

1. BEVEZETÉS

A túlsúlyos és túlméretes járművek kizárólag útvonalengedély birtokában használhatják a közúthálózatot. Az optimális útvonal kijelöléséhez egy optimalizáló eljárás kifejlesztése szükséges (Osegueda 1999; Adams 2002), amely magába foglalja a hidak teherbírás-vizsgálatát is. Jelen cikkünkben kizárólag a hídteherbírás vizsgálattal foglalkozunk.

Hídjainkat a szabványban rögzített módon és elvek szerint tervezik a szabályzati terhek, a biztonsági és dinamikus tényezők figyelembevételével.

Egy híd teherbírásának ellenőrzésére alapvetően két módszer kínálkozik: az egyik lehetőség, hogy a hidat részletes statikai számítással ellenőrizzük az engedélyköteles járműteherre, a másik, hogy feltesszük a híd képes viselni a szabályzati járműteherből keletkező igénybevételeket, és részletes ellenőrzés helyett a szabályzati és a különleges járműteher hatására keletkező igénybevételeket hasonlítjuk össze (Szécsi 1990). Mindkét módszer időigényes és meglehetősen sok hídadat ismeretét feltételezi. Sok esetben egy egyszerűbb és gyorsabb, kézi számítással is könnyen elvégezhető vizsgálatot hajtanak végre, amely a járműterhek tengelytávjainak és terheinek összehasonlításán alapul. Az egyik legismertebb ilyen módszer a „federal bridge formula” (Bridge Formula Weight 1994), amit számos szerző pontosított az elmúlt évek során (James 1986; Chou 1999; Kurt 2000), de azt is megállapították, hogy bizonyos esetekre a módszer erősen a biztonság kárára közelít.

A alábbiakban egy olyan új módszer kerül bemutatásra, amely egyszerű, kevés adatot igényel és elegendően pontos, így általánosan – pl. Magyarország hídjaira is – alkalmazható. A módszer alap gondolatát, gerenda hidakra, korábban már publikáltuk (Kollár 2001). A vizsgálatokat kiterjesztettük ívhidakra (Vigh és Kollár 2006), jelen cikkben megvizsgáljuk a kerethidak és boltozatok esetét is.

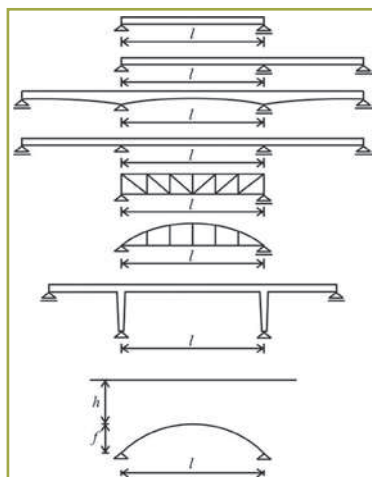
2. FELADAT MEGFOGALMAZÁSA

Tekintsünk egy a közúthálózat részét képező hidat, amelynek statikai váza lehet kéttámaszú vagy többtámaszú gerendahíd, rácsos tartó, ív- vagy kerethíd illetve boltozat (1. ábra). A hidat a szabványban előírt járműteherre tervezik (pl. 2a ábra), a továbbiakban ezt a járművet szabályzati járműtehernek nevezzük, és SZJ-vel jelöljük. Ezen a hídon halad át egy olyan engedélyköteles különleges járműteher, továbbiakban KJ, amelynek tengelytávjait és tengelyterheit szintén ismerjük. A 2. ábrán láthatunk szabályzati és engedélyköteles járműterheket. Határozzuk meg a híd biztonsági tényezőjét, amit az alábbi módon definiálunk:

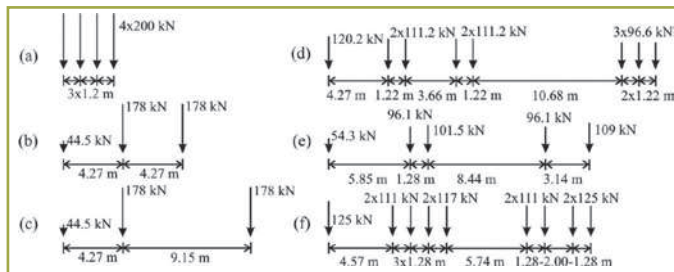
$$n = \min\left(\frac{E^{SZJ}}{E^{KJ}}\right) \quad (1)$$

ahol E jelöli az igénybevételeket, például a nyomatékot, nyíróerőt, normálerőt vagy reakcióerőt, amely – a felső index szerint – az SZJ-ből vagy a KJ-ből keletkezik. Az összes igénybevétel-hányadoszt előállítjuk, ezek közül a legkisebb adja meg a híd biztonságát, amit n -nel jelölünk. A cikkben n meghatározására fogunk módszert adni.

Abban az esetben, ha n nagyobb 1-nél, a KJ áthaladhat a hídon.



1. ábra – Hídszerkezetek



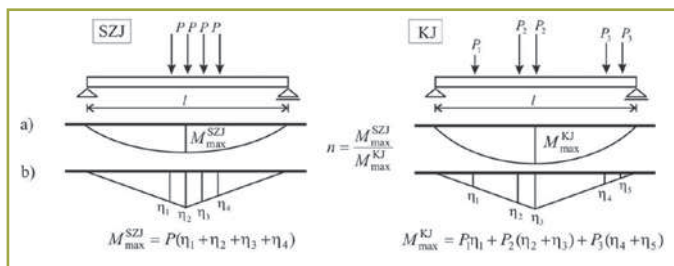
2. ábra – Szabályzati járművek (a,b,c) és engedélyköteles járművek (d,e,f)

Jelen cikkünkben – az egyszerűség kedvéért – az megoszló terhek hatásával sem foglalkozunk, de megjegyezzük, hogy ha a KJ-vel egyidejű járműforgalmat megtilthatjuk, ami jelentősen növeli annak esélyét, hogy a jármű a hídon áthaladhat. Ennek részleteit (Vigh és Kollár, 2007)-ben tárgyaljuk.

3. MÓDSZER ISMERTETÉSE

Tekintsük példaként a 3. ábrán látható kéttámaszú gerendahidat. A SZJ és a KJ teherből előállítjuk a maximál nyomatékábrát (3a ábra), majd a két legnagyobb nyomaték hányadosát képezzük, így kapjuk a híd biztonsági tényezőjét:

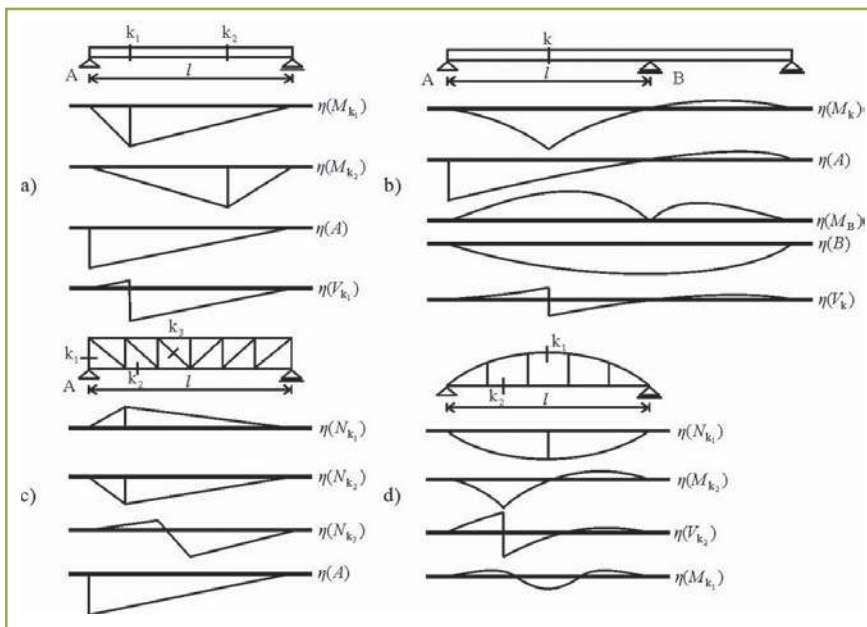
$$n = \frac{M_{\max}^{SZJ}}{M_{\max}^{KJ}}$$



3. ábra – Egy kéttámaszú gerendahíd nyomatéki burkoló ábrája SZJ-vel és KJ-vel leterhelve (a). A középső keresztmetszet maximális nyomatékának számítása hatásábrák segítségével (b)

¹ Okl. építőmérnök, egyetemi tanársegéd, BME Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék, attilavigh@yahoo.co.uk

² Okl. építőmérnök, egyetemi tanár, BME Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék, az MTA levelező tagja, lkollar@eik.bme.hu



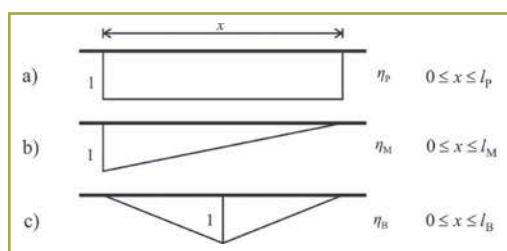
4. ábra – Különböző hídtypusok tipikus hatásábrái. η_M , η_A (vagy η_B), η_V és η_N rövidítések a nyomatéki, reakcióerő, nyíróerő és normálerő hatásábrákra utal.

Az igénybevételeket hatásábrák segítségével is meghatározhatjuk. A 3b ábrán a (mértékadó), középső keresztmetszet nyomatéki hatásábrája látható. Az igénybevételeket maximáláb-
rák és hatásábrák segítségével egyaránt meghatározhatjuk, természetesen ugyanazt az eredményt kapjuk, ahogy ezt a 3. ábra példája is mutatja. Tetszőleges igénybevétel (M , N , V) és reakcióerő is meghatározható hatásábrákkal. Néhány hídtypus jellemző hatásábráit mutatja a 4. ábra.

Megfigyelhetjük, hogy a hatásábrák alakja hasonlóságot mutat. Ez adta a módszer ötletét: a tényleges hatásábrák helyett alkalmazunk „tipikus” (fiktív) hatásábrákat.

Fel kell hívunk a figyelmet arra, hogy kizárólag a hatásábrák alakja lényeges, az ordinátáik értéke nem, hiszen mindig két érték hányadosát számítjuk ki (η), a tényleges ordináta érték ismerete így nem szükséges.

A biztonsági tényező meghatározásának céljára három fiktív hatásábrára alkalmazását javasoljuk, amelyeket η_p , η_M és η_B -vel jelölünk és az 5. ábrán láthatunk.



5. ábra – A javasolt fiktív hatásábrák

A hatásábrák maximális ordinátája egységnyi (a tényleges értékelényegtelen, ahogy azt az előző bekezdésben ismertettük). A

hatásábrák hossza 0-tól egy maximális értékig terjed, például kéttámaszú gerendahidak esetén a támaszköz hosszai, tehát $0 \leq x \leq l$. Az előbb említett maximális értékeket a Numerikus vizsgálatok pontban, részletesen, hídtypusonként ismertettük. Egy kéttámaszú gerendahíd esetén η_M hatásábrák alakja megegyezik ugyanezen tartó, bal támaszának reakcióerő hatásábrájával, η_B hatásábrák pedig a középső keresztmetszet nyomatéki hatásábrájával azonos, ha a hatásábrák hossza egyenlő a támaszköz hosszával. Többtámaszú gerendahidak esetén a tényleges hatásábrák ívesek, ezért az 5. ábrán bemutatott fiktív hatásábrák nem pontosan egyeznek meg ezekkel.

A fiktív hatásábrák módszerének használatát a 6. ábra mutatja be. A középső felső grafikon pl. a η_M hatásábrák mértékadó leterhelését mutatja a hatásábrák hosszának függvényében,

ha SZJ-vel terheljük le. Kéttámaszú gerendahidakra, ez a bal támasz maximális reakcióit szolgáltatja (A^{KJ}). A^{KJ} hasonlóképpen számítható. A biztonsági tényező a középső alsó ábrán látható és az alábbi módon számítható:

$$\eta_M = \frac{E_M^{SZJ}}{E_M^{KJ}} = \frac{A^{SZJ}}{A^{KJ}} \quad (2)$$

Az ábrán jól látható, hogy a híd teljes hosszán az SZJ-ből származó reakciók nagyobbak, mint a KJ-ből származó reakciók, tehát a biztonsági tényező értéke végig egy felett van.

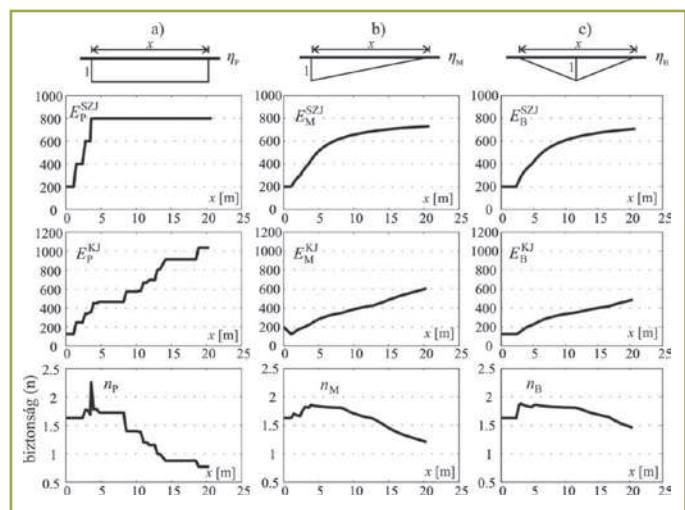
A jobb oszlop az η_B , míg a baloldali oszlop a η_p hatására leterhelését mutatja, először SZJ-vel, majd KJ-vel. Az alsó sor pedig a biztonsági tényező értékét mutatja, szintén a hossz függvényében.

4. ÖSSZEHASONLÍTÁS AZ IRODALOMBAN TALÁLHATÓ MÓDSZEREKKEL

A három fiktív hatásábrára alkalmazásának az igénybevételek pontos meghatározásával szemben számos előnye van. A legfontosabb, hogy kevés bemenő adatra van szükség: mind-össze a járműterhek tengelytáv és tengelyterheire, valamint a híd támaszközére. A módszer másik lényeges előnye, hogy a számítás gyors, (bár számítógépes háttértámogatás szükséges hozzá).

Emlékeztetni kívánunk arra, hogy a tengelytávok és tengelyterhek összehasonlításán alapuló módszert a fenti előnyök szintén jellemzik, így felmerül a kérdés: miért szükséges egy új módszer kidolgozása? A fiktív hatásábrák módszere pontosabb és megbízhatóbb, mint a tengelytávok és terhek összehasonlításán alapuló eljárás. Az elmúlt években több kutató világitott rá arra, hogy ez utóbbi módszer (ami a „federal bridge formula”-n alapszik) pontatlan, csak bizonyos támaszközök, összsúlyig alkalmazható, és csakis kéttámaszú hidakon működik. Az említett három módszer jellemzőit az 1. táblázat mutatja be.

Nem hallgatható el, hogy a fiktív hatásábrák módszere is néhány szempontból előnytelen: kevésbé pontos, mint az igénybevételek összehasonlításán alapuló módszer, bizonyos esetekben a biztonság kárára, más esetekben a biztonság javára közelít. A



6. ábra – A három fiktív hatásábrák leterhelése SZJ-vel (2a ábra), valamint KJ-vel (2f ábra). Az eredményeket a hatásábrák hosszának függvényében ábrázoltuk.

1. táblázat – A három ismertetett módszer összehasonlítása.

	Igénybevételek összehasonlítása	Tengelyterhek összehasonlítása	Fiktív hatásábrák módszere
pontosság	pontos	pontatlan korlátozott használat	elfogadható
szükséges bemenő adatok	több száz	tengelytávok és tengelyterhek + támaszköz	tengelytávok és tengelyterhek + támaszköz
számítási mód	összetett (számítógéppel)	képlet (kézi számításához)	mátrix műveletek (számítógéppel)

tengelytávok és terhek módszerével összevetve pedig megfogalmazható az a kritika, hogy ez utóbbi módszer kézi számítással is kiértékelhető. Módszerünk alkalmazásához valóban számítógép szükséges, de megjegyezzük, hogy a számítás igen gyors, mindössze mátrix műveletek végrehajtását igényli, (az algoritmus nem alkalmaz ciklusokat, lásd Vigh és Kollár 2006) ezért gyorsan és megbízhatóan működik.

5. LOKÁLIS TÖNKREMETTEL

Hídszerkezeteink általában főtartókból, hossz- és keresztartókból, pályalemezről, stb. épülnek fel. A főtartók vagy a támaszok tönkremenetelére, mint globális tönkremenetelre fogunk hivatkozni, a másodlagos tartószerkezeti elemek tönkremenetelét pedig lokális tönkremenetelnek nevezzük.

A pályalemez (lokális) tönkremenetele bekövetkezhet egy nagyobb kerékterhelés alatti beszakadás során, amit a tengelyterhek összehasonlításával ki lehet szűrni. Ez gyakorlatilag az η_p hatására $x=0$ -nál történő kiértékelésével is elvégezhető (6a ábra), itt a biztonság $n=200/125=1,6$. A pályalemez beszakadása bekövetkezhet két, egymáshoz közeli tengelyterhelés esetén is, ezt az együttes hatást mutatja az η_p hatására, ha a hossza (x) meghaladja két tengely távolságát. Mindebből megállapítható, hogy η_p hatására használható a lokális tönkremenetel vizsgálatára, ahol x lényegesen rövidebb hossz, mint a híd támaszköze, pl.

2. táblázat – A vizsgált igénybevételek.

Hídtípus		Vizsgált igénybevétel
Gerendahíd	Lásd 8. ábra	M, V, R
Rácsos tartó	Lásd 9. ábra	N, R
Ívhíd	Lásd 10. ábra	M, V, N, R
Kerethíd	Lásd 11. ábra	M, V, N, R
Boltozat	Lásd 12. ábra	σ_a, σ_f

hossza lényegesen rövidebb, mint a híd hossza. Javasoljuk, hogy a lokális vizsgálatok során a korábban bemutatott mindhárom fiktív hatásábrákat alkalmazzuk. A lokális biztonsági tényező az alábbi módon számítható:

$$n^{\text{lok}} = \min(n_p, n_M, n_B), \quad 0 \leq x \leq l^{\text{lok}} \quad (3)$$

ahol l^{lok} egy a támaszköznél rövidebb hossz, amelyet a következő pontban fogjuk vizsgálni.

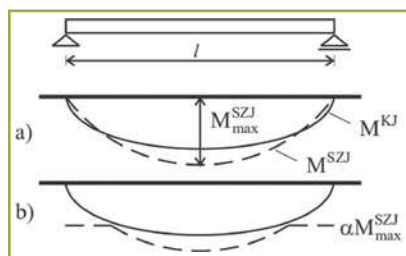
6. NUMERIKUS VIZSGÁLATOK

A fiktív hatásábrák módszerét alkalmaztuk kéttámaszú-, háromtámaszú-, többtámaszú gerendahidakra, rácsos tartókra, ív- és kerethidakra, boltozatokra.

A módszer pontosságát oly módon vizsgáltuk, hogy a fiktív hatá-

sábrák leterhelésével kapott n biztonsági tényezőt összehasonlítottuk a „pontosan” számított igénybevétel összehasonlításból nyerhető biztonsági tényezővel (1). A pontos igénybevételek számításához egy rúdszerkezeti programot írtunk, a szerkezetet a mozgó járműterhékkel terheljük le.

Ha a főtartó SZJ-ből és KJ-ből keletkező igénybevételi ábráit hasonlítjuk össze, a 7. ábrán látható problémával szembesülhetünk. A kéttámaszú tartón a SZJ-ből keletkező nyomatékot szaggatott vonallal ábrázoljuk, míg a KJ-ből származót folyamatos vonallal jelöljük. Látható, hogy a híd közepén $M^{\text{SZJ}} > M^{\text{KJ}}$, de a támaszokhoz közel ez a reláció megfordul. Valóságos szerkezetek esetén minden keresztmetszet rendelkezik valamilyen minimális mérettel, ezáltal rendelkezik valamekkora minimális teher-



7. ábra – Burkoló nyomatéki ábra (a), és a SZJ miatti módosított nyomatéki ábra (b).

bírási képességgel. A továbbiakban feltételezzük, hogy minden egyes keresztmetszet képes viselni a SZJ-ből származó maximális igénybevétel legalább α szorosát, ezt mutatja a 7b ábra vízszintes vonala.

Elsőként a SZJ-ből származó maximális igénybevételeket és reakcióerőket határozzuk meg, \hat{E}_i^{SZJ} , $i=1 \dots I$, ahol I az összes vizsgált igénybevétel. Ha \hat{E}_i^{SZJ} kisebb, mint $\alpha E_{\text{max}}^{\text{SZJ}}$ ahol ($E_{\text{max}}^{\text{SZJ}} = \max(\hat{E}_i^{\text{SZJ}})$), akkor ezt $\alpha E_{\text{max}}^{\text{SZJ}}$ -vel helyettesítjük, tehát $\hat{E}_i^{\text{SZJ}} = \max(\hat{E}_i^{\text{SZJ}}, \alpha E_{\text{max}}^{\text{SZJ}})$.

Másodszor a KJ-ből származó igénybevételeket számítjuk ki, jelöljük ezt E_i^{KJ} -vel. A híd biztonsági tényezőjét az alábbi módon adhatjuk meg:

$$n^{\text{pontos}} = \min\left(\frac{E_i^{\text{SZJ}}}{E_i^{\text{KJ}}}, n^{\text{lok}}\right) \quad (4)$$

ahol n^{lok} a híd lokális biztonsága, lásd a (3) egyenletet.

A következő lépés a fiktív hatásábrák módszerének alkalmazása és a biztonsági tényező meghatározása.

$$n^{\text{fiktív}} = \min(n_p, n_M, n_B) \quad (5)$$

ahol n_p , n_M és n_B az alábbi hatására hosszakkal számítható:

$$n_p : 0 \leq x \leq l_p; \quad n_M : 0 \leq x \leq l_M; \quad n_B : 0 \leq x \leq l_B \quad (6)$$

A módszer pontosságát az alábbi módon határozhatjuk meg:

$$\beta = \frac{n^{\text{pontos}}}{n^{\text{fiktív}}} \quad (7)$$

Ha $\beta=1$, az eredmény pontos, ha $\beta>1$ a módszer a biztonság javára közelít, ha $\beta<1$ a számítás a biztonság kárára tér el.

A futtatásokban 22db SZJ-vel és 26db KJ-vel vettünk figyelembe. A 2. ábrán látható néhány jellegzetes járműterhelés, további részleteket (Vigh és Kollár 2006)-ban közöltük.

A futtatások során β paraméter legnagyobb és legkisebb értékét is meghatároztuk, amit a 3-7. táblázat tartalmaz. Az eredmények az alábbi paraméterektől függenek:

- a híd statikai váza és főbb geometriai adatai
- a szabályzati járműterhelés (három esetet különböztetünk meg: HUN (2a ábra), USA (2b-c ábra), és MIND, azaz az összes, 22db SZJ)

- α paraméter, lásd a 7. ábra
- I^{lok} , lásd 3. egyenlet
- I_p, I_M, I_B , lásd a (6) egyenlet

A futtatásban a 9. táblázatban közölt járműveket, mint KJ-t vesszük figyelembe.

3. Táblázat – A módszer pontossága (β_{min}/β_{max}) kéttámaszú gerendahidak esetén (8a ábra) és függvényében (lásd 5a ábra és 7. ábra).

I_p	SZJ	$\alpha=0,5$	$\alpha=0,7$	$\alpha=0,9$	$\alpha=1,0$
0,2l	USA	0.96 / 1.19	0.96 / 1.19	0.96 / 1.19	0.96 / 1.22
	HUN	0.98 / 1.03	0.98 / 1.03	0.98 / 1.03	0.98 / 1.03
	MIND	0.88 / 1.19	0.96 / 1.19	0.96 / 1.19	0.96 / 1.22
0,6l	USA	1.00 / 1.33	1.00 / 1.33	1.00 / 1.33	1.00 / 1.35
	HUN	0.99 / 1.32	0.99 / 1.33	0.99 / 1.33	0.99 / 1.33
	MIND	0.90 / 1.66	0.96 / 1.66	0.97 / 1.66	0.98 / 1.66
0,7l	USA	1.00 / 1.33	1.00 / 1.33	1.00 / 1.33	1.00 / 1.35
	HUN	1.00 / 1.42	1.00 / 1.42	1.00 / 1.42	1.00 / 1.42
	MIND	0.90 / 1.66	0.96 / 1.66	0.98 / 1.66	0.99 / 1.66
0,8l	USA	1.00 / 1.48	1.00 / 1.48	1.00 / 1.48	1.00 / 1.50
	HUN	1.00 / 1.51	1.00 / 1.51	1.00 / 1.51	1.00 / 1.51
	MIND	0.90 / 1.66	0.96 / 1.66	0.98 / 1.66	0.99 / 1.66
l	USA	1.00 / 1.64	1.00 / 1.64	1.00 / 1.64	1.00 / 1.67
	HUN	1.00 / 1.82	1.00 / 1.82	1.00 / 1.82	1.00 / 1.82
	MIND	0.90 / 1.95	0.96 / 1.95	0.98 / 1.95	0.99 / 1.95

4. Táblázat – A módszer pontossága (β_{min}/β_{max}) többtámaszú gerendahidak esetén (8b-f ábra). $I_p=I_1+0,6I_2, \alpha=0,5$

SZJ	8b ábra	8c ábra	8d ábra	8e ábra	8f ábra
	Összes tengely figyelembe vétele (segítő hatás)				
USA	0.89 / 1.45	0.88 / 1.49	0.85 / 1.41	0.85 / 1.46	0.88 / 1.49
HUN	1.00 / 1.47	1.00 / 1.26	0.98 / 1.38	0.98 / 1.40	1.00 / 1.26
MIND	0.89 / 1.49	0.88 / 1.49	0.85 / 1.41	0.80 / 1.51	0.88 / 1.49
	Csak a hatást növelő tengelyek (segítő hatás kizárásával)				
USA	0.89 / 1.45	0.88 / 1.50	0.85 / 1.44	0.85 / 1.48	0.88 / 1.50
HUN	1.00 / 1.47	1.00 / 1.26	0.98 / 1.38	0.98 / 1.40	1.00 / 1.26
MIND	0.89 / 1.49	0.88 / 1.50	0.85 / 1.44	0.85 / 1.51	0.88 / 1.50

5. Táblázat – A módszer pontossága (β_{min}/β_{max}) rácsos tartók esetén (9a-b ábra). $I_p=0,2l, \alpha=0,5$, (az összes tengely figyelembevételével).

SZJ	Fig. 9a	Fig. 9b
USA	1.00 / 1.94	1.00 / 1.94
HUN	1.00 / 1.43	1.00 / 1.43
MIND	0.99 / 2.13	0.99 / 2.13

6. Táblázat – A módszer pontossága (β_{min}/β_{max}) ívhidak esetén (10. ábra). $I_p=0,7l, \alpha=0,5$.

SZJ	$I_{iv}=5l_{gerenda}$	$I_{iv}=l_{gerenda}$	$I_{gerenda}=5l_{iv}$
	Összes tengely figyelembe vétele (segítő hatás)		
USA	0.73 / 1.51	0.95 / 1.66	0.96 / 1.71
HUN	0.86 / 1.42	0.98 / 1.43	1.00 / 1.45
MIND	0.73 / 1.80	0.87 / 1.80	0.88 / 1.80
	Csak a hatást növelő tengelyek (segítő hatás kizárásával)		
USA	0.95 / 1.51	0.97 / 1.66	0.97 / 1.71
HUN	0.87 / 1.42	0.98 / 1.43	1.00 / 1.45
MIND	0.87 / 1.82	0.95 / 1.80	0.96 / 1.80

7. Táblázat – A módszer pontossága (β_{min}/β_{max}) kerethidak esetén (11. ábra). $I_p=l, \alpha=0,5$.

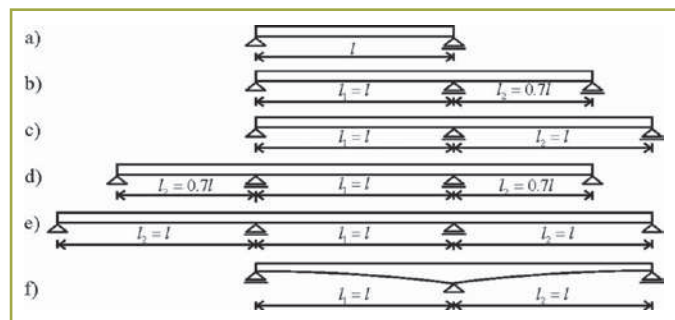
SZJ	11a ábra	11b ábra	11c ábra	11d ábra
	Összes tengely figyelembe vétele (segítő hatás)			
USA	0.96 / 1.66	0.91 / 1.65	0.95 / 1.61	0.90 / 1.33
HUN	1.00 / 1.66	0.86 / 1.37	1.00 / 1.77	0.93 / 1.41
MIND	0.90 / 1.96	0.86 / 1.65	0.78 / 1.78	0.90 / 1.49
	Csak a hatást növelő tengelyek (segítő hatás kizárásával)			
USA	0.96 / 1.66	0.91 / 1.65	1.00 / 1.61	0.93 / 1.28
HUN	1.00 / 1.66	0.86 / 1.37	1.00 / 1.77	0.96 / 1.42
MIND	0.96 / 1.96	0.86 / 1.65	0.95 / 1.78	0.93 / 1.46

Ezekből a futtatásokból a híd globális vizsgálatát nyerjük. Azokban az esetekben, ahol a lokális vizsgálat a mértékadó, ott ($n^{pontos} = n^{lok}$, lásd 4. egyenlet) $\beta \geq 1$.

Az egyes hídtípusok vizsgálatánál a pontos számításban különböző igénybevételeket vettünk figyelembe, amelyeket a 2. táblázatban összefoglaltunk: gerendahidak esetében a nyomtérkökat (M), nyíróerőket (V) és a reakcióerőket (R) hasonlítottuk össze; ív és kerethidaknál ezen kívül a normálerőket (N) is. Rácsos hidaknál csak a normálerőket és reakcióerőket vizsgáltuk, boltozatoknál pedig csak a szélsőszál feszültségeit.

6.1. Kéttámaszú gerendahidak

Kéttámaszú gerendahidak (8a ábra) számítása során öt különböző támaszok között vettünk figyelembe: $l=10, 15, 20, 30$ és $50m$. 33 különböző járműteherrel terheltük le a hidakat, összesen 2860 esetet vizsgáltunk meg. A futtatás eredményeit a 3. táblázat tartalmazza. Feltételeztük, hogy $I^{lok} = 0.2l$, valamint $I_M = I_B = l$.



8. ábra – A futtatásban szereplő két- és többtámaszú gerendahidak.

6.2. Többtámaszú gerendahidak

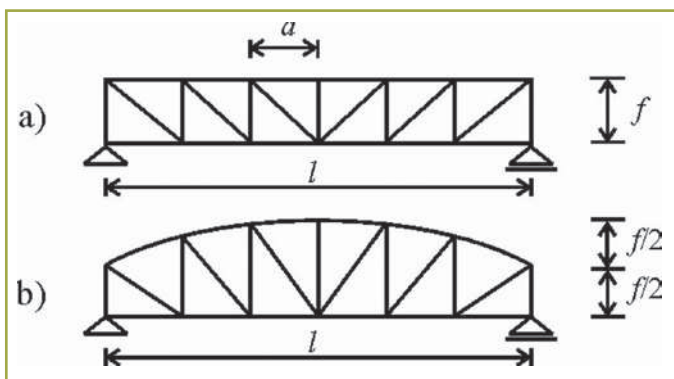
Három- és négytámaszú hidak (8b-e ábra) esetén is több támaszok között vettünk figyelembe, a kéttámaszú hidak esetéhez hasonlóan. A futtatás eredményeit a 4. táblázat tartalmazza. Feltételeztük, hogy $I^{lok} = 0.2l$, $I_p = I_1 + 0.6I_2$, $I_M = I_B = l$ valamint $\alpha=0,5$. Többtámaszú gerendahidak tényleges hatásábrái pozitív és negatív részekkel is rendelkeznek. Ez azt jelenti, hogy a jármű bizonyos tengelyterhei csökkenthetik a járműteher teljes hatását. A rúdszerkezeti végelem program alapesetben nem vizsgálja, hogy az egyes tengelyek csökkentik vagy növelik-e az igénybevételeket. A táblázat első három sora az ennek megfelelő számítási eredményeket tartalmazza.

A mérnöki gyakorlatban, a magyar és a külföldi szabványokban egyaránt, így az EUROCODE-ban is, a tervező nem veheti figyelembe azokat a tengelyeket, amelyek csökkentik a SZJ-ből keletkező igénybevételeket, hatásokat. A rúdszerkezeti végelem programot ennek figyelembevételével is lefuttattuk, az így számított értékeket tartalmazza a táblázat alsó három sora. A táblázat jobb szélső oszlopa egy olyan háromtámaszú gerendahíd vizsgálati eredményeit mutatja be (8f ábra), ahol a gerenda középső támaszánál lévő keresztmetszet inerciája nyolcszorosa a tartó végén lévő keresztmetszetnek, a közbenső keresztmetszetek inerciájának változása pedig egy másodfokú parabolával írható le.

6.3. Rácsos tartók

Rácsos tartók (9. ábra) számítása során öt különböző támaszok között vettünk figyelembe: $10, 20, 30, 40$ és $50m$, a cellaszám ennek megfelelően $6, 12, 18, 24, 30$. A futtatás eredményeit a 5. táblázat tartalmazza. Feltételeztük, hogy $I^{lok} = 0.2l$,

$$l_p = 0,2l, l_M = l_B = l \text{ valamint } \alpha = 0,5.$$

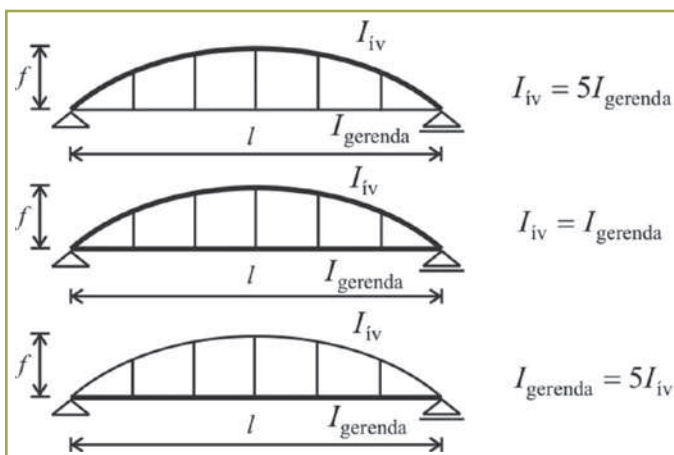


9. ábra – A futtatásban szereplő rácsos tartók.

6.4. Ívhidak

Ívhidak (10. ábra) számítása során három merevségi arányt, négy különböző támaszközt vettünk figyelembe. Az ív és a merevítő tartó merevségeinek aránya 1/5, 1 és 5 volt, a támaszköztök: 20, 30, 40 és 50m, a függesztőrudak száma pedig 5 és 15 volt. Az ív magassága $f=0,3l$. Feltételeztük, hogy a függesztőrudak tengelyirányú megnyúlása elhanyagolható, valamint hogy mindkét végük csuklós kialakítású. A futtatás eredményeit a 6. táblázat tartalmazza. Feltételeztük, hogy $l^{lok} =$ két függesztő rúd közötti távolság, $l_p = 0,7l$, $l_M = l_B = l$, valamint $\alpha = 0,5$.

A többtámaszú gerendahidakhoz hasonlóan itt is előfordulnak olyan hatásabrák, amelyek pozitív és negatív részekkel rendelkeznek, ezért a 4. táblázathoz hasonlóan itt is különbséget teszünk a segítő hatás figyelembe vétele, illetve figyelmen kívül hagyása között.



10. ábra – A futtatásban szereplő ívhidak statikai váza.

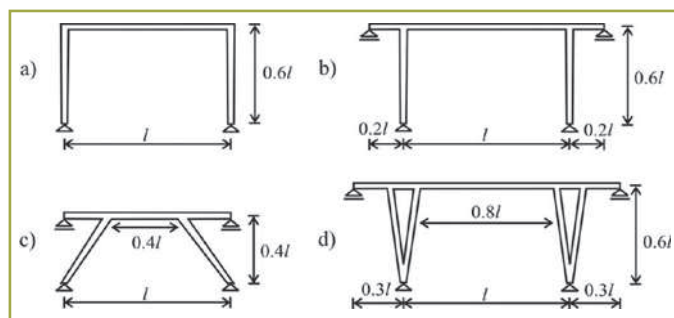
6.5. Kerethidak

Kerethidak (11. ábra) számítása során négy statikai vázat és öt különböző támaszközt vettünk figyelembe: 10, 15, 20, 25 és 30m (függőleges keretlábak), valamint 20, 30, 40, 50 és 60m (ferde keretlábak). A futtatás eredményeit a 7. táblázat tartalmazza. Feltételeztük, hogy $l^{lok} = 0,2l$, valamint $l_p = l$, $l_M = l_B = l$, valamint $\alpha = 0,5$.

A többtámaszú gerendahidakhoz és az ívhidakhoz hasonlóan itt is előfordulnak olyan hatásabrák, amelyek pozitív és negatív részekkel rendelkeznek, ezért a 4. táblázathoz hasonlóan itt is különbséget teszünk a segítő hatás figyelembe vétele, illetve figyelmen kívül hagyása között.

6.6. Boltozatok

Boltozatok (12. ábra) számítása során két boltozatot vizsgálunk, egy magasat és egy laposat. A nyílmagasság az első eset-



11. ábra – A futtatásban szereplő kerethidak statikai váza.

ben $f = 2l/3$, az utóbbi esetben $f = 0,207l$ volt. Öt különböző támaszközt vettünk figyelembe: $l=2, 4, 6, 8$ és $10m$, a földtakarás értéke 1 és 11 m között változott. A futtatás eredményeit a 8. táblázat tartalmazza. Feltételeztük, hogy $l^{lok} = 0,2l$, $l_p = 0,2l$, $l_M = l_B = l + 2f + 2h$, valamint $\alpha = 0,5$.

A közelítő számítás során a korábban ismertetett híd típusoktól eltérően l_M és l_B értéke nem csak a támaszköztől, hanem a nyílmagasságtól és a földtakarás magasságától is függ.

8. Táblázat – A módszer pontossága (12. ábra). $l_p = 0,2l$, $a=0$, (segítő hatás kizárásával).

SZJ	Lapos ív	Magas ív
USA	1.00 / 4.18	1.00 / 5.70
HUN	1.00 / 2.73	0.98 / 2.53
MIND	0.95 / 4.18	0.92 / 5.70

A boltozatok „pontos” számítása is több ponton eltér a már megismert számítási módtól. Számos közelítéssel élünk, melyeket az alábbiakban foglaltunk össze:

- a hosszirányú (boltozat szempontjából hosszirányú, tehát az útpálya tengelyére merőleges) igénybevételek vizsgálatától eltekintünk
- a boltozatot egy síkbeli, kétcsuklós ívtartóval közelítjük
- a boltozatra háruló terheket a rugalmas féltér alapján (Boussinesq módszerével) határozzuk meg, az ívnek még azokban a pontjaiban is, amelyeket a koncentrált erő hatásvonala közvetlenül nem, csak az ív átmetszése után ér el
- az ív alakváltozásai nem hatnak vissza a terhekre
- a boltozatnak két sávját vizsgáljuk, az egyik a kerék alatt, a másik a jármű tengelyfelezője alatt található (12. ábra)

Az ívben meghatározásra kerülnek az M, N igénybevételek, majd ezt követően, az ív alsó és felső szélső szálában előállítjuk a normálfeszültségeket:

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M}{W}, \quad \sigma_f = \frac{N}{A} - \frac{M}{W}$$

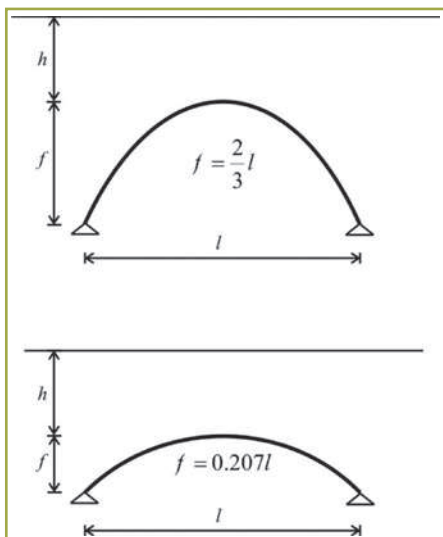
Az így előállított normálfeszültségeket hasonlítjuk össze mindkét szálban. A boltozatokkal kapcsolatos részletes ismertetés (Vigh 2007)-ben található.

7. SZÁMPÉLDA

Vegyünk példaként egy háromtámaszú gerendahidat, azonos támaszközökkel, $l=10m$ (14a ábra). A híd szabályzati járműterhe a magyar „A” jelű járműterhe, összsúlya 800kN (2a ábra). A hídon áthaladó különleges járműterhe kilenc tengelyű, 1053 kN összsúlyú (2f ábra).

Határozzuk meg a híd biztonsági tényezőjét az igénybevételek összehasonlításának módszerével és a fiktív hatásabrák módszerével, majd vizsgáljuk meg, hogy ez utóbbi módszer milyen pontosságú.

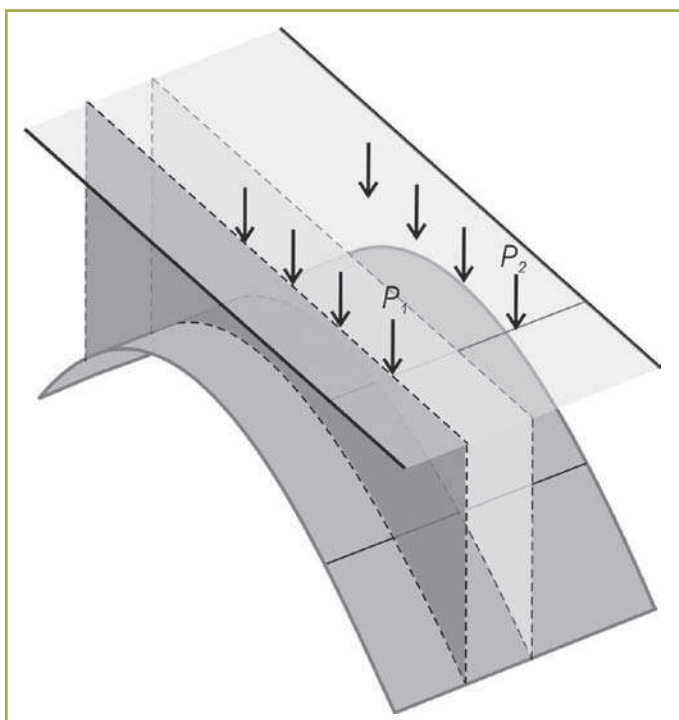
Először kiszámítjuk a biztonságot a rúdszerkezeti végeeselemes program segítségével. Előállítjuk az SZJ-ből és KJ-ből származó



12. ábra – A futtatásban szereplő boltozatok statikai váza

Mindkét burkoló ábrán a SZJ-ből származó igénybevételek vízszintes vonalakat is tartalmaznak, ennek oka, hogy feltételezzük minden keresztmetszet képes viselni a maximális teherbírású keresztmetszet teherbírásának a felét.

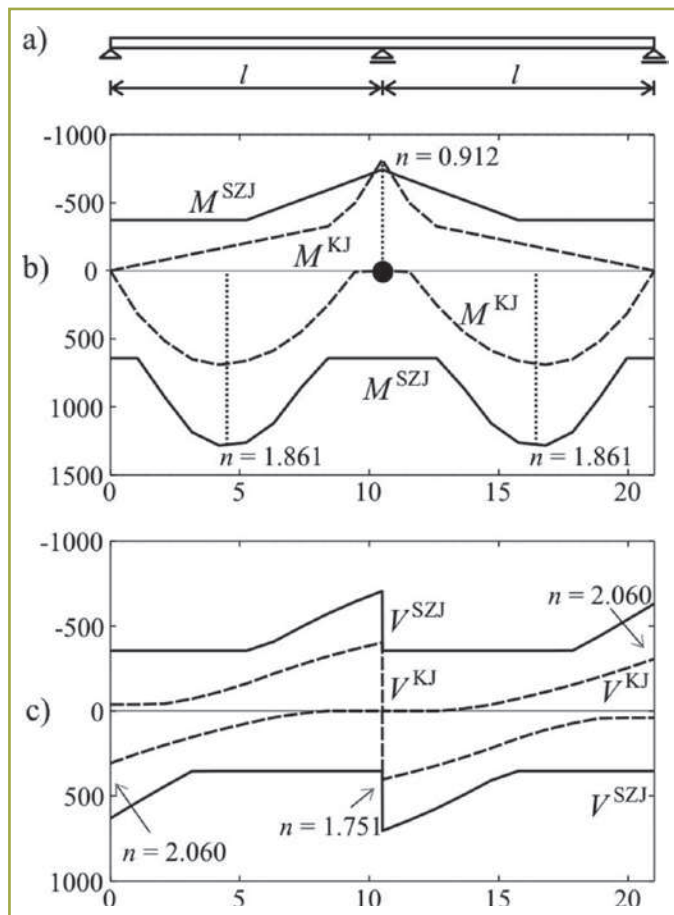
Második lépésként határozzuk meg a híd biztonságát a fiktív hatásábrák segítségével. E_p , E_M és E_B értékét a 6. ábrán bemutatott módon számíthatjuk ki. A 6. ábra alsó sora biztonságok



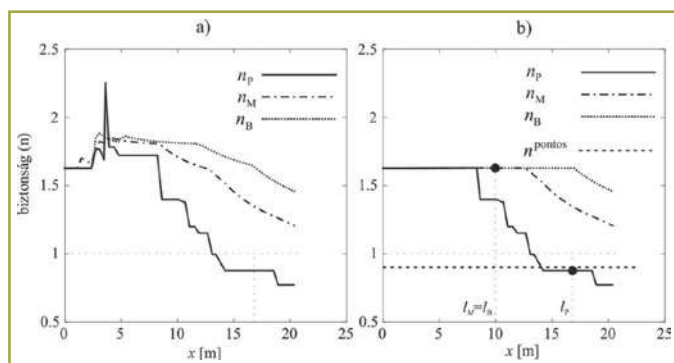
13. ábra – A két mértékadó keresztmetszet boltozatok esetén, (a) tengelyfelezőben, (b) az egyik kerék alatt

értékét $n = E^{SZJ}/E^{KJ}$ is bemutatja a hossz függvényében, mindhárom hatására esetére. A 15a ábrán e három függvényt egy grafikonon ábrázoljuk, míg a 15b ábrarészen ezen függvények minimumértékeit mutatjuk be. Ahogy azt az 6.2 pontban leírtuk, többtámaszú gerendahidak esetén a η_p hatásábrát $l_p = l_1 + 0,6l_2$ (ahol $l_1 = l_2 = l = 10\text{m}$) hosszra vizsgáljuk, míg η_M és η_B hatásábrákat $l_M = l_B = l$ -ig. A grafikonról leolvasható, hogy $l_p = 16\text{m}$ -nél $n_p = 0,876$, $l_M = l_B = 10$ -nél pedig $n_M = 1,626$ és $n_B = 1,626$. A híd biztonságát e három érték minimuma határozza meg: $n^{\text{fiktív}} = \min(n_p, n_M, n_B) = n_p = 0,876$.

igénybevételeket, valamint a maximális reakcióerőket. A maximál nyomaték és nyíróerő ábrát a 14b-c ábrán láthatjuk. A kritikus keresztmetszetekhez tartozó biztonsági tényezőket tüntettük fel az ábrán és egy fekete ponttal jelöltük a legkisebb biztonsághoz tartozó keresztmetszet helyét. A legkisebb biztonságot a nyomatéki burkoló ábrán találjuk, $n^{\text{pontos}} = M^{SZJ}/M^{KJ} = 0,912$.



14. ábra – A példában szereplő háromtámaszú gerendahíd statikai váza (a), maximál nyomatékábrája (b), maximál nyíróerő ábrája (c) ($n = V^{SZJ}/V^{KJ}$ vagy $n = M^{SZJ}/M^{KJ}$).



15. ábra – A P, M és B fiktív hatásábrákkal kalkulált biztonságok alakulása a hossz függvényében (a), a biztonságok minimumértékei a intervallumon, ($n^{\text{pontos}} = 0,912$, ahogy az a 13. ábrán, a középső támasz negatív nyomatékánál leolvasható)

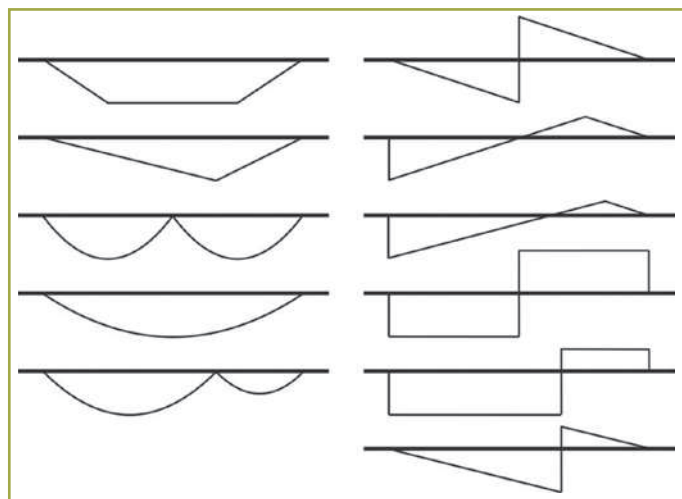
Végül határozzuk meg a módszer pontosságát, $\beta = 0,912/0,876 = 1,04$, azaz a fiktív hatásábrák módszere jelen esetben a biztonság javára tért el 4%-kal.

8 ÖSSZEFOGLALÁS ÉS ÉRTÉKELÉS

Egy új eljárást mutattunk be, amely a szabályzati és az engedélyköteles járműterhek fiktív hatásábrák segítségével történő összehasonlításán alapul. Az η_M és η_B hatásábrák l_M és l_B hossza a (leghosszabb) támaszköz hosszával azonos, (kivéve a boltozatokat, ahol ennél nagyobb hosszt kellett figyelembe venni). Ezek azért alkalmasak a biztonság számítására, mert a tényleges nyíróerő illetve nyomatéki hatásábrákat közelítik meg. A η_p hatásábra hosszát a numerikus vizsgálatokból származó eredmények figyelembevételével állítottuk be, úgy, hogy a biz-

9. Táblázat – Az új módszer pontossága ($\beta_{\min}/\beta_{\max}$) különböző hídtípusok esetén. Az ajánlott paramétereket l_p , l_M és l_B értékét a táblázat utolsó két sora tartalmazza. Számításainkban az összes (26 db) KJ-t figyelembe vettük. Az első sornál az „USA” szabályzati járműterhekre méreteztük a hidakat (2b-c ábra), a második sor esetében a magyar „A” jelű járműteherre méreteztünk (2a ábra), a harmadik sorban pedig az összes SZJ-t.

Hídszerkezetek						
SZJ	kéttámaszú	többtámaszú	rácsos	ív	keret	boltozat
USA	0.96 / 1.19	0.85 / 1.50	1.00 / 1.94	0.95 / 1.71	0.96 / 1.48	1.00 / 5.70
HUN	0.98 / 1.03	0.98 / 1.47	1.00 / 1.43	0.87 / 1.45	0.86 / 1.77	0.98 / 2.53
MIND	0.88 / 1.19	0.85 / 1.51	0.99 / 2.13	0.87 / 1.82	0.86 / 1.96	0.92 / 5.70
$l_M = l_B$	l	l	l	l	l	$l + 2f + 2h$
l_p	$0.2l$	$l_1 + 0.6l_2$	$0.2l$	$0.7l$	l	$0.2l$



16. ábra – A módszer pontosítása során felmerült, csak pozitív (bal oldali oszlop) illetve pozitív és negatív részeket is tartalmazó (jobb oldali oszlop) fiktív hatásbrák.

tonság kárára illetve javára történő eltérés elfogadható legyen. A módszer pontosságát összefoglalóan a 9. táblázat mutatja be különböző hídtípusok esetére. Az alsó sorban feltüntettük az η_p hatására javasolt maximális hosszát is.

Az α paraméter hatását vizsgáltuk a futtatásaink során és azt találtuk, hogy minden hídtípus esetére javasolható az $\alpha=0,5$ érték. Több tízezer futtatást végeztünk, hogy a módszer pontosságáról megfelelő ismereteket szerezzünk. Az esetek döntő többségében a módszer a biztonság javára közelített, a maximális eltérés a biztonság kárára 15% volt (9. táblázat). (Ezt a kedvezőtlen hatást egy biztonsági tényező alkalmazásával kompenzálhatjuk.)

Az eljárás nagy előnye, hogy gyors, és bár kevés hídadat szükséges a számításhoz, mégis megbízható eredményeket ad.

A bemutatott módszerünk egy útvonal-engedélyező szoftver részeként működik, amit az UKIG rendelkezésére bocsátunk.

Az alap gondolat megszületését követően (Kollár 2001), a módszer fejlesztése során számos problémával szembesültünk és sok alternatív megoldási lehetőséget is megvizsgáltunk.

Felmerült, hogy a módszer pontosítható oly módon, hogy további hatásbrákat is figyelembe veszünk, amelyek íves szakaszokat és/vagy negatív részeket is tartalmaznak. Ilyen további „fiktív” hatásbrákat mutat a 16. ábra. Azt találtuk (Vigh 2007), hogy ezek a hatásbrák kis mértékben csökkentik ugyan a biztonság kárára történő eltérést, de jelentősen növelik a biztonság javára való közelítést. Ezen kívül a számítási munkát jelentősen növelik. Így végül is ezen hatásbrák figyelembevételét elvetettük.

Felmerült az is, hogy elegendő csak az η_p hatására alkalmazása, ha η_p hossza megegyezik a támaszköz hosszával. A biztonsá-

ság kárára történő eltérés 10% volt, de a biztonság javára való eltérés nagyon magas értéket ért el. Kéttámaszú gerendahidak esetén a 2. táblázat utolsó sora ezt mutatja. Végül az η_p hatására önálló alkalmazását is elvetettük.

Az η_p hatásbrát megpróbáltuk egy realisabb, trapéz alakú fiktív hatásbrával helyettesíteni, de ennek csak kis mértékben volt hatása a módszer pontosságára.

Javaslatunk tehát, ahogy a korábbiakban írtuk, hogy három fiktív hatásbrát alkalmazzunk (5. ábra) a 9. táblázatban megadott futtatási paraméterekkel.

Ezt a kutatást a Gazdasági Minisztérium GVOP-3.1.1-2004-05-0141/3.0 pályázata segítette.

IRODALOM

- Adams, T.M., Malaikrisanachalee, S., Blazquez, C., Lueck, S., and Vonderohe, A. (2002). „Enterprise-Wide Data Integration and Analysis for Oversize/Overweight Permitting.” J. Comp. in Civil Eng., Vol. 16, No. 1. 11-22.
- Bridge formula weights (1994). U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. Washington, D.C.
- Chou, K.C., Deatherage, J.H., Leatherwood, T.D., and Khayat, A.J. (1999). „Innovative Method for Evaluating Overweight Vehicle Permits.” J. Bridge Eng., Vol. 4, No. 3. 221-227
- ENV 1991-3:2000, Eurocode 1 – Traffic loads on bridges – CEN, Brussels.
- James, R.W., Noel, J.S., Furr, H.L., and Bonilla, F.E. (1986). „Proposed new truck weight limit formula.” J. Struct. Eng., ASCE, Vol. 112, No. 7. 1589-1604.
- Kollár, L.P. (2001) „Hidak teherbírásának ellenőrzése az útvonal-engedélyezéshez.” Közl. és Mélyépítéstud. Szemle. Vol. 51, No. 9. 349-356.
- Kurt, Carl E. (2000). „A proposed modification of the bridge gross weight formula.” Mid-Continent Transportation Symp. 2000 Proceedings. 104-108.
- Osegueda, R., Garcia-Diaz, A., Ashur, S., Melchor, O., Chang, S., Carrasco, C., and Kuyumcu, A. (1999). „GIS-Based Network Routing Procedures for Overweight and Oversize Vehicles.” J. Transp. Eng., Vol. 125, No. 4. 324-331.
- Standard specifications for highway bridges. (1989). Fourteenth edition. Washington, D.C.
- Szécsi L., Lublói Lászlóné és Pusztai P. (1990): Útvonalengedélyezés számítógépes programja – Lemezhidak. MTESZ KTE Bp. Győr, 1990. november
- Vigh, A. és Kollár, L.P. (2006) „Approximate Analysis of Bridges for the Routing and Permitting Procedures of Overweight Vehicles.” ASCE Journal of Bridge Engineering, Vol. 11, No. 3, 2006, pp. 282-292.
- Vigh, A. (2007) „Hídszerkezetek közelítő számítása útvonalengedélyezéshez.” Ph.D. Disszertáció. Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék
- Vigh, A. és Kollár, L.P. (2007) „Bridge permitting techniques for overweight vehicles.” ASCE Journal of Bridge Engineering, (megjelenés alatt)

Analysis of load-bearing capacity of bridges in case of overweight vehicles

The permitting process of overweight vehicle requires the analysis of the load-bearing capacity of bridges. The paper presents a new method for comparing the mechanical effects of overweight vehicles and the design load vehicle such as the Hungarian „A” type vehicle. The method is based on three artificial influence lines and only three input data are necessary: the bridge span(s), the axle loads and the axle spacing. The method is applicable to simple span bridges, continuous girders, truss girders, arch bridges, frame bridges and solid spandrel arches.