétereit (C_U és d_{50}) alapján határoztuk meg. A C_e paramétert változatlanul feltételeztük, mivel ez a lehető legtömörebb állapotot leíró hézag tényezőt jelöli. Fontos megjegyezni, hogy a Wichtmann-féle egyszerűsített paramétermeghatározás csak $C_U \leq 8$ esetére lett kalibrálva, és mivel a javítóréteg $C_U=11,9$ -es egyenlőtlenségi mutatója ezen kívül esik, ezért a kapott eredményeket csak fokozott óvatossággal lehet értelmezni. Az 50%-50%-os keverési arányú anyag HCA-paramétereit a törtszemcsés és lekerekített szemcsésű anyag átlagaként számítottuk. Az alkalmazott HCA-paramétereket az 4. táblázat közli. Ezen kívül feltételeztük, hogy a pillanatnyi viselkedést, merevségi tulajdonságokat és így az alakváltozási amplitúdót a javítóréteg anyaga nem befolyásolja. Ez csak közelítésként fogadható el, hiszen a gyakorlatból ismert tény, hogy a zúzottkőből készült ágyazatok teherbírása 15-40%-kal nagyobb, mint az azonos vastagságú homokos kavics ágyazat [35].

4. táblázat: Az eltérő anyagú javítórétegek alkalmazott HCA-paramétereit.

Talaj	C_{ampl}	C_e	C_p	C_γ	C_{N1}	C_{N2}	C_{N3}	f_{cc}
tört anyag	1,10	0,204	-0,22	1,80	5,20	0,03	1,30	42°
lekerekített anyag	1,70	0,204	0,21	2,98	1,32	1,01	3,53	42°
50%-50% kevert anyag	1,40	0,204	0,00	2,39	6,48	2,00	2,41	42°
					10^{-4}	10^{-2}	10^{-5}	
					10^{-3}	10^{-2}	10^{-5}	

A fent bemutatott anyagokra számított süllyedéseket a javítóréteg vastagságának függvényében a 6. ábra szemlélteti. A lekerekített és kevert szemcsésű anyag süllyedéseit is hatékonyan tudjuk csökkenteni

a javítóréteg vastagságának növelésével, a lefutás azonos a zúzott anyagra tett megállapításokkal, a $d=0,8$ m fölötti vastagság növelés már nem tekinthető gazdaságosnak. Az eredmények alapján megállapítottuk, hogy a javítóréteg anyaga döntő jelentőségű, a törtszemcsés és lekerekített szemcséjű anyagok süllyedése között kétszeres a különbség, de a kevert anyag is 60%-kal nagyobb süllyedéseket szenved, mint tisztán törtszemcséjű. Érdekes megfigyelni, hogy a lekerekített anyagú javítóréteg még $d=1,05$ m esetén is nagyobb süllyedéseket szenved, mint a $d=0,2$ m vastag törtszemcséjű javítóréteg. Bár az eredményeket a fent részletezett okokból kisebb fenntartással kell kezelni, egyértelműen látszik, hogy a szemcsealak, amelyet a gyakorlatban oly sokszor figyelmen kívül hagynak és kizárólag a szemeloszlási görbére koncentrálnak kritikus jelentőséggel bír. Ennek megfelelően megállapítottuk, hogy süllyedések és nyomvályú mélységének hatékony csökkentéséhez a jó minőségű, tört anyagú zúzottkőből készült ágyazat elengedhetetlen.



6. ábra: A zúzottkő felszínén számított pályaszerkezeti süllyedések a javítóréteg anyagának és vastagságának függvényében.

6. ÖSSZEFOGLALÓ

A hajlékony pályaszerkezetek méretezése leggyakrabban az útügyi műszaki előírások szerinti típus pályaszerkezetek segítségével történik, ugyanakkor az analitikus módszerek is egyre nagyobb teret nyertek az utóbbi időben, melyek segítségével gazdaságosabb pályaszerkezet érhető el. A méretezési eljárások ugyanakkor leginkább az aszfalt fáradási kritériumait vizsgálják, a nyomvályú mélységének meghatározása a nemzetközi gyakorlatban is háttérbe szorul. A legtöbb nemzeti műszaki előírás megelégszik azzal, hogy ha a kivitelezéskor betartják az előírt minőségi és építési követelményeket, illetve, ha a földmű tetején bizonyos feszültségi vagy alakváltozási korlátokat betartunk, akkor a földmű függőleges összenyomódása az útpályaszerkezet élettartamának szempontjából várhatóan nem jelent kritikus igénybevételt. Az évtizedes geotechnikai megfigyelések szerint ugyanakkor, ha a talajokat hosszan tartó ismétlődő terhelés éri, akkor még megfelelő betömörítés és alacsony terhelési intenzitás mellett is kialakulnak halmozódó maradó alakváltozások. Ezekből a relatív alacsony intenzitású tengelyterhekből a gyakran milliós, tízmilliós áthaladás következtében az évtizedes használat alatt mégis jelentős maradó alakváltozások alakulnak ki az aszfalt alatti talajokban.

Kutatásunkban összehasonlítottuk a magyar e-UT06.03.13 Útügyi Műszaki Előírás szerinti típus pályaszerkezetek teherbírás követelményeit a nemzetközi empirikus alapokon nyugvó méretezési eljárásokkal. Összehasonlítottuk a magyar e-UT06.03.13 „D” forgalmi terhelési osztály rétegrendjét az azonos forgalmi terhelésű német RstO „III” kategóriájú rétegrendjével és megállapítottuk, hogy a német előírás sokkal szigorúbb mind a zúzottkő alaprétgre, mind az aszfalt vastagságára vonatkozóan.

Számításaink szerint a keréktengelyben számított süllyedések azonos tulajdonságú altalaj és azonos intenzitású, 2 millió ismétlésszámú forgalmi terhelésből a magyar e-UT06.03.13 „D” forgalmi terhelési osztályának előírt rétegrendjével 1,96-szor nagyobbak, mint a német RStO „III” kategóriájának rétegrendje által számított süllyedések.

A javító- és védőréteg vastagságára vonatkozó vizsgálatainkkal kimutattuk, hogy a várható süllyedések hatékonyan csökkenthetőek a javítóréteg vastagságának növelésével. Gazdaságossági szempontból a $d=0,8$ m-es javítóréteg vastagság fölött már nem érhető el érdemi redukció a süllyedésekben. A javítóréteg anyagára és a szemcsealak minőségére vonatkozó számításainkkal megállapítottuk, hogy a süllyedéseket a javítóréteg anyaga döntően befolyásolja és a törtszemcsés és lekerekített szemcséjű anyag süllyedése között közel kétszeres a különbség. Az eredmények tükrében célszerű a süllyedések és nyomvályú mélységének hatékony csökkentéséhez nem csak a javítóréteg vastagsága, de a jó minőségű, tört anyagú zúzottkőből készült ágyazat is elengedhetetlen.

Megállapítható továbbá, hogy a német előírások védőréteg vastagságára, különös tekintettel a tört szemcsék alkalmazására megfelelőnek tűnik. Számításainkkal továbbá összhangban van és nagyon jó új gyakorlatnak tűnik a hazai autópálya és gyorsforgalmi utakra vonatkozó 1 m vastag védőréteg, mivel így a teherbírás geotechnikai kockázatok minimálisra csökkenthetők. A tanulmányaink alapján célszerű lenne pontosítani a hazai UME előírásokat a védőréteg vastagságra vonatkozóan.

7. HIVATKOZÁSOK

- [1]: e-UT06.03.13, Aszfaltburkolatú útpályaszerkezetek méretezése és megerősítése e-UT06.03.13 (ÚT 2-1.202), Útügyi Műszaki Előírás. Magyar Útügyi Társaság, 2017.
- [2]: W. D. Powell, J. F. Potter, H. C. Mayhew, and M. E. Nunn, 1984. THE STRUCTURAL DESIGN OF BITUMINOUS ROADS, TRRL Lab. Rep., no. 1115, Art. no. LR 1132 Monograph, Accessed: Jul. 05, 2022. [Online]. Available: <https://trid.trb.org/view/211702>
- [3]: RDO -Asphalt 09, Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdeckschicht. 2009.
- [4]: Shell, SHELL SPDM-PC User manual. Shell pavement design method for use in a personal computer, Version 1994, Release 2.0. 1994.
- [5]: Austroads, Guide to Pavement Technology Part 2: Pavement Structural Design. 2019.
- [6]: P. H. Little, 1993. The Design of Unsurfaced Roads Using Geosynthetics, Ph.D. dissertation, Nottingham, 1993.
- [7]: J. Morris, 1973. The prediction of permanent deformation in asphalt concrete pavements, USA Transp. Group, 1973.
- [8]: A. K. Singh & J. P. Sahoo, 2021. Rutting prediction models for flexible pavement structures: A review of historical and recent developments, J. Traffic Transp. Eng. Engl. Ed., vol. 8, no. 3, pp. 315–338, <https://doi.org/10.1016/j.jtte.2021.04.003>
- [9]: S. Werkmeister, 2003. Permanent Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials in Pavement Constructions, Ph.D. értekezés, TU Dresden, Drezda.
- [10]: J. Uzan, 2004. Permanent Deformation in Flexible Pavements,” J. Transp. Eng., vol. 130, no. 1, pp. 6–13, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-947X\(2004\)130:1\(6\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-947X(2004)130:1(6))
- [11]: G. Leonardi & F. Suraci, 2022. A 3D-FE Model for the Rutting Prediction in Geogrid Reinforced Flexible Pavements, Sustainability, vol. 14, no. 6, p. 3695, <https://doi.org/10.3390/su14063695>
- [12]: H. Qi et al. 2022. Study on Deformation Characteristics of Low-Highway Subgrade under Traffic Load, Appl. Sci., vol. 12, no. 7, p. 3406, <https://doi.org/10.3390/app12073406>
- [13]: P. Zhou et al. 2022. Study on Deformation Characteristics of Extended Highway in Operation Period,” Adv. Civ. Eng., vol. 2022, pp. 1–13, <https://doi.org/10.1155/2022/5496999>
- [14]: A. Niemunis, T. Wichtmann, & Th. Triantafyllidis, 2005. A high-cycle accumulation model for sand, Comput. Geotech., vol. 32, no. 4, pp. 245–263, <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2005.03.002>
- [15]: T. Wichtmann, 2005. Explicit Accumulation Model for Non-cohesive Soils under Cyclic Loading. in Schriftenreihe des Institutes für Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum, no. 38. Bochum.
- [16]: T. Wichtmann, A. Niemunis, & T. Triantafyllidis, 2015. Improved simplified calibration procedure for a high-cycle accumulation model, Soil Dyn. Earthq. Eng., vol. 70, pp. 118–132, <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.12.011>

- [17]: T. Wichtmann, A. Niemunis, & T. Triantafyllidis, 2014. Flow rule in a high-cycle accumulation model backed by cyclic test data of 22 sands, *Acta Geotech.*, vol. 9, no. 4, pp. 695–709, <https://doi.org/10.1007/s11440-014-0302-7>
- [18]: T. Wichtmann & T. Triantafyllidis, 2015. Inspection of a high-cycle accumulation model for large numbers of cycles (N=2 million), *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 75, pp. 199–210, <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2015.04.008>
- [19]: RStO, “Richtlinie für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen.” Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2001.
- [20]: T. Wichtmann, 2016. Soil behaviour under cyclic loading - experimental observations, constitutive description and applications, habilitáció.
- [21]: T. Wichtmann, Th. Triantafyllidis, & L. Späth, 2019. On the influence of grain shape on the cumulative deformations in sand under drained high-cyclic loading, *Soils Found.*, vol. 59, no. 1, pp. 208–227, <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2018.11.001>
- [22]: A. Niemunis, 2003. Extended hypoplastic models for soils, habilitáció, INSTITUTES FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK DER RUHR-UNIVERSITÄT BOCHUM, Bochum. Accessed: May 09, 2022. [Online]. Available: <http://www.deutsche-digitale-bibliothek.de/item/7BOJPX4FLIFBAV7JBDELM6EVGSSB5GEY>
- [23]: T. Wichtmann, H. Rondón, A. Niemunis, T. Triantafyllidis, & A. Lizcano, 2010. Prediction of Permanent Deformations in Pavements Using a High-Cycle Accumulation Model, *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, vol. 136, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000275](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000275)
- [24]: A. Häcker, 2013. Erweiterung eines Lamellenmodells für zyklisch belastete Flachgründungen, diplomamunka, Karlsruher Institute für Technologie, Institute für Bodenmechanik und Felsmechanik, Karlsruhe.
- [25]: T. Wöhrle, 2012. Überprüfung und Entwicklung einfacher Ingenieurmodelle für Offshore-Windenergieanlagen auf Basis eines Akkumulationsmodells, diplomamunka, Karlsruher Institute für Technologie, Institute für Bodenmechanik und Felsmechanik, Karlsruhe.
- [26]: H. Zachert, 2015. Zur Gebrauchstauglichkeit von Gründungen für Offshore-Windenergieanlagen. in *Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik am Karlsruher Institut für Technologie (KIT)*, no. 180. Karlsruhe: Karlsruher Institut für Technologie (KIT).
- [27]: M. J. Vámos & J. Szendefy, 2023. Calculation Method for Traffic Load-Induced Permanent Deformation in Soils under Flexible Pavements, *Geotechnics*, vol. 3, no. 3, pp. 955–974, <https://doi.org/10.3390/geotechnics3030051>
- [28]: A. Káli, 2020. Ipari padlók ágyazatként és útépitési védőréteggént használt durvaszemcsés talaj sajátmodulusának numerikus modellezése, B.Sc. diplomamunka, BME, Budapest.
- [29]: Útügyi Lapok, “Kutatási jelentés: Tervezési útmutató: Aszfaltburkolatú útpályaszerkezetek méretezésének alternatív módszere,” 2016.
- [30]: M. J. Vámos & J. Szendefy, 2023. Overconsolidated Stress and Strain Condition of Pavement Layers as a Result of Preloading during Construction Period. *Polytech. Civ. Eng.*, <https://doi.org/10.3311/PPci.22258>
- [31]: T. Wichtmann & T. Triantafyllidis, 2010. On the influence of the grain size distribution curve on P-wave velocity, constrained elastic modulus M_{max} and Poisson’s ratio of quartz sands,” *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 30, no. 8, pp. 757–766, <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2010.03.006>
- [32]: T. Wichtmann & T. Triantafyllidis, 2009. Influence of the Grain-Size Distribution Curve of Quartz Sand on the Small Strain Shear Modulus G_{max} , *J. Geotech. Geoenvironmental Eng. ASCE*, vol. 135, no. 10, pp. 1404–1418.
- [33]: T. Wichtmann & T. Triantafyllidis, 2013. Effect of Uniformity Coefficient on G/G_{max} and Damping Ratio of Uniform to Well-Graded Quartz Sands, *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, vol. 139, no. 1, pp. 59–72, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000735](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000735)
- [34]: AASHTO, AASHTO Guide for Design of Pavement Structures. American Association of State Highway and Transportation Officials, 1993.
- [35]: J. Szendefy, 2019. Földművek teherbírásának meghatározási lehetőségei és teherbírásjavító módszerek ismertetése, presented at the MAÚT 25 éves, Budapest.
- [36]: M. J. Vámos & J. Szendefy, 2023. Temperature Effects on Traffic Load-Induced Accumulating Strains in Flexible Pavement Structures, *Int. Journal of Pavement Research and Technology* <https://doi.org/10.1007/s42947-024-00466-4>



Az aszfaltkeverékek tulajdonságainak hőmérsékletfüggése a termodinamika törvényei alapján

Zsichla László

Rodcont kft.

