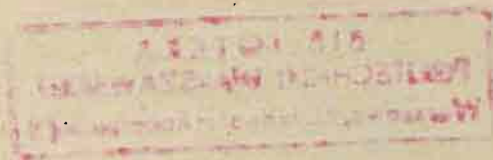


Zauważone błędy

Str.	Wiersz	Jest	Powinno być	Z winy
37	Tabl. 24 rubr. 2 pozioma	0,966	0,996	drukarni
99		Rys. 104 odwrócić o 180°		
113	we wzo- rze [4]	$(m^2 + 2) q_2 q$	$(m^2 + 2) q_2] q$	drukarni
123	13 od góry	$h_2 = \frac{h}{2} \cdot \frac{2\mu}{1 \cdot 5\mu + 1}$	$h_2 = \frac{h}{2} \cdot \frac{2\mu}{1,5\mu + 1}$	korektora
175	5 od dołu	$\frac{\eta_{Mm}^{n-k} - \eta_{n-k}^{n-k}}{m - n + k}$	$\frac{\eta_{Mm}^{n-k} - \eta_{Mn-k}^{n-k}}{m - n + k}$	drukarni
179	tabl. 47 rubr. 4	$\eta_{M_{10}}^{i'} = \frac{(7 - i')}{238} \cdot (14 - i^1) i_1$	$\eta_{M_{10}}^{i'} = \frac{(7 - i')}{238} \cdot (14 - i') i'$	korektora
430	6 i 7 od dołu	$M\alpha^0$	M_{α^0}	drukarni

ANDRZEJ PSZENICKI
Doktor Nauk Technicznych

624.65 : 621.884



MOSTY STALOWE NITOWANE



WARSZAWA

1954

WYDAWNICTWA KOMUNIKACYJNE



C.7684

Książka zawiera obszernie wiadomości o konstrukcji mostów stalowych nitowanych w układach belkowych, łukowych i wiszących oraz omawia zasady ich projektowania i metody obliczania.

Książka przeznaczona jest dla inżynierów i studentów politechniki.

O p i n i o d a w c y

Mgr inż. *Bronisław Kędzierski*

Mgr inż. *Jerzy Szymkiewicz*

R e d a k t o r k s i ą ż k i

Mgr inż. *Jan Cholewo*

R e d a k t o r t e c h n i c z n y

M. Klara Szurmak

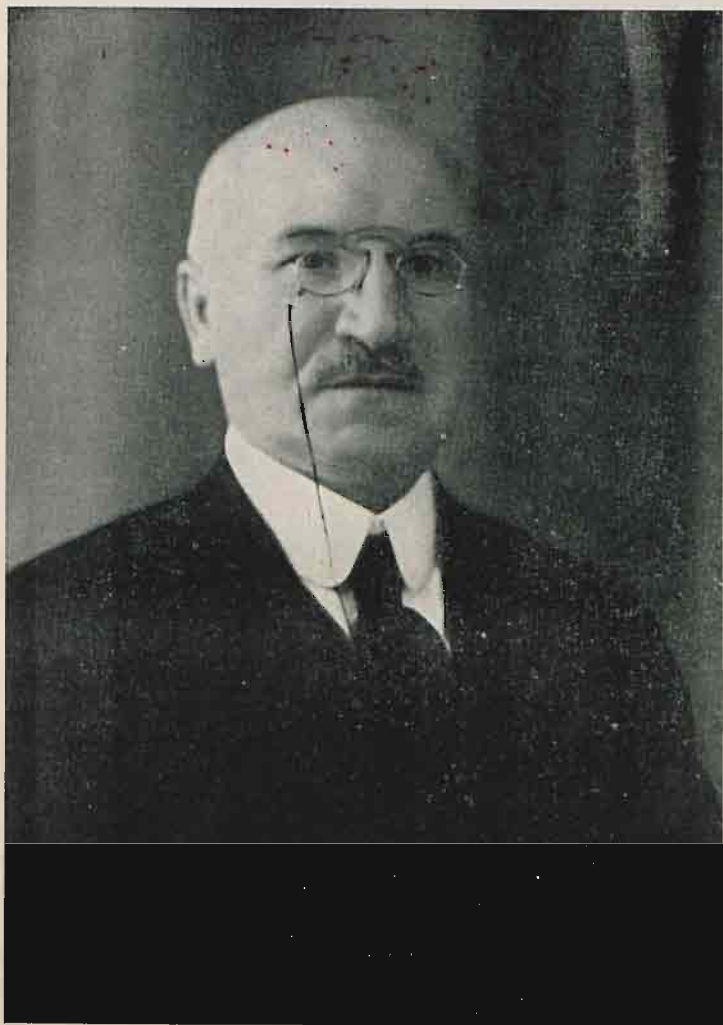
K o r r e k t o r

Andrzej Hanebach

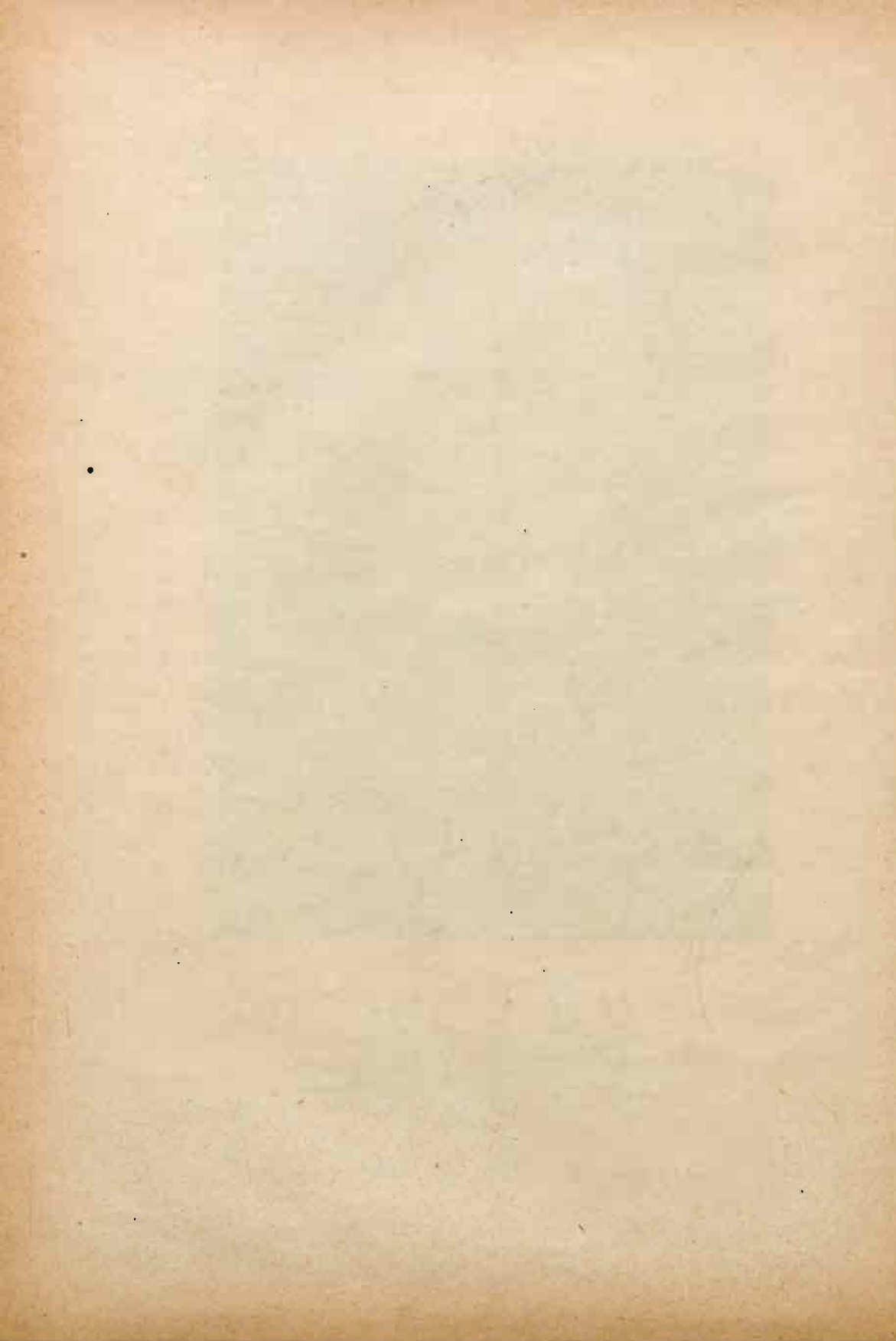
Wydawnictwa Komunikacyjne — Warszawa 1954/K1570. — Poz. pl. K/2028/27/54 gr. 2.
Wydanie I. — Nakład 4000 + 130 egz. + 210 okładek — Ark. druku $28\frac{6}{16}$ + 1 wklejka
 $2\frac{1}{16}$ ark. druku — Ark. wyd. 39,8. — Oddano do składania 24. VI. 54 r. — Podpisano do
druku 15. XI. 54 — Druk ukończono w listopadzie 1954 r. — Format B5. — Papier
druk. sat. V kl./70 gr — 70×100/16. — Cena zł 42,80 — Ao 556

ZAKŁ. GRAF. PZWS W BYDGOSZCZY, UL. GENERALISSIMUSA STALINA 1
E-5-15160

64/17.55K



Przewicki



PRZEDMOWA

Polska literatura techniczna w zakresie budownictwa mostowego ma poważne braki, ponieważ nieliczne prace z tej dziedziny już przed ostatnią wojną były wyczerpane.

W celu wypełnienia tej luki profesor Politechniki Warszawskiej dr Andrzej Pszenicki na krótko przed wojną przystąpił do opracowania dzieła, obejmującego wszystkie zagadnienia związane z projektowaniem i budową mostów. Tom pierwszy tego dzieła, w którym opisano budowę mostów drewnianych ze szczególnym uwzględnieniem podpór kamiennych, ukazał się w 1938 r. Nakład tej książki został również wyczerpany.

Ostateczne opracowanie drugiego tomu „Mosty stalowe” przerwała w 1941 r. śmierć prof. A. Pszenickiego.

Ocalone z pożogi wojennej materiały, zebrane i przygotowane do druku przez mgr. inż. Leona Pszenickiego, zostały przekazane Wydawnictwom Komunikacyjnym.

Ponieważ przekazany materiał nie wyczerpywał aktualnych zagadnień dotyczących najnowszych metod obliczeniowych, zatem pracę prof. Pszenickiego uzupełniono niezbędnymi wiadomościami wstępnymi (część pierwsza, rozdz. I.), obecnie stosowanymi metodami wyznaczania linii wpływowych (część druga, rozdz. IV) oraz metodami obliczania mostów wiszących (część piąta, rozdz. III). Rozdziały te opracował mgr inż. Jerzy Szymkiewicz, adiunkt Politechniki Warszawskiej. Rozdział zaś o zasadach projektowania mostów kolejowych i drogowych (część pierwsza, rozdz. IV) został opracowany przez mgr. inż. Bronisława Kędzierskiego i mgr. inż. Jerzego Szymkiewicza, którzy w pracy swej posługiwali się projektem Normatywu obliczania stalowych mostów kolejowych oraz Przepisami o budowie i utrzymaniu mostów drogowych (część ogólna i S), zatwierdzonych Zarządzeniem Ministra Transportu Drogowego i Lotniczego z dnia 21 marca 1951 r. oraz Zarządzeniem Ministra Gospodarki Komunalnej z dnia 23 listopada 1950 r.

Praca prof. A. Pszenickiego nie obejmuje zagadnień mostów spawanych, stanowiących specjalną dziedzinę w budownictwie, co wymagałoby obszernego i odrębnego omówienia; przeto pracę prof. A. Pszenickiego wydajemy pod tytułem: „Mosty stalowe nitowane”.

Książkę przeznaczają się do użytku młodzieży akademickiej studiującej mostownictwo oraz inżynierów projektujących i budujących mosty stalowe. Mamy nadzieję, że książka ta będzie dużą pomocą w nauce i praktyce.

Redakcja

Część pierwsza

ZASADY BUDOWY MOSTÓW STALOWYCH

Rozdział I

WIADOMOŚCI OGÓLNE

Do najbardziej odpowiedzialnych prac w zakresie inżynierii należy budowa mostów, a nauka o projektowaniu, budowie i utrzymaniu mostów od dawna już wyodrębniła się w postaci osobnej gałęzi wiedzy technicznej.

Wysoki stopień odpowiedzialności przy budowie mostu wynika z dwóch podstawowych przesłanek: dużego kosztu budowy i bardzo poważnych następstw ewentualnej awarii. Ponadto cechą charakterystyczną mostu, wyróżniającą go spośród innych obiektów budowlanych, stanowi duże obciążenie użytkowe o charakterze wybitnie dynamicznym.

W związku z tym nasze przepisy, podobnie zresztą jak i przepisy innych krajów, stawiają specjalnie zaostrome wymagania co do jakości mostu.

Jeśli chodzi o wyodrębnienie nauki o mostach, to nastąpiło ono nie tyle wskutek uprzednio scharakteryzowanej specyfiki jakościowej zagadnienia, ile w wyniku dużego i stale rosnącego zakresu tej gałęzi wiedzy. Poza jakością bowiem wchodzi tu w grę wielostronność zagadnienia, wynikająca z bardzo wielkiej różnorodności form konstrukcyjnych i materiałów stosowanych przy budowie mostów oraz z różnorodności założeń eksploatacyjnych. Tę wielostronność zagadnienia dostatecznie wyraźnie ilustruje klasyfikacja mostów.

1. Klasyfikacja mostów

Klasyfikacja mostów może być przeprowadzona w rozmaity sposób, w zależności od przyjętej zasady klasyfikacyjnej. Należy więc przede wszystkim przyjąć podstawowe założenia klasyfikacyjne, do których można by zaliczyć:

- 1) rodzaj przeszkody,
- 2) przeznaczenie mostu,
- 3) ustrój mostu,
- 4) materiał, z którego ma być wykonany most.

Ze względu na rodzaj przeszkody, jaką pokonuje się przy budowie mostu, możemy mosty podzielić na:

- 1) mosty przez rzeki, jeziora lub zatoki morskie — nazywane dla uproszczenia mostami,

- 2) wiadukty³ — a więc mosty nad drogami lub nad torami kolejowymi,
- 3) estakady — mosty nad suchymi dolinami lub nad terenami gęsto zabudowanymi.

Estakady w zasadzie zastępują nasypy w tych miejscach drogi, gdzie ze względów techniczno-ekonomicznych są bardziej racjonalne od nasypów.

Ze względu na przeznaczenie odróżniamy następujące rodzaje mostów.

1. Mosty kolejowe — służą do przeprowadzenia linii kolejowych nad przeszkodami napotkanymi na trasie linii; w grupie tej można wydzielić następujące podgrupy:

- a) mosty jednