

Moduł sprężystości $k = 2100000 \text{ kg/cm}^2$. Na planie Williot'a (fig. b) przyjęto najpierw kierunek 4—3 jako stały.

Punkty planu Williot'a odrzutowane na pionowych, przechodzących przez węzły A, 2, 4, 6, B (fig. c), dają linię ugięcia pasa dolnego, a zarazem linię wpływową ugięcia węzła 2. Na fig. a i c wskazano najniekorzystniejsze położenie pociągu. Największe ugięcie węzła 2 $\delta_2 = 10^{-3} \cdot [16(18 + 48) + 25(121 + 120 + 118 + 116,5 + 115 + 85 + 72,5 + 60 + 46 + 32,5)] = 10^{-3} \cdot [16 \cdot 66 + 25 \cdot 886,5] = 1,06 + 22,16 = 23,22 \text{ mm}$.

V. Naprężenia drugorzędne w belkach kratowych.

Przy obliczaniu belek kratowych przyjmuje się, że pręty są połączone w węzłach przegibnie, że występują w nich zatem tylko siły osiowe. Naj-

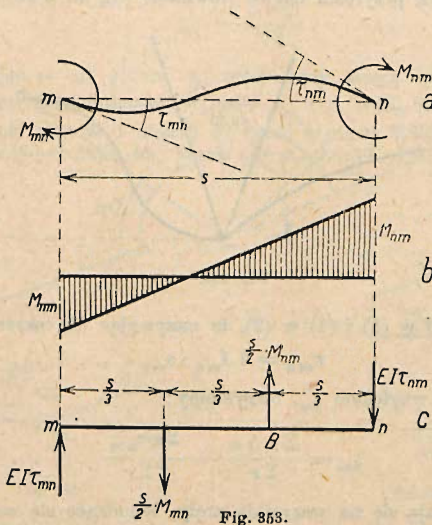


Fig. 353.

częściej jednak węzły są sztywne, więc kąty między prętami we węzłach nie mogą się zmieniać, zaś pręty po odkształceniu belki wyginają się i wskutek tego powstają w nich naprężenia zginające, zwane drugorzędami.

Styczne do pręta mn (fig. 353 a) odchyla się od jego cięciwy o kąty τ_{mn} i τ_{nm} , dodatnie, jeżeli w kierunku wskazówek zegara. Na koniec m pręta mn działa moment M_{mn} (moment węzłowy), na koniec n moment M_{nm} . Wzdłuż pręta linia momentów jest prostą (fig. 353 b). Pomijając wpływ siły osiowej, znajdziemy M_{mn} wedle zasady Mohra z równania momentów ciężarów sprężystych (fig. 353 c) ze względu na punkt B:

$$M_{mn} = 2 \frac{EIJ}{s} (3\tau_{mn} + \tau_{nm}) \dots \dots \dots (1)$$

Z powodu równowagi suma momentów węzłowych we wszystkich prętach, zbiegających się centrycznie w danym węźle m :

$$\sum M_{mn} = 0 \dots \dots \dots (2)$$

Jeżeli połączenie prętów we węźle jest ekscentryczne, to $\sum M_{mn} = \sum S \cdot c$ (S siła osiowa, c mimośród). Przy w węzłach mamy w równań (2). Jeżeli

znamy przyrosty $\Delta\alpha$ kątów pomiędzy cięciwami prętów, to możemy wszystkie kąty odchylenia τ_{mn} węzła m wyrazić przez jeden z nich ξ_m . Z fig. 354 widać, że

$$\tau_{mn} = \xi_m - \Delta\alpha_{0mn} \dots \dots \dots (3)$$

Jeżeli pomiędzy prętem mo i mn (fig. 354) są jeszcze pręty $m1, m2$, to $\alpha_{0mn} = \alpha_{0m1} + \alpha_{1m2} + \alpha_{2mn}$

zatem:
$$\Delta\alpha_{0mn} = \Delta\alpha_{0m1} + \Delta\alpha_{1m2} + \Delta\alpha_{2mn}.$$

Przyrosty $\Delta\alpha_{0m1}, \Delta\alpha_{1m2} \dots$ znajdziemy według wzoru na zmianę kąta w trójkącie wskutek przyrostu boków [równanie (8), str. 1240].