E-mail: rodcont@gmail.com

DOI: [10.36246/UL.2024.2.07](https://doi.org/10.36246/UL.2024.2.07)

KIVONAT

Alapvető fontosságú a pályaszerkezet méretezéséhez és a megfelelő aszfaltkeverék tervezéséhez az aszfaltkeverék komplex modulusának hőmérséklet- és terhelési frekvencia függésének minél pontosabb ismerete. A szakirodalomban alkalmazott összefüggések általában empirikus megközelítésen alapulnak. Jelen tanulmány e helyett termodinamikai alapon levezetett új módszert kínál az aszfaltkeverékek komplex modulusának hőmérséklet és frekvenciafüggését leíró mestergörbék létrehozására. A tanulmány az új módszer helyességét független jól publikált vizsgálati eredményekkel igazolja, mutatja be.

Az új Thermo módszerrel egy tetszőlegesen választott tervezési frekvenciára akár $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$ -tól $60\text{ }^{\circ}\text{C}$ tartományban pontosan meg lehet határozni a komplex modulus hőmérséklet függését. Az így számított (hőmérséklet; komplex modulus) pontokra nagyon magas korreláció $R^2 \sim 1$ mellett polinom illeszthető.

A polinomos megjelenítés már könnyen áttekinthető és jól használható a pályaszerkezet méretezésénél, valamint az aszfaltkeverék tervezésénél is.

A tanulmányban bemutatott új módszer nemcsak az aszfaltkeverékek, hanem más anyagok pl. polimerek viszkozitásának vagy komplex modulusának terhelési frekvenciától és hőmérséklettől függésének meghatározására is alkalmas.

A tanulmány a testet felépítő molekulákat egy átlagos tömegű és átlagos mechanikai energiájú molekulák segítségével tárgyalja, mozgásukat a molekula tömegpontjának mozgásával jellemzi. A termodinamikai megközelítés lehetőséget biztosít a testet érő terhelés kontinuum elmélete és a valóságot jobban leíró a testet alkotó molekulák viselkedése közötti összefüggés módszertanának megalapozásához.

Kulcsszavak: eltolási tényező, mestergörbe, komplex modulus, viszkozitás, termodinamika

ABSTRACT

Knowing the temperature and load frequency dependence of the complex modulus of the asphalt mixture as accurately as possible is essential for the dimensioning of the track structure and the design of the appropriate asphalt mixture.

The correlations used in the literature are usually based on an empirical approach.

The present study instead offers a new thermodynamically derived method for creating master curves describing the temperature and frequency dependence of the complex modulus of asphalt mixtures. The study confirms and demonstrates the correctness of the new method with independent, well-published test results.

With the new Thermo method, the temperature dependence of the complex modulus can be accurately determined for an arbitrarily chosen design frequency in the range from $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$ to $60\text{ }^{\circ}\text{C}$.

A polynomial can be fitted to the points calculated in this way (temperature; complex modulus) with a very high correlation $R^2 \sim 1$.

The polynomial presentation is easy to understand and can be used well for the dimensioning of the track structure, as well as for the design of the asphalt mixture.

The new method presented in the study not only applies to asphalt mixtures, but also other materials, e.g. it is also suitable for determining the dependence of the viscosity or complex modulus of polymers on load frequency and temperature.

The study discusses the molecules that make up the body with the help of molecules of average mass and average mechanical energy and characterizes their movement by the movement of the mass point of the molecule.

The thermodynamic approach provides an opportunity to establish the methodology of the connection between the continuum theory of the load on the body and the behavior of the molecules that make up the body, which better describes reality.

Keywords: shift factor, master curve, complex modulus, viscosity, thermo dynamics

Zsichla László

A Rodcont kft. ügyvezetője. Kutatási területe, aszfaltkeverékek modifikálása, pályaszerkezetben keletkező feszültségek modellezése. Fő munkaterülete, burkolattechnológiai szakvélemények készítése úttervező cégek számára.

1. BEVEZETÉS

A közúti közlekedési pályák, pályaszerkezetek tervezésével vagy üzemeltetésével foglalkozó mérnökök gyakran teszik fel a következő gyakorlati kérdést.

Ha megmértük – helyszínen vagy laboratóriumban – egy aszfaltkeverék komplex modulusát adott frekvencián és hőmérsékleten, akkor egy másik frekvencián és hőmérsékleten mekkora a várható komplex modulus értéke, a becslést milyen hibával tehetjük meg?

A kérdésre fontos lenne egzakt választ adni, hiszen az útpályaszerkezetben belül a hőmérséklet folyamatosan és jelentősen változik. A frekvencia se állandó, mivel az útpályaszerkezetben belül a frekvencia a mértékadó tehergépjárművek sebességétől függ, így jelentősen más átkelési szakaszon vagy, autópályán és autópályán. A sebesség különbözik a csomópont előtt és két csomópont között is.

A hőmérséklet és a frekvencia a komplex modulus értékét, akár 10-20 szorosára, hányadára változtathatja. A komplex modulus viszont befolyásolja az útpályaszerkezetben keletkező feszültségeket még teljesen azonos terhelés esetén is, így jelentősen hat a várható élettartamra. A tervező mérnökök tervezési, míg az üzemeltető mérnökök várható élettartamról beszélnek.

Amióta aszfalt útpályaszerkezet létezik, a nagyon gyakorlati kérdésre azóta sincs egzakt válasz.

Az aszfaltkeverékek komplex modulusának hőmérsékleti függésével számtalan tanulmány foglalkozott. Az eddig elért tudományos eredmények alapján javasolt egyenletek, összefüggések a feltett kérdésre nem vagy a gyakorlat számára nehezen hasznosítható választ adnak.

A tanulmány célja az aszfaltkeverékek komplex modulusának frekvencia-hőmérséklet összefüggésének – eltolási függvény - pontosítása, a termodinamika segítségével, ahol az elméletet független igazolására a következő jól publikált vizsgálati eredményeket használtam fel, [1, 2, 3, 4].

A feltárt összefüggések elemzések nem oldják meg az elmúlt évtizedek hiányosságait, de talán közelebb visznek a kérdésre adott pontosabb válaszok megadásában.

2. MESTERGÖRBÉK ELTOLÁSI FÜGGVÉNYE

Az aszfaltkeverékek hőmérséklet és frekvenciafüggési vizsgálatának eredményeként nyert az 1. táblázatban példaként szereplő komplex modulusokból állítjuk elő az 1. ábra szerinti mestergörbét.

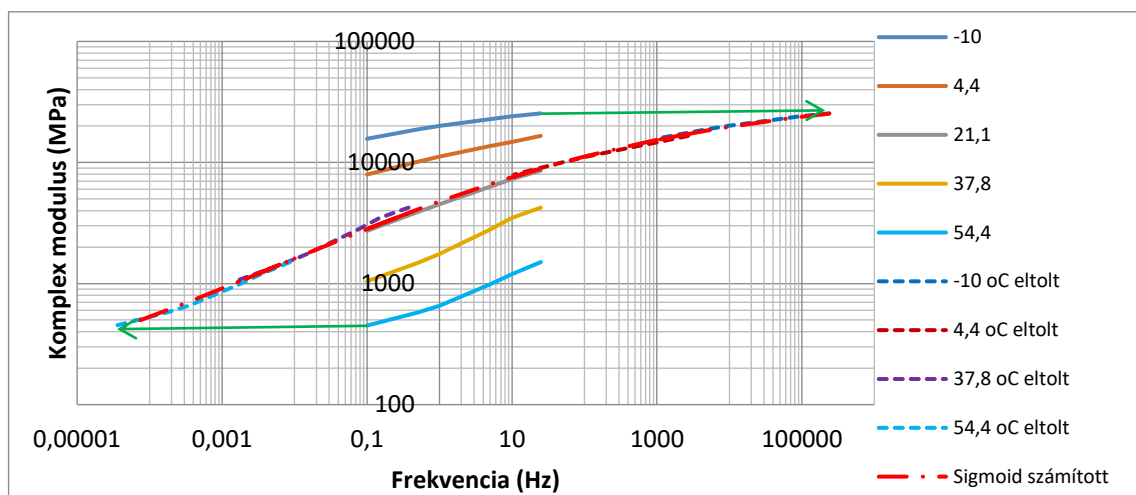
1. táblázat: Az aszfaltkeverék mért komplex modulusának hőmérséklet és frekvencia függése.

Forrás: [3].

	Hőmérséklet (°C)/Komplex modulus (MPa)				
(Hz)	-10	4,4	21,1	37,8	54,4
25	25440	16581	8575	4238	1504
10	24150	14813	7321	3498	1200
5	22781	13710	6302	2792	985
1	20048	11191	4503	1752	655
0,5	18791	10168	3898	1481	578
0,1	15703	7951	2722	1044	450

Az eltolási függvény segítségével a különböző hőmérsékleten mért komplex modulusokat a frekvencia mentén úgy toljuk el, hogy azok egyetlen referencia hőmérsékletre vonatkozzanak. A „legjobb” eltolási függvény az, amelyik az egy referencia hőmérsékletre vonatkozó komplex modulusokra illesztett ún. Sigmoid függvény a legkisebb RMS%-ot adja eredményül.

A Sigmoid függvény a referencia hőmérsékleten - az 1. ábrán 21.1 °C -on - megadja, a mérési frekvencia komplex modulus összefüggését.



1. ábra: Az aszfaltkeverék mért komplex modulusának hőmérséklet és frekvencia függése log-log ábrázolása.

Az eltolási függvény (1) megadja azt a f_{sz} eltolási frekvenciát, amely a T_b hőmérsékleten és f_b frekvencián mért komplex modulus értékét változatlanul hagyja egy tetszőlegesen választott T_r referencia hőmérsékleten. A T_r hőmérsékleten és f_{sz} frekvencián mért komplex modulusnak egy megadott hibahatáron belül meg kell egyeznie a T_b hőmérsékleten és f_b frekvencián mért komplex modulus értékével.

Az eltolási függvény a terhelési frekvencia és a vizsgált test hőmérséklete között biztosít kapcsolatot (1), aminek termo dinamikai háttere van.

$$f_{sz} = a_T f_b \quad (1)$$

ahol:

- a_T - eltolási függvény
- f_{sz} - számított eltolási frekvencia (Hz)
- f_b - bázis vagy mérési frekvencia (Hz)

T - hőmérséklet (K)

Termodinamikai megfontolásokkal nemcsak az eltolási függvény, hanem a (2) Sigmoid frekvencia-komplex modulus összefüggés is feltárható, ami majd egy új összefüggéshez vezet. A továbbiakban a komplex modulusra az EK jelölést fogom alkalmazni, mivel a termodinamikában az E_a jelölés és indexelés az energiára vonatkozik és jelen tanulmány alapvetően a termodinamikára alapoz.

$$EK = e^{\left[a + \frac{b}{1 + e^{-[c+d f_{sz}]}} \right]} \quad (2)$$

ahol:

EK - számított komplex modulus (MPa)
 $a; b$ - számított eltolási paraméterek (MPa)
 $c; d$ - számított dimenzió nélküli paraméterek
 T_r - referencia hőmérséklet, amely hőmérséklethez viszonyítunk (K)
 T_b - bázis vagy mérési hőmérséklet (K)

A Sigmoid (2) egyenlethez legalább négy illesztési paraméter szükséges. Az a paraméter a komplex modulus tengelyén nagyít, míg a b paraméter a frekvencia tengelyén nagyít. A c, d paraméterek forgatást tesznek lehetővé. Sok szerző keres, keresett összefüggést az illesztési paraméterek és az aszfaltkeverék tulajdonságai között, bitumentartalom, hézagterfogat, bitumen viszkozitása stb., de ezek az összefüggések természetüknél fogva empirikusak, ill. statisztikusak, így nem valós összefüggésen alapulnak. A statisztikus módszerek alkalmazásában kiemelkedik [5].

Ha valós ok-okozati összefüggéseket keresünk, akkor nem kerülhető el az (1) és a (2) egyenletek közvetlen termodinamikai levezetése.

Mielőtt rátérnék a termodinamikai tárgyalási módra röviden ismertetem a leginkább elterjedt három eltolási függvényt. A legszélesebb körben az ún. WLF [6] módszert alkalmazzák:

$$\log a_T = - \frac{C_1(T_b - T_r)}{C_2 + |T_b - T_r|} \quad (3)$$

ahol:

$C_1; C_2$ - WLF függvény eltolási paraméterei

A (3) egyenlet közvetetten tartalmaz termodinamikai megfontolásokat, és viszonylag jól alkalmazható az aszfaltkeverékek eltolási függvényeként, de pontossága vitatható. A WLF módszerről általános kritikát fogalmaz meg [7]. A WLF (3) pontatlansága miatt [8], javasolják [9] módosított WLF egyenletének alkalmazását:

$$\log a_T = - \frac{C_1(T_b - T_k)}{C_2 + |T_b - T_k|} - \frac{(T_r - T_k)}{C_2 + |T_r - T_k|} \quad (4)$$

A T_k az inflexiós ponthoz tartozó hőmérséklet, aminek azonban nincs termodinamikai alapja, a T_k hőmérséklet rögzítése önkényes, de célszerű.

Szintén elterjedten alkalmazzák a [10] polinomot eltolási függvénynek, amely nem felel meg a termodinamika törvényszerűségének, ennek ellenére a polinomok „kedvező” tulajdonsága, hogy a mérésekkel már feltárt tartományban és feltételek mellett jó közelítést biztosít.

$$\log a_T = a T_r^2 + b T_r + c \quad (5)$$

A Witczak-féle (5) eltolási függvénynek közvetlenül nincs köze a termodinamikához, ha viszont a kizárólag termodinamikai levezetésen alapuló összefüggések (6) vagy (36) eltolási függvények alkalmazásával kapott frekvencia-hőmérséklet eredményére a (5) jól illeszthető, vagyis a (5) egy jó, statisztikus módszer, bár sok esetben a megfelelő illesztés már harmadfokú.

Az eltolási faktorokat elemezték [11], megállapították, hogy a mért és az eltolási egyenletekkel kapott értékek különösen a magas és az alacsony hőmérsékleten tértek el egymástól. A tanulmány arra is rámutat, hogy az alkalmazott eltolási egyenletek alapvetően empirikus megközelítésen alapulnak.

Nem említettem az [12] szerint képzett lineáris eltolási modellt, amely a termodinamikán alapul, de erről a modellről a továbbiakban részletesen lesz szó.

Előzetesen itt ismertetem a kizárólag termodinamikai levezetésen alapuló „egyszerűsített” nem lineáris eltolási függvényt (6), ahol figyelembe vettem, hogy az E_a aktiválási energia a hőmérséklet függvényében változik.

$$f_1 = f_2 \sqrt{e^{-\left[\frac{g(T_2-T_1)^2 + h(T_2-T_1)}{T_2 T_1}\right]}} \quad (6)$$

ahol:

$g; h$ - számított eltolási paraméterek (K)

A (6) összefüggés nagy előnye, hogy a négyzetes összefüggés miatt a hőmérséklet-frekvencia összefüggés közelítő módszerek nélkül is számítható.

