

KONSTRUKCJA STAŁOWA HARTOWNI CAŁKOWICIE SPAWANA

Inż. Stanisław Kramarz, Sosnowiec

Technika spawania konstrukcyj stalowych u nas jest już tak dalece rozpowszechniona, że opis techniczny jakiegokolwiek konstrukcji spawanej nie jest wydarzeniem, godnym specjalnego podkreślenia. Zachodzą jednak wypadki, które zasługują na uwagę. Do takich wypadków zaliczam halę fabryczną jednonawową, gdzie warunki stawiane przez klienta wykluczały wykonanie budowli innym sposobem, jak łukiem elektrycznym. Warunki te wyrażały się:

1) hala ma być wykonana z profili będących do dyspozycji klienta, a których różnorodność była bardzo ograniczona;

2) hala ma być wykonana w warsztatach klienta, właściwie nieprzystosowanych do wykonywania konstrukcji stalowych.

Pierwszy i drugi warunek od razu zdecydował, że konstrukcja hali musi być spawana, gdyż dysponując szczupłym doбором profili najłatwiej uzyskać duże wartości statyczne, składając je w przekroje złożone przez spawanie, jak również warsztaty klienta, nie mając do dyspozycji specjalnych maszyn, niezbędnych w konstrukcjach nitowanych, mogły wykonać powyższą halę przyrządami posiadanymi, a więc agregatami do spawania łukiem elektrycznym, oraz cięcia żelaza przy pomocy płomienia elektrycznego.

Profile, które były do dyspozycji, ograniczały się do następujących: żelazo kątowe nierównoboczne od 50 x 75 x 8 do 100 x 75 x 13, żelazo kątowe równoboczne od 32 x 32 x 5 do 100 x 100 x 14, żelazo ceowe od Nr. 8 do Nr. 14, żelazo dwuteowe od Nr. 8 do Nr. 14, żelazo płaskie do szerokości 130 mm.

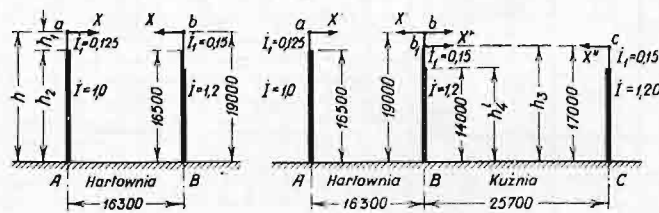
Jeżeli się zważy, że hala jest wysoka około 23 m, a słupy jej mają przenieść oprócz normalnych obciążeń pionowych i poziomych, również obciążenia suwnic elektrycznych o nośności 10 t, 30 t i 60 t, to staje się zrozumiałe, że szczupły dobór profili nastroczał poważne trudności i wykonanie stało się możliwe jedynie dzięki możliwości składania profili w sposób najbardziej ekonomiczny, t. j. techniką spawania elektrycznego. Rys. 1 pokazuje ogólną sytuację będącej w budowie hartowni, która w przyszłości tworzyć będzie całość z halą kuźni, przyczem sam szkielet hartowni obliczony został raz dla hartowni jako budynku oddzielnego, a drugi raz dla hartowni, połączonej z halą wielkiej kuźni. Z pośród obu wypadków przyjęto do wymiarowania przekrojów wypadki bardziej niekorzystne.

Rys. 2 i 3 podaje oba układy statyczne. Jak widzimy hala była obliczona raz jako układ ramowy jednonawowy, utwierdzony u podstawy słupów, z przegubami u głowicy, a drugi raz jako układ ramowy dwunawowy. Wartości niewyznaczalne X'' , X' i X były obliczone dla 23 stanów obciążeń,

uwzględniających wszelkie możliwe obciążenia pionowe i ustawienia suwnic. Dla hali jednonawowej przypadało 6 stanów obciążenia, a dla hali dwunawowej 17. Naogół wyniki bardziej niekorzystne otrzymano dla hali dwunawowej. Z pośród będących do dyspozycji profili dało się wykonać w całości konstrukcję dachową, ściany podłużne, ściany szczytowe, belki wiatrowe, stężenia podłużne i częściowo słupy od strony wolnej. Natomiast nie dało się wykonać słupów od strony hali kuźni,

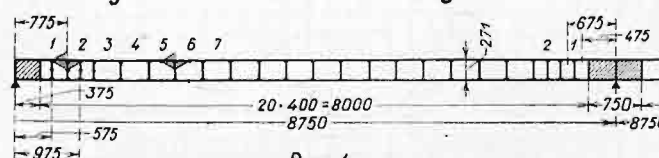


Rys. 1.



Rys. 2.

Rys. 3.



Rys. 4.

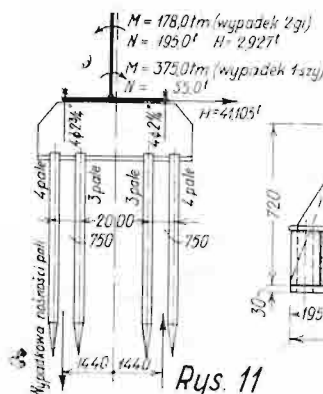
które również ze względów konstrukcyjnych należało upodobić do istniejących słupów kuźni wielkiej. Średnio około 80% wagi całego obiektu przypada na profile, będące do dyspozycji klienta.

Opis techniczny tej bądź co bądź ciekawej budowli zaczniemy od konstrukcji dachowej. Płatwie wykonano, jako belki Vierendell'a o rozpiętości 8,75 m, o pasach z ceowników Nr. 8 i słupach z płaskowników 80 x 8. Schemat płatwi pokazuje rys. 4, a przekrój i sposób podparcia na wiązarach rys. 5. Naturalnie, że ten typ płatwi, z uwagi na robociznę, nie jest najbardziej ekonomiczny, niemniej jednak z pośród dysponowanych profili był najbardziej odpowiedni. Płatwie obliczono jako belki Vierendell'a sposobem przybliżonym, jak pokazano na rys. 6. Pas górny wiązarów wykonany jest z dwóch kątówek 100 x 75 x 10, dolny z dwóch kątówek 75 x 75 x 8, a wszystkie krzyżulce z kątówek 60 x 60 x 6. Rozstaw pasa górnego i dolnego wynosi 160 mm, stopki górne zwrócone są ku środkowi (por. rys. 5). Na rys. 5 i 7 pokazano szczególnie dwóch węzłów, które nie wymagają specjal-

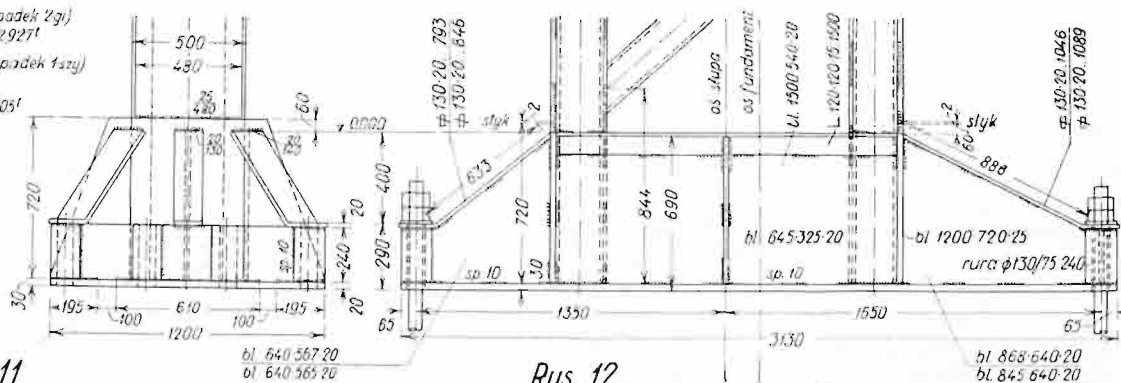
ci się uwagę na dużą rozpiętość kraty i wielkie obciążenie.

Rys. 14 pokazuje przekrój drugiego słupa od strony wolnej, który został wykonany z ceowników

z ceowników Nr. 14, a poszczególne rygle i słupki obliczono jako belki częściowo utwierdzone, uzyskując przez to poważne oszczędności. Połączenie rygli ze słupami przy pomocy spojeń uzasadnia



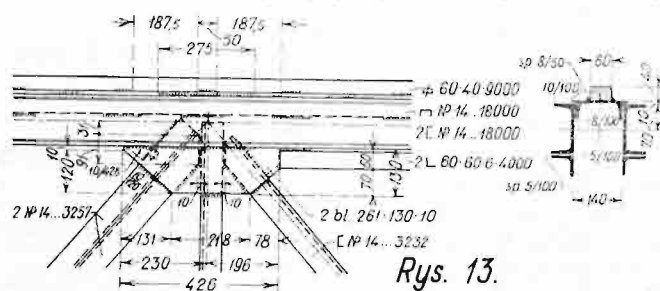
Rys. 11



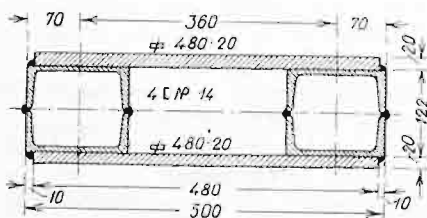
Rys. 12

Nr. 14, jako największego profilu, jaki był do dyspozycji. Taka kompozycja profili jest możliwa

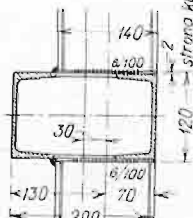
przyjęcia utwierdzenia końców tych belek. Rys. 15 pokazuje przekrój słupa ściany wraz z przymocowaniem rygli poziomych. Rozpiętość obliczeniowa słupka wynosi 8,25 m.



Rys. 13.



Rys. 14.



Rys. 15.

tylko przy spawaniu, gdzie uzyskujemy względem osi poziomej stosunkowo dużą wartość promienia bezwładności. Ściany ryglowe zostały wykonane

Powyższy bardzo pobieżny opis hali hartowni wykazuje poważne zalety konstrukcji spawanej i jak w naszym wypadku, tylko dzięki technice spawania można było dany obiekt wykonać ze szczupłego doboru profili. Również szczegóły podane w tekście wykazują, że projektowanie konstrukcji stalowej przy wykonaniu spawaniem oparte jest na zupełnie odmiennych zasadach, niż w konstrukcjach nitowanych. Nie można więc projektować konstrukcji spawanych według zasad, stosowanych w konstrukcjach nitowanych.

Wszystkie połączenia tak warsztatowe, jak i montażowe, wykonane są przy pomocy spawania łukiem elektrycznym. Wymiary spoin określono na podstawie przepisów M. S. W. Nr. 93 z 1935 r. dla elementów, w których dopuszczono naprężenia do 1200 kg/cm². W elementach, przy których dopuszczono naprężenia do 140 kg/cm², zwiększono proporcjonalnie wytrzymałość spoin. Poza tem obliczenie zostało przeprowadzone zgodnie z obowiązującymi przepisami polskimi.

SPAWANIE STALI KONSTRUKCYJNYCH O RÓŻNEJ WYTRZYMAŁOŚCI

Inż. Walenty Czyski, Katowice, Huta Baildon.

Spawanie elektryczne łukowe w zastosowaniu do konstrukcyj budowlanych weszło w Polsce już w drugi okres swojego rozwoju. W okresie pierwszym spawanie traktowano jako środek pomocniczy, stosując je do wykonywania mniej odpowiedzialnych konstrukcyj i połączeń, lub też wykonywując większe obiekty, jak np. szkielety wielopiętrowych budynków, mosty kolejowe i t. p., celem wypróbowania dobroci i pewności tego nowego sposobu połączeń. Spawano te konstrukcje nieraz z dużą nieufnością, a bodźcem do tych prób z jednej strony były oczywiście i duże oszczędności na materiale i kosztach wykonania, z drugiej zaś zachęcająco działał przykład zagranicy. W tym okresie do spawania używano elektrod przeważnie pochodzenia zagranicznego. Wytlumaczenie tego zjawiska, pozostającego w wyraźnej sprzeczności z propagowaną obecnie zasadą samowystarczalności, jest zupełnie proste. Krajowe fabryki elektrod powstawały w miarę zwiększającego się zapotrzebowania rynku, to też w początkowym stadium jakość wyrobów ustępowała wyrobom zagranicznym. Z drugiej strony zagraniczna etykieta zawsze działała uspokajająco na konstruktora, nie mającego jeszcze wprawy i doświadczenia w projektowaniu spawanych konstrukcyj.

Obecnie zadanie konstruktora zostało znacznie ułatwione dzięki opracowaniu przez prof. Bryłę szczegółowych objaśnień do „Przepisów o projektowaniu i wykonywaniu stalowych konstrukcyj spawanych w budownictwie”, ukazywaniu się w prasie szczegółowych opisów sposobu wykonania tego lub innego spawanego obiektu i t. p. W ten sposób projektowanie konstrukcyj spawanych, w zasadzie znacznie różniące się od projektowania konstrukcyj nitowanych, zostało oparte na pewnych naukowo - praktycznych zasadach. Jednakże konstruktor powinien zdecydować, jakie elektrody mają być użyte do wykonania poszczególnych połączeń i znalezienie dobrej odpowiedzi na to pytanie jest równie ważne, jak i należyte opracowanie strony konstrukcyjnej projektu. Oczywiście, zadanie to możnaby nieco uprościć zakładając, że do wykonania całej konstrukcji będzie użyty tylko jeden gatunek elektrod. Nie jest to jednak właściwe rozwiązanie, gdyż nie wszystkie połączenia spawanego obiektu są narażone na jednakowe naprężenia, nie są wykonywane w tych samych warunkach (położenie i rodzaj spoin), a od tych czynników musi zależeć decyzja co do gatunku użytych elektrod.

Częstokroć do konstrukcyj budowlanych są używane stale o nieco zwiększonej wytrzymałości. Doniedawna jeszcze panowało przekonanie, że te stale nie są spawalne. Liczne badania prowadzone w tym kierunku w kraju i zagranicą dawały różne

wyniki. Np. inż. Obrębski, badając spawalność stali węglistych o wytrzymałości od 50 do 70 kg/mm² przy stosowaniu elektrod, dających spoinę o równie wysokiej wytrzymałości, doszedł do wniosku, że stale te są zupełnie dobrze spawalne. Jednakże o ile wytrzymałość stali przekracza 55 kg/mm², to spawane połączenie musi być poddane obróbce termicznej. Oczywiście jest to tylko polowiczne rozwiązanie powyższego zagadnienia, gdyż w większości wypadków nie jesteśmy w stanie zastosować procesów obróbki termicznej do gotowego już obiektu.

