

TREŚĆ: Inż. W. Pogany: Röntgenologiczne badania rozkładu ciśnień w masach piaszczystych i ziarnistych. — Inż. B. Smoleński: Typy przyczółków mostów kolejowych i zasady ich obliczania. (Dokończenie). — Inż. H. Griffel: Studium nad stopniem utwierdzenia belek prostych w konstrukcjach spawanych. (Ciąg dalszy). — Wiadomości z literatury technicznej.

Inż. Wojciech Pogany.

Röntgenologiczne badania rozkładu ciśnień w masach piaszczystych i ziarnistych.

Fundowanie wysokich domów, ciężkich maszyn i t. d. okazało, że prymitywne teoretyczne przyjęcie linearnego rozkładu naprężeń w masach sypkich według pewnego kąta zależnego od fizykalnych własności tych mas jest niewłaściwe i często prowadzi do błędnych konstrukcyj.

Gruntu budowlanego nie można traktować jako ciała jednorodnego sprężystego i stosować wywodów matematycznych teorii dotyczących takich ciał. Poszczególne warstwy gruntu nie mają stałego współczynnika sprężystości i stałej liczby Poissona (współczynnika rozszerzenia poprzecznego).

Dla stworzenia podstaw matematycznego traktowania rozkładu ciśnień w masach luźnych, potrzebny był cały szereg doświadczeń. Rozpoczął je Müller-Breslau („Erddruck auf Stützmauern“ Stuttgart 1906), który metodami doświadczalnymi próbował wyjść w ciężkich matematycznych i fizykalnych sprzeczności teorii Coulomba. Czysto teoretyczne rozważania Boussinesq’a „Application des potentiels“ Paris 1885 (p. 104) wykazały, że przyjęcie zwykłej teorii rozkładu ciśnień jest nie możliwe dla piasku pozbawionego przyczepności i dla gruntu częściowo sprężystego. Otrzymał on następujące 3 składowe ciśnienia:

$$p_x = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi} \cdot \frac{z^3}{r^5}, \quad p_z = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi} \cdot \frac{z^2}{r^5} \cdot x, \quad p_y = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi} \cdot \frac{z^2}{r^5} \cdot y,$$

gdzie P jest siłą działającą środkowo, r jest biegunową odległością badanego punktu od miejsca nacisku siły, x, y, z , są współrzędnymi punktu, którego naprężenie badamy.

Pierwsze próby dla potwierdzenia względnie kontroli teorii Boussinesq’a dał Dr. Otto Strohschneider „Elastische Druckverteilung und Drucküberschreitung in Schüttungen“ Wien 1912. Doszedł on do wniosku, że rozkład ciśnień następuje nie we wszystkich kierunkach. Wprowadził zamiast $\frac{x}{r} = \cos \varphi$, korekturę:

$$\cos \varphi - \sin \varphi \operatorname{ctg} \varphi_0.$$

Przyjęcie to opiera się na spostrzeżeniu, że rozkład ciśnień ustaje w pewnej głębokości w płaszczyźnie równoległej do powierzchni. Praktycznie wymierne zmiany naprężeń pod miejscem nacisku mogą zachodzić w obrębie stożka kołowego, którego kąt wierzchołkowy $= 2\varphi_0$, a dalsze ograniczenie stanowi płaszczyzna. Matematyczne wyrażenie $\cos \varphi - \sin \varphi \operatorname{ctg} \varphi_0$ zmienia się od 0 do 1:

$$\text{Dla } \varphi=0 \text{ staje się } = 1.$$

$$\text{„ } \varphi=\frac{\pi}{2} \text{ „ } = 0.$$

Naprężenie w kierunku promienia:

$$p_r = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{x}{r^3} = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{\cos^2 \varphi}{r^2}$$

brzmi u Strohschneidera:

$$p_r = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{1}{r^2} \cdot \frac{(\cos \varphi - \sin \varphi \operatorname{ctg} \varphi_0)}{1 - \cos \varphi_0}$$

$$p_z = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{1}{z^2} \cdot \frac{(\cos \varphi - \sin \varphi \operatorname{ctg} \varphi_0)}{1 - \cos \varphi_0} \cdot \cos^4 \varphi$$

$$p_x = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{1}{x^2} \cdot \frac{(\cos \varphi - \sin \varphi \operatorname{ctg} \varphi_0)}{1 - \cos \varphi_0} \cdot \sin^4 \varphi.$$

Dalsze badania w tym kierunku przeprowadzało kilku autorów amerykańskich, rezultaty ogłoszone w czasopiśmie *Engineering News Record* (30. V. 1914, 13. III. 1915, 22. II. 1916) i Petermanna „Neuere amerikanische Erddruckversuche“ *Zentralblatt der Bauverwaltung* 1924. Dalsze badania: Freunda „Neuere Ergebnisse der Erddrucktheorie. Der Spannungszustand in loser Erde“ *Zentralblatt d. B.* 1920 i 1921. „Untersuchung der Erddrucktheorie v. Coulomb“ *Bautechnik* 1924.

Cenne wyniki podał Nadaai „Versuche über die plastische Formänderung“ *Zeitschrift A. angew. Math. und Mech.* 1921, gdzie tłumaczy odkształcenia i kształty płynne w masach plastycznych na zasadzie teorii sprężystości.

Bardzo wartościowe wyniki badań i ich matematyczne wyjaśnienia znajdujemy u Terzaghi’ego „Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage“ (Leipzig 1925). Posługuje się on równaniem różniczkowym przewodnictwa ciepła jako analogją do równania rozkładu ciśnień w nieprzepuszczalnej warstwie gliny obciążonej miejscowo (por. Proc. A the I. intern. congress for applied. mechanics, S. 288. Delt 1925).

Z dalszych prac na tem polu należy wymienić: Dra Schleichera „Zur Theorie des Baugrundes“ *Bauing.* 1926, „Ueber die Berechnung des Senkung von steifen Fundamenten“ *Beton u. Eisen* 1927. Köglera „Druckverteilung im Baugrunde“ *Bautechnik* 1927, „Ergebnisse neuer Versuche über Druckverteilung im Baugrund“ „Verhandlungen des 2 intern. Kongresses für Mechanik“ Zürich 1927, *Bauing.* 1921.

Prace te opierają się na doświadczeniach przeprowadzonych na dużych fundamentach. Szczególnie interesujące są wyniki pomiarów największych naprężeń, które wypadały aż do 250% większe niż to wynikało z prymitywnej formuły $\sigma = \frac{P}{F}$.

Wiele cennych wyników laboratoryjnych podaje Hugi „Untersuchungen über die Druckverteilung im örtlich belasteten Sand“ Diss. E. T. H. Zürich 1927, oraz Dr. Emil Gerber „Untersuchungen über die Druckverteilung im örtlich belasteten Sand“ Zürich 1929.

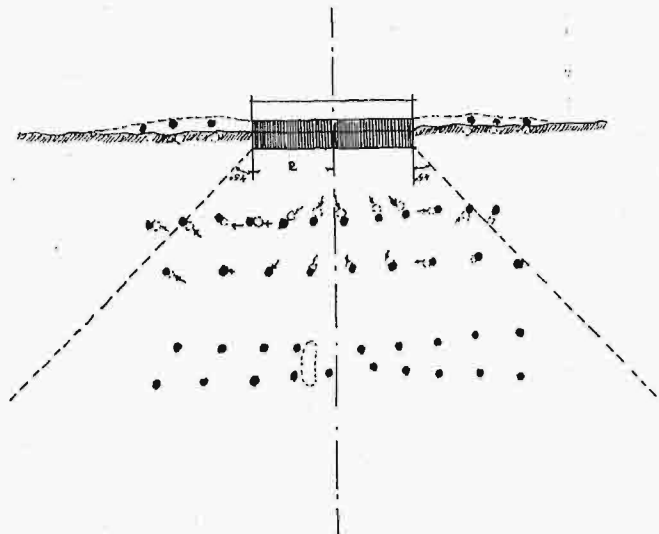
Badania te częścią matematyczne, częścią fizykalne stworzyły nową gałąź w mechanice technicznej, mechanikę gruntu (mechanika ciał sypkich i plastycznych). Na podstawie licznych dokładnych pomiarów fizykalnych można uzyskać prawdziwą metodę rachunkową dla naprężeń i odkształceń gruntu budowlanego.

W mechanice gruntu zachodzą 3 zagadnienia do rozwiązania. W dowolnym punkcie gruntu: a) w luźnym piasku, b) w masie plastycznej należy oznaczyć: 1. odkształcenie, 2. naprężenie, 3. związek między odkształceniem i naprężeniem.

W moich badaniach nawiązujących do doświadczeń Dra Gerbera traktowałem tylko odkształcenia wzgl. przesunięcia w piasku i masach luźnych.

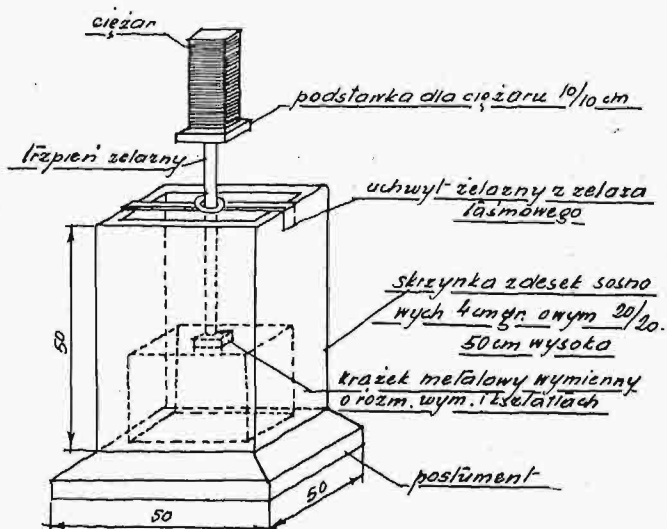
Już Müller-Breslau próbował te przesunięcia uoocnić i śledził przebieg kinetyczny i odkształceniowy w miejscowo obciążonym piasku i masach ziarnistych.

Doświadczenia te przeprowadził w dużej żelaznej skrzyni o jednej ścianie szklanej. Jednak nie ulega kwestji, że warunki tarcia są zupełnie odmienne przy



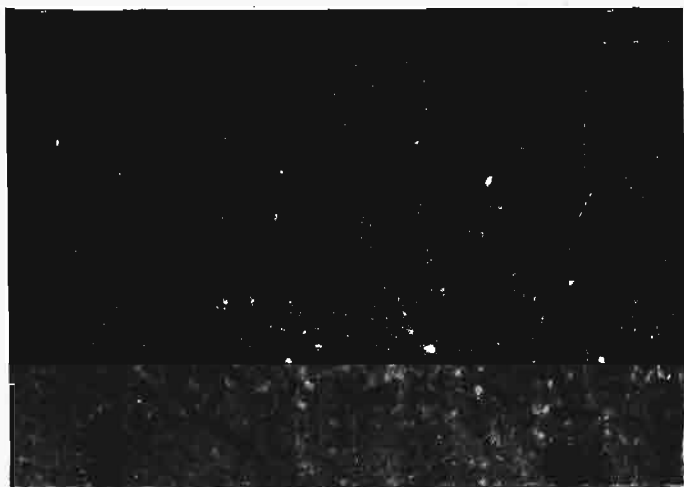
Rys. 1.

ścianie szklanej niż wewnątrz mas ziarnistych. Również inne jest tarcie na krawędzi muru niż przy tafli szklanej, zatem takie zdjęcia fotograficzne nie mogą



Rys. 2.

charakteryzować zjawisk kinetycznych zachodzących wewnątrz mas ziarnistych.



Ryc. 3.

Dr. Emil Gerber przeprowadzał w laboratorium politechniki związkowej w Zurychu badania rozkładu ciśnienia w miejscowo obciążonym piasku, umieszczając w warstwie piasku o gr. 20 cm, śrut 3-4 mm gr. Warstwę piasku obciążał krążkiem lanim i przy każdym osiądnięciu jej o 8 m/m robił zdjęcia fotograficzne. —



Ryc. 4.

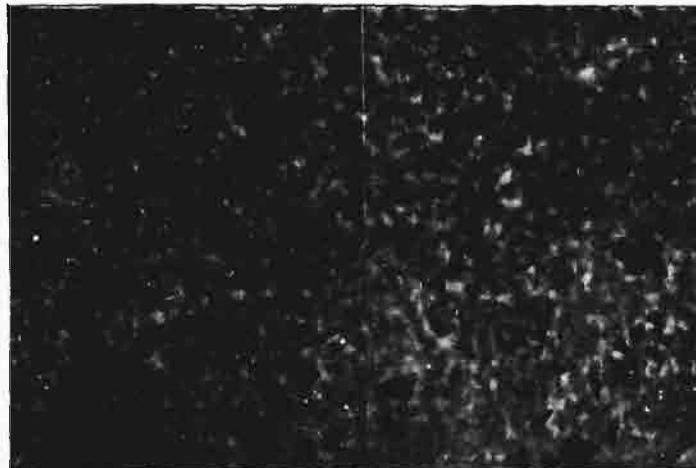
Otrzymał stąd, że w głębokości $= 3r$ (r = promieniowi krążka) nie można stwierdzić żadnego przesunięcia. — Wpływ obciążenia uwydatnia się najsilniej w pobliżu powierzchni i w głębokości r . Szkic przesunięć w próbach uwidoczniony jest na rys. 1. Czarne punkty oznaczają kulki ołowiane po przesunięciu, punktowane



Ryc. 5.

kółka przedstawiają te kulki przed przesunięciem. Dwie linje kreskowane i kropkowane przebiegające pod 45° od skrajnych punktów obciążenia ograniczają pole w którym przesunięcia były dostrzegalne. Powyżej powyższych powierzchni granicznych widać przesunięcie kulek ku górze, jakoby występował rodzaj ciągnięcia.

Badania przeprowadzone przezemnie dają podobne wyniki jak u Gerbera. Podobnie jak on użyłem skrzynek drewnianych $20 \times 20 \times 50$ cm badałem piasek kwarcowy, żyto, kukurydzę i owies. Rys. 2 przedstawia szkic urządzenia. Z wierzchu umieszczono w osrodku krzyż miedziany dla prowadzenia wywierającego nacisk stempla. (Ciemna plama w późniejszych zdjęciach Röntgena jest odbiciem tego krzyża).

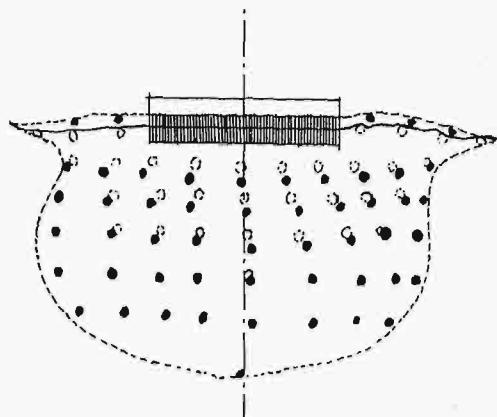


Ryc. 6.

Do prześwietlenia użyto Siemensowskiego aparatu Röntgena, przyczem wyzyskano jego najwyższą sprawność, gdyż prześwietlenie 20 cm warstwy piasku wymaga bardzo ostrych promieni.

Dla obserwacji ruchu mas ziarnistych użyłem: 1. ołowianych kulek, 2. ołowianych płatków, 3. ołowiem galwanicznie pokrytych ziarn danej masy. Zdjęcia fotograficzne okazały, że przy takim samym nacisku kulki ołowiane uległy największemu przesunięciu. Płatki ołowiane wykonały ok. 70% tego przesunięcia, a galwani-

zowane ziarna tylko połowę, co można tłumaczyć różnicą ciężaru gatunkowego. Różnice były mniejsze w piasku niż w życie, największe w owsie. Najmniejsze przesunięcia obserwowano w ziarnach galwanicznie powleczonych, których różnica ciężaru właściwego w stosunku do ziarn nie pokrytych jest praktycznie znikoma. Zdjęcia ryc. 3 i 4 okazują stan mas piaszczystych z włożonymi płatkami ołowiu i galwanizowanymi ziarnami piasku przed obciążeniem, zdjęcia ryc. 5 i 6 to samo po obciążeniu. (3 i 5 prześwietlenie boczne, 4 i 6 górne). Widoczne na zdjęciu pluskiewki były przytwierdzone do dna w celach rozpoznawczych.



Rys. 7.

Badania moje okazały, że w masach ziarnistych jakoto w piasku kwarcowym, owsie i kukurydzy już w głębokości $2r$ nie zauważa się żadnych przesunięć a przeważna część tych przesunięć dokonywa się w odległości $0,8r$ od miejsca nacisku. Rys. 7 okazuje szkic przesunięć w piasku według moich badań. Przesunięcia są tu mniejsze niż u Gerbera, a również sięgają na mniejszą głębokość, przyczem powierzchnia ograniczająca je ma inny charakter. Muszę tutaj zauważyć, że kwestja, na jakim obszarze i w jakiej głębokości występują odkształcenia ma znaczenie pierwszorzędne dla wyjaśnienia zjawiska, obciążenia i odkształcenia gruntu.

Dalsze doświadczenia w tym kierunku jak również i badania naprężeń postaram się ogłosić w najbliższej przyszłości.

Inż. Bohdan Smoleński.

Typy przyczółków mostów kolejowych i zasady ich obliczania.

(Dokończenie).

a) Przyczółki mostów jednotorowych.

Wielkość b jest przyjęta = długości podkładu = $2,70$ m, a zatem przy odległości między skrajnymi osiami parowozu $l=6,0$ m, otrzymuje się $\gamma h = p_1 = \frac{125.000}{2,7 \times 6} = 7716$ kg, a zatem według wzoru 3):

$$E' = 2 \times n \cdot p_1 \times \frac{b}{2} \times 2,303 \lg \left(1 + \frac{2 H_0}{b} \right) =$$

$$= 0,242 \times 7716 \times 1,35 \times 2,303 \lg (1 + 0,74 H_0) \text{ t. j.}$$

$$E' = 5805,4 \lg (1 + 0,74 H_0) \text{ kg } (H_0 \text{ w m}) \dots (3 a)$$

Szerokość przyczółka mostu jednotorowego $B=4,5$ m

$$\text{t. j. } p_2 = \frac{125.000}{6,0 \times 4,5} = 4629,6 \text{ kg/m}^2, \text{ a z wzoru 5:}$$

$$E'' = 2 n \times p_2 \times H_0 = 0,242 \times 4629,6 \times H_0 \text{ t. j.}$$

$$E'' = 1120,4 H_0 \text{ kg/mb przyczółka } (H_0 \text{ w m}) \dots (5 a)$$

W poniższej tabelicy są zestawione wartości E' i E'' , jak również wartości:

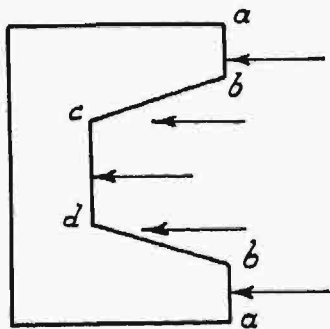
$\frac{E' + E''}{2}$ a także $\frac{E' + E''}{2} \times 4,5$ obliczone dla różnych wysokości w granicach od 1 do 10 m.

Tabela V.

Wysokość H_0 m	$\lg (1 + 0,74 H_0)$	Wielkość E' w kg (Wzór 3 a)	Wielkość E'' w kg (Wzór 5 a)	$\frac{E' + E''}{2}$ kg	$\frac{E' + E''}{2} \times 4,5$ kg
1	0,24055	1396	1120		
2	0,39445	2290	2241	2266	
3	0,50786	2948	3361	3155	
4	0,59770	3470	4482	3976	17892
5	0,67210	3902	5602	4752	21384
6	0,73560	4270	6722	5496	24732
7	0,79099	4592	7843	6218	27981
8	0,84011	4877	8963	6920	31140
9	0,88423	5133	10084	7609	34241
10	0,92423	5366	11204	8285	37283

*

Wartości obliczone według wzoru (3a) mogłyby być zastosowane przy założeniach, że obciążenie ruchome w miarę oddalania danej warstwy od naziomu będzie się rozkładać na coraz większą powierzchnię zupełnie jednostajnie oraz, że odłam ziemi można przyjąć, jako znajdujący się nie w granicach przyczółka, lecz całkowicie poza skrzydłami przyczółka, przyczem materiał między skrzydłami byłby tylko warstwą, przez którą przenosiłoby się ciśnienie na ścianę przyczółka. Ponieważ jednak rzeczywiste przenoszenie się ciśnienia nie zawsze będzie odpowiadać powyższym założeniom przyjmować będziemy dla wielkości parcia ziemi przy wysokościach nasypu wraz z warstwą balastu $\geq 4,0 m$ wartości odpowiadające mniej więcej średnim wartościom obliczonym z wzorów (3a) i (5a). Wartości na 1 mb szerokości przyczółka podane są w 5-iej rubryce powyższej tablicy; w 6-iej zaś rubryce zestawione są wartości odnoszące się do całej szerokości = 4,5 m przyczółka. Przyjmowanie pośrednich wartości ma pewnego rodzaju swoje uzasadnienie również i w tem, że parcie na przyczółek składa się z parcia na ścianę i z parcia na skrzydła.



Ryc. 8.

Parcie na płaszczyzny skrzydeł *ab* należałoby obliczać według wzoru (3a) parcie na ścianę *cd* według wzoru (5a). Dla przyczółków jednotorowych przy przyjętych wymiarach grubości skrzydeł można uważać, że parcie ostateczne będzie miało wartość równą średniej arytmetycznej między wskazaniami.

Dla uproszczenia obliczeń w praktyce, zamiast wyznaczania średnich wartości między dwoma wzorami, co byłoby bardzo żmudne i wymagało dużo czasu, Ministerstwo Komunikacji poleciło wielkości parcia ziemi na całą szerokość = 4,5 m przyczółków mostów jednotorowych obliczać dla $H \geq 4$ według wzoru:

$$E = 5,0 H_0 - 0,135 H_0^2 \quad (E \text{ w } t, H_0 \text{ w } m) \dots (7)$$

Poniżej są zestawione wartości otrzymane z wzoru (7) wraz z wartościami podanymi w rubryce 6-tej tablicy V.

Tablica VI.

<i>Hm</i>	Wartości według wzoru (7)	Wartości z rubryki 6-tej <i>t</i>
4	20,0 — 2,16 = 17,84 <i>t</i>	17,90 <i>t</i>
5	25,0 — 3,37 = 21,63 „	21,38 „
6	30,0 — 4,86 = 25,14 „	24,73 „
7	35,0 — 6,61 = 28,39 „	27,98 „
8	40,0 — 8,64 = 31,36 „	31,14 „
9	45 — 10,98 = 34,02 „	34,24 „
10	50 — 13,50 = 36,50 „	37,28 „

Wzór (7) można przedstawić graficznie w sposób uwidoczniony na rys. 9.

Fig. ABCD przedstawia wartość $E = 5,0 H_0 - 0,135 H_0^2$.

Jak widać, różnice są b. niewielkie.

Dla $H \leq 3 m$ wartości *E* należy obliczać według wzoru:

$$E = 5,0 H \quad (E \text{ w } t, H \text{ w } m) \dots (8)$$

Wzór ten daje wartości odpowiadające wartościom z wzoru (5a).

Dla $3 < H < 4$ wartości *E* można przyjmować według liniowej interpolacji.

Według równania (4) po podstawieniu wartości na *b* i *p* otrzymuje się:

$$M' = 2n \times p_1 \times b \left[\frac{b+2H_0}{4} \times 2,303 \lg \left(1 + \frac{2H_0}{b} \right) - \frac{H_0}{2} \right] =$$

$$= 0,242 \times 7716 \times$$

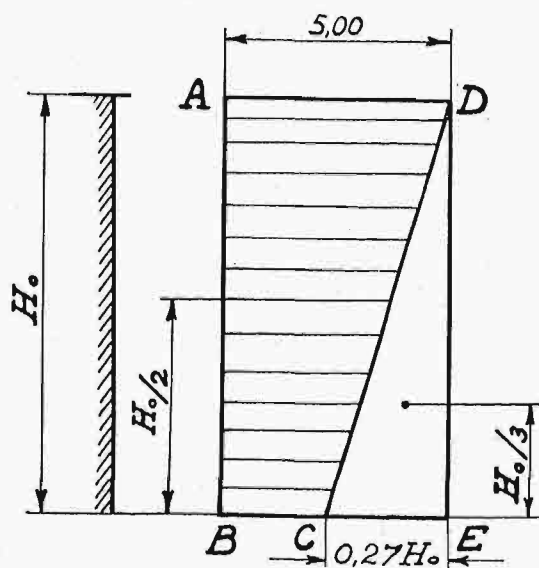
$$\times 2,70 \left[\frac{2,70 + 2H_0}{4} \times 2,303 \lg (1 + 0,74 H_0) - \frac{H_0}{2} \right] =$$

$$= 5042 \left[\frac{2,70 + 2H_0}{4} \times 2,303 \lg (1 + 0,74 H_0) - \frac{H_0}{2} \right] \dots (4a)$$

Z wzoru (6) otrzymuje się

$$M'' = n \times p_2 \times H_0^2 = 0,121 \times 4629,6 \times H_0^2 \text{ t. j.}$$

$$M'' = 560 H_0^2 \dots (6a)$$



Rys. 9.

Wartości *M'* i *M''* z wzorów (4a) i (6a), które odnoszą się do 1 mb przyczółka są zestawione w następującej tablicy:

Tablica VII.

Wysokość <i>H</i> ₀ w m	$\frac{b-2H_0}{4} \times 2,303$ w m	$\lg(1+0,74H_0)$	$\frac{b+2H_0}{4} \times 2,303 \times$ $\times \lg(1+0,74H_0)$	Wartość <i>M'</i> kgm (Wzór 4a)	Wartość <i>M''</i> kgm (Wzór 6a)	$\frac{M'+M''}{2}$ kgm
1	2,7060	0,24055	0,65093	761	560	660,5
2	3,8575	0,39445	1,52159	2630	2240	2435,0
3	5,0090	0,50786	2,54387	5263	5040	5551,5
4	6,1605	0,59770	3,68213	8481	8960	8720,5
5	7,3120	0,67210	4,91440	12173	14000	13086,5
6	8,4635	0,73560	6,22575	16264	20160	18212
7	9,6150	0,79099	7,60557	20699	27440	24069,5
8	10,7665	0,84011	9,04504	25437	35840	30638,5
9	11,9180	0,88423	10,53825	30445	45360	37902,5
10	13,0695	0,92428	12,07988	35697	56000	45848,5

Przy wyznaczaniu momentów sił parcia ziemi, dla $H_0 \geq 4$ należy również stosować wartości odpowiadające mniej więcej średnim wartościom, otrzymanym z wzorów (4a) i (6a). Stosownie do wykresu według wzoru (7) moment parcia ziemi powinien wyrazić się wzorem (na całą szerokość)

kość 4,5 m przyczółka) dla $H \geq 4$ $M = 2,5 H_0^2 - 0,045 H_0^3$ (9)

W poniższej tabelicy są pomieszczone wartości obliczone ze wzoru (9) i dla porównania są podane wartości $\frac{M' + M''}{2} \times 4,5$.

Tablica VIII.

H_0	$M = 2,5 H_0^2 - 0,045 H_0^3$ tm	$\frac{M' + M''}{2} \times 4,5$ tm
4	40,0 - 2,88 = 37,12	39,24
5	62,5 - 5,625 = 56,875	58,89
6	90,0 - 9,72 = 80,28	81,95
7	122,5 - 15,435 = 107,065	108,31
8	160,0 - 23,040 = 136,96	137,87
9	202,5 - 32,805 = 169,695	170,56
10	250,0 - 45,0 = 205,0	206,32

Tablica wskazuje różnice b. niewielkie.

Dla $H_0 \leq 3$ mtr. wartości momentów M należy obliczać według

$$M = 2,5 H_0^2 \quad (M \text{ w tonmtr, } H_0 \text{ w m}) \quad (10)$$

Dla $3 < H_0 < 4$ wartości M można przyjmować według liniowej interpolacji.

b) Przyczółki mostów dwutorowych przy wielkości międzytorza = 3,5 m.

Dla mostów dwutorowych za wielkość b przyjmować należy długość podkładu + odstęp między osiami 2-ch torów $b = 2,7 + 3,5 = 6,2$ m wtedy wartość:

$$P_1 = \gamma h \frac{250.000}{6,2 \times 6} = 6720,4 \text{ kg}$$

stąd według wzoru (3):

$$E' = 0,242 \times 6720,4 \times 3,1 \times 2,303 \lg \left(1 + \frac{2 H_0}{6,2} \right) \text{ t. j.}$$

$$E' = 11611 \lg (1 + 0,323 H_0) \quad (3b)$$

Szerokość przyczółka dwutorowego $B = 8,0$ m

$$\text{t. j. } P_2 = \frac{250.000}{8 \times 6} = 5208,3 \text{ kg/m}^2 \text{ a ze wzoru (5)}$$

$$E'' = 2n P_2 \times H_0 = 0,242 \times 5208,3 H_0 = 1260 H_0 \quad (5b)$$

Analogicznie do przyczółków jednotorowych w poniższej tabelicy są zestawione wartości E' i E'' , obliczone dla przyczółków mostów dwutorowych i dla różnych wartości H_0 od 1-10 m.

Tablica IX.

Wysokość H_0 w m	$\lg (1 + 0,323 H_0)$	Wartość E' wzór 3b kg	Wartość E'' wzór 5b kg	$\frac{2}{3} (E'' - E')$ kg	$\left[\frac{E' + E''}{3} \right]^3$ kg
1	0,12155	1411	1260		
2	0,21642	2513	2520		
3	0,29425	3417	3780		
4	0,36022	4183	5040	4754	38032
5	0,41747	4847	6300	5816	46528
6	0,46806	5486	7560	6852	54816
7	0,51385	5961	8820	7867	62986
8	0,55486	6437	10080	8866	70928
9	0,59184	6872	11340	9851	78808
10	0,62684	7272	12600	10824	86592

W dalszym ciągu podobnie, jak dla przyczółków jednotorowych dla otrzymania ostatecznego wzoru dla wielkości E jest wprowadzone założenie, że parcie ziemi

na przyczółek będzie miało pewną pośrednią wartość między obliczonymi według wzoru 5 b, i według wzoru 3 b; przytem w danym wypadku ze względu na znacznie większą długość ściany między skrzydłami, a także ze względu na to, że ciśnienie w środkowej części torowiska będzie przypuszczalnie znacznie większe od ciśnienia w częściach bocznych jest przyjęte dla $H \geq 4$ m, że $E =$ około $\frac{E' + \frac{2}{3}(E'' - E')}{3}$; te wartości są umieszczone w rubryce 5-ej powyższej tabelicy.

W rubryce 6-ej są umieszczone wartości $\left[\frac{E' + \frac{2}{3}(E'' - E')}{3} \right] \times 8$, odpowiadające całej szerokości przyczółka w tylnej części.

Dla uproszczenia obliczenia Ministerstwo Komunikacji poleciło dla wielkości parcia przy $H \geq 4$ m stosowanie następującego wzoru:

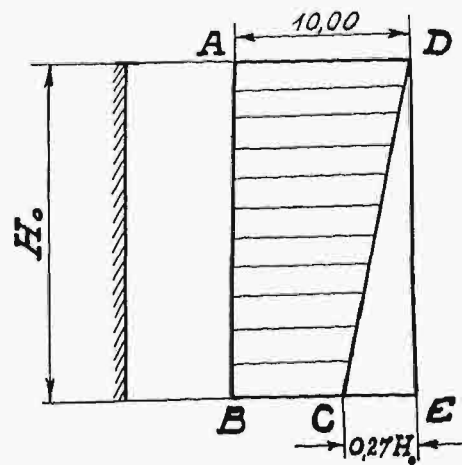
$$E = 10,0 H_0 - 0,135 H_0^2 \quad (E \text{ w t, } H_0 \text{ w m}) \quad (11)$$

Wzór ten odnosi się do całej szerokości 8 m przyczółka i daje jak wskazuje załączona tablica X. wartości różniące się bardzo niewiele od podanych w rubryce 6-ej.

Tablica X.

H_0 mtr.	Wartość według wzoru 11	Wartości z rubryki 6-ej tabelicy IX.
4	40,0 - 2,16 = 37,84 t	38,03 t
5	50,0 - 3,37 = 46,63 "	46,58 "
6	60,0 - 4,86 = 55,14 "	54,82 "
7	70,0 - 6,61 = 63,39 "	62,94 "
8	80,0 - 8,64 = 71,36 "	70,98 "
9	90,0 - 10,93 = 79,07 "	78,81 "
10	100,0 - 13,50 = 86,50 "	86,88 "

Wzór (11) można przedstawić graficznie przez następujący wykres:



Rys. 10.

Figura $ABCD$ przedstawia wartość $E = 10,0 H_0 - 0,135 H_0^2$.

Dla $H \leq 3$ m, wartość E należy obliczać według wzoru:

$$E = 10,0 H_0 \quad (E \text{ w t, } H_0 \text{ w m}) \quad (12)$$

Wzór ten daje wartości odpowiadające wartościom z wzoru 5 b.

Dla $3 < H_0 < 4$ wartości E można przyjmować według liniowej interpolacji.

Dla wartości M' z wzoru (4) po wprowadzeniu odpowiednich wartości za b i P_1 otrzymuje się:

$$M' = 2n \times p_1 \times b \left[\frac{b + 2 H_0}{4} \times 2,303 \lg \left(1 + \frac{2 H_0}{b} \right) - \frac{H_0}{2} \right] =$$

$$=0,242 \times 6720,4 \times 6,2 \left[\frac{6,2+2H_0}{4} \times 2,303 \lg(1+0,323 H_0) - \frac{H_0}{2} \right] = 10083,3 \left[\frac{6,2+2H_0}{4} \times 2,303 \lg(1+0,323 H_0) - \frac{H_0}{2} \right] \quad (M' \text{ w } \text{kgm}, H_0 \text{ w } \text{m}). \quad (4)$$

Ze wzoru (6) otrzymuje się:

$$M'' = n \times p_2 \times H^2_0 = 0,121 \times 5208,3 H^2_0 = 630 H^2_0 \quad (6b) \quad (M'' \text{ w } \text{kgm}, H_0 \text{ w } \text{m}).$$

Wartości M' i M'' wzorów (4b) i (6b), odnoszące się do 1 m b przyczółka są zestawione w tablicy XI.

W tablicy Nr. XII. są zestawione wartości $M = [M' + \frac{2}{3}(M'' - M')] \times 8$ dla $H \geq 4$ m i wartości M obliczane ze wzoru:

$$M = 5,0 H^2_0 - 0,045 H^3_0 \quad (M \text{ w } \text{tm}, H_0 \text{ w } \text{m}) \quad (13)$$

odpowiadającego wykresowi wielkości parcia ziemi dla przyczółków dwutorowych.

Wzór (13) odnosi się do całej szerokości 8,0 m przyczółków.

Tablica XI.

H w m	$\frac{b+2H_0}{4} \times 2,303$ w m	$\lg(1+0,323 H)$	$\frac{b+2H_0}{4} \times 2,303 \times \lg(1+0,323 H)$	Wartości M' w kgm (Wzór 4 b)	Wartości M'' w kgm (Wzór 6 b)	$M' + \frac{2}{3}(M'' - M')$ w kgm
1	4,72115	0,12155	0,57386	745	630	
2	5,87265	0,21642	1,27096	2732	2520	
3	7,02415	0,29425	2,06686	5716	5670	
4	8,17565	0,36022	2,94503	9529	10080	9896
5	9,32715	0,41747	3,89381	14054	15750	15185
6	10,47865	0,46806	4,90464	19205	22680	21522
7	11,63015	0,51395	5,97034	24909	30870	28883
8	12,78165	0,55436	7,08564	31113	40320	37251
9	13,93315	0,59184	8,24620	37774	51030	46611
10	15,08465	0,62634	9,44812	44852	63000	56951

Tablica XII.

Wyso-kość H w m	Wartość M według wzoru (13) tm	$[M' + \frac{2}{3}(M'' - M')] \times 8$ tm
4	80,0 - 2,87 = 77,12	79,17
5	125,0 - 5,62 = 119,38	121,48
6	180,0 - 9,72 = 170,28	172,18
7	245,0 - 15,44 = 229,56	281,06
8	320,0 - 23,04 = 296,96	298,01
9	405,0 - 32,81 = 372,19	372,89
10	500,0 - 45,0 = 455,00	455,61

Dla $H \leq 3$ m należy obliczać wartość M według wzoru:

$$M = 5,0 H^2 \quad (14)$$

Dla $3 < H < 4,0$ wartość M można przyjmować według liniowej interpolacji. Wartość parcia ziemi i odpowiednich momentów podane w tablicach Nr. X. i XII., obliczone są dla przyczółków dwutorowych o szerokości 8,0 m, t. j. przy odległości międzytorza równej 6,5 m.

Dla porównania również zostały obliczone i zestawione w poniższych tablicach Nr. XIII., XIV. i XV. wartości parcia ziemi i odpowiednich momentów dla szerokości przyczółków w tylnej ich części - 9,5 m i 11,0 m, co odpowiadałoby wielkości międzytorza równej 5,0 m, względnie 6,5 m.

Odpowiednio do poprzednich oznaczeń otrzymuje się dla międzytorza = 5,0 m:

$$b = 2,7 + 5,0 = 7,7 \text{ m.}$$

$$p_1 = \gamma \cdot h = \frac{250000}{7,7 \times 6} = 5411 \text{ kg,}$$

a zatem: $E' = 0,242 \times 5411 \times \frac{7,7}{2} \times 2,303 \lg,$

$$\left(1 + \frac{2H_0}{7,7}\right) \text{ t. j. } E' = 11610 \lg(1 + 0,260 H_0),$$

$$p_2 = \frac{250000}{9,5 \times 6} = 4386 \text{ kg/m}^2,$$

stad: $E'' = 0,242 \times 4386 \times H_0 = 1061,4 H_0 \text{ kg.}$

Analogicznie do tablicy Nr. X. odnośne wartości E' , E'' , $E' + \frac{2}{3}(E'' - E')$ i $9,5[E' + \frac{2}{3}(E'' - E')]$ są umieszczone w tablicy Nr. XIII.

Tablica XIII.

Wyso-kość w m H_0	Wartości $\lg(1+0,26 H_0)$	Wartości E' kg	Wartości E'' kg	Wartości $E' + \frac{2}{3}(E'' - E')$ kg	Wartości $9,5[E' + \frac{2}{3}(E'' - E')]$ kg
4	0,30963	8595	4245,6	4028,7	38278
5	0,36173	4200	5307,0	4933,0	46911
6	0,40824	4740	6368,4	5825,6	55348
7	0,45025	5227	7429,8	6695,5	63607
8	0,48855	5672	8491,2	7551,5	71739
9	0,52375	6081	9552,6	8395,4	79756
10	0,55630	6459	10614	9229,0	87676

Dla wartości momentów otrzymuje się:

$$M' = 2n \times p_1 \times b \left[\frac{b+2H_0}{4} \times 2,303 \lg \left(1 + \frac{2H_0}{b}\right) - \frac{H_0}{2} \right] = 0,242 \times 5411 \times 7,7 \left[\frac{7,7+2H_0}{4} \times 2,303 \lg(1+0,260 H_0) - \frac{H_0}{2} \right],$$

t. j. $M' = 10082,9 \left[\frac{7,7+2H_0}{4} \times 2,303 \lg(1+0,260 H_0) - \frac{H_0}{2} \right]$

$$M'' = n \times p_2 \times H^2_0 = 0,121 \times 4386 H_0 = 530,7 H^2_0.$$

Odnośne wartości M' , M'' , $M' + \frac{2}{3}(M'' - M')$ i $9,5[M' + \frac{2}{3}(M'' - M')]$ są umieszczone w poniższej tablicy Nr. XIV.

Tablica XIV.

Wyso-kość H_0 w m	Wartości $\frac{7,7+2H_0}{4} \times 2,303$	Wartości $\lg(1+0,260 H_0)$	$\frac{7,7+2H_0}{4} \times 2,303 \times \lg(1+0,260 H_0)$	Wartości M' kgm	Wartości M'' kgm	Wartości $M' + \frac{2}{3}(M'' - M')$ kgm	Wartości $[M' + \frac{2}{3}(M'' - M')] \times 9,5$ kgm
4	9,03928	0,30963	0,79883	8054,5	8491,2	8345,6	79233,2
5	10,19077	0,36173	1,18631	11961,4	18267,5	12832,1	121905,0
6	11,34228	0,40824	1,63037	16438,9	19105,2	18216,4	173055,8
7	12,49378	0,45025	2,12592	21429,4	26004,3	24479,3	232553,4
8	13,64528	0,48855	2,66654	26886,5	33964,8	31605,4	300251,3
9	14,79678	0,52375	3,24981	32767,5	42986,7	39580,2	376011,9
10	15,94828	0,55630	3,87203	39041,3	53070	48393,8	459741,1

Obliczone w analogiczny sposób wartości parcia ziemi i odpowiednich momentów przy szerokości przyczółków w tylnej ich części = 11,0 m wielkość międzytorza = 6,5 m są podane w tablicy XV.

Tablica XV.

H w m	Wartości [$E' + \frac{1}{3}(E'' - E')$] $\times 11$ kg	Wartości [$M' + \frac{1}{3}(M'' - M')$] $\times 11$ kgm
4	38445	79200
5	47201	122023
6	55748	173503
7	64141	233442
8	72391	301708
9	80520	378158
10	88561	462704

Jak widać z porównania między sobą tablic Nr. X. i XIII., Nr. XII. i XIV. i tablicy XV. wartości dla parcia ziemi i odpowiednich momentów wahają się w zależności od szerokości tylnej części przyczółków zaledwie w granicach około 2%.

A więc, wzory podane dla przyczółków dwutorowych mogą być zastosowane również do przyczółków według szkiców grupy b t. j. do mostów z jazdą dolną lub do mostów z jazdą górną, lecz przy odległości między torami większej, niż 3,5 m.

A zatem dla wielkości parcia ziemi należy stosować następujące wzory:

1. Dla przyczółków jednotorowych:

a) parcie ziemi nieobciążonej na 1 m b przyczółka $E = 0,2 H_0^2$ t. j. dla całej szerokości przyczółka = 4,5 m $E = 0,9 H_0^2$ (E w t, H_0 w m);

b) wielkość parcia wskutek obciążenia przez parowóz odłamu ziemi dla $H_0 \geq 4,0$ m, całej szerokości przyczółka:

$$E = 5,0 H_0 = 0,135 H_0^2$$

dla $H \leq 3,0$ m, $E = 5,0 H_0$;

c) wielkość momentu parcia ziemi nieobciążonej na 1 m b przyczółka:

$$M = 0,067 H_0^3 \quad (M \text{ w tm, } H_0 \text{ w m}),$$

a wielkość momentu parcia ziemi nieobciążonej dla szerokości przyczółka = 4,5 m.

$$M = 0,3 H_0^3 \quad (M \text{ w tm, } H_0 \text{ w m});$$

d) wielkość momentu parcia ziemi na całej szerokości przyczółka od obciążenia ziemi przez parowóz:

$$M = 2,5 H_0^3 - 0,045 H_0^3 \quad \text{dla } H_0 \geq 4,0 \text{ m}$$

$$M = 2,5 H_0^3 \quad \text{dla } H_0 \leq 3,0 \text{ m}$$

Wielkości dla E i M przy $3 < H_0 < 4$ — według liniowej interpolacji.

2. Dla przyczółków dwutorowych:

a) parcie ziemi nieobciążonej na 1 m b przyczółka: $E = 0,2 H_0^2$;

b) wielkość parcia ziemi na całej szerokości przyczółka od obciążenia odłamu ziemi przez parowóz:

$$H_0 \geq 4,0 \text{ m, } E = 10,0 H_0 - 0,135 H_0^2 \quad (E \text{ w t, } H \text{ w m})$$

$$H_0 \leq 3,0 \text{ m, } E = 10,0 H_0$$

c) wielkość momentu parcia ziemi nieobciążonej na 1 m b przyczółka: $M = 0,067 H_0^3$;

b) wielkość momentu parcia ziemi na całej szerokości przyczółka od obciążenia odłamu ziemi przez parowóz:

$$M = 5 H_0^3 - 0,045 H_0^3 \quad \text{dla } H_0 \geq 4,0 \text{ m}$$

$$\text{ i } M = 5 H_0^3 \quad \text{dla } H_0 \leq 3,0 \text{ m.}$$

Wielkości dla E i M przy $3 < H_0 < 4$ można przyjmować według liniowej interpolacji.

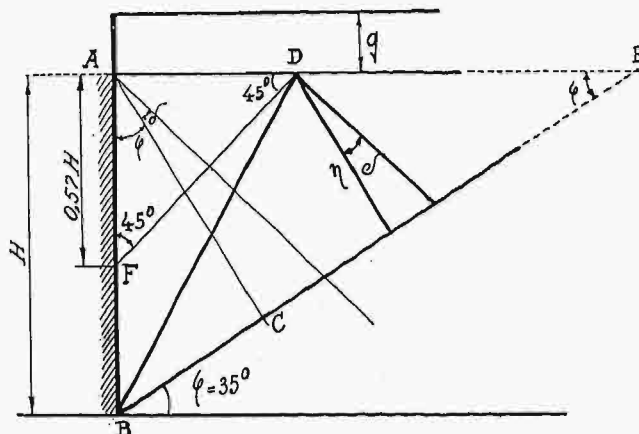
Przejdziemy teraz do rozpatrzenia 2-jej kategorii

sił poziomych, działających na przyczółek, a mianowicie do

II. sił powstałych wskutek hamowania pociągu znajdującego się na moście, lub na odłame nasypu poza przyczółkiem. Do obliczania przyczółków należy przyjmować wielkości sił hamowania jednakowe zarówno dla mostów jednotorowych jak i dwutorowych t. j. do obliczeń jest wprowadzone założenie, że hamowanie nawet przy mostach dwutorowych będzie miało miejsce tylko dla jednego pociągu. Siłę poziomą hamowania T_1 od pociągu znajdującego się na jednym dźwigarze należy przyjmować równą $\frac{1}{10}$ ciśnienia wszystkich osi, znajdujących się na prześle i zaczepioną w górnej płaszczyźnie ciosów oporowych.

Siła hamowania od pociągu znajdującego się na odłame ziemi jest przyjęta równą $\frac{1}{10}$ ciśnienia obciążenia ruchomego, mieszczącego się na długości odłamu. Poprzednio zostało przyjęte, że składowa pozioma parcia ziemi nieobciążonej:

$$E_h = 0,121 \times \gamma \times H^2;$$



Rys. 11.

Z wykresu zaś (przy założeniu $\varphi = 35^\circ$):

$$E_h = \frac{1}{1} \gamma \times \eta^2 \text{ t. j.}$$

$$\eta^2 = 0,242 H^2, \text{ stąd } \eta = 0,492 H$$

$$AC = H \times \cos \varphi = 0,8192 H$$

$$AE = H \times \text{ctg } \varphi = 1,4282 H$$

$$DE = \frac{\eta}{\sin \varphi} = 0,8578 H,$$

a zatem długość płaszczyzny odłamu:

$$AD = (1,4282 - 0,8578) H = 0,570 H.$$

Dla H w granicach 0 — 10 m długość ta będzie krótsza od rozstawu skrajnych osi parowozu = 6,0 m. Obciążenie nasypu wyniesie:

$$q = \frac{125000}{6} = 20,83 \text{ t/m b toru.}$$

Stąd siła hamowania:

$$T_2 = \frac{1}{10} \times 20,83 \times 0,570 H = 1,19 H \approx 1,20 H. \quad (15)$$

Uważając, że siła T_2 przenosi się przez nasyp na przyczółek pod kątem 45° t. j. na długość AF otrzymamy moment tej siły względem podstawy w poziomie wierzchu fundamentu:

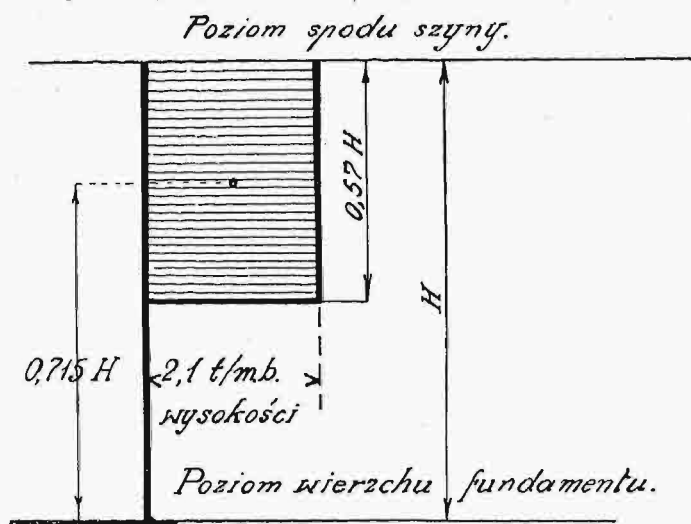
$$M = 1,19 H \times 0,715 H = 0,85 H^2. \quad (16)$$

Wzory (15) i (16) odnoszą się do całej szerokości przyczółków.

W tych wzorach E w ton, M w tm, H w m.

Wykreślnie siła hamowania (na całej szerokości przyczółka) może być przedstawiona, jak obok, przy czym wielkość 2,1 t oznacza wielkość siły na 1 m wy-

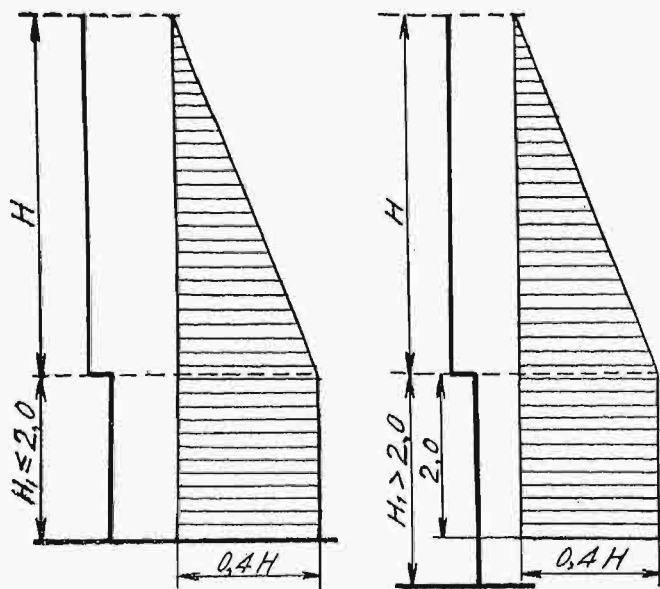
sokości ścianki przy rozkładzie całkowitego obciążenia na wysokości $0,57 H$.



Rys. 12.

Podane powyżej wzory, uwzględniające wpływ sił poziomych, pochodzących od parcia ziemi wskutek obciążenia odłamu ziemi i od wpływu hamowania, były wyznaczone dla przyjęcia, że na odłomie za przyczółkiem znajduje się parowóz. O ile przy obliczeniu przyczółków zostaje wzięty pod uwagę przypadek, że na odłomie umieszczony jest tender, lub wagon, otrzymane wartości, odpowiadające parowozom, należy pomnożyć przez $\frac{2}{3}$.

Przy obliczaniu naprężeń w podstawie fundamentu należy przyjmować parcie ziemi nasypu na wysokość od podstawy szyny do podstawy fundamentu przy uwzględnieniu jednak w obliczeniach głębokości założenia fundamentu tylko do $2,0 m$. Przytem wielkość parcia na fundament powinna być wyznaczona według powyżej przytoczonych wzorów z tą zmianą, że parcie jednostkowe ziemi nieobciążonej na całej głębokości fundamentu względnie na głębokości do $2,0 m$ ma być przyjęte jednakowe, równe $0,4 H$ (parcie w t, H w m) t. j. odpowiadające parciu jednostkowemu w poziomie wierzchu fundamentu. A zatem całkowity wykres parcia ziemi nieobciążonej na $1 mb$ szerokości przyczółka ma kształt:



Rys 13.

Przy uwzględnieniu wpływu obciążenia ruchomego należy stosować wzory (7) i (11), przy czym za wielkość H_0 powinna być przyjmowana łączna wysokość

ściany przyczółka i fundamentu t. j. $H + H_1$, nie więcej jednak, niż $H + 2,0 m$.

Wielkość siły poziomej wskutek hamowania pociągu znajdującego się na odłomie ma być przyjęta jak przy obliczaniu fundamentów zupełnie bez zmiany t. j. $T_2 = 1,2 H$ (H = wysokość ściany przyczółka).

Po przyjęciu wymiarów przyczółków i ustaleniu sił poziomych i pionowych winno być przeprowadzone sprawdzenie wytrzymałości i stateczności dla kilku przekrojów poziomych przyczółka, a mianowicie: w poziomie podstawy niszy, w poziomie załamania się przedniej ściany przyczółka, w poziomie wierzchu fundamentu lecz bez uwzględnienia powierzchni odsadzek; wreszcie należy wyznaczyć warunki stateczności i naprężenia na grunt w poziomie spodu fundamentu. Dla typowych przyczółków obliczenia powyższe winny być wykonane dla następujących wypadkowo bciążenia:

1. Obciążenie ruchome znajduje się tylko na odłomie nasypu; na dźwigarze mostowym obciążenia ruchomego nie ma.
2. Obciążenie ruchome znajduje się tylko na dźwigarze mostowym; na odłomie nasypu obciążenia ruchomego nie ma.
3. Obciążenie ruchome znajduje się zarówno na odłomie nasypu jak i na dźwigarze mostowym.

W tym wypadku należy odróżnić 2 oddzielne założenia:

- a) na odłomie znajduje się parowóz, reszta pociągu obciąża dźwigar mostowy,
- b) możliwie największe obciążenie ruchome znajduje się na dźwigarze mostowym, dalsza zaś część pociągu na odłomie ziemi.

Przy obliczaniu przyczółków należy przyjmować wogóle, że jedna ściana wraz ze skrzydłami stanowią jedną całość i parcie ziemi należy wyznaczać na całą szerokość tylnej części przyczółka; jednak przy sprawdzaniu stateczności naprężeń w poziomie spodu niszy przyczółkowej, niezależnie od tego założenia, należy wziąć pod uwagę przypadek, że skrzydła są oddzielone od przedniej ściany przyczółka i wtedy wielkość parcia ziemi należy przyjmując odpowiednio do wielkości powierzchni ściany, znajdującej się pomiędzy skrzydłami, przy czym wypadkowa sił działających na przednią ścianę przyczółka powinna być oddalona od krawędzi niszy na odległość nie mniejszą niż $\frac{1}{4}$ grubości ściany.

Przy sprawdzaniu warunków stateczności i wytrzymałości przyczółków winny być zachowane następujące wartości współczynników i naprężeń dopuszczalnych:

spółczynnik tarcia między murem i murem	$f = 0,7$
spółczynnik tarcia między murem i gruntem	$f' = 0,35$
spółczynnik pewności na wywrócenie w poziomych przekrojach przyczółka oprócz podstawy fundamentu	$m = 1,5$
spółczynnik pewności na przesunięcie w poziomych przekrojach przyczółka oprócz podstawy fundamentu	$n = 1,25$
spółczynnik pewności na wywrócenie w poziomie podstawy fundamentu	$m = 1,25$
spółczynnik pewności na przesunięcie w poziomie podstawy fundamentu	$n = 1,10$
naprężenie dopuszczalne na ściskanie w betonie.	$k_c = 15 \text{ kg/cm}^2$
naprężenie dopuszczalne na ściskanie w murze z kamienia łamanego	$k_c = 12,5 \text{ kg/cm}^2$
naprężenie dopuszczalne na rozciąganie w betonie.	$k_t = 2,5 \text{ kg/cm}^2$
naprężenie dopuszczalne na rozciąganie w murze z kamienia łamanego	$k_t = 1,5 \text{ kg/cm}^2$

Przy wyznaczaniu wymiarów fundamentu współczynnik pewności na wypieranie gruntu (obliczony według wzoru Pankera) nie powinien wynosić mniej niż 1,5 przy największym ciśnieniu na grunt.

Stateczność przyczółka, jako całości i największe ciśnienie na grunt wyznacza się według tych samych zasad, jak w dowolnym przekroju przyczółka, tylko tutaj nie uwzględnia się wcale naprężeń rozciągających, a w razie ich otrzymania z rachunku przyjmuje się, że pracuje tylko część powierzchni fundamentu,

wielkość której należy wyznaczyć w zależności od położenia w poziomie spodu fundamentu punktu zaczepienia wypadkowej wszystkich sił działających na przyczółek.

O ile pod fundamentem przyczółka zastosowane jest posadowienie na palach, należy przy projektowaniu rozkładu pali i obliczeniu największego ciśnienia na pal uwzględnić niejednostajność naprężeń na grunt w kierunku długości przyczółka (t. j. w kierunku długości mostu).

Inż. Henryk Griffel.

Studjum nad stopniem utwardzenia belek prostych w konstrukcjach spawanych^{*)}.

(Ciąg dalszy).

Próba Nr. 4.

Belka próbna ta sama, co w próbie Nr. 3, z tą różnicą, iż podobnie, jak w próbie Nr. 2, słupy nie zostały uchwycone klamrami do stołu maszyny. Chodzi o ponowne sprawdzenie, czy wyniki będą podobne jak w próbie Nr. 2, t. j. czy małe sprężyste ugięcie słupów ma wpływ na wielkość utwardzenia belki.

Pomiary zestawione są poniżej.

Tabl. V.

Odczyt dla 2 P=t			Różnica odczytów dla		Średnia dla		Naprężenie σ kg/cm ²	M = σW_n kgcm	Punkt	
0	2	4	2	4	2	4				
$x = \frac{l}{2} = 50$ cm										
10,6	18,5	27,0	7,9	16,4	8,0	16,4	720	24600	A	
10,8	18,9	27,2	8,1	16,4						
10,8	18,8	27,4	8,0	16,6						
10,9	18,8	27,1	7,9	16,2						
$x = 5$ cm										
19,3	24,0	29,2	4,7	9,9	4,5	9,5	405	13850	C	
19,2	24,0	29,6	4,8	10,4						
20,0	24,0	28,2	4,0	8,2						
20,0	24,3	28,5	4,3	8,5						
$x = 0$										
dla 2 t: $y = 0,111 \cdot 24600 + 1,11 \cdot 13850 =$								18100	E	F
„ 4 t: $y = 0,111 \cdot 50600 + 1,11 \cdot 28600 =$								37400		

dla 2 t otrzymujemy:

$$M_0 = 24600 + 18100 = 42700 \text{ kgcm}$$

$$\frac{M}{M_0} = \frac{24600}{42700} = 0,576$$

$$\frac{M_u}{M_0} = \frac{18100}{42700} = 0,424$$

dla 4 t:

$$M_0 = 50600 + 37400 = 88000$$

$$\frac{M}{M_0} = \frac{50600}{88000} = 0,575$$

$$\frac{M_u}{M_0} = \frac{37400}{88000} = 0,425$$

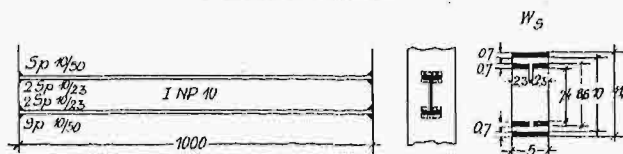
Średnio można przyjąć:

$$M = 0,575 M_0 \dots \dots \dots (28)$$

$$M_u = 0,425 M_0 \dots \dots \dots (29)$$

Wyniki zatem niewiele się różnią od poprzednich. Różnica leży jeszcze w granicach błędów doświadczalnego, wynosi bowiem zaledwie 3%.

Próba Nr. 5.



Rys. 11.

Próba Nr. 5.

$$W_n = 34,2 \text{ cm}^3$$

$$W_s = \frac{5}{6} \cdot \frac{11,4^3 - 10^3}{11,4} + \frac{4,5}{6} \cdot \frac{8,6^3 - 7,4^3}{8,6} = 55,2 \text{ cm}^3$$

$$F_s = 0,7 (5,2 + 2,25 \cdot 4) = 13,3 \text{ cm}^2$$

W próbie tej chodziło o sprawdzenie, czy i o ile spawki dodatkowe wewnętrzne poprawiają utwardzenie dźwigara.

Wyniki pomiarów podaje poniżej.

Tabl. VI,

1 mm = 90 kg/cm².

Odczyt dla 2 P=t			Różnica odczytów dla		Średnia dla		Naprężenie σ kg/cm ²	M = σW_B kgcm	Punkt	
0	2	4	2	4	2	4				
$x = \frac{l}{2} = 50$ cm										
7,5	16,1	24,8	8,6	17,3	8,6	17,0	774	26500	A	
7,7	16,2	24,5	8,5	16,8						
7,8	16,6	24,8	8,8	17,0						
9,5	18,1	26,5	8,6	17,0						
$x = 5$ cm										
9,0	13,5	17,8	4,5	8,8	5,2	10,1	468	16000	C	
9,2	13,8	18,0	4,6	8,8						
8,0	13,8	19,5	5,8	11,5						
5,0	11,0	16,3	6,0	11,3						
$x = 0$										
dla 2 t: $y = 0,111 \cdot 26500 + 1,11 \cdot 16000 =$								20690	E	F
„ 4 t: $y = 0,111 \cdot 52800 + 1,11 \cdot 31100 =$								40210		

dla 2 t otrzymujemy:

$$M_0 = 26500 + 20690 = 47190 \text{ kgcm}$$

$$\frac{M}{M_0} = \frac{26500}{47190} = 0,561$$

$$\frac{M_u}{M_0} = \frac{20690}{47190} = 0,439$$

^{*)} Praca wygłoszona na XI Międzynarodowym Kongresie dla spawania autogenicznego etc. w Rzymie, 9. VI. 1934.

dla 4 t:

$$M_0 = 52300 + 40210 = 92510 \text{ kgcm}$$

$$\frac{M}{M_0} = \frac{52300}{92510} = 0,565$$

$$\frac{M_u}{M_0} = \frac{40210}{92510} = 0,435$$

Średnio można przyjąć:

$$M = 0,563 M_0 \dots \dots \dots (30)$$

$$M_u = 0,437 M_0 \dots \dots \dots (31)$$

Jak widać skutkiem spawek wewnętrznych utwierdzenie dźwigara nieco się zwiększyło. By jednak z całą pewnością wykluczyć możliwą pomyłkę oraz dokładniej określić wielkość utwierdzenia w tym wypadku, wykonałem dodatkowo jeszcze jedną próbę Nr. 6, przyczem spawki tak górne jak i dolne zostały oszlifowane ściśle na przepisaną miarę.

Próba Nr. 6.

Tabl. VII.

1 mm = 90 kg/cm².

Odczyt dla 2 P=t			Różnica odczytów dla		Średnia dla		Naprężenie σ kg/cm ²	M = σ W _B kgcm	Punkt
0	2	4	2	4	2	4			
$v = \frac{l}{2} = 50 \text{ cm}$									
2,5	11,3	20,0	8,8	17,5	8,7	17,3	784	26800	A
3,0	11,7	20,1	8,7	17,1					
3,3	12,0	20,5	8,7	17,2	11,3	1018	518	17500	C
5,6	14,3	22,9	8,7	17,3					
$x = 5 \text{ cm}$									
1,8	6,9	12,0	5,1	10,2	5,7	11,3	1018	34800	D
2,0	7,1	12,2	5,1	10,2					
7,5	13,9	19,8	6,4	12,3	11,3	1018	1018	34800	D
7,7	14,0	20,0	6,3	12,3					
$x = 0$									
dla 2 t: y = 0,111.26800 + 1,11.17500 =								22400	E
„ 4 t: y = 0,111.53200 + 1,11.34800 =								44600	F

dla 2 t:

$$M_0 = 26800 + 22400 = 49200 \text{ kgcm}$$

$$\frac{M}{M_0} = \frac{26800}{49200} = 0,545$$

$$\frac{M_u}{M_0} = \frac{22400}{49200} = 0,455$$

dla 4 t:

$$M_0 = 53200 + 44600 = 97800 \text{ kgcm}$$

$$\frac{M}{M_0} = \frac{53200}{97800} = 0,544$$

$$\frac{M_u}{M_0} = \frac{44600}{97800} = 0,456$$

Średnio:

$$M = 0,545 M_0 \dots \dots \dots (32)$$

$$M_u = 0,455 M_0 \dots \dots \dots (33)$$

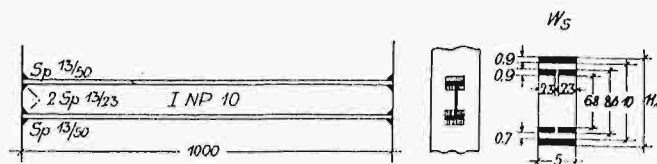
Naprężenie w spawkach:

$$\sigma_p = \frac{2000}{13,3} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_m = \frac{0,455 \cdot 100000}{55,2} = 824 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = \sqrt{150^2 + 824^2} = 838 \text{ kg/cm}^2$$

Próba Nr. 7.



Rys. 12.
Próba Nr. 7.

$$W_B = 34,2 \text{ cm}^3$$

$$W_S = \frac{5}{6} \cdot \frac{11,8^3 - 10^3}{11,8} + \frac{4,5}{6} \cdot \frac{8,6^3 - 6,8^3}{8,6} = 73,0 \text{ cm}^3$$

$$F_S = 0,9 (5,2 + 2,25 \cdot 4) = 17,1 \text{ cm}^2$$

Tabl. VIII.

1 mm = 90 kg/cm².

Odczyt dla 2 P=t			Różnica odczytów dla		Średnia dla		Naprężenie σ kg/cm ²	M = σ W _B kgcm	Punkt
0	2	4	2	4	2	4			
$x = \frac{l}{2} = 50 \text{ cm}$									
2,9	11,3	19,8	8,4	16,9	8,5	16,8	765	26200	A
7,4	16,0	24,2	8,4	16,7					
15,3	23,7	32,0	8,6	16,8	10,9	981	495	16900	C
19,4	27,9	36,2	8,5	16,8					
$x = 5 \text{ cm}$									
7,5	12,3	17,6	4,8	10,1	5,5	10,9	981	33550	D
15,0	20,0	25,0	5,0	10,0					
4,2	10,2	15,9	6,0	11,7	10,9	981	981	33550	D
21,7	27,8	33,5	6,1	11,8					
$x = 0$									
dla 2 t: y = 0,111.26200 + 1,11.16900 =								21660	E
„ 4 t: y = 0,111.51700 + 1,11.33550 =								42940	F

dla 2 t:

$$M_0 = 26200 + 21660 = 47860 \text{ kgcm}$$

$$\frac{M}{M_0} = \frac{26200}{47860} = 0,548$$

$$\frac{M_u}{M_0} = \frac{21660}{47860} = 0,452$$

dla 4 t:

$$M_0 = 51700 + 42940 = 94640 \text{ kgcm}$$

$$\frac{M}{M_0} = \frac{51700}{94640} = 0,546$$

$$\frac{M_u}{M_0} = \frac{42940}{94640} = 0,454$$

$$\text{Średnio: } M = 0,547 M_0 \dots \dots \dots (34)$$

$$M_u = 0,453 M_0 \dots \dots \dots (35)$$

Naprężenie w spawkach:

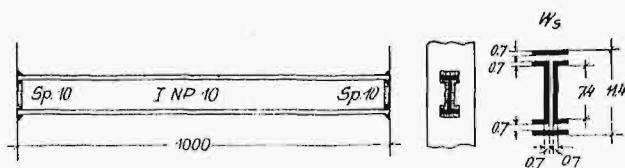
$$\sigma_p = \frac{2000}{17,1} = 117 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_m = \frac{0,453 \cdot 100000}{73,0} = 621 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = \sqrt{117^2 + 621^2} = 631 \text{ kg/cm}^2$$

Utwardzenie skutkiem zwiększenia spawek wzrosło w stosunku do próby Nr. 6 tylko nieznacznie, natomiast naprężenie w spawkach naturalnie znacznie mniejsze.

Próba Nr. 8.



Rys. 13.
Próba Nr. 8.

$$W_B = 34,2 \text{ cm}^3$$

$$W_S = (\text{por. próbę Nr. 5}) = 55,2 + \frac{2 \cdot 0,7 \cdot 7,4^2}{6} = 55,2 + 12,8 = 68 \text{ cm}^3$$

$$F_S = 13,3 + 2 \cdot 0,7 \cdot 7,4 = 23,7 \text{ cm}^2$$

Tabl. IX.
1 mm = 90 kg/cm².

Odczyt dla 2 P=t			Różnica odczytów dla		Średnia dla		Napężenie σ kg/cm ²	M = σ W _B kgcm	Punkt
0	2	4	2	4	2	4			
$x = \frac{l}{2} = 50 \text{ cm}$									
2,0	10,5	19,2	8,5	17,2	8,6	17,0	774	26500	A
5,6	14,1	22,6	8,5	17,0					
10,5	19,1	27,6	8,6	17,1	17,0	1530	52300	B	
20,5	29,2	37,2	8,7	16,7					
$x = 5 \text{ cm}$									
5,1	10,0	15,2	4,9	10,1	5,3	10,6	477	16300	C
18,9	19,0	24,2	5,1	10,3					
1,0	6,5	12,0	5,5	11,0	10,6	954	32600	D	
7,1	13,0	18,3	5,9	11,2					
$x = 0$									
dla 2 t: y = 0,111.26500 + 1,11.16300 =								21040	E
" 4 t: y = 0,111.52300 + 1,11.32600 =								42000	F

dla 2 t:

$$M_0 = 2650 + 21040 \text{ kgcm}$$

$$\frac{M}{M_0} = \frac{26500}{47540} = 0,558 \quad \frac{M_u}{M_0} = \frac{21040}{47540} = 0,442$$

dla 4 t:

$$M_0 = 52300 + 42000 = 94300 \text{ kgcm}$$

$$\frac{M}{M_0} = \frac{52300}{94300} = 0,555 \quad \frac{M_u}{M_0} = \frac{42000}{94300} = 0,445$$

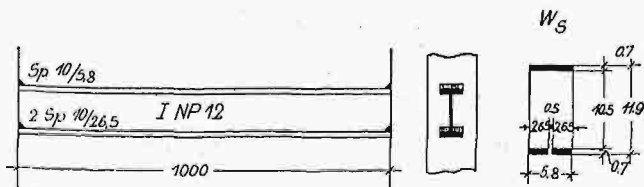
Średnio:

$$M = 0,557 M_0 \quad (36)$$

$$M_u = 0,443 M_0 \quad (37)$$

W stosunku do próby Nr. 5 tylko nieznaczna porażka.

Próba Nr. 9.



Rys. 14.
Próba Nr. 9.

$$W_B = 54,7 \text{ cm}^3$$

$$W_S = (\text{w przybliżeniu}) = \frac{5,6}{6} \cdot \frac{11,9^3 - 10,5^3}{11,9} = 42,3 \text{ cm}^3$$

$$F_S = 0,7 (5,8 + 5,3) = 7,9 \text{ cm}^2$$

Próba ta została wykonana w tym celu, by przekonać się, jak wielkim jest utwierdzenie w przypadku przyspojenia dźwigarów tylko szwami górnymi. Dolne szwy wymagają, jak wiadomo znacznie więcej pracy jako wykonywane zwykle ponad głową, gdyby zatem dało się ich uniknąć, byłoby to znaczną oszczędnością.

Tabl. X.

1 mm = 90 kg/cm².

Odczyt dla 2 P=t			Różnica odczytów dla		Średnia dla		Napężenie σ kg/cm ²	M = W σ _B kgcm	Punkt
0	2	4	2	4	2	4			
$x = \frac{l}{2} = 50 \text{ cm}$									
4,0	11,3	18,4	7,3	14,4	7,3	14,4	657	36000	A
10,0	17,3	24,4	7,3	14,4					
14,2	21,4	28,5	7,2	14,3	14,4	1295	70800	B	
18,6	26,0	33,1	7,4	14,5					
$x = 5 \text{ cm}$									
2,7	5,3	8,1	2,6	5,4	2,7	5,4	243	13300	C
6,9	9,8	12,3	2,9	5,4					
9,6	12,3	15,0	2,7	5,4	5,4	486	26600	D	
12,5	15,1	18,0	2,6	5,5					
$x = 0$									
dla 2 t: y = 0,111.36000 + 1,11.13300 =								18750	E
" 4 t: y = 0,111.70800 + 1,11.26600 =								37360	F

dla 2 t:

$$M_0 = 36000 + 18750 = 54750 \text{ kgcm}$$

$$\frac{M}{M_0} = \frac{36000}{54750} = 0,657$$

$$\frac{M_u}{M_0} = \frac{18750}{54750} = 0,343$$

dla 4 t:

$$M_0 = 70800 + 37360 = 108160 \text{ kgcm}$$

$$\frac{M}{M_0} = \frac{70800}{108160} = 0,655$$

$$\frac{M_u}{M_0} = \frac{37360}{108160} = 0,345$$

Średnio:

$$M = 0,656 M_0 \quad (38)$$

$$M_u = 0,344 M_0 \quad (39)$$

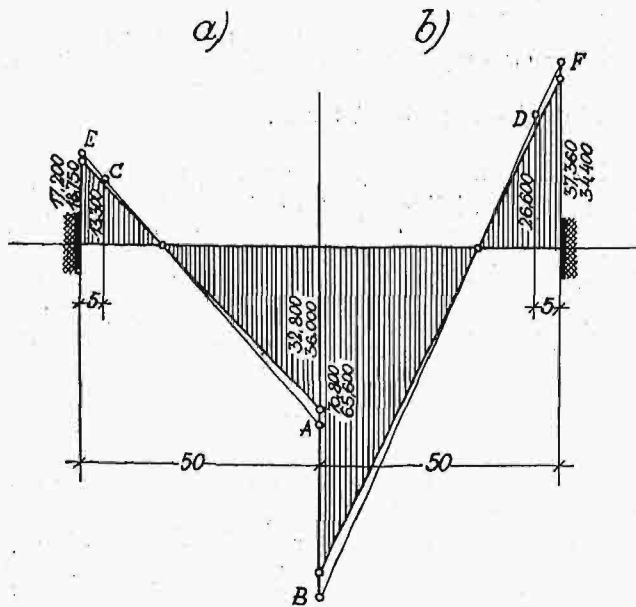
Jak widać utwierdzenie jest w tym przypadku znacznie mniejsze niż w poprzednich.

Napężenie w spawkach:

$$\sigma_p = \frac{2000}{7,8} = 256 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_m = \frac{0,344 \cdot 100000}{42,3} = 812 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = \sqrt{256^2 + 812^2} = 851 \text{ kg/cm}^2$$



Rys. 15.

Wykres momentów dla próby Nr. 9: a) dla 2 t, b) dla 4 t.

Próba Nr. 10.



Rys. 16.

Próba Nr. 10.

$$W_n = 54,7 \text{ cm}^3$$

$$W_s = \frac{5,8}{6} \cdot \frac{13,4^3 - 12^3}{13,4} = 49 \text{ cm}^3$$

$$F_s = 0,7 \cdot 5,8 \cdot 2 = 8,1 \text{ cm}^2$$

Tabl. XI.

1 mm = 90 kg/cm².

Odczyt dla 2 P=t			Różnica odczytów dla		Średnia dla		Napężenie σ kg/cm ²	M=σ W _D kgcm	Punkt
0	2	5	2	5	2	5			
$x = \frac{l}{2} = 50 \text{ cm}$									
1,8	9,1	17,2	6,3	15,4	6,4	15,5	576	31500	A
4,5	10,7	19,9	6,2	15,4					
6,3	12,8	21,9	6,5	15,6					
10,4	17,0	26,0	6,6	15,6			1898	76200	B
$x = 5 \text{ cm}$									
4,4	7,6	11,7	3,2	7,3	2,9	7,4	261	14250	C
11,2	14,2	18,6	3,0	7,4					
16,3	19,0	23,7	2,7	7,4					
19,3	22,1	26,7	2,8	7,4			666	36500	D
$x = 0$									
dla 2 t: $y = 0,111 \cdot 31500 + 1,11 \cdot 14250 =$								19800	E
" 5 t: $y = 0,111 \cdot 76200 + 1,11 \cdot 36500 =$								49000	F

dla 2 t:

$$M_0 = 31500 + 19800 = 50800 \text{ kgcm}$$

$$\frac{M}{M_0} = \frac{31500}{50800} = 0,620$$

$$\frac{M_u}{M_0} = \frac{19300}{50800} = 0,380$$

dla 5 t:

$$M_0 = 76200 + 49000 = 125200 \text{ kgcm}$$

$$\frac{M}{M_0} = \frac{76200}{125200} = 0,608$$

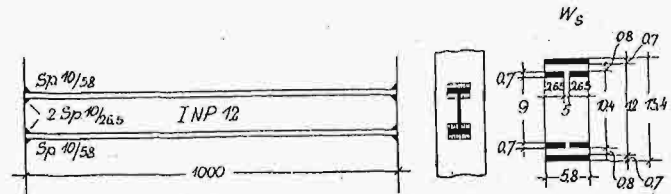
$$\frac{M_u}{M_0} = \frac{49000}{125200} = 0,392$$

Średnio:

$$M = 0,614 M_0 \dots \dots \dots (40)$$

$$M_u = 0,386 M_0 \dots \dots \dots (41)$$

Próba Nr. 11.



Rys. 17.

Próba Nr. 11.

$$W_n = 54,7 \text{ cm}^3$$

$$W_s = \frac{5,8}{6} \cdot \frac{13,4^3 - 12^3}{13,4} + \frac{5,3}{6} \cdot \frac{10,4^3 - 9^3}{10,4} = 49 + 33,7 = 82,7 \text{ cm}^3$$

$$F_s = 8,1 + 0,7 \cdot 5,3 \cdot 2 = 15,5 \text{ cm}^2$$

Tabl. XII.

1 mm = 90 kg/cm².

Odczyt dla 2 P=t			Różnica odczytów dla		Średnia dla		Napężenie σ kg/cm ²	M=σ W _D kgcm	Punkt
0	2	5	2	5	2	5			
$x = \frac{l}{2} = 50 \text{ cm}$									
3,0	8,9	17,7	5,9	14,7	5,9	14,7	581	29000	A
7,3	13,2	22,0	5,9	14,7					
6,7	12,5	21,3	5,8	14,6					
10,2	16,2	25,0	6,0	14,8			1828	72400	B
$x = 5 \text{ cm}$									
3,3	6,8	11,1	3,0	7,8	3,1	8,0	279	15270	C
8,2	11,4	16,2	2,8	8,0					
1,8	4,9	9,9	3,1	8,1					
5,0	8,3	13,1	3,3	8,1			720	39400	D
$x = 0$									
dla 2 t: $y = 0,111 \cdot 29000 + 1,11 \cdot 15270 =$								20160	E
" 5 t: $y = 0,111 \cdot 72400 + 1,11 \cdot 39400 =$								51740	F

dla 2 t:

$$M_0 = 29000 + 20160 = 49160 \text{ kgcm}$$

$$\frac{M}{M_0} = \frac{29000}{49160} = 0,590$$

$$\frac{M_u}{M_0} = \frac{20160}{49160} = 0,410$$

dla 5 t:

$$M_0 = 72400 + 51740 = 124140 \text{ kgcm}$$

$$\frac{M}{M_0} = \frac{72400}{124140} = 0,583$$

$$\frac{M_u}{M_0} = \frac{51740}{124140} = 0,417$$

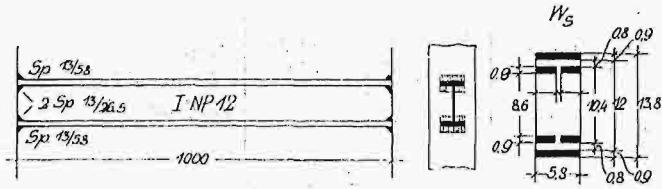
Średnio:

$$M = 0,587 M_0 \quad (42)$$

$$M_u = 0,413 M_0 \quad (43)$$

Wyniki są tu zbliżone do wyników próby Nr. 1.
Wykres momentów będzie również podobny.

Próba Nr. 12.



Rys. 18.
Próba Nr. 12.

$$W_n = 54,7 \text{ cm}^3$$

$$W_s = \frac{5,8}{6} \cdot \frac{13,8^3 - 12^3}{13,8} + \frac{5,3}{6} \cdot \frac{10,4^3 - 8,6^3}{10,4} = 63,4 + 41,8 = 105,2 \text{ cm}^3$$

$$F_s = (5,8 + 5,3) 0,9 \cdot 2 = 20 \text{ cm}^2$$

Tabl. XIII.
1 mm = 90 kg/cm².

Odczyt dla 2P=t			Różnica odczytów dla		Średnia dla		Naprężenie σ kg/cm ²	M = σW _n kgcm	Punkt
0	3	6	3	6	3	6			
$x = \frac{l}{2} = 50 \text{ cm}$									
2,7	11,7	20,2	9,0	17,5	8,8	17,4	793	43400	A
7,0	15,9	24,6	8,9	17,6					
13,5	22,2	30,7	8,7	17,2					
18,0	26,7	35,3	8,7	17,3	9,8	9,9	882	48200	D
7,0	11,6	16,5	4,6	9,5					
9,0	13,6	18,7	4,6	9,7					
16,6	21,6	26,6	5,0	10,0	9,8	9,9	882	48200	D
20,3	25,2	30,2	4,9	9,9					
$x = 0$								31000	E
dla 3 t: y = 0,111.43400 + 1,11.23600 =								63000	F
" 6 t: y = 0,111.85500 + 1,11.48200 =									

dla 3 t:

$$M_0 = 43400 + 31000 = 74400 \text{ kgcm}$$

$$\frac{M}{M_0} = \frac{43400}{74400} = 0,584$$

$$\frac{M_u}{M_0} = \frac{31000}{74400} = 0,416$$

dla 6 t:

$$M_0 = 85500 + 63000 = 148500 \text{ kgcm}$$

$$\frac{M}{M_0} = \frac{85500}{148500} = 0,576$$

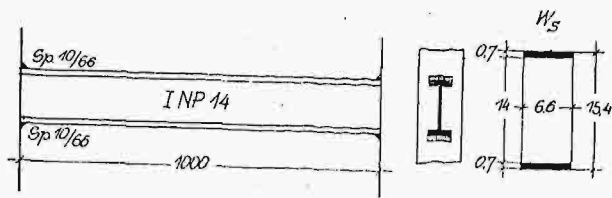
$$\frac{M_u}{M_0} = \frac{63000}{148500} = 0,424$$

Średnio:

$$M = 0,580 M_0 \quad (44)$$

$$M_u = 0,420 M_0 \quad (45)$$

Próba Nr. 13.



Rys. 19.
Próba Nr. 13.

$$W_n = 81,9 \text{ cm}^3$$

$$W_s = \frac{6,6}{6} \cdot \frac{15,4^3 - 14^3}{15,4} = 64,2 \text{ cm}^3$$

$$F_s = 0,7 \cdot 6,6 \cdot 2 = 9,2 \text{ cm}^2$$

Tabl. XIV.
1 mm = 90 kg/cm².

Odczyt dla 2P=t			Różnica odczytów dla		Średnia dla		Naprężenie σ kg/cm ²	M = σW _n kgcm	Punkt
0	3	6	3	6	3	6			
$x = \frac{l}{2} = 50 \text{ cm}$									
4,8	10,6	17,0	6,3	12,7	6,3	12,7	567	46400	A
7,2	13,5	19,8	6,3	12,6					
10,0	16,2	22,5	6,2	12,5					
17,5	24,0	30,3	6,5	12,8	5,1	5,1	459	37600	D
4,4	6,0	8,4	1,6	4,0					
9,0	11,0	13,0	2,0	4,0					
5,0	8,2	11,0	3,2	6,0	5,1	5,1	459	37600	D
9,9	13,3	16,2	3,4	6,3					
$x = 0$								28800	E
dla 3 t: y = 0,111.46400 + 1,11.21800 =								52100	F
" 6 t: y = 0,111.93600 + 1,11.37600 =									

dla 3 t:

$$M_0 = 46400 + 28800 = 75200 \text{ kgcm}$$

$$\frac{M}{M_0} = \frac{46400}{75200} = 0,617$$

$$\frac{M_u}{M_0} = \frac{28800}{75200} = 0,383$$

dla 6 t:

$$M_0 = 93600 + 52100 = 145700 \text{ kgcm}$$

$$\frac{M}{M_0} = \frac{93600}{145700} = 0,643$$

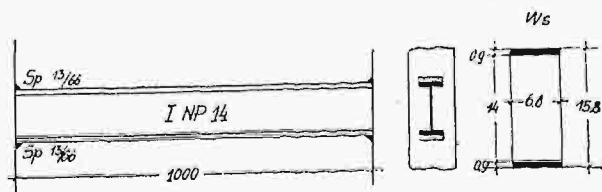
$$\frac{M_u}{M_0} = \frac{52100}{145700} = 0,357$$

Średnio:

$$M = 0,630 M_0 \quad (46)$$

$$M_u = 0,370 M_0 \quad (47)$$

Próba Nr. 14.



Rys. 20.
Próba Nr. 14.

$$W_B = 81,9 \text{ cm}^3$$

$$W_S = \frac{6,6}{6} \cdot \frac{15,8^3 - 14^3}{15,8} = 83,6 \text{ cm}^3$$

$$F_S = 0,9 \cdot 6,6 \cdot 2 = 11,9 \text{ cm}^3$$

Tabl. XV.

Odczyt dla $2 P=t$			Różnica odczytów dla		Średnia dla		Napreżenie $\sigma \text{ kg/cm}^2$	$M = \sigma W_B \text{ kgcm}$	Punkt
0	3	6	3	6	3	6			
$x = \frac{l}{2} = 50 \text{ cm}$									
1,9	8,0	14,4	6,1	12,5	6,2	12,5	558	45700	A
6,4	12,6	18,9	6,2	12,5					
11,9	18,0	24,3	6,1	12,4					
13,0	19,2	25,5	6,2	12,5			1125	92100	B
$x = 5 \text{ cm}$									
9,7	12,0	14,4	2,3	4,7	2,7	5,3	243	19900	C
12,8	15,2	17,6	2,4	4,8					
9,9	13,0	15,8	3,1	5,9					
12,8	15,8	18,7	3,0	5,9			477	39100	D
$x = 0$									
dla 3 t: $y = 0,111 \cdot 45700 + 1,11 \cdot 19900 =$								27200	E
„ 6 t: $y = 0,111 \cdot 92100 + 1,11 \cdot 39100 =$								53600	F

dla 3 t:

$$M_0 = 45700 + 27200 = 72900 \text{ kgcm}$$

$$\frac{M}{M_0} = \frac{45700}{72900} = 0,627$$

$$\frac{M_u}{M_0} = \frac{27200}{72900} = 0,373$$

dla 6 t:

$$M_0 = 92100 + 53600 = 145700$$

$$\frac{M}{M_0} = \frac{92100}{145700} = 0,632$$

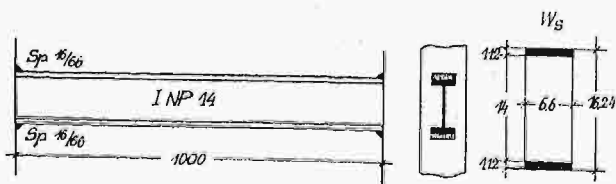
$$\frac{M_u}{M_0} = \frac{53600}{145700} = 0,368$$

Średnio:

$$M = 0,630 M_0 \dots \dots \dots (48)$$

$$M_u = 0,370 M_0 \dots \dots \dots (49)$$

Próba Nr. 15.



Rys. 21.
Próba Nr. 15.

$$W_B = 81,9 \text{ cm}^3$$

$$W_S = \frac{6,6}{6} \cdot \frac{16,24^3 - 14^3}{16,24} = 1,1 \cdot \frac{1550}{16,24} = 105 \text{ cm}^3$$

$$F_S = 14,8 \text{ cm}^3$$

Tabl. XVI.

1 mm = 90 kg/cm².

Odczyt dla $2 P=t$			Różnica odczytów dla		Średnia dla		Napreżenie $\sigma \text{ kg/cm}^2$	$M = \sigma W_B \text{ kgcm}$	Punkt
0	3	6	3	6	3	6			
$x = \frac{l}{2} = 50 \text{ cm}$									
3,7	10,1	16,3	6,4	12,6	6,6	12,8	594	48600	A
7,7	14,5	20,6	6,8	12,9					
14,5	21,2	27,2	6,7	12,7					
19,8	26,4	32,6	6,6	12,8			1151	94800	B
$x = 5 \text{ cm}$									
5,0	7,9	11,0	2,9	6,0	3,1	6,3	279	22900	C
10,0	13,0	16,0	3,0	6,0					
1,3	4,5	7,8	3,2	6,5					
6,5	9,8	13,0	3,3	6,5			567	46500	D
$x = 0$									
dla 3 t: $y = 0,111 \cdot 48600 + 1,11 \cdot 22900 =$								30800	E
„ 6 t: $y = 0,111 \cdot 94800 + 1,11 \cdot 46500 =$								62100	F

dla 3 t:

$$M_0 = 48600 + 30800 = 79400 \text{ kgcm}$$

$$\frac{M}{M_0} = \frac{48600}{79400} = 0,612$$

$$\frac{M_u}{M_0} = \frac{30800}{79400} = 0,388$$

dla 6 t:

$$M_0 = 94800 + 62100 = 156400 \text{ kgcm}$$

$$\frac{M}{M_0} = \frac{94800}{156400} = 0,603$$

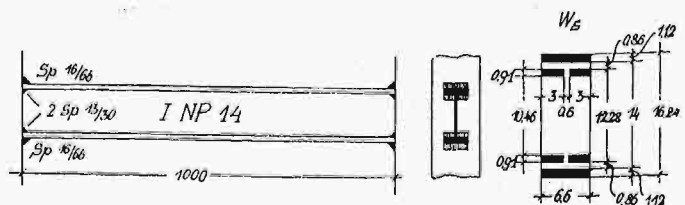
$$\frac{M_u}{M_0} = \frac{62100}{156400} = 0,397$$

Średnio:

$$M = 0,607 M_0 \dots \dots \dots (50)$$

$$M_u = 0,393 M_0 \dots \dots \dots (51)$$

Próba Nr. 16.



Rys. 22.
Próba Nr. 16.

$$W_B = 81,9 \text{ cm}^3$$

$$W_S = 105 + \frac{12,28^3 - 10,46^3}{12,28} = 105 + 58 = 163 \text{ cm}^3$$

$$F_S = 25,7 \text{ cm}^2$$

Tabl. XVII.
1 mm = 90 kg/cm².

Odczyt dla $\frac{2P}{l} = t$			Różnica odczytów dla		Średnia dla		Naprężenie σ kg/cm ²	$M = \sigma W_B$ kgcm	Punkt
0	4	8	4	8	4	8			
$x = \frac{l}{2} = 50 \text{ cm}$									
3,0	11,2	19,2	8,2	16,2					
8,7	16,9	24,6	8,2	15,9	8,2		738	60500	A
11,9	20,0	28,0	8,1	16,1					
16,5	24,7	32,7	8,2	16,2		16,1	1450	118800	B
$x = 5 \text{ cm}$									
2,3	6,0	9,8	3,7	7,5					
14,0	17,9	21,8	3,9	7,8	4,1		369	30200	C
7,5	11,9	16,0	4,4	8,5					
10,9	15,3	19,4	4,4	8,5		8,1	729	59700	D
$x = 0$									
dla 4 t: $y = 0,111.60500 + 1,11.30200 =$								40200	E
„ 8 t: $y = 0,111.118800 + 1,11.59700 =$								79500	F

dla 3 t:

$$M_0 = 60500 + 40200 = 100700 \text{ kgcm}$$

$$\frac{M}{M_0} = \frac{60500}{100700} = 0,601$$

$$\frac{M_u}{M_0} = \frac{40200}{100700} = 0,399$$

dla 4 t:

$$M_0 = 118800 + 79500 = 198300 \text{ kgcm}$$

$$\frac{M}{M_0} = \frac{118800}{198300} = 0,599$$

$$\frac{M_u}{M_0} = \frac{79500}{198300} = 0,401$$

Średnio:

$$M = 0,600 M_0 \dots \dots \dots (52)$$

$$M_u = 0,400 M_0 \dots \dots \dots (53)$$

Próba Nr. 17.



Rys. 23.
Próba Nr. 17.

$$W_B = 19,5 \text{ cm}^3$$

$$W_S = \frac{4,2}{6} \cdot \frac{9,12^3 - 6^3}{9,12} = 19 \text{ cm}^3$$

$$F_S = 4,2 \cdot 0,56 \cdot 2 = 4,7 \text{ cm}^2$$

Tabl. XVIII.

1 mm = 90 kg/cm².

Odczyt dla $\frac{2P}{l} = t$			Różnica odczytów dla		Średnia dla		Naprężenie σ kg/cm ²	$M = \sigma W_B$ kgcm	Punkt
0	0,75	1,5	0,75	1,5	0,75	1,5			
$x = \frac{l}{2} = 50 \text{ cm}$									
5,5	11,7	18,0	6,2	12,5					
10,4	16,7	23,1	6,3	12,7	6,3		566	11000	A
14,7	21,2	27,3	6,5	12,6					
17,3	23,6	29,9	6,3	12,6		12,6	1132	22000	B
$x = 5 \text{ cm}$									
3,0	7,0	11,0	4,0	8,0					
5,7	9,6	13,7	3,9	8,0	3,9		351	6850	C
3,9	7,8	11,5	3,9	7,6					
8,4	12,3	16,0	4,0	7,6		7,8	702	13700	D
$x = 0$									
dla 0,75 t: $y = 0,111.11000 + 1,11.6850$								8800	E
„ 1,5 t: $y = 0,111.22000 + 1,11.13700$								17600	F

dla 0,75 t:

$$M_0 = 11000 + 8800 = 19800 \text{ kgcm}$$

$$\frac{M}{M_0} = \frac{11000}{19800} = 0,556$$

$$\frac{M_u}{M_0} = \frac{8800}{19800} = 0,444$$

dla 1,5 t:

$$M_0 = 22000 + 17600 = 39600 \text{ kgcm}$$

$$\frac{M}{M_0} = \frac{22000}{39600} = 0,556$$

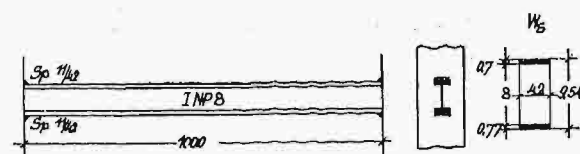
$$\frac{M_u}{M_0} = \frac{17600}{39600} = 0,444$$

Średnio:

$$M = 0,556 M_0 \dots \dots \dots (54)$$

$$M_u = 0,444 M_0 \dots \dots \dots (55)$$

Próba Nr. 18.



Rys. 24.
Próba Nr. 18.

$$W_B = 19,5 \text{ cm}^3$$

$$W_S = \frac{4,2}{6} \cdot \frac{9,54^3 - 8^3}{9,54} = 26,0 \text{ cm}^3$$

$$F_S = 0,77 \cdot 4,2 \cdot 2 = 6,5 \text{ cm}^2$$

Tabl. XIX.
1 mm = 90 kg/cm².

Odczyt dla 2P=t			Różnica odczytów dla		Średnia dla		Napre- żenie σ kg/cm ²	M=σW ² kgcm	Punkt
0	0,75	1,5	0,75	1,5	0,75	1,5			
$x = \frac{l}{2} = 50 \text{ cm}$									
5,7	12,5	19,0	6,8	18,3	6,7		603	11750	A
8,3	15,0	21,6	6,7	18,3					
13,0	19,6	26,2	6,6	18,2					
15,2	21,9	28,5	6,7	18,3	18,3		1197	23350	B
$x = 5 \text{ cm}$									
3,2	8,0	12,3	4,8	9,1	4,4		896	7720	C
7,7	12,5	16,8	4,8	9,1					
4,8	8,8	12,7	4,0	7,9					
11,5	15,5	19,4	4,0	7,9	8,5		765	14900	D
$x = 0$									
dla 0,75 t: y=0,111.11750+1,11.7720								9875	E
„ 1,5 t: y=0,111.23350+1,11.14900								19140	F

dla 0,75 t:

$$M_0 = 11750 + 9875 = 21625 \text{ kgcm}$$

$$\frac{M}{M_0} = \frac{11750}{21625} = 0,543 M_0$$

$$\frac{M_u}{M_0} = \frac{9875}{21625} = 0,457 M_0$$

dla 1,5 t:

$$M_0 = 23350 + 19140 = 42490 \text{ kgcm}$$

$$\frac{M}{M_0} = \frac{23350}{42490} = 0,549 M_0$$

$$\frac{M_u}{M_0} = \frac{19140}{42490} = 0,451 M_0$$

Średnio:

$$M = 0,546 M_0 \quad (56)$$

$$M_u = 0,454 M_0 \quad (57)$$

(C. d. n.).

Wiadomości z literatury technicznej.

Drogi.

— **Drogi betonowe w Szwajcarii.** Pierwsze drogi betonowe powstały w Szwajcarii już w r. 1909, jednakże ich istotny rozwój datuje się dopiero od r. 1925. Stan nawierzchni betonowych przedstawia się tam w poszczególnych latach następująco:

koniec r. 1926	—	6.659 m ²
„ 1927	—	12.771 „
„ 1928	—	26.333 „
„ 1929	—	118.265 „
„ 1930	—	230.727 „
„ 1931	—	263.179 „
„ 1932	—	308.310 „
„ 1933	—	403.692 „

Przy przyjęciu przeciętnej szerokości jezdni 6 m odpowiada to długości około 67 km.

Co do przekroju poprzecznego używano do r. 1924 wyłącznie typu, charakteryzującego się jednolitą grubością, do szerokości 6 m bez szwu środkowego. Następnie, wzorując się na Ameryce i Niemczech, zastosowano typ przekroju z wzmocnieniami krawężniami, który jednak nie wydał odpowiednich rezultatów, albowiem ilość rys i pęknięć powiększyła się przy nim znacznie. Przypuszczalnym powodem tego jest ograniczenie ruchu płyty, przy zmianach temperatury wywołane właśnie wzmocnieniami krawężniami. Z tego powodu po r. 1930 powrócono do typu o grubości jednostajnej w tem jednak, że już przy szerokościach 6 m wykonywano środkowy szew podłużny. Przeprowadzona statystyka wykazuje, że nawierzchnie wykonane wedle typu pierwszego posiadają 11% tafli z pęknięciami, wedle typu drugiego 45%, zaś wedle typu trzeciego zaledwie 1,5%.

Początkowo wykonywano jezdnię dwuwarstwową. W dążeniu jednak, by nawierzchnia wypadła możliwie najtaniej, zastosowano, szczególnie tam, gdzie dobry kamień był łatwy do dostania typ jednowarstwową. Wkrótce jednak okazało się, że maszynowo trudną była do dobrego ubicia warstwa 12,5 cm, którą to grubość zastosowano przy typie jednowarstwowym. O ile zaś wykonano jezdnię o jednolitym składzie,

jednak w dwu oddzielnych warstwach, zanikały w zupełności korzyści ekonomiczne. Z tego powodu powrócono ponownie do typu dwuwarstwowego.

Zestawienie kruszywa następuje wedle krzywej Fullera. Gdy poprzednio używano do warstwy górnej wyłącznie twardego grys kamieniołomowego, to od lat 3 stosuje się również grys otrzymany z otoczków rzecznych lub kopalnianych, który daje materiał o rozmaitej twardości. Rozmaitość ta powoduje wprowadzić niejednolite zużycie się nawierzchni, polepsza jednakże równocześnie stopień szorstkości jezdni.

Początkowo stosowano do warstwy górnej 550 kg cementu za m³ gotowego betonu. Okazało się to jednak niekorzystnym tak, iż obecnie zmniejszono tę dawkę do 400 kg/m³. Dla dróg o słabszym ruchu wystarcza również 375 kg/m³. Dla warstwy dolnej przyjęto 250 kg/m³.

Jezdnie szwajcarskie otrzymują z reguły uzbrojenie w ilości 3—4 kg/m² siatkami spawanymi. Odstęp szwów poprzecznych waha się w granicach 6—12 m w zależności od rodzaju podłoża i warunków klimatycznych.

Przy zastosowaniu nawierzchni betonowej na większych spadkach (8—10%) nadaje się powierzchnie jezdni maszynowo stosowne zmaszczki, celem powiększenia szorstkości. Cena jednostkowa m² gotowej nawierzchni spada obecnie do 10 fr. szw. (*Der Bauingenieur* Nr. 17-18/34).

E. B.

Koleje.

— **Motorówka pomocniczą pociągu pospiesznego.** Na kolei Chicago-Milwaukee A. P. kursują pociągi pospieszne z szybkością 100 km, zatrzymując się tylko na stacjach węzłowych. Zaraz za takim pociągiem wyrusza motorówka, zdolna do szybkości 140 km/godz., zbiera podróżnych na stacjach pośrednich, dopędza pociąg pospieszny na jego stacji postojowej, oddaje mu podróżnych, a wysiadających zabiera.

Francuska kolej południowa wprowadza obecnie tę nowość u siebie, przyczem będą wprowadzone pewne zmiany w sygnalizacji (*Railway Gazette* 24/1933).

Inż. A. W. Krüger.