A téma további tárgyalása termodinamikai ismertek nélkül már nem lehetséges, ezért a témakört a továbbiakban egy kicsit részletesebben fogom ismertetni. A termodinamika tárgyalási módszerében felhasználtam [13] és [14] által írt könyveket.

3. TERMODINAMIKAI ELMÉLETI HÁTTÉR

Egy anyag tulajdonságainak, így a viszkozitásának vagy a komplex modulusának hőmérsékletfüggését nehezen érthetjük meg, de biztosan nem elemezhetjük, vizsgálhatjuk termodinamikai ismeretek hiányában. A hazai, de általában az építőmérnöki képzésnek nem része a fizikai kémia, ezen belül a termodinamika.

Az aszfaltkeverékekről minden építőmérnök tudja, hogy tulajdonsága függ a hőmérséklettől – termo-plasztikus -, ezen belül adott hőmérsékleten a viselkedése viszkoelasztikus.

Ha egy anyag hőmérsékletfüggését meg akarjuk határozni, akkor tisztázni kell, hogy mit is értünk hőmérsékleten, mi a hőmérséklet?

A válasz egyszerűnek tűnik, hiszen minden nap mérjük, érzékeljük, tapasztaljuk, ha azonban az egzakt választ akarunk adni, akkor rájöhettünk, hogy egy jelentős problémával állunk szemben. 1992-ben a kiváló magyar származású fizikus [15] előadást tartott a hőmérsékletről, ahol ugyan nem oldotta meg a problémát, de egy kicsit ironikusan megállapította, hogy „A hőmérséklet csak egy érzés, egy érzéki percepció”. Természetesen ő is a hőmérsékletet a termodinamika alapmennyiségének tartja „A hőmennyiség nem más, mint a hőmérséklet és az entrópia változás szorzatának integrálja.”

Kürti előadásában [15] egy nagyon fontos dologra hívta fel a figyelmet „a termodinamikai hőmérsékleteket mindig, mint arányokat definiáljuk, sohasem különbségekként, „Alacsony hőmérsékleteknél azonban nem szabad elfelejteni, hogy csak a hőmérsékleti **arányok** számítanak.”

A hőmérsékletre vonatkozó egzakt kérdésre azonban nincs egzakt válasz, a válaszok kimerülnek a hőmérséklet mérésének és skálázásának leírásában.

A hőmérséklet mérése a tökéletes gázok viselkedésén alapul, amikor a viselkedés nem függ a gáz anyagi minőségétől. A tökéletes gáz pV_m nyomásának és moláris térfogati szorzatának változása arányos a hőmérséklet változásával. Az arányossági tényező az R , az egyetemes gázállandó.

A Celsius fokon kifejezett hőmérsékleti skála ez előzőek alapján:

$$t = \frac{pV_m}{R} - T_0 \quad (7)$$

ahol:

- p - nyomás (Pa) vagy (J/ m³)
- V_m - moláris térfogat (dm³ *mol⁻¹)
- R - egyetemes gázállandó 8,315 (J *mol⁻¹*K⁻¹)
- T_0 - abszolút nulla hőmérséklet -273,15 (°C)

Bármely gáz moláris térfogata 25 °C hőmérsékletre vonatkozó standard állapotában 24,5 dm³/mol, 0 °C hőmérsékletre vonatkozó normál állapotában 22,41 dm³ /mol.

A hőmérséklet mérése a hőtáguláson alapul. Ha egy α lineáris hőtágulási együtthatóval rendelkező anyagú V_0 térfogatú test hőmérséklete T_0 akkor $\Delta T = T_k - T_0$ hőmérséklet-változás hatására a térfogata:

$$V_k = V_0(1 + \alpha\Delta T)^3 \quad (8)$$

A (8) egyenlet alapján akár azt is mondhatjuk, hogy a test a hőmérséklet hatására megváltoztatta a térfogatát, de ez így nem teljesen egzakt. A test a térfogatát azért változtatta meg, mert a testet felépítő részecskék mozgási, kinetikai energiája megváltozott. A test részecskéi állandóan rezegnek, forognak, ütköznek egymással. Minél nagyobb a testet alkotó részecskék átlagos mozgási energiája annál nagyobb a mért hőmérséklet. Valójában a testet alkotó részecskék átlagos mozgási energiájának változásából képzünk hőmérsékletet a (7) és (8) egyenletek alapján, ahol (7) az ideális gázokra vonatkozó összefüggés a hőmérséklet pontos mérésére alkalmazzuk.

A hőmérséklet mérésének kulcskérdése, az arányossági tényezőként használt R egyetemes gázállandó. Az egyetemes gázállandó felírható az Avogadro-szám és a k_B Boltzmann-állandó szorzataként:

$$R = N_a * k_B \quad (9)$$

ahol:

- k_B - Boltzmann állandó $1,380649 \cdot 10^{-23}$ J/K
- N_a - Avogadro-konstans $6,02217046 \cdot 10^{23}$ db/mol

Azonos nyomás, hőmérséklet és térfogat esetén minden ideális gáz ugyanannyi gázmolekulát tartalmaz, 1 mol, V_m moláris térfogatban pontosan N_a db részecske található.

A **Boltzmann-állandó** (k_B) a test hőmérséklete és az azt felépítő részecskék mozgási energiája közötti kapcsolatot adja meg. 1 foknyi hőmérséklet-emelkedés esetén valamely gáz minden molekulája szabadságfokonként átlagosan $1/2 k_B$ energiát vesz fel, vagyis a gáz egy molja $\frac{3}{2} N_a k_B = \frac{3}{2} R$ energiát vesz fel hőmérsékleti fokonként.

A Boltzmann állandó egyetlen darab elemi részecskére vonatkozik, pl. 1 db molekula.

A Boltzmann állandó szilárdtest-fizikai összefüggések alapján, az elektromosság makrofizikai mennyiségeinek mérésével is meghatározható, amellyel igazolható az állandó univerzális jellege. Az univerzalitást igazolja a Stefan-Boltzmann-féle üregsugárzási törvény is.

A Boltzmann-állandóból következik az ekvipartíció-tétel, amely egy rendszer hőmérséklete és az általános energiája között teremt összefüggést, ami az építőmérnöki gyakorlatban ellentmondás nélkül használható. Az ekvipartíció felhasználásával a Boltzman eloszlás megadja, hogy a részecskék,

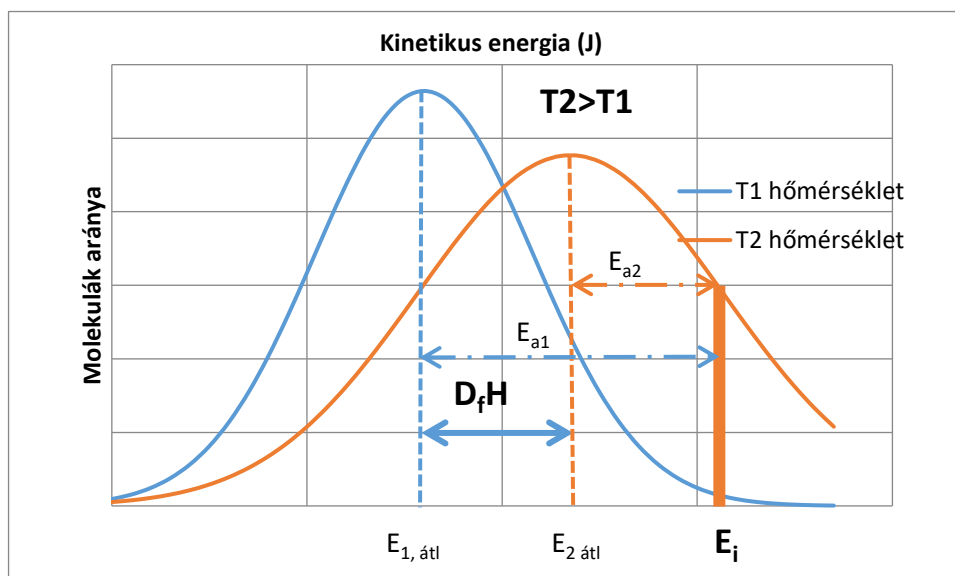
molekulák milyen hányada rendelkezik egy megadott E_i küszöbenergiánál nagyobb kinetikus energiával.

$$f_i = e^{\left(\frac{-E_i}{RT}\right)} \quad (10)$$

ahol:

f_i - azon molekulák aránya, amelyeknek kinetikus energiája meghaladja a megadott E_i küszöbenergiát,

E_i - a megadott E_i küszöbenergia szint (J)



2. ábra: Boltzmann-féle energiaeloszlás.

A 2. ábra szerinti Boltzmann-féle eloszlást használhatjuk folyadékok esetén is, sőt olyan folyadékoknál is, amelyek több, akár többszáz eltérő tulajdonságú molekulából állnak, mint a bitumen. A 2. ábrán látható két eltérő hőmérsékletű anyag energia eloszlása. Ha egy anyag állapotát az átlagos energiájával jellemezzük $E_{1,átl}$; $E_{2,átl}$, akkor egy adott hatás eléréséhez, pl. folyáshoz, töréshez szükséges energiát E_a aktiválási energiának nevezzük. Az aktiválási energiát a kívánt hatás eléréséhez megadott E_i küszöbenergia és az anyag átlagos $E_{átl}$ energiájának különbségeként értelmezzük, a 2. ábra szerint $E_{a,1}$; $E_{a,2}$.

Folyás és törés kialakulásához a molekuláknak egymáshoz képest egy adott távolságot kell elérnie, amit nemcsak a hő növelésével, hanem külső erővel is elérhetünk. Rezgő rendszerek esetén ezt a távolságot hő esetén az A amplitúdó jellemzi, míg külső erő hatására –impulzus– a fajlagos alakváltozás ε . Együttes hatáskor az amplitúdó és a fajlagos alakváltozás összeadódik, de az amplitúdó skaláris – minden irányban azonos az átlagos amplitúdó értéke –, míg a fajlagos elmozdulás vektor.

Mint később látni fogjuk a komplex modulus, vagy a viszkozitás hőmérsékleti függését jelentősen befolyásolja a vizsgálat közben lejátszódó olvadás vagy párolgás. E miatt röviden tárgyalni kell a bitumen olvadását, kristályosodását, valamint párolgását.

Az olvadék akkor kezd kristályosodni, ha az olvadékban rendezetlen mozgást végző atomok, molekulák a kristályrács rendezettségének megfelelő helyzetbe jutnak és kristálygócok keletkeznek.

A bitument alkotó molekulák mérete olyan változékonny és bonyolult szerkezetű, hogy az útépitési alkalmazási hőmérsékleti tartományban a kristályosodás valószínűsége viszonylag alacsony.

A bitumen belső sűrűdése – viszkozitása – a hűtés során a molekulák eltérő kinetikus energiájának következtében fokozatosan változik, növekszik.

A Boltzmann-féle energiaeloszlás szerint adott T hőmérséklet mellett van annak valószínűsége, hogy több molekulának az energiája a kristályosodáshoz szükséges szintre csökkenjen. A kristályosodáshoz azonban, a kvantummechanika szabályait is figyelembe vevő legalább n darab azonos tulajdonságú és megfelelő energiaszintű molekulának kellene egymás mellett elhelyezkedni, hogy érvényesüljön a korrespondenciaelv szerinti klasszikus fizika törvényszerűsége. A kristályosodás valószínűségét tovább csökkenti, hogy a hőtranszport egy dinamikus folyamat, amely növeli és csökkenti az adott lokális terület energiaszintjét.

Bitumen estén azonban a kristályosodás valószínűségét egyedi módon kell elemezni. Előfordulhat, hogy a bitumenbe térfogatarányosan nagy mennyiségű viszonylag magas hőmérsékleten kristályosodó anyagot pl. viaszt keverünk, amely anyag a mennyiség függvényében már kristályosodhat.

Az aszfaltkeverékek vizsgálata során általában nem számolunk a szilárd anyag olvadáshőjével -30 °C-tól $+60$ °C közötti hőmérséklettartományban, nagymennyiségű viasz esetén már számolni kellene az olvadáshővel.

A másik fázisátmenet a párolgás, amely folyamat a hőmérséklet megváltozása nélkül növeli az entrópiát. Az aszfaltkeverékek ill. egyéb anyagok hőmérsékletfüggő mechanikai vizsgálatánál kerülni kell a vizsgálat közbeni párolgást, ezért a vizsgálati minta temperálását minden esetben „szárazon” a légkamrában kell végezni. Egyszerűbb lenne, mint pl. a betonok esetén a vízben történő temperálás, de aszfaltkeverékek esetén a párolgás miatt keletkező entrópia növekedés megváltoztatja az aszfaltkeverék adott hőmérsékleten mért mechanikai tulajdonságát, komplex modulusát. Betonok esetén is növekszik az entrópia a párolgás miatt, de az így keletkezett belső energianövekedés nem elegendő a beton mechanikai tulajdonságának, komplex modulusának mérhető, a gyakorlati felhasználást befolyásoló változásához. A beton komplex modulusának változásához szükséges E_{beton} aktiválási energia sokkal magasabb, mint az aszfaltkeverék komplex modulusának változásához szükséges $E_{aszfalt}$ aktiválási energia.

$$E_{beton} \gg E_{aszfalt}$$

Az aszfaltkeveréket a Föld légkörének hőmérsékleti tartományán belül hőmérséklet függőnek nevezzük, míg a betont nem tekintjük hőmérsékletfüggőnek.

Természetesen a fizikai és a kémia, vagyis a természeti törvények szerint minden anyag mechanikai tulajdonsága hőmérsékletfüggő, érvényesek a termodinamika törvényei.

Az aszfaltkeverékek a bitumenen kívül 80 térfogatszázalék körüli ásványi anyagokat is tartalmaznak, amelyek minden esetben szilárdak és kristályos szerkezetűek, ezért fizikai tulajdonságaik irányfüggőek. A bitumen és az ásványi anyagok közötti adhéziót döntően a van der Waals-féle erők biztosítják. A dipólus-dipólus és a diszperziós hatás független a hőmérséklettől, míg a dipólus-indukált dipólus hatás hőmérsékletfüggő.

A dipólus-indukált dipólus hatás általában nem jelentős, de hőmérsékletfüggése miatt hatással van az aszfaltkeverék komplex modulusának hőmérsékletváltozására.

A Newtoni folyadékok viszkozitásának hőmérsékleti függésének vizsgálatánál felhasználható a 2. ábra szerinti Boltzmann-eloszlás, ahol az E_i a viszkózus folyás állapotába került molekulák arányát határozza meg különböző hőmérsékleten. Az E_i nevezhetjük a viszkózus folyás aktiválási entalpiájának is.

Az entalpia az állandó nyomáson végzett vizsgálatokat, folyamatokat jellemzi, ahol a vizsgált test belső energiájának változását kizárólag a hő okozza.