K. Zeyen, badając spawalność stali węglistych o wytrzymałości 40 — 85 kg/mm² przy użyciu jednego tylko gatunku elektrod, stwierdził, że do zawartości węgla 0,65% stal jest zupełnie dobrze spawalna, t. zn. wykonane połączenie jest dobre i pewne. Takie ujęcie daje zadowalającą odpowiedź na pytanie, czy są spawalne stale węgliste o wysokiej wytrzymałości. Zatem dla konstruktora pozostaje nierozwiązane zagadnienie, jakich elektrod należy użyć celem otrzymania pożądaných właściwości połączenia, a znalezienie trafnej odpowiedzi na powyższe pytanie jest zapewnieniem trwałości projektowanej konstrukcji.

Przy doborze elektrod do spawania danego materiału w jednym wypadku musimy dbać o możliwie jak najdalej posuniętą jednolitość właściwości mechanicznych i strukturalnych spawanego materiału, przejścia i spoiny, w innym zaś główny nacisk kłaść na wysoką wytrzymałość statyczną, dynamiczną, wytrzymałość na zmęczenie, nagłe silne udary, odporność na korozję i t. p. Widzimy więc, że konstruktor może znaleźć się przed całym szeregiem pytań, na które nie będzie mógł dać sobie odpowiedzi. I jeśli w tym wypadku zdecyduje się użyć zagraniczne elektrody, o których wie, że kiedyś już zostały użyte do podobnego celu z dobrym wynikiem, będzie to wina krajowych producentów elektrod, niedbających o należyte opracowanie całokształtu własności mechanicznych spawanych połączeń, wykonanych różnymi elektrodami własnej produkcji, oparte na naukowych podstawach.

Tablica I

Oznaczenie wg. PN-H 210	R kg/mm ²	Q kg/mm ²	A ₁₀ %	A ₅ %	C %	U kgm-cm ²
A 35	42,8	26,8	30,0	36,3	65,5	14,1
A 45	47,0	28,0	18,0	22,4	57,8	8,1
A 55	61,8	38,3	19,0	26,4	53,7	7,0
A 65	69,2	39,5	20,0	26,0	48,2	6,25

Badania, o których będzie mowa w dalszym ciągu, zostały przeprowadzone w warsztatach i la-

boratorium badawczem Huty Baildon i są próba znalezienia odpowiedzi na powyższe pytanie. Do badań użyto cztery gatunki stali konstrukcyjnej węglistej o własnościach mechanicznych, podanych w tabl. I i składzie chemicznym:

Tablica II

Stal	C	Mn	Si	P	S
A 35	0,17	0,50	0,01	0,017	0,027
A 45	0,20	0,54	0,01	0,038	0,045
A 55	0,34	0,76	0,24	0,026	0,020
A 65	0,41	0,61	0,31	0,009	0,010

oraz cztery gatunki elektrod produkcji Huty Baildon.

Własności mechaniczne spoiny, ułożonej daną elektrodą, w dużej mierze zależą od własności spawanego materiału, a więc dla charakterystyki elektrody należy wykonywać próbki wytaczane z czystego spoiwa. Własności mechaniczne i analizy chemiczne spoin, wykonanych elektrodami, użytymi do badań, określone na podobnych próbkach, są podane w tabl. III i IV.

Tablica III

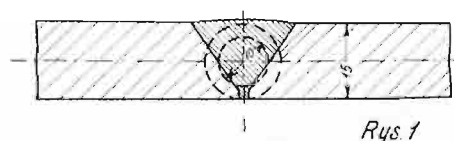
Elektroda	Oznaczenie wg. Baildona	R kg/mm ²	Q kg/mm ²	A ₅ %	C %	U kgm/cm ²	Uwagi
Nr. „1”	czerwona	42	30	12	22	3,5	cienko powlekana
Nr. „2”	niebiesko-biała	50	40	25	55	10	grubo powlekana
Nr. „3”	czerwonobiała	51	42	30	61	13	
Nr. „4”	czarnobiała	55	43	23	44	9	

Tablica IV

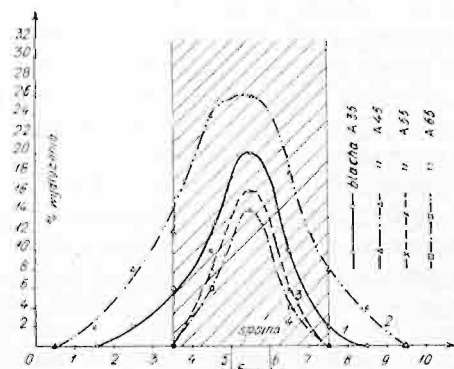
Elektroda	Analiza chemiczna spoiny				
	% C	% Mn	% Si	% P	% S
Nr. „1”	0,12	0,56	0,01	0,024	0,021
Nr. „2”	0,08	0,35	0,03	0,027	0,019
Nr. „3”	0,10	0,45	0,03	0,030	0,021
Nr. „4”	0,08	1,12	0,03	0,031	0,014

Plan badań ułożono w ten sposób, że każdy gatunek stali spawano kolejno czterema gatunkami elektrod i badano własności mechaniczne wykonanych połączeń. Celem uniezależnienia wyników badań od sposobów spawania i ilości układanych warstw, do prób zastosowano blachę o grub. 10 mm i tylko do prób na wydłużenie użyto blachy o grub. 15 mm. Próbkę wykonywano wg. przepisów Min. Spraw Wewnętrznych, a próby na wydłużenie wg. projektu przepisów o spawaniu kotłów z tym jednak, że zastosowano blachę o nieco mniejszej grubości (rys. 1). Jak z rysunku widać przy tej grubości blachy na wytoczonej próbce otrzymujemy (z dołu) dwa wąskie paski tworzywa łączo-

nych blach, przejście pomiędzy spawaną blachą a spoiną i samą spoinę. Taka próbka daje liczbowy i poglądowy obraz pracy spawanego połączenia przy działaniu statycznych sił rozrywających w kierunku osi spoiny. Badanie na wydłużenie w kie-



Rys. 1



Rys. 2

Rys. 1. Próbka na wydłużenie. Rys. 2. Wydłużenie przy zginaniu próbek spawanych elektrodą Nr. „1”.

runku poprzecznym do osi spoiny jest o wiele trudniejsze i mniej dokładne ze względu na stosunkowo małe wymiary poprzeczne spoiny i zasadniczo powinno dawać te same wyniki.

A. Badania wytrzymałościowe

Dane wytrzymałościowe, uzyskane przy badaniu spoin, są zestawione w tabl. V. Są to wyniki średnie, wzięte z kilku pomiarów.

Tablica V

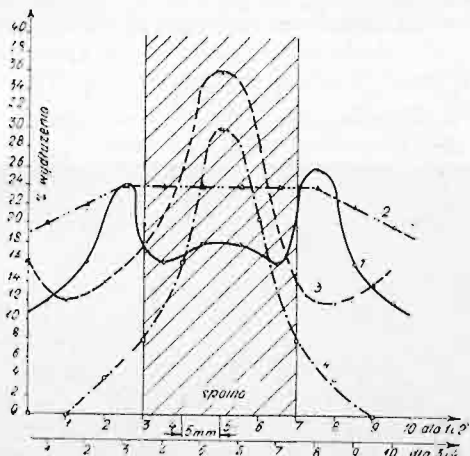
Elektroda	Gatunek stali	Własności mechan. spoin						U w a g i
		R kg/mm ²	Q kg/mm ²	A ₁₀ %	A ₅ %	C %	U kgm/cm ²	
Nr. „1”	A 35	44	33	8,6	11	19	3,0	75
	A 45	46	35	8,0	10	15	2,5	80
	A 55	44	34	7,0	9	14	2,5	30
	A 65	46	32	5,0	6,5	11	3,0	24
Nr. „2”	A 35	50	36	19	25	51	10	180
	A 45	54	45	17	23	48	9	180
	A 55	55	44	12	16	37	8	180
	A 65	54	44	11	14	34	7	70
Nr. „3”	A 35	51	38	21	28	59	13	180
	A 45	56	40	18	24	48	10	180
	A 55	59	44	11	14	26	8	180
	A 65	58	52	11	14	24	6	95
Nr. „4”	A 35	54	38	17	22	44	10	180
	A 45	57	41	9	12	24	5	180
	A 55	62	43	7	10	15	4	80
	A 65	68	57	6	9	11	4	50

To zestawienie wskazuje drogę, po której należy iść przy doborze elektrod do spawania kon-

strukcji, wykonanej z pewnego gatunku stali węglistej, a narażonej na te lub inne naprężenia.

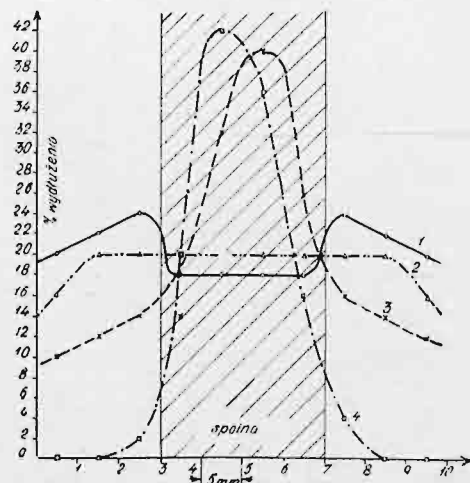
Zastanówmy się pokrótce, czy do spawania konstrukcji ze stali A 65, która nie będzie poddana żadnym zabiegom obróbki termicznej, musimy stosować wysokowytrzymałościowe elektrody. Podstawą obliczenia konstrukcji jest zawsze granica płynności, a nie wytrzymałość na rozzerwanie. Z tablicy V odczytujemy, że przy spawaniu stali A 65 elektrodą Nr. „2”, „3” i „4” osiągamy granicę płynności, wyższą od granicy płynności stali A 65 ($Q = 39,5$), chociaż wytrzymałość w wypadku zastosowania elektrody Nr. „2” wynosi zaledwie 54 kg/mm². Zwróćmy jednak uwagę na wielkość kątów zgięcia i udarność spoin, a zobaczymy, że spoiny wykonane elektrodą Nr. „4” są zbyt kruche, ażeby ta elektroda mogła być użyta do spawania stali A 65. Uczynić to można jedynie w tym wypadku, gdy będzie zastosowana obróbka termiczna po spawaniu, lub gdy konstrukcja jest narażona wyłącznie na obciążenia statyczne.

Przy oznaczaniu kąta zgięcia wszystkie próbki zostały obrobione do grubości blachy i nacechowane kreskami wzdłuż osi próbki w odstępach 5 mm



Rys. 3. Wydłużenie przy zginaniu próbek spawanych elektrodą Nr. „2”.

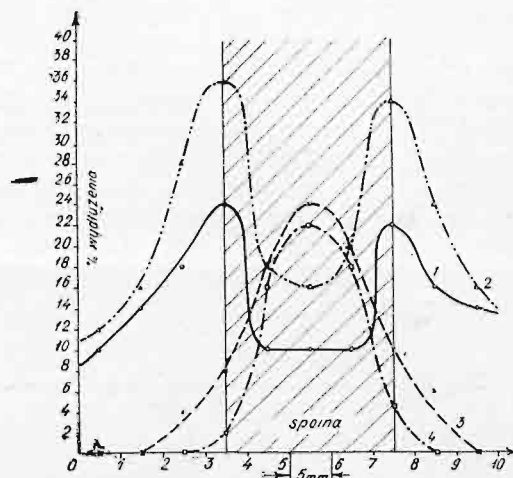
celem pomiaru powierzchniowego wydłużenia przy zginaniu. Wyniki pomiarów tych wydłużeń są uwiarygodnione na rys. 2, 3, 4, 5 oraz na tabl. VI.



Rys. 4. Wydłużenie przy zginaniu próbek spawanych elektrodą Nr. „3”.

Niemieccy badacze E. Block i H. Ellinghaus w swoim czasie („Die Elektroschweissung” lipiec

1933) udowadniali, że gięcie prób na wałku, na skutek nierównomiernego rozkładu momentów na giętej próbce, nie daje dobrych wyników i proponowali do tego celu przez siebie skonstruowaną ma-



Rys. 5. Wydłużenie przy zginaniu próbek spawanych elektrodą Nr. „4”.

szynę. Na tem miejscu nie można sobie pozwolić na udowodnienie im zasadniczych błędów, popełnionych przy przeliczeniu momentów na przekrój giętej próbki i nieznanomości stosunków wytrzymałościowych spawanego połączenia, należy jednak

Tablica VI

Elektroda	Gatunek stali	Wydłużenia w poszczególnych strefach										Kąt zgięcia	U w a g i
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
Nr. „1”	A 35	0	0	2	6	10	20	10	4	2	0	75	pękła w strefie 6
	A 45	0	2	8	12	24	26	18	8	4	0	80	„
	A 55	0	0	0	0	8	16	6	0	0	0	30	„
	A 65	0	0	0	0	6	14	4	0	0	0	24	„
Nr. „2”	A 35	12	16	24	16	18	18	16	26	16	12	180	bez pęknięcia
	A 45	20	22	24	24	24	24	24	24	22	20	180	„
	A 55	16	12	14	20	26	36	28	16	12	16	180	„
	A 65	0	0	4	8	16	30	20	8	4	0	70	pękła w strefie 6
Nr. „3”	A 35	20	22	24	18	18	18	18	24	22	20	180	bez pęknięcia
	A 45	16	20	20	20	20	20	20	20	20	16	180	„
	A 55	10	12	14	14	32	40	26	16	14	12	180	„
	A 65	0	0	2	20	42	36	16	4	0	0	95	pękła w strefie 5
Nr. „4”	A 35	10	14	18	24	10	10	10	22	16	14	180	bez pęknięcia
	A 45	12	16	28	36	18	16	20	34	24	16	180	„
	A 55	0	0	4	8	18	24	20	10	6	0	80	pękła w strefie 6
	A 65	0	0	0	2	16	22	18	4	2	0	50	„

zaznaczyć, że pomiar wydłużenia przy zginaniu na obrobionej próbce giętej na wałku ma dużo zalet, a mianowicie: 1) nie wymaga specjalnych skomplikowanych urządzeń, 2) daje poglądowo i cyfrowo stosunki wydłużeniowe na połączeniu: blacha — strefa przejściowa — spoina — strefa przejściowa — blacha, 3) pozwala wnioskować o wytrzymałości spoiny, znając wytrzymałość spawanej stali, 4) pozwala stwierdzić ścisłość spoiny, zażalenie, porowatość, ewent. błędy spawalnicze i t. p. braki. Dokładne przejrzanie wszystkich wykre-

sów daje zupełnie dobrą charakterystykę poszczególnych połączeń, pozwala zresztą w danyin wypadku wykryć różnicę pomiędzy elektrodami Nr. „2” i „3”, której trudno było dopatrzeć się na podstawie samych własności wytrzymałościowych.

Badania wytrzymałości spoin na zmęczenie zostały przeprowadzone na aparacie Schencka. Nie dają one zupełnie dokładnego obrazu rzeczywistej wytrzymałości na zmęczenie spawanego połączenia, która jest funkcją kształtu i kierunku spoin, rodzaju połączenia i t. p., lecz służą do określenia, jak współpracuje tworzywo spoiny i spawana stal bez uwzględnienia czynników natury fizycznej. Do badań użyto stali A 55, a otrzymane wyniki są zestawione w tablicy VII.

Tablica VII

Próba	Wytrzymałość na zmęczenie w kg/mm^2				
	Stal niespawana	Próbki spawane elektrodami			
		Nr. 1	Nr. 2	Nr. 3	Nr. 4
Krótką	28	25	27	27	25
Długą	28,5	15	22	24	22

Przy krótkiej próbie wytrzymałość na zmęczenie określamy w ten sposób, że co 15,000 obrotów zwiększamy obciążenie i odczytujemy momenty, a następnie z załamania krzywej „obciążenie —

daje, że w wypadkach zastosowania jednego tylko gatunku elektrod do spawania 6-ciu gatunków blachy o wytrzymałości 40 — 85 kg/mm^2 otrzymał stałą wielkość granicy zmęczenia, wynoszącą ok. 16 kg/mm^2 . Z tego wynikałoby, że wielkość ta jest zależna jedynie od tworzywa spoiny, a raczej może od jego ścisłości. Tworzywo porowate (elektroda Nr. 1) zawsze będzie wykazywać niższą granicę zmęczenia. Zresztą zbliżone wyniki podawał już 1930 r. M. Rosenthal, uzyskane przy elektrodach Arcos'a w gatunku „Stabilend”.

B. Badania metalograficzne

Mikrostruktury spoin, wykonanych elektrodami Nr. „2”, „3” i „4”, mało się różnią od siebie, wykazując drobne ferrytyczne ziarno z wyraźnie wykrystalizowanym perlitom (fig. 6). Przejście od spawanej stali do spoiny odbywa się w sposób bardzo łagodny, jak to wykazuje fig. 7. Długie smugi uboższe w węgiel (ślady walcowania) wskazują na to, że nie jest to jeszcze materiał spoiny, tylko drobnoziarniste termicznie ulepszone tworzywo spawanej stali. Idąc dalej w kierunku stali widzimy obszar niewyraźnie wykrystalizowanego perlitu, a następnie nienaruszoną strukturę walcowanej stali. Badanie połączenia na aparacie Rockwell'a wykazuje równomierny wzrost twardości w kierunku spoiny.

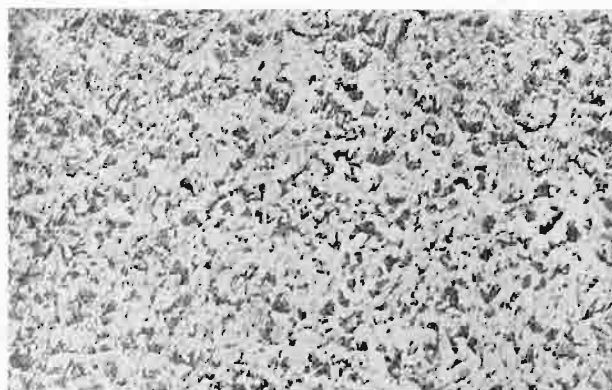


Fig. 6. Mikrobudowa spoiny wykonanej elektrodą Nr. „2”, „3” i „4” pow. x 200 traw. kw. azot. Fig. 7. Mikrobudowa przejścia pomiędzy stalą A 35 a spoiną wykonaną elektrodą Nr. „3” pow. x 50 traw. kw. azot. Fig. 8. Mikrobudowa spoiny wykonanej elektrodą Nr. „1” pow. x 200 traw. kw. azot.

moment” odczytujemy wielkość granicy zmęczenia. Drugą próbę charakteryzuje stałe obciążenie w czasie całego pomiaru, a za graniczną wielkość wytrzymałości na zmęczenie przyjmujemy to największe obciążenie, przy którym próbka wytrzyma 5,000,000 obrotów bez pęknięcia. K. Zeyen po-

Mikrostruktura spoiny wykonanej elektrodą Nr. „1” (fig. 8) wykazuje w pewnych miejscach budowę, charakteryzującą spoiny wykonane gołym drutem, noszącą ślady lekkiego przegrzania. Naogół jednak miejsca takie znajdują się bliżej powierzchni spoiny, a natomiast środek posiada

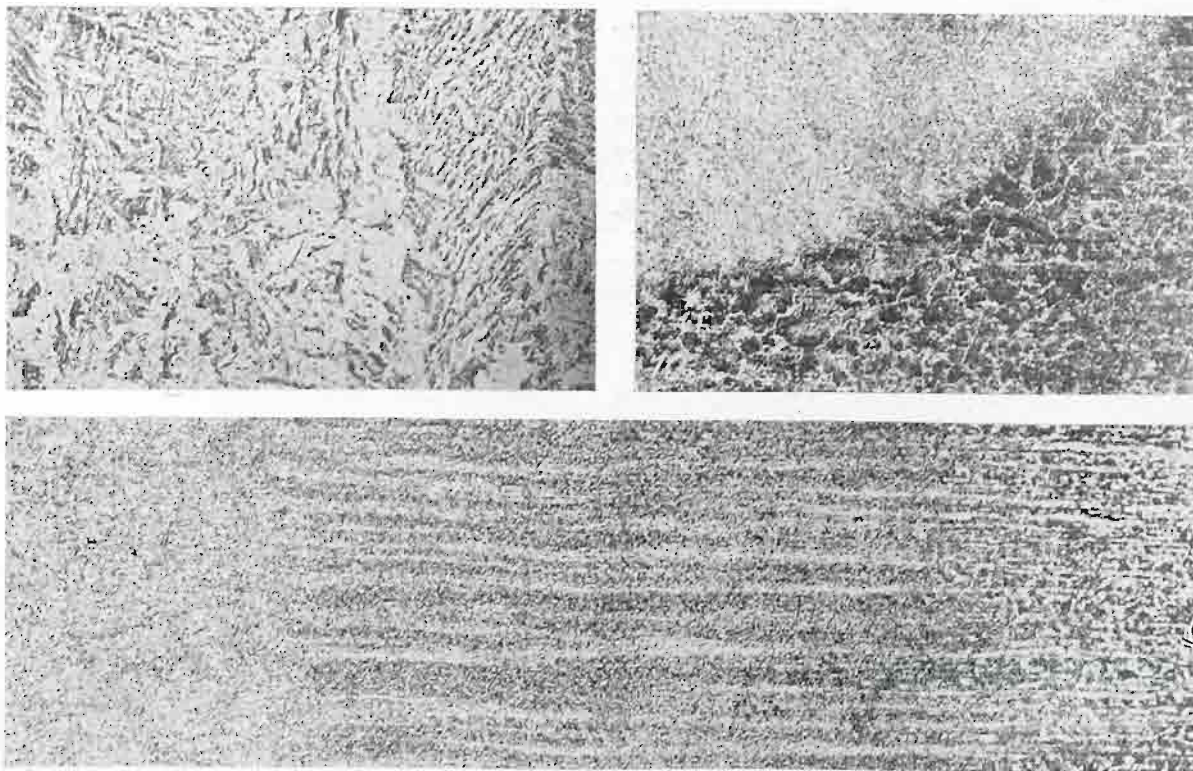


Fig. 9. Mikrobudowa spoiny wykonanej elektrodą Nr. „3” przy spawaniu stali A 65 (górna warstwa) pow. x 200 traw. kw. azot. Fig. 11. Mikrobudowa przejścia przy spawaniu stali A 65 elektrodą Nr. „3” (góra próbki) pow. x 50 traw. kw. azot. Fig. 10. Mikrobudowa przejścia przy spawaniu stali A 65 elektrodą Nr. „3” (środek próbki) pow. x 50 traw. kw. azot.

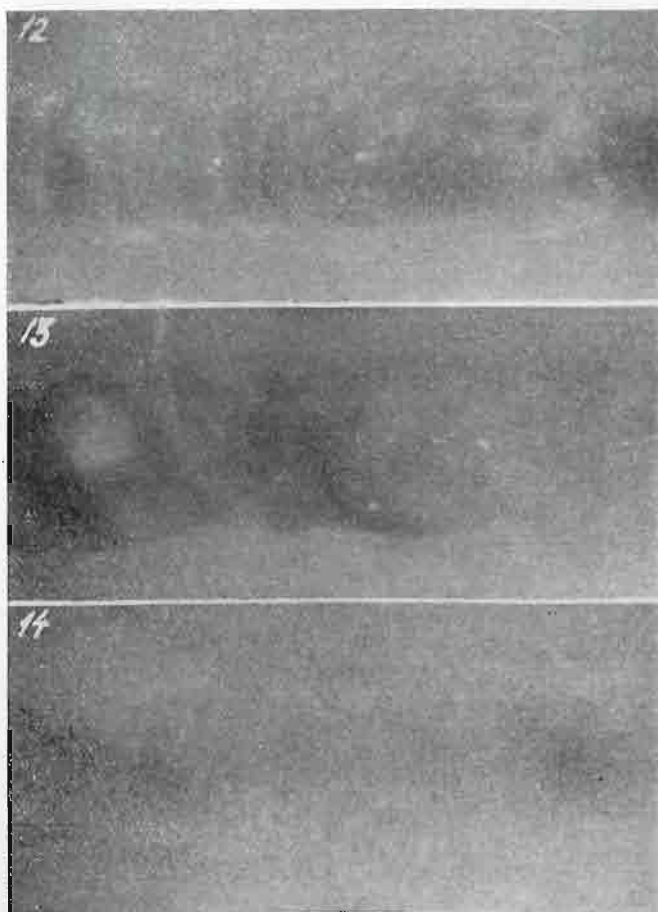


Fig. 12, 13 i 14. Röntgenogram spoiny wykonanej elektrodą Nr. „1”, „2” i „3”.

strukturę zbliżoną do spoin wykonanych elektrodami Nr. „2”. Również przejście od spoiny do spawanej stali nie jest już takie łagodne.

W wypadku spawania stali o większej wytrzymałości (A 55 i A 65) górna warstwa spoiny odznacza się gruboziarnistą budową (fig. 9) o ziarnach promieniowo rosnących od środka spoiny. Również i stal na styku z tą warstwą wykazuje ślady przegrzania (fig. 10). Natomiast budowa strefy przejściowej w środku tej samej blachy przedstawia się bardzo korzystnie (fig. 11), gruboziarniste przegrzane ziarno blachy zostaje rozdrobione i stosunkowo dość łagodnie łączy się z tworzywem spoiny. Wskazywałoby to drogę, na której należy szukać rozwiązania przy spawaniu blach o tej wytrzymałości, a mianowicie: należy spawać elektrodami dającymi spoinę o niezbyt wysokiej wytrzymałości (wysokie Q), układając cienkie warstwy, przyczem ostatnia warstwa musi wystawać ponad poziom spawanych blach. Oddziaływałoby to niekorzystnie na wytrzymałość na zmęczenie, a zatem w wypadku narażenia konstrukcji na znaczne obciążenia zmienne, należałoby całą nadłożoną warstwę zeszlifować.

Badania dobroci spoin na aparacie Roentgen'a w Zakładzie Metalografji Akad. Górniczej w Krakowie wykazały w wypadku spawania elektrodą Nr. „1” szereg porów i żużli okludowanych w spoinie (fig. 12); w wypadku użycia elektrody Nr. „2” błąd spawania w postaci długiej szczeliny, wypełnionej żużlem (fig. 13) i nareszcie w wypadku zastosowania elektrody Nr. „3” idealnie wykonaną spoinę, zapewniającą całkowitą pewność połączenia (fig. 14).

Te same spoiny zostały następnie przecięte wzdłuż osi i wytrawione (fig. 15). Górne spoiny (elektroda Nr. „1”) wykazują materiał niejednorodny, łatwo poddający się działaniu kwasów i porowaty; środkowe (elektroda Nr. „2”) posiadają materiał bardziej zwarty, mniej podatny na działanie kwasów, lecz jeszcze niezupełnie jednorodny,

gdyż krystalizacja całego przekroju nie jest jednolita. Natomiast makrobudowa dolnych próbek (elektroda Nr. „3”) niczem nie różni się od budowy dobrej stali i zapewnia jednolite własności mechaniczne na całym przekroju oraz dużą odporność na korozję.



JAKIE CECHY CHARAKTERYZUJĄ NAJLEPIEJ ODKSZTAŁCENIE PLASTYCZNE METALI

Inż. Wojciech Pogany, Kraków

Zdolność odkształcenia metali w obszarze plastyczności charakteryzują wogóle dwa współczynniki:

$$1) \text{ „przedłużenie” } \lambda = 100 \frac{l_1 - l}{l} \quad i$$

$$2) \text{ „przewężenie” } \varphi = 100 \frac{F_1 - F}{F}$$

Ludwik (Wien 1924) sądzi, że inna wartość, np. granica płynności (plastyczności), lepiej się nadaje do tej charakterystyki. Sachs i Fiek („Der Zugversuch”, Leipzig 1934) wypowiadają się przeciwko stosowaniu granicy płynności i twierdzą, że jedna tylko cecha niedostatecznie charakteryzuje tę własność materiału i że lepiej jest podać równocześnie wydłużenie i naprężenie.

		λ		φ		Granica płynności σ_F		Granica wytrzymałości σ_B		Właściwa granica wytrzymałości σ_{WB}	
		W		W		W		W		W	
1	a	7,30		61,4		3400		4410		11605	
	b	4,85	35,4	61,1	0,49	3470	20,0	4550	3,0	11666	1,9
2	a	5,55		68,5		3130		4230		13218	
	b	8,76	36,8	65,8	3,9	3400	7,9	4385	3,5	12897	6,2
3	a	6,04		63,7		3500		4510		12527	
	b	6,28	3,8	63,7	0	3200	8,5	4250	5,7	11805	5,7
4	a	7,92		65,3		3290		3940		11257	
	b	5,67	28,4	65,8	0,7	3390	3,0	3940	0	11585	2,8
5	a	6,61		66,1		3630		4310		12676	
	b	7,67	13,9	63,4	4,1	3500	3,6	4300	0,28	11944	5,8
.....											
26	a	4,82		76,5		2600		3540		15390	
	b	9,96	5,3	73,0	4,6	2940	11,9	3440	2,8	13230	14,1
27	a	7,09		74,0		2930		3920		13066	
	b	7,21	1,6	69,4	6,2	2710	7,5	3700	5,6	11935	8,7
28	a	10,25		66,6		3200		4340		13151	
	b	9,76	4,8	63,7	4,5	2600	18,7	4020	7,4	11485	12,7
29	a	7,44		57,1		2750		3870		9000	
	b	7,82	4,8	55,5	2,8	3800	27,3	3525	9,0	8011	10,9
30	a	7,57		53,5		3290		4070		9250	
	b	5,76	24,1	54,7	1,4	3790	13,4	4140	1,7	9200	0,5

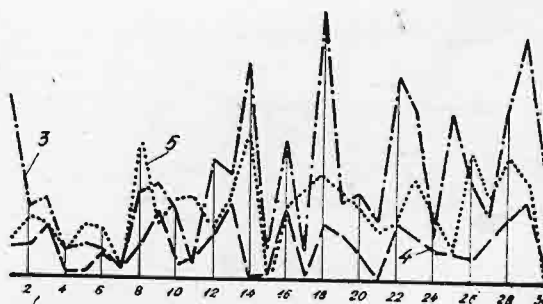
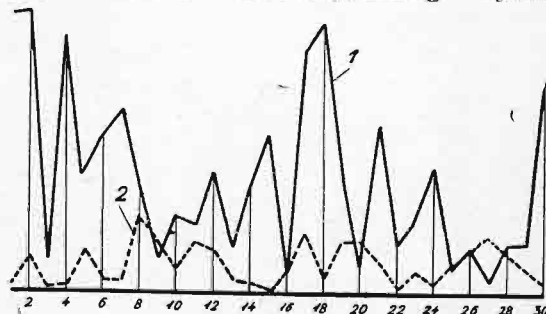
λ = przedłużenie jednostkowe w %,

φ = zmniejszenie przekroju w %,

w = wahanie w %,

a i b = oznaczenie próbek budowlanych. Dla skrócenia tablicy podano tylko wyniki badań 1 — 5 i 26 — 30.

W badaniach dynamicznych stosuje się często jako wielkości charakterystyczne zużytą pracę (wydłużenie i naprężenie razem), gdyż wytrzymałość bezpośrednio nie da się łatwo określić. Do dobrego scharakteryzowania materiału trzeba było oprócz pracy wziąć pod uwagę przy badaniu jeszcze dalszy czynnik, a mianowicie stopień jednostajności (względnie niejednostajności) badania, Sachs (1924). Otrzymane krzywe naprężenia i wydłużenia nie dają ani jasnego przebiegu zjawiska fizycznego, ani charakterystyki własności metalu. Po pierwsze bowiem pracujący przekrój zmienia się stale, po drugie miejscowe zwężenie nie jest uwzględnione, a po trzecie przebieg wydłużenia



Rys. 1 i 2. Wykres 1) procentowe wahanie wartości λ , wykres 2) procentowe wahanie wartości φ , wykres 3) procentowe wahanie granicy płynności σ_F , wykres 4) procentowe wahanie granicy wytrzymałości σ_B , wykres 5) procentowe wahanie właściwej granicy wytrzymałości σ_{WB} .

wskutek częściowo stałych, a częściowo nagłych zmian jest bardzo zawily. Z przebiegu linii krzywych naprężenia i wydłużenia trzeba dopiero obliczać prawdziwą wartość krańcową naprężenia. Tak obliczona wartość jest znacznie większa od tej, którą daje zwykły wykres naprężenia i wydłużenia.

Opór na zerwanie daje się obliczyć jako naprężenie, odniesione do końcowego przekroju poprzecznego, bez względu na to, czy przerwanie powstaje przy najwyższym obciążeniu, czy też naprężenie po przekroczeniu najwyższego obciążenia znowu spa-

da. Przy osiągnięciu maximum naprężenia (względnie oporu na rozerwanie) wydłużenie nie odgrywa wybitniejszej roli, lecz najważniejsza jest zmiana przekroju. Matematyczny związek między zmniejszeniem przekroju „q”, a miarą wydłużenia λ (przy odkształceniach plastycznych) jest następujący: $q = \frac{\lambda}{1 + \lambda}$. Podobnie można także opór na

zerwanie obliczyć jako funkcję λ .

Moje liczne doświadczenia dowodzą, że ten matematyczny związek między „q” a „ λ ” wykazuje wielkie odchylenia i że lepiej q wyznaczyć wprost. Prof. M. T. Hubert twierdzi („Właściwa miara plastyczności materiału”, „Przegląd Techniczny” 1930), że przy odkształceniu plastycznym wydłużenia próbki λ są wogóle zależne od jej długości, a mianowicie λ jest przy krótkich próbkach stosunkowo większe niż przy długich. Natomiast wartość φ jest od długości próbki prawie niezależna. Prof. Huber wprowadza zamiast przewężenia φ funkcję tej wielkości o postaci

$$\pi^* = \frac{1}{(1 - \varphi)^{3/2}} - 1 = \left(\frac{F}{F_1}\right)^{3/2} - 1$$

Wartość ta charakteryzuje lepiej plastyczność materiału, aniżeli samo. Podczas gdy wartość φ waha się między 0 a 1, zmienia się π w granicach 0 i ∞ .

W moich doświadczeniach z licznymi rodzajami żelaza walcowanego (żelazo okrągłe) porównywałem wartości λ i φ , a nadto granicę płynności i wytrzymałości. Z zestawienia wyników badań na rys. 1, 2 i tabeli 3 jest widoczne, że jako wielkość charakterystyczna wytrzymałości, prawdziwe naprężenie przy rozerwaniu wykazuje znacznie mniejsze odchylenia niż np. granica płynności. Potwierdza się więc pogląd prof. Hubera, że jako miara zdolności zmiany kształtu z wielkości obliczalnych przy próbkach na ciągnięcie wchodzi w rachubę przede wszystkim zmiana przekroju przy rozerwaniu.

DOŚWIADCZENIA Z DŹWIGARAMI WZMOCNIONEMI PRZY POMOCY SPAWANIA

Prof. inż. dr. Stefan Bryła, Warszawa i Doc. inż. dr. Alfons Chmielowiec, Łódź

Doświadczenia poniższe miały na celu wykazać, czy i o ile można zwiększyć wytrzymałość na zginanie walcowanych dźwigarów dwuteowych przez dospojenie nakładek górnych i dolnych. Wszystkie belki badane miały zasadniczą wysokość $h_0 = 30$ cm i rozpiętość między podporami $L = 2,00$ m, i były obciążone siłą skupioną w środku rozpiętości. Próby wykonano na maszynie probierczej 200 t firmy A. Amsler w Schaffhausen przy ustawieniu siłomierza 100 t (fig. 1).

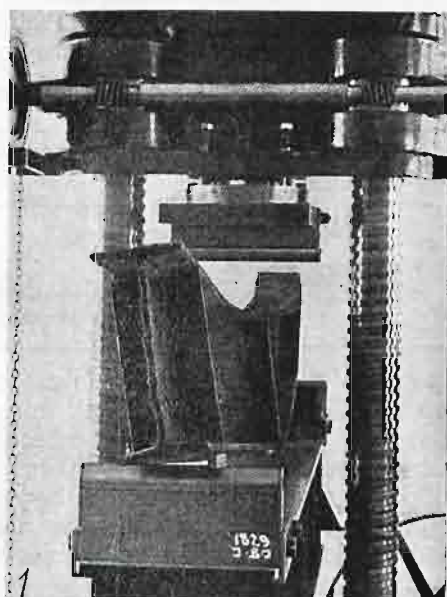
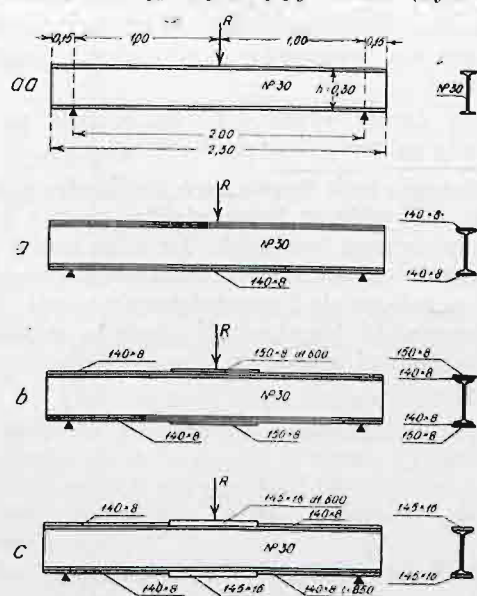


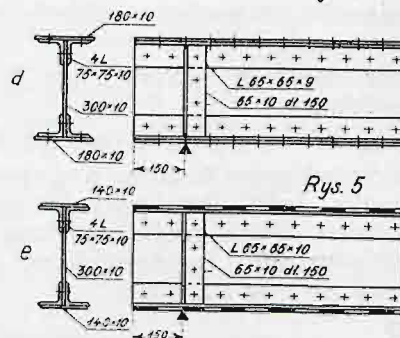
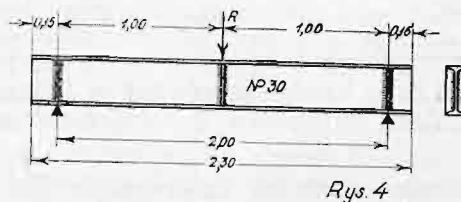
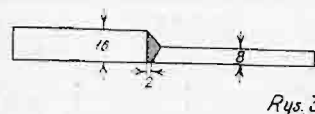
Fig. 1.

Zbadano następujące typy belek (rys. 2): typ



Rys. 2.

aa, dźwigary *I NP* 30 bez nakładek; typ *a*, z nakładkami 140/8; typ *b*, dźwigary z nakładkami 140/8 jak w typie *a*, oraz dodatkowymi zakładkami krótkimi 150/8 dł. 600 mm, umieszczonymi w środkowej części belki; typ *c*, dźwigary z nakładkami przyspójnami na pasach górnym i dolnym w ten sposób, że w środkowej części belki przyspójno bezpośrednio do stopek nakładki krótkie (długość 600 mm) o grubościach dwukrotnie większych od grubości nakładek, umieszczonych na pozostałych częściach pasów. Styk nakładek podaje rys. 3. Powyższe typy badane



Rys. 3, 4 i 5.

w dwu grupach: 1) belki bez przepon i 2) belki z 3-ma parami przepon (żeberek, rys. 4). W grupie 2) były jeszcze typy *d* i *e* (rys. 5), a mianowicie *d* dźwigary blaszane nitowane z nakładkami przynitowanymi i *e* przyspójnami.

W tabl. 1 w kolumnie 5 zestawiono ciężary G poszczególnych belek. Największe obciążenie belki, jakie zmierzono przed ostatecznym przerwaniem doświadczenia nazywać będziemy udźwigiem tej belki. Nie obciążono wprawdzie belek aż do zupełnego złamania, niemniej jednak można przyjąć, że udźwig stanowił w każdym wypadku siłę niszczącą. W kolumnie 4 zestawiono średnie udźwigi R , t. j. średnie arytmetyczne z udźwigów danego typu i grupy.

Ostatnia kolumna podaje iloraz $R : G$, t. j. udźwig belki, przypadający na jednostkę jej cie-

żaru. Będziemy go nazywać udźwigiem właściwym.

Tabl. 1

1	2	3	4	5	6
grupa	typ	ilość prób	R tonn	G kg	R G
I belki bez przepon	aa	1	39,9	124,75	320
	a	3	54,7	165,25	330
	b	1	62,5	176,55	354
	c	1	68,5	176,55	388
II belki z prze- ponami	aa	3	48,4	133,58	362
	a	9	71,3	174,08	409
	b	2	76,75	185,38	414
	c	1	84,5	185,38	455
	d	2	79	256,6	308
	e	2	74,9	242,2	309
		25			

Tabl. 2 podaje przyrost udźwigu średniego belki przy przejściu od jednego typu do innego sil-

Tabl. 2

Przyrost udźwigu	Grupa I		Grupa II	
	tonn	%	tonn	%
$R_a - R_{aa}$	14,8	37,2	22,9	47,4
$R_b - R_a$	7,8	14,25	5,45	7,65
$R_c - R_a$	13,8	25,3	13,2	18,5
$R_c - R_b$	6	9,6	7,75	10,0

niejszego, i to w każdej grupie tak w tonnach jak i w procentach odjemnika. Z tablicy tej wynika, że:

- 1) dodanie nakładek pierwszych do dwuteownika Nr. 30 zwiększa udźwig jego bardzo wydatnie;
- 2) dodanie dalszych nakładek ma już mniejszy wpływ;
- 3) przejście od typu *a* do *c*, jest korzystne i
- 4) przejście od typu *b* do *c*, t. j. zastąpienie w środku belki dwu nakładek po 8 mm przez jedną 16 mm grubą, zwiększa wytrzymałość o ok. 10%, niezależnie od tego, czy są przepony, czy ich nie ma.

Tabl. 3

Przyrost udźwigu właściwego	Grupa I		Grupa II	
	tonn	%	tonn	%
$r_a - R_{aa}$	10	3,12	47	13
$r_b - R_a$	24	7,3	6	1,5
$r_c - R_a$	58	17,5	46	11,2
$r_c - R_b$	34	9,6	41	9,9
$r_b - R_{aa}$	34	10,6	52	14,4
$r_c - R_{aa}$	68	26	93	26

Zupełnie analogiczna do tabl. 2 tabl. 3 podaje przyrosty udźwigu właściwego przy przejściu od typów słabszych do silniejszych. Z tabl. tej wypływają następujące wnioski:

- 1) dodanie nakładki do dwuteownika zwiększa także jego udźwig właściwy, chociaż już nie w tym stopniu, co udźwig bezwzględny;
- 2) dodanie krótkiej nakładki pod siłą skupioną daje pewne korzyści w grupie I (bez

przepon), jest natomiast bezcelowe w belkach z przeponami i

- 3) najskuteczniejszy jest typ *c*, w stosunku do typu *b* daje on bowiem oszczędność ok. 10%, zaś w stosunku do typu *aa* 26% i to bez względu na przepony.

Z obu ostatnich tablic wynika, że dospojenie po jednej nakładce do obu stopek dwuteownika jest zwłaszcza wówczas korzystne, gdy chodzi o wyraźne zwiększenie udźwigu bez znacznego powiększenia wysokości. Bardzo pouczające jest porównanie blachownic i dwuteowników z uwagi na udźwig właściwy. Oba typy blachownic *d* i *e* są prawie równowarte, t. j. mają prawie identyczny udźwig na jednostkę ciężaru (308 i 309). Dwuteowniki, wszystko jedno jakiego typu lub grupy, mają udźwig właściwy większy. Tabl. 4 podaje, o ile udźwig właściwy dwuteownika dowolnego typu i grupy jest większy od blachownicy typu *c* (309) i to nie tylko co do bezwzględnej wartości, ale i w procentach udźwigu typu *c*. Z tablicy tej czytamy, że nawet dwuteowniki bez przepon (gru-

Tabl. 4

Przyrost udźwigu	Grupa I		Grupa II	
	tonn	%	tonn	%
$r_{aa} - r_c$	11	2,8	53	17
$r_a - r_c$	21	5,4	100	32,4
$r_b - r_c$	45	11,5	105	34
$r_c - r_c$	79	20,2	146	47

pa I) są korzystniejsze od blachownic z przeponami o 2,8 do 20%. Najbardziej jednak miarodajne jest porównanie blachownic z dwuteownikami w obrębie tej samej grupy II, t. j. z przeponami. Dwuteowniki są korzystniejsze od blachownic o 17 do 47%. Korzyść ta wzrośnie jeszcze bardziej, jeżeli uwzględnimy robociznę, która w blachownicy jest większa niż u dwuteowników. W konstrukcjach nitowanych często używa się blachownic zamiast dwuteowników (np. w mostach podłużnice i poprzecznice) gdyż:

- 1) trudne jest połączenie dwuteowników w węzłach np. połączenie podłużnicy z poprzecznicą i
- 2) przy danej wysokości dwuteownik ma niekiedy za mały udźwig bezwzględny.

W konstrukcjach spawanych trudności połączeń odpadają, zaś udźwig bezwzględny można zwiększyć przyspojeniem nakładek. Tu więc można i należy stosować raczej dwuteowniki niż blachownice, przez co osiąga się i prostotę wykonania i większą wytrzymałość konstrukcji. Jest to wielka korzyść konstrukcyj spawanych w porównaniu z nitowanymi.

Naprężenie ścinające określa się wzorem

$$\tau = \frac{T S}{I \cdot \delta},$$

w którym $T = \frac{P}{2}$ jest siłą poprzeczną, a δ = grubością ścianki.

Dla I Nr. 30 jest $I = 9785 \text{ cm}^4$; $S = 377,5 \text{ cm}^2$,
 $\delta = 1,08 \text{ cm}$, $R = 39,9 \text{ t}$ (tabl. 1)

$$\tau = \frac{39900 \cdot 377,5}{2 \cdot 9785 \cdot 1,08} = 804 \text{ kg/cm}^2.$$

Napężenie na ścinanie jest daleko mniejsze od granicy sprężystości. W innych belkach zmienia się nieco, ale w każdym razie nie przekroczy granicy sprężystości, więc belkom naszym nie grozi ścinanie.

Miarą wytrzymałości belki, pracującej na czyste zginanie jest moduł przekroju (wskaźnik wytrzymałości)

$$W = \frac{2I}{h} \dots \dots \dots (1)$$

Gdyby zniszczenie belki nastąpiło wskutek złamania i gdyby materiał belki podlegał prawu Hook'a nieograniczenie, to stosunek

$$\sigma = \frac{M}{W} \dots \dots \dots (2)$$

osiągnąłby w chwili złamania belki wartość równą granicy wytrzymałości. Ponieważ stal posiada wyraźną granicę plastyczności σ_{pl} , zatem w granicznym wypadku złamania belki wykres naprężeń w niebezpiecznym przekroju przyjmie postać dwu prostych pionowych, połączonych linią prawie poziomą w osi obojętnej (rys. 6). Z tego powodu przyjmując, że aż do granicy plastyczności materiał odpowiada prawu Hook'a, moment łamiący M w równ. (2), wzgl. udźwig bezwzględny zwiększa się w dźwigarach dwuteowych o ok. 15%, czyli zamiast wzoru (2) mamy:

$$M = \frac{R \cdot l}{4} = 1,15 W \sigma_{pl}$$

Dla $l = 200 \text{ cm}$ mamy stąd

$$\sigma = \frac{50 \text{ cm}}{1,15 W} R \dots \dots \dots (3)$$

Tabl. 5 podaje naprężenia σ w kg/mm^2 , obliczone wg. powyższego wzoru dla naszych belek. Gdyby belki te zostały zniszczone przez czyste złamanie wartości tabl. 5 byłyby wszystkie te same, nie licząc błędów materiału, i równe granicy pla-

Tabl. 5

T y p	G r u p a I	G r u p a II
aa	26,4 kg/mm^2	32,0 kg/mm^2
a	24,8 "	32,4 "
b	21 "	25,8 "
c	23 "	28,4 "
d	—	27,6 "
e	—	28,2 "

styczności stali. Wartości tablicy są jednak różne, a to w grupie I znacznie mniejsze niż w II; różnica między największą i najmniejszą wartością $32,4 - 21 = 11,4$, wynosi więc przeszło 33% wartości większej, zaś przeszło 50% mniejszej. Stąd wynika, że wszystkie belki bez przepon i niektóre przynajmniej belki z przeponami zostały zniszczone nie wskutek złamania tylko wskutek zwichrzenia i miażdżenia.

Problem zwichrzenia rozpatrywano już w literaturze naukowej. Timoszenko swoją metodą znalazł rozwiązanie tego problemu, ale tylko w tym

przypadku, w którym ścianka belki przytrzymana jest na końcach pionowo. Taki wypadek zachodzi praktycznie, gdy belki równoległe są między sobą stężone na podporach. W naszych doświadczeniach tego ograniczenia nie było, więc zwichrzenie było ułatwione i trudno je ująć w cyfry (fig. 7). Nato-

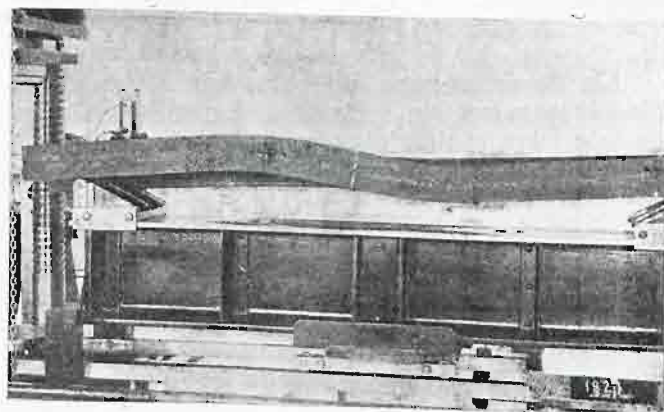


Fig. 7.

miast dzięki pracy prof. Hubera¹⁾ możemy śledzić zjawisko miażdżenia (zgniotu) w zależności od obciążenia. Dla wytłumaczenia zgniotu stopkę obciążoną ciężarem skupionym uważa prof. Huber za belkę na sprężystym podłożu. Tem podłożem jest ścianka dwuteownika, której górna krawędź doznaje pionowego zbliżenia y do dolnej krawędzi spowodu naprężeń normalnych w przekroju poziomym ścianki, t. zw. naprężeń poprzecznych. To zbliżenie wzajemne obu stopek wskutek odkształcenia wysokości ścianki h , mierzonej pomiędzy stopkami, będzie uważane za ugięcie stopki jako belki na sprężystym podłożu. Gdyby naprężenie poprzeczne malało linjowo, od swej największej wartości τ przy górnej stopce, do zera przy dolnej stopce, byłoby względne odkształcenie ścianki $\frac{J}{h} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\tau_z}{E}$. Ponieważ jednak przy dolnym brzegu ścianki naprężenie poprzeczne jest większe od zera, więc powyższą wartość należy pomnożyć przez $K > 1$. Nacisk stopki na jednostkę długości ścianki wynosi $p = K \cdot y$. Znamy podłoża określić się równaniem

$$K = \frac{p}{y} = \frac{2}{K} \frac{E\tau}{h_1} \dots \dots \dots (a)$$

Oznaczmy przez I_s moment bezwładności przekroju stopki względem jej poziomej osi ciężkości i nazwijmy

$$\alpha^4 = \frac{K}{4EI_s} \dots \dots \dots (b)$$

to równanie linii ugięcia stopki brzmi:

$$y = f e^{-\alpha x} \cos \alpha x + \sin \alpha x \dots \dots \dots (4)$$

przyczem x jest odległością badanego przekroju od punktu działania siły skupionej P , zaś

$$f = \frac{P}{8EI_s \alpha^3} \dots \dots \dots (c)$$

jest strzałką ugięcia, czyli ugięciem w punkcie

¹⁾ Prof. M. T. Huber: „Studja nad belkami o przekroju I (dwuteowemi)”. Sprawozdania i prace Warszawskiego Tow. Politechnicznego.

$x = 0$, t. j. w punkcie obciążenia. Z równania b i c wynika

$$f = \frac{P \cdot x}{2 \cdot K}$$

Największy nacisk jednostkowy $P_{max} = K f$, zaś największe naprężenie poprzeczne

$$\sigma_z = \frac{K f}{\delta} = \frac{P}{2 \delta} x$$

Ale stopka połączona jest ze ścianką sztywnie. Dla obciążenia równomiernego, zupełnego o natężeniu q , otrzymuje się z uwzględnieniem sztywności połączenia dla dwuteowników Nr. 17 do 55

$$\sigma_z = 0,92 \cdot \frac{q}{\delta}$$

a więc o 8% mniej niż, gdyby stopka była belką opartą sprężysto na ścianie. W braku bliższych danych przyjmujemy i w naszym przypadku obciążenia skupionego redukcję 8% więc

$$\sigma_z = \frac{0,92}{2} \cdot \frac{P_x}{\delta}$$

Dla I Nr. 30 jest $\delta = 1,08$ cm, $\frac{2}{0,92} = 2,36$ cm, czyli

$$\sigma_z = \frac{P_x}{2,36 \text{ cm}} \quad (d)$$

Podstawmy (a) w (b) to

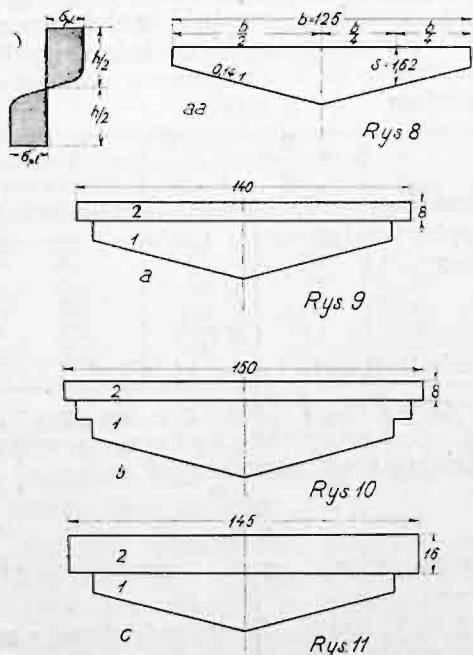
$$x^4 = \frac{\delta}{2 K I_s h_1} = \frac{0,4 \delta}{I_s h_1}$$

przyjmując w przybliżeniu $K = \frac{5}{4}$. Dla dwuteownika Nr. 30 $h_1 = 26$ cm, więc

$$\frac{1}{x^4} = \frac{26 I_s}{0,4 \cdot 1,08} = 59,6 I_s \quad (e)$$

Podstawiając (a) w (e) i nazywając

$$6,55 \text{ cm} \sqrt{I_s} = A \quad (f)$$



Rys. 6 (na lewo u góry), rys. 8, 9, 10 i 11

$$\sigma_z = \frac{P}{A} \quad (g)$$

Stopkę dwuteownika możemy uważać w przybliżeniu za pięciobok (rys. 8) o podstawie $b = 12,5$ cm, średniej wysokości $s = 1,62$ cm i nachyleniu stopki 0,14. Dla typów a , b i c otrzymujemy odpowiednie rys. 9, 10 i 11. Momenty bezwładności I_s tych figur obliczyliśmy i zestawili w tabl. 6 zarówno jak i wartości A z równania f .

Tabl. 6

T y p	$I_s \text{ cm}^4$	$A \text{ cm}^2$
aa	5,05	9,85
a	16,57	13,26
b	39,24	16,40
c	38,75	16,40

Tabl. 7

T y p	R tonn	$A \text{ cm}^2$	$\sigma_z \text{ kg/mm}^2$	$\sigma \text{ kg/mm}^2$
aa	39,9	9,85	40,50	26,4
a	54,7	13,26	41,29	24,8
b	62,5	16,40	38,10	21,0
c	68,5	16,40	41,80	23,0
			śr. 40,42	23,8

W tabl. 7 zestawiono naprężenia poprzeczne σ_z wg. równ. (g), jak również naprężenia normalne σ wg. równ. (3) z tabl. 5 dla grupy I bez przepon. Wartość σ_z waha się w niewielkich granicach; różnica między najw. i najmn. wart. wynosi zaledwie 9,15% wartości średniej. Natomiast σ waha się w granicach obszerniejszych bo 22,7%. Naprężenia poprzeczne są znacznie większe od naprężeń podłużnych, nie więc dziwnego, że one właśnie spowodowały zniszczenie widoczne zresztą wyraźnie na fotografiach. Uderza tu zbyt wielka wartość σ_z , przekraczająca mocno granicę plastyczności. Tłumaczy się to tem, że doświadczenia nie przerywano w chwili osiągnięcia plastyczności w matematycznym punkcie obciążenia, lecz obciążano dalej, wskutek czego bardzo prędko obciążenie skupione zamieniało się na obciążenie rozłożone na dość szerokim pasku, co wpływa łagodząco na wielkość naprężeń. Przyjmując, że przepony rozdzielają nacisk R po połowie na oba pasy, prof. Bryła²⁾ znalazł, że zmniejszają one naprężenie poprzeczne 1,59 razy w stosunku do belek bez przepon. Zatem dla grupy II równanie (g) przyjmie postać

$$\sigma_z = \frac{R}{1,59 A}$$

W tabl. 8 zestawiono wartości σ_z według tego równania. Obok dla porównania mamy wartość σ .

²⁾ Bryła: „Wpływ dospojonych przepon na wytrzymałość dwuteowników walcowanych”. Akademia N. T. 1935 tom I. str. 152 oraz Przegląd Techniczny 1935.

Tabl. 8

T y p	R tonn	1,59 A cm ²	σ_z kg/mm ²	σ kg/mm ²
aa	48,4	15,70	32,5	32
a	71,3	21,14	33,8	32,4
b	76,75	26,0	29,55	25,8
c	84,50	26,0	32,75	28,4

I tu wahania σ_z są znacznie mniejsze niż wahania wartości σ , a wartości σ_z są większe od σ . Jednak różnice nie są tak wielkie, aby wykluczały możliwość złamania. O ile zatem w grupie I widzimy na fotografiach zdecydowanie fakt zmiążdżenia (fig. 12) i odkształcenia tylko pasa górnego w miejscu obciążenia, o tyle w grupie II obserwujemy już początek złamania, t. j. ugięcie całej belki z wyraźnym załomem w środku, widocznym także w pasie dolnym (fig. 13 i 14), co się tłumaczy tem, że tu

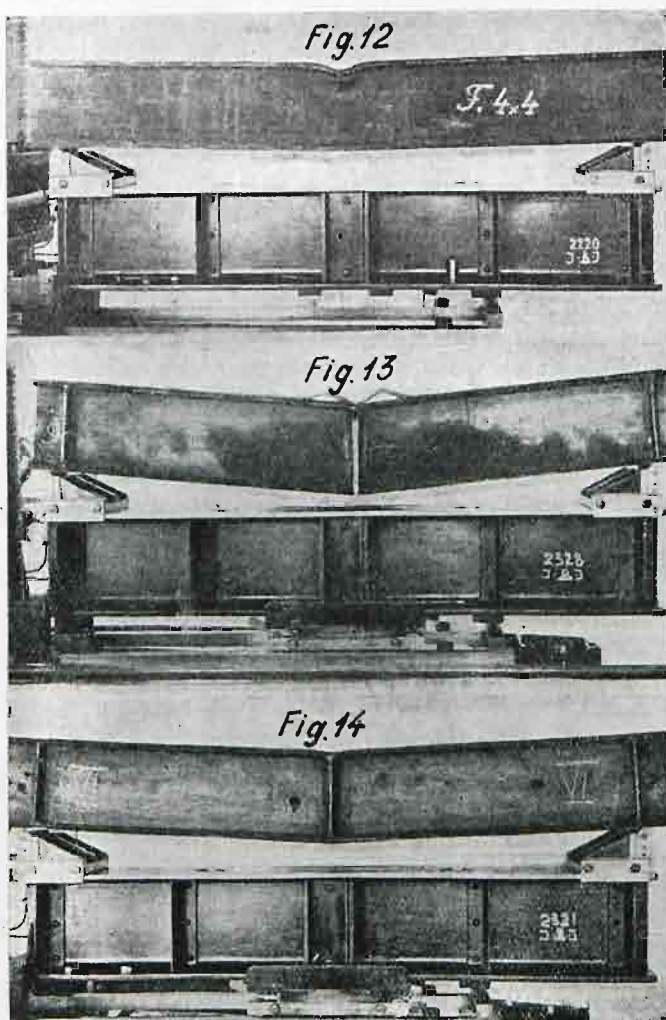
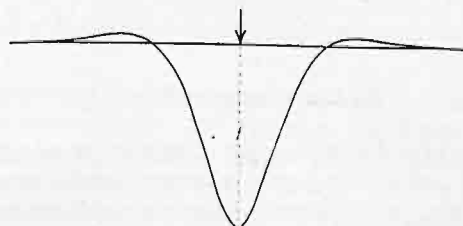


Fig. 12, 13 i 14.

i naprężenia σ decydowały o zniszczeniu belki. Stwierdzono we wszystkich typach i grupach zmiążdżenie górnego pasa tuż pod siłą skupioną w środku belki. W typach a, b i c grupy II, z wyjątkiem belki ze szwami ciągłymi, obserwowano sfaldowanie nakładki przy górnym pasie po obu stronach wałka (fig. 13) i stopniowe odrywanie szwów od środka belki w kierunku podpór. Tłuma-

czy się to wyboczeniem nakładki jako elementu ściśkanego o małej sztywności $E I$. W belce o szwach ciągłych tego fałdowania oczywiście nie było (fig. 14). Nakładki grubsze (typ c) są odpowiedniejsze przeciw wyboczeniu, więc mniejsze sfaldowanie. Tem się tłumaczy większa wytrzymałość i większy udźwig właściwy typu c od typu b. Zatem w pasie ściśkanym blachownicy spawanej należy grubość nakładek zmieniać według fig. 3. W grupie I siły były mniejsze, więc do fałdowania nie doszło.

Odrywanie się nakładki i sfaldowanie jej po obu stronach wałka cisnącego tłumaczy się też kształtem linii ugięcia pasa (rys. 15) równ. (4),



Rys. 15.

które ma rzędną ujemną, a więc σ_z ujemne. Ciągnięcia σ_z chcą oderwać i stopkę, ale ta jest monolitem ze ścianką. Nakładka jest tu sama dla siebie belką na sprężystym podłożu. Jest to jakby dowodem słuszności przyjęcia, że stopka pod naciskiem skupionym zachowuje się jak belka na sprężystym podłożu.

Wybrzuszenie (zmarszczenie) ścianki pod siłą skupioną (fig. 12) spowoduje naprężenia σ_z dowodzi, że ścianka jest za cienka i stateczność równowagi postaci płaskiej jest zachwiana. Stateczna jest tu postać niepłaska, ścianka zmarszczona. Nie jest to żaden z przypadków omawianych i badanych przez Timoszenkę. Fala tuż przy pasie górnym dowodzi, że naprężenia poprzeczne maleją prędko od pasa górnego ku dolnemu i że przy pasie dolnym prawdopodobnie $\sigma_z = 0$. Prof. Huber przyjmuje $\sigma_z > 0$, co jest usprawiedliwione dla obciążenia zupełnego jednostajnego. Żebra przeszkadzają sfaldowaniu więc opóźniają zniszczenie.

W n i o s k i. Dwuteowniki bez przepon nie zostały złamane tylko zmiążdżone. Przepony zmniejszają naprężenia miazdzące, umożliwiają pomarszczenie środka, a tem samem opóźniają zniszczenie, pozwalając prawie na wyzyskanie sztywności przeciw złamaniu. Nakładki zwiększają znacznie udźwig bezwzględny. Mniej wydatnie różnie z dodaniem nakładek udźwig właściwy, t. j. udźwig przypadający na 1 kg belki. Udźwig właściwy zwiększa się przez dodanie, a jeszcze więcej przez pogrubienie nakładki w miejscu zaczepienia siły. Belki blaszane mają dużo mniejszy udźwig właściwy niż dwuteowniki. Jeżeli się uwzględni koszty robocizny, które są większe w blachowniach, to korzyść konstrukcyj spawanych względem nitowanych, gdzie dwuteowników trudno używać, jest widoczna. Przez ciągłość szwów uniemożliwia się oderwanie i falowanie nakładek. Falowanie nakładek wg. linii ugięcia belki na sprężystym podłożu dowodzi słuszności założeń teoretycznych co do naprężeń poprzecznych.

NOWY TYP DREWNIANYCH DŹWIGARÓW MOSTOWYCH SYSTEMU RECHNIEWSKIEGO

Inż. dr. Z. Wasiutyński, Warszawa

A. Opis konstrukcji

Nowy typ drewnianych dźwigarów mostowych ma układ belki klockowej z wysokimi drewnianymi klockami, o włóknach równoległych do włókien łączonych belek dźwigara. Przy takiej dyspozycji klocków, skurcz ich (w odniesieniu do jedności długości) jest równy skurczowi łączonych belek i docisk w połączeniach klocków z belkami ma kierunek największej wytrzymałości drzewa.

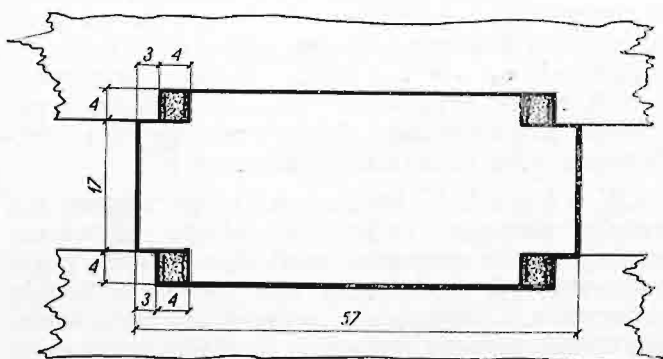
Przy dostatecznej ścisłości połączeń klockowych z belkami, dźwigar taki wyróżnia się od dźwigarów zazębionych i klinowych oszczędniejszym użyciem drzewa. Trwałość jego jest większa, ponieważ wysokie odstępy między belkami ułatwiają przewiew, zapobiegając gromadzeniu się wilgoci w ustroju.

Zastosowanie dźwigarów klockowych napotykało dotychczas na trudność uzyskania dostatecznej ścisłości połączenia klocków z belkami, nawet przy

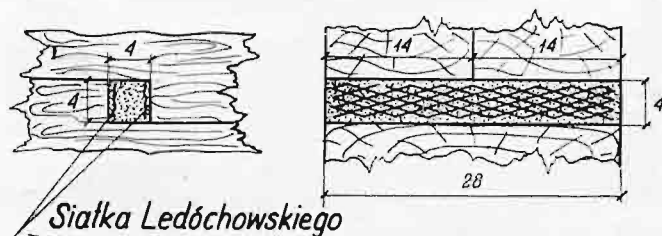
włókien, niż to dotychczas można było uzyskać w zazębieniach belek klockowych.

Aby otrzymać takie połączenie, ukształtowano i ułożono klocki w ustroju w ten sposób, że między każdą parą oddziaływających na siebie pionowych powierzchni klocka i belki powstaje otwór o prostokątnym przekroju, zamknięty czterema ścianami, z których dwie są utworzone przez pionowe powierzchnie klocka i belki, dwie zaś drugie przez powierzchnie poziome tak, jak to uwidoczniła rysunek.

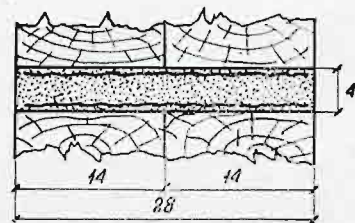
W ten sposób wykonany i ściągnięty śrubami zeskład belek i klocków układamy napłask na pomoście roboczym, poczem do wspomnianych otworów, po uprzednim przepłókaniu wodą, wprowadzamy beton wraz z jego ubrojeniem tak, że po stężeniu betonu powstaje żelazobetonowa przekładka, ściśle przylegająca do wszystkich czterech



Klocek z zaporkami żelazobetonowymi



Zaporka żelazobetonowa



najstaranniejszej robocie ciesielskiej. Nierównomierność docisków klocków do powierzchni wycięć belek, powoduje wzajemne przesunięcia klocków i belek, a belki składowe nie współpracują ze sobą tak, jak tego wymaga idea przewodnia ustroju. Nowe połączenie klocków z belkami za pośrednictwem zaporek żelazobetonowych usuwa te braki, dając możliwość wytworzenia absolutnie ścisłego styku części składowych dźwigara. Stwarza ono jednocześnie warunki wykorzystania w większym stopniu wytrzymałości drzewa na docisk wzdłuż

ścianek otworu. Wobec równomierności skurczu klocków i belek, ścisłość ta pozostaje niezmienna w czasie, niezależnie od zsychniania się i pęcznienia części składowych dźwigara. Użycie cementu glinowego do wykonania przekładek i taśm cięto-ciągniętej blachy do ich uzbrojenia, pozwala na zwiększenie wytrzymałości na docisk w zazębieniach i na oddanie dźwigara do użytku już po 24 godzinach od chwili ukończenia betonowania.

Szczegóły ustroju dźwigara nowego systemu oraz szczegóły ustawienia takich dźwigarów w

Wykaz objętości drzewa jezdni przęsta o rozpiętości 10m

kol.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Nr.	Wyszczególnienie	Jłosc n szt	l m	nl m	d cm	b cm	h cm	F m ²	O m ³	Objętość m ³
1	Poprzecznice stężenia długie	2	7,50	15,00	-	27	26,5	0,0716	-	1,074
2	" " krótkie	2	6,30	12,60	-	27	26,5	0,0716	-	0,802
3	Poprzecznice długie	3	7,50	22,50	28	-	-	0,0616	1,386	-
4	" " krótkie	10	6,30	63,00	28	-	-	0,0616	3,881	-
5	Dylina nośna	25	3,40	85,00	-	23	10	0,0230	-	1,955
6	" "	25	3,75	93,75	-	23	10	0,0230	-	2,156
7	" "	25	3,40	85,00	-	23	10	0,0230	-	1,955
8	Dylina ścierna	-	3,20	-	-	25	6	6,720	-	4,032
9	Deski pod chodnikami	4	5,25	21,00	-	30	6	0,0180	-	0,178
10	Krawężniki chodnikowe	4	5,25	21,00	-	12	10	0,0120	-	0,252
11	Dylina chodnikowa	-	0,40	-	-	20	4	8,40	-	0,336
12	Stupki poręczowe	10	1,65	16,50	-	16	14	0,0224	-	0,370
13	Pochwyty poręczowe	2	5,50	11,00	-	16	14	0,0224	-	0,246
14	" "	2	5,28	10,56	-	16	14	0,0224	-	0,237
15	Deski poręczowe	2	5,35	10,70	-	15	5	0,0075	-	0,080
16	" "	2	5,13	10,26	-	15	5	0,0075	-	0,080
17	Podkładki pod krawężniki	34	0,25	8,50	-	12	25	0,0030	-	0,025
	Razem								5,267	14,379

Wykaz objętości drzewa ustroju niosącego przęsta o rozpiętości 10m

kol.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Nr.	Wyszczególnienie	Jłosc n szt	l m	nl m	d cm	b cm	h cm	F m ²	O m ³	Objętość m ³
1	Belki dźwigara głównego	10	10,46	104,60	-	28	22	0,0616	-	6,437
2	Belki dźwigara głównego	10	10,46	104,60	-	14	28	0,0392	-	4,100
3	Kłocki dźwigarów głównych	60	0,50	30,00	-	28	25	0,0700	-	2,100
4	Kłocki dźwigarów głównych	20	0,57	11,40	-	28	25	0,0700	-	0,798
5	Przekładki między podłużnic.	10	0,40	4,00	-	28	17	0,0476	-	0,190
6	" "	20	0,42	8,40	-	28	17	0,0476	-	0,400
7	Belki łączników pośrednich	4	6,90	27,60	-	15	17	0,0255	-	0,704
8	Kłocki " "	8	1,02	8,16	-	15	28	0,0420	-	0,343
9	" "	4	0,71	2,84	-	15	28	0,0420	-	0,119
10	Wkładki łączników pośrednich	16	0,24	3,84	-	16	6	0,0096	-	0,037
11	" "	8	0,18	1,44	-	16	6	0,0096	-	0,014
12	Kleszcze stężeń pośrednich i podporowych	80	1,26	100,80	-	15	15	0,0225	-	2,268
13	Krzyżulce stężeń podporowych	16	1,48	23,68	-	15	15	0,0225	-	0,530
	Razem									18,040

Wykaz śrub i okuć ustroju niosącego przęsta o rozpiętości 10m

kol.	1	2	3	4	5	6	7	8
Nr.	Wyszczególnienie	Jłosc n szt	d mm	l mm	g mm	S mm	1 szt kg	n szt kg
	<u>1. Śruby łączące</u>							
1	Belki dźwigarów głównych	90	31	1100	-	-	7,634	687,06
2	" "	10	31	1060	-	-	7,383	73,83
3	Belki stężenia poprzecznego	24	16	650	-	-	1,121	26,90
4	Stupki stężenia i podłużnice	120	16	570	-	-	0,994	119,28
5	Stupki i belki stężenia poprzecznego pośredniego	60	16	380	-	-	0,694	41,64
6	Stupki i krzyżulce lub belki poprzeczne na podporze	52	16	430	-	-	0,773	40,20
7	Krzyżulce stężeń na podporze	8	16	150	-	-	0,331	2,65
8	Belki podłużne środkowe	15	16	280	-	-	0,552	8,28
	<u>2. Pozostałe okucia</u>							
9	Hakrełki	100	31	-	-	-	29,00	29,00
10	Podkładki	200	31	-	-	-	146,31	292,62
11	Hakrełki	279	16	-	-	-	4,750	13,25
12	Podkładki	558	16	-	-	-	10,576	59,01
13	Siatka Ledóchowskiego Nr. 17	400	-	270	15	30	6,32	20,48
14	Zaporki żeliwne	160	-	-	-	-	0,649	103,84
15	Gwoździe do zaporek	192	-	6"	-	-	22,80	4,38
	Razem							1522,42

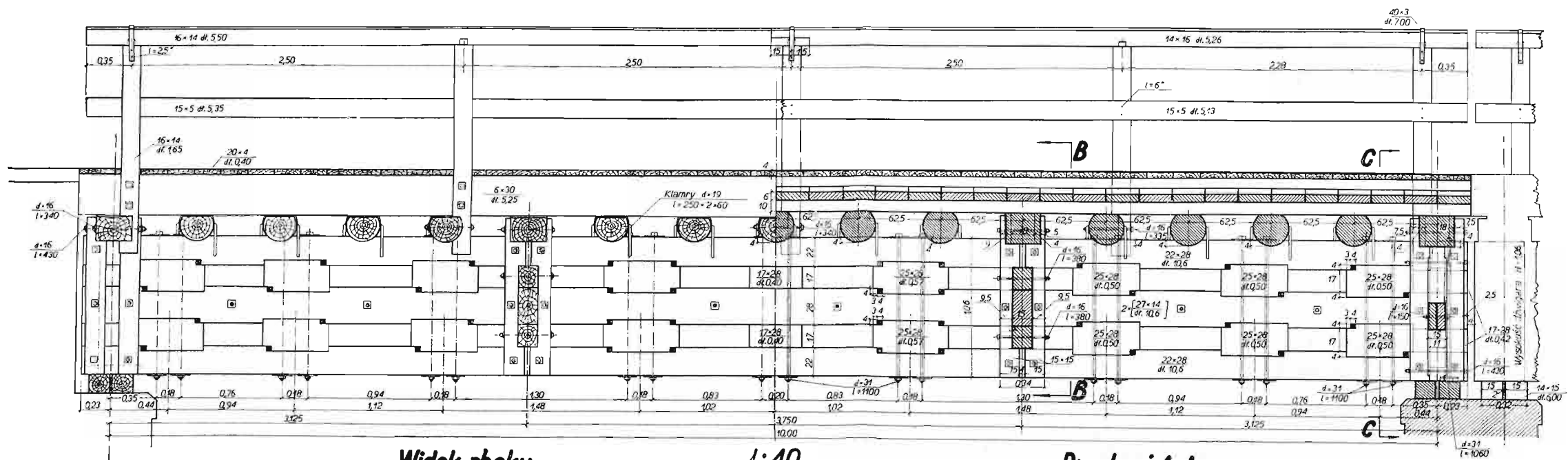
Wykaz bocznej powierzchni drzewa do pokrycia karbolineum dla przęsta o rozpiętości 10m

kol.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Nr.	Wyszczególnienie	Jłosc n szt	l m	nl m	d cm	b cm	h cm	O m	Powierz. F m ²	Powierz. P m ²
	<u>1. Ustrój niosący</u>									
1	Belki dźwigara głównego	10	10,46	104,60	-	28	22	1,00	104,60	
2	" "	10	10,46	104,60	-	14	28	0,84	87,86	
3	Kłocki dźwigara głównego	60	0,50	30,00	-	28	25	1,06	31,80	
4	" "	20	0,57	11,40	-	28	25	1,06	12,08	
5	Przekładki między podłużnicami	10	0,40	4,00	-	28	17	0,90	3,60	
6	" "	20	0,42	8,40	-	28	17	0,90	7,56	
7	Belki łączników pośrednich	4	6,90	27,60	-	15	17	0,64	17,66	
8	Kłocki " "	8	1,02	8,16	-	15	28	0,86	7,02	
9	" "	4	0,71	2,84	-	15	28	0,86	2,44	
10	Wkładki łączników pośrednich	16	0,24	3,84	-	16	6	0,44	1,69	
11	" "	8	0,18	1,44	-	16	6	0,44	0,63	
12	Stupki stężenia pośredniego i podporowego	80	1,26	100,80	-	15	15	0,60	60,48	
13	Krzyżulce stężeń podporowych	16	1,48	23,68	-	15	15	0,60	14,21	
	Razem ustrój niosący									351,63
	<u>2. Jezdnia</u>									
14	Poprzecznice stężenia długie	2	7,50	15,00	-	27	26,5	1,07	16,05	
15	" " krótkie	2	6,30	12,60	-	27	26,5	1,07	13,48	
16	Poprzecznice długie	3	7,50	22,50	28	-	-	0,88	19,80	
17	" " krótkie	10	6,30	63,00	28	-	-	0,88	55,44	
18	Dylina nośna	25	3,40	85,00	-	23	10	0,66	56,10	
19	" "	25	3,75	93,75	-	23	10	0,66	61,88	
20	" "	25	3,40	85,00	-	23	10	0,66	56,10	
21	Dylina ścierna	-	3,20	-	-	25	6	6,720	134,40	
22	Deski pod chodnikami	4	5,25	21,00	-	30	6	0,72	15,12	
23	Krawężniki chodnikowe	4	5,25	21,00	-	12	10	0,44	9,24	
24	Dylina chodnikowa	-	0,40	-	-	20	4	8,40	16,80	
25	Stupki poręczowe	10	1,65	16,50	-	16	14	0,60	9,90	
26	Pochwyty poręczowe	2	5,50	11,00	-	16	14	0,60	6,60	
27	" "	2	5,28	10,56	-	16	14	0,60	6,34	
28	Deski poręczowe	2	5,35	10,70	-	15	5	0,40	4,28	
29	" "	2	5,13	10,26	-	15	5	0,40	4,10	
30	Podkładki pod krawężniki	34	0,25	8,50	-	12	25	0,29	2,47	
	Razem jezdnia									488,10
	Razem przęsta									839,73

Wykaz śrub i okuć jezdni przęsta o rozpiętości 10m

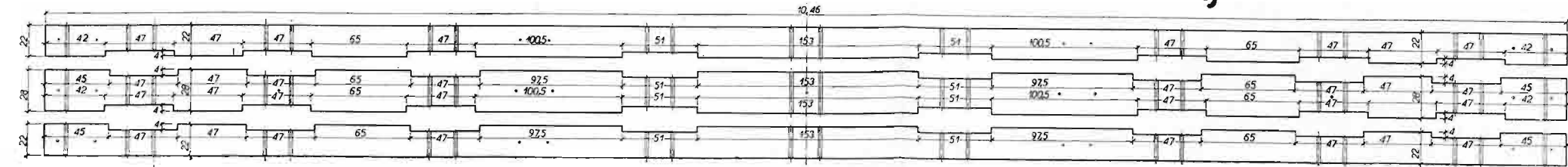
kol.	1	2	3	4	5	6	7	8
Nr.	Wyszczególnienie	Jłosc n szt	d mm	l mm	g mm	S mm	1 szt kg	n szt kg
	<u>1. Śruby łączące</u>							
1	Stupki poręczowe i poprzecznic pośr.	6	16	340	-	-	0,631	3,79
2	Stupki poręczowe i poprzecznic nad podporą	4	16	340	-	-	0,631	2,52
3	Stupki poręczowe i deski podchodnikowe	20	16	230	-	-	0,458	9,16
4	Krawężniki chodnikowe i poprzecznic	10	16	500	-	-	0,884	8,84
	<u>2. Pozostałe okucia</u>							
5	Hakrełki	40	16	-	-	-	4,750	1,90
6	Podkładki	80	16	-	-	-	14,106	11,84
7	Chomąta poręczowe	6	-	700	3	40	0,66	3,96
8	Klamry łączące poprzecznic z belkami głównymi	45	19	-	-	-	0,82	36,90
9	Gwoździe do chomątów	24	-	2,5"	-	-	2,50	0,06
10	Gwoździe do desek poręczowych	24	-	6"	-	-	22,80	0,55
11	" do dyliny chodnikowej	400	-	4"	-	-	10,30	4,33
12	" do dyliny ścierniej	672	-	6"	-	-	22,80	15,32
13	" dyliny nośnej	600	-	9"	-	-	59,30	35,58
14	Gwoździe do podkładek pod krawężniki	48	-	4"	-	-	10,30	0,49
	Razem							135,24

Projekt drewnianego przęsła mostu I-ej klasy na dźwigarach klockowych o rozpiętości 10m. System Rechniewskiego, prawnie ochroniony.

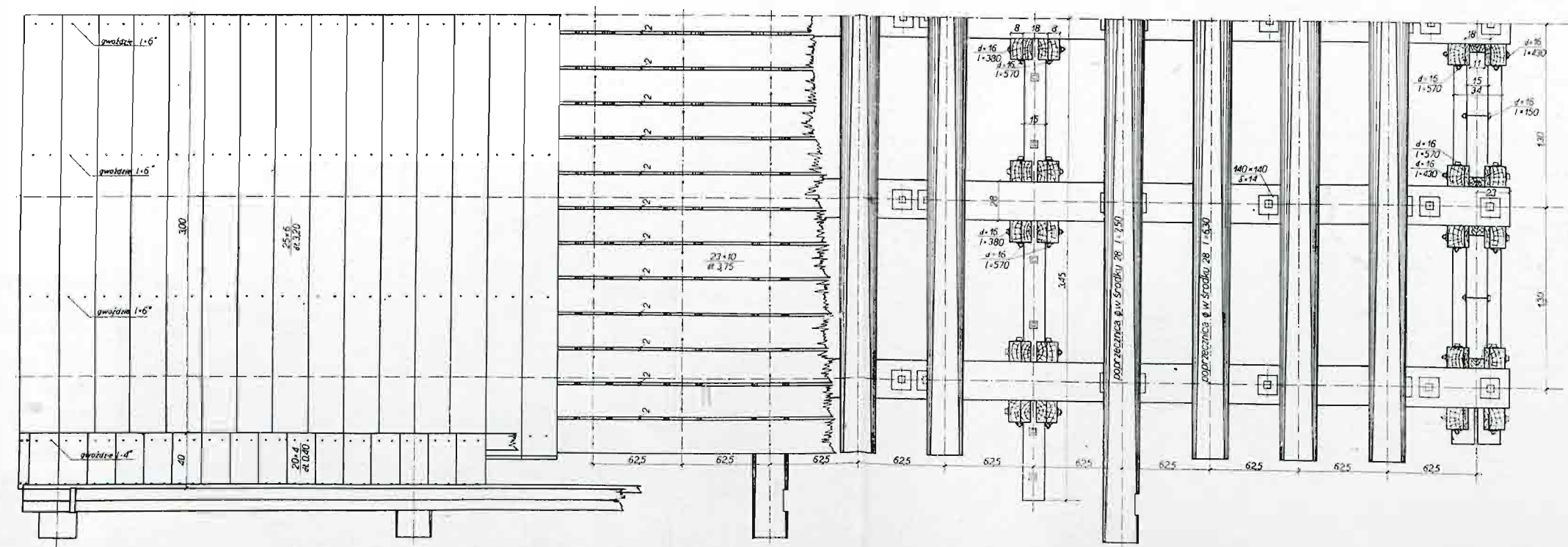


1:40

Przekroj A-A



Belki dźwigara głównego

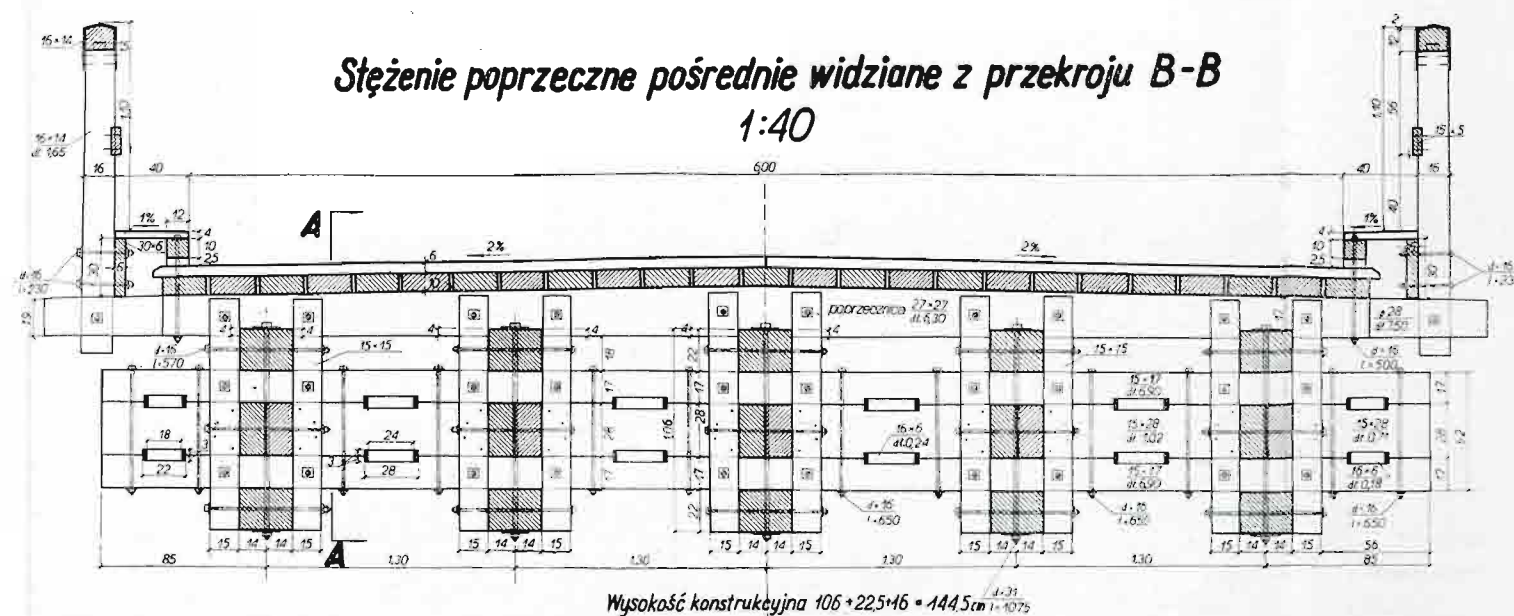


dyłina nośna

Pomost

poprzecznicę i stężenia

Widok zgóry

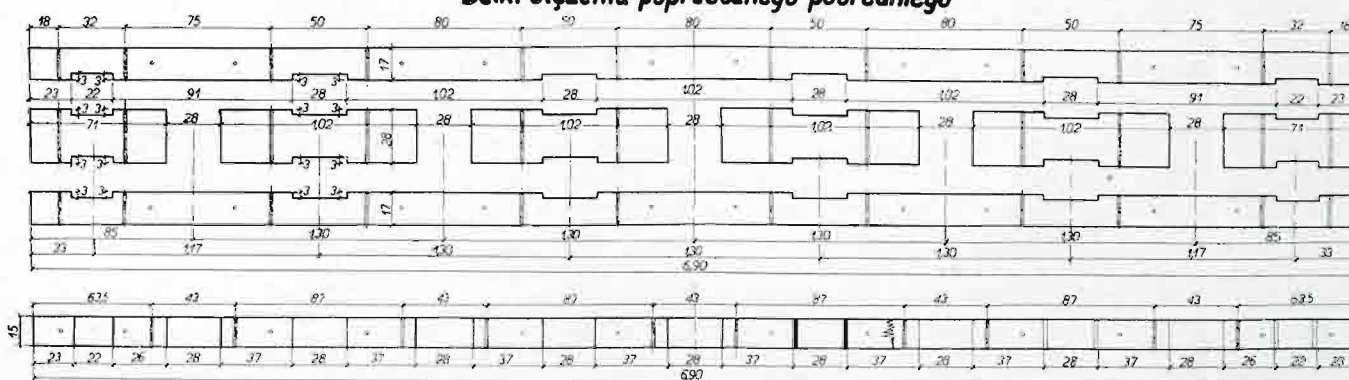


Stężenie poprzeczne pośrednie widziane z przekroju B-B

1:40

Wysokość konstrukcyjna $106 + 22,5 + 16 = 144,5 \text{ cm}$ $\frac{14,31}{1 = 107,5}$

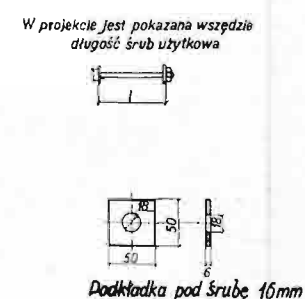
Belki stężenia poprzecznego pośredniego



Widok z góry bez I-ej górnej belki

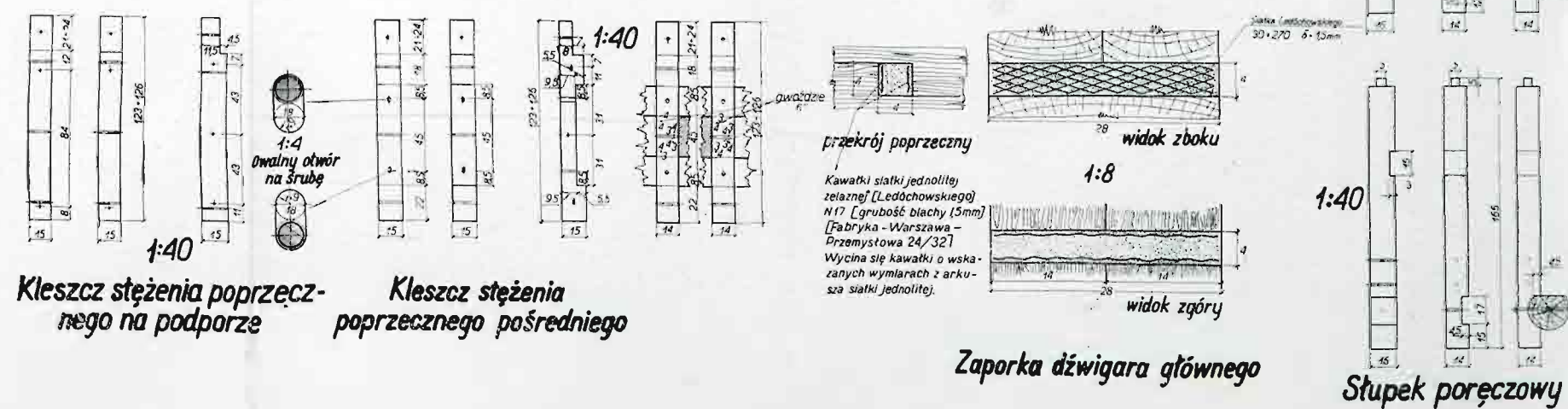
Widok na klocek

Widok z góry



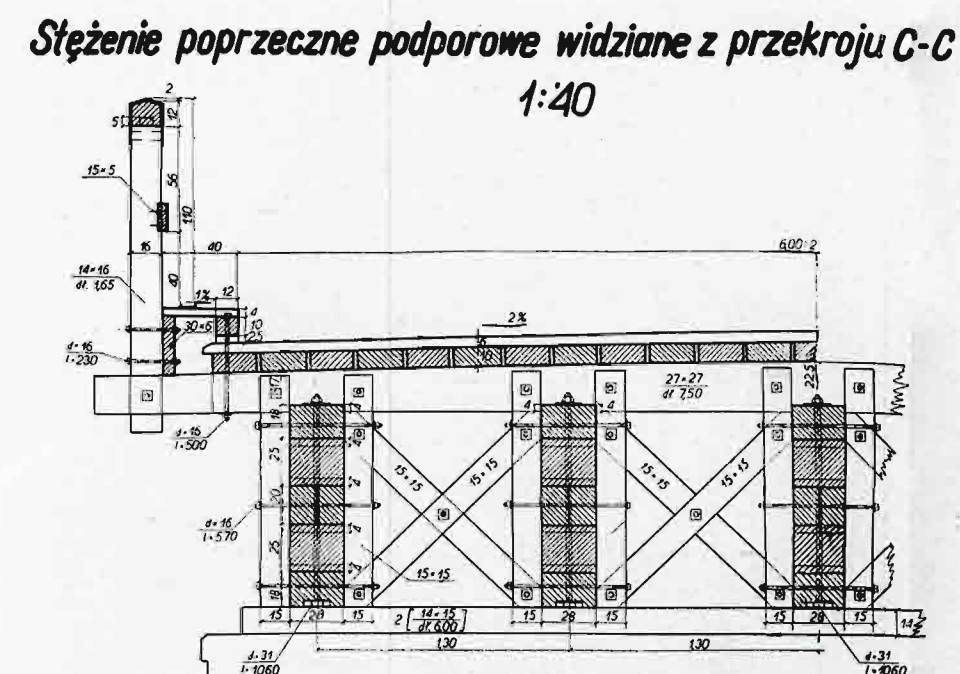
Kleszcz stężenia poprzecz- nego na podporze

**Kleszcz stężenia
poprzącznego pośredniego**



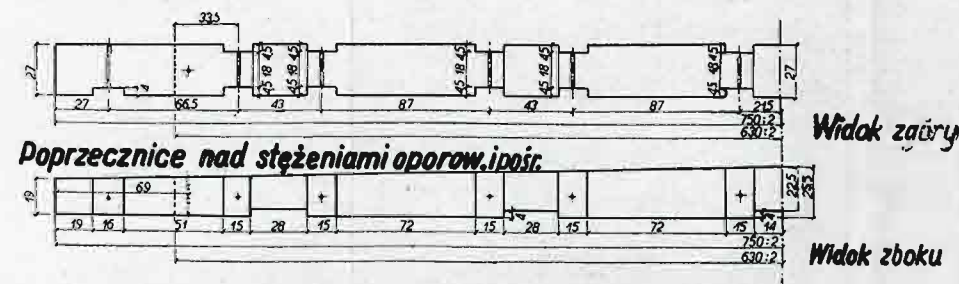
Zaporka dźwigara głównego

Stupek poręczowy



Stężenie poprzeczne podporowe widziane z przekroju C-C

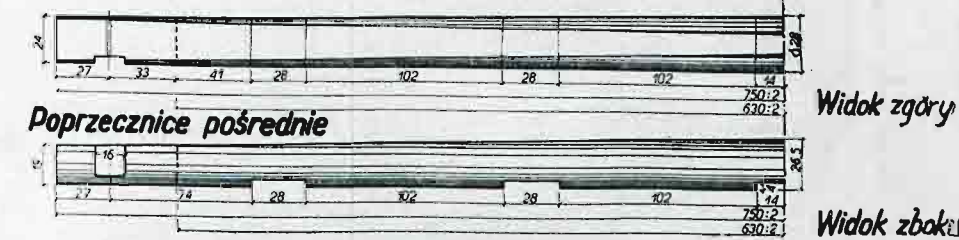
1:40



Doprzecznice nad stężeniami oporów. ipos

Widok zaury

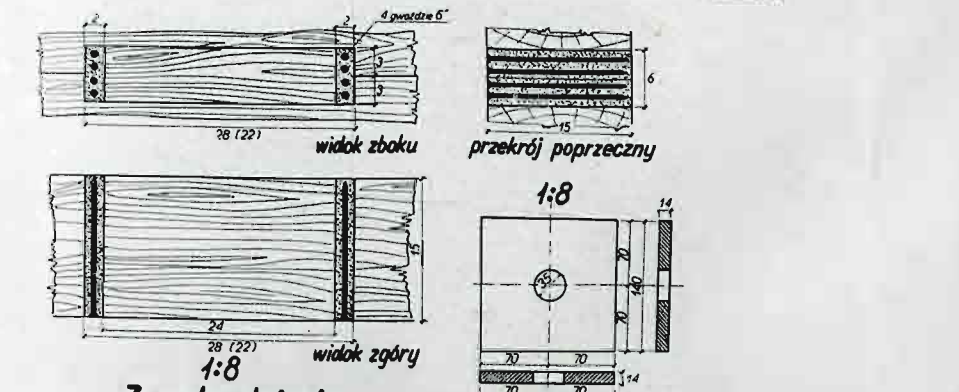
Widok z boku



Poprzecznice pośrednie

Widok zgóry

Widok zbok



Zaporka stężenia
poprzecznego pośredniego Podkładki pod śruby 1 1/4"
[specjalna]