

Alsópályás gerinclemezes acélszerkezet stabilitásának néhány kérdése

P. Moga, G. Köllő, Șt. I. Guțiu, C. Moga
Kolozsvári Műszaki Egyetem, Románia

Abstract

This paper presents the general stability checking methodology of the main plate steel girders in accordance with the Romanian norm SR 1911-98, which is exemplified by a numerical example for a 30 m span railway trough plate-girder bridge.

The results of the calculations are compared with those obtained through applying an energetic method for a compression member on an elastic foundation, respectively on the elastic transversal semiframes.

The resulted observations can be useful in the design activity of this kind of decks, taking into account the implications of the lateral-torsional buckling on the safety exploitation of the steel bridge superstructures.

1. Bevezetés

Ebben a tanulmányban bemutatjuk a gerinclemezes főtartók általános stabilitásának ellenőrzését a SR 1911-98-as hazai szabvány szerint.

A bemutatott elméleti anyagot egy 30 m fesztávú alsópályás hídszerkezeten elvégzett számításokkal

A számítások eredményeit összehasonlítjuk a nyomott rugalmas alátámasztású tartó energia módszerrel végzett számításával, valamint nyílt keresztmetszetek és keresztartókból összeállított szerkezettel.

Számításaink eredményei hasznosíthatók az ilyen típusú hídszerkezetek tervezési tevékenységében.

A főtartók nyomott övének (rácstartók vagy gerinclemezes tartók) a stabilitás-vesztése, valamint a felső öv oldal irányú kihajlása az alsópályás hídszerkezeteknél egy nagyon komoly kérdés a biztonságos üzemeltetés szempontjából, mert a főtartók stabilitásvesztése a hídszerkezet teljes tönkremeneteléhez vezet.

A gerinclemezes főtartók stabilitását a szakirodalom egyszerűsített modellek segítségével tárgyalja (ECS PART I, STAS 10108/0-78). Két végén alátámasztott állandó keresztmetszetű tartó különböző terhelések esetén adják meg a megfelelő eredményt.

A rácstartók esetében a nyomott öv kihajlása meghatározható az energetikai módszer segítségével, ha azt feltételeztük, hogy a tartó csak a két végén van terhelve és állandó keresztmetszettel rendelkezik. Ismerve a nyílt keret merevségét, rugalmas alátámasztású tartók esetére meghatározható a kritikus erő.

A rácstartóknál azonban a keresztmetszet mind a nyomóerő változik csomópontok között.

A gerinclemezes tartók általában változó keresztmetszettel készülnek, a nyomott öv bizonyos távolságokban rugalmasan alá van támasztva, amit az U alakú nyílt keretek (keresztartók és függőleges merevítő tartók) biztosítanak. Éppen ezért egy pontos (matematikai) számítási modell kidolgozása nagyon összetett és nehéz feladat.

Ebben a tanulmányban a gerinclemezes főtartók stabilitási számításait mutatjuk be a SR 1911-98 szabvány szerint, számpéldával illusztrálva és összehasonlítva az eredményeket a nyomott rugalmas alátámasztású tartó eredményeivel.

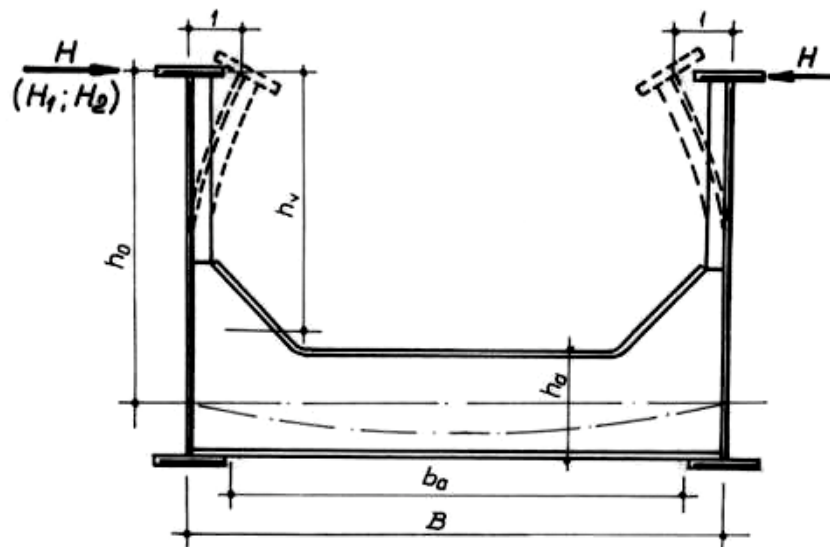
2. A gerinclemezes I főtartó stabilitási ellenőrzése a SR 1911-98 szabvány szerint

A gerinclemezes főtartók felső öve kihajlásának az ellenőrzése a romániai SR 1911-98-as szabvány szerint a következő összefüggésekkel történik:

$$H_1 \geq C_1 \cdot H_0 \quad (1.a)$$

$$H_2 \geq C_2 \cdot H_0 \quad (1.b)$$

ahol H_1 és H_2 a nyitott keret (U) szélső pontjain ható erők, amelyek egységnyi behajlást eredményeznek (1. ábra).



1. ábra

Egy felül nyílt keret (U) merevségét a következő összefüggés szerint lehet kiszámítani:

$$H = \frac{E}{\frac{h_0^2 \cdot b_a}{2 \cdot I_a} + \frac{h_v^3}{3 \cdot I_m}} \quad (2)$$

ahol a h_0 , b_a , h_v -t az 1. ábra szerint értelmeztük. I_a , I_m a kereszttartó, valamint az oszlopok (merevítők) tehetlenségi nyomatéka.

A gerinclemez I tartóknál függőleges rudakon az U keret oszlopán a gerinclemez merevítő lemezeit, valamint ezzel együtt dolgozó gerinclemez-részt értjük, amelynek a tehetlenségi nyomatéka:

$$I_m = \frac{h^3}{\sum \frac{h_{ki}^3 - h_{ks}^3}{I_k}} \quad (3)$$

A (3) összefüggésben szereplő h , h_{ki} , h_{ks} -t a 2. ábra szerint értelmezzük, az I_k pedig a k -edik merevítésnél (merevítési mező) az oszlop elem tehetlenségi nyomatéka.

A C_1 és C_2 együtthatókat a (4a) és (4b) képlet szerint kell kiszámítani.

$$C_1 = \frac{1 + 0,6 \cdot \alpha \cdot \beta_m}{2} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{1,44 \cdot \alpha \cdot \beta_m}{(1 + 0,6 \cdot \alpha \cdot \beta_m)^2}} \right] \quad (4.a)$$

$$C_2 = \frac{C_1}{\alpha} \quad \alpha = \frac{H_{1\min}}{H_2} \quad (4.b)$$

Ezekben az összefüggésekben a β_m a β együtthatók számtani középárányosa:

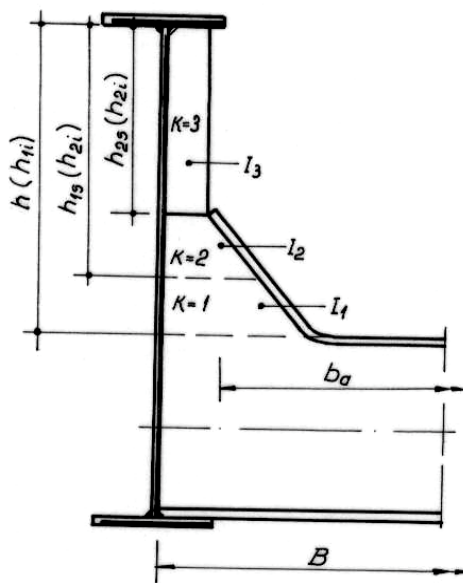
$$\beta = \frac{\lambda'_y}{\lambda_y} \quad (5)$$

ahol λ_y a felső öv karcsúsági együtthatója az y–y tengelyhez viszonyítva,
 λ'_y karcsúsági együttható, amely a Φ_y kihajlási együtthatónak felel meg.

$$\varphi'_y = \frac{N}{A_b \sigma_a} \quad (6.a.)$$

N – a felső övben lévő nyomóerő, amelyet a dinamikus hatás figyelembevételével számoltunk ki.

$$N = \frac{M}{I_z} \cdot h' \cdot A_b \quad (6.b.)$$



2. ábra

Az összehasonlítási merevséget (H_0) a következőképpen számoljuk ki:

$$H_0 = \frac{2,5 \cdot v_f \cdot N_{\max}}{\beta_m^2 \cdot I_{\min}} \quad (7)$$

ahol:

- N_{\max} = a felső öv legnagyobb nyomóereje,
- I_{\min} = két merevítő lemez közötti legkisebb távolság,
- v_f = a kihajlás biztonsági tényezője, amely a legnagyobb λ'_y -nek felel meg.

3. A rugalmas ágyazású nyomott rúd kritikus nyomóerője

Ha a főtartó nyomott övét állandó keresztmetszetűnek tételezzük fel, amelyet állandó nyomóerő vesz igénybe, valamint az alátámasztás legkisebb merevségét, amelynél a csomópontok úgy viselkednek mintha mozdulatlanok volnának k_{\min} -el jelöljük,

$$k_{\min} = \frac{P_{cr} \cdot \lambda}{\gamma \cdot \lambda} \left[\frac{\text{daN}}{\text{cm}} \right] \quad (8)$$

ahol $P_{cr}^\lambda = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{\lambda^2}$ az Euler-féle kritikus nyomóerő a két végén csuklósan kapcsolódó λ hosszúságú rúd esetén.

γ – együttható, amely a nyílások számától függ (m) (1. táblázat).

1. táblázat

m	2	3	4	5	6	7	8	9
γ	0.500	0.333	0.293	0.276	0.268	0.263	0.258	0.255

Ha a nyomott felső öv és a merevítő lemezek méreteit úgy választjuk meg, hogy a deformálódott felső öv fél-hossza (félhullám) hosszabb mint a λ hosszának megfelelő lemezmező, akkor a következő egyszerűsítést vezethetjük be: a pontszerű λ távolságra elhelyezkedő rugalmas alátámasztást egy folytonos rugalmas alátámasztással lehet helyettesíteni.

k_1 – a rugalmas mező lineáris merevsége

$$k_1 = \frac{H}{\lambda} = \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{E}{\frac{h_0^2 \cdot b_a}{2 \cdot I_a} + \frac{h_v^3}{3 \cdot I_m}} \left[\frac{F}{L^2} \right] \quad (9)$$

Az energia-módszert alkalmazva, figyelembe véve (8), (9)-et:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{l^2} \left(n^2 + \frac{k_1 \cdot l^4}{n^2 \cdot \pi^4 \cdot E \cdot I_y} \right) \quad (10)$$

ahol n – egy egész szám, amely (alakváltozott) deformált szakasz félhullámait méri
a k_1 merevség minimális értéke $n=1$ és $n=2$ ($P_{cr}^1 = P_{cr}^2$)

$$\frac{k_1 \cdot l^4}{\pi^4 \cdot E \cdot I_y} = 4 \quad (11)$$

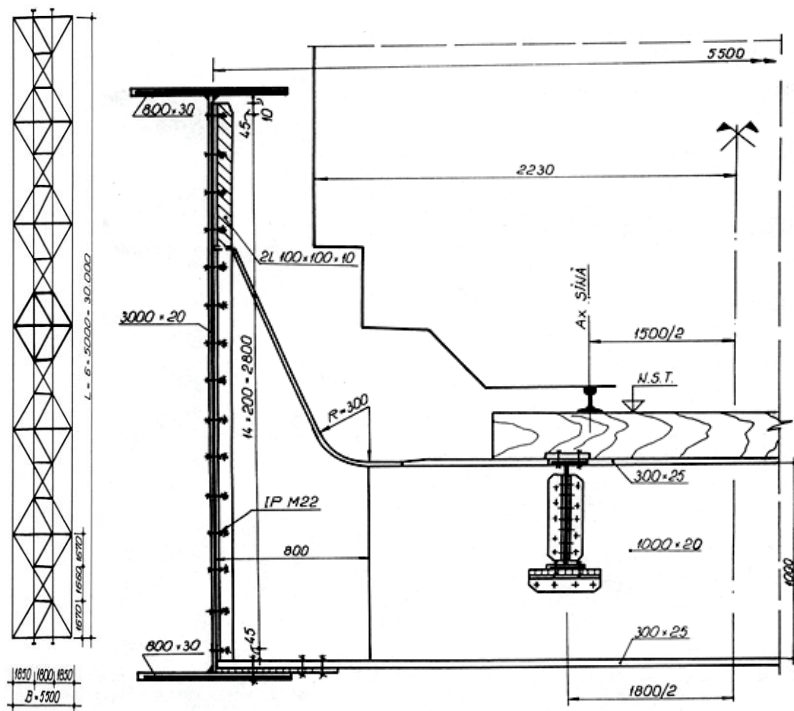
k_1 nagyobb értékének megfelelően meg lehet határozni a félhullámok számát a következő összefüggésből:

$$\left(P_{cr}^n = P_{cr}^{n+1} \right) \quad (12) \quad \Rightarrow \quad \frac{k_1 \cdot l^4}{\pi^4 \cdot E \cdot I_y} = n^2 (n+1)^2 \quad (13.a)$$

$$\frac{l^2}{\pi^2} \cdot \sqrt{\frac{k_1}{E \cdot I_y}} = n(n+1) \quad (13.b)$$

4. Számpélda

Adott a 3. ábrán látható 30 m fesztávolságú, gerinclemezes főtartójú alsópályás vasúti híd szerkezet.



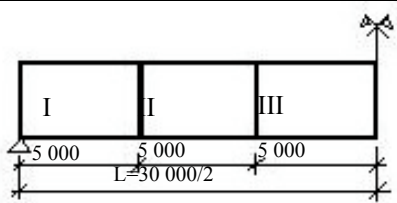
3. ábra

Végezzük el ennek a szerkezetnek az általános stabilitási számításait (ellenőrzési számítás).

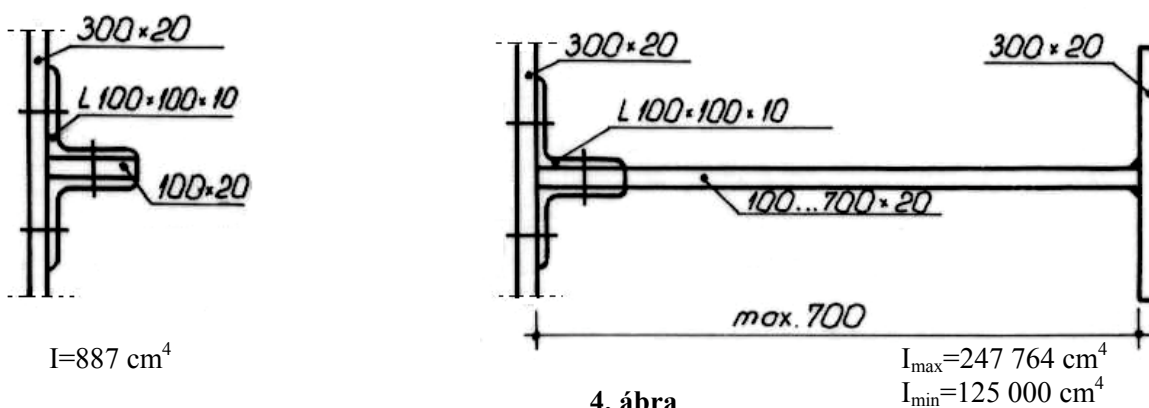
A statikai számítás eredményeként, meghatározva a legnagyobb forgatónyomatékokat (M_{\max}), a gerinclemezés főtartót 6 függőleges merevítéssel elválasztott mezőre osztottuk, (2. táblázat) meghatározva mindegyik mezőnek megfelelő nyomatékokat.

A 2. táblázat tartalmazza azokat a számítási elemeket, amelyek szükségesek a stabilitási ellenőrzésekhez.

2. táblázat

	Gerinclemez mező		
	I	II	III
$M = M_g + \Psi M_p$ [kN m]	3 072	7 614	10 326
Tehetetlenségi nyomaték [cm ⁴]	9 972 240		15 517 080
Egységnyi átlagfeszültség az alsó övben $\sigma = \frac{M}{I_z} \cdot h'$ [daN/cm ²]	458	743	1 008
Nyomóerő az alsó övben [daN], $N = \sigma_m \cdot A_b$	54 960	178 320	241 920
Kihajlási együttható $\varphi_y = \frac{N}{A_b \cdot \sigma_a}$	0,29	0,46	0,63
Karcúsági együttható λ_v	136	108	80
Inerciasugár i_v	17,32	23	
Karcúsági együttható $\lambda_v = l/i_v$	28,90	21,70	
Együttható $\beta = \lambda_v / \lambda_{v0}$	4,70	4,98	3,69
$\beta_m = 4,46$			

Az ellenőrzés három esetben történik aszerint, hogy milyen függőleges merevítést alkalmazunk.
 a) A merevítő elem egy lemezből (100×20) és két szögvasból ($2L 100 \times 100 \times 10$) van kialakítva.
 Az aktív gerinclemez $15 \cdot t_i = 300$ mm (4. ábra)



b) a merevítő lemez csak egy lemez, amely a főtartó belső gerinclemezéhez van erősítve
 c) gerinclemezes főtartó merevítés nélkül.

$$(15t_i = 300) \text{ mm}$$

Mind a három esetben (a, b, c):

$$C_1 = 3.16$$

$$H_0 = v_f \cdot 60,80 \text{ daN/cm}$$

$$C_1 \cdot H_0 = v_f \cdot 192 \text{ daN/cm}$$

$$I_a = 560717 \text{ cm}^4$$

A számítási eredményeket a 3. táblázatban foglaltuk össze.

3. táblázat

Az U keret függőleges kialakítása		Az U keret függőleges elemének a merevsége (3. képlet)	A nyílt keret merevsége (2. képlet) [daN/cm]	A kihajlási biztonsági tényező $v_f = H_1/C_1 \cdot H_0$
a	$h_0=250$ $h_v=160$ $b_v=500$	12 500	15 318	80
b	$h_0=250$ $h_v=200$	887	691	3,60
c	$b_v=550$	20	16	< 1

Az energia-módszert alkalmazva, a felső övet állandó keresztmetszetűnek feltételezve (800×30) a következő értékeket kapjuk:

$$I_y = 128 000 \text{ cm}^4 ; P_{cr}^\lambda = 10 601 042 \text{ daN}$$

$$k_{\min} = 79 112 \text{ daN/cm} \quad (8. \text{ sz. összefüggés})$$

Mivel a nyílt keretek U merevsége kisebb mint k_{\min} , következik, hogy a csomópontok elmozdulhatnak. Az eredményeket a 4. táblázat foglalja össze.

4. táblázat

Az U keret függőleges elem kialakítása	A rugalmas mező merevsége $k_1 = H / \lambda$, $\lambda = 500$ [daN/cm ²]	$\gamma = \frac{k_1 \cdot l^4}{\pi^4 \cdot E \cdot I_y}$	Félhullámok száma n	P_{cr} [daN] *)	Kihajlási biztonsági tényező
a	30,64	95	3	$5,76 \cdot 10^6$	24
b	1,38	4,28	2	$1,5 \cdot 10^6$	6,17
c	~ 0	~ 0	1	$0,3 \cdot 10^6$	1,2

*) $P_{cr} = P_E (n^2 + \gamma/n^2)$; $P_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{l^2} = 294\,473$ daN.

5. Következtetések

A nyomott öv stabilitásának a kérdése a gerinclemezes főtartós alsópályás, valamint a rácsszerkezetes alsópályás hidaknál a tervezés egyik fontos feladata, amely nagymértékben befolyásolja a szerkezet biztonságos üzemeltetését.

A felső öv stabilitásvesztése sok hídszerkezet tönkremenetelét okozta. A nyomott öv kihajlása veszélyesebb a rácsszerkezeteknél, mivel ezeknél a szerkezeteknél a keretmerevség kisebb, mint a gerinclemezes alsópályás hídszerkezeteknél. A gerinclemezes alsópályás hídszerkezetek keretmerevsége nagyobb, mivel az oszlop-elemek kisebbek és a merevítő lemezek nagymértékben hozzájárulnak a keretmerevség megnöveléséhez. Minden esetben ennek a kérdésnek a megoldása a tervezőknek a feladata: egy megfelelő keretmerevségű szerkezet megtervezése a szerkezet stabilitásának ellenőrzésével. A bemutatott gyakorlati példa is illusztrálta, hogy a gerinclemezeze külső merevítések nem szükségesek, ezeket nem is ajánlják, mivel rontják a híd esztétikai hatását.

Felhasznált irodalom

- [1.] *** EUROCODE 3. Part 2. CEN/TC 250/SC 3, 1994.
- [2.] *** STAS 10108/0-78 – Calculul elementelor din oțel.
- [3.] Dalban, C., Juncan, N., ...: Construcții metalice. E.D.P. Bucuresti, 1983.
- [4.] SR 1911-98 - Poduri metalice de cale ferată.
- [5.] Moga, P., Guțiu, Șt.: Flambajul lateral al grinzilor cu inimă plină. Simpozionul: "Reabilitarea drumurilor și podurilor", Cluj-Napoca, oct. 2000.
- [6.] Moga, P., Gutiu, Șt.: Poduri metalice. Îndrumător de proiect. U.T.C-N., 2003.
- [7.] Jantea, C., Varlam, F.: Poduri metalice. Casa de Editura VENUS. Iași, 1996.
- [8.] Bia, C., Ille, V., Soare, M.: Rezistența materialelor și teoria elasticității. E.D.P., București, 1983.
- [9.] Moga, P.: Poduri metalice. Alcătuirea și calculul elementelor. U.T.C-N., 2000.