



Falazott hídszerkezetek dinamikai vizsgálata mozgó teherre

TDK DOLGOZAT

KÉSZÍTETTE:

RENDES SZILVESZTER KOPPÁNY

ÉPÍTŐMÉRNÖK HALLGATÓ – BSC – III. ÉVFOLYAM

KONZULENS:

FORGÁCS TAMÁS – PHD HALLGATÓ

BME TARTÓSZERKEZETEK MECHANIKÁJA TANSZÉK

Tartalomjegyzék

Összefoglaló.....	3
Abstract	4
1. Bevezetés	5
2. Falazott hídszerkezetek	7
3. Dinamikus tényező meghatározása - szabványos módszerek	9
3.1 Magyar Útügyi Előírás	10
3.2 Eurocode (közúti hidak)	11
3.3 Eurocode (vasúti hidak).....	12
3.4 Network Rail vasúti előírás (Egyesült Királyság)	15
4 Diszkrét elemek módszere	17
4.1 Elem- és kapcsolattípusok, kontaktfelismerés.....	17
4.2 Kapcsolatok mechanikai viselkedése	18
4.3 Mozgásegyenlet megoldása	19
4.4 Mechanikai csillapítás, numerikus stabilitás	21
5 Numerikus modell.....	23
5.1 Geometria	23
5.2 Anyagjellemzők.....	25
5.3 Peremfeltételek, FE háló.....	26
5.4 Terhelés	27
5.5 Modell validáció	31
5.5.1 Hídmodell validációja statikus terhelésre	31
5.5.2 Jármű-szerkezet interakció verifikációja.....	34
6 Eredmények.....	36
6.1 Törőterhek összehasonlítása statikai vizsgálatok alapján.....	36
6.2 Dinamikai vizsgálatok a jármű-szerkezet interakció figyelembevétel nélkül	39
6.3 Dinamikai vizsgálatok a jármű-szerkezet interakció figyelembevételével	43
7 Összefoglalás.....	44
Irodalomjegyzék.....	45

Összefoglaló

A téglá- és kőboltozatú hídszerkezetek Európa vasúti hálózatának szerves részét képezik, mi sem bizonyítja ezt jobban, minthogy mindmáig közel 200 000 falazott hídszerkezet van használatban, amely a teljes hídállomány 60%-át képezi. A szerkezetek életkora jellemzően meghaladja a 100 esztendő, míg élettartamuk alatt a forgalmi terhek drasztikusan növekedtek: a tengelyterhelések mellett a szerelvények haladási sebessége is jelentős mértékben emelkedett. A vasúti szerelvények, mint mozgó teher tekintetbe vétele komplex vizsgálatot igényel: (a) egyrészt az alkalmazott modellnek nemcsak a boltozat, hanem a felette elhelyezkedő háttöltés és pályalemez hatását is figyelembe kell vennie, (b) másrészt a szerelvény különböző sebességgel történő haladó mozgásából ébredő hatások dinamikai vizsgálat alkalmazását követelik meg.

A mérnöki gyakorlatban alkalmazott eljárások a falazott hídszerkezetek vasúti terheinek dinamikus hatását tipikusan a statikus vizsgálat eredményeinek dinamikai tényezőkkel való megváltoztatásával veszik figyelembe. Ezzel szemben mások tényleges dinamikai vizsgálatot végeznek el a mozgó teher modellezésére, azonban a numerikus modelljeikben tipikusan lineárisan rugalmas anyagi viselkedést tételeznek fel. Ennek hátránya, hogy a boltozat teher hatására történő degradációja nem vehető figyelembe. A jelenleg alkalmazott módszerek hiányosságai miatt egyre növekvő igény van olyan modellek kidolgozására, melyek egyszerre modellezik a dinamikus hatást és a nemlineáris szerkezeti viselkedést.

A kutatás során a hídszerkezet diszkrét elemes szoftverrel kerül modellezésre, melyben a boltozat elemei különálló diszkrét blokkokként jelennek meg, míg a feltöltés rugalmas-képlékeny modell segítségével lett figyelembe vételre. Az alkalmazott szoftver e diszkrét rendszerhez tartozó mozgásegyenleteket oldja meg explicit időintegrálással, így lehetővé válik a mozgó teherhez tartozó dinamikai vizsgálat elvégzése. A kutatás során a korábban elkészített és kísérleti eredmények alapján kalibrált, a boltozatot és feltöltést egyaránt tartalmazó modellek felhasználásával a mozgó teher okozta dinamikai hatások kerülnek vizsgálatra. A vizsgálat célja egy rögzített hídgeometrián különböző sebességgel áthaladó teher dinamikai vizsgálata. A vizsgálatban összehasonlításra kerülnek a különböző sebességgel haladó terhek által keltett dinamikus elmozdulások az azonos teherhez tartozó statikus elmozdulásokhoz viszonyítva. Meghatározásra kerül a vizsgált hídhoz tartozó kritikus sebesség, amely megmutatja, hogy a dinamikus hatás mekkora sebességnél a legmagasabb a vizsgált teherelrendezés esetén.

Abstract

Masonry arch bridges form the integral part of the European railway system. Nowadays, 200 000 masonry arch bridge is still in use, which represents the 60% of the total bridge stock. These structures are typically more than 100 years old, while the traffic loads have been continuously increased: the axle loads by ~20%, and the train velocities by 60%. The modelling of the railway traffic requires complex analysis: (a) the numerical model should be able to capture the mechanical behaviour of the arch barrel and the backfill, moreover (b) dynamic analysis should be used to describe the effect of different train velocities.

The masonry arch bridges show strongly non-linear mechanical behaviour: cracks can occur between the voussoirs as the loading is increased, neighbouring elements can slide upon each other. The backfill upon the arch barrel has significant importance: (i) improves the load arrangement on the structure, (ii) disperses the concentrated loads, (iii) does not let to sway the arch barrel by mobilizing passive earth pressure.

In practice, dynamic analysis is substituted by using static loads and dynamic multiplication factors. On the other hand, real dynamic analysis is carried out by other researchers, assuming linear elastic material behaviour. The disadvantage of this approach, that the degradation of the bridge structures (e.g. the loss of mortar tensile strength, plastic deformations in the soil) cannot be taken into consideration. Hence, there is an increasing need to develop numerical models, which are able to carry out dynamic simulations concerning the non-linear material behaviour as well.

In this research, the masonry arch bridge is modelled with the help of a 2D software based on the discrete element method. The voussoirs are represented by distinct elements, while the backfill is modelled as an elastic-plastic continuum. The software solved the Newtonian equation of motion by explicit time integration scheme. In this way dynamic analysis can be carried out. In this study the geometrical model of Prestwood Bridge was used. This model was calibrated in the previous work of the author. The aim of this research is to analyse the dynamic effect of moving traffic loads with varying horizontal velocities on a given bridge. Dynamic displacements are compared with static ones, while critical train velocities are determined.

1. Bevezetés

A főként XIX. században épült falazott hídszerkezetek máig szerves részét képezik az európai vasúti hálózatnak [1]. Az építésük óta eltelt időszakban a szerkezetre ható tengelyterhelések és a szerelvények sebessége folyamatosan növekedett [2], ami a szerkezetek felülvizsgálatát indokolta.

Az elmúlt évtizedekben a meglévő falazott hídszerkezeteink ellenőrzése tipikusan statikus terhek segítségével történt és a vizsgálat a teherbírasi határállapotra fókuszált [3]. A mérnöki gyakorlatban elterjedten alkalmazott eljárások (pl. MEXE-módszer, illetve határállapot-vizsgálaton alapuló szoftverek) segítségével a falazott hídszerkezet törőterhe (és esetlegesen a törőterhehez tartozó töréskép) határozható meg. Ezzel szemben a fenntartók, vasúttársaságok legfőképpen a használhatósági határállapothoz köthető kérdésekre keresik a választ: milyen merev a szerkezet, milyen hatásokat váltanak ki a vasúti vonalon ténylegesen közlekedő szerelvények a hídszerkezeten stb. Ezért az utóbbi esztendőben egyre nagyobb hangsúly helyeződik a falazott hídszerkezetek használhatósági határállapotának vizsgálatára.

A mozgó terhek által keltett dinamikus hatások megnövelik a szerkezet igénybevételeit, elmozdulásait. Ezen hatásokat a szabványok növelő tényezők segítségével veszik figyelembe [2, 4, 5]. A növelő tényezőket nagyléptékű modellkísérletekkel határozták meg acél- és vasbeton hidakon az 1970-es években [6]. A kísérletek eredményei jó egyezést mutattak a csillapítatlan, kéttámaszú, mozgó teherrel terhelt gerendára vonatkozó analitikus megoldásokkal, így később ezen analitikus eredmények szolgálták a dinamikus tényezők meghatározásához. A dinamikus többlet meghatározásának másik módja dinamikai vizsgálat elvégzése, amely történhet a jármű-szerkezet kölcsönhatás figyelembevételével és annak elhanyagolásával is. Rafiee és mtsai. [7] nagyfeszítávolságú (66 m) falazott hídszerkezet dinamikai vizsgálatát végezték el nagysebességű vasúti járműterhet feltételezve. A 3D-s modelljükben a boltozatot és a háttöltést is lineárisan rugalmas, homogén kontinuumnak feltételezték, míg a jármű-szerkezet interakciót nem vették figyelembe. A szimulációk eredményeként elmozdulási hatásábrákat, dinamikus többlettényezőt és kritikus sebességet határoztak meg a vizsgált tehercsoport esetére. Jorge és mtsai. [8] úgyszintén 3D-s, lineárisan rugalmas elemekből felépített modellt alkottak, melynek anyagjellemzőit a hídon elvégzett rezgésvizsgálatok alapján kalibrálták. Vizsgálatukban részletes járműmodellt definiáltak, melyhez figyelembe vették a jármű-szerkezet kölcsönhatást is. Eredményeik a járműben keletkező gyorsulásokra fókuszálnak, melyet különböző haladási sebességekhez határoztak meg. Costa és mtsai. [9] 2D modell segítségével vizsgálták egy kétnyílású híd belső szeletét

mozgó teherre. Modelljük nemlineáris, a boltozati kövek között csak nyomásra dolgozó kapcsolati elemek találhatóak, míg a háttöltést rugalmas-képlékeny, Drucker-Prager törési feltétellel ellátott anyaggal modellezzük. A jármű-szerkezet interakciót közelítően veszik figyelembe oly módon, hogy először a szerkezeten állandó nagyságú függőleges terhet vezetnek át, amelyből meghatározzák a pályaszerkezet deformációit. Ezen elmozdulások ismeretében külső szoftverrel járműről átadódó erőt a jármű tömege, felfüggesztés merevségének és csillapításának ismeretében. Harmadik lépésben a végeselemes szoftverben a fentiekben meghatározott, immáron időfüggő kapcsolati erőt alkalmazzák a mozgó teher jellemzésére.

A fentiekből látható, hogy a falazott hídszerkezetek dinamikai viselkedésével összefüggő kérdésekre kellően pontos válaszokat csakis részletes, véges/diszkrét elemes modellek tudnak szolgáltatni. Azonban még a kutatók modelljei is tartalmazzak hiányosságokat, egyesek a szerkezeti viselkedést egyszerűsítik le, más szerzők a jármű-szerkezet interakciót kezelik egyszerűsítő feltételekkel.

A dolgozat célja az alábbiakban foglalható össze:

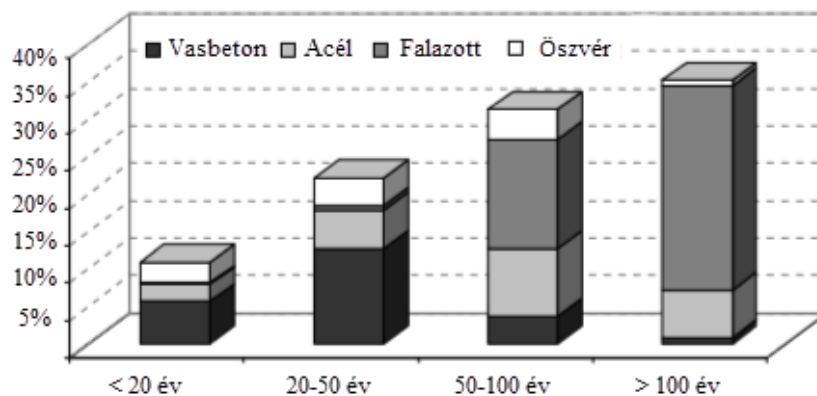
- olyan diszkrét elemek módszerén alapuló numerikus modell felépítése, amely képes figyelembe venni a falazott hídszerkezetekre jellemző nagyfokú nemlineáris viselkedést (pl. a boltozati kövek között megnyílások jöhetnek létre, a falazóelemek megcsúszhatnak egymáson, a háttöltés rugalmas-képlékeny viselkedése és interakciója a boltozattal, stb.)
- mozgó teher szerkezetre gyakorolt hatásainak vizsgálata statikai és dinamikai vizsgálatok elvégzésével az előző pontban definiált nemlineáris modellen,
- dinamikus tényezők meghatározása és összehasonlítása a szabvány által javasolt értékekkel.

A dolgozat az alábbi felépítést követi: a második fejezetben általános ismertető található a falazott hídszerkezetek elterjedtségéről, nevezéktanáról, általános mechanikai viselkedéséről. A harmadik fejezet bemutatja a mozgó teher szabvány szerinti figyelembe vételi lehetőségeit. A negyedik fejezet áttekintést ad a dolgozatban alkalmazott diszkrét elemes technika jellemzőiről. Az ötödik fejezet a fejlesztett numerikus modellt mutatja be, melyet a modell által szolgáltatott eredmények bemutatása és értelmezése követ. A dolgozat a legfőbb eredmények összefoglalásával zárul.

2. Falazott hídszerkezetek

A falazott hídszerkezetek kiemelkedően fontos szerepet töltenek be az európai közlekedési hálózatban, ahol hozzávetőlegesen 200-250 ezer falazott hídszerkezet van a mai napig használatban [10]. A szerkezetek kora tipikusan meghaladja a 100, bizonyos esetekben a 150 esztendőt. Ezen időszak alatt bekövetkező mállás, a terhek változása (tengelyterhelés és járműsebesség növekedése) és nem utolsósorban a megfelelő karbantartás hiánya felhívja a figyelmet a szerkezetek ellenőrzési és felújítási kérdéseinek fontosságára.

A vasúti hídállomány korának eloszlása látható az 1. ábrán [2]. Az ábra alapján megállapítható, hogy a teljes hídállomány ~45%-a falazott szerkezetű, ráadásul ezen hidak életkora tipikusan eléri, vagy meghaladja a 100 esztendőt.

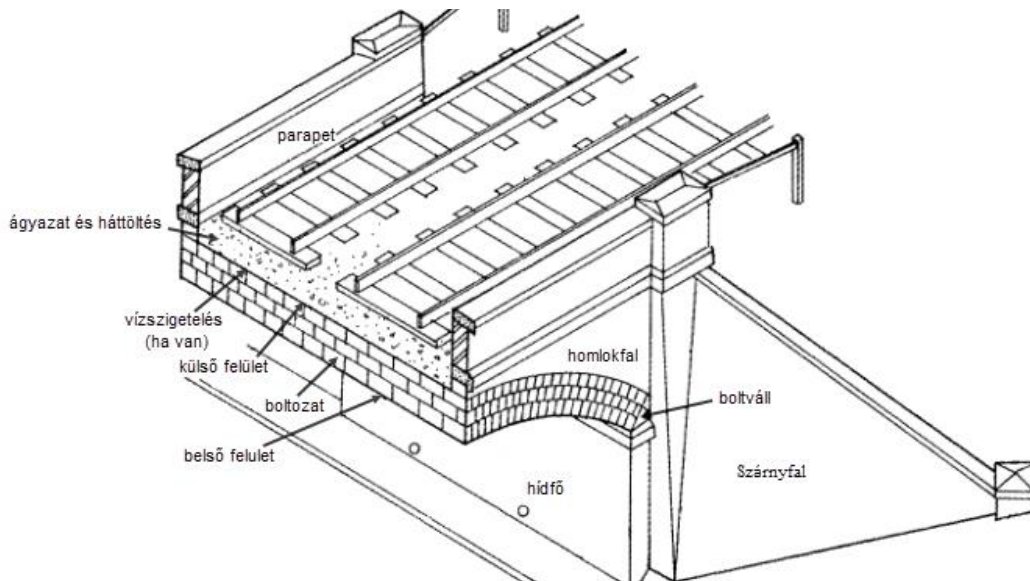


1 ábra – Európai vasúti hídállomány eloszlása kor és építőanyag szerint [2]

A boltozatok ~60%-a kisnyílású (2 m-nél kisebb támaszközű) [10], míg a 10 m-nél nagyobb boltozatok aránya mindösszesen ~8%. A falazott boltozatok túlnyomó többsége (85%-a) egynyílású, 5-5%-a két-, illetve háromnyílású, míg a maradék 5%-a több, mint háromnyílású.

A 2. ábrán egy falazott szerkezetű vasúti híd tipikus kialakítása látható. A fő teherviselő elem a boltozat, amely kőből vagy téglából készül. A boltozat a boltvállra támaszkodik, mely a hídfőre adja át a terheket. A boltozat külső oldalán (extrados) helyezik el a háttöltést, illetve fölé a vasúti ágyazatot. Míg kezdetben a kutatások a boltozat teherbírására fókuszáltak és a háttöltést, mint külső terhet modellezték, ma már elfogadott tényként kezelik, hogy a hídszerkezet teherbírását a boltozat háttöltés együttdolgozása biztosítja. A boltozat nemcsak javítja a szerkezet tehereloszlását, hanem segíti a koncentrált terhek eloszlását és passzív földnyomást kifejtve gátolja a hídszerkezet deformációinak kialakulását is [11]. A háttöltést keresztirányban a homlokfalak támasztják meg. A homlokfalak ágyazat feletti részét parapetnek, vagy mellvédnek is nevezik. A homlokfalak a háttöltés keresztirányú

megegyeztetése mellett növelik a szerkezet teherbírást és merevségét is [12]. A hídszerkezet szárnyfalait többféleképpen lehet kialakítani. A 2. ábrán látható ferde szárnyfal mellett létezik párhuzamos és merőleges szárnyfal is, a szárnyfal hídtengellyel bezárt szögének megfelelően.



2. ábra – Falazott szerkezetű vasúti híd szerkezeti elemei [13]

A falazott hidak felülvizsgálatához használt számítási módszereket a vizsgálat szintjének megfelelően 3 csoportba sorolják [2, 14]:

- 1. szint - Alapszintű vizsgálat, amely mindösszesen empirikus összefüggések alkalmazását javasolja a szerkezet szemrevételezéses vizsgálata mellett. Nem alkalmazható ferde hidakra; nagy támaszköz esetén, és a szokványostól eltérő geometria mellett. (pl. MEXE-módszer)
- 2. szint - Részletes vizsgálat, amely során alkalmazott vizsgálati módszerek már megalapozott mechanikai háttérrel kell rendelkeznie. A vizsgálatokhoz szükséges anyagjellemzőket helyszíni mérések és mintavételezés alapján kell felvenni. Ide sorolhatók a képlékenységtan határállapot tételein alapuló törőteher és töréskép meghatározását célzó módszerek (pl. Archie-M, LimitState:RING)
- 3. szint - Speciális vizsgálat: amennyiben egyszerűbb eljárásokkal nem lehet kimutatni a szerkezet megfelelőségét, még részletesebb vizsgálatra lehet szükség, melynek során a teher és az anyagjellemzők sztochasztikus mivolta is figyelembe vehető. Ezen csoportba tipikusan véges/diszkrét elemek módszerén alapuló eljárások tartoznak. Továbbá ezen eljárások biztosítanak lehetőséget dinamikai szimulációk elvégzésére is.

A vizsgálatok részletesebb leírása megtalálható a szerző korábbi munkájában [15].

3. Dinamikus tényező meghatározása - szabványos módszerek

A közúti és vasúti járművek hidakon történő áthaladása dinamikus többlethatásokat okoz, amely növeli a szerkezet elmozdulásait, igénybevételeit. Ezen többlet mértékét befolyásolja egyrészt a jármű jellemzői:

- a járművek sebessége a hídszerkezeten,
- a járművek tengelyeinek száma és terhelése, a tengelyek közti távolság,
- a jármű rugózatlan tömege és a felfüggesztés karakterisztikája,
- a jármű imperfekciói (pl. lapos kerék, felfüggesztési problémák, stb.).

Továbbá, a dinamikus többlet mértékét a szerkezet jellemzői is befolyásolják:

- a híd támaszköze,
- a szerkezet tömege és csillapítása,
- a szerkezet sajátfrekvenciái és az ezekhez tartozó sajátalakok,
- a pályaszerkezet szabálytalanságai függőleges értelemben,
- az egyenletesen kiosztott keresztartók, illetve keresztaljak elrendezése,
- a vágány elemeinek (pl. ágyazat) dinamikai karakterisztikája

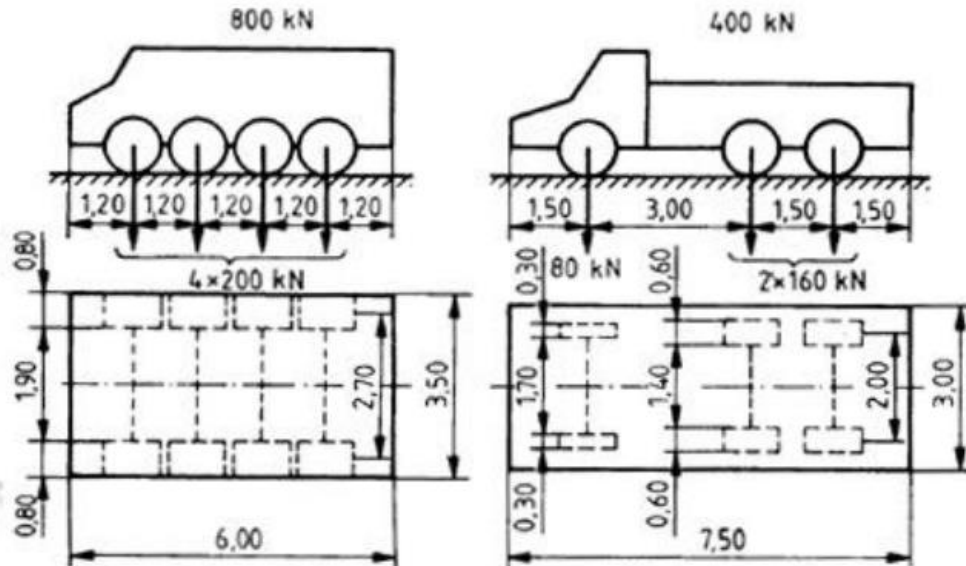
A fentiekből látható, hogy a szerkezet dinamikai viselkedése a mozgó teher hatására rendkívül komplex és sok paramétertől függő jelenség. Ezt a bonyolult viselkedést a szabványok egyszerűsített módon, tipikusan az alábbi eljárások valamelyikével veszik figyelembe:

1. A szabványban található tehermodell már figyelembe veszi a dinamikus hatást, így az erőtanai számítás során elegendő a szabványos tehermodell felhasználásával elvégzett statikus vizsgálat. (pl. EC 1991-2-4 LM1, LM2 közúti tehermodell)
2. A szabvány által megadott tehermodell segítségével elvégzett statikus vizsgálat eredményeit (elmozdulások, igénybevételek, stb.) ún. dinamikus tényezővel kell növelni, melynek számítási módját a szabványok megadják. (pl. EC 1991-2-6 LM71, SW/0 vasúti tehermodellek esetén)
3. Tényleges dinamikai számítás alapján kell figyelembe venni a mozgó teherből származó többlethatásokat (EC 1991-2-6, pl. speciális kialakítású hídszerkezetek, vagy $v > 200$ km/h esetén esetén).

Az alábbiakban a teljesség igénye nélkül bemutatunk néhány közúti és vasúti tehermodellt, továbbá a tehermodell használata során figyelembe veendő dinamikus hatás meghatározásának módját.

3.1 Magyar Útügyi Előírás

A magyar Útügyi Előírás „Közúti hidak tervezése – Erőtani számítás” (e-ÚT 07.01.12) a 3. ábrán látható tehermodellek figyelembe vételét írja elő a kocsipálya függőleges terheinek meghatározásához.

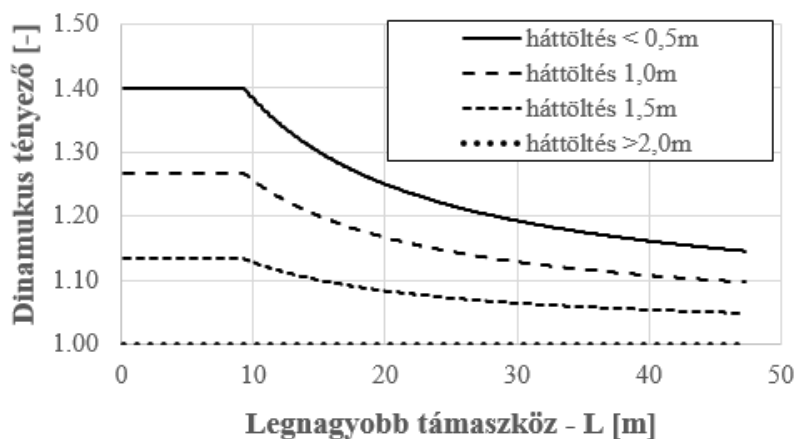


3. ábra – e-Út 07.01.12 közúti tehermodellek

A közúti hidakon a dinamikus hatás figyelembe vételére az előírás az alábbi képletet javasolja:

$$\mu = 1,05 + \frac{5}{L+5} \quad (1)$$

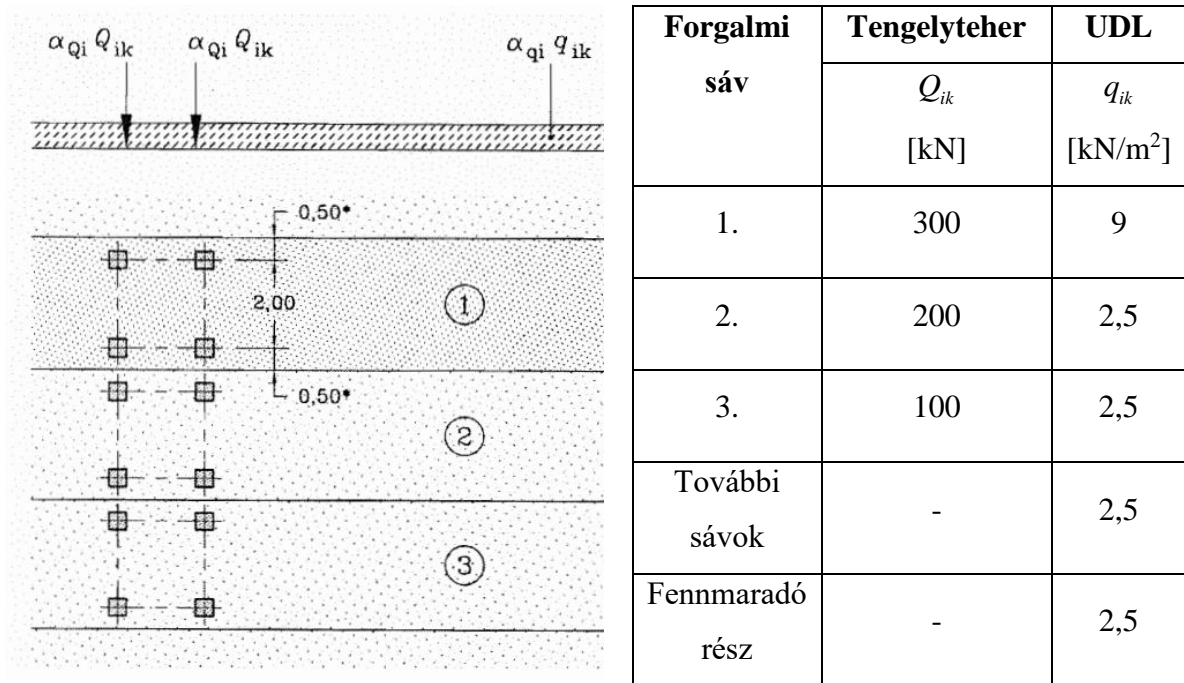
ahol μ a dinamikus tényező, L a hídszerkezet támaszköze. Olyan szerkezeteknél, ahol a teherelosztó réteg vastagsága legfeljebb 0,5 m, a dinamikus tényezőt teljes értékkel kell figyelembe venni. Ha a teherelosztó réteg vastagsága legalább 2,0 m, akkor 1,0 értékű dinamikus tényezőt lehet figyelembe venni, közbenső értékek interpolációval határozhatók meg (4. ábra).



4. ábra- Dinamikus tényező közúti járműteherhez e-Út-07.01.12 alapján

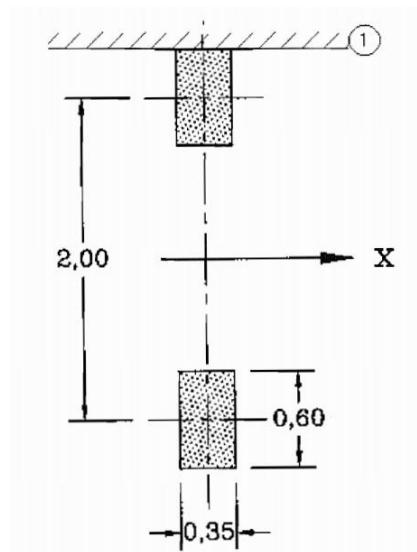
3.2 Eurocode (közúti hidak)

Az Eurocode (EN 1991-2:2003) közúti, LM1 és LM2 jelű tehermodelljei (5. és 6. ábra) már tartalmazzák a dinamikus hatásokat, ezért külön dinamikai tényező számítása nem szükséges.



5. ábra- Eurocode LM1 jelű tehermodell

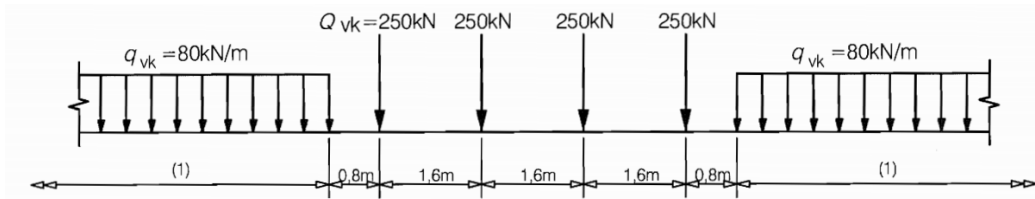
Az LM2 tehermodell (6. ábra) 2×200 kN nagyságú, $0,35 \text{ m} \times 0,60 \text{ m}$ területen egyenletes megoszló terhelés. (Amennyiben mértékadó, a számítás során csak az egyik 200 kN-os kerékterhet kell figyelembe venni.)



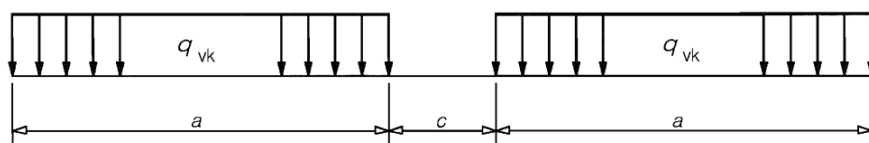
6. ábra – EC LM2 jelű tehermodell

3.3 Eurocode (vasúti hidak)

Az Eurocode alapján vasúti hidak függőleges terheiként tipikusan az ún. LM 71, továbbá az SW/0, illetve SW/2-es modelleket lehet alkalmazni. Ezen függőleges terhek karakterisztikus értékei nem tartalmazzák a dinamikus többlethatásokat.



7. ábra – Eurocode szerinti LM71 tehermodell



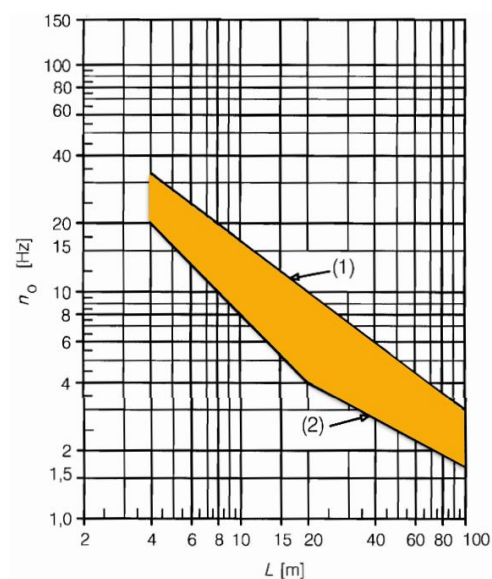
Load Model	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

8. ábra – Eurocode szerinti SW/0 SW/2 tehermodell

Amennyiben a jármű haladási sebessége legfeljebb 200 km/h, továbbá a hídszerkezet első sajátfrekvenciája (n_0) a 9. ábrán látható, narancssárgával jelölt tartományba esik, a dinamikus hatások meghatározhatók egyszerűsített módszerrel oly módon, hogy a fenti tehermodellek segítségével elvégzett statikus vizsgálat eredményeit dinamikus tényezővel növeljük meg.

$$n_{0,high} = 94,76L_{\Phi}^{-0,748} \quad \text{ha } L_{\Phi} \geq 4 \text{ m}$$

$$n_{0,low} = \begin{cases} 80 & \text{ha } 4 \text{ m} \leq L_{\Phi} \leq 20 \text{ m} \\ 23,58L_{\Phi}^{-0,592} & \text{ha } L_{\Phi} \geq 20 \text{ m} \end{cases}$$



9. ábra – Egyszerűsített dinamikai vizsgálat alkalmazhatóságának szerkezet sajátkörfrekvenciájára vonatkozó feltétele

Ez esetben a dinamikus többlet meghatározható az alábbi képletekkel (Φ_2 gondosan karbantartott pálya, Φ_3 átlagos pályafenntartás esetén alkalmazandó):

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82. \quad 1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67 \quad (2)$$

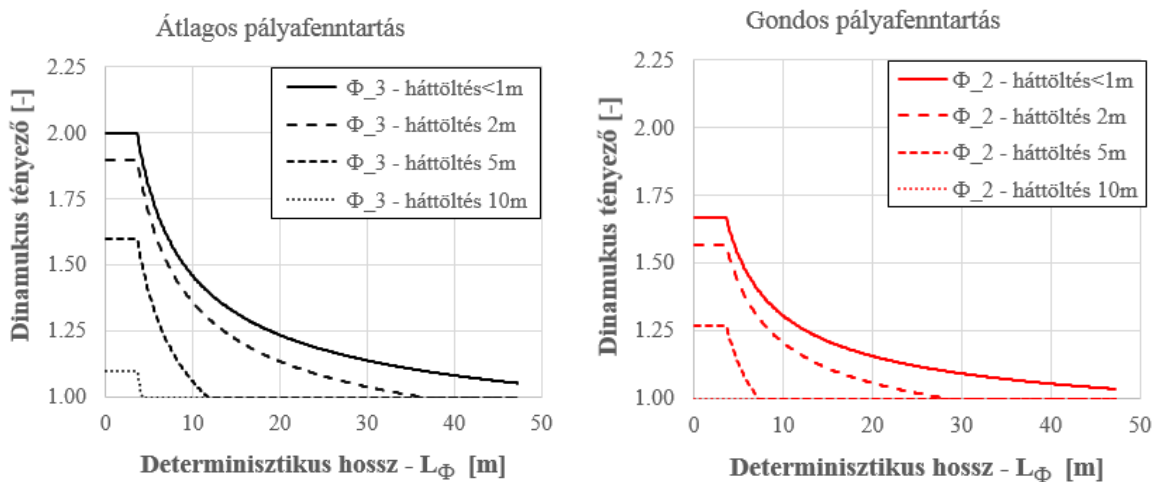
$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73. \quad 1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00 \quad (3)$$

ahol L_ϕ az ún. determinisztikus hossz, amelyet a szabvány különböző szerkeztípusokra a támaszköz függvényében ad meg (pl. egynyílású boltozat esetén a támaszköz fele, többnyílású boltozatok esetén a támaszköz kétszerese).

Boltozatok esetén a dinamikus többlet értéke csökkenthető, amennyiben az ívkorona feletti háttöltés magassága nagyobb, mint 1 m:

$$\Phi_{2,3red} = \Phi_{2,3} - \frac{h-1,00}{10} \geq 1,0. \quad (4)$$

A dinamikus tényező értékét gondos és átlagos pályafenntartást feltételezve, különböző háttöltésmagasságokra ábrázolja a 10. ábra.



10. ábra – Eurocode szerinti dinamikus tényezők az LM71, illetve SW vasúti tehermodellekhez

A járműsebességre és a szerkezet első sajátfrekvenciájára vonatkozó feltételek teljesülésének hiányában fennáll a veszélye, hogy az áthaladó szerelvények hatására a hídon rezonancia, vagy nem megengedhető mértékű rezgések jönnek létre. Ilyen esetekben tényleges dinamikai szimuláció elvégzése szükséges. Ezen esetekben a szabvány nagysebességű szerelvényekhez tartozó ún. HSLM tehermodellje, vagy a szabványban definiált „Valódi szerelvények”-et kell alkalmazni. A dinamikus szimulációkat 40 m/s és a maximális tervezési sebesség közötti tartományban kell elvégezni, különös tekintettel azokra a sebességekre, ahol a rezonancia

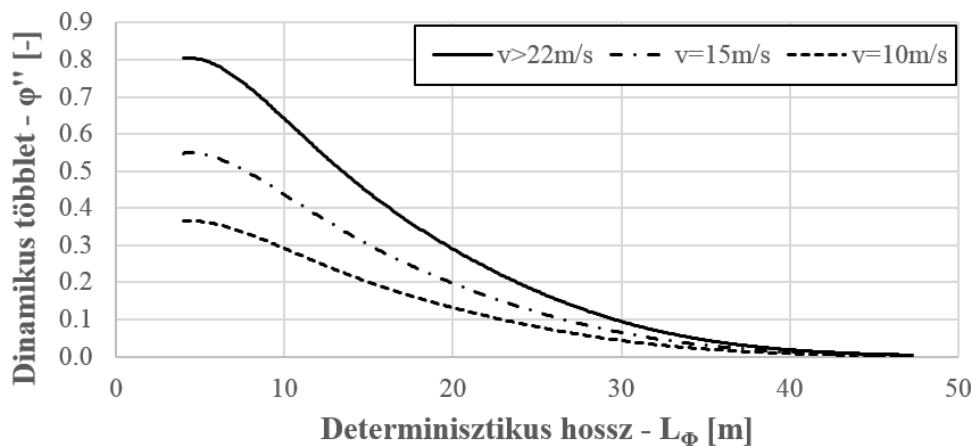
jelensége bekövetkezhet. A szabvány ajánlást ad a szerkezeti csillapítás felvételére, amely a hídszerkezet típusától és a támaszköztől függ. Falazott szerkezetek esetére az EC nem közöl javasolt csillapítási értéket. A szabvány szerint a dinamikai vizsgálat során a jármű szerkezet interakciót nem kell figyelembe venni, a függőleges terhek amplitúdója időben állandónak tekinthető. A dinamikai szimuláció eredményeként a dinamikus többlet az alábbi formula segítségével határozható meg:

$$\varphi'_{dyn} = \max |y_{dyn} / y_{stat}| - 1, \quad (5)$$

ahol y_{dyn} a szerkezet válasza a dinamikai, míg y_{stat} a szerkezet válasza a statikai vizsgálat során. A pályaszerkezet hibáiból és a jármű tökéletlenségeiből származó hatásokat az alábbi formulával lehet figyelembe venni:

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100} \left(56e^{-\frac{L_\Phi^2}{100}} + 50 \left(\frac{L_\Phi n_0}{80} - 1 \right) e^{-\frac{L_\Phi^2}{400}} \right), \quad (6)$$

ahol $\alpha = \min \left(\frac{v[m/s]}{22}; 1,0 \right)$, L_Φ a korábban definiált determinisztikus hossz, n_0 a szerkezet első sajátkörfrekvenciája. Ezt a hatást különböző haladási sebességekre ábrázolja a 11. ábra.



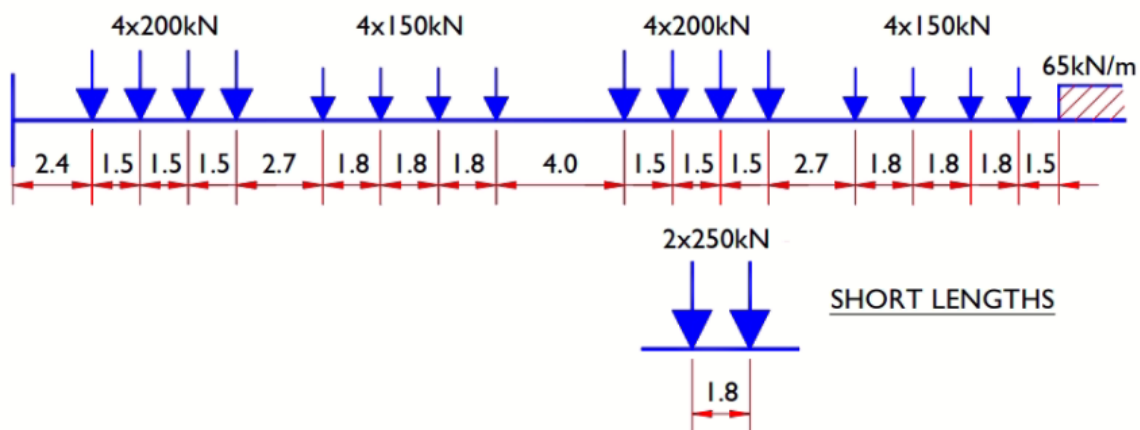
11. ábra – A pálya tökéletlenségeiből származó dinamikus többlet

Végeredményképp, a dinamikus hatásokkal megnövelt elmozdulás, igénybevétel stb. az alábbi formula alapján számítható:

$$\left(1 + \varphi'_{dyn} + \varphi'' / 2 \right) \times \left(\begin{array}{l} \text{HSLM modell} \\ \text{Valós szerelvény} \end{array} \right), \quad (7)$$

3.4 Network Rail vasúti előírás (Egyesült Királyság)

A Network Rail – Structural Assessment of Underbridges (NR_GN_CIV_025) előírása a 12. ábrán látható ún. RA1 függőleges teher használatát írja elő. A 4x4 koncentrált tengelyteherből és megoszló teherből álló modell helyett a 2x250 kN koncentrált erő alkalmazandó, amennyiben az abból keletkező hatás nagyobb. A tehermodell nem tartalmazza a dinamikus többletet.



12. ábra – Network Rail függőleges tehermodellje.

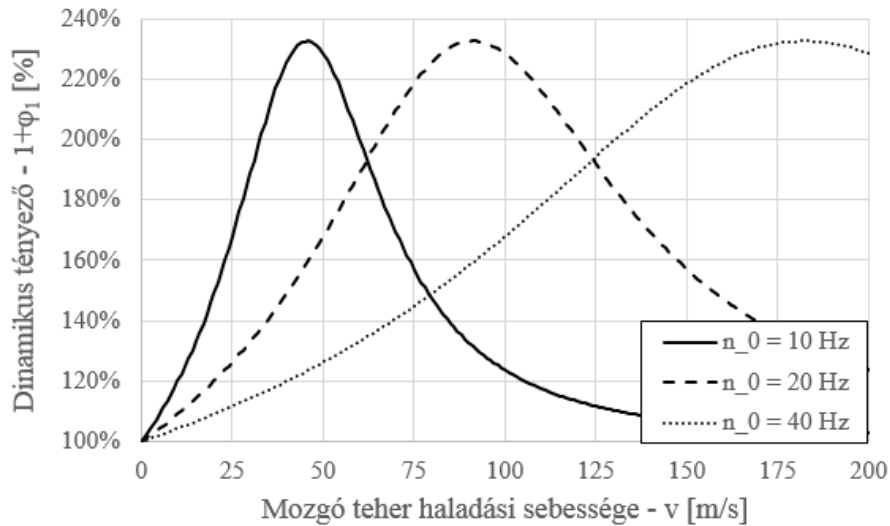
A dinamikus hatásokat figyelembe vevő növelő tényezőt (200 km/h-s járműsebességig) az alábbi képlettel lehet meghatározni:

$$\varphi_1 = \frac{k}{1 - k + k^4}, \quad (8)$$

ahol φ_1 a dinamikus tényező, k a dimenziótlan sebesség, melyet az alábbi módon lehet számításba venni:

$$k = \frac{v}{2L_\phi n_0}, \quad (9)$$

ahol v a jármű haladási sebessége méter/szekundumban, L_ϕ a determinisztikus hossz méterben, n_0 a szerkezet első sajátfrekvenciája. Érdemes megfigyelni, hogy a dinamikus többlet már nem csak a támaszközt, hanem a jármű sebességét és a szerkezet sajátfrekvenciáját is figyelembe veszi. Rögzített támaszköz esetén, a (8)-ban definiált dinamikus tényezőt a sebesség függvényében ábrázolva megállapítható egy kritikus sebesség, amely esetén az n_0 legkisebb sajátfrekvenciájával rendelkező szerkezet dinamikus válasza a legnagyobb. Érdekes megfigyelni, hogy merevebb szerkezetek (nagyobb sajátfrekvencia) esetén a dinamikus tényező maximális értéke nem változik, azonban a kritikus sebesség növekszik.



13. ábra – Dinamikus tényező, rögzített támaszközű ($L_\phi = 3,275\text{m}$), de eltérő sajátfrekvenciájú hídszerkezetekhez a sebesség függvényében

A pályaszerkezet tökéletlenségéből fakadó dinamikus többlet (φ_{11}) meghatározásához a Network Rail előírás az Eurocode-ban is használt, (13) egyenletben bemutatott összefüggést alkalmazza. A figyelembe veendő dinamikus többlet az alábbi tagok összegeként határozható meg:

$$\begin{aligned} & (\varphi_1 + \varphi_{11}) && \text{ha a pályán megengedett sebesség } \leq 160 \text{ km/h} \\ & 1,3(\varphi_1 + \varphi_{11} / 2) && \text{ha a pályán megengedett sebesség } 160\text{-}200 \text{ km/h közötti} \end{aligned} \quad (10)$$

A Network Rail szabvány által ismertett módszert a φ_1 és φ_{11} tényezők meghatározására az Eurocode 1991-2-6 „C” kiegészítő melléklete is tartalmazza. Az ily módon meghatározott dinamikus többlet az EC szabvány a valós szerelvények alapján felvett függőleges terhek felvételét írja elő.

4 Diszkrét elemek módszere

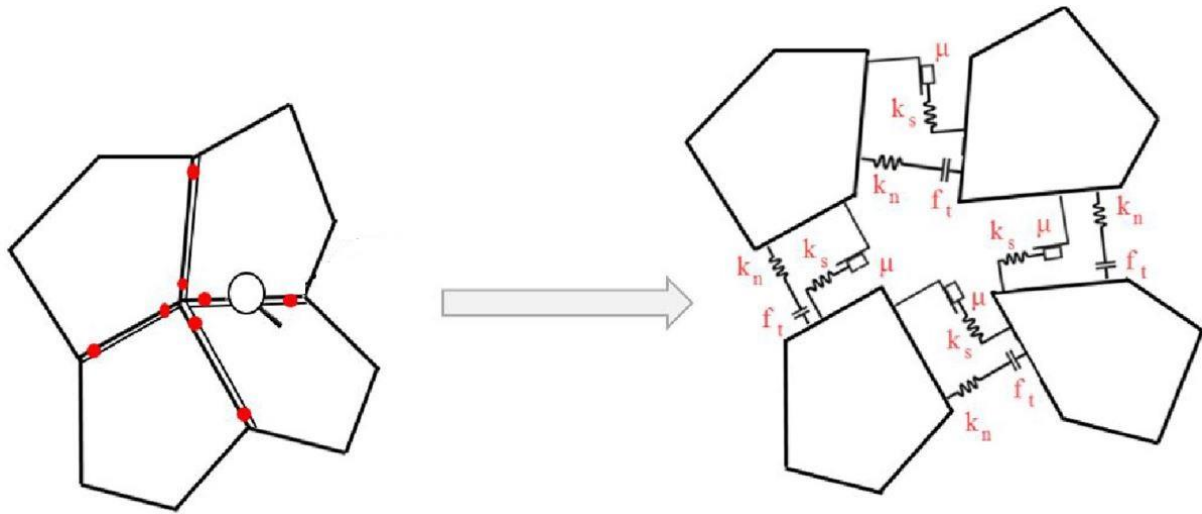
A dolgozat keretében alkalmazott, diszkrét elemek módszerén alapuló szoftverben a vizsgált szerkezet deformálható poligonok halmazaként jelenik meg. Az érintkező elemek közti felületeken mechanikai interakció jöhet létre. A diszkrét elemek mozgását Newton mozgástörvényeinek kis időlépésenkénti numerikus integrálásával határozza meg a szoftver. A fejezetben rövid összefoglaló olvasható az alkalmazott szoftver (UDEEC) elméleti hátterével kapcsolatosan. Az ismertetés alapja a gyártó felhasználói útmutatója [16].

4.1 Elem- és kapcsolattípusok, kontaktfelismerés

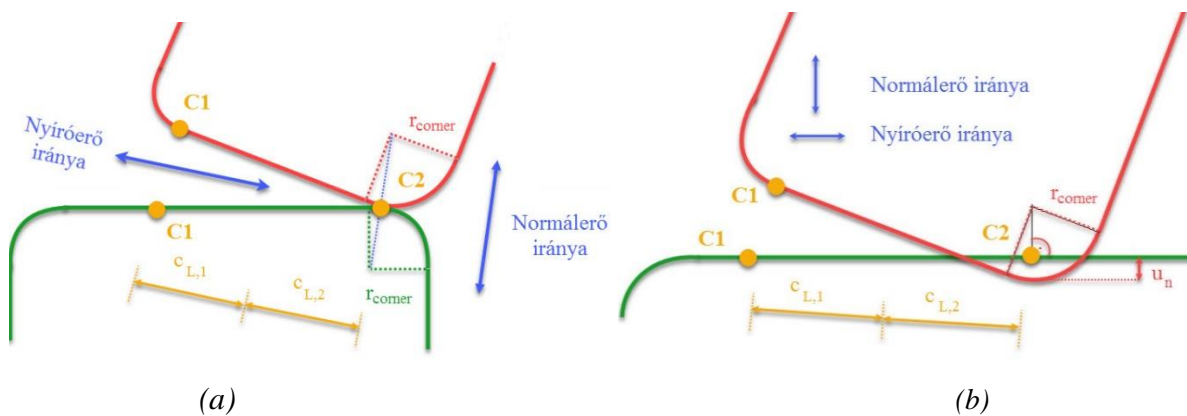
Az alkalmazott szoftver csak sokszögek definiálására ad lehetőséget, melynek következtében a vizsgált boltozatokat a vezérgörbe mentén egyenes szakaszokra kellett felosztani. A fentiekben definiált diszkrét elemek viselkedhetnek merev és deformálható elemként. E két elemtípust a modellen belül vegyesen is lehet alkalmazni. A vizsgált hídszerkezetek esetén a mind a boltozati kövek, mind a háttöltés deformációit figyelembe kívánjuk venni, ezért a numerikus modellekben minden elem deformálható. A deformálható elemek végeeselemes hálóval vannak diszkretizálva; egy-egy elem szabadságfokát az öt alkotó végeeselem csomópontok eltolódás-komponenseinek száma határozza meg.

Az elemek egymással történő érintkezését a szoftver automatikusan detektálja. Minden lehetséges kontaktpár figyelembevételéhez szükséges idő azonban a blokkok számával exponenciálisan növekszik. Ezért a szoftver speciális algoritmusokkal szelektálja azokat az elemeket, amelyek között a mozgás során létrejöhethet a kapcsolat: pl. minden elemhez hozzárendel egy befoglaló téglalapot és csak azon elemek érintkezését vizsgálja, amelyek befoglaló téglalapjai egymásba metsződnek. UDEEC környezetben az érintkező elemek pontszerű kapcsolati elemekkel kapcsolódnak kinematikailag egymáshoz. Ilyen pontszerű kapcsolati elemek találhatók a blokkok peremén mindenhol, ahol él, vagy csúcsok érintkeznek. Az elemek sarkai a modellben lekerekítettek a kapcsolatok numerikus kezelésének egyszerűsítése céljából. A 14. ábra mutatja a kapcsolatok mechanikai reprezentációját. Az elemek között kétféleképpen jöhet létre érintkezés: (i) csúcs-csúcs, és (ii) él-csúcs kapcsolat segítségével. Az elméletileg lehetséges él-él típusú kapcsolatot a szoftver él-csúcs kapcsolatra vezeti vissza. A szoftver ún. rugalmas kapcsolati-modellt alkalmaz, amely azt jelenti, hogy az érintkező elemek között kismértékű összemetszések jöhetnek létre. Az összemetsződés normál és tangenciális irányú komponensei alapján kapcsolati merevségek definiálásával

határozhatók meg a kapcsolati erők. A normál és a tangenciális irány értelmezését a 15. ábra mutatja be.



14. ábra – Kapcsolatok mechanikai reprezentációja



15. ábra – Normál és érintőirány értelmezése (a) csúcs-csúcs; (b) él-csúcs kapcsolat esetén

4.2 Kapcsolatok mechanikai viselkedése

Érintkező elemek esetén a kapcsolatokon erők adódnak át. A kapcsolatok mechanikai viselkedését a kapcsolati merevségek jellemzik normál és tangenciális irányban, így a blokkok közti relatív elmozdulásból számítható a kapcsolati erők növekménye (16. ábra):

$$\Delta F^n = -k_n \cdot \Delta U^n \cdot A_c, \quad (11)$$

$$\Delta F^s = -k_s \cdot \Delta U^s \cdot A_c, \quad (12)$$

ahol ΔF_n , ΔF_s a normál- és nyíróerő növekménye,

k_n , k_s a kapcsolat normál- és nyírómerevsége,

ΔU^n , ΔU^s a normál és tangenciális irányú relatív elmozdulás növekménye,

A_c a szubkontakt területe

Tönkrementelt előzőekben nem szenvedett kapcsolat esetén a maximálisan felvehető húzóerőt (T_{\max}) a húzószilárdság értéke határozza meg:

$$T_{\max} = f_t A_c, \quad (13)$$

ahol f_t a húzószilárdság értéke.

A kapcsolaton áthatható nyíróerőt a Coulomb-feltétel korlátozza:

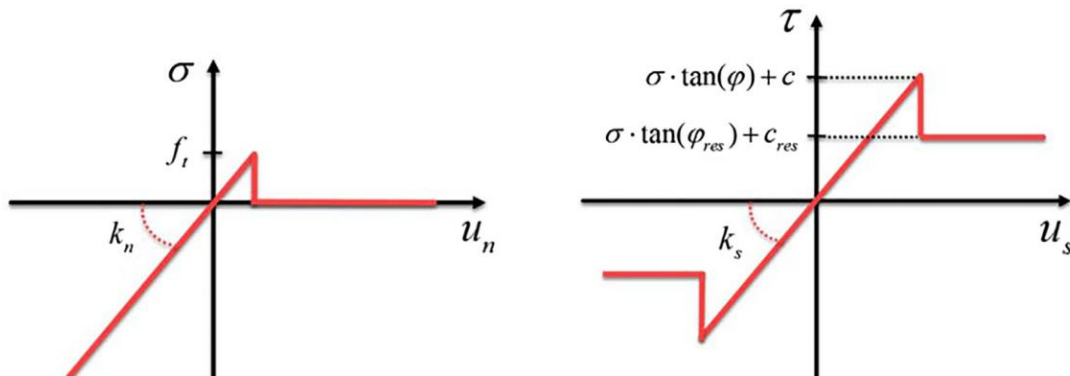
$$F_s^{\max} = c A_c + F^n \tan(\varphi), \quad (14)$$

ahol c a kohézió,

F^n a kapcsolatra ható normálerő (pozitív, ha nyomás),

φ a kapcsolat súrlódási szöge.

Miután a kapcsolat tönkrement (akár megrepedt, akár megcsúszott), a kohézió és a húzószilárdság értékét a szoftver a reziduális értékre (c_{res}, φ_{res}), illetve ezek hiányában zérusra állítja.



16. ábra – Kapcsolat viselkedése: a.) normál irányban, b.) érintő irányban

4.3 Mozgásegyenlet megoldása

A diszkrét elemek végeselemes-hálóval vannak felosztva. A végeselemek egy adott csomópontjára a mozgásegyenlet az alábbi formában írható fel:

$$\ddot{u}_i = \frac{\int \sigma_{ij} n_j dS + F_i}{m} + g_i, \quad (15)$$

ahol \ddot{u}_i a csomópont gyorsulása az i irányban,

S a végeselemet határoló felület,

σ_{ij} a csomópontához tartozó feszültségtenzor i - j komponense,

n_j a S felület normálisa,

F_i a külső terhek csomópontra redukált eredője az i irányban,

m a csomóponthoz hozzárendelhető tömeg,

g_i a gravitációs gyorsulás i irányú komponense.

A csomóponti terhek az alábbiakból adódnak össze:

$$F_i = F_i^z + F_i^c + F_i^l, \quad (16)$$

ahol F_i^l a külső terhekből származó erő,

F_i^c a szub-kontaktokon ébredő, feszültségekből számítható erő, amely csak a diszkrét elem külső felületéhez csatlakozó végelemek esetén van értelmezve,

F_i^z a csomóponthoz tartozó végelemek feszültség-állapotából számítható erő.

Amennyiben a csomópontra ható erők eredője zérus (egyensúly állapota), akkor a csomópont gyorsulása is zérus. Ez esetben a csomópont konstans sebességgel mozog. Minden más esetben a csomópont sebessége a $(t + \Delta t / 2)$ pillanatban az alábbi módon számítható ki:

$$\dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \left(\frac{\int \sigma_{ij} n_j dS + F_i}{m} + g_i \right) \Delta t, \quad (17)$$

A sebességek ismeretében számítható a sebesség-gradiens tenzor ($\underline{\underline{L}}$), mely felbontható egy szimmetrikus és egy ferdén szimmetrikus részre. A szimmetrikus rész az alakváltozás-sebesség tenzor ($\underline{\underline{D}}$), míg a ferdén szimmetrikus rész a spin-tenzor ($\underline{\underline{W}}$). Utóbbi két tenzor elemeit az alábbi módon lehet számítani:

$$\begin{aligned} D_{ij} &= \frac{1}{2} (\dot{u}_{i,j} + \dot{u}_{j,i}) \\ W_{ij} &= \frac{1}{2} (\dot{u}_{i,j} - \dot{u}_{j,i}) \end{aligned}, \quad (18)$$

A szoftverben az anyagegyenlet inkrementális formában került implementálásra, így nemlineáris anyagi viselkedést is könnyedén figyelembe lehet venni. A rugalmas feszültségnövekményt az alábbi módon lehet számítani:

$$\Delta \sigma_{ij}^{elastic} = \lambda \cdot \Delta e \cdot \delta_{ij} + 2G \cdot \Delta \varepsilon_{ij}, \quad (19)$$

ahol $\Delta\sigma_{ij}^{elastic}$ a feszültségnövekmény rugalmas állapotban,

λ az ún. Lamé-konstans, értéke $\frac{2G\nu}{1-2\nu}$,

Δe az alakváltozás-tenzor első invariánsa: $\Delta e = \Delta\varepsilon_x + \Delta\varepsilon_y + \Delta\varepsilon_z$,

G a nyírási rugalmassági modulus,

$\Delta\varepsilon_{ij}$ az inkrementális alakváltozás-növekmény,

δ_{ij} Kronecker delta függvény

A háttöltés modellezésére a dolgozat keretében Mohr-Coulomb törési feltételt alkalmaztunk.

4.4 Mechanikai csillapítás, numerikus stabilitás

A diszkrétéleemes eljárásokban különböző típusú csillapítást alkalmaznak statikus, illetve dinamikai problémák megoldására. Statikus terhek esetén a csillapítás célja egyfajta dinamikus relaxáció annak érdekében, hogy minél hamarabb elérjük az egyensúlyi megoldást a mozgásegyenletek megoldásából.

Az alkalmazott szoftver statikai problémák megoldására három különböző viszkózus (sebességgel arányos) csillapítás alkalmazását javasolja:

- i. **Adaptív globális csillapítás**, melyben a csillapítási tényezőt a számítás során folyamatosan változtatja a szoftver oly módon, hogy a csillapítás teljesítménye mindig a rendszer mozgási energia-változásának adott (R) hányada legyen:

$$R = \frac{\sum P}{\sum \dot{E}_k}, \quad (20)$$

ahol P a csillapító erők által végzett munka teljesítménye,

\dot{E}_k a mozgási energia megváltozása.

A csillapítás ezen típusa akkor alkalmazható hatékonyan, amikor a vizsgált feladat megoldásában a vizsgált szerkezet minden pontja nyugalomban van.

- ii. **Lokális csillapítás**, melynek lényege, hogy a csillapító erő a csomópontra ható kiegyensúlyozatlan teher nagyságával arányos. Ezen csillapítás alkalmazása során a (17)-es egyenlet kiegészítésre kerül az alábbi módon:

$$\dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \left(\frac{\int_s \sigma_{ij} n_j dS + F_i}{m} + g_i - \frac{(F_d)_i}{m} \right) \Delta t, \quad (21)$$

ahol

$$(F_d)_i = \alpha \left| \int_s \sigma_{ij} n_j dS + F_i + mg_i \right| \operatorname{sgn}(\dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)}), \quad (22)$$

ahol α a csillapítási tényező. A (22)-ben definiált csillapító erőt a szoftver csak akkor alkalmazza, amikor az adott sebesség-komponens előjelet vált.

- iii. **Kombinált csillapítás**, amely olyan szimulációkhoz ideális, ahol a kialakuló egyensúlyban számottevő egyenletes mozgás is jelen van. A csillapítás ezen formája jobban „felismeri” az állandó sebességgel mozgó anyag rugalmas rezgéseiből származó oszcillációt.

Dinamikai problémák esetén a csillapításnak más szerepe van: közismert megfigyelés, hogy a szerkezeteket rezgésbe hozva, a rezgések akkor is csillapodnak, amennyiben nincs külső rezgéscsillapítás. Ennek oka egyrészt a szerkezet anyagának rugalmatlan volta, másrészt a kapcsolatokon fellépő súrlódás. A háttöltés modellezésére a dolgozatban lineárisan rugalmas, tökéletesen képlékeny anyagmodellt használtunk. Amennyiben a külső terhek olyan kicsinyek, hogy a háttöltés tisztán rugalmasan viselkedik, a rendszer szabadrezgése nem fog csillapodni. Ezért a modellben Rayleigh-féle arányos csillapítást alkalmaztunk.

A szoftver által a mozgásegyenletek megoldásához alkalmazott centrális differenciák módszere feltételesen stabil numerikus eljárás, tehát az időintegráláshoz tartozó lépéshossz nem választható tetszőlegesen nagy értékre. Deformálható elemek esetén az egy végelemhez hozzárendelhető tömeg és merevség hányadosa határozza meg a maximális időlépést:

$$\Delta t_b = \operatorname{frac} \cdot 2 \cdot \left(\frac{M_{\min}}{K_{\max}} \right)^{0.5}, \quad (23)$$

ahol M_{\min} , K_{\max} az i -edik végelemhez tartozó tömeg és merevség, részletes definíció [17]-ben,

frac a felhasználó által megadható csökkentő tényező.

5 Numerikus modell

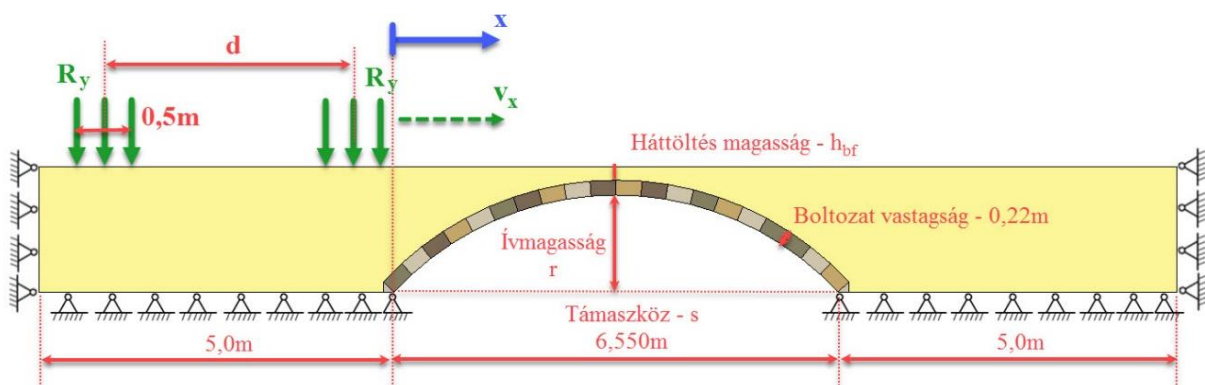
A numerikus modell az ITASCA cég által fejlesztett, 2D-s, diszkrét elemek módszerén alapuló szoftverben került elkészítésre (UDEEC 7.00). A kialakított modell egyszerűsített mikro-modellek csoportjába tartozik, amelyekben minden egyes boltozati kő külön diszkrét elemként jelenik meg. Az építőelemek közti kapcsolatot zéró vastagságú interfész elemekkel modelleztük. A boltozat feletti földtömeg egyetlen, deformálható (rugalmas-képlékeny) diszkrét elemként jelenik meg. A modellben szereplő diszkrét elemek mindegyike végeselemes hálóval van ellátva, amely biztosítja a különböző anyagok deformációnak figyelembevételét. A számítás során a szoftver a Newton-féle mozgásegyenleteket oldja meg explicit időintegrálással. A megoldás során az egyenletek mindig az aktuális geometriára vannak felírva, így a nagy elmozdulások hatása figyelembe van véve.

5.1 Geometria

A 2D modell geometriája a 17. ábrán látható. A modellkészítés során törekedtünk a geometriai adatok parametrikus megadására, hogy más kialakítású falazott hídszerkezetek vizsgálata is könnyedén elvégezhető legyen a későbbiekben. A boltozat geometriájának definiálásához szükséges paraméterek:

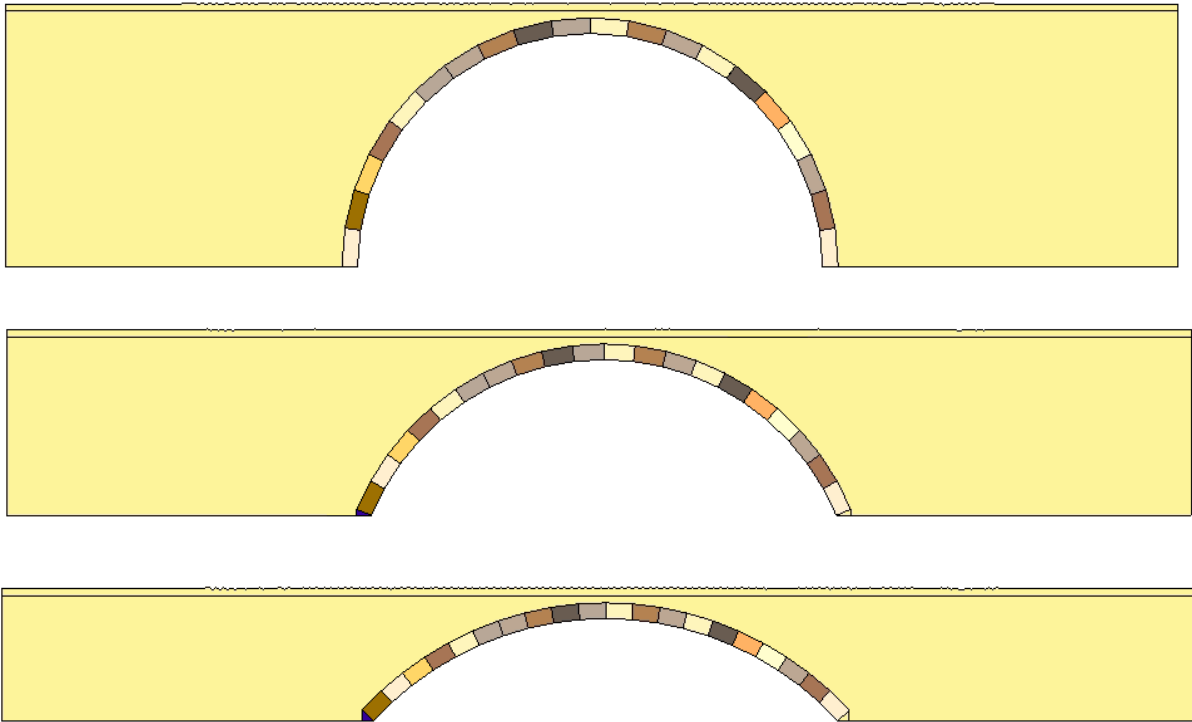
- támaszköz, melyet a két boltváll belső oldala között értelmünk,
- boltozatemelkedés, vagy ívmagasság,
- boltozatvastagság,
- boltozatot alkotó kőelemek darabszáma az ívhossz mentén.

A dolgozat keretében háttöltésmagasság alatt az ívkorona feletti háttöltésréteg vastagságát értjük. A modellekben a boltváll mellett még ~5 m földtömeget modelleztünk vízszintes értelemben.



17. ábra – Numerikus modell

A paraméterek nagy számára tekintettel egyes geometriai paramétereket rögzítettünk, míg más paraméterek hatását egy megadott tartományon belül vizsgáltuk. A vizsgált geometriák jellemzőit foglalja össze az 1. táblázat. A támaszközt minden esetben 6,55 m-nek vettük fel, míg az ívmagasságot változtattuk, így kialakítva különböző r/s arányú szerkezeteket (1:2 félköríves boltozat, 1:3; 1:4,5 lapos ívek (18.ábra). A boltozat vastagsága az ívhossz mentén állandó, továbbá a különböző paramétervizsgálatok során is rögzített. A boltozati kövek minden esetben az ívhossz 20 egyenlő hosszúságú részre osztásával határoztuk meg.



18. ábra – Vizsgált, különböző ívmagasságú boltozatok: $r/s=1:2$; $r/s=1:3$; $r/s=1:4,5$ (fentről lefelé)

1. táblázat – Boltozat és háttöltés geometriai jellemzői

Támaszköz s	Boltozat- emelkedés r	Ívvastagság t	Kőelemek száma n_{block}	Háttöltés magassága az ívkorona felett $h_{backfill}$
6.550 m	[1.428 m; 2,183 m; 3,275 m]	0.220 m	20	[0,20 m; 1,00 m]

5.2 Anyagjellemzők

A diszkrét elemes modellek az egyes blokkok, továbbá a blokkok közti kapcsolati elemek anyagjellemzőinek megadását igénylik. A falazott hídszerkezetek károsodása tipikusan nem az egyes kő/tégla elemek tönkremenetelével, hanem az azok közti kapcsolatok tönkremenetelével következik be, ezért a boltozat elemeit lineárisan rugalmas, izotrop anyagúnak feltételezzük, melyhez tartozó anyagjellemzőket foglalja össze a 2. táblázat. A falazóelemek anyagjellemzői megfelelnek a homokkő paramétereinek.

2. táblázat – Háttöltésre és boltozatra vonatkozó anyagjellemzők

	Sűrűség ρ	Young modulus E	Poisson- tényező ν	Súrlódási szög φ	Kohézió c	Húzó- szilárdság f_t
Háttöltés Kötött talaj (Mohr-Coulomb)	2000 kg/m ³ *	200 MPa	0.3**	37°	7 kPa	7 kPa
Háttöltés Szemcsés talaj (Mohr-Coulomb)	2000 kg/m ³ *	200 MPa	0.3**	37°	0 kPa	0 kPa
Falazóelemek Lineárisan rugalmas, izotrop	2000 kg/m ³ *	15 GPa	0.2**	-	-	-

A háttöltést a geotechnikai vizsgálatok esetén gyakorta alkalmazott Mohr-Coulomb anyagmodell segítségével modelleztük. Ez az anyagmodell a rugalmas viselkedéshez tartozó Young-modulus és Poisson-tényező megadása mellett belső súrlódási szög, kohézió és húzószilárdság megadását igényli. A dilatáció szögét minden esetben 0°-nak tekintettük. A szimulációk keretében kötött és szemcsés talajtípust vizsgáltunk, melyekhez tartozó anyagjellemzőket a 2. táblázat foglalja össze.

A diszkrét elemek közti kapcsolatok definiálásához a kapcsolat normál-, illetve nyíróirányú merevségét kell megadni (4.2 fejezet). A kapcsolaton átadódó nyíróerőt a Coulomb-féle súrlódási törvény korlátozza. A meglévő hídszerkezetek életkorát tekintve a falazóelemek közti habarcsréteg állapota erősen változó, az anyagjellemzők nagy szórást mutathatnak, ezért a habarcsréteg húzószilárdságát és kohézióját zérusnak tekintettük.

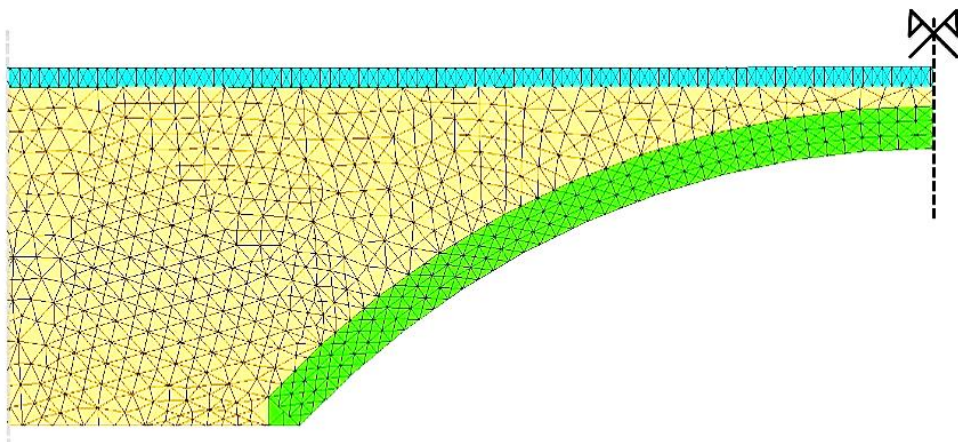
3. táblázat – Interfész elemekre vonatkozó anyagjellemzők

	Kapcsolati normálmerevség k_n	Kapcsolati nyírómerevség k_s	Súrlódási szög φ	Kohézió c	Húzó- szilárdság f_t
Boltozati kövek közti kapcsolat	100 Gpa/m	100 Gpa/m	30°	-	-
Boltozati kövek és háttöltés közti kapcsolat	100 Gpa/m	100 Gpa/m	25°	-	-

A dinamikai szimulációk esetén a rugalmas rezgések csillapításához Rayleigh-féle arányos csillapítást alkalmaztunk. Ennek beállításához azt szükséges megadni, hogy a kritikus csillapítás hány százalékát kívánjuk alkalmazni egy megadott sajátfrekvencia esetén. Az adott modellhez a sajátfrekvenciát lineárisan rugalmas viselkedést feltételezve modálanalízis segítségével határoztuk meg (AxisVM használatával), majd az ehhez a frekvenciához tartozó kritikus csillapítás 2%-át állítottuk be csillapításként.

5.3 Peremfeltételek, FE háló

A boltozat támaszelemeit és a talajtömeget a modell alsó és oldalsó peremén eltolódásokkal szemben megtámasztottuk a 17. ábra szerint. Mind a boltozati kövek, mind a talajtömeg diszkretizálásához konstans alakváltozásmezővel rendelkező háromszögelemeket alkalmaztunk. Korábbi eredmények [15] alapján a háttöltéshez 15 cm-es, míg a boltozati kövek felosztásához ~7,5 cm-es átlagos élhosszúságú elemeket használtunk (19. ábra). A háttöltés felső 10 cm-es rétegében, szabályos felosztással ~5 cm szélességű végelemeket alkalmaztunk, hogy a mozgó jármű terhét kellően kis lépéseken lehessen lekövetni.



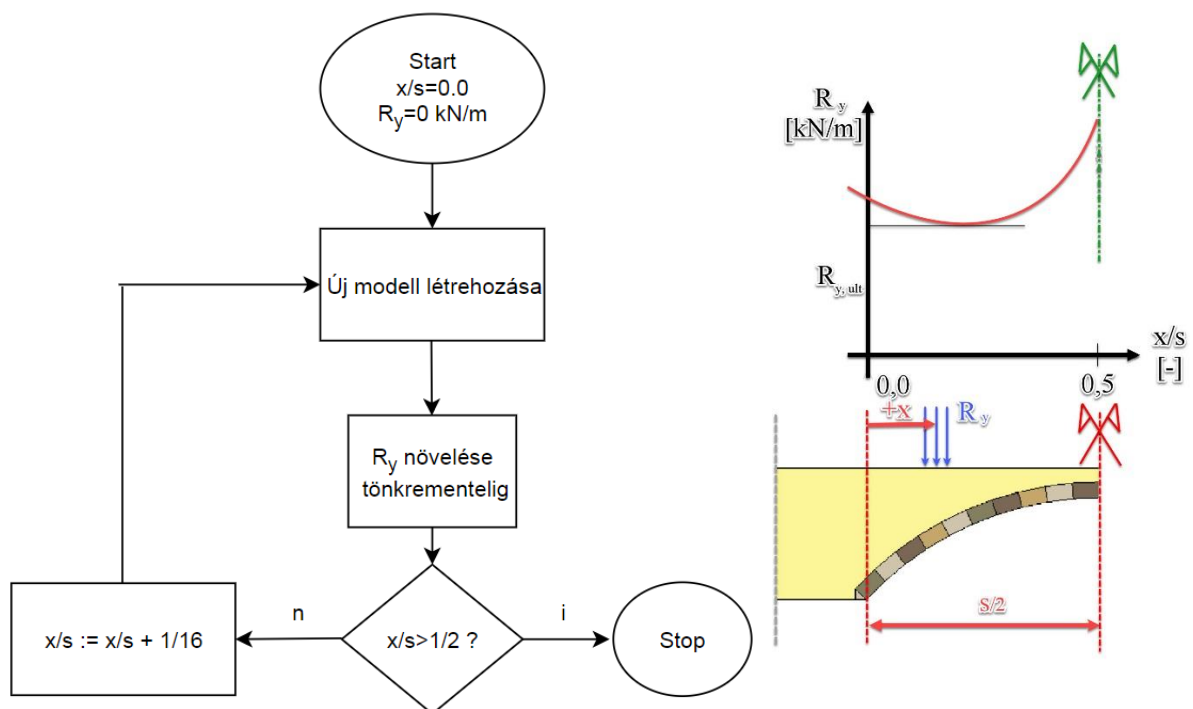
19. ábra – Numerikus modell végeleemes diszkretizációja

5.4 Terhelés

A hídszerkezetet első lépésben (a vizsgálat típusától függetlenül, külső terhelés nélkül) a saját önsúlyára egyensúlyba hoztuk. Ezután a szerkezeteken statikai és dinamikai vizsgálatokat végeztünk el az alábbiak szerint:

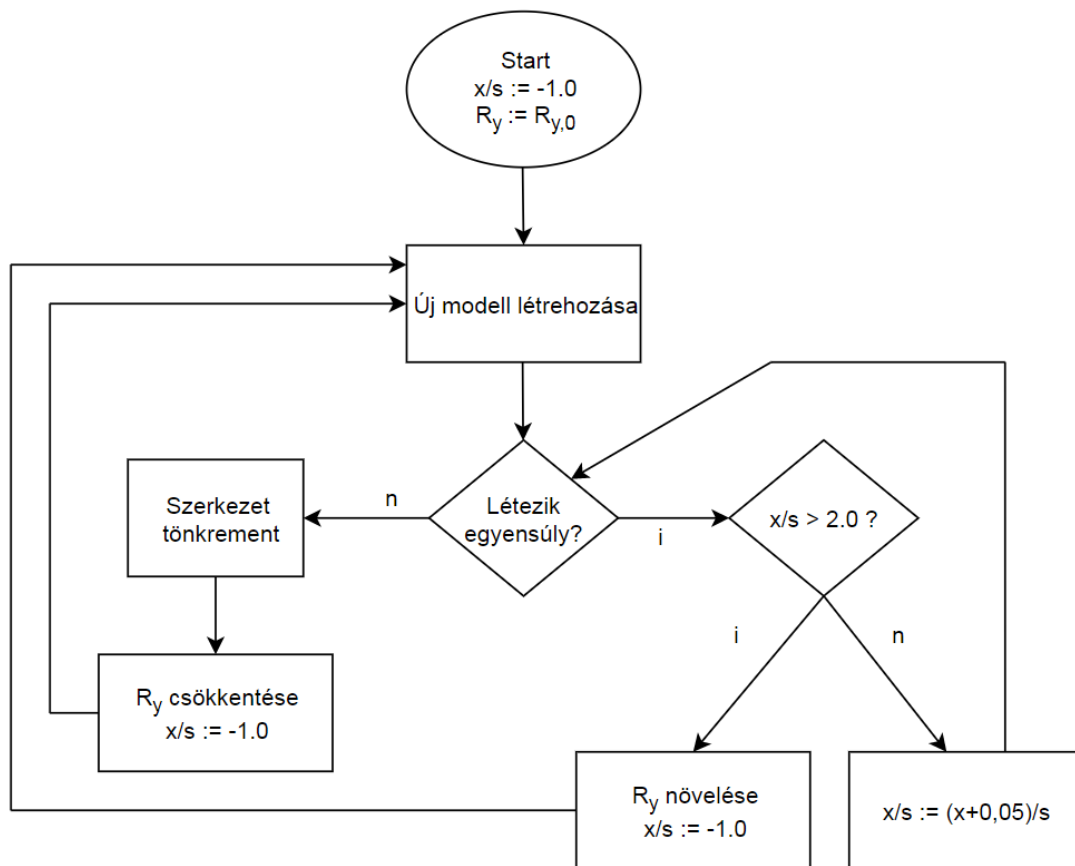
- **I. Rögzített pozícióban tönkremenetelig terhelt hídszerkezet (statikai vizsgálat).**

Ebben az esetben a saját önsúly alatt egyensúlyban lévő szerkezetre egy rögzített x/s pozícióban (20. ábra), 0,50 méteren megoszló függőleges terhet működtetünk. A teher intenzitását elmozdulás-vezérelt módon, zérustól a maximális teherbírás eléréséig 0,005 m/s sebességgel növeltük. Az ily módon definiált terhelést elvégeztük a támaszköz mentén különböző x/s pozíciókban. Eredményképpen meghatározhatóvá vált a hídszerkezet maximális teherbírása a teher pozíciójának függvényében (20. ábra). Fontos hangsúlyozni, hogy ezen vizsgálat során a különböző terhelési pozíciók egymásra nincsenek hatással, hiszen minden egyes terhelés elvégzésekor új szimulációt indítottunk (azaz a vizsgált szerkezetnek „nincs tudomása” a korábbi terhelésekről). A vizsgálat során a 4.4. fejezetben definiált adaptív globális csillapítást alkalmaztunk a statikus körülmények létrehozására.



20. ábra – Rögzített teherpozícióban történő terhelés folyamatábrája

- **II. Kvázi-statikusan vonszolt, rögzített nagyságú terhelés (statikai vizsgálat).** A hídon áthaladó járművek okozta hatás jobban közelíthető, ha egy rögzített nagyságú terhet vonszolunk végig a tartó bal oldaláról a jobb oldalára. Ezen vizsgálat során a dinamikus hatásokat még elhanyagoljuk. A saját önsúlya alatt egyensúlyba lévő szerkezeten rögzített nagyságú, 0,50 méteren megoszló terhelést vonszolunk végig. Amennyiben egy adott teherállásnál nem található egyensúly, a szerkezetet az adott teherre tönkrementnek tekintjük. Ez esetben a külső terhet csökkentjük és új szimulációt indítunk. Amennyiben a rögzített külső terhelés hatására a hídszerkezet egyensúlyba tud kerülni egy adott x/s pozícióban, a külső terhet 5 cm-rel arrébb mozgatjuk, majd ismételten megkeressük az egyensúlyt. Ha a teher hatására a híd nem dől össze és a teher már kellően eltávolodott a hídtól ($x/s > 2.0$), akkor a külső teherintenzitást növeljük és új szimulációt indítunk. A folyamatot akkor állítjuk le, amikor a hídszerkezet teherbírását kellő pontossággal ($\pm 0,50$ kN/m) meghatároztuk. A fentiekben leírt vizsgálat folyamatábrája 21. ábrán látható. Az egymást követő szimulációk során a teherintenzitás meghatározásához intervallumfelező módszert alkalmaztunk.



21. ábra – Kvázi-statikusan vonszolt mozgó teherfolyamatábrája

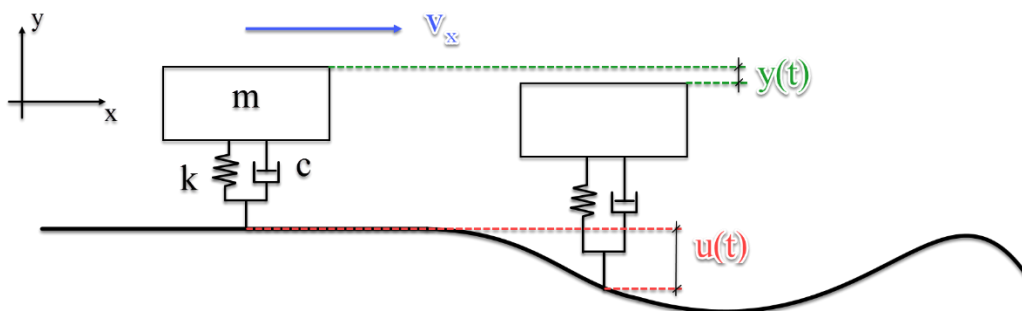
- **III. Mozgó teher dinamikai vizsgálata a jármű-szerkezet interakció figyelembe vétele nélkül (dinamikai vizsgálat).** A dinamikai szimulációk során minden olyan mesterséges csillapítást, amely a statikus egyensúly minél gyorsabb elérését szolgálja, továbbá a tömegskálázást kikapcsoljuk. A vizsgált rendszerben energiadisszipáció képlékeny deformációk létrejöttével és a kapcsolatok megcsúszásával jöhet létre. Ezen szimulációk során különböző nagyságú ($5 \text{ m/s} \leq v_x \leq 120 \text{ m/s}$), vízszintes irányú sebességgel vonszolunk végig egy állandó nagyságú, függőleges irányú, 0,50 méteren megoszló terhet. Dinamikai vizsgálat lévén, nem követeljük meg az egyensúlyi egyenletek teljesülését. A vizsgálat leállási feltétele: (i) a mozgó teher átért a hídon, és attól kellően eltávolodott anélkül, hogy a híd összedőlt volna; (ii) a mozgó teher hatására a hídszerkezet összedőlt. A szimulációk során rögzítettük a boltozati kövek függőleges elmozdulását a mozgó teher pozíciójának függvényében, így lehetőség nyílt elmozdulási hatásábrák készítésére.
- **IV. Mozgó teher dinamikai vizsgálata a jármű-szerkezet interakció figyelembe vételével (dinamikai vizsgálat).** Az előző pontban definiált vizsgálatot úgy is elvégeztük, hogy a jármű-szerkezet kölcsönhatását figyelembe vettük. Az interakció vizsgálatához a 22. ábrán látható, egyszabadságfokú rendszert vettük figyelembe. A jármű tömege m , amely k merevségű rugóval és c állandójú lengéscsillapító elemmel kapcsolódik a pályához. Az így definiált rendszer csak függőleges erőt tud átadni a pályára. A rendszer mozgásegyenlete az alábbi alakban írható:

$$m\ddot{y}(t) + \alpha(t) [c(\dot{y}(t) - \dot{u}(t)) + k(y(t) - u(t))] = mg, \quad (24)$$

ahol $\ddot{y}(t)$, $\dot{y}(t)$, $y(t)$ az m tömegű jármű függőleges irányú gyorsulása, sebessége és elmozdulása; $\dot{u}(t)$, $u(t)$ a pályaszint függőleges sebessége és elmozdulása. A (24)-es egyenletben szereplő $\alpha(t)$ együttható a jármű és a pálya elválásának lehetőségét veszi figyelembe:

$$\alpha(t) = \begin{cases} 0 & \text{ha } k(y(t) - u(t)) + c(\dot{y}(t) - \dot{u}(t)) \geq 0 \\ 1 & \text{ha } k(y(t) - u(t)) + c(\dot{y}(t) - \dot{u}(t)) < 0 \end{cases}, \quad (25)$$

Amennyiben a mozgó jármű és a szerkezet között húzóerő alakulna ki, akkor a mozgásegyenletet a szabadeséshez tartozó differenciálegyenletre redukáljuk, továbbá a járműről a pályára átadódó erőt zérusra állítjuk.



22. ábra – Jármű-szerkezet interakciójához figyelembe vett modell

A (24)-ben definiált differenciál-egyenletet numerikusan az egy lépéses Euler-féle töröttvonal-módszernek megfelelően oldjuk meg. A jármű elmozdulását ($y(t)$) és sebességét ($\dot{y}(t)$) az alábbi formulákkal lehet meghatározni:

$$y(t) = y(t - \Delta t) + \dot{y}(t - \Delta t)\Delta t, \quad (26)$$

$$\dot{y}(t) = \dot{y}(t - \Delta t) + \alpha(t - \Delta t) \left(\frac{mg - c(\dot{y}(t - \Delta t) - \dot{u}(t - \Delta t)) - k(y(t - \Delta t) - u(t - \Delta t))}{m} \right) \Delta t, \quad (27)$$

A kiindulási állapotban ($t = 0s$) a kezdeti feltételek:

$$\begin{aligned} y(0s) &= \frac{-mg}{k} & u(0s) &= 0, \\ \dot{y}(0s) &= 0 & \dot{u}(0s) &= 0 \end{aligned} \quad (28)$$

A vizsgálat során alkalmazott időlépés nagysága megegyezik a UDEC által a számításhoz felvett időlépés nagyságával. A numerikus modellben a jármű-szerkezet kölcsönhatásához használt mechanikai paramétereket a 4. táblázat foglalja össze:

4. táblázat – Mozgó „jármű” mechanikai jellemzői

Tömeg – m [kg]	Merevség – k [N/m]	Csillapítás – c [Ns/m]
Híd statikus teherbírásának 10%-a és 75%-a	159500 N/m	$0,2 \cdot 2\sqrt{km}$

5.5 Modell validáció

Falazott szerkezetű hidak esetén a szerző tudomása szerint nem állnak rendelkezésre olyan kísérleti eredmények, ahol azonos hídon végeztek volna dinamikai vizsgálatokat, majd ugyanazt a szerkezetet tönkremenetelig is terhelték volna a teherbírás megállapításának céljából. További nehézséget jelent a falazott szerkezetek anyagjellemzőinek szerkezeten belüli változékonysága, nem beszélve a háttöltésként alkalmazott talajok térbeli változékonyságáról. Ezért a falazott szerkezetű hidak kísérleti és numerikus eredményeinek összevetése esetén helyesebb lenne modell kalibrációról beszélni, validáció helyett.

A numerikus modell eredményeit elsőként a Prestwood Bridge-n elvégzett, teherbírás megállapítását célzó kísérlet eredményével vetettük össze. Ezután a jármű-szerkezet interakciójához készített, saját fejlesztésű programrészt teszteltük egy szakirodalomban fellelt, mozgó teher vizsgálatához készített modellel.

Természetesen egy valós feladat során elengedhetetlen lenne a hídszerkezet dinamikai jellemzőit is kísérlettel meghatározni, és ehhez kalibrálni a modellt, azonban ez a dolgozat keretében nem valósult meg.

5.5.1 Hídmodell validációja statikus terhelésre

A modell validációjához a Transport and Road Research Laboratory 1987-es, Prestwood Bridge-en (UK) elvégzett kísérletét használtuk fel, melynek részletes leírása [18]-ban található meg. Az 1770 körül épített szerkezet a kísérlet elvégzésének időpontjában már rossz állapotban volt, így elbontása amúgy is szükségessé vált.

A boltozat támaszköze 6,550 m, ívmagassága 1,428 m, boltozatvastagsága 0,220 m, a háttöltésmagasság az ívkorona felett 0,165 m, a boltozat szélessége 3,800 m. A kísérlet során mért anyagjellemzőket a 2. táblázat foglalja össze (háttöltés: kötött talaj) kiegészítve a modellezéshez szükséges, szakirodalom [19] alapján felvett értékekkel. A diszkrét elemek közti interfészekhez tartozó, más tudományos munkák alapján [20] felvett kapcsolati merevségeket és súrlódási szögeket foglalja össze a 3. táblázat. A boltozat külső oldala és a háttöltés közti súrlódási szögére a [2] által javasolt értéket vettük fel (a háttöltést alkotó talaj belső súrlódási szögének $2/3$ -ára).

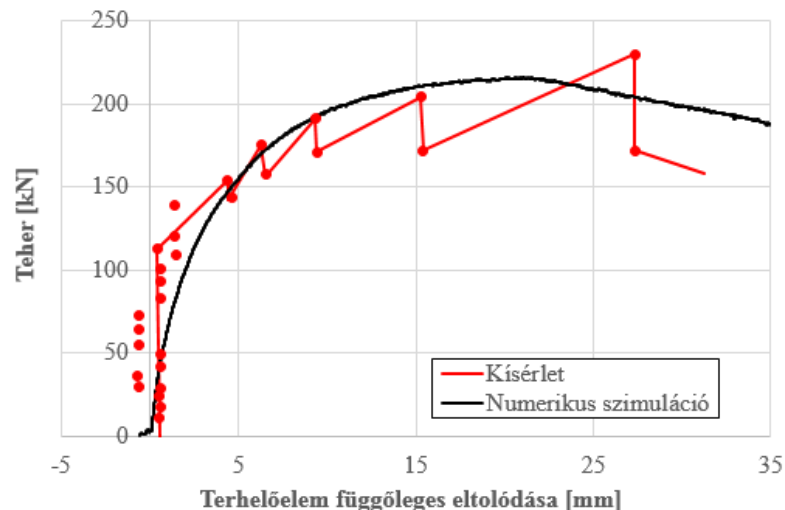
A szerkezetet a támaszköz negyedénél, a híd szélességének megfelelő hosszúságú, 30 cm szélességű terhelőelemmel terhelték. A híd négycsuklós tönkremeneteli mechanizmussal ment tönkre (23. ábra), a kialakult képlékeny csuklók helyzetét a 25. ábra mutatja. A terhelés során

mérték a terhelőelem alatti elmozdulásokat, melyhez tartozó erő-elmozdulás diagramm látható az 24. ábrán pirossal; ennek alapján a szerkezet kísérlet során törőterhe 228 kN volt.

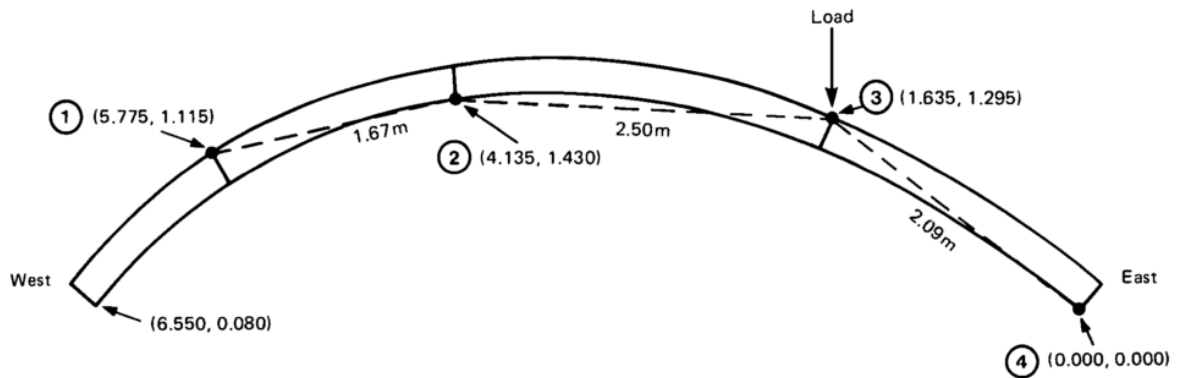


23. ábra – Prestwood Bridge tönkremenetel állapota [18]

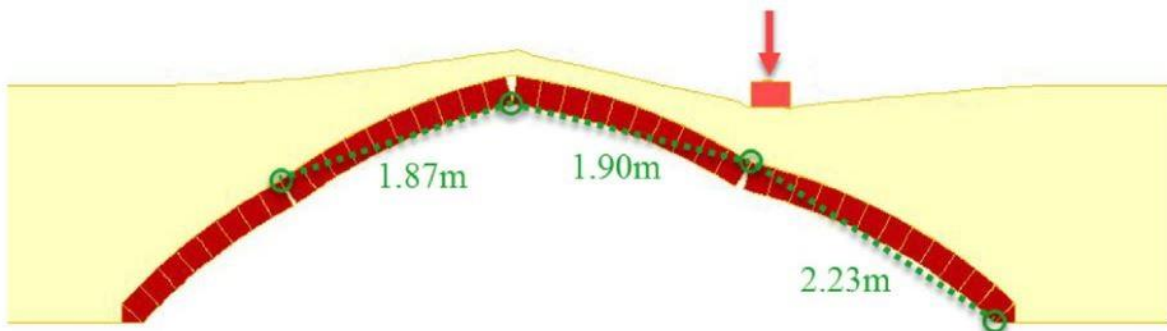
A validáláshoz a 2D-s numerikus modellt használtuk, azaz a hídnak egy szeletét vizsgáltuk sík alakváltozási állapotot feltételezve. A modell nem vette figyelembe a hídszerkezet azon geometriai imperfekcióját, mely szerint a bal oldali támasz 8 cm-rel magasabban helyezkedett el a jobb oldali támaszhoz képest (nincs információ arról, hogy ez egyenlőtlen támaszsüllyedésből származott-e). A numerikus szimuláció 216 kN-os maximális teherbírást mutatott, míg a létrejött tönkremeneteli mód ugyanúgy négycsuklós mechanizmus, azonban az ívkorona alatti csukló pozíciója kismértékben eltért a kísérlettől (26. ábra). A szimuláció által meghatározott érték 5%-kal tér el a biztonság javára a kísérlet során mért értéktől.



24. ábra – Numerikus és kísérleti erő-elmozdulás diagramm összehasonlítása a Prestwood Bridge esetén



25. ábra – Kísérletben mért csuklótávolságok [18]



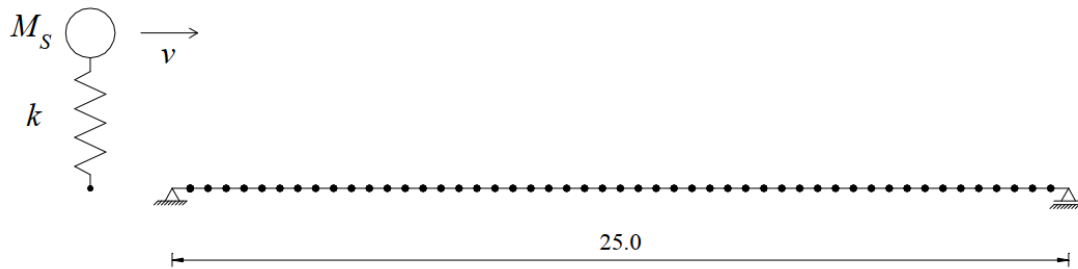
26. ábra – Numerikus szimuláció tönkremeneteli módja, csuklótávolságai

A szimuláció és az 1987-es kísérleti eredmények elfogadható egyezést mutatnak. Természetesen falazott hídszerkezetek modellezése esetén számos bizonytalanság adódik egy-egy validációs példa során:

- A numerikus modellben nem vettük figyelembe a téglák közti habarcsréteg esetleges húzószilárdságát / kohézióját, mivel a több, mint 200 éves, leromlott állapotú szerkezeten a habarcsrétegek állapota meglehetősen bizonytalan lehet, továbbá a habarcs fenti anyagjellemzőit a helyszíni vizsgálatok alkalmával sem vizsgálták. Ezzel a biztonság javára közelítettünk.
- További bizonytalanságot jelent a háttöltés és boltozat külső felülete közti súrlódási szög felvétele, melyre különböző ajánlások [2] a háttöltés súrlódási szögének 1/3-2/3 részét javasolják. Pulatsu [21] szimulációi alapján lapos íveknél a különböző falsúrlódási szögek a teherbírást ~10-15%-ban is módosíthatják.
- A diszkrét elemes szimulációkban a kapcsolati normál- és nyírómerevségek megválasztása is mindig kérdéses, mivel ezen paraméterek csak nagyon nehezen / vagy egyáltalán nem mérhetők. Tapasztalatunk alapján a kapcsolati merevségek megválasztása a szerkezet merevségét nagyobb, míg a teherbírást jóval kisebb mértékben, vagy egyáltalán nem befolyásolják.

5.5.2 Jármű-szerkezet interakció verifikációja

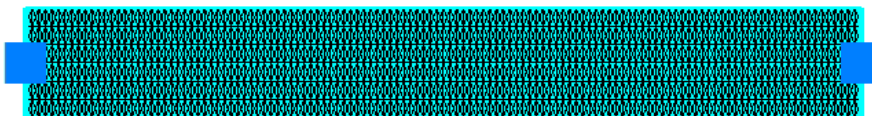
A jármű-szerkezet kölcsönhatás figyelembe vételére kidolgozott és UDEC környezetbe beépített modellt Azevedo mtsai. [22]-ben publikált eredményei alapján verifikáljuk. Azevedo egy két végén csuklós, súlytalan gerendán vezet végig egy M_s tömegű testet, ami a gerendához egy k merevségű rugóval kapcsolódik a 27. ábrának megfelelően.



27. ábra – Verifikációs példa: Azevedo [22] által vizsgált szerkezet

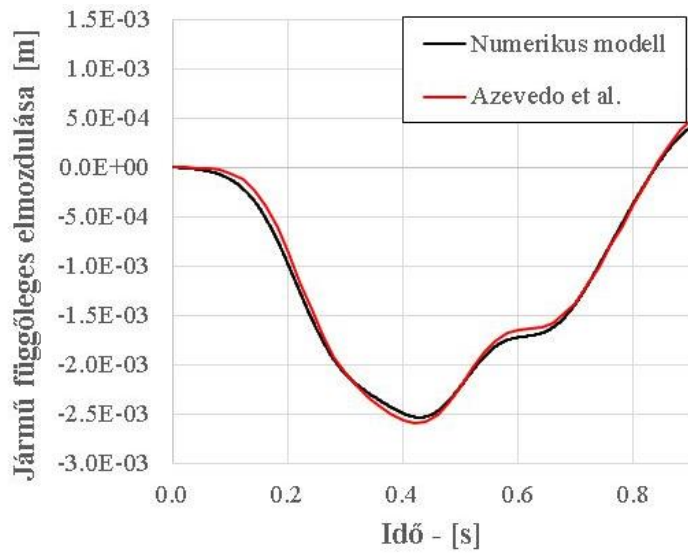
A gerenda támaszköze 25 m, rugalmassági modulusa $E = 2.87$ GPa, Poisson-tényezője $\nu = 0,20$, erős tengelyre vonatkoztatott inercianyomatéka $I_y = 2,90$ m⁴, tömege $m = 2303$ kg/m. A jármű tömege $M_s = 5750$ kg, a kapcsolati rugó merevsége $k = 1595$ kN/m, míg a jármű vízszintes sebessége $v = 100$ km/h. A jármű és a szerkezet közötti csillapítást, illetve a gerenda szerkezeti csillapítását a modellben elhanyagolták.

A vizsgálathoz készített 2D-s tárcsamodellt a 28. ábra mutatja. A szerkezeti elem magasságát a geometriai jellemzők felhasználásával számítottuk vissza, így adódott a 3,265 m-es tartómagasság. A szerkezeti elemet magassága mentén 6, hossz tengelye mentén 128 végelemre osztottuk fel. A modellt a két végén a súlyvonalban eltolódásokkal szemben megtámasztottuk.

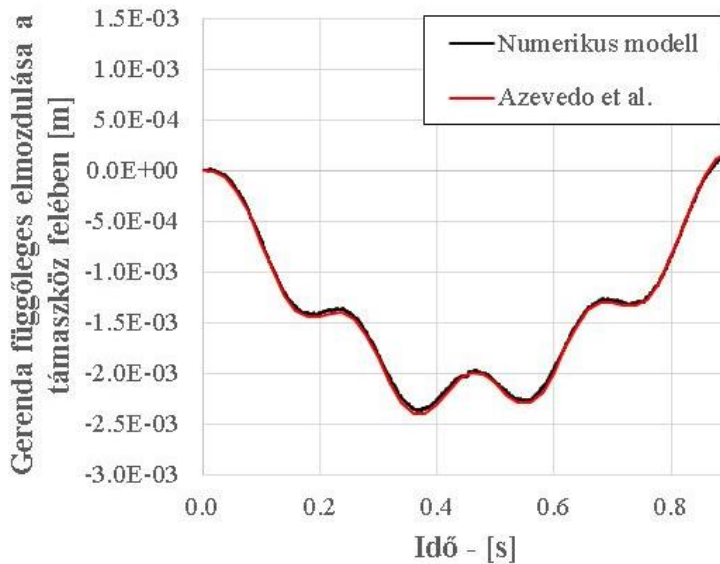


28. ábra – UDEC numerikus modell jármű-szerkezet kölcsönhatás verifikációjához

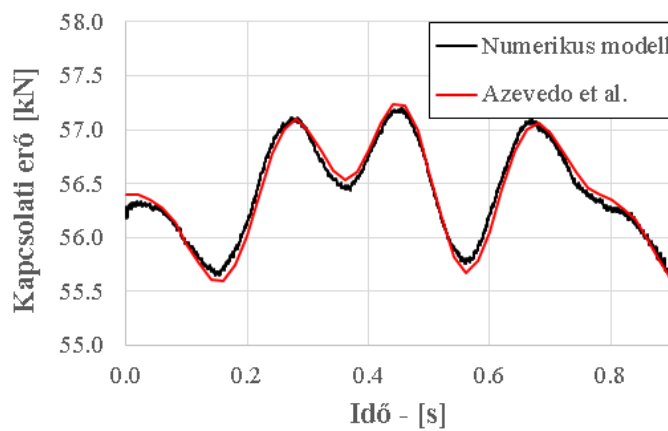
A UDEC környezetbe implementált modell 0,5% relatív hibán belül visszaadta a [22]-ben dokumentált eredményeket, beleértve mind a jármű mind a szerkezet elmozdulásait, továbbá a járműhöz kapcsolt rugóban ébredő erőt is (29. ábra).



(a)



(b)



(c)

29. ábra – *Eredmények összehasonlítása: (a) jármű függőleges eltolódása, (b) gerenda lehajlása a támaszköz felében, (c) kapcsolati erő a jármű és a pálya között*

6 Eredmények

6.1 Törőterhek összehasonlítása statikai vizsgálatok alapján

A jelenleg elterjedt mérnöki gyakorlatban egy falazott hídszerkezet teherbírását tipikusan az alábbi módszerek valamelyikével határozzák meg:

- MEXE-módszer, amelyet a II. Világháború alatt dolgoztak ki. Lényege, hogy a híd geometriája alapján, empirikus úton, gyors becslést ad a hídszerkezet teherbírására. (Háborús nyelvezetre lefordítva: átmehet-e az adott tömegű tank a hídon annak összedőlése nélkül?) A számítás részleteit a korábbi munkámban [15] már bemutattam. A módszert ma már egyre kevésbé használják, empirikus jellege és bizonyos esetekben a biztonság kárára történő közelítése miatt. Ezen módszer nem igényli a teherelrendezés, tengelyterhelések ismeretét.
- Képlékenységtan határállapot-tételeit felhasználó, lineáris programozáson alapuló szoftverek segítségével, ahol másodpercek töredéke alatt megállapítható egy-egy teherelrendezéshez tartozó maximális teherszorító. A módszer gyorsasága miatt lehetővé válik a híd hossz tengelye mentén tetszőleges teherelrendezés vizsgálata.
- Nemlineáris véges/diszkrét elemes modellek. Azonban a fenti módszerekhez hasonlítva a számítási idő rendkívül hosszadalmas, így tipikusan csak egy-egy mértékadónak vélt teherpozíciót, teherelrendezést vizsgálnak (pl. a hídszerkezet támaszközének negyedében elhelyezett erőteher).

A fejezetben bemutatjuk a 5.4-ben definiált két statikus terhelési mód eredménye közti különbségeket. A mérnöki gyakorlatban a numerikus modellekhez a „rögzített teherpozícióban” történő terhelést alkalmazzák elterjedten, melynek során egymástól független modelleken határozzák meg a különböző teherpozíciókban a törőterhet, majd ezen törőterhek minimumát tekintik a híd teherbírásának.