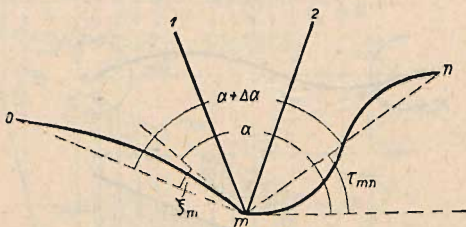


Fig. 354.

Podstawmy (3) w (1) i (1) w (2), to nazywając dla skrócenia:

$$r_{mn} = 2 J_{mn} : s_{mn} \dots \dots \dots (4)$$

i rozwiązując (2) względem ξ_m , otrzymamy:

$$\xi_m = \frac{\sum r \Delta\alpha}{\sum r} - \frac{\sum r \tau_{nm}}{2 \sum r} \dots \dots \dots (5)$$

Sumy rozciągają się na wszystkie pręty, schodzące się we węzle m . Dla każdego węzła mamy takie równanie, więc w równań. Rozwiążemy je drogą kolejnych przybliżeń.

Przyjmując $\tau_{nm} = 0$, otrzymamy pierwszą wartość przybliżoną:

$$\xi'_m = \frac{\sum r \Delta\alpha}{\sum r} \dots \dots \dots (6)$$

Podstawiając (6) w (3), otrzymamy pierwsze wartości przybliżone kątów odchylenia. Wstawiając je w (5), otrzymamy drugie przybliżenie dla ξ_m , tj. ξ''_m . Podobnie znajdziemy ξ'''_m, ξ^{IV}_m itd., aż różnice pomiędzy kolejnymi przybliżeniami staną się dowolnie małe. Na podstawie ostatecznych wartości ξ obliczamy kąty odchylenia τ z równania (3) i momenty węzłowe z równania (1). Jako kontrolę mamy równanie (2). Ewentualną odchyłkę należy rozdzielić pomiędzy pręty proporcjonalnie do wartości r . Jest to uproszczony sposób Manderli.

Mohr zastąpił kąt odchylenia τ_{mn} obrotem φ_m węzła m i obrotem ψ_{mn} pręta mn . Fig. 355 przedstawia odkształcenie i przesunięcie pręta mn w położenie $m'n'$. Czytamy z niej:

$$\tau_{mn} = \varphi_m - \psi_{mn}, \quad \tau_{nm} = \varphi_n - \psi_{mn} \dots \dots \dots (7)$$

φ_m, φ_n i ψ_{mn} są dodatnie, jeżeli w kierunku wskazówek zegara. Podstawmy (7) i (4) w (1), to:

$$M_{mn} = r E (2 \varphi_m + \varphi_n - 3 \psi_{mn}) \dots \dots \dots (8)$$

Podstawiając (8) w (2), otrzymamy analogicznie do (5):

$$\varphi_m = \frac{\sum r \psi}{\sum r} + \frac{1}{2} \frac{\sum r (\psi - \varphi_n)}{\sum r} \dots \dots \dots (9)$$

System równań (9) rozwiązuje się, podobnie jak (5), drogą kolejnych przybliżeń, przyjmując jako pierwszą wartość przybliżoną:

$$\varphi'_m = \frac{\sum r \psi}{\sum r} \dots \dots \dots (10)$$

Podstawiając w (9) φ'_n za φ_n , otrzymamy drugą wartość przybliżoną φ''_m itd. Podstawiając obliczone wartości φ_m i φ_n w (8), otrzymamy momenty węzłowe. Obróty prętów ψ można odczytać z planu Williot'a. Prętowi mn (fig. 356 a) odpowiadają na planie dwa odcinki: $\lambda =$ wydłużenie pręta

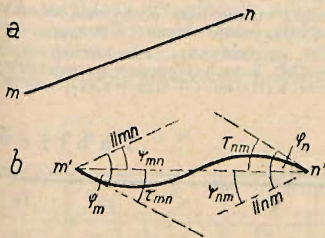


Fig. 355.

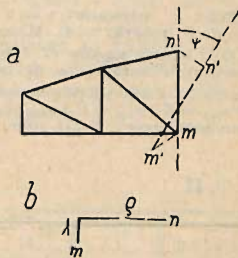


Fig. 356.

i $\rho =$ względne przesunięcie obu węzłów pręta w kierunku prostopadłym do pręta. Jeżeli $s_{mn} =$ długość pręta, to

$$\psi_{mn} = \frac{\rho_{mn}}{s_{mn}} \dots \dots \dots (11)$$

Z momentów węzłowych oblicza się naprężenie drugorzędne ze wzoru:

$$\nu = \frac{M e}{J} = \frac{M}{W} \dots \dots \dots (12)$$

przyczem $J =$ moment bezwładności przekroju pręta względem osi ciężkości prostopadłej do płaszczyzny belki, $e =$ oddalenie włókien skrajnych od tejże osi. Dla dowolnego pręta mn mamy dwie wartości M , mianowicie M_{mn} , oraz M_{nm} i wogóle dwie wartości e , tj. e' i e'' , więc cztery wartości ν , z których dwie są tego samego znaku, co naprężenie pierwszorzędne. Z pośród tych dwu miarodajna jest bezwzględnie większa.

Jako przykład podajemy obliczenie uproszczonym sposobem Manderli belki (fig. 311, str. 1243), którą Müller-Breslau obliczył swoim sposobem („Graphische Statik II.“ 2, str. 295), zaś Gehler („Die Ermittlung der Nebenspannungen eiserner Fachwerkbrücken“, str. 22) sposobem Mohra.

Obliczenie przygotowawcze por. str. 1243. Na tablicy prętów (Tabl. I) zestawiono długości s , przekroje F , momenty bezwładności J , odstępny włókien skrajnych od osi

Tabl. I.

Tablica prętów.

Pręt	s cm	F cm ²	J cm ⁴	e cm	r cm ³	S t	νI kg/cm ²	νII kg/cm ² + -	Möhr Gehler	M. Br.	$\frac{\nu II}{\nu I}$ %
12	400	44	400	6,5	2	16	+ 364	91,4	94	92	25
23	400	60	800	8	4	40	+ 667	78,5	77	78	11,7
33'	400	60	800	8	4	48	+ 800	51,5	46	52	6,4
45	400	65	4000	12	20	32	- 492	106,6	106	108	21,7
56	400	65	4000	12	20	48	- 739	85,4	86	89	11,5
14	360	60	900	8,5	5	28,8	- 480	46,6	50	47	9,7
42	360	40	300	5	1,67	28,8	+ 720	35,8	38	35	5
25	360	44	400	6,5	2,22	14,4	- 328	66,1	60	67	20
53	360	44	400	6,5	2,22	14,4	+ 328	61,8	60	61	18,8
36	360	44	400	6,5	2,22	0	0	36,2	44	36	∞

ciężkości e , sztywności $r = 2J : s$, siły osiowe S w tonnach i naprężenia główne $\nu I = S : F$ (rubryki 1-8). Momenty węzłowe obliczono przy pomocy tablicy kierunków (T. II) i tablicy węzłów (T. III). Jako niewiadome ξ obrano kąty odchylenia kierunków oznaczonych strzałką na fig. 341. Kolumna 4 (T. II) podaje wartości $E \Delta \alpha_{0mn}$ do różnicowania (3). Zmiany kątów zestawiono na tablicy II, str. 1243 i 1244. Dla kierunku 25 jest $E \Delta \alpha_{025} = E \Delta \alpha_{125} + E \Delta \alpha_{225} = -1069 - 918 = -1987$. Rubr. 5 (II) podaje wartości rubr. 4. pomnożone przez r . T. III, rubr. 2 podaje sumy rubr. 3 (II), np. 4 + 2,22 + 2,22 + 4 = 12,44.