Építőmérnöki gyakorlatban az aszfaltkeverék, vagy a bitumen vizsgálatokat általában adott hőmérsékleten és légköri nyomáson végezzük. A vizsgálatok során terheljük a próbatesteket, aminek következtében a testben feszültségek és alakváltozások keletkeznek. A vizsgálatok során, különösen a dinamikus vizsgálatoknál a próbatest belső energiája folyamatosan változik.

A T_1 hőmérsékleten egyetlen terhelés hatására létrejövő az egész testben létrejött belső elemi munkát, energiát ($L_b^{T_1}$) a test térfogatára kiterjesztett határozott integrál adja:

$$\begin{aligned} L_b^{T_1} &= -\iint_{(V)(\varepsilon)} \underline{\sigma}^* d\underline{\varepsilon} dV \\ L_b^{T_1} &= -\int_{(V)} (\sigma_x d\varepsilon_x + \sigma_y d\varepsilon_y + \sigma_z d\varepsilon_z) dV \end{aligned} \quad (11)$$

Az $L_b^{T_1}$ belső energia egyezik a terhelés $L_k^{T_1}$ során végzett munkával, amit viszonylag egyszerűen a vizsgálatról függően tudunk meghatározni. A külső munka mindig állandó, ha a terhelés impulzusa állandó.

Amikor pl. az aszfaltkeverék komplex modulusának hőmérsékletfüggését vizsgáljuk különböző hőmérsékleteken, és frekvenciákon, akkor biztosítani kell, hogy a vizsgálat során a terhelés által keletkező belső kinetikus energia a hőszugárzás által a vizsgálat előtti belső energiaszintre csökkenjen. Ezért kerülendő a terhelési ciklusszám növelése, és megfelelő hűlési időt kell biztosítani a frekvenciavizsgálatok között.

Ha nincs megfelelő idő a terhelések között, akkor a kritikus helyeken, a hő felhalmozódik, mert nincs idő a kiegyenlítődésre. A felhalmozott hő nem más, mint a részecskék, molekulák kinetikai energiájának növekedése, ami adott energiaszinten folyást, törést okozhat. Törés esetén a kémiai kötések „felszakadnak”, folyás esetén a molekulák egy másik stabil helyzetbe kerülnek, ami hőfelszabadulással jár.

A különböző hőmérsékleten mért komplex modulusok összehasonlítása termodinamikai szempontból akkor megfelelő, ha a próbatest részecskéinek, molekuláinak kinetikus energiaváltozását kizárólag a hőmérsékletváltozás okozza.

A komplex modulus mérése mechanikai módszerrel csak úgy végezhető el, ha a testen belüli molekulák kinetikai energiáját megváltoztatjuk. A vizsgálat során keltett kinetikai energia elhanyagolható az 1 °C hőmérséklet növekedéshez szükséges energiához képest.

Egy 4000 MPa komplex modulusú 1 dm³ aszfaltminta 0-ról 1,0 MPa-ra állandó sebességű felterheléséhez 0,125 J energia szükséges, míg az aszfalthabarc 1 °C hőmérséklet-növeléshez szükséges energia [16] (Zhao, et al., 2020) 950 J/(kg°C) fajlagos hőkapacitás esetén ~2400 J. Más szerzők szerint az aszfaltkeverékek fajlagos hőkapacitása 1000-2000 J/(kg°C) között várható [17] (Mamlouk, et al., 2005).

A tanulmányban Q hőnek az energiatranszport által átadott energiát értem. Adott mennyiségű hő hatására a különböző anyagokban eltérő a hőmérséklet változása. Az átadott hő és a hőmérséklet-változása közötti kapcsolatot a hőkapacitás biztosítja.

Azt a hőmennyiséget, amely a rendszer hőmérsékletét 1 Kelvinnel emeli, anélkül, hogy belső átalakulás következne be, hőkapacitásnak nevezzük.

A hő (12), (13) a hőkapacitás hőmérséklet szerint határozott integrálja 3. ábra.

$$\begin{aligned} &\text{Állandó nyomásra vonatkozó hő } T_1 - \text{ről } T_2 \text{ hőmérsékletre változásnál.} \\ Q_p &= n \int_{T_1}^{T_2} C_{mp}(T) dT \end{aligned} \quad (12)$$

Állandó térfogatra vonatkozó hő $T_1 - \text{ről } T_2 - \text{re hőmérsékletre változásnál.}$

$$Q_V = n \int_{T_1}^{T_2} C_{mV}(T) dT \quad (13)$$

ahol:

Q - hő (J)

C_{mp} - moláris hőkapacitás ($J \text{ mol}^{-1} K^{-1}$), állandó nyomáson

C_{mV} - moláris hőkapacitás ($J \text{ mol}^{-1} K^{-1}$), állandó térfogaton

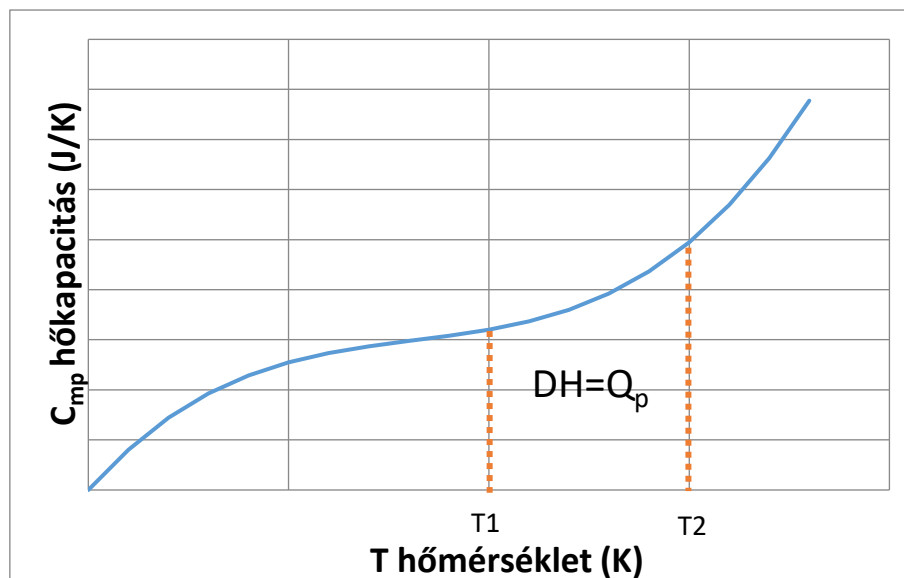
n - anyagmennyiség

Az állandó nyomáson vett hőkapacitás mindig nagyobb, mint az állandó térfogaton, szilárd anyagok, aszfaltkeverékek, bitumen esetén a különbség elhanyagolható.

A fajlagos hőkapacitás esetén a hőkapacitást egységnyi tömegre vonatkoztatjuk, amelynek mértékegysége ($J \text{ kg}^{-1} K^{-1}$).

Az anyagok hőkapacitás-függvényei általában nem lineárisak, de hatványsorok segítségével (14) megadható a hőkapacitás adott anyagra vonatkozó hőmérsékletfüggése.

$$C_{mp}(T) = a + bT + cT^{-2} + dT^3 + \dots \quad (14)$$



3. ábra: Állandó nyomáson a C_{mp} hőkapacitás és T hőmérséklet összefüggése, ahol a Q_p hő és a DH entalpia a görbe alatti terület.

A mérnöki gyakorlatban a hőkapacitásra a $T_1 - T_2$ hőmérsékleti tartományban van szükségünk, a dT^3 és a további tényezők elhanyagolása mellett a (14) integrálása után kapjuk a (15) egyenletet, amit sok esetben a szükséges paraméterek csökkentésének érdekében (16) és (17) egyszerűsíthetünk még megfelelően pontosság mellett. A (16) megfelel a vizsgálati eredményeknek [16, 17] (Mamlouk, et al., 2005), (Zhao, et al., 2020).

$$\int_{T_1}^{T_2} C_{mp}(T) dT = \left(\alpha(T_2 - T_1)^2 + \beta(T_2 - T_1) + \gamma + \delta \frac{(T_2 - T_1)}{T_2 T_1} \right) \quad (15)$$

$$\int_{T_1}^{T_2} C_{mp}(T) dT = \left(\alpha(T_2 - T_1)^2 + \beta(T_2 - T_1) + \gamma \right) \quad (16)$$

$$\int_{T_1}^{T_2} C_{mp}(T) dT = \left(\gamma + \delta \frac{(T_2 - T_1)}{T_2 T_1} \right) \quad (17)$$

A (17) csak közelítő számításhoz, becsléshez alkalmazható.

Az entalpia ΔH egy olyan állapotfüggvény, amely az állandó nyomáson lejátszódó folyamatok jellemzésére alkalmas, és állandó nyomás mellett a megváltozása egyenlő a hővel, $\Delta H = Q_p$.

Ha a $T_1 - T_2$ hőmérsékleti tartományban a vizsgált anyag egyik i . összetevője kristályosodik, akkor számolni kell ennek az i . anyagnak az olvadási H_o^i entalpiájával is. Aszfaltkeverékek esetén a párolgással nem számolunk.

$$\Delta H = Q_p + \Delta H_o^i \quad (18)$$

Folyadékokban 2. ábra egy molekulának a helyváltoztatásához vagy egy új egyensúlyi helyzetbe kerüléshez az átlagos energiaszinttől magasabb energiaszintre van szüksége.

Az új egyensúlyi helyzetbe kerüléshez szükséges E_i küszöbenergia és az $E_{\text{átl}}$ átlagos energiaszint közötti különbséget nevezzük E_a aktiválási energiának.

$$E_a = E_i - E_{\text{átl}} \quad (19)$$

ahol:

E_a - aktiválási energia ($\text{J}^* \text{mol}^{-1}$)

A folyadékokban és a szilárd testekben minden részecske, molekula az egyensúlyi helyzete körül a hőenergiával arányosan rezgőmozgást végez, az energia eloszlását 2. ábrán szemléltetett Boltzmann-féle eloszlás adja.

A vizsgált test hőmérsékletének változtatása változó hő, így változó kinetikai energiát okoz. A kinetikai energia változását a részecskék, molekulák sebességének négyzetes változása jellemzi. A részecskék, molekulák a rezgőmozgás során kölcsönhatásba kerülnek szomszédjukkal, ütköznek.

Az ütközések következtében kitérhetnek eredeti egyensúlyi helyzetükből és a szomszédjukban lévő „szabad térfogatba” ugorhatnak át. A szabad térfogat a hőmérséklet növekedése (8) miatt növekszik, ami növeli az új egyensúlyi helyzet kialakulásának valószínűségét.

A szabad térfogatra vonatkozó lineáris egyenletet [18] (Batschinki, 1913) vezette be:

$$\eta = \frac{1}{V - V_0} \quad (20)$$

V -folyadék térfogat
 V_0 - van der Waals térfogat, ahol már nem lehetséges a folyás
 η - viszkozitás (Pa s)

(Cohen, 1959) [19] elméletileg levezetett pontosabb exponenciális egyenlet alkalmazását javasolta:

$$\eta = A^{pre} e^{\frac{V_0}{V - V_0}} \quad (21)$$

A molekulának azonban nemcsak szabad térre, hanem megfelelő energiára is szüksége van a helyváltoztatáshoz, amely végül is elvezetett a (22) alkalmazásához, amit szokás (Arrhenius, 1889) egyenletnek is hívni:

$$\eta = A^{pre} e^{\left(\frac{-E_a}{RT}\right)} \text{ vagy logaritmizálva } \ln(\eta) = \ln(A^{pre}) + \frac{-E_a}{RT} \quad (22)$$

Az $e^{\frac{-E_i}{RT}}$ kifejezés – Boltzmann eloszlás- adja meg a molekulák azon hányadát, melyek kinetikai energiája egy adott hőmérsékleten egyenlő vagy nagyobb a viszkozus folyáshoz szükséges E_i küszöbenergiánál.

[20] 34 db Newtoni folyadék viszkozitásának meghatározásához szükséges paramétereket számították a (22) egyenlet felhasználásával, ami igazolja, hogy a viszkozitást nemcsak empirikus, hanem termodinamikai alapon is meg lehet határozni.

Folyékony fémek esetén [21] igazolták, hogy a nagy szabad térfogat nem feltétlen szükséges a diffúziós változáshoz, mivel a vizsgált fémekben a szabad térfogat csak 10%-a volt az atom térfogatának. Kimutatták a diffúzió folyamatának láncszerű jellegét, ahol legalább tíz atom mozog kismértékben. Továbbá igazolták, hogy a folyékony fémekben az atomi kötések nagy sebességgel szakadnak és képződnek. A diffúzió az anyagáramlást jellemzi (m^2/s), ami arányos a viszkozitással.

Aszfaltkeverékek vizsgálatakor a diffúzióval közvetlenül nem, csak a viszkozitáson, komplex moduluson keresztül közvetve foglalkozunk. Ha azonban a diffúzióhoz nem szükséges jelentős szabad térfogat, akkor a viszkozitás változásához se kell.

4. VISZKOZITÁS ÉS A KOMPLEX MODULUS MEGHATÁROZÁSA TERMODINAMIKAI ALAPON

Gyakran arra keressük a választ, ha ismerjük T_1 hőmérsékleten a η_1 viszkozitás értékét, akkor T_2 hőmérsékleten mekkora lesz a η_2 viszkozitás értéke 2. ábra.

Megfogadva [15] tanácsát, arányokat keresünk. A 2. ábra szerint értelmezve az aktivációs energiákat és hőmérsékleteket kapjuk a (23) egyenletet.

$$\eta_1 = A^{pre}(T) e^{\left(\frac{E_{a2}-E_{a1}}{RT_1}\right)}; \eta_2 = A^{pre}(T) e^{\left(\frac{E_{a2}-E_{a1}}{RT_2}\right)}; \frac{\eta_1}{\eta_2} = e^{\frac{-1}{R}\left(\frac{E_{a1}}{T_1}-\frac{E_{a2}}{T_2}\right)}$$

$$\eta_1 = \eta_2 e^{\frac{-1}{R}\left(\frac{\Delta_f H(T_2-T_1)}{T_2 T_1}\right)} \quad (23)$$

Ha nincs fázisátalakulás a $T_1 - T_2$ hőmérséklet tartományban, akkor a $\Delta_f H$ teljes egészében számítható a vizsgált anyag által felvett Q_p hővel. A Q_p hő a (12) egyenletből határozható meg, ha ismerjük az anyag hőkapacitásának hőmérsékleti függését (14) a $T_1 - T_2$ hőmérsékleti tartományban.

A 2. ábrán a két azonos tulajdonságú, de eltérő hőmérsékletű anyagot hasonlítunk össze. A T_2 hőmérséklet esetén az anyagot az $E_{2, \text{átl}}$ átlagos energiával jellemezzük, amely energia állapothoz a η_2 viszkozitás tartozik, ezt mértük T_2 hőmérsékleten és adott frekvencián.

A T_1 hőmérsékleten az $E_{1, \text{átl}}$ átlagos energiát a η_1 viszkozitás jellemezi. A két állapot közötti átlagos energia eltérését a hőmérséklet változása miatti $\Delta_f H$ entrópia változása jellemzi.

Azt azonban nem szabad elfeledni, hogy a viszkozitást, ill. a komplex moduluszt általában mechanikai módszerekkel mérjük.

A (22) egyenleten belül a $\Delta_f H$ entrópiaváltozás azt a belső energiaváltozást jelenti, amely energia szükséges a η_1 viszkozitásról η_2 viszkozításra változáshoz. Ebben az esetben az elérendő hatás a η_2 viszkozitás elérése. A η_2 viszkozitást úgy értük el, hogy a T_1 hőmérsékletet T_2 -re változtattuk. A T_2 hőmérsékletű és η_2 viszkozitású anyag $E_{2, \text{átl}}$ átlagos energiája lett a kívánt hatáshoz szükséges E_i küszöbenergia, ebben az esetben a 2. ábra szerinti $\Delta_f H$ entrópiaváltozás egyezik az E_a aktivációs energiával.

A $T_1 - T_2$ hőmérséklet tartományban az entalpia változása egyezik állandó nyomáson avval a hőmennyiséggel, amit a (12) egyenlet szerinti a $T_1 - T_2$ hőmérséklet változása okoz a vizsgált testben, vagyis $\Delta_f H = Q_p$, ezért felírható a (24) egyenlet.

$$\eta_1 = \eta_2 e^{-\left[\frac{(T_2-T_1)}{R T_2 T_1} \int_{T_1}^{T_2} c_{mp}(T) dT\right]} \quad (24)$$

A (24) egyenlet nemcsak a viszkozításra, hanem a komplex modulusra is alkalmazható. Aszfaltkeverékek hőkapacitásának a (16) egyenlet már igen nagy pontosságot biztosít, ennek megfelelően a komplex modulusra felírhatjuk:

$$EK_1 = EK_2 e^{-\left[\frac{\alpha(T_2-T_1)^3 + \beta(T_2-T_1)^2 + \gamma(T_2-T_1)}{RT_2T_1}\right]} \quad (25)$$

ahol:

EK_1 - komplex modulus T_1 hőmérsékleten (MPa)

EK_2 - komplex modulus T_2 hőmérsékleten (MPa)

$\alpha; \beta; \gamma$ - illesztési paraméterek, vagy a moláris hőkapacitás paraméterei.

Fontos megjegyezni, hogy a moláris hőkapacitás paraméterit nem mérjük, hanem iterációval számítjuk a mért komplex modulus értékekből, ennek pedig az lesz a következménye, hogy az illesztési paraméterek értékét befolyásolja a később tárgyalt referencia hőmérséklet is.

A (25) a terhelés frekvenciájától független egyenlet. A komplex modulust és a viszkozitást azonban a terhelés frekvenciája is befolyásolja, amely hatást a következő fejezetben tárgyalom. Egy adott, felvett vagy mért frekvencián a (27) szerint számított EK_1 komplex modulust fogom a terhelés által keltett frekvenciára átszámítani.

Amikor az építőmérnöki gyakorlatban viszkozitást, nyírási modulust vagy komplex modulust mérünk, akkor egy külső erő hatására bekövetkező, adott viszonyítási ponthoz képest a test pontjainak térbeli elmozdulásait vizsgáljuk. A test pontjainak, molekuláinak mozgását tömegpontjukkal jellemezzük, amely tömegpont adott amplitúdóval és frekvenciával rezeg a tér minden irányába azonos valószínűséggel. A mért elmozdulás a rezgési középpontok elmozdulásainak összegéként értelmezhető.

Külső erő hatására a vizsgált test molekulái egymáshoz képest is elmozdulhatnak, amely tartós alakváltozást okoz a vizsgált testben, az alakváltozás a terhelés megszűnése után is megmarad.

Rugalmas alakváltozásról akkor beszélünk, amikor a külső erőhatás megszűnése után a molekulák visszatérnek a terhelés előtti eredeti helyzetükbe. Az ilyen viselkedésű anyagokat nevezzük ideálisan rugalmas anyagoknak. Ilyen anyag azonban nem létezik, mert minden anyag csak adott hőmérsékleti tartományban viselkedik közelítően rugalmasan pl. gumi, acél stb.

A terhelés során a molekulák egy része hőmérséklettől, terhelési frekvenciától és a molekulák közötti kötési energiától függően olyan mértékű elmozdulást szenvednek el, amelynek során a kötőerők felszakadnak és egy új stabil állapotba kerülnek, ahol új kötés alakul ki. A molekulák közötti kötőerőket az elektromos és mágneses mező határozza meg. A molekula ebben az új helyzetben, állapotban is rugalmasan viselkedik, de a terhelés megszűnésekor az új helyzetben marad, nem tér vissza a terhelés előtti állapotába. Attól függően, hogy milyen valószínűséggel kerülnek a molekulák egy új helyzetbe lesz egyre nagyobb a maradó alakváltozás.

A külső befektetett energia egy része, a maradó alakváltozással arányosan vissza nem nyerhető energiává alakul. Minél nagyobb a hőmérséklet, annál nagyobb a maradó alakváltozás valószínűsége, annál kisebb a viszkozitás 2. ábra. A Boltzmann-féle eloszlás következménye, hogy egy testen belül mindig van annak valószínűsége, hogy egy kémiai kötés felszakad. Egyes helyeken az amplitúdó annyira megnövekedhet, hogy az elemi részecske, molekula egy új stabil helyzetbe, állapotba kerül. Ha ez az állapot egy lokális helyen már „n” darab részecskét érint, akkor a test ezen a lokális helyen mérhető maradó alakváltozást szenved el.

A külső erő hatására az új helyzetbe került molekulák között ismét stabil kötések jönnek létre, amit a kialakuló elektromos és mágneses mező határoz meg.

A terhelés miatti molekulák közötti felszakadás és újrakötés, valamint a tartós felszakadás minden esetben együttesen jelentkezik, de eltérő valószínűséggel. A terhelés növekedésével a felszakadó kötések valószínűsége növekszik, és ezen belül növekszik a tartós felszakadás valószínűsége.

Tartós a „felszakadás”, ha az aszfaltkeverékben mikroropedések keletkeznek.

A folyamat következménye, hogy a terhelés növekedésével a feszültség alakváltozás aránya eltér a lineáristól, az eltérés jelentőssége a törőszilárdság 70-80%-nál következik be [22].

5. BELSŐ FREKVENCIA-HŐMÉRSÉKLET ÖSSZEFÜGGÉSE ARRHENIUS ALAPJÁN

Evidenciának tekintjük, hogy (Arrhenius, 1889) (26) egyenletét a terhelés frekvenciája és a vizsgálati hőmérséklet közötti összefüggésre is lehet alkalmazni, az összefüggés igaz, de egyáltalán nem evidens.

Arrhenius 1889-ben Hoff-egyenletének [23] (Hoff, 1885) (27) felhasználásával általánosította empirikus megközelítését.

$$k = A^{pre} e^{-\frac{E_a}{RT}}, \text{ vagy logaritmizálva: } \ln k = \ln A^{pre} + \frac{-E_0}{RT} \quad (26)$$

A K egyensúlyi állandó hőmérsékletfüggését a van't Hoff-egyenlet írja le:

$$\frac{d \ln(K)}{dT} = \frac{-\Delta fH}{RT^2}; \ln \left(\frac{K_{T_2}}{K_{T_1}} \right) = \frac{-\Delta fH}{R} \frac{(T_2 - T_1)}{T_2 T_1} \quad (27)$$

ahol:

K_T - egyensúlyi állandó T hőmérsékleten

k - reakciósebességi állandó (mol/sec)

A^{pre} - preexponenciális tényező (mol/sec)

E_0 - aktiválási energia (J/mol)

R - egyetemes gázállandó 8,315 (J * mol⁻¹ * K⁻¹)

A k a reakciót eredményező ütközések másodpercenkénti száma.

Az „ A^{pre} ” az ütközések teljes száma másodpercenként, az $e^{-\frac{E_a}{RT}}$ pedig annak valószínűsége, hogy az ütközés reakciót vált ki, pl. a molekula egy új egyensúlyi helyzetbe kerül, ha „ n ” darab molekuláról van szó akkor a lokális helyen „folyás” következik be. Az „ n ” darab az a minimális molekulaszám, amikor már nem a kvantummechanika, hanem a klasszikus fizika érvényes.

Az „ A^{pre} ” preexponenciális tényező a részecskék ütközési gyakorisága, amely független a részecskék kinetikai energiájától.

$$A^{pre} = z * f \quad (28)$$

ahol:

z - a másodpercenkénti ütközési szám (db/s)

f - sztérikus faktor $f \leq 1,0$ azon ütközések aránya melyek orientációja reakcióhoz vezet.

A gázkinetikus ütközési szám függ a hőmérséklettől, azonban az exponenciális hőmérséklet függés miatt ezt a hatást elhanyagolják és értékét a hőmérséklettől független állandó értékre szokták felvenni

Ha (26) Arrhenius egyenleténél a $k_1; T_1$ és $k_2; T_2$ arányát képezzük, akkor (23) analógiára Hoff-egyenletét kapjuk, avval a különbséggel, hogy nem az egyensúlyi állandó hányadosát, hanem a reakciósebességi állandó hányadosát kapjuk eredményül.

Hoff-egyenletéből következik, ha (27) teljesül $p_1; p_2$ külső nyomáson és $T_1; T_2$ hőmérsékleten, akkor igaznak kell lennie a $T_1; T_2$ hőmérsékletváltozás miatt bekövetkezett belső energiaváltozásra $\frac{U_2}{U_1}$ is, valamint a részecskék, molekulák átlagos sebességének négyzetes arányára is $\frac{v_2^2}{v_1^2}$.

$$\frac{K_{T_2}}{K_{T_1}} = \frac{k_2}{k_1} = \frac{U_2}{U_1} = \frac{v_2^2}{v_1^2} = h^2 \quad (29)$$

Arrhenius egyenlete azonban a test, gáz részecskéinek, molekuláinak sebességére, közvetetten belső frekvenciájára vonatkozik, **a vizsgált testet ért terhelés frekvenciaváltozással nem foglalkozik.**

Kristályos és folyékony anyagok esetén, a belső energia, felírható az x, y, z tengelyirányú kinetikai energiák összegeként, ahol a részecskék, molekulák rezgőmozgást végeznek. Molekulák esetén is a molekula mozgását minden esetben a molekula tömegpontjával jellemezzük és a mozgást erre a pontra értelmezzük. Ami különösen fontos az „óriás” molekulák esetén, ahol az óriásmolekula tömegrészeinek mozgási energiáinak összege egyezik a tömegpont teljes molekulatömegre vonatkozó energiájával.

$$U = \frac{1}{2} m \left[(A_x \omega_x)^2 + (A_y \omega_y)^2 + (A_z \omega_z)^2 \right] \quad (30)$$

ahol:

$A_{x,y,z}$ - tengelyirányú amplitúdó (m)

$\omega_{x,y,z}$ - tengelyirányú frekvencia (1/s)

m - tömeg (g)

Ha egy test állandó nyomáson van, akkor a belső energiaváltozás hőtranzport által valósul meg. Egy mólnyi anyag átlagos belső energiáját írja le a (30) egyenlet, ahol a sebesség - az átlagos amplitúdó és a frekvencia szorzata $v = A \omega$ - minden irányban azonos valószínűségű, ezért felírható (31):

$$U = \frac{3}{2} m (A \omega)^2 \quad (31)$$

A továbbiakban 1 mol tömeget vizsgálunk.

Az 1 mol tömegű anyag hőmérsékletét növeljük 1 °C-al, ekkor a részecskék átlagos v sebessége „ h ” szorosára fog növekedni, ez a „ h ” szerepel az (29) összefüggésben is.

Ne feledjük, a **Boltzmann-állandó** (k_B) a test hőmérséklete és az azt felépítő részecskék mozgási energiája közötti kapcsolatot adja meg. Egy foknyi hőmérséklet-emelkedés esetén valamely gáz minden molekulája szabadságfokoként átlagosan $1/2 k_B$ energiát vesz fel, vagyis a gáz egy molja $\frac{3}{2} N_A k_B = \frac{3}{2} R$ energiát vesz fel.

Az energiaeloszlást a 2. ábra szemlélteti, amely a sebességeloszláson alapul.

A hőmérsékletváltozás miatt megváltozott ΔU belső energia a (31) miatt Δv sebességváltozással jár. A sebesség változását okozhatja az A amplitúdó és a ω frekvencia változása is. Állandó nyomáson az amplitúdónak is változnia kell a hőtágulás (8) alapján.

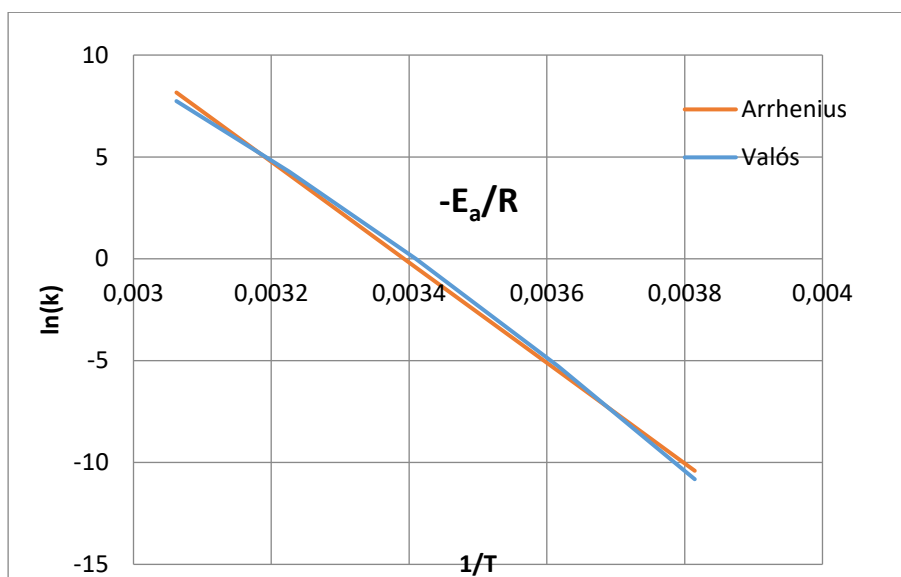
Arrhenius egyenlete nem a belső frekvencia, hanem a részecskék v sebessége és a hőmérséklet változása közötti összefüggésre vonatkozik, ezért se evidens a külső frekvencia változása és a hőmérséklet változása közötti összefüggés.

A (27) egyenlet közelítő pontosságú, mivel a folyamat entalpia- és entrópia változását a hőmérséklettől függetlennek tételezi fel. Az egyenletet főként annak becslésére használják, hogy más hőmérsékleten mennyi lesz az egyensúlyi állandó új értéke. Pontosabb értéket akkor kapunk, ha a ΔfH entalpiaváltozásnál figyelembe vesszük a hőkapacitás (16) szerinti hőmérsékletfüggését (32).

$$k_1 = k_2 e^{-\left[\frac{\alpha(T_2-T_1)^3 + \beta(T_2-T_1)^2 + \gamma(T_2-T_1)}{R T_2 T_1} \right]} \quad (32)$$

A (26) egyenlet a logaritmizált alakja szerinti 4. ábrán láthatjuk a belső frekvencia és a hőmérséklet összefüggését, ahol az Arrhenius szerinti iránytangens $\frac{-E_a}{R}$, ha figyelembe vesszük a hőkapacitás (16)

hőmérsékletfüggését is, akkor már nem egy egyenest, hanem egy a négyzeteshez közeli, de sok esetben egy harmadfokú görbét kapunk.

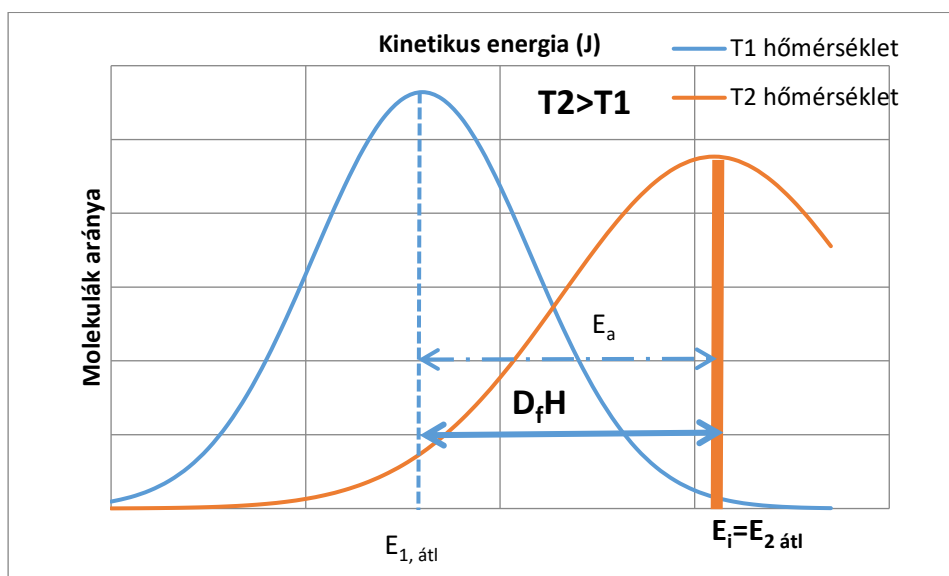


4. ábra: A reakció sebessége, frekvencia és a hőmérséklet összefüggése.

A (26) egyenlet átalakításával a $T_1 - T_2$ hőmérséklet tartományban, ahol k_1 a T_1 hőmérsékletre tartozó frekvencia, míg k_2 a T_2 hőmérsékletre tartozó frekvencia kapjuk az (33) Arrhenius-féle egyenletet:

$$k_1 = k_2 e^{\frac{-1}{R} \left(\frac{E_a(T_2 - T_1)}{T_2 T_1} \right)} \quad (33)$$

Arrhenius egyenletében az aktivációs energia $E_a = \Delta_f H$ megegyezik az entrópia változásával.



5. ábra: Arrhenius-féle aktivációs energia értelmezése.

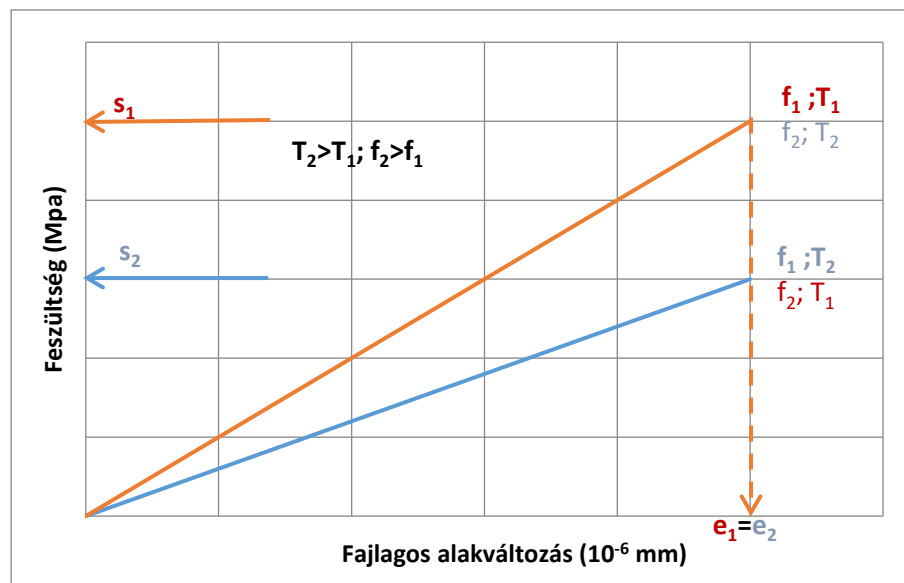
A (32) egyenletben szereplő reakciósebességek aránya egyezik a (24) viszkozitások arányával, ami szükséges, hiszen a viszkozitás változását a reakciósebességet meghatározó kinetikai energia változása okozza, teszi lehetővé. Mindkét esetben ugyan arról van szó a test részecskéinek, molekuláinak sebessége változik.

Arrhenius-féle egyenletében csak a belső hőenergia, entalpiaváltozás miatti kinetikai energia változása szerepel a terhelés frekvenciájának változása nem.

6. HŐMÉRSÉKLET ÉS A TERHELÉS FREKVENCIÁJÁNAK ÖSSZEFÜGGÉSE

Mindaddig a test részecskéinek, molekuláinak a test hőmérsékletének változása miatti sebességváltozásával foglalkoztunk.

A (4); (5); (6) eltolási függvényekkel azt szeretnénk biztosítani, hogy az 6. ábra szerinti T_1 hőmérsékleten és f_1 frekvencián, valamint T_2 hőmérsékleten és f_2 frekvencián is azonos értékű $EK_1 = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_1}$ komplex modulust mérjünk. Hasonlóképpen elvárjuk, hogy T_2 hőmérsékleten és f_1 frekvencián, valamint T_1 hőmérsékleten és f_2 frekvencián is $EK_2 = \frac{\sigma_2}{\varepsilon_2}$ komplex modulus mért értékének azonosságát.



6. ábra: Feszültség fajlagos alakváltozás eltérő hőmérsékleten és frekvencián, ha ismerjük az eltolási függvényeket.

Az 6. ábra szerinti értelmezésben mindegy, hogy a komplex modulus mérést f_1 frekvencián és T_1 hőmérsékleten, vagy f_2 frekvencián és T_2 hőmérsékleten végezzük.

Az 6. ábra szerinti feszültség-fajlagos alakváltozás lineáris viselkedés kizárólag állandó terhelési frekvencia és hőmérséklet esetén teljesül. Egyetlen felterhelés esetén pl. 0-ról σ_1 feszültségre nem teljesülhet, mivel a frekvencia függ a terhelési időtől, ezért a felterhelés során a frekvencia folyamatosan változik. A tervezett frekvencia kizárólag egy ponton pl. az ε_1 fajlagos alakváltozás elérésekor biztosítható. Az 6. ábra szerinti lineáris összefüggést több mérésből úgy kapjuk, hogy minden egyes fajlagos megnyúlás értékre a felterhelést azonos $t_i = \frac{2\pi}{f_i}$ felterhelési idővel végezzük el, ahol f_i a terhelési frekvencia.

Ez esetben azt mondjuk, hogy a vizsgálati erőteret a T_i hőmérséklet és az f_i frekvencia jellemzi, ami nem más, mint az útpályaszerkezet erőterének modellje, ahol a tehergépjárművek sebessége határozza meg a terhelési frekvenciát. A hőmérsékletet, amely paramétereket a tervezés során állandó, mértékadó értékre veszünk fel. Jelen cikkben nem foglalkozom az ilyen tervezés korlátaival.

A továbbiakban a számításokat és levezetéseket ebben a T_i hőmérséklet és az f_i frekvenciával jellemzett erőterben végezem.

A komplex modulusra és a viszkozitásra vonatkozó vizsgálati eljárásokat úgy végezzük, hogy az egymásra merőleges főfeszültségek közül legalább kettő nulla értékű. A (11) egyenlet így egyszerűsödik egy adott V térfogatra.

$$\Delta U = L_b^{T_1} = -V \int_0^\varepsilon \sigma_x d\varepsilon_x; \text{ amely lineáris esetben:}$$

$$\Delta U_x = V \frac{1}{2} \sigma_x \varepsilon_x \quad (34)$$

A V térfogatra vonatkozó belső ΔU_x energia növeli a molekulák kinetikai energiáját, amely V térfogat és m tömeg esetén:

$$\Delta U_x = V \frac{1}{2} \sigma_x \varepsilon_x = m \frac{3}{2} (A_i f_i)^2 \quad (35)$$

A terhelésből származó ΔU_x kinetikai energiaváltozás elhanyagolható a hőmérsékletváltozáshoz szükséges energiaváltozáshoz képest, ezért ez a hatás nem befolyásolja érdemben az eltolási függvényt, amit a következő levezetéssel igazolom.

Az aszfaltkeverék fajlagos hőkapacitásának ismeretében (36) számítható az a Q_p hőmennyiség, amely az m tömegű aszfaltkeverék hőmérsékletének T_1 -ről T_2 -re változtatásához szükséges, ha nincs állapotváltozás.

$$\Delta Q_p = m \int_{T_1}^{T_2} c(T) dT \quad (36)$$

Ha igen kicsi hőmérsékletváltozást vizsgálunk, akkor:

$$\Delta Q_p = \Delta T C_{mp}(T) = \Delta T m c \quad (37)$$

A $\Delta Q_p = \Delta U$ egyenlőségől számíthatjuk a keresett ΔT hőmérsékletkülönbséget.

$$\sigma \varepsilon = \frac{3\rho}{2} c \Delta T; \quad \Delta T = \frac{2\sigma \varepsilon}{3\rho c} \quad (38)$$

ahol:

- σ - feszültség MPa; $10^6 \text{ kg m}^{-1} \text{ s}^{-2}$
- ΔU - belső energia változás J; kg m s^{-2}
- f_k - terhelés körfrekvenciája s^{-1} ; Hz
- ρ - sűrűség kg m^{-3} , $\rho = \frac{m}{V}$
- $c(T)$ - fajlagos hőkapacitás $\text{J kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$ vagy $\text{m}^2 \text{ K}^{-1} \text{ s}^{-2}$

A számítást 20°C vizsgálati hőmérsékleten $\sigma = 1,0 \text{ MPa}$, $E_K = 4000 \text{ MPa}$; $\rho = 2500 \text{ kg m}^{-3}$ és $c = 1000 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$ esetre elvégezve, $\Delta T = 6,67 \cdot 10^{-5}^\circ \text{C}$, ami elhanyagolható a vizsgálatkor előírt $\pm 0,3^\circ \text{C}$ -hoz képest, amelyen az se változtat lényegesen, ha a testet törésig $\sigma = 5,0\text{-}10 \text{ MPa}$ -ig terheljük.

Miután igazoltam, hogy a komplex modulus mérése nem vagy elhanyagolható mértékben növeli a vizsgálati hőmérsékletet, térjünk vissza az eltolási függvény számításához.

Az eltolási függvény meghatározásához viszonyítási pontnak vegyünk fel egy ε_i fajlagos megnyúlást. Feltételként fogalmazzuk meg, ami a jelenlegi mérési eljárásokban is előírás, hogy minden vizsgálati hőmérsékleten az ε_i fajlagos alakváltozás eléréséig a vizsgált anyagnak feszültség fajlagos alakváltozás összefüggés közel lineáris.

Az 6. ábra szerint az $\varepsilon = \varepsilon_1 = \varepsilon_2$ fajlagos megnyúlás eléréséhez szükséges kinetikai energia T_i hőmérséklet és az f_i frekvencián a (34) szerint számoljuk, amely esetben teljesülnie kell az $A = A_1 = A_2$, mivel a rezgések amplitúdójának változása okozza a fajlagos megnyúlást, ezért, ha a fajlagos megnyúlás nem változik, akkor az amplitúdó se változhat.

Szilárd vagy folyékony anyag hőmérsékletének $\Delta T = T_2 - T_1$ változása esetén a ΔA amplitúdó változása a (8) egyenlet következtében, amikor az $\alpha(T)$ hőtágulási együttható függ a hőmérséklettől (41). A rezgés $\frac{\Delta A}{A}$ amplitúdójának fajlagos változása arányos a vizsgált test $\varepsilon = \frac{\Delta l}{l}$ fajlagos alakváltozásával.

Egy l hosszúságú rúd Δl hőmérsékletváltozás miatti hőtágulása felírható a rúd hosszirányában elhelyezkedő n db molekula átlagos $A(T_1)$ és $A(T_2)$ amplitúdóinak különbségeinek összegeként is, aminek következménye (39).

$$\Delta l = \sum_{i=1}^n (A(T_2) - A(T_1)); \quad \Delta l = nA(T_1) \int_{T_1}^{T_2} \alpha(T) dT \quad (39)$$

$$\alpha(T) = a_h T + b_h \quad (40)$$

ahol,

a_h ; b_h - az anyagra jellemző hőtágulási mérési állandók

Tájékoztatásul az aszfaltkeverék átlagos α hőtágulási együtthatója $\sim 2,5 \cdot 10^{-5}$.

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} = \frac{\Delta A}{A} = \int_{T_1}^{T_2} \alpha(T) dT \quad (41)$$

A T_1 hőmérséklet és az f_1 frekvencián a mért komplex modulus EK_1 , míg T_2 hőmérséklet és az f_1 frekvencián a mért komplex modulus EK_2 .

Az EK_1 és az EK_2 komplex modulusok aránya a (33) szerint, ahol $EK_i = \sigma_i \varepsilon_i$

$$\Delta U_1 = V \frac{1}{2} EK_1 \varepsilon^2 = m \frac{3}{2} (A\omega_1)^2 \quad (42)$$

$$\Delta U_2 = V \frac{1}{2} EK_2 \varepsilon^2 = m \frac{3}{2} (A\omega_2)^2 \quad (43)$$

Ha a (42) egyenletet osztjuk a (43) egyenlet azonos oldalával akkor megkapjuk a (44) összefüggést a mérési frekvencia és a komplex modulus hányadosára.

$$\frac{EK_1}{EK_2} = \left(\frac{\omega_1}{\omega_2} \right)^2 \quad (44)$$

A (27) egyenlet megadja komplex modulus változását a hőmérséklet függvényében, ezért a (27) a (44) egyenlet (27) egyenletbe helyettesítésével megkapjuk a mérési frekvencia és a hőmérséklet összefüggését, vagyis a keresett eltolási egyenletet, ahol az f terhelés frekvenciájának változása arányos kell legyen a molekula ω rezgési frekvenciájának változásával.

A (27) egyenletben a moláris hőkapacitás szerepel, ami 1 mólnyi tömegre vonatkozik, míg a (42) egyenletben már V térfogatra vonatkozó tömeg van, ezért a fajlagos hőkapacitással számolunk.

$$f_1 = f_2 \sqrt{e^{-\left[\frac{a_1(T_2-T_1)^3 + a_2(T_2-T_1)^2 + a_3(T_2-T_1)}{T_2 T_1} \right]}} \quad (45)$$

ahol:

a_1 ; a_2 ; a_3 - eltolási függvény paraméterei

A (45) eltolási egyenlet azt jelenti, hogy a T_1 hőmérsékleten és f_1 terhelési frekvencián ugyanakkora komplex modulus mérünk, mint T_2 hőmérsékleten és f_2 terhelési frekvencián.

A ρ sűrűségű anyag komplex modulusának EK_1 -ről EK_2 -re változtatásához $v(T_1) = \omega(T_1)A(T_1)$ sebességről $v(T_2) = \omega(T_2)A(T_2)$ sebességre kell növelni, ahol a paraméterek hőmérsékletfüggők.

Az amplitúdók összefüggése a (39) alapján:

$$A(T_2) = A(T_1) \left[1 + \int_{T_1}^{T_2} \alpha(T) dT \right] \quad (46)$$

Az m tömegű anyag T_1 hőmérsékletéről T_2 hőmérsékletre változtatásához az (31) alapján:

$$\Delta U = \frac{3}{2} m \left[\left\{ \omega(T_2) A(T_1) \left[1 + \int_{T_1}^{T_2} \alpha(T) dT \right] \right\}^2 - \left\{ \omega(T_1) A(T_1) \right\}^2 \right] \quad (47)$$

$$\Delta U = m \int_{T_1}^{T_2} c(T) dT \quad (48)$$

Az aszfaltkeverékek tájékoztató fajlagos hőkapacitása $\sim 950 \text{ (J kg}^{-1} \text{ K}^{-1})$ vagy $(\text{m}^2 \text{ K}^{-1} \text{ s}^{-2})$.

7. ALKALMAZÁS

A levezetett (45) eltolási függvényt közvetlenül alkalmazhatjuk a „hagyományos” Sigmoid függvényekhez (1) és (2). A (45) értelemszerű átalakításával jutunk a (49) a_T hagyományosan értelmezett eltolási függvényhez.

$$a_T = \sqrt{e^{-DB}} \quad (49)$$

ahol:

$$B = [a_1(T_{sz} - T_b)^2 + a_2(T_{sz} - T_b) + a_3]$$

$$D = \frac{(T_{sz} - T_b)}{T_{sz} T_b}$$

A (49) eltolási függvény alkalmazása minden esetben jobb, vagy lényegesen jobb, kisebb RMS% értéket biztosított a mért komplex modulusokkal, mit az ismert (3), (4), (5) empirikus egyenletek.

A Sigmoid közelítés nagy előnye, hogy a mért értékeket a lehető legjobban közelíti. Hátránya, hogy semmilyen fizikai törvényszerűséget nem követ, pusztán jó korrelációt biztosít az esetlegesen rossz, mérési hibákkal teli esetekben is.

A termo módszernél (27) és (45) a vizsgálati frekvenciák és mérési hőmérsékletek közül kiválasztunk egyet pl. $f_r = 10 \text{ Hz}$ referencia frekvenciát és egy bázis $T_b = 21,1 \text{ °C}$ hőmérsékletet, amelyhez tartozik egy mért komplex modulus, amit EK_b bázis modulussá teszünk.

A (27) egyenlet az előzőek szerinti értelmezésével felírva:

$$EK_{sz} = EK_b e^{-DC} \quad (50)$$

ahol:

$$C = [b_1(T_{sz} - T_b)^2 + b_2(T_{sz} - T_b) + b_3]$$

$b_1; b_2; b_3$ - fajlagos hőkapacitás paraméterei

EK_b - bázis, f_r referencia frekvencián és T_b bázis hőmérsékleten mért komplex modulus (MPa)

Az (50) egyenlet csak azonos frekvenciájú mérések esetén alkalmazható. A (49) azonban megadja az összefüggést a hőmérséklet és frekvencia között.

A mestergörbéhez szükséges vizsgálatokat eltérő f_v vizsgálati frekvencián végezzük, ezért az (50) csak akkor alkalmazható, ha az eltérő f_v vizsgálati frekvenciákat egy közös f_r referencia frekvenciára vonatkoztatjuk, de ekkor a vizsgálati T_v vizsgálati hőmérsékletet a (49) egyenlet segítségével át kell számítani egy T_{sz} számított korrigált hőmérsékletre (51), ahol a T_{sz} fokozatos közelítéssel is számítható.

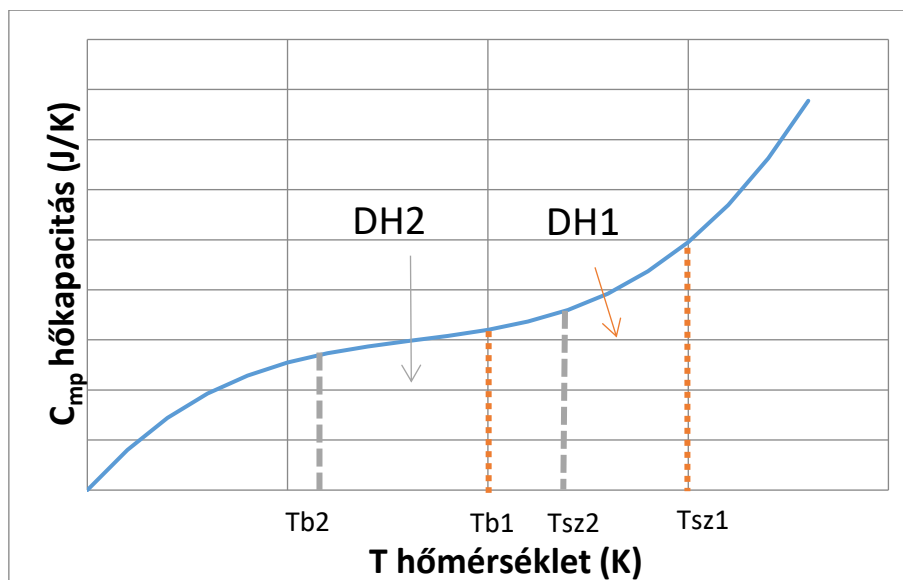
$$\left(\frac{f_r}{f_v}\right)^2 = e^{-\left[\frac{a_1(T_{sz}-T_v)^3 + a_2(T_{sz}-T_v)^2 + a_3(T_{sz}-T_v)}{T_v T_{sz}}\right]} \quad (51)$$

Az (51) egyenlet az jelenti, hogy az f_v vizsgálati frekvencián és T_v vizsgálati hőmérsékleten mért komplex modulus értéke nem változik, ha a vizsgálatot f_r referencia frekvencián és T_{sz} számított hőmérsékleten végezzük.

Az egyenleteket a jobb érthetőség miatt nem indexeltem, de ez azt jelenti az 1. táblázati adatok feldolgozása után, hogy pl. a 3. táblázat szerint 0,5 Hz-en és 54,4 °C- mért T_v vizsgálati hőmérséklete helyett a 10 Hz f_r referenciának választott frekvenciára (51) alapján átszámítva a T_{sz} hőmérséklet Thermo módszerrel 70,8 °C lesz. A 10 Hz-en és 70,8 °C-on mért komplex modulusnak egyeznie kell a 0,5 Hz-en és 54,4 °C- mért komplex modulus értékkel.

A (49), (50) és (51) egyenletekkel, amit Thermo módszernek neveztem el a hőkapacitás paramétereinek ismeretében, vagy a paramétereket iterációs módszerrel számolva a komplex modulus hőmérséklet-frekvencia függvénye számítható. A számítást mindig egy referencia f_r frekvencián pl. 10 Hz és T_b bázis hőmérsékleten 21,1 °C végezzük.

A hőkapacitás hőmérséklet szerinti határozott integráljából adódnak a hőkapacitás paraméterei. Az integrálást az 6. ábra szerint a $T_{sz i}$ és a $T_{b i}$ között kell elvégezni, ahol a $\Delta H i$ entalpia változó. A hőkapacitás hőmérsékleti függvényét azonban nem ismerjük, ezért a paramétereket a komplex modulus mért értékeiből határozzuk meg. Az iteráció következtében a paraméterek értéke függ a referencia frekvencia és a bázis hőmérséklettől is, amely változás kizárólag a konstans értékeknél megengedett, de ezt az eltérést a hőkapacitás mérésével lehetne megfelelően javítani. A konstans értékek a_3 ; b_3 a hőmérséklet növelésével növekszenek, ami kristályosodásra utal, mivel a kristályosodás hőfelszabadulással jár. Alacsonyabb hőmérsékleten a kristályosodás valószínűsége megnövekszik, ezért a kristályosodás következtében felszabaduló hő csökkenti a hőmérséklet változásához szükséges hő mennyiségét az entalpiát a (18) egyenlet szerint.



7. ábra: A T_b bázis hőmérséklet és a f_r referencia frekvencia hatása a hőmérsékletfüggő entalpiára.

Hagyományos számítás esetén (2) Sigmoid függvény alkalmazásakor a T_{sz} minden esetben egyezik a vizsgálati hőmérsékletekkel, ekkor nincs korrekció.

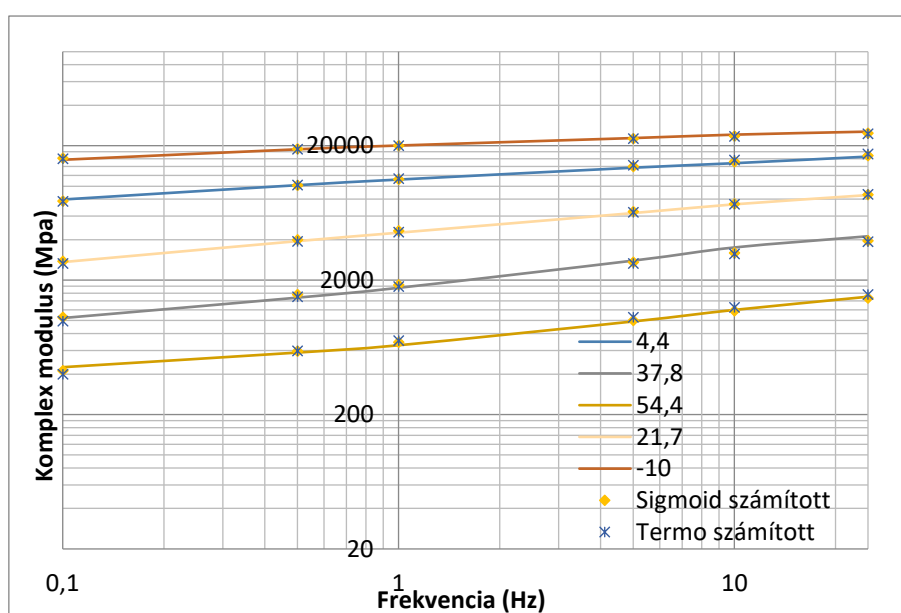
A Sigmoid közelítést úgy számoltam, hogy az eltolási függvényt a (49) adja, ennek megfelelően az illesztési paraméterek:

2. táblázat: Illesztési paraméterek.

Sigmoid		(49) eltolás		(50) termo	
a	4,41	a1	4,6	b1	-0,29
b	6,04	a2	-39,6	b2	36,5
c	0,68	a3	43295	b3	4278
d	0,16				

A kétféle független módszer Sigmoid közelítés és a Thermo közelítés (50) azonos RMS% eredményt ad, ha a 2. táblázat szerinti közös (49) eltolási paraméterekkel számolunk. Ha megengedjük az eltérő eltolási paramétereket, akkor mindkét esetben kis mértékben csökken, javul a mért és a számított értékek négyzetes eltérése RMS, de egy aszfaltkeverék esetén csak egy „valós” eltolás lehetséges.

Az együttes hiba minimalizálása esetén RMS=4,36%, az 8. ábra szerinti eredményt kapjuk.



8. ábra: A mért és a számított komplex modulusok a hőmérséklet és a frekvencia függvényében.

A kétféle számítási módszert alkalmazhatjuk, az esetleges mérési hibák feltárására is.

Ha a Sigmoid módszert és a Thermo módszert egymástól függetlenül alkalmazzuk, akkor a (51) segítségével mindkét esetben számíthatjuk egy adott f_r referencia frekvenciára vonatkozó a T_{sz} számított korrigált vizsgálati hőmérsékletet. A 3. táblázatban a f_r referencia frekvencia 10 Hz, míg a T_b bázis hőmérséklet 21,1 °C. A 3. táblázatban a két módszer szerinti hőmérsékleti különbség magas hőmérsékleten és alacsony frekvencián nem elhanyagolható. Ilyen mértékű eltérés nem szükségszerű, sok vizsgálat esetén az eltérés 0,5 °C alatt marad.

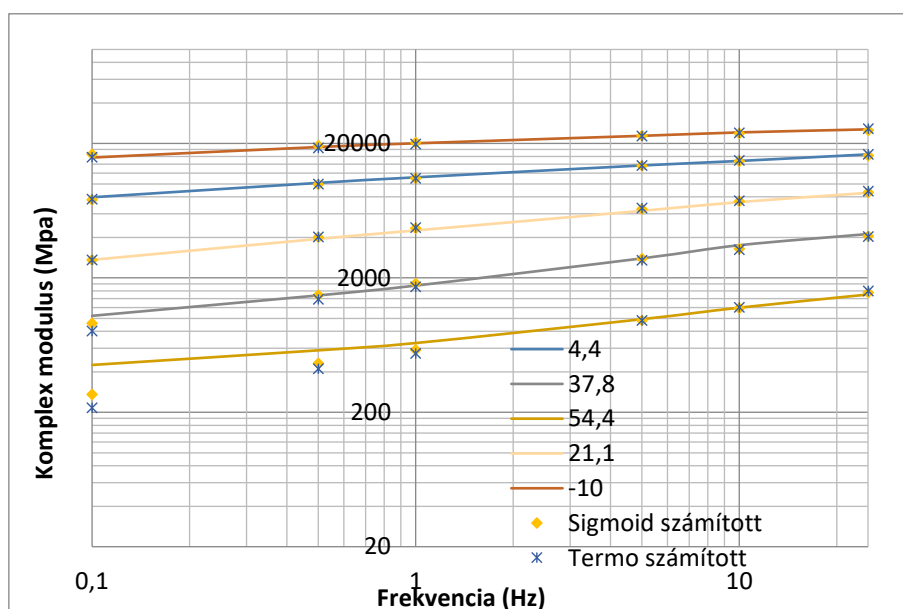
A 3. táblázatban a T_{sz} számított korrigált vizsgálati hőmérsékletei azt jelenti, hogy pl. a 0,1 Hz-en és 37,8 °C-on mérés termodinamikailag egyezik a 10 Hz-en és 60,7 °C-on végzett méréssel.

3. táblázat: Számított hőmérsékleti eltérések 10Hz referencia frekvencián.

		Frekvencia (Hz) referencia 10 Hz				
		25	5	1	0,5	0,1
		Sigmoid				
Mérési hőmérséklet (°C)	-10	-12,5	-8,1	-3,4	-1,4	3,5
	4,4	1,3	6,8	12,6	15,2	21,4
	21,1	17,3	24,0	31,1	34,2	41,7
	37,8	33,6	41,0	48,8	52,3	60,7

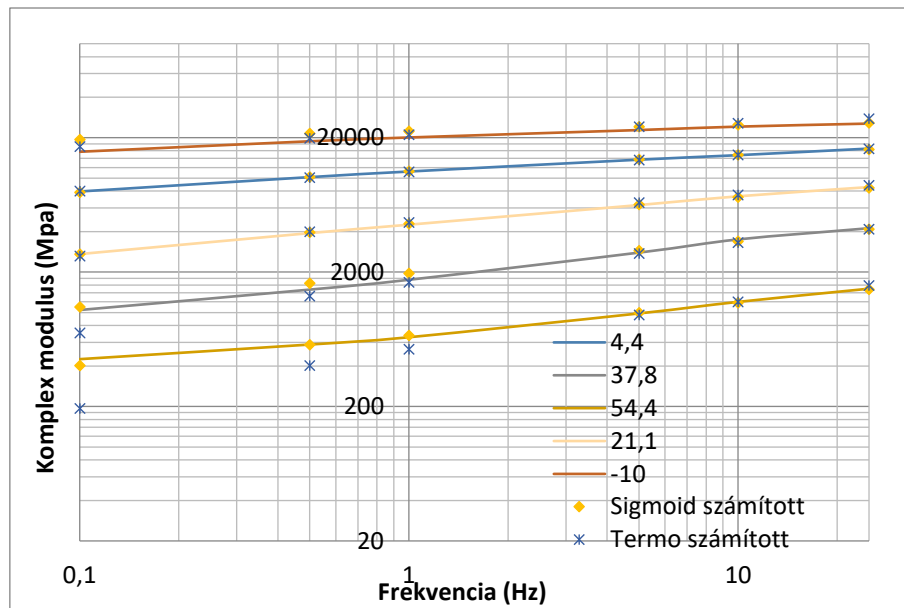
	54,4	50,1	57,7	65,6	69,2	77,7
	Thermo					
-10	-10,0	-8,3	-4,2	-2,4	1,9	
4,4	4,4	6,7	12,4	14,8	20,8	
21,1	21,1	23,9	30,7	33,8	41,1	
37,8	37,8	40,6	47,3	50,2	57,3	
54,4	54,4	56,8	62,4	64,9	70,8	
	Hőmérsékleti különbség > 0,5 °C					
-10			0,8	1,0	1,6	
4,4					0,7	
21,1				-0,6	-1,0	
37,8	0,6		-1,6	-2,1	-3,4	
54,4	1,1	-0,9	-3,0	-4,0	-6,6	

A Sigmoid és a Thermo számítás eredménye nem teljesen azonos, feltételezzük, hogy az eltérést vizsgálati „hiba”.



9. ábra: A mért és a számított komplex modulusok a hőmérséklet és a frekvencia függvényében a 2 °C-nál nagyobb eltérést okozó pontok kizárásával.

Lehetőségünk van a durva hibák, a 2 °C-nál nagyobb eltérések kizárására 9. ábra, és a két módszer együttes futtatására, ekkor a négyzetes eltérés a hibával nem érintett pontokon tovább javul $RMS=2,85\%$, ami alacsony érték, viszont a hibával terhelt pontoktól már jelentős lesz az eltérés.

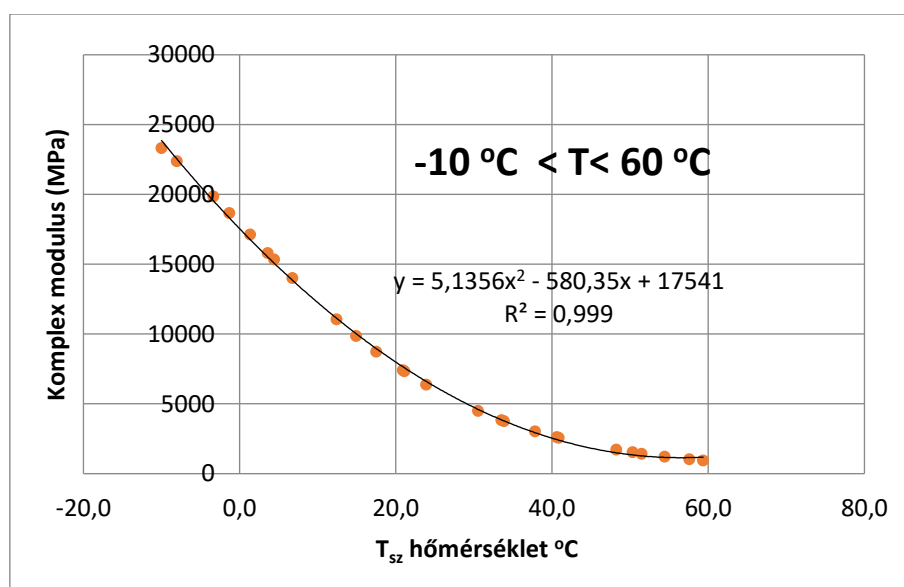


10. ábra: A mért és a számított komplex modulusok a hőmérséklet és a frekvencia függvényében 2 °C -nál nagyobb eltérést okozó pontok kizárásával és a -10 °C mérés figyelembevétele nélkül.

A számításokat elvégeztem a -10 °C-os vizsgálati mérések elhagyásával 10. ábra, de számítottam a -10 °C-ra is a komplex modulusokat is. A -10 °C-on mért, de az illesztésnél figyelembe nem vett Thermo módszerrel számított RMS=7,0% lett.

A kétféle módszer együttes használata minden esetben javította a mérési határon kívüli esetre vonatkozó számítás, extrapoláció megbízhatóságát.

Végezetül a 10. ábrán bemutatom az 1. táblázat mérési eredményeit a Thermo módszerrel egységesen 10 Hz frekvenciára átszámított grafikonját, amely jól közelíthető polinommal. A polinomos közelítés már jól használható a pályaszerkezet méretezésénél és az aszfaltkeverék tervezésénél.



11. ábra: A mérési adatok Thermo módszerrel 10 Hz körfrekvenciára átszámított eredménye.

8. KÖVETKEZTETÉSEK

A tanulmányban igazoltam, hogy a termodinamikai törvények közvetlen alkalmazásával az aszfaltkeverékek mechanikai viselkedése tulajdonsága meghatározható, nemcsak elméleti, hanem a mérnöki gyakorlat számára is közvetlenül hasznosítható formában.

- A termodinamika törvényekből közvetlenül levezetett Thermo módszerrel az eddig alkalmazott eltolási függvényeknél pontosabb számítási módszer, a mért értékekkel összevetve jobb RMS%-ot eredményez.
- Az eddig kizárólagosan alkalmazott matematikai Sigmoid függvény helyett, fizikai jelentésű a termodinamikán alapuló Thermo egyenletekkel a mérnöki gyakorlat számára.

Jelölésjegyzék:

- a_T - eltolási függvény
- f_{sz} - számított eltolási frekvencia (Hz)
- f_b - bázis vagy mérési frekvencia (Hz)
- EK - számított komplex modulus (MPa)
- T - hőmérséklet (K)
- T_r - referencia hőmérséklet, amely hőmérséklethez viszonyítunk (K)
- T_b - bázis vagy vizsgálati hőmérséklet (K)
- T_v - vizsgálati hőmérséklet (K)
- T_{sz} - számított hőmérséklet (K)
- p - nyomás (Pa) vagy (J/m^3)
- V_m - moláris térfogat ($dm^3 \cdot mol^{-1}$)
- R - egyetemes gázállandó $8,315 (J \cdot mol^{-1} \cdot K^{-1})$
- T_0 - abszolút nulla hőmérséklet $-273,15 (^\circ C)$
- α - hőtágulási együttható
- k_B - Boltzmann állandó $1,380649 \cdot 10^{-23} J/K$
- N_A - Avogadro-konstans $6,02217046 \cdot 10^{23} db/mol$
- f_i - azon molekulák aránya amelyeknek kinetikus energiája meghaladja a megadott E_i küszöbenergiát,
- E_i - a megadott E_i küszöbenergia szint (J)
- L_b^T - belső munka T hőmérsékleten (J)
- $\sigma_{x,y,z}$ - X,Y,Z irányú normál főfeszültségek (MPa)
- $\varepsilon_{x,y,z}$ - X,Y,Z irányú fajlagos alakváltozás
- Q - hő (J)
- C_{mp} - moláris hőkapacitás ($J \cdot mol^{-1} \cdot K^{-1}$), állandó nyomáson
- C_{mV} - moláris hőkapacitás ($J \cdot mol^{-1} \cdot K^{-1}$), állandó térfogaton
- n - anyagsűrűség
- ΔH - entalpia (J)
- E_a - aktiválási energia ($J \cdot mol^{-1}$)
- V - térfogat
- V_0 - van der Waals térfogat, ahol már nem lehetséges a folyás
- η - viszkozitás (Pa s)
- K_T - egyensúlyi állandó T hőmérsékleten
- k - reakciósebességi állandó (mol/sec)
- A^{pre} - preexponenciális tényező (mol/sec)
- E_0 - aktiválási energia (J/mol)
- R - egyetemes gázállandó $8,315 (J \cdot mol^{-1} \cdot K^{-1})$
- z - a másodpercenkénti ütközési szám (db/s)
- f - sztérikus faktor $f \leq 1,0$ azon ütközések aránya melyek orientációja reakcióhoz vezet.
- v - sebesség (m/s)

- U - belső energia (J)
- $A_{x,y,z}$ - tengelyirányú amplitúdó (m)
- $\omega_{x,y,z}$ - tengelyirányú frekvencia (1/s)
- m - tömeg (g)
- f_k - terhelés körfrekvenciája s^{-1} ; Hz
- ρ - sűrűség $kg\ m^{-3}$, $\rho = \frac{m}{V}$
- $c(T)$ - fajlagos hőkapacitás $J\ kg^{-1}\ K^{-1}$ vagy $m^2\ K^{-1}\ s^{-2}$
- $A(T)$ – a molekula rezgésének átlagos amplitúdója T hőmérsékleten (m)

Paraméterek:

-
- $a; b$ - a Sigmoid függvény számított eltolási paraméterei (MPa)
- $c; d$ - a Sigmoid függvény számított dimenzió nélküli paraméterei
- $g; h$ - számított eltolási paraméterek (K)
- $a_h; b_h$ - az anyagra jellemző hőtágulási mérési állandók
- $C_1; C_2$ - WLF függvény eltolási paraméterei
- $a; b; c$ - Witzak-féle eltolási paraméterek
- $\alpha; \beta; \gamma$ - illesztési paraméterek, vagy a moláris hőkapacitás paraméterei
- $a_1; a_2; a_3$ - eltolási függvény paraméterei
- $b_1; b_2; b_3$ - fajlagos hőkapacitás paraméterei

9. IRODALOMJEGYZÉK

- [1]: Levenberg, E. & McDaniel, R. S. 2009. Validation of NCAT Structural Test Track Experiment Using INDOT APT Facility, Indiana: Purdue University, FHWA/IN/JTRP-2008/26.
- [2]: Fakhri, M. & A. R. Ghanizadeh, 2013. Effect of Waveform, Duration and Rest Period on Resilient Modulus of Asphalt Mixes. 2nd Conference of Transport Research Group of India, ScienceDirect. <https://doi.org/10.1016/j.sbspro.2013.11.100>
- [3]: Calderon, A. U. 2009. Characteristics Of Dynamic Triaxial Testing Of Asphalt Mixtures, Reno: University of Nevada.
- [4]: Tóth, Cs. 2010. Aszfaltkeverékek merevsége a terhelési idő, a hőmérséklet és a köváz szemeloszlásának függvényében. BMGE Ph.D. értekezés.
- [5]: Witczak, M. V. & Mirza, M. 1995. Development of a Global Aging System for Short and Long Term Aging of Asphalt Cements. Journal of the Association of the Asphalt Paving Technologists, 64. kötet, pp. 393-430.
- [6]: Williams, M. L., Landel, R. F. & Ferry, J. D. 1955. The temperature dependence of relaxation mechanisms in amorphous polymers and other glass forming liquids. J. Am. Chem. Soc., 77. kötet, pp. 3701-3707.
- [7]: Kohout, J. 2021. Modified Arrhenius Equation in Material Science, Chemistry and Biology. Molecules; <https://doi.org/10.3390/molecules26237162>, 26. kötet.
- [8]: Rowe, G. M. & Sharrock, M. J. 2010. Alternate Shift Factor Relationship for Describing the Temperature Dependency of the Visco-Elastic Behaviour of Asphalt Materials. <https://doi.org/10.3141/2207-16>
- [9]: Kaelble, D. 1985. Computer-Aided Design of Polymers and Composites. Marcel Dekker, pp. 145-147.
- [10]: Witczak, M. & Bari, J. 2004. Development of a Master Curve (E^*) Database for Lime Modified Asphaltic Mixtures. Arizona State University, AZ 85287-5306. kötet.
- [11]: Yousoff, N. I. M., Chailleux, E. & Airay, G. D. 2011. A Comparative Study of the Influence of Shift Factor Equations on Master. International Journal of Pavement Research and Technology, ISSN 1997-1400. 4(6): 324-336.
- [12]: Arrhenius, S. 1889. Über die Dissociationswärme und den Einfluß der Temperatur auf den Dissociationsgrad der Elektrolyte. Z. Physik. Chem., 4. kötet, pp. 226-248.
- [13]: László, K., Grofcsik, A., Kállay, M. & Kubinyi, M. 2012. Fizikai Kémia I. Kémiai termodinamika. 2. javított szerk. Budapest, Típotex Kiadó.
- [14]: Bárány, S. és mtsai., 2009. Fizikai kémia műszakiaknak. Budapest: Nemzeti Tankönyvkiadó.

- [15]: Kürti, M. 1992. A hőmérséklet fogalma. Fizikai Szemle, 9. kötet, p. 281.
- [16]: Zhao, Y., Jiang, J., Dai, Y. & Ni, F. 2020. Thermal Property Evaluation of Porous Asphalt Concrete Based on Heterogeneous Meso-Structure Finite Element Simulation. MDPI. <https://doi.org/10.3390/app10051671>
- [17]: Mamlouk, M., Witzak, M. W., Kaloush, K. & Hasen, N. 2005. Determination of Thermal Properties of Asphalt Mixture. Journal of Testing and Evaluation, 33. kötet. <https://doi.org/10.1520/JTE12592>
- [18]: Batschinski, A. 1913. Z. physik. Chem., 84. kötet, p. 644.
- [19]: Cohen, M. 1959. Molecular Transport in Liquids and glasses. The Journal of Chemical Physics, 5. kötet, p. 1164.
- [20]: Messaadi, A. és mtsai. 2015. A New Equation Relating the Viscosity Arrhenius Temperature and the Activation Energy for Newtonian Classical Solvent. Journal of Chemistry, p. 12. <https://doi.org/10.1155/2015/163262>
- [21]: Egami, T., Levashov, V., Aga, R. & Moris, J. 2007. Atomic Dynamics in Metal Liquids and Glasses. Materials Transaction, 48(7), pp. 1729-1733. <https://doi.org/10.2320/matertrans.MJ200763>
- [22]: Zsichla, L. 2024. Az aszfaltkeverék szilárdságának jelentősége a méretezésben és mérésének lehetőségei. Az Aszfalt, 1. kötet, pp. 15-24.
- [23]: Hoff, M. v. ' . 1885. L'équilibre chimique dans les systèmes gazeux ou dissous à l'état dilué. <https://doi.org/10.1002/recl.18850041207> , 12. kötet, pp. 424-427.