A mozgó teher vizsgálata során felmerült, hogy a teherbírást úgy értelmezzük, hogy mekkora az a maximális teherintenzitás, amelyet a modellen végig vonszolva a hídszerkezet még éppen nem dől össze. Továbbá az ilyen módon számított teherbírás mennyiben azonos a rögzített teherpozíciók segítségével meghatározott teherbírással.

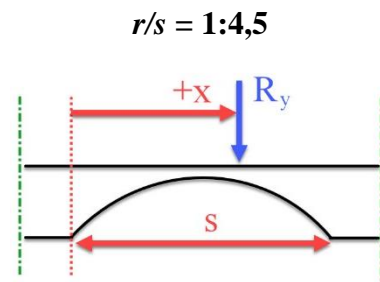
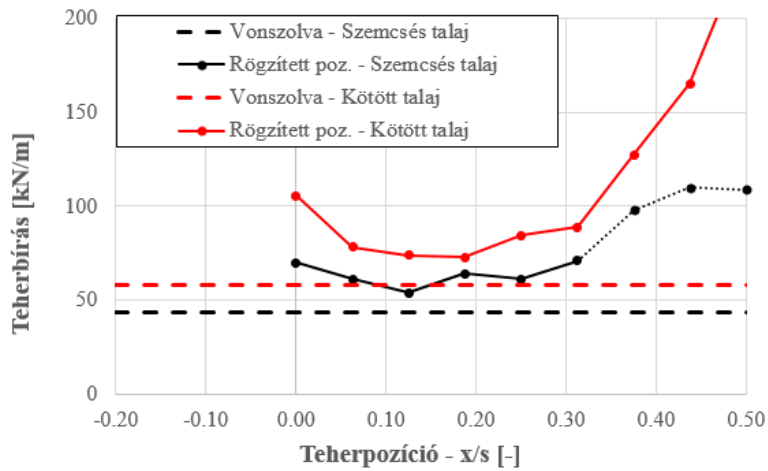
A vizsgálatokat elvégeztük a 2. táblázatban definiált kohézió nélküli szemcsés talajjal, illetve egy kohézióval bíró javított háttöltésnek megfelelő talajjal is. Továbbá kíváncsiak voltunk arra is, hogy a kétféle módon meghatározott teherbírás mennyire tér el egymástól, ha különböző

ívgeometriát alkalmazunk. A modellekben a háttöltésmagasság 0,20 m, boltozatvastagság 0,22 m, míg a hidak támaszköze minden esetben 6,55 m. Az eredményeket a 30. ábracsoport foglalja össze. Az ábra alapján megállapítható, hogy:

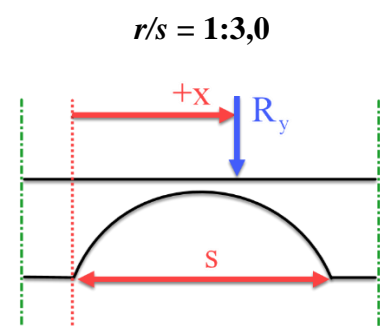
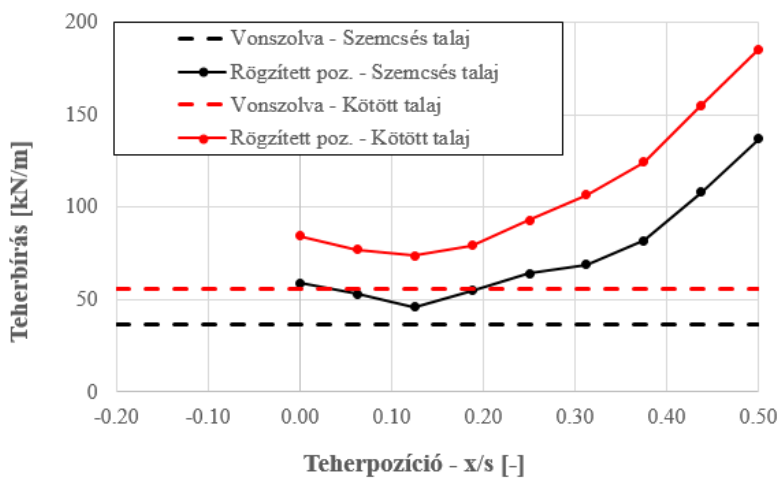
- az a szakirodalmi feltevés, hogy a hídszerkezetet a támaszköz negyedében terhelve kapjuk a lehető legkisebb teherbírást, a laposabb ívekre jobban teljesül, nagyobb ívmagasságok esetén ez a kritikus teherpozíció eltolódik a támaszok irányába: a dolgozatban vizsgált félköríves boltozatnál a kritikus támaszpozíció a támasz felett, illetve a támaszköz 10%-nál helyezkedik el. Azonban megállapítható, hogy a teherbírási vonal a támasztól ($x/s = 0.0$) a támaszköz 25%-ig meglehetősen lapos, így az ebből fakadó hiba kismértékű.
- Kohézió nélküli talajt tartalmazó modelleket az ívkorona közelében terhelve a tönkremenetel a 0,50 m széles terhelési felület alatti talajréteg lokális tönkremenetelével következett be, ezért ezeket az eredményeket pontozott vonallal kötöttük össze. Tekintettel arra, hogy más teherpozíciókban a teherbírás így is alacsonyabb, ezt a jelenséget nem küszöböltük ki.
- Szemcsés talaj esetén a vizsgált támaszköz és boltozatvastagság mellett a laposabb ív teherbírása 15-20%-kal magasabb, mint a félköríves boltozaté (vonszolt teherre). Kötött talajok esetén a különböző ívgeometriájú hidak teherbírása közti különbség kisebb, jellemzően 5-8%.
- A kétféleképpen értelmezett teherbírás (rögzített teherpozíció vagy végig vonszolt teher) közötti különbségeket a 5. táblázat foglalja össze, a különbség jellemzően 20-30% közötti, és mindig a kvázi-statikusan végig vonszolt terhelési mód szolgáltatja az alacsonyabb teherbírást.

5. táblázat – *Eltérő módon értelmezett statikus teherbírások közti különbségek*

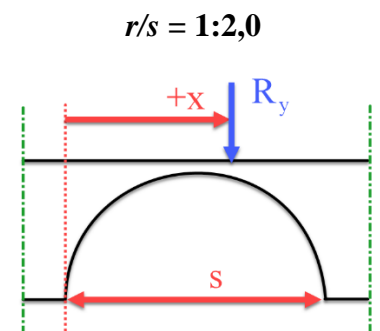
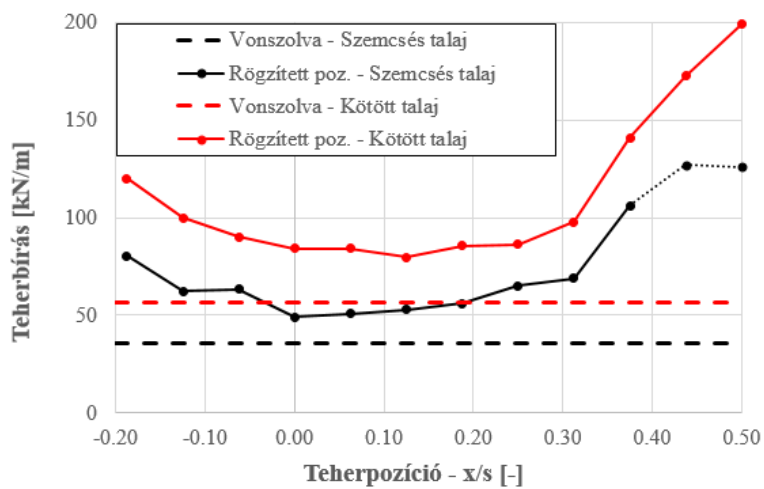
	Teherbírás (vonszolt teher)		
	Teherbírás (rögzített pozíció)		
	$r/s = 1:2$	$r/s = 1:3$	$r/s = 1:4,5$
Kötött talaj	71%	75%	80%
Szemcsés talaj	73%	79%	81%



(a)



(b)

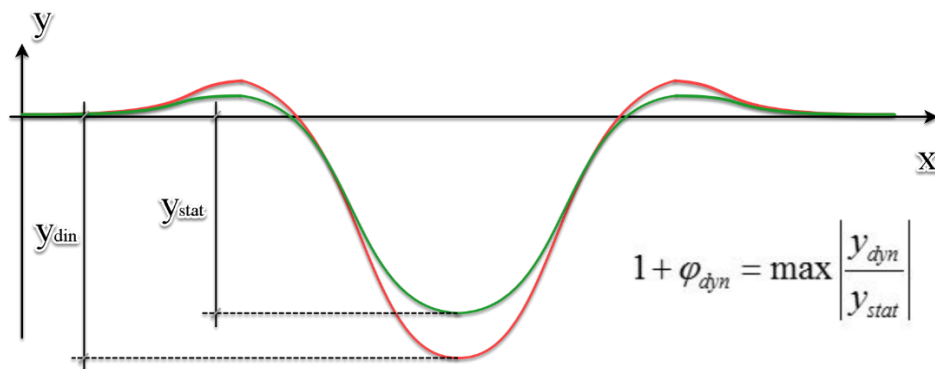


(c)

30. ábra – Teherbírás meghatározása statikus vizsgálatokkal

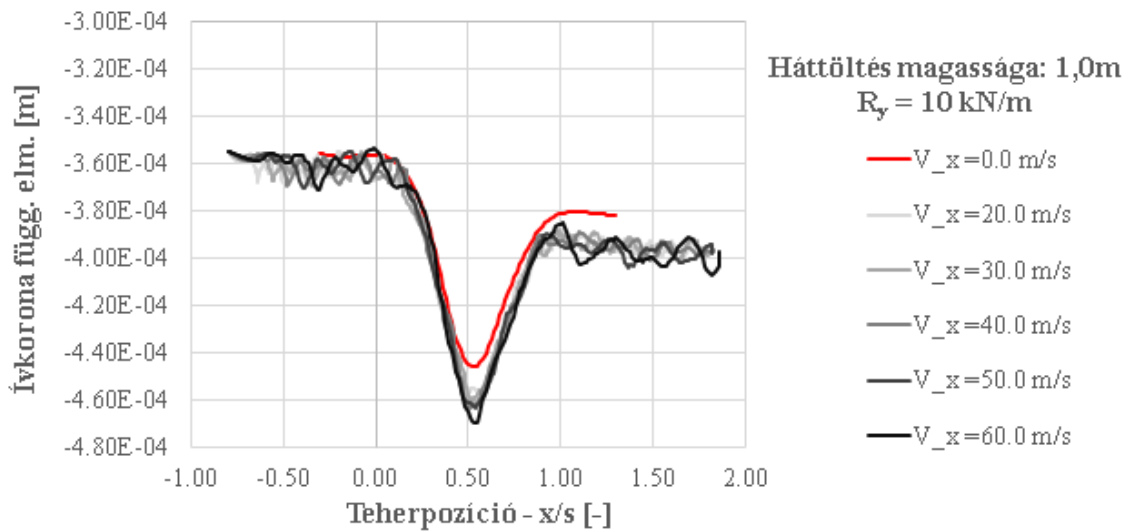
6.2 Dinamikai vizsgálatok a jármű-szerkezet interakció figyelembevétele nélkül

A hídszerkezeten dinamikai szimulációkat végeztünk az 5.4 fejezet III. bekezdésében leírtaknak megfelelően. A hídon állandó, v_x nagyságú sebességgel mozgattunk végig rögzített intenzitású, 0,50 méteren megoszló terhet, miközben mértük egyes boltozati kövek függőleges eltolódását a teher pozíciójának függvényében. Az így létrejött hatásábrákat meghatároztuk különböző teherintenzitások, illetve különböző haladási sebességek esetén. A különböző haladási sebességekkel meghatározott elmozdulási hatásábrákon mérhető maximális elmozdulást összehasonlítottuk a kvázi-statisztikus vizsgálattal meghatározott hatásábra maximális elmozdulásával, így meghatározva a dinamikus tényezőt (31. ábra)

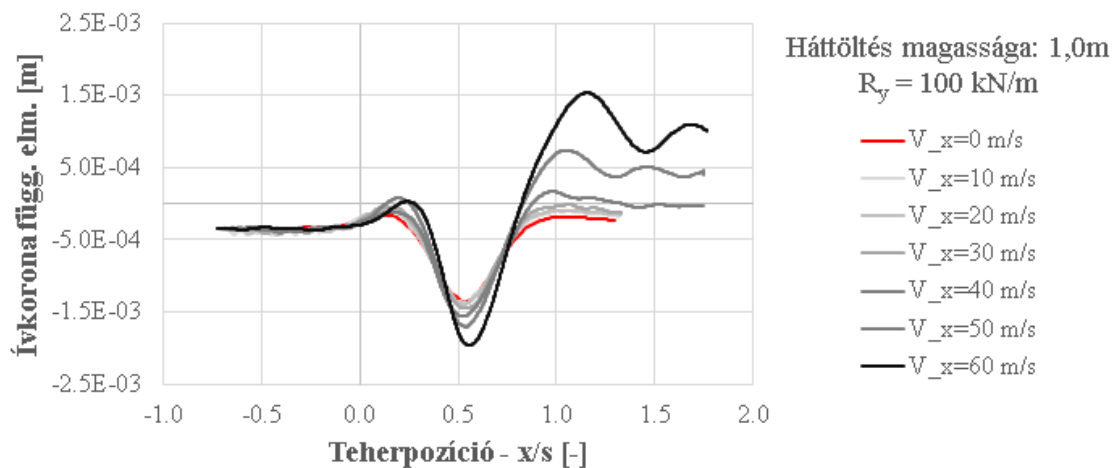


31. ábra – Dinamikus tényező meghatározása

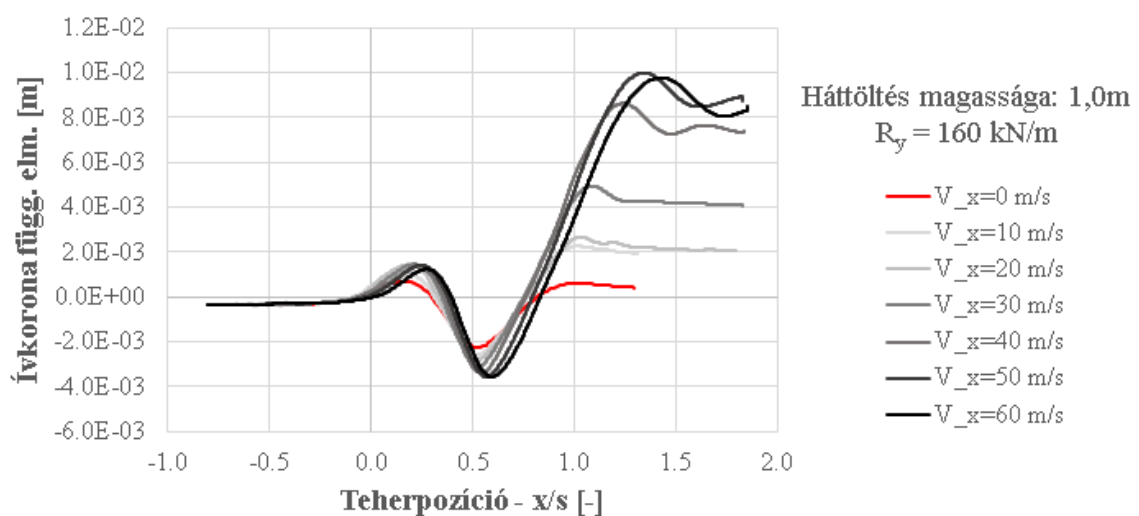
A 32. ábracsoport a vizsgált ívgeometriák közül a leglaposabb ívre ($r/s = 1:4,5$), továbbá 1,0 m-es (ívkorona feletti) háttöltésmagassággal mutatja be az ívkorona függőleges elmozdulási hatásábráit 0-60 m/s sebességtartományban. (Az ábrák függőleges tengelyének skálázása eltérő a jobb láthatóság végett.) A hatásábrákon megfigyelhető, hogy azok nem szimmetrikusak az ívkoronához tartozó $x/s = 0,5$ tengelyre. Ennek magyarázata, hogy a háttöltésben már a legkisebb teherszint mellett is maradnak képlékeny deformációk, így a szerkezet a teher áthaladása után nem nyeri vissza eredeti alakját. Ezt a jelenséget boltozatok esetén Costa és mtsai. is megfigyelték abban az esetben, amikor nemlineáris anyagmodellt alkalmaztak a falazott hídszerkezet modellezéséhez [9]. Az (a)-(c) ábrarész között a mozgó teher intenzitásában van különbség: míg az (a) ábrán a terhelés intenzitása a hídszerkezet statikus törőterhének (kvázi-statisztikusan vonszolt terheléssel megállapítva) 5%-a, (b) esetén 50%-a, (c) esetben 75%-a.