T. II.

T a b l i c a

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
m	n	r	$E \Delta \alpha_{0mn}$	$r \Delta \alpha$	r'_{mn}	r'_{mn}	r''_{nm}	r''_{mn}	r''_{nm}	r''_{nm}
3	2 5 6 3'	4 2,22 2,22 4	0 - 941 - 2145 - 2680	0 - 2095 - 4763 - 10720	- 1410 - 469 + 735 + 1270	527 846 535 1270	+ 2108 + 1880 - 1188 - 5080	- 1318 - 377 + 827 + 1362	+ 845 + 1160 - 535 - 1362	+ 3380 + 2578 + 1188 - 5448
2	1 4 5 3	2 1,67 2,22 4	0 - 1069 - 1987 - 1937	0 - 1785 - 4475 - 7748	- 1410 - 341 + 577 + 527	531 309 44 1410	- 1062 + 515 - 98 - 5640	- 1092 - 23 + 895 + 845	- 324 + 784 + 270 - 1318	- 648 + 1308 + 600 - 5272
1	4 2	5 2	0 + 743	0 + 1486	+ 212 - 631	17 1410	- 85 - 2820	+ 419 - 324	+ 458 - 1092	+ 2290 + 2184
4	5 2 1	20 1,67 5	0 + 331 - 5	0 - 553 - 25	- 22 + 309 - 17	1294 341 212	- 25880 + 570 + 1060	+ 453 + 784 + 458	- 980 - 28 + 419	- 19600 - 88 + 2095
5	6 3 2 4	20 2,22 2,22 20	0 + 354 + 1244 + 2494	0 + 786 + 2760 + 49880	+ 1200 + 846 - 44 - 1294	1385 469 577 22	- 27700 - 1040 + 1280 - 440	+ 1514 + 1160 + 270 - 980	- 1385 - 377 + 895 + 453	- 27700 - 837 + 1987 + 9060
6	3 5	2,22 20	+ 535 + 1385	- 535 - 1385	- 535 - 1385			- 535 - 1385		

Podobnie rubr. 3 (III) $\Sigma r d a$ sumę wartości rubr. 5 (II), np.: $9 - 2095 - 4763 - 10720 = -17578$. Rubr. 4 (III) podaje $\xi' = \Sigma r d a : \Sigma r$ (równ. 6), np. $\xi_3' = -17575 : 12,44 = -1410$. W rubr. 6 (II) jest pierwsza wartość przybliżona kąta odchylenia τ_{mn} według równ. (3), np. $\tau_{36}' = -1410 - (-2145) = +735$. W rubr. 7 (II) jest τ_{mn}' , w rubr. 8 (II) $r \tau_{nm}'$. W rubr. 5 (III) $\Sigma r \tau_{nm}'$, np. $+2108 + 1880 - 1188 - 5080 = -2280$. W rubr. 6 (III) jest $\Sigma r r \tau_{nm}' : 2 \Sigma r$, np. $-2280 : 24,88 = -91,5$, w rubr. 7 (III) jest druga wartość przybliżona. $\xi'' = \xi' - \Sigma r \tau_{nm}' : 2 \Sigma r$ (równ. 5), np. $\xi_3'' = -1410 - (-91,5) = -1318$.

W podobny sposób przy pomocy T. II, rubr. 9, 10 i 11 i T. III, rubr. 8 i 9, znaleziono ξ^{III} (rubr. 10, III), następnie ξ^{IV} (T. II, 12-14, T. III, 11-13). Z porównania ξ' , ξ'' i ξ^{IV} można wnioskować, że ξ^V już nie wiele się różni od ξ^{IV} , zatem poprzestaniemy na wartości ξ^{IV} , na podstawie której wedle równ. (3) znaleziono τ_{mn} (rubr. 15, II). Rubr. 18 (II) podaje wartość $E\eta = (2\tau_{mn} + \tau_{nm})$. Wartości τ i ξ w T. II i III są już pomnożone przez E i wyrażone w kg/cm^2 . Rubr. 19 (II) podaje momenty węzłowe według równ. (1): $M_{mn} = r E \eta$, np. $M_{32} = 4 \cdot (-1930) = -7720 kg/cm = -7,72 t cm$. Rubr. 14 (III) podaje ΣM , które wedle równ. (2) powinny być = 0. Odchyłki ΣM rozdzielono proporcjonalnie do r . Rubr. 20 (II) podaje poprawione wartości momentów węzłowych.

