

## Erdei vasúti hidak tervezése.

írta: *Lángos Lajos.*

### I. Bevezetés.

Ha az erdei vasút völgyeket, vízfolyásokat szel át, a pálya átvezetése céljából áteresztőket vagy hidakat kell létesítenünk. Az erdei vasutakat rendszerint a fővölgyek egyik vagy másik oldalán vezetjük, ahol a terepalakulatoknak megfelelően csak kisebb völgynyílásokat kell áthidalnunk. Nagyobb hidakra rendszerint csak ott van szükség, ahol az erdei vasút a fővölgyből kilép a síkságra és a nagyvasúti rakodóállomás elérhetése végett esetleg át kell kelniünk a síkságot szelő folyó túlsó oldalára. De lehet nagyobb híd létesítésére szükség mély és szűk völgyek felett, amelyeknek a feltöltése egyébként igen költséges lenne.

Erdei vasutaknál tehát általában csak kisebb nyílású hidak létesítésére van szükség, amelyek segítségével a fővölgyből elágazó mellékvölgyek vízfolyásain kelünk át.

Az erdei terepen árvízveszedelemtől csak kivételes esetekben kell tartanunk, hegyi patakoknál azonban számolnunk kell azzal, hogy nagyobb zápor, vagy felhőszakadás esetén azok vize erősen megduzzad.

A tervezendő híd nyílását tehát mindig úgy kell megválasztanunk, hogy azon keresztül a feltételezhető legnagyobb vízmenynyiség akadálytalanul lefolyhasson. Miután a lefolyó vízmenynyiség egyenes arányban áll a víz sebességével és az átfolyás keresztszelvényével, ha ismerjük a megengedhető legnagyobb duzzasztási magasságot, kiszámíthatjuk a hídnnyílás nagyságát:

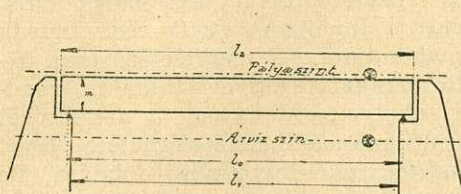
$F = Q : v$ , ahol  $F$  = a vízfolyás keresztszelvénye,  $Q$  = az átfolyó vízmennyiség és  $v$  = a víz sebessége (m/sec.).

A képletből látható, hogy amennyiben a völgy erősebb lejtése miatt a víz sebessége nagyobb, a maximális vízmennyiség levezetése kisebb keresztszelvény mellett is lehetséges.

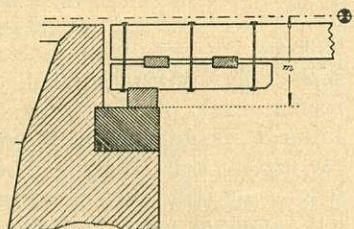
Mindenesetre tartsuk magunkat az eredeti vízmeder szélességéhez, amelynek a szélein a kimosás, iszaplerakódás stb. elég világosan mutatják a víz szintjét és szélességét vagy víz esetén is. Jó útbaigazítással szolgálnak a tervezendő vasútvonal közelében lévő nagyvasúti vagy közúti hidak is.

A vasúti nyomvonal megállapításánál már előre is figyelembe kell vennünk, hogy a legmagasabb vízszin és a hídtartó szerkezet alsó éle között legalább 0.50 méter szabad magasságnak kell maradnia, hogy a víz által közönségesen elsodort úszó tárgyak a hídtartó szerkezeten fel ne akadjanak. Olyan vizeknél, ahol tutajozás, vagy hajózás folyik, megfelelő szabad magasságnak kell maradnia, azt a vasútépítést engedélyező hatóság állapítja meg.

A hídnívó  $l_1$  megállapításával adottá válik a híd támasztóköze  $l_0$  és a hídtartók hossza  $l_2$  is (1. ábra). Adott pályaszín és árvízmagasság mellett adott a hídtartószerkezet magassága,  $m$  is.



1. sz. ábra.



2. sz. ábra.

A hídnívó, támasztóköz és tartóhosszúság ábrázolása. Ideiglenes hídtartónak a kellő szerkezeti magasságra való emelése nyeregtával.

Alacsony és meg nem változtatható pályaszíntnél tehát a hídtartó magasságát kell csökkenteni, vagy pedig a pálya szintjét a hídtartók közé kell süllyesztenünk. A hídtartók számának a növelésével csökkenthetjük azok szerkezeti magasságát. A hídtartók száma rendszerint kettő, esetleg — ikertartók alkalmazása esetén — négy. Átmenő kavicságyas vasbeton szerkezeteknél lehet a hídtartók száma több is. Nagyobb hídnívóknál természetesen nagyobb a hídtartók magassága, ilyen esetben tehát — az építés gazdaságosabbá tétele céljából — a hídnál több hídnívót is alkalmazunk. A közbenső pontok alátámasztására a hídpillérek szolgálnak. *Erdei vasúti hidaknál kerüljük a többtámaszú, átmenő és sztatikailag határozatlan hídtartók alkalmazását*, amelyek gazdaságosabbak ugyan, de tervezésük körülményesebb és építésük is pontosabb kivitt kíván. Az esetleg rosszul megalapozott hídpillérek süllyedésével az egész sztatikai számítás kétséssé válik. Miután erdei vasútépítésekben rendszerint csak gyakorlatlanabb munkaerő áll rendelkezésünkre, célszerű, ha a legegyszerűbb és legkönnyebben előállítható hídszerkezeteket alkalmazzuk. A hídtartókat tehát az egyes hídpilléreken szakítsuk meg és minden hídnívó felett a tartóköznek megfelelő önálló hidat építsünk. Több hídnívó alkalmazása esetén a hídnívók száma páratlan legyen, hogy a folyó közepén, ott, ahol a víz sodra a legerősebb és a meder rendszerint a legmélyebb, ne legyünk kénytelenek hídpillért építeni. A középső hídnívót a szükséghez mérten szélesebbre tervezzük, mint a szélső hídnívókat. A fából készült, cölöpözött hídjárom elé jégtörő sarkantyút építünk, a falazott hídpillért pedig a vízfolyással szemben ékalakúvá képezzük ki.

## II. A hidak anyaga.

A legtermészetesebb és rendszerint a helyszínén található építáóanyag a fa. Legcélszerűbb tehát, ha a hidak tartószerkezetét és a hídpályát ebből készítjük, legalább is az első alkalomkor, amikor a vasútépítéssel kapcsolatos egyéb befektetések jelentősen megterhelik költségvetésünket. A hídszerkezeteknek fából való készítése pillanatnyilag jelentős megtakarítás ugyan, de tekintetbe kell vennünk azt is, hogy egy fahíd, még ha tartószerkezetét a csapadékvíz elől kátránylemezzel védjük is, 10—15 évnél tovább nem tart el. Tekintetbe kell vennünk azt is, hogy a fahidak tűzveszélyesek, ami a gőzmozdonyüzemnél szintén számbaveendő körülmény. 10—15 év alatt az erdei vasút már nagyrésztben amortizálódik és most már rendszerint nincs pénzügyi akadálya annak sem, hogy a híd tartószerkezetét más, tartósabb anyagból készülttel cseréljük ki. Erre a célra elsősorban a vasbeton-, másodsorban a vasszerkezeteket ajánlhatom. Hogy a fából készült tartószerkezetek más tartósabb felszerkezettel könnyen kicserélhetők legyenek, szükséges a hídfőket és pilléreket mindjárt az első alkalommal kőből vagy betomból építeni. Már most kell figyelemmel lennünk arra, hogy a különböző építőanyagból készült hídtartószerkezetnek különböző szerkezeti magasságok felelnek meg, miért is már az első tervezésnél kell elhatároznunk, hogy az ideiglenesen tervbe vett fahídtartószerkezetet milyen anyagból készült hídtartókkal fogjuk kicserélni és a hídfőket már most ennek az esetleg magasabb hídszerkezetnek megfelelően építjük meg. Ha pl. a jelenlegi fahídat későbbben átmenő kavicságyas felszerkezettel kívánjuk kicserélni, amelynek szerkezeti magassága nagyobb a fahídtartóénál, akkor az ideiglenes fahídszerkezetet megfelelő nyeregfa aláhelyezésével emeljük a kellő pályaszintre (2. ábra).

Nagyobb feltöltések alatt, útaluljárók részére, valamint vízfolyások elvezetésére, boltozott hidakat kell létesítenünk. Ahol csak a víz elvezetéséről van szó, ott 0.30—1.00 m nyílású betonsöveket alkalmazunk. Ezeknek a csöveknek a keresztiszelvényét az  $F = Q : v$  képlet segítségével számítjuk ki; lejtős terepen a víz sebessége nagyobb lévén, kisebb keresztiszelvény is megfelel. Sík területen a szükséghez mérten több csövet is helyezünk egymás mellé, ezeket közös fejjel látjuk el.

A hídfőket és pilléreket legcélszerűbben és aránylag olcsón, kőből vagy betomból készíthetjük. Egyébként cölöpös fajármok alkalmazása rendszerint körülményesebb is, a cölöpök beverése a köves, sziklás talajba gyakran sok nehézséggel jár és nagy gyakorlatot kíván. A nem teljesen függőlegesen bevert cölöpök elhajlanak és a nehéz mozdonyüzemre veszélyesekké is válhatnak.

A falazott vagy betonozott hídfő áll: az ellenfalból, amely egyrészt a tartószerkezetet hordja és másrészt a feltöltés anyagát

támasztja meg, továbbá a szárnyfalakból, amelyek kizárólag a feltöltés anyagának megtámasztására szolgálnak. A szárnyfalak lehetnek merőlegesek, vagy párhuzamosak. Merőleges szárnyfalakat kisebb feltöltésnél, sík területen alkalmazunk, míg magasabb feltöltésnél, vagy lejtős terepen a hídfőt párhuzamos szárnyfalakkal kell ellátni.

A hídtartók alátámasztására fahídnál ászokfák, vastartók-nál pedig faragott kőköckőre helyezett hídsarúk szolgálnak.

### III. A hídtartószerkezetek igénybevételeinek a megállapítása.

A hídtartószerkezetek igénybevétele kettős: éspedig egyrészt a híd saját súlya, másrészt a hídon közlekedő vonatok okozta megterhelés következtében. Mindezek a külső erők a hídtartószerkezetet hajlításra és nyírásra veszik igénybe.

a) *A híd saját súlya okozta megterhelés következtében beállott erőhatások számítása.*

A híd saját súlya egyrészt a hídtartót behajlítani és eltörni, másrészt elnyírni igyekszik.

A saját-súly okozta legnagyobb hajlító nyomaték értéke:

$$M_{max} = \frac{pl}{8} = \frac{Pl}{8} \text{ m t,}$$

ahol  $l$  = a hídtartó támasztóköze  $m$ -ben,  $p$  = a folyóméterenkénti saját súly és  $P$  = a hídszerkezet teljes súlya, mindkettő tonnákban kifejezve.

Ennek a hajlítónyomatéknak az értéke legnagyobb a tartó közepén, míg az alátámasztási pontokban:  $M = 0$ . Hogy a hajlítónyomaték mekkora a tartó egyes szelvényeiben, arranzva az I. sz. táblázat *felső sora* ad felvilágosítást.

I. sz. táblázat:

	Ha: $x/l$										
	0·0	0·1	0·2	0·3	0·4	0·5	0·6	0·7	0·8	0·9	1·0
	akkor: $d$										
$M_x = d M_{max}$ esetén	0·00	0·36	0·64	0·84	0·96	1·00	0·96	0·84	0·64	0·36	0·00
$Q_x = d Q_{max}$ esetén	1·00	0·80	0·60	0·40	0·20	0·00	0·20	0·40	0·60	0·80	1·00

A nyíróerők legnagyobb értéke:

$$Q_{max} = \frac{pl}{2} = \frac{P}{2} \text{ tonna,}$$

A nyíróerő legnagyobb a tartó alátámasztási pontjaiban, míg a tartó közepén:  $Q = 0$ . A nyíróerők megállapítása a tartó bármelyik  $x$  szelvényében az I. sz. táblázat *alsó sora* segítségével történik.

Példa az I. sz. táblázat használatára. Legyen egy 20.00 m támasztóközű híd saját-súly okozta legnagyobb hajlító nyomatéka 50.00 mt, mennyi a hajlító nyomaték az alátámasztási ponttól 6.00 m. távolságnyira

$$x : l = 6.00 : 20.00 = 0.30; M_x = d M_{max}$$

a táblázat szerint  $x : l = 0.30$ -nak megfelel:  $d = 0.84$ , lesz tehát:

$$M = 0.84 \times 50.00 = 42.50 \text{ mt.}$$

A nyíróerők értéke ugyanezekben a szelvényekben, ha  $Q_{max} = 10.00$  t,  
 $Q = 0.40 \times 10.00 = 4.00$  t.

A hídszerkezetek saját súlyát egyelőre csak megközelítőleg számíthatjuk ki, mert nem ismerjük még a hídtartók pontos méreteit. A saját-súly kiszámításánál alapul veendő építőanyagok m<sup>3</sup>-kinti súlyát a 33.034/1910. K. M. számú ú. n. *közüti hídszabályzat* 3. §-a részletesen megállapítja Eszerint:

nedves kavics	2000 kg/m <sup>3</sup>	salakbeton	1600 kg/m <sup>3</sup>
száraz kavics	1700 „	tölgyfa	900 „
gránit	2800 „	erdeifenyő	650 „
homokkő	2700 „	lúc, jegenyefenyő	600 „
mészke	2500 „	öntöttvas	7250 „
mésztuffa	1400 „	hegesztett vas	7800 „
tégla falazat	1800 „	folyasztott vas	
kavicsbeton	2200 „	és acél	7850 „

b) *A mozgó megterhelés következtében beállott erőhatások számítása:*

A mozgó megterhelés okozta igénybevételnél a számítás alapjául a hídon közlekedő legnehezebb mozdonyok és teherkocsik szolgálnak. A hatósági előírások szerint szabványos nyomtávolságú vasúti hidak számításánál 2 drb legnehezebb mozdony és annyi teherkocsi veendő tekintetbe, amennyi a legkedvezőtlenebb teherállás mellett a hídon elfér. Erdei vasúti hidak tervezésére vonatkozó ilyen előírások nincsenek, miután azonban erdei vasútjaink a használt mozdonyok, ill. teherkocsik súlya aránytalanul kisebb, *célt tévesztett dolog volna erdei vasúti hídjainkat a helyi érdekű vasúti hídszabványok alapján tervezni.* Erdei vasútainknál a szokásos 760 m/m nyomtávolság mellett, a használatban lévő gőzmozdonyok leggyakoribb típusai a következők:

9.0 t szolgálati súlyú, 3 esatlós szerkocsimozdony, 3.0 t tengelynyomással	
10.5 „ „ „ 3 „ „ „ 3.5 „ „	
12.0 „ „ „ 3 „ „ „ 4.0 „ „	
15.0 „ „ „ 3 „ „ „ 5.0 „ „	

A benzin- vagy nyersolajüzemű erdei vasúti mozdonyok súlya ennél kisebb. 15 tonnánál súlyosabb 3–4 esatlós gőzüzemű mozdonyok keskenyvágányú erdei vasutakon csak a legritkább esetben közlekednek.

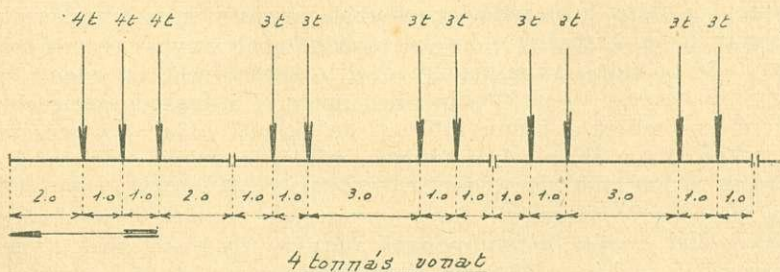
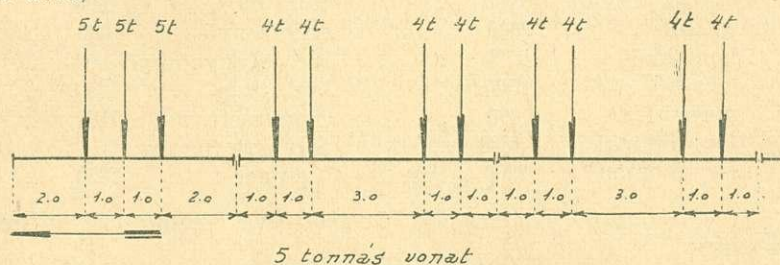
A mozdonyoknál szokásos tengelytávolság 650–1000 mm.

Az erdei vasutakon közlekedő 2+2 tengelyű, szálfaszállításra berendezett forgóalvázis ikerkocsik súlya a következő:

Az ikerkocsi ömsúlya: 2.0 t, terhelése: 10.0 t; esik tehát egy tengelyre 3.0 t  
 „ „ „ 3.0 „ „ 13.0 „ „ „ „ „ 4.0 „

A forgóalváz tengelytávolsága: 750–1000 m/m.

Természetesen az erdei vasutakon a legkülönbözőbb súlyú és méretű kocsik, valamint mozdonyok közlekedhetnek. A fenti összeállításba a lehető legsúlyosabb járműveket vettem be. A terhelések megállapításánál elég azonban, ha csak egyetlen mozdonyt veszünk számításba, mert a legtöbb erdei vasútnál rendszerint csak egyetlen mozdony van szolgálatban, és a teherszállítás csak egy irányban, éspedig a lejtőn lefelé történik, amihez egy mozdony elegendő. Erre való tekintettel az erdei vasúti hidak számításánál a következő két terhelési mintát vehetjük alapul: (3. ábra)



66.

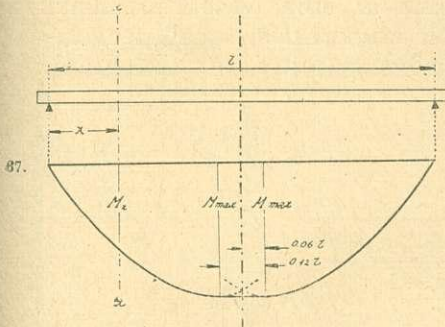
3. sz. ábra.  
Terhelési minták.

1. Az öttonnás vonat, amely egy drb háromesatlós mozdonyból, egyenkint 5 t tengelynyomással és a hozzácsatolt 4 t tengelynyomású, négytengelyű, forgóalvázis ikerkocsiból áll.

2. A négytonnás vonat, ez egy drb háromesatlós mozdonyból, egyenkint 4 t tengelynyomással és a hozzácsatolt 3 t tengelynyomású ikerkocsiból áll.

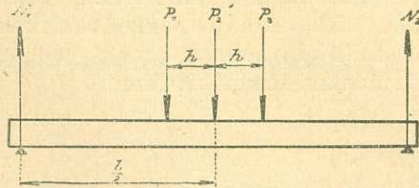
A teherkocsiból annyit kell számításba vennünk, amennyi a legkedvezőtlenebb teherállás mellett a hídon elfér.

A hídtartók méretezésénél legfontosabb a hidak hosszirányú merőlegesen ható hajlítónyomatékok ismerete. A hajlítónyomatékok a hídtartó minden egyes szelvényében, más és más teherállás mellett, más és más erőhatásokat hoznak létre; szükséges tehát, hogy ezeket a tartó különböző szelvényeiben meg tudjuk állapítani. A legnagyobb hajlítónyomaték egyenletes megterhelés mellett, — amint azt a saját-súly okozta megterhelésnél láttuk — a tartó közepén van. Mozdó megterhelésnél a legnagyobb hajlítónyomatékokat nem a tartó közepén, hanem attól jobbra és balra  $0.06 l$  távolságra találjuk (4. ábra). Nem egyenletes ke-



4. sz. ábra.

A legnagyobb hajlítónyomaték ábrázolása.



5. sz. ábra.

A legnagyobb hajlítónyomaték megállapítása kis támasztóköz mellett.

resztszelvényű, vagy rácsstartós hidaknál nemesak a legnagyobb hajlítónyomaték ismeretére van szükségünk, de ismernünk kell a hajlítónyomaték  $M_x$  értékét a tartó bármelyik  $x-x$  szelvényében is.

Kisebb hídtartóknál, körülbelül 8.00 m támasztóközig, a szokásos méretű mozdonyok alkalmazása mellett, a legnagyobb hajlítónyomatékokat kapjuk, ha a mozdonyt pontosan a hídtartó közepére állítjuk, ennél a teherállásnál a hídon már egyéb jármű el sem fér. Ebben az esetben a legnagyobb hajlítónyomatékokat a következő módon számítjuk ki (5. ábra).

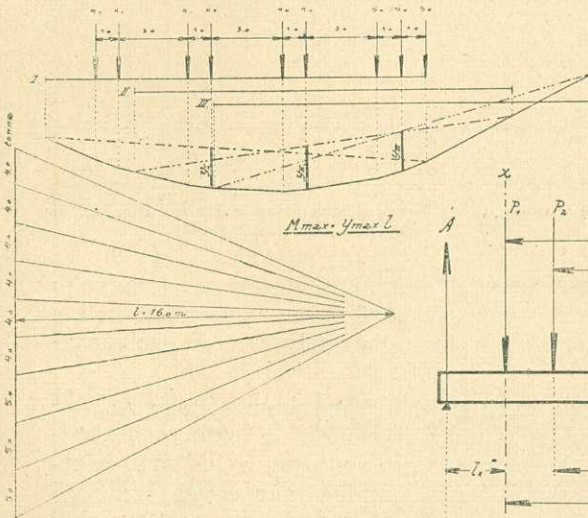
$$M_{max} = N \frac{l}{2} - P h \text{ mt.}$$

A képletben  $N$  az egyik támasztópontban működő felszabadító erő, amelynek az értéke egyenlő a tartó felére eső terhelések összegével, a jelen esetben:

$$N_1 = N_2 = P_1 + \frac{P_2}{2} = P_3 + \frac{P_2}{2}.$$

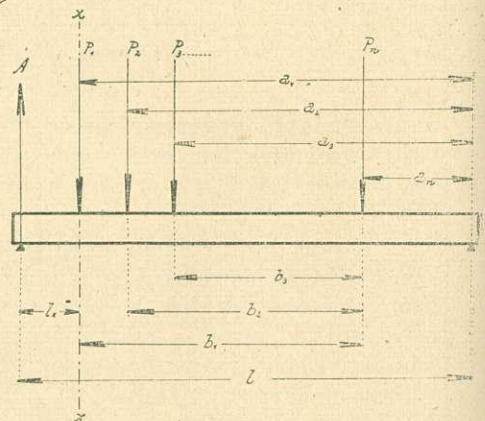
Nagyobb támasztóköz esetén a hajlítónyomatékokat kötélpolygon segítségével határozzuk meg (6. ábra).

A hajlítónyomatékoknak kötélpolygon segítségével való meghatározását *Kövesi Antal* „Grafosztatika és vasszerkezetek“ című tankönyvének 53. §-a kimerítően és világosan írja le, erre tehát rövid tanulmányom keretében nem kívánok hosszabban kitérni. Itt csak röviden annyit jegyzek meg, hogy a tartó különböző szelvényeiben fellépő legnagyobb hajlítónyomatékok ki-puhatólása céljából nem szerkesztünk a különböző teherállásoknak megfelelő újabb kötélpolygonokat, hanem csupán a tartót toljuk el a terhelési ábra alatt és az így előállott újabb záróvonalak mellett keressük a legnagyobb nyomatékok értékét. A kötélpolygon megszerkesztésénél válasszuk az erdei vasúti üzemenk-nél előfordulható legkedvezőtlenebb megterhelést olyan tengely-összeállítás mellett, amely véleményünk szerint a legnagyobb erő-hatásokat fogja kifejteni.



6. sz. ábra.

A legnagyobb hajlítónyomaték szerkesztése kötél-polygonnal.



7. sz. ábra.

A nyírőerők megállapítása számítással.

Hogy a legnagyobb nyomatékokat számítás, vagy szerkesztés nélkül megállapíthassuk, illetve a kiszámított vagy szerkesztéssel megállapított nyomatékok értékének a helyességét ellenőrizhessük, táblázatot állítottam össze. Ez a különböző támasztóközű tartóknak 5, illetve 4 tonnás vonatterhelés melletti legna-



gyobb hajlítónyomatékait tartalmazza, a hídartó közepére, illetve az attól 0.06  $l$  távolságnyira eső szelvényre vonatkoztatva.

Ennek a II. számú táblázatnak a használatát a következő példa világítja meg: Mennyi egy 21.40 m támasztóközű hídszerkezetre eső legnagyobb hajlítónyomaték 5 tonnás vonatterhelés mellett?

20.00 m támasztóköznek megfelel 115 mt, 1.40 m-nék pedig a  $\frac{\Delta M_{max}}{\Delta l}$  rovat szerint  $M = 12.00 \times 1.40 = 16.8$  mt, 21.40 m támasztóköznek megfelel tehát:

$$M_{max} = 115.0 + 16.8 = 131.8 \text{ mt}$$

## II. sz. táblázat

5 tonnás vonat						4 tonnás vonat					
támasztóköz m	$M_{max}$	$\frac{\Delta M_{max}}{\Delta l}$	támasztóköz m	$M_{max}$	$\frac{\Delta M_{max}}{\Delta l}$	támasztóköz m	$M_{max}$	$\frac{\Delta M_{max}}{\Delta l}$	támasztóköz m	$M_{max}$	$\frac{\Delta M_{max}}{\Delta l}$
	mt	t		mt	t		mt	t		mt	t
1.0	1.25		10.0	36.00	6.00	1.0	1.00		10.0	28.50	4.50
1.2	1.50	1.25	11.0	42.00	6.00	1.2	1.20	1.00	11.0	33.00	4.50
1.4	1.75	1.25	12.0	48.00	6.00	1.4	1.40	1.00	12.0	38.00	5.00
1.6	2.00	1.25	13.0	55.00	7.00	1.6	1.60	1.00	13.0	43.00	5.00
1.8	2.25	1.25	14.0	62.00	7.00	1.8	1.80	1.00	14.0	49.00	6.00
2.0	2.50	1.25	15.0	69.00	7.00	2.0	2.00	1.00	15.0	55.00	6.00
2.2	3.25	3.75	16.0	77.00	8.00	2.2	2.60	3.00	16.0	61.00	6.00
2.4	4.00	3.75	17.0	85.00	8.00	2.4	3.20	3.00	17.0	68.00	7.00
2.6	4.75	3.75	18.0	95.00	10.00	2.6	3.80	3.00	18.0	75.00	7.00
2.8	5.50	3.75	19.0	105.00	10.00	2.8	4.40	3.00	19.0	82.00	7.00
3.0	6.25	3.75	20.0	115.00	10.00	3.0	5.00	3.00	20.0	89.00	7.00
3.2	7.00	3.75	22.0	139.00	12.00	3.2	5.60	3.00	22.0	107.00	9.00
3.4	7.75	3.75	24.0	169.00	15.00	3.4	6.20	3.00	24.0	129.00	11.00
3.6	8.50	3.75	26.0	199.00	15.00	3.6	6.80	3.00	26.0	153.00	12.00
3.8	9.25	3.75	28.0	231.00	16.00	3.8	7.40	3.00	28.0	179.00	13.00
4.0	10.00	3.75	30.0	265.00	17.00	4.0	8.00	3.00	30.0	205.00	13.00
5.0	13.75	3.75	32.0	299.00	17.00	5.0	11.00	3.00	32.0	231.00	13.00
6.0	17.50	3.75	34.0	335.00	18.00	6.0	14.00	3.00	34.0	259.00	14.00
7.0	21.25	3.75	36.0	373.00	19.00	7.0	17.00	3.00	36.0	287.00	14.00
8.0	25.00	3.75	38.0	413.00	20.00	8.0	20.00	3.00	38.0	317.00	15.00
9.0	30.00	5.00	40.0	455.00	21.00	9.0	24.00	4.00	40.0	347.00	15.00

A legnagyobb hajlítónyomaték, amint említettem, a tartó középvezetől jobbra-balra 0.06  $l$  távolságban van. A hídartó bármely szelvényében fellépő legnagyobb nyomaték megállapítására a III. sz. táblázat szolgál.

## III. sz. táblázat:

$\frac{x}{l}$	$\frac{Mx}{M_{max}}$	$\Delta \frac{Mx}{M_{max}}$	$\frac{x}{l}$	$\frac{Mx}{M_{max}}$	$\Delta \frac{Mx}{M_{max}}$	$\frac{x}{l}$	$\frac{Mx}{M_{max}}$	$\Delta \frac{Mx}{M_{max}}$
0.00	0.000		0.18	0.651	0.0280	0.36	0.967	0.0095
0.02	0.089	0.0445	0.20	0.703	0.0260	0.38	0.981	0.0070
0.04	0.174	0.0425	0.22	0.750	0.0235	0.40	0.992	0.0055
0.06	0.254	0.0400	0.24	0.793	0.0215	0.42	0.998	0.0030
0.08	0.330	0.0380	0.26	0.833	0.0200	0.44	1.000	0.0010
0.10	0.403	0.0365	0.28	0.868	0.0175	0.46	1.000	
0.12	0.471	0.0340	0.30	0.899	0.0155	0.48	1.000	
0.14	0.535	0.0320	0.32	0.926	0.0135	0.50	1.000	
0.16	0.595	0.0300	0.34	0.948	0.0110			

Hogy a III. sz. táblázatot miként használjuk, arra nézve a következő példa ad felvilágosítást.

A 21.40 m támasztóközű híd tartóban fellépő legnagyobb hajlítónyomaték az előző példa szerint 131.8 mt. Kérdés, mekkora a legnagyobb hajlítónyomaték a támaszponttól 4.0 m távolságra eső tartószelvényben?

$$x : l = 4.00 : 21.40 = 0.187$$

0.180-nak megfelel az  $Mx : M_{max}$  rovatban . . . . . 0.6510

0.007-nek megfelel a  $\Delta(Mx : M_{max})$  rovatban  $0.026 \times 0.7 = \dots$  0.0182

összesen: 0.6692

A kérdéses szelvényben lesz tehát a hajlítónyomaték értéke:

$$131.8 \times 0.6692 = 88.20 \text{ mt}$$

A hajlítónyomatékokon kívül szükségünk van a nyíróerők nagyságának az ismeretére is. Az egyszerű tömör gerendatartós fahidaknál a hajlítónyomaték okozta igénybevétel nagyobb a nyíróerők okozta igénybevételénél, az utóbbiak megállapítása tehát szükségtelen. Nélkülözhetetlen azonban a nyíróerők ismerete a rácsos híd tartók rácsrudazatának a méretezésénél, valamint a vasbetonhidak tervezésénél is.

A nyíró erők számítás útján való meghatározása az alábbi módon történik (7. ábra):

A nyíróerők értéke az  $x-x$  szelvényben:

$$Q_x = \frac{\sum_1^n P a}{l}; \text{ vagy: } Q_x = \frac{1}{l} (\sum_1^n a P_n + \sum_1^n P b),$$

ahol:  $l$  = a támasztóköz,  $\sum_1^n P$  = a hídon lévő  $n$  számú tengelynyomás összege =  $P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + \dots + P_n$   $a_n$  = az utolsó

$P_n$  teher távolsága a  $B$  támasztó ponttól,  $\sum_1^n P b = a$  hídon lévő terheknek az utolsó  $P_n$  tehertől való távolságokkal képezett szorzatának az összege  $P_1 b_1 + P_2 b_2 + P_3 b_3 + P_4 b_4 + \dots + P_n \times 0$ .

A képlet könnyebb alkalmazhatósága végett a  $\sum_1^n P$  és a  $\sum_1^n P b$  értékeket a IV. sz. táblázatba foglaltam.

IV. sz. táblázat:

Tengelyek száma	Terhelési hossz $b_1$	5 tonnás vonat		4 tonnás vonat	
		$\sum_1^n P$	$\sum_1^n P b$	$\sum_1^n P$	$\sum_1^n P b$
$n$	méter	t	mt	t	mt
1	0·0	5	0	4	0
2	1·0	10	5	8	4
3	2·0	15	15	12	12
4	3·0	19	60	15	48
5	4·0	23	79	18	63
6	5·0	27	148	21	117
7	6·0	31	175	24	138
8	7·0	35	237	27	186
9	8·0	39	272	30	213
10	9·0	43	389	33	303
11	10·0	47	432	36	336
12	11·0	51	526	39	408
13	12·0	55	577	42	447
14	13·0	59	742	45	573
15	14·0	63	801	48	618
16	15·0	67	927	51	714
17	16·0	71	994	54	765
18	17·0	75	1207	57	927
19	18·0	79	1282	60	984
20	19·0	83	1440	63	1104
21	20·0	87	1523	66	1167
22	21·0	91	1784	69	1365
23	22·0	95	1875	72	1434
24	23·0	99	2065	75	1578

A IV. sz. táblázat használatát a következő példa világítja meg. Megállapítandó a nyíróerők nagysága 20.5 m támasztóközű híd tartóknál, 5 tonnás vonat terhelés mellett, a baloldali támaszponttól 5.0 m távolságban fekvő szelvényre vonatkozólag.

A megterhelhető hosszúság:  $20.5 - 5.0 = 15.5$  m lesz.

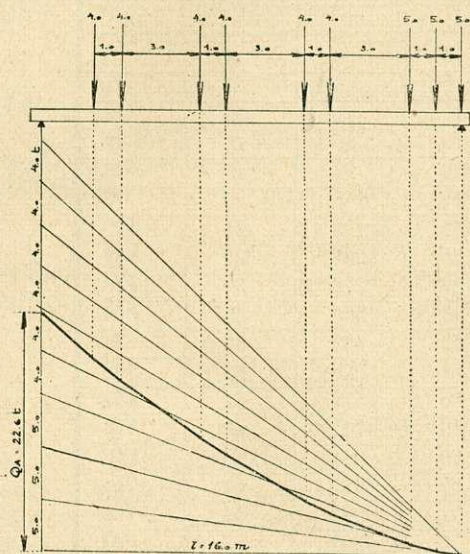
Ehhez a távolsághoz legközelebb esik a táblázat szerint 9 teher, 13,0 m terhelési hosszal. Az utolsó teher távolsága tehát a jobboldali támasztóponttól:  $15,5 - 13,0 = 2,5$  m.

A képletbe behelyettesítve az adatokat:

$$Q = (1 : 20,5) \times (39 \cdot 2,5 + 272) \leq 18 \text{ tonna.}$$

A nyíró erőket grafikusan is megállapíthatjuk a *Kövesi-féle Grafosztatika* 54. §-ában előadott módon (8. ábra).

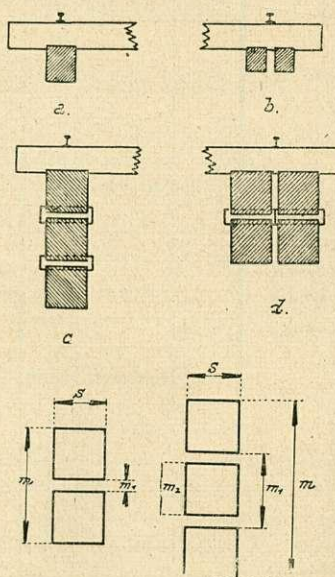
A megállapított legnagyobb hajlítónyomatékok, valamint a nyíróerők értékét elosztva az alkalmazandó hídtartók számával, megkapjuk az egy-egy hídtartóra eső erőhatások nagyságát, ezeket a hídtartók méreteinek a megállapítására használjuk fel.



8. ábra.

A nyíróerők megállapítása kötélpolygon segítségével.

9. sz. ábra.  
Gerendatartók fából.



10. sz. ábra.

Ékelt gerendatartók.

#### IV. Tömör gerendatartós hidak tervezése.

Az egy tartóra eső legnagyobb hajlítónyomatékokat az előző III. fejezetben leírt módon meghatározva, vagy a táblázatból kiolvasva, meg kell állapítanunk, hogy ezeknek a hajlítónyomatékoknak milyen keresztmetszelvényű tartó felel meg:

$$W = \frac{M_{max}}{\sigma} \text{ cm}^3.$$



Az egyszerű gerenda ellenálló nyomatéka:  $W = \frac{s m^3}{6} \text{ cm}^3$ ,  
 ahol  $m = a$  tartógerenda magassága,  $s = a$  gerenda szélessége.

Legnagyobb ellenálló-nyomatéka van a gerendának akkor, ha a magasság és szélesség közti arány: 5/7.

A négyszögű keresztiszelvényű gerendák ellenállónyomatékát az V. sz. táblázatból olvashatjuk ki.

V. sz. táblázat:

Szelvény em		W	Szelvény em		W	Szelvény em		W	Szelvény em		W
m	s	cm <sup>3</sup>	m	s	cm <sup>3</sup>	m	s	cm <sup>3</sup>	m	s	cm <sup>3</sup>
16	12	512·0	24	22	2112·0	30	30	4500·0	36	32	6912·0
16	14	597·3	24	24	2304·0	32	22	3755·0	36	34	7346·0
16	16	682·7	26	20	2253·3	32	24	4096·0	36	36	7776·0
18	14	756·0	26	22	2478·7	32	26	4437·0	38	28	6139·0
18	16	864·0	26	24	2704·0	32	28	4779·0	38	30	7220·0
18	18	972·0	26	26	2929·3	32	30	5120·0	38	32	7701·3
20	14	933·3	28	20	2613·3	32	32	5461·3	38	34	8182·7
20	16	1066·7	28	22	2874·7	34	24	4624·0	38	36	8664·0
20	18	1200·0	28	24	3136·0	34	26	5009·0	38	38	9145·1
20	20	1333·3	28	26	3397·3	34	28	5395·0	40	30	8000·0
22	16	1290·7	28	28	3658·7	34	30	5780·0	40	32	8533·3
22	18	1452·0	30	20	3000·0	34	32	6165·6	40	34	9066·6
22	20	1613·3	30	22	3300·0	34	34	6550·7	40	36	9600·0
22	22	1774·7	30	24	3600·0	36	26	5616·0	40	38	10133·3
24	18	1728·0	30	26	3900·0	36	28	6048·0	40	40	10666·6
24	20	1920·0	30	28	4200·0	36	30	6480·0	—	—	—

Ha adott megterhelés mellett az V. sz. táblázatban feltüntetett ellenállónyomaték a legnagyobb méretű gerendakeresztiszelvénynél sem volna elegendő, úgy ikertartókat, esetleg ékelt gerendatartókat kell alkalmaznunk. Az ékelt gerendák ellenállónyomatéka (10. ábra)

$$\text{kettős ékelt gerendánál: } W = \frac{s}{6m} (m^3 - m_1^3) \text{ cm}^3$$

$$\text{hármás ékelt gerendánál pedig: } W = \frac{s}{6m} (m^3 - m_1^3 + m_2^3) \text{ cm}^3.$$

A gerendák közti hézag rendszerint 2 cm.

A négyzetes keresztiszelvényű ékelt gerendák ellenállónyomatéka a következő VI. sz. táblázatból olvasható ki.

## VI. sz. táblázat:

$m = s$ cm	$W$ (cm <sup>3</sup> )		$m = s$ cm	$W$ (cm <sup>3</sup> )	
	kettős	hármás		kettős	hármás
	ékelt gerendánál			ékelt gerendánál	
20	5276	11451	30	17922	39383
21	6115	13294	31	19781	43501
22	7037	15325	32	21763	47897
23	8048	17552	33	23874	52579
24	9150	19983	34	26117	57556
25	10349	22629	35	28495	62837
26	11648	25498	36	31014	68431
27	13050	28598	37	33676	74346
28	14561	31940	38	36487	80593
29	16181	35532	39	39450	87180
			40	42568	94115

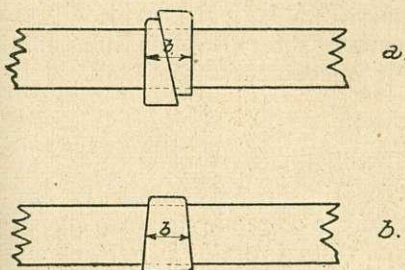
Az ékelt gerendák egymástól való távolsága rendszerint 2 cm. A gerendák eltolódásának a megakadályozására a gerendák közé keményfa éket verünk és a gerendákat csavarrudakkal kötjük össze.

Az ékek szokásos mérete:

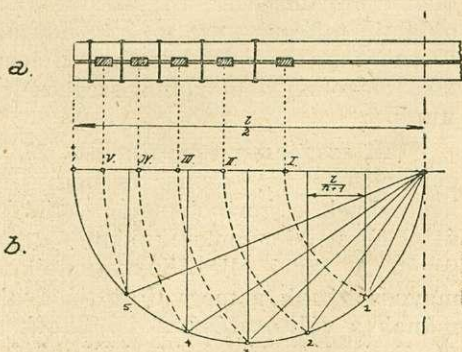
$$a = s : 3 \text{ és } b = 2a = 2s : 3$$

A képletekben  $a$  = az ék magassága,  $b$  = az ék szélessége és  $s$  = a tartógerenda magassága.

Az előbbi képletek alapján kiszámított ékméreték a tá-



11. sz. ábra.  
Ékek.



12. sz. ábra.  
Ékkiosztás szerkesztés útján

masztóponthoz legközelebb eső ékre vonatkozik, minden további ék magassága 0.5—1.0 cm-rel és a szélessége 1.0—2.0 cm-rel fogy.

Az ék vagy két darabból (II. a. ábra) vagy pedig egyetlen ékalakú darabból (II. b. ábra) áll. Ikertartóknál a két darabból álló ékek nem alkalmazhatók, mert a gerendák beszáradása esetén az ékek utánverése lehetetlen.

$$\text{Az ékek száma} = \frac{l}{0.8 - 0.9} \text{ drb.}$$

Az ékek egymástól való távolsága a hídtartó közepe felé nagyobodik. A tartógerendák ék és csavarbeosztása a *Sobó Jenő*-féle „Erdészeti hídépítéstan“ 742—743. oldalain táblázatok találhatók.

Az ékek kiosztása a legcélszerűbben a következő szerkesztés útján történhetik (12. ábra).

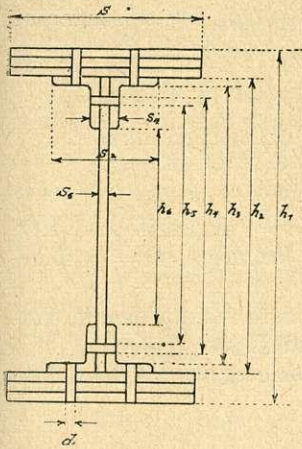
A féltámasztóközzel, mint átmérővel félkört írunk le, ezt eggyel több részre osztjuk be, mint ahány éket elhelyezni szándékozunk. Az 1—5. pontokat körívvel levetítve, nyerjük az I—V pontokat, amelyek a hídtartóra felvetítve adják az ékek helyét, felezővonalaik pedig a csavarok helyét. Példánkánál a körívet hat részre osztottuk be, miután egy-egy féltartóra 5 éket számítottunk. A csavarok átmérője rendszerint 2 cm. Nagyobb hidaknál a támasztópontokhoz legközelebb eső csavarok átmérőjét a támasztópontban fellépő nyíróerőnek megfelelően méretezzük. A további csavarok átmérője kisebb lehet.

#### b) Gerendatartós hidak vasból:

Kisebb támasztóköznél hengerelt vastartókat alkalmazunk, nagyobb támasztóközöknél pedig szegecselt lemeztartókat. A szabványos méretű hengerelt vastartók méreteit, súlyát, valamint ellenállónyomatékát a *Sobó*-féle „Erdészeti hídépítéstan“ 856—857. oldalain találjuk meg, ezek az adatok a táblázatból közvetlenül kiolvashatók. Ha adott esetben a hengerelt tartók ellenállónyomatéka elegendő nem volna, szegecselt lemeztartókat kell alkalmaznunk.

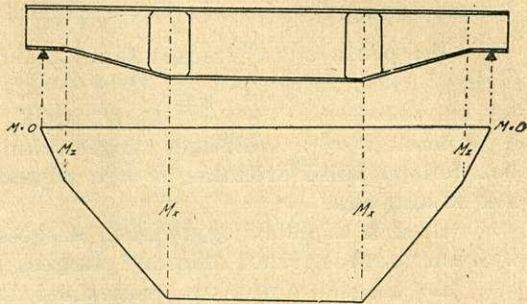
A szegecselt lemeztartók (13. ábra) részei a következők: a gerinclemez, az övlemez és négy drb szögletvas, amelyek az övlemezeknek a gerinclemezhez való erősítésére szolgálnak és egyúttal ellenálló nyomatékukkal fokozzák a gerenda teherbíróképességét. A tartó ellenálló-nyomatéka változtatható a gerinclemez magasságának a megváltoztatásával, valamint az övlemezek számának a változtatásával is. Ennek a gyakorlati keresztülvitele a 14. ábrán látható, ahol a különböző hajlítónyomatékokhoz mérten változik a tartó magassága és esetleg az övlemezek száma is.





13. sz. ábra.

Szegecselt lemeztartó keresztmetszete.



14. sz. ábra.

Változó szelvényű szegecselt lemeztartó.

71.

A szegecselt lemeztartó ellennyomatékát a következő képlettel számíthatjuk ki:

$$W = \frac{1}{6} \left[ \frac{s_1 (h_1^3 - h_2^3)}{h_1} + \frac{s_3 (h_2^3 - h_3^3)}{h_2} + \frac{s_4 (h_3^3 - h_4^3 + h_5^3 - h_6^3)}{h_3} + s_6 h_6^2 \right] \text{cm}^3.$$

A képletben:  $s_1 = s - 2d$  és  $s_3 = s_2 - 2d$

A szegecselt lemeztartók ellenállónyomatékát a *Sobó-féle* szakmunka 871–877. oldalain található táblázatokból közvetlenül is kiolvashatjuk.

Az övlemezeket a gerinclemezhez szögletvasak és szegecssek segítségével erősítjük hozzá. Az egyes lemezeket is hevederlemezekkel és szegecssekkel töldjük egymáshoz. A szegecsket az illető szelvényben fellépő nyíróerők alapján számítjuk. Ugyanannál a tartónál legfeljebb kétféle átmérőjű szegecsset használjunk, mert többféle szegecs alkalmazása esetén a szerelés nehezkesebb lesz. A szegecs átmérőjének lehetőleg a lemezvastagság 2.0–2.2-szeresével kell egyenlőnek lenni. Ha két lemez van összeszegecselve, akkor egynyírású, ha három lemez van összeszegecselve, akkor kétnyírású szegecselésről van szó. A szegecsket nyírásra, vagy falnyomásra számíthatjuk. Szabály az, hogy ha a szegecs átmérője kisebb a lemez, vagy lemezek vastagságának a 2.2-szeresénél, akkor a szegecsket a nyírásra, ha pedig nagyobb, akkor falnyomásra számítjuk a szegecsket.

Az illesztéshez szükséges szegecsek száma, ha a szegecsek igénybevételét nyírásra számítjuk:

$$n = \frac{P}{d^2 \pi 200}$$

Ha pedig a szegeceket falnyomásra számítjuk, akkor:

$$n = \frac{P}{d \times D \times 1400}$$

ahol:  $n$  = a szükséges szegecsszám,  $P$  = az illető szelvényben fellépő külső erőhatás,  $d$  = a szegecs átmérője,  $D$  = a lemez vastagsága.

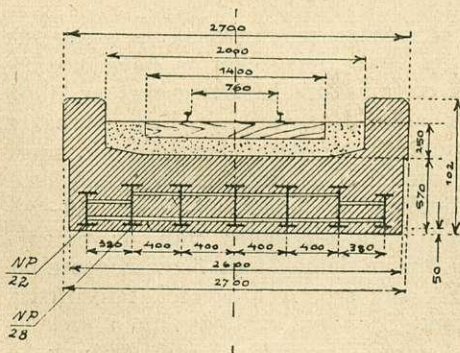
Ezek a képletek egynyírású szegeceselésre vonatkoznak, kétynyírású szegeceseléshez félfannyi szegecs szükséges.

A szegecsszámításra vonatkozó részletek a *Kövesi-féle „Grafosztatika“* 72. §-ában lelhetők fel.

c) *Átmenő kavicságyas hidak betonba ágyazott vastartókkal.*

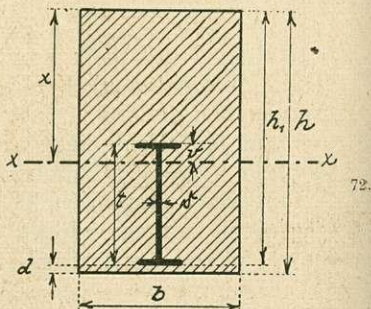
Állandó jellegű erdei vasúti hidaknál a gyakorlatban igen beváltak az átmenő kavicságyas tartószerkezetek, betonba ágyazott vastartókkal. Ezeknek a híd szerkezeteknek az építése sokkal egyszerűbb, mint a vasbetonhidaké és azért kevésbé gyakorolt munkásokkal is elkészíthetők. Nem volna tehát az ismertetésem teljes, ha ezeknek a hidaknak a tervezésére nem terjeszkednék ki. Megjegyzem, hogy ilyen hidak alkalmazása csak kisebb támasztóköz mellett gazdaságos, de erdei vasúti hidak támasztóköze a 10.0 métert csak ritkán haladja meg.

A gyakorlatban az ilyen hídtartókat az egyszerűség okáért úgy méretezik, hogy a vastartók vegyék fel az összes megterhelést, a beton pedig csak a kitöltő anyag szerepét játssza. Ha azonban a betont is számításba vesszük, sokkal gazdaságosabb ered-



15. sz. ábra.

Átmenő kavicságyas híd, betonbaágyazott vastartókkal, keresztmetszetben.



16. sz. ábra.

Betonba ágyazott vastartó keresztmetszete.

ményeket kapunk. A 15. ábra a závadkai (Felső Garamvölgy) erdei iparvasút szabványos 7.0 m támasztóközű, átmenő kavicságyas hídszerkezet keresztmetszetét ábrázolja.

Ezeknek a híd tartóknak a méretezése a gyakorlatban a következő módon történik.

Megállapítjuk elsősorban, hogy a tartó ideiglenesen megválasztott méretei mellett nem léptük-e túl az építőanyagok részére előírt legnagyobb igénybevételeket, és pedig a betont nyomásra 40–45 kg/cm<sup>2</sup> és a betonvasat húzásra 1000–1200 kg/cm<sup>2</sup> határig. Ha tartó-keresztmetszélyünk ezen a határon aluli igénybevételeket eredményez, a tartó méreteit kisebbítjük, mindaddig, míg az építőanyagokat teljes igénybevételük határáig ki nem használhatjuk.

A számításhoz szükséges képletek:

$$\text{A beton igénybevétele nyomásra: } \sigma_b = \frac{Mx}{J} \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{A vas igénybevétele nyomásra: } \sigma_{v_1} = \frac{15 \sigma_b}{x} v \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{A vas igénybevétele húzásra: } \sigma_{v_2} = 15 \frac{M(h_1 - x)}{J} \text{ kg/cm}^2.$$

A képletekben (16. ábra):  $M$  = az egy tartóra eső maximális hajlítónyomaték,  $J$  = a teljes tartószelvény tehetetlenségi nyomatéka,  $x$  = a tartószelvény nyomott övének a magassága,  $v$  = a vastartó nyomott része,  $h_1$  = a tartó teljes magassága,  $h_1 - x$  = a vastartó húzott része.

Az  $x-x$  tengely feletti rész nyomást, az alatta lévő rész pedig húzást szenved.

$x$  értékét a következő képlettel határozzuk meg:

$$x^2 + 2 \left( \frac{F}{b_0} - h_1 \right) x = \frac{2}{b_0} \left( F h_1 - W \right) - h_1^2.$$

A képletben:

$F = bh + 15 F_e$  (ahol  $F_e$  a vastartó felülete cm<sup>2</sup>-ben kifejezve, amit a hengerelt szabványos vastartókra vonatkozó táblázatból közvetlenül kiolvashatunk),

$b_0 = b - \delta =$  a tartó egész szélessége, levonva belőle a vastartó vastagságát,  $W = \frac{b h_1^2}{2} + 15 F_e \frac{t}{2} =$  az ellenállónyomaték értéke a teljes szelvényre vonatkoztatva, ahol  $t$  a vastartó magasságát jelenti.

Ezeknek a birtokában most már kiszámíthatjuk az egész szelvény tehetetlenségi nyomatékát:

$$J = \frac{b x^3}{3} + 15 \left[ J_e + F_e (h - a - x)^2 \right] \text{ cm}^4$$

Ebben a képletben:  $J_e$  = a vastartó tehetetlenségi nyomatéka,  $F_e$  = pedig a vastartó szelvényterülete, adataik a szabványos vastartókra vonatkozó táblázatból kiolvashatók.

$$a = \frac{t}{2} + d, \text{ ahol } t \text{ a vastartó magassága,}$$

$d$  pedig a tartó alatti betonréteg, amelynek a vastagsága a gyakorlatban 0–5 cm között változik.

A tartók igénybevételének fenti módon való kiszámítása kissé hosszadalmas ugyan, de nem kerülhető el, mert erdei vasuti hidak tervezésére ilyen táblázataink nincsenek. A közismert *Kommerell*-féle táblázatok („Tafeln für Eisenbahnbrücken aus einbetonierten Walzträgern“) fővasúti és helyi érdekű vasúti hidak részére készültek, 20, illetve 17 tonna tengelynyomású mozdor-yokra.

#### d) Vasbetonhidak.

A vasbetonhidak az előbb leírt vastartós hidaknál gazdaságosabbak, mert kevesebb vasanyagot igényelnek. Mégis kevésbé ajánlhatom, mert a vasbetétek kiosztásához és szereléséhez gyakorlott munkásokra van szükségünk, akik a forgalomtól távoleső erdei vasútaknál nem mindig állanak rendelkezésünkre.

Nagy gondot kell fordítanunk a betonkeverék helyes arányára és az alkalmazandó kavics és homok tisztaságára is, ami egyébként az előző pontban tárgyalt átmenő kavicságyas hidakra is vonatkozik. A beton keverési aránya a hídfőkben 1:7, a tartószerkezetekben pedig 1:4. Nagy gondot kell fordítanunk a deszka mintázóállvány pontos és lelkiismeretes elkészítésére, amelynek a beton megkötésének ideje alatt (mintegy 4–6 hét) sem elmozdulni, sem behajlani nem szabad.

A részletekre itt kiterjeszkedni nem óhajtok, mint jó gyakorlati kézikönyvet ajánlhatom *Uy Károlynak* „Vasbetonépítés“ című munkáját, amely az „Építő Munkavezetők Könyvtára“ című gyűjteményben jelent meg és a vasbetonépítést gyakorlati alapon tárgyalja.

A 17. ábrán bemutatom egy 12.40 m támasztóközű vasbetonhíd keresztmetszetét, amelyet annakidején a závadkai erdei vasút  $\frac{2}{5}$  szelvényében lévő ékelt gerendatartós fahídszerkezet kieserelése céljából terveztem. Ez a hídszerkezet öt darab főtartóból áll, igénybevételük egyenként 4.680.000 kgm legnagyobb hajlítónyomaték tekintetbevétele mellett a következő:

$$\text{A beton igénybevétele} = \frac{4.680.000}{3.766.453} \times 28 = 35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{A vasbetétek igénybevétele} = \frac{4.680.000}{3.766.453} \times 15 (75-28) = 876 \text{ kg/cm}^2$$

Az igénybevételek kiszámítása, az előző pontban leírt elvek alapján, a következő képletek segítségével történt.

A semleges tengely  $x-x$  távolsága a tartó felső szélétől (18. ábra):  
 $b x^2 + 2 x [d(B - b) + 15 (F_{v_1} + F_{v_2})] = d^2 (B - b) + 30 (F_{v_1} M + F_{v_2} a)$ .

A szelvény tehetetlenségi nyomatéka:

$$J = \frac{1}{3} (B x^3 - (B - b)(x - d)^3) + 15 F_{v_2} (x - a)^2 + 15 F_{v_1} (m - x)^2 \text{ cm}^4.$$

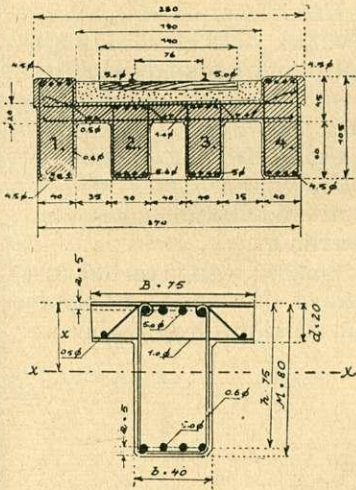
Az építőanyagok igénybevétele pedig:

a betonnál:  $\sigma_b = \frac{M}{J} x \text{ kg/cm}^2$  a vasnál:  $\sigma_v = \frac{M}{J} 15 (h - x) \text{ kg/cm}^2$ .

A gömbölyű vasakat ott, ahol a csökkenő hajlítónyomaték miatt a vasbetétek egy része feleslegessé vált, felhajlítjuk a nyomott övbe. A felhajlítás rendszerint  $45^\circ$  szög alatt történik. A tartó-

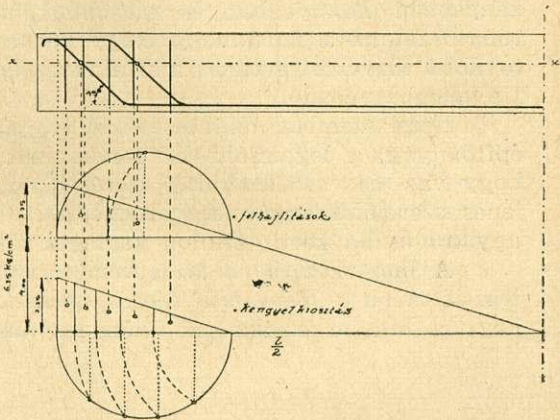
17. sz. ábra

Vasbetonhíd tartószerkezetének kereszt-szelvénye.



18. sz. ábra.

Vasbetontartó kereszt-szelvénye.



19. sz. ábra.

Vasbetétek felhajlítása és kengyelek kiosztása szerkesztés útján.

vasakat kihajlás ellen kengyelekkel biztosítjuk. A felhajtások és a kengyelek helyét szerkesztés útján szokás megállapítani, ami a következőképpen történik. (19. ábra.)

A támaszpontban fellépő nyíróerőkből megállapítjuk, hogy egy-egy tartó kereszt-szelvényét a nyíróerők hány  $\text{kg/cm}^2$ -re veszik igénybe. A 17. ábrán bemutatott hídtartó esetében:

$$T = \frac{Q}{F} = \frac{12,500}{2000} = 6.25 \text{ kg/cm}^2.$$

Miután a betont csak  $4 \text{ kg/cm}^2$ -ig szabad nyírásra igénybevenni, a fennmaradó  $6.25 - 4.00 = 2.25 \text{ kg/cm}^2$ -nyi nyíróerőt a felhajlított vasbetéteknek kell viselniök.

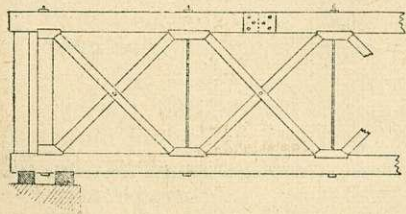
### V. Rácstartós hidak tervezése.

Az erdei vasutaknál ritkábban előforduló, nagyobb támasztók között hidaknál — ahol a saját-súlyból és a mozgó megterhelésből előállott igénybevételek olyan nagyok, hogy azokkal szemben az előzőekben leírt tömör gerendatartós hidak szelvényei nem tudnak kellő ellenállást kifejteni — olyan tartószerkezetekre kell áttérnünk, amelyek — nagyobb szerkezeti magasság és az egyes szerkezeti tagok megfelelő keresztmetszete mellett — a fellépő erőhatásokkal szemben megfelelő biztonságot nyújtanak.

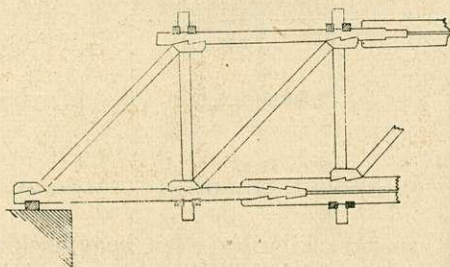
Ezek a tartószerkezetek a rácsos híd tartók. Tervezésük és fából való előállításuk nagyobb gondot igényel ugyan, mint az egyszerű gerendatartók készítése, de nagyobb hídníválásoknak közbenő pillérek nélkül való áthidalására csak ilyenek alkalmasak. Előnyük, hogy a hasonló vas- és vasbetonszerkezeteknél jelentősen könnyebbek és olcsóbbak, de másrészt hátrányukul róható fel az a körülmény, hogy élettartamuk sokkal rövidebb, továbbá tűzveszélyesek is, ami a fatüzelésű mozdonyoknál szintén figyelembe veendő.

Ezzel szemben tekintetbe kell vennünk azt, hogy a fa mint építőanyag, a legolcsóbb és rendszerint kéznél is van, továbbá, hogy vas- és vasbetonhidak szereléséhez, illetve építéséhez ideiglenes szerelőállványt vagy hidat kell építenünk, ami gyakran ugyanannyiba kerül, mint a végleges faszerkezet.

A faszerkezetű rácsos gerendatartók között leggyakoribb és legismertebb a *Howe-féle rácsos gerendatartó*. (20. ábra.) Előnye, hogy a hídszerkezetben az idők folyamán beállott beszáradás a

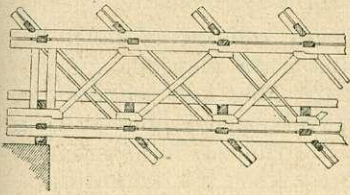


20. sz. ábra.  
Howe-féle rácsstartó.

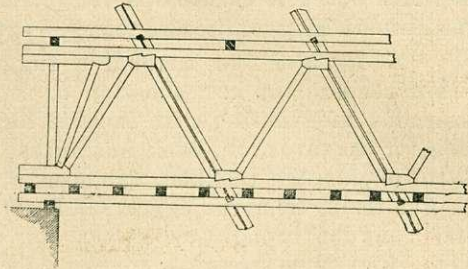


21. sz. ábra.  
Rybter-féle rácsstartó.

fügőleges csavarok meghúzása által könnyen kiegyenlíthető. Hátránya, hogy a hasonló faszerkezetek között a legtöbb faanyagot igényli. Hasonló faszerkezetek a *Rybter-féle* (21. ábra), továbbá a *Pintowski* (22. ábra) és *Ibjanski-féle* (23. ábra) rácsos gerendatartók, amelyeknél a tartószerkezetben beállott beszáradás ékek meghúzásával egyenlíthető ki. Ezeknek a tartószerkezeteknek az ábrázolásánál eltekintettünk a kereszttartók és szélrácsokat beraj-



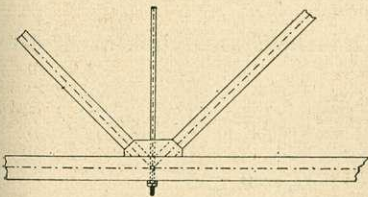
22. sz. ábra.  
Pintowski-féle rácsstartó.



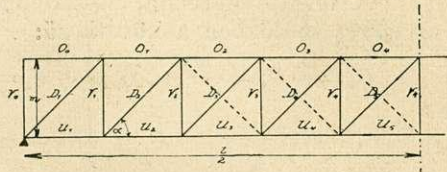
75. 23. sz. ábra.  
Ujanski-féle rácsstartó.

zolásától, hogy ábráink egyszerűbbek és világosabbak legyenek. Meg kell jegyeznünk azonban, hogy rácsos hídtartáknál a kereszt-tartókat, illetve keresztalpfákat mindig egy-egy csomópont alá, vagy fölé helyezzük, nehogy a rácsrudazatban a szokott igénybevételeken kívül, még forgató erőhatások is lépjenek fel. Ügyelnünk kell arra is, hogy az egyes szerkezeti részek tengelyvonalai egy ideális pontban találkozzanak (24. ábra), a hídtartó tehát tényleg háromszögekből álljon és az egyes szerkezeti részeket csupán húzás vagy nyomás terhelje. Ha hibás szerkesztés, vagy a csavaroknak a beszáradás miatt szűkséges meghúzása következtében az alkatrészek tengelyvonalai nem egy ideális pontban metszik egymást, az egyes csomópontokban károsan ható hajlítóerők léphetnek fel.

Az erdei rácsstartós vasúti hidaknál tekintetbe jöhető faszer-



24. sz. ábra.  
Rácsstartós híd rácsrudazatának  
a csomópontja.



76. 25. sz. ábra.  
A Howe- és Rychler-féle hídtartó-  
szerkezetek mintája.

kezetek két csoportba oszthatók. Ezek lényegileg a következőkben különböznek egymástól.

Az első csoportba tartoznak a *Howe és Rychler-féle* szerkezetek, amelyek mintáját a 25. kép ábrázolja. Ezek a tartók lényegileg derékszögű háromszögekből állanak. Megkülönböztetünk rajtuk felső (*O*) és alsó (*U*) övgerendákat, átlós rácsrudakat (*D*) és függőleges rudazatot (*V*). Az átlós rudak hajlásszöge rendszerint

45°. A Howe-féle tartónál a függőleges rudak gömbölyű vasak a beszáradás kiegyenlítésére, egyik végükön csavarmenettel.

A Rychter-féle tartónál a függőleges rudazat is fából készült, rendszerint kettős oszlop ú. n. cimborafa alakjában. A beszáradás kiegyenlítése itt ékekkel történik. Meg kell jegyeznünk, hogy a csavarok, ill. ékek meghúzása következtében elméletileg a tartó magassága csökken, valamint a ferde rudazat hajlásszöge is megváltozik, tehát az egyes szerkezeti részekben a kiszámítottaknál nagyobb erőhatások lépnek fel, amivel előre is számolnunk kell. Hogy a beszáradás következtében beálló alakváltozást lehetőleg a legkisebb mértékre szállítsuk le, ajánlatos tető alatt, légen szárított fát használni.

Vizsgáljuk meg már most, hogy az egyes szerkezeti részekben mily erőhatások lépnek fel.

Az alsó övgerendákban húzás lép fel, amelynek az értéke az egyes mezőkben a következő:

$$U_5 = \frac{M_{max}}{m}; \quad U_4 = \frac{M_4}{m}; \quad U_3 = \frac{M_3}{m}; \quad U_2 = \frac{M_2}{m}; \quad U_1 = \frac{M_1}{m}.$$

A fenti kifejezésekben  $M_{1-5}$  az illető esomópontokban fellépő legnagyobb hajlítónyomaték értéke, amit kötélpolygon segítségével állapítunk meg, vagy pedig a II. számú táblázatból olvasunk ki. Mivel a táblázatban csak a tartó közepére vonatkoztatott legnagyobb hajlítónyomatékok találhatóak meg, a többi esomópontokra eső hajlítónyomatékot a III. sz. táblázat segítségével állapítjuk meg. Így az adott esetben lesz:

$$M_5 = M_{max}; \quad M_4 = 0.992 M_{max}; \quad M_3 = 0.899 M_{max}; \quad M_2 = 0.703 M_{max} \\ \text{és } M_1 = 0.403 M_{max}.$$

A felső övgerendát összenyomás terheli, amelynek az értéke az egyes mezőkben a következő:

$$O_4 = -U_4 = -\frac{M_4}{m}; \quad O_3 = -U_3 = -\frac{M_3}{m}; \quad O_2 = -U_2 = -\frac{M_2}{m};$$

$$O_1 = -U_1 = -\frac{M_1}{m}; \quad O_0 = 0,$$

vagyis a szélső mezőkben a felső övgerenda teljesen elhagyható. A gyakorlatban ezt az övgerendát azonban meg szoktuk hagyni.

Az átlós rudazatot váltakozva hol összenyomás, hol pedig húzás terheli, a vonat menetiránya szerint. Értéke az  $n$ -ik esomópontban:

$$D_n = \pm \frac{Q_n}{\sin \alpha}.$$

A függőleges rudakat húzás terheli, ennek az értéke

$$V_n = Q_n +_1 \text{ ha a hídpálya alul és}$$

$$V_n = Q_n \text{ ha a hídpálya felül van.}$$



A nyíróerőket a IV. sz. táblázat vagy pedig kötélpolygon segítségével határozzuk meg. Elég, ha számításainkat a hídtartó felére végezzük el, mert a hídtartó részarányos és így annak másik felében ugyanazok az erőhatások lépnek fel, csupán az átlós dúcokban lesz az erőhatás fordított előjelű.

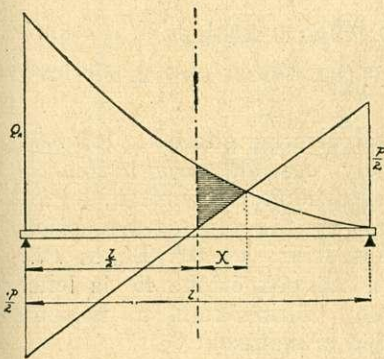
Egyenletes megterhelés mellett (saját-súly) a híd közepe felé emelkedő átlós rudak nyomást, az eső rudak pedig húzást szenvednek. Váltakozó terhelésnél (mozgó vonat) ugyanaz az átlós rúd felváltva nyomást és húzást is szenvedhet. A változó igénybevételek övezetét a következő szerkesztéssel határozhatjuk meg (26. ábra).

Adott mértékarányban megrajzoljuk a híd támasztóközét, amelyre az  $A$  és  $B$  támaszpontokban ellenkező előjellel felhordjuk a saját-súly okozta nyíróerők értékét, a híd saját súlyának a felét  $= P/2$ . Megszerkesztjük továbbá a  $B$  pontból az  $A$  pont felé a mozgó megterhelés okozta nyíróerők görbéjét. Ahol ez a görbe a saját-súly okozta nyíróerők vonalát metszi, ott van a  $C$  pont, ennek a távolsága a híd közepétől adja a változó terhelések övezetét. Ez a zóna a híd közepétől jobbra és balra  $x + x$  távolságra terjed, amit a támasztóköz méreccével lemérhetünk az ábráról. Mennél nagyobb a híd saját súlya és mennél csekélyebb a mozgó megterhelés, annál kisebb lesz a váltakozó terhelések zónája is, ami egyébként az ábrából is kivehető.

A függőleges és átlós rudazatban fellépő erőhatások meg-

26. sz. ábra.

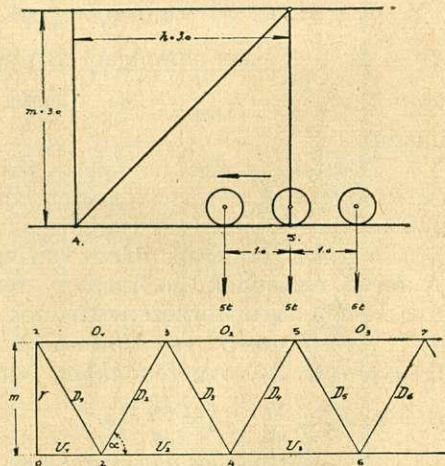
A változó terhelések övének a megállapítása szerkesztés útján.



77.

27. sz. ábra.

A legnagyobb nyíróerők ábrázolása a csomópontokban.



28. sz. ábra.

A Pintowskí- és Iujanskí-fél hídtartószerkezetek mintája.

állapítása céljából szükségünk van a nyírőerők ismeretére. Legyen például a támasztóköz  $30,0$ ,  $m = h = \frac{l}{10} = 3,0$  méter (27. ábra). Megállapítandók az egyes esomópontokban fellépő nyírőerők:

Az 5. esomópontban a nyírőerő akkor lesz a legnagyobb, ha az első teher már túlhaladt a esomóponton és a esomópontba a 2. teher jutott. Ugyanez áll az 1., 2., 3. és 4. esomópontokra is.

Az egyes esomópontokban fellépő nyírőerőt a:

$$Qx = \frac{1}{l} \left( \sum_1^n P a_n + \sum_1^n P b \right)$$

képlet szerint számítjuk ki (7. ábra).

Öt tonnás vonatterhelés mellett az egyes esomópontokban fellépő nyírőerők értéke a következő.

Az 5. esomópontban

$$b_1 = 13,0; a_n = 2,0; Q_5 = \frac{1}{30} (43 \times 2,0 + 389) - 1,65 t = 14,18 t.$$

A 4. esomópontban

$$b_1 = 19,9; a_n = 0,0; Q_4 = \frac{1}{30} (51 \times 0,0 + 526) - 1,65 t = 15,88 t.$$

A 3. esomópontban

$$b_1 = 20,0; a_n = 2,0; Q_3 = \frac{1}{30} (55 \times 2,0 + 577) - 1,65 t = 21,25 t.$$

A 2. esomópontban

$$b_1 = 24,0; a_n = 1,0; Q_2 = \frac{1}{30} (63 \times 1,0 + 801) - 1,65 t = 27,15 t.$$

Az 1. esomópontban

$$b_1 = 27,0; a_n = 1,0; Q_1 = \frac{1}{30} (71 \times 1,0 + 994) - 1,65 t = 33,85 t.$$

A 0. esomópontban

$$b_1 = 30,0; a_n = 0,0; Q_0 = \frac{1}{30} (75 \times 0,0 + 1207) = 38,58 t.$$

Az 1–5. esomópontokban az első teher meghaladván a esomópontot,  $P_1 \frac{1,0}{h} = 5 \frac{1,0}{3,0} = 1,65 t$  érték a nyírőerők összegéből levonandó.

A *Howe* és *Rychter*-féle tartóktól némileg eltérő az *Ibjanski* és *Pintowski*-féle tartószerkezet, amely egyenlőszárú háromszögekben áll (28. ábra). A függőleges rácsrudak hiányoznak, legfeljebb a támasztópontok felett van egy-egy függőleges tartóoszlop. A ferde rácsrudak hajlásszöge rendszerint  $\alpha = 60^\circ$ . Egyes *Pintowski*-féle tartószerkezetnél ennek a szögnek értéke  $45^\circ$  is lehet.

Az *Ibjanski* és *Pintowski*-féle híd tartóknál a húzásra igénybevett alsó övgerendákban fellépő erőhatások:

$$U_1 = 0; U_2 = \frac{M_3}{m}; U_3 = \frac{M_5}{m} \text{ stb.}$$

A felső övgerendákat nyomás veszi igénybe és pedig:

$$O_1 = -\frac{M_2}{m}; O_2 = -\frac{M_4}{m}; O_3 = -\frac{M_6}{m} \text{ stb.}$$

A függőleges és átlós rácsrudakban fellépő erőhatások:

$$V = Q_1; D_1 = \frac{M_2 - M_1}{m} \times \frac{1}{\cos \alpha}; D_2 = \frac{M_3 - M_2}{m} \times \frac{1}{\cos \alpha};$$

$$D_3 = \frac{M_4 - M_3}{m} \times \frac{1}{\cos \alpha} \text{ stb.}$$

Az  $U_1$  és  $V$  rácsrudak el is hagyhatók, ilyenkor a tartót az 1. sz. esomópontban támasztjuk alá (29. ábra).

Húzott rudaknál a szükséges keresztmetszvény:

$$F = \frac{P}{\sigma} \text{ cm}^2.$$

A képletben  $F$  = a keresett keresztmetszvény;  $P$  = a rúdra ható erők összege és  $\sigma$  = a megengedett igénybevétel  $\text{kg/cm}^2$ -ben.

Nyomott rudaknál a megengedett megterhelés:

$$P = \frac{10 EJ}{n l^2} \text{ kg},$$

ahol  $E$  = a rugalmassági modulus, (amely fánál = 100,000),  $J$  = a keresztmetszvény tehetetlenségi nyomatéka;  $n$  = a biztonság mértéke, (fánál = 10);  $l$  = az oszlop nyomott hossza.

Az adatokat behelyettesítve:

$$P = 100,000 \frac{J}{l^2}.$$

A megengedhető legnagyobb megterhelések értékét faoszlopoknál a VII. sz. táblázatból közvetlenül olvashatjuk ki.

VII. sz. táblázat:

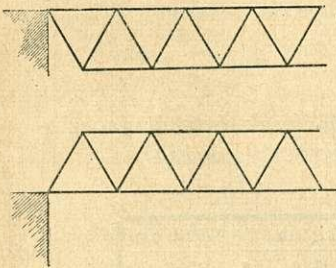
$m = s$ cm	Megterhelt hosszúság méterekben						
	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0
hordképesség kg-ban							
10	930	680	520				
12	1920	1410	1080	850	690		
14	3560	2610	2000	1580	1280	1060	890
16	6070	4460	3410	2700	2180	1810	1520
18	9700	7140	5470	4320	3500	2890	2430
20	14800	10900	8330	6580	5330	4410	3700
22	21700	15900	12200	9640	7800	6450	5420
24	30700	22600	17300	13700	11100	9140	7670
26	40600	31100	23800	18800	15200	12600	10600
28	47000	41800	32000	25300	20500	16900	14200
30	54000	54000	42200	33300	27000	22300	18700
32	61400	61400	54600	43100	35000	28900	24300
34	69400	69400	69400	55000	44500	36800	30900
36	77800	77800	77800	69100	56000	46300	38900
38	86600	86600	86600	85800	69500	57400	48300
40	96000	96000	96000	96000	85300	70500	59300

A rácsstartóknál a faalkatrészeket csavarok, vasrudak és vaslemezek segítségével kötjük össze. Nyomott rudaknál az illesztések a 30. ábra, húzottaknál pedig a 31. ábra szerint történnek. Az illesztéseknél változtathatjuk meg a gerendaszelvényeket is, aszerint, amint a kérdéses részre ható erők kisebbednek vagy nagyobbodnak. Húzott vasrudaknál azok keresztmetszévénye is ellenőrizendő az  $F = P/\sigma$  cm<sup>2</sup> képlet szerint, amelyben  $F$  = a vasrúd keresztmetszévénye,  $P$  = a rúdra ható húzóerő nagysága,  $\sigma$  pedig a megengedhető legnagyobb igénybevétel, ez folyasztott vasnál 1000–1200 kg/cm<sup>2</sup>, hegesztett vasnál pedig 900–1100 kg/cm<sup>2</sup>.

Rácsstartós hidaknál szükséges még a szélnyomás okozta erőhatásokat is számba venni, amelyek az értéke kb. 250 kg/m<sup>2</sup>.

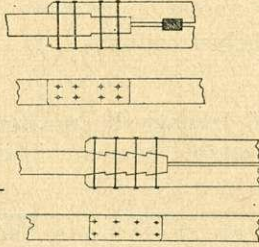
A vonat mozgása, illetve a fékezés előidézte dinamikus erőhatást, — az erdei vasutaknál szokásos csekély menetsebességekre való tekintettel — figyelmen kívül hagyhatjuk.

78.



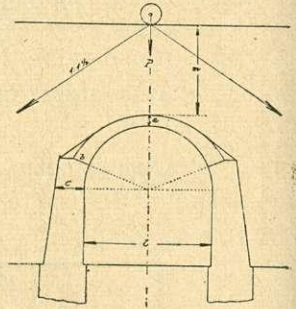
29. sz. ábra.

A Pintoski- és Ibjanski-féle híd-tartószerkezetek alátámasztási módja.



30. sz. ábra.

Gerendailestések.



31. sz. ábra.

Körívalakú boltozott köhíd keresztmetszete.

## VI. Boltozott hidak tervezése.

Magas feltöltések alatt, vízlevezetésre és útaluljáró céljaira szolgáló hidak nyílt műtárgyak alakjában nem építhetők meg gazdaságosan, ilyen esetekben legcélszerűbb boltozott hidakat létesíteni.

A félkörboltozat egyenlő méretek mellett erősebb teherbírású a körszeletboltozatnál, ahol tehát a rendelkezésre álló magasság megengedi, ott félkörboltozatot alkalmazunk (32. ábra). Megjegyzem, hogy a boltvállaknak feltétlenül az árvíz szintje fölött kell maradni. A VIII. sz. táblázat a félkörboltozatú hidak tervezéséhez szükséges méreteket tartalmazza, különböző feltöltésmagasság mellett. 3 méter magas feltöltéseknél a táblázatok körszeletboltozatokra is érvényesek, magasabb feltöltésnél mindenestre félkörboltozatot létesítsünk. A táblázat kőből épült bolto-

zatokra vonatkozik, de használható téglaboltozatok méretezéséhez is, ilyen esetben a táblázat méreteit a téglaméreteknak megfelelően kell kikerekíteni. Ez a táblázat mindenféle erdei vasúti vonatterhelésnek megfelel, mert a magas feltöltésben a  $P$  tengelynyomás a feltöltés anyagának a természetes rézsúje szerint nagyobb felületre oszlik el (32. ábra) és a boltozatra tulajdonképpen közvetlen nyomást csak a feltöltés földtömege gyakorol.

VIII. sz. táblázat:

Hídnyílás	A boltozat feletti feltöltés magassága m-ben														
	0—3			3—6			6—9			9—12			12—15		
	$a =$ zárókővastagság ; $b =$ vällerősség ; $c =$ ellenfal felső szélessége														
m	$a$	$b$	$c$	$a$	$b$	$c$	$a$	$b$	$c$	$a$	$b$	$c$	$a$	$b$	$c$
1.0	0.30	0.30	0.60	0.35	0.35	0.70	0.40	0.40	0.80	0.45	0.50	1.00	0.50	0.50	1.00
2.0	0.35	0.35	0.70	0.40	0.40	0.80	0.45	0.45	0.90	0.50	0.55	1.10	0.55	0.60	1.20
3.0	0.40	0.50	1.00	0.45	0.50	1.00	0.50	0.55	1.10	0.55	0.60	1.20	0.60	0.70	1.40
4.0	0.5	0.55	1.10	0.50	0.60	1.20	0.55	0.60	1.20	0.60	0.70	1.40	0.65	0.80	1.60
5.0	0.50	0.60	1.20	0.55	0.65	1.30	0.60	0.70	1.40	0.65	0.75	1.50	0.70	0.85	1.70
6.0	0.55	0.70	1.40	0.60	0.75	1.50	0.65	0.80	1.60	0.70	0.80	1.60	0.75	0.90	1.80
7.0	0.60	0.75	1.50	0.65	0.80	1.60	0.70	0.90	1.80	0.75	0.90	1.80	0.80	1.00	2.00
8.0	0.65	0.85	1.70	0.70	0.95	1.90	0.75	1.00	2.00	0.80	1.00	2.00	0.85	1.10	2.20
9.0	0.70	0.90	1.80	0.75	1.00	2.00	0.80	1.10	2.20	0.85	1.20	2.40	0.90	1.30	2.60
10.0	0.75	1.00	2.00	0.80	1.10	2.20	0.85	1.20	2.40	0.90	1.40	2.80	0.95	1.50	3.00

### VII. Befejezés.

Leírtam mindazt, amire erdőmérnök-szaktársaimnak az erdei vasúti hidak tervezésénél szükségük lehet. Helyszűke miatt részletekre nem terjeszkedhettem ki, ebben a tekintetben utalok *Sobó* „Erdészeti hídépítéstan“-ára, valamint *R. Krüger* „Brückenbau“ című munkájára. Ez az utóbbi munka sztatikai számításokat egyáltalában nem közöl, de részletrajzai a tervezésnél jól felhasználhatók.

A hídtervezési munkálatokkal foglalkozó erdőmérnökök semmiesetre sem nélkülözhetik a grafosztatikai alapismereteket. Ezeket illetően utalok *Kövesi Antalnak* a „Grafosztatika és vasszerkezetek“ című tankönyvére.

A számítások megkönnyítése, illetve ellenőrzése céljából táblázatokat is közöltem. A II., IV. és VIII. számúakat az erdei vasúti hidaknál szokásos megterhelések figyelembevételével állítottam össze (3. ábra), az V. és VI. sz. táblázat a gerendatartós fahidaknál szokásos keresztmetszvények ellenálló-nyomatékainak a meghatározására szolgál, míg a VII. sz. táblázat segítségével a fából készült ráccstartó szerkezetek nyomott dúcainak a teherbírását állapíthatjuk meg.

Ezeket a táblázatokat főleg azoknak a szaktársaimnak szántam, akik erdei vasuti hidak terveimek a felülvizsgálatára nyertek megbízást, de hasznát látják e táblázatoknak a tervező mérnökök is, a számítás, vagy szerkesztés útján nyert adataik ellenőrzésénél.

Az erdei vasuti hidak építése körül szerzett tapasztalataim alapján ajánlom kartársaimnak, hogy *ideiglenes jellegű erdei vasuti hidjaikat fából készült tartószerkezettel lássák el, a hídfőket és pilléreket azonban feltétlenül kőből vagy betonból készítsék.* Állandó jellegű vasuti hidaknál, ha azt költségvetésünk megengedi, tervezzünk átmenő kavicságyas tartószerkezetet, vastartókkal. Miután ezek a hidak 10—15 méteres hídnyílásnál, illetve támasztóköznél már nem gazdaságosak, az ilyen nagyobb nyílásokat vasbetonszerkezettel hidaljuk át.

Nagy támasztóközök áthidalására készítsünk rácsartós híd-szerkezeteket *fából*. Ezek a legolcsóbbak, ha nem is a legtartósabbak. Úgyes ácsmester majdnem mindenütt akad, aki a tervek alapján ezeket a szerkezeteket el tudja készíteni.

El ne mulasszuk az építés megkezdése előtt hídterveinket hatósági felülvizsgálás és jóváhagyás végett bemutatni. A tervezethez csatolni kell számításokat is, amelyek igazolják, hogy az építőanyagok megengedett igénybevételét nem léptük túl.

Tanulmányomat abban a reményben bocsátom útjára, hogy hídtervezéssel foglalkozó szaktársaim megtalálják benne mindazt, amire tervezési munkálataiknál szükségük lehet.

#### Entwurf von Waldeisenbahnbrücken. Von L. Lángos.

Der Verfasser gibt eine kurze theoretische u. praktische Anleitung für den Entwurf v. Waldeisenbahnbrücken, mit Tragkonstruktionen aus verschiedenem Baumaterial, mit besonderer Rücksicht auf hölzerne Balkenbrücken und Fachwerke. Zwecks Erleichterung u. Kontrolle der numerischen u. graphostatischen Berechnungen stellt er einige praktische Tabellen zusammen für die Ermittlung der Biegemomente (Tafel II.) und Querkräfte (Tafel IV.) für die bei den Waldeisenbahnen üblichen Belastungen (Abb. 3.) Weitere Tabellen für die Bestimmung der Widerstandsmomente von einfachen Balken (Tafel V.) und verdübelten Balken (Tafel VI.) ferner eine Tabelle für die Bestimmung der zulässigen Belastung von gedrückten Holzbalken (Tafel VII.) und schliesslich eine Tabelle für die Dimensionierung gewölbter Steinbrücken (Tafel VIII.) werden dem Aufsatz beigelegt.

#### Projets de ponts pour chemins de fer forestiers. Par L. Lángos.

Résumé bref pour la pratique, des méthodes de construction utilisant divers matériaux.

#### Planning of Railway Bridges. By L. Lángos.

A short summary for practical use, how the bridges from different materials are to be built.