(a)



(b)



(c)

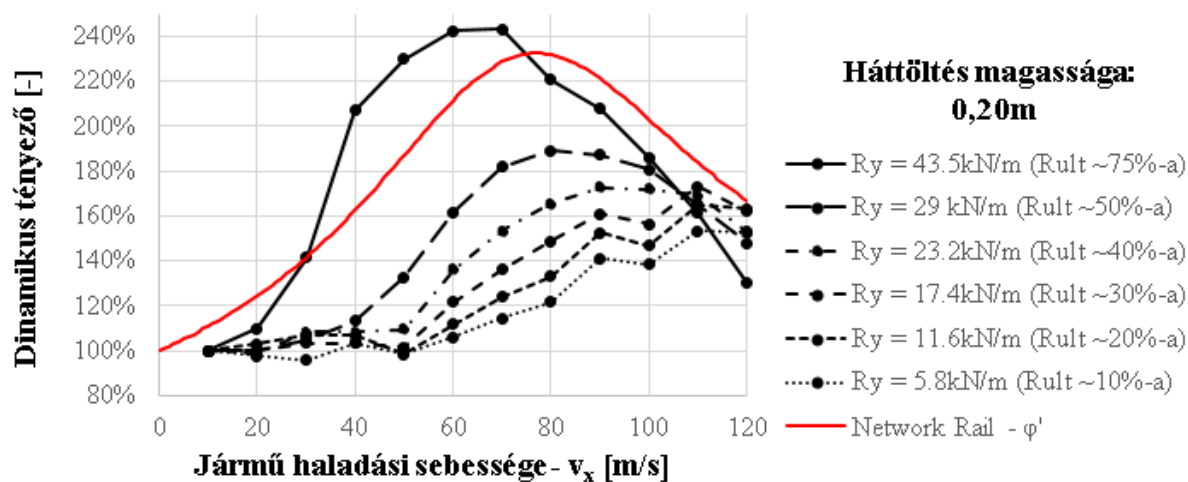
32. ábra – Ívkorona függőleges elmozdulási hatásábrái $r/s=1:4,5$ esetén eltérő teherintenzitások mellett: (a) $R_y=0,05R_{ult}$; (b) $R_y=0,50R_{ult}$; (c) $R_y=0,75R_{ult}$

Minden egyes hatására alapján meghatározásra került egy-egy dinamikus tényező, melyet a haladási sebesség függvényében ábrázoltunk különböző teherintenzitások esetén (33. ábra). Az ábrák alapján megállapítható, hogy:

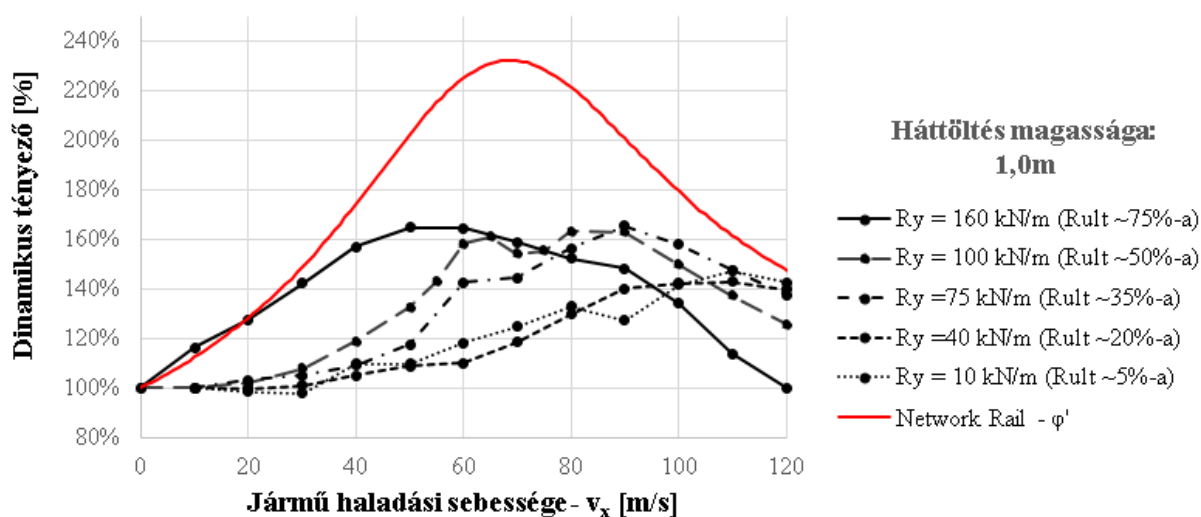
- a kritikus sebesség (amely esetén a dinamikus tényező a legnagyobb) a teherintenzitás növelésével csökken. Ennek oka, hogy a teherintenzitás növelésének hatására a szerkezeti viselkedés egyre inkább nemlineáris, minek következtében a szerkezet lágyabban viselkedik, önrezgésszáma csökken. Ezt a jelenséget nemlineáris szerkezetek esetén pl. Vértés munkája [23] is bemutatja.
- A dinamikus tényezőt a sebesség függvényében leíró görbe alakja hasonlóságot mutat a 13. ábrán bemutatott, szabvány által definiált dinamikus tényezőt leíró függvény alakjával. A szabványos eljárás szerint meghatározható dinamikus tényező ugyancsak előre jelzi a kritikus sebesség csökkenését, amennyiben a szerkezet sajátfrekvenciája csökken.
- A háttöltésmagasság növelése kedvező hatást gyakorol a dinamikus tényezőre. A dinamikus tényező csökkenése nagyobb teherintenzitások mellett jelentősebb. Azonban a csökkenés számszerűsítéséhez további vizsgálatok szükségesek.
- A dinamikus tényezőt a sebesség függvényében ábrázolva alacsony teherintenzitások esetén kisebb lokális szélsőértékek figyelhetők meg a függvényekben. Ennek háttérében az állhat, hogy az alacsony teherintenzitások hatására az ívkorona elmozdulásai sokszor összemérhetők voltak a rendszer szabadrezgésének amplitúdójával. Ez a két hatás kombinálódott egymással, ami egyes haladási sebességek esetén azt jelentette, hogy a szabadrezgés amplitúdója növelte, míg más esetekben csökkentette a maximális dinamikus elmozdulást.

Összehasonlításképpen a Network Rail előírásai alapján is kiszámítottuk a dinamikus tényezőt a sebesség függvényében. Ehhez az ún. determinisztikus hosszát a szabvány egynyílású boltozatokra tett ajánlása alapján a támaszköz felére választottuk ($L_{\phi} = 3,275$ m), a első hajlítórezgéshez tartozó sajátfrekvenciát pedig AxisVM-ben elvégzett modálanalízissel határoztuk meg (34. ábra). Megfigyelhető, hogy a szabvány alapján számított dinamikus tényező az esetek többségében a biztonság javára közelít. A numerikus modell azokban az esetekben mutat a szabvány által meghatározottnál nagyobb dinamikus többletet, amikor a külső teher intenzitása a törőteherhez viszonyítva magas ($\geq 0,75R_{ult}$). A jelenség háttérében az állhat, hogy ekkora teherintenzitás mellett a szerkezet viselkedése már erősen nemlineáris,

lágyló, minek hatására a híd sajátfrekvenciája csökken. Ezzel szemben a szabványos eljárásban a lineárisan rugalmasnak feltételezett szerkezet sajátfrekvenciája lett felhasználva.

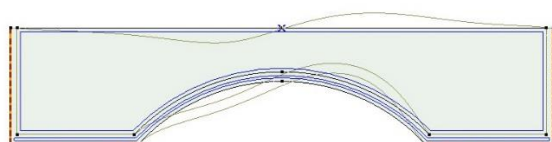


(a)



(b)

33. ábra – Dinamikus tényező értéke a haladási sebesség függvényében különböző teherintenzitások mellett ($r/s=1:4,5$): háttöltésmagasság (a) 0,20m, (b) 1,00m



Háttöltés: 1,0m
1. alak -13,68 Hz

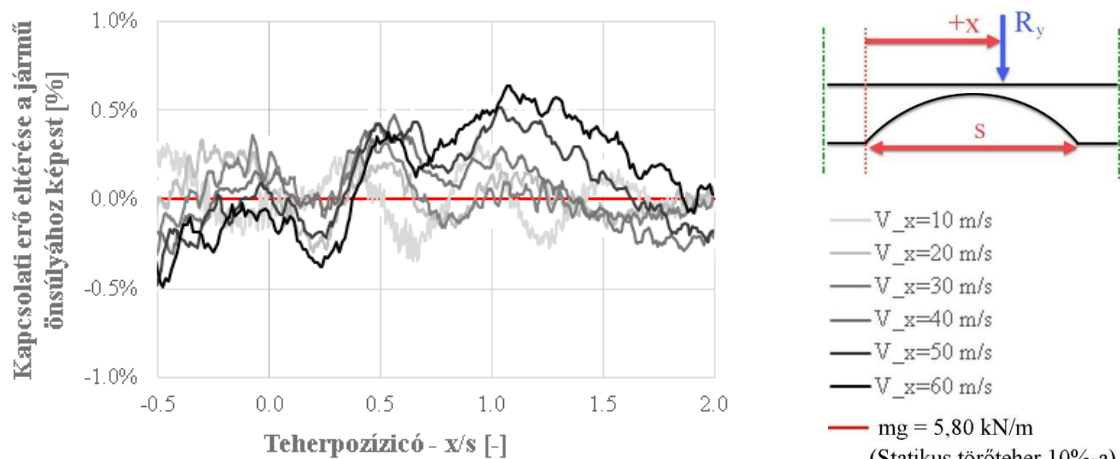


Háttöltés: 0,2m
1. alak -16,58 Hz

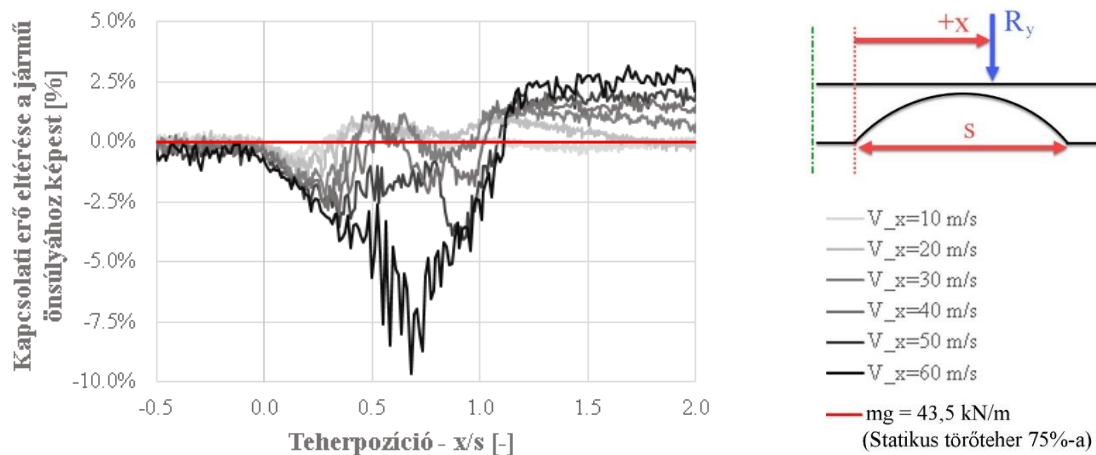
34. ábra – Lineárisan rugalmas modell modálanalízisével meghatározott sajátfrekvenciák

6.3 Dinamikai vizsgálatok a jármű-szerkezet interakció figyelembevételével

Az előző fejezetben elvégzett dinamikai szimulációkat elvégeztük az 5.4 fejezet IV. bekezdésében definiált, jármű-szerkezet interakcióját is figyelembe vevő terhelési eljárással. A jármű felfüggesztéséhez használt paramétereket a 4. táblázat tartalmazza. A vizsgálat keretében az $r/s = 1:4,5$ boltozatgeometrián, 0,20 m ívkorona feletti háttöltésmagasság esetén vizsgáltuk a kapcsolati erő változását a teher pozíciójának függvényében (35. ábra). Megfigyelhető, hogy a haladási sebességek növekedésével az eltérések az önsúlyteherhez képest növekednek. A híd teherbírásához képest kis teherintenzitások (35a. ábra) esetén a szerkezet deformációi olyan kicsinyek, hogy a kapcsolati erő eltérése az önsúlyhoz képest nem haladja meg az $\pm 1\%$ -ot. Amennyiben a teherintenzitást növeljük, a hídszerkezet deformációi nagyobbak lesznek, így a kapcsolati erő változása is jelentősebb: $-10\%/+5\%$. Tekintettel a falazott szerkezetek modellezési bizonytalanságaira, ezt a hatást a szerkezet szempontjából elhanyagolhatónak tartjuk. (Ezzel összhangban az EC szabvány [4] is elhanyagolhatónak tekinti a szerkezet szempontjából a jármű-szerkezet kölcsönhatást.)



(a)



(b)

35. ábra – Kapcsolati erő a jármű-szerkezet interakció figyelembevételével

7 Összefoglalás

A dolgozat keretében falazott hídszerkezetek vizsgálatához készítettünk diszkrét elemek módszerén alapuló numerikus modellt. A modell alkalmas a hídszerkezet statikus törőterhének megállapítására. A dolgozat keretében alternatív módon is megfogalmazzuk a statikus törőterhet, amelyen azt a maximális teherintenzitást értettük, amelyet még kvázi-statikusan át lehet vonszolni a híd egyik oldaláról a másikra úgy, hogy a szerkezet ne dőljön össze. A vizsgált hídgeometriákon végzett szimulációink alapján ez utóbbi definícióval értelmezett törőteher tipikusan 20-30%-kal kisebbre adódott a klasszikusan értelmezett törőteherhez képest. (Klasszikus értelemben a híd törőterhét az eltérő teherpozíciókban meghatározott teherbírások minimuma adja, azonban a különböző teherpozíciókban elvégzett vizsgálatok egymásra nincsenek hatással).

A dolgozatban fejlesztett modell alkalmas a falazott hídszerkezeteken mozgó teher által keltett dinamikai hatások meghatározására. Numerikus szimulációk segítségével meghatároztuk különböző haladási sebességek esetére az ívkorona függőleges elmozdulási hatásábráját, mely alapján számítottuk a dinamikus tényezőt. A haladási sebesség függvényében ábrázolva a dinamikus tényezőt jól látható, hogy a mozgó teher intenzitásának növelésével a kritikus sebesség (melyhez a legnagyobb dinamikus tényező tartozik) csökken. A csökkenés hátterében a szerkezet egyre inkább lágyuló viselkedése áll, mely összhangban van a nemlineáris rendszerek rezgéseire vonatkozó szakirodalom megállapításaival [23]. Kimutattuk, hogy a háttöltés növelése kedvezően hat a dinamikus tényező értékére, mivel a háttöltésmagasság növelésével a boltozat feletti talajréteg hatékonyabban tudja szétoszlatni a járműterhet, ezáltal a boltozat teherelrendezése kedvezőbb. A dolgozat keretében UDEC környezetbe implementáltuk egyszabadságfokú jármű modell esetére a jármű-szerkezet interakció figyelembe vételére alkalmas eljárást, azonban az eredmények azt mutatták, hogy a kapcsolati erő változása realiztikus terhek és jármű sebességek mellett elhanyagolható.

A dolgozat limitációja egyrészt a modell két dimenziós mivolta, hiszen a valóságban a híd egyéb szerkezeti elemei, (pl. a homlokfalak, pályaszerkezet) jelentősen befolyásolhatják a dinamikai viselkedést. Másrészt a dolgozat keretein belül nem vizsgáltuk valós szerelvények tengelyelrendezéseit és tengelyterheit, mivel elsőként a hídszerkezet dinamikai viselkedésének alapvető jellegzetességeit kívántuk megismerni. Ahhoz, hogy a modellt valós feladatok megoldására lehessen alkalmazni, elengedhetetlen a helyszíni dinamikai vizsgálatok eredményével történő összehasonlítás.

Irodalomjegyzék

- [1] Brencich A, Morbiducci R. Masonry Arches: Historical Rules and Modern Mechanics. *International Journal of Architectural Heritage*. 2007;1:165-89.
- [2] Jensen JS, Casas JR, Karoumi R, Plos M, Cremona C, Melbourne C. Guideline for load and resistance assessment of existing european railway bridges. *Fourth International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management (IABMAS 08)*. France2008. p. pp 3658-65.
- [3] Silva R, Costa C, Arêde A. Nonlinear Analysis of a Multispan Stone Masonry Bridge Under Railway Traffic Loading. *International Conference on Arch Bridges: Springer*; 2019. p. 119-27.
- [4] Eurocode 1: Actions on structures–Part 2: Traffic loads on bridges. 2003.
- [5] Rail N. The structural assessment of underbridges. *Network Rail, London, UK, Guidance Note NR/GN/CIV/025*. 2006.
- [6] Acikgoz S, DeJong MJ, Kechavarzi C, Soga K. Dynamic response of a damaged masonry rail viaduct: Measurement and interpretation. *Engineering Structures*. 2018;168:544-58.
- [7] Rafiee-Dehkharghani R, Ghyasvand S, Sahebalzamani P. Dynamic Behavior of Masonry Arch Bridge under High-Speed Train Loading: Veresk Bridge Case Study. *J Perform Constr Fac*. 2018;32:04018016.
- [8] Jorge P, Ribeiro D, Costa C, Arêde A, Calçada R. Train-bridge dynamic interaction on a stone masonry railway bridge2016.
- [9] Costa C, Arêde A, Costa A. Numerical simulation of stone masonry arch bridges behaviour under road traffic moving loads. *Proceedings of ARCH'10-the 6~(th) International Conference on Arch Bridges2010*.
- [10] Orbán Z. Assessment, reliability and maintenance of masonry arch railway bridges in Europe. In: P. Roca CM, editor. *ARCH 04: 4th International Conference on Arch Bridges*. Barcelona, Spain2004. p. 152-61.
- [11] Forgács T, Sarhosis V, Bagi K. Influence of construction method on the load bearing capacity of skew masonry arches. *Engineering Structures*. 2018;168:612-27.
- [12] Forgács T, Rendes S, Ádány S, Sarhosis V. Mechanical Role of Spandrel Walls on the Capacity of Masonry Arch Bridges. *International Conference on Arch Bridges: Springer*; 2019. p. 221-9.
- [13] Gibson DS, Wilkins AG. *Spandrel Walls - Managing the Risks*. Mott MacDonald, Network Rail; 2012.
- [14] Melbourne C, McKibbins L, Sawar N, Sicilia Gaillard C. *Masonry arch bridges: condition appraisal and remedial treatment*. London: University of Salford, UK; 2006.
- [15] Rendes S. Homlokfalak mechanikai szerepe a falazott szerkezetű hidak viselkedésében. *BME TDK konferencia*. 2018.
- [16] ITASCA. *UDEC - Universal Distinct Element Code Manual. Theory and Background*. Mineapolis, USA: Itasca Consulting Group; 2004.
- [17] ITASCA. *3DEC - Universal Distinct Element Code Manual. Theory and Background*. Mineapolis: Itasca Consulting Group; 2004.

[18] Page J. Load tests to collapse on two arch bridges at Preston, Shropshire and Prestwood, Staffordshire. 1987.

[19] Kézdi Á. Talajmechanika: Tankönyvkiadó; 1972.

[20] Forgacs T, Sarhosis V, Ádány S. Discrete Element Modeling of skew masonry arch bridges taking into account arch ring-backfill interaction. In: Milani G, Taliercio A, Garrity S, editors. 10th International Masonry Conference. Milan, Italy 2018.

[21] Pulatsu B, Erdogmus E, Lourenço PB. Comparison of in-plane and out-of-plane failure modes of masonry arch bridges using discontinuum analysis. *Engineering Structures*. 2019;178:24-36.

[22] Azevedo A, Neves S, Calçada R. Dynamic analysis of the vehicle-structure interaction: a direct and efficient computer implementation. 2007.

[23] Vértés G. Structural dynamics. Budapest: Akadémiai Kiadó; 1985.