Rubr. 9 (I) podaje naprężenie drugorzędne $\nu_{II} = eM : J$ (równanie 12). Przekroje są symetryczne, więc wartość dodatnią równa się bezwzględnie wartości ujemnej. Dla pręta 1,2 jest $M_{12} = -4,80 t cm$, $M_{21} = -5,62$, więc $|M_{21}| > |M_{12}|$, zatem naprężenie drugorzędne w II 12 = $5620 \cdot 6,5 : 400 = 91,4 kg/cm^2$. Gehler znalazł 94 (rubr. 10, I), Müller-Breslau, licząc dokładniej, 92 (rubr. 11, I). Rubr. 12 (I) podaje wartość naprężenia drugorzędnego w procentach naprężenia głównego. Z powodu symetrii obciążenia wystarczyło tu badać tylko połowę belki. Jako kierunek początkowy węzła 6 obrano kierunek w osi symetrii, zatem kąt odchylenia kierunku 63 $E \tau_{63} = -\frac{1}{2} E d a_{63} = -\frac{1}{2} 1069 = -535$, zaś $E \tau_{65} = -E \tau_{63} = E d a_{65} = -535 - 850 = -1385$.

Z przykładu powyższego widać, że sposoby opisane są żmudne i wymagają znajomości przekrojów prętów. Już jednak przy projektowaniu tychże należy mieć choć przybliżony obraz naprężeń drugorzędnych. Dlatego wielką wartość praktyczną posiadają wzory przybliżone.

k i e r u n k ó w.

12	13	14	15	16	17	18	19	20
τ_{mn}'''	τ_{mn}''''	$r \tau_{nm}'''$	IV τ_{mn}	IV $2 \tau_{mn}$	IV τ_{nm}	$E \eta$	M $t cm$	M popr. $t cm$
-1388	730	+ 2920	-1860	-2720	+ 790	1930	- 7,72	- 7,85
- 442	1043	+ 2320	- 419	- 898	+1081	243	+ 0,54	+ 0,47
+ 762	535	- 1188	+ 785	+1570	- 535	1035	+ 2,30	+ 2,23
+1297	1297	- 5188	+1320	+2640	-1320	1320	+ 5,28	+ 5,15
-1207	539	- 1078	-1147	-2294	- 470	2764	- 5,53	- 5,62
- 138	838	+ 1064	- 078	- 156	+ 705	549	+ 0,92	+ 0,85
+ 780	153	+ 340	+ 840	+1680	+ 191	1871	+ 4,16	+ 4,06
+ 730	1383	- 5532	+ 790	+1580	-1360	220	+ 0,88	+ 0,71
+ 204	312	+ 1560	+ 273	+ 546	+ 379	925	+ 4,63	+ 4,30
+ 539	1207	- 2414	- 470	- 940	-1147	2087	- 4,17	- 4,30
+ 307	1097	-21940	+ 374	+ 748	-1089	311	- 6,22	- 7,09
+ 638	198	- 230	+ 705	+1410	- 78	1332	+ 2,22	+ 2,15
+ 312	204	+ 1020	+ 379	+ 758	+ 273	1031	+ 5,16	+ 4,94
+1397	1385	-27700	+1435	+2870	-1385	1485	+29,10	+28,47
+1043	442	- 982	+1031	+2162	-419	1743	+3,87	+3,80
+ 153	780	+1730	+ 101	+382	+ 840	1222	+2,72	+2,65
-1097	307	+ 6140	-1059	-2118	+ 374	1744	-34,88	-35,52
			- 535	-1070	+ 785	285	- 0,63	- 0,63
			-1385	-2770	+1435	1335	-26,70	-26,70

T. III.

T a b l i c a

1	2	3	4	5	6	7
m	Σr	$\Sigma r \Delta a$	ξ'	$\Sigma r r_{nm}$	$: 2 \Sigma r$	ξ''
3	12,44	- 17,578	- 1410	- 2230	- 91,5	- 1318
2	9,89	- 13,933	- 1410	- 5285	- 318	- 1092
1	7	+ 1486	+ 212	- 2905	- 207	+ 419
4	26,67	- 578	- 22	- 25390	- 475	+ 453
5	44,44	+ 53,426	- 1200	- 27900	- 314	+ 1514

Pasy. Gdyby krata zmuszała oba pasy do wspólnego identycznego ugięcia, to równanie linii ugięcia osi ciężkości obu pasów byłoby:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{M_x}{E J_x}$$

W rzeczywistości jest: $\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{\mu M_x}{E J_x} \dots \dots \dots (13)$

przyczem wedle Bleicha należy przyjąć:

dla belki	równoległej				parabolicznej		
dla stosunku $\frac{h}{l} =$	$\frac{1}{12}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{6}$
$\mu =$	1,2	1,27	1,35	1,4	1,2	1,25	1,3

W powyższem oznacza $h =$ wysokość belki, $l =$ rozpiętość, $M_x =$ moment w przekroju x , $J_x =$ moment bezwładności przekroju obu pasów względem ich osi ciężkości. Jeżeli F' jest przekrojem pasa rozciąganego, F'' ściskanego, to

$$J_x = a^2 F' + a'^2 F'',$$

gdzie: $a F' = a' F''$, $a + a' = h$.

Dla samego pasa zachodzi równanie:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{M'}{E J'}$$

przyczem naprężenie drugorzędne w pasie $\nu_{II} = \frac{M'}{J'} e$,

zatem: $\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{\nu_{II}}{E e} \dots \dots \dots (14)$

Z porównania (13) i (14) otrzymamy:

$$\nu_{II} = \mu \frac{M_x}{J_x} e \dots \dots \dots (15)$$

Dla $F' = F''$ jest:

$$\nu_I = \frac{M_x}{J_x} \frac{h}{2} \dots \dots \dots (16)$$

czyli:

$$\frac{\nu_{II}}{\nu_I} = 2 \mu \frac{e}{h} \dots \dots \dots (17)$$

w ę z ł ó w.

8	9	10	11	12	13	14
Σr_{nm}^{II}	$: 2 \Sigma r$	ξ^{III}	$\Sigma r_{nm}^{III} + : 2 \Sigma r$		ξ^{IV}	ΣM
- 678	- 27	- 1383	1136 - 50		- 1360	+ 0,40
- 4012	- 203	- 1207	5206 - 263		- 1147	+ 0,43
+ 106	+ 8	+ 204	854 - 61		+ 273	+ 0,46
- 17543	- 329	+ 307	21150 - 396		+ 374	+ 1,16
+ 17490	- 197	+ 1397	20812 - 235		+ 1435	+ 1,41

Dla $F' = \alpha F'$

i gdy przekrój użyteczny pasa rozciąganego:

$$F_u = \lambda F$$

i odpowiednio:

$$F'_u = \lambda' F',$$

to uwzględniając na korzyść pewności rozkład naprężeń drugorzędnych wzdłuż pręta wedle trójkąta, otrzymamy dla pasa rozciąganego:

$$\rho = \nu_{II \max} : \nu_I = 2 \mu \lambda (1 + \alpha) \frac{e}{h},$$

zaś dla pasa ściskanego:

$$\rho' = 2 \mu \lambda' \left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) \frac{e}{h}.$$

Jeżeli chcemy, aby: $\nu_I + \nu_{II \max} = k,$

to potrzebny przekrój użyteczny pasa rozciąganego:

$$F_u = (1 + \rho) \frac{S_0}{k}.$$

Podobnie:

$$F'_u = (1 + \rho') \frac{S_0}{k}.$$

Oczywiście pas ściskany należy oprócz tego zbadać na wyboczenie. Obliczając naprężenia drugorzędne, należałoby przyjąć naprężenie dopuszczalne k o 20% większe niż zwykle.

Jeżeli pomiędzy węzłami I-rzędnymi, odległymi o λ (fig. 357), zawieszona jest poprzecznicą we węzle II-rzędnym przy pomocy słupa o długości h , należy uwzględnić w pasie pomostowym naprężenie dodatkowe ν'_{II} . Moment w pasie we węzle II: $M_{II} = \frac{1}{2} P \lambda$, zaś ugięcie węzła II:

$$y = \frac{1}{24} \frac{P \lambda^3}{EJ'} = \frac{M_{II} \lambda^2}{6 EJ'} = \frac{\nu_s h}{E}$$

(ν_s = naprężenie w słupie).

Stąd: $\nu'_{II} = \frac{M_{II}}{J'} e = 6 \frac{h e}{\lambda^2} \nu_s.$

Słupy. Naprężenia drugorzędne w słupach są z reguły większe niż w krzyżulcach i wogóle bardzo znaczne. Przyjmując dla słupa mn w równaniu (8) $\varphi_m = \varphi_n = \varphi$, otrzymamy:

$$M_{mn} = \frac{6 EJ}{h} (\varphi - \psi),$$

stąd: $\nu_{II} = \frac{6 Ee}{h} (\varphi - \psi) \dots \dots \dots (18)$

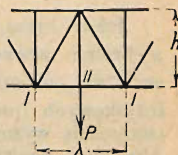


Fig. 357.

Uważając linję ugięcia za parabolę o równaniu $y = \frac{4y_0}{l^2} x(l-x)$, gdzie $y_0 =$ ugięcie w środku rozpiętości, otrzymujemy:

$$\varphi = \frac{dy}{dx} = \frac{4y_0}{l^2} (l-2x) \dots \dots \dots (19)$$

W przybliżeniu można przyjąć:

$$\psi = \frac{\Delta g + \Delta d}{h} = \nu \text{ śr. } \frac{l-2x}{Eh},$$

gdzie ν śr. jest to średnie naprężenie w pasach (bez względu na znak). Lepiej jednak znaleźć ψ z planu Williot'a. Wzór 18. w połączeniu z 19. można zastosować do narożnika, dla innych słupów należałoby zastosować linje wpływowe naprężeń II-rzędnych.

Z porównania równań (1) i (12) wynika: $\nu_{II} = 2 \frac{e}{s} E \eta$. Dla prętów o przekroju symetrycznym jest $2e$ równe szerokości pręta. Należy się więc starać o możliwie lekki wygląd belki w widoku. Wartość $\eta = 2\tau_{mn} + \tau_{nm}$ zależy w wysokim stopniu od rodzaju kraty. W pasach (pomijając pola skrajne przy narożnikach) naprężenia drugorzędne w przypadku kraty prostokątnej N i półprzekątniowej K są bardzo małe (około 5%). Jeżeli linja ugięcia pasa pomostowego wykazuje załomy odwrotne, naprężenia II-rzędne są procentowo do naprężeń I-rzędnych znaczne: przy kracie (fig. 357) dochodzą do 28%, kracie N i V z drugorzędem podparciem odpowiednio do 33 i 44%, przy kracie dwukrotnej do 86% (por. Bażant). Należałoby w tym przypadku zastosować przekrój pasa pomostowego symetryczny, aby zmniejszyć e . Bardzo znaczne są naprężenia drugorzędne w łukach kratowych ze ścięgnem, belkach kratowych wzmocnionych łukiem, belkach trójpasowych, oraz w wieszarach z belkami usztywniającymi.

VI. Ustroje hiperstatyczne.

A. Równania sprężystości.

Jeżeli belka, np. fig. 358 a, jest n_v -krotnie wewnątrznie, względnie n_z -krotnie zewnętrznie hiperstatyczna (statycznie niewyznaczalna; por. str. 1189), to przez opuszczenie n_v prętów istotnych, względnie n_z prętów łożyskowych (pręty nadliczbowe) można kratownicę uczynić izostatyczną (statycznie wyznaczalną), tj. sprowadzić ją do układu zasadniczego (fig. b). Aby stan napięć w układzie zasadniczym był identyczny ze stanem w belce rzeczywistej, należy każdy opuszczony pręt łożyskowy zastąpić siłą, działającą w kierunku tego pręta, jako nacisk na belkę, zaś pręt istotny dwiema siłami zaczepiającymi we węzłach, w których był osadzony i działającymi w sensie ich zbliżenia, jeżeli pręt był rozciągany, zaś oddalania, jeżeli był ściskany, a równemi co do wielkości napięciu tegoż pręta (tensory). Niech będą X_a, X_b, X_c niewiadome oddziaływania opuszczonych podpór, względnie napięcia opuszczonych prętów istotnych (fig. b). Jeżeli nazwiemy R_0, S_0 reakcje podpór i siły wewnętrzne w układzie zasadniczym (fig. c) wskutek sił zewnętrznych ΣP , zaś R_a, S_a wskutek siły, względnie napięcia $X_a = -1$ (fig. d) i wreszcie odpowiednio $R_b, S_b; R_c, S_c \dots$ (fig. e i f), to w ustroju rzeczywistym (fig. a) na podstawie prawa superpozycji reakcja pewnej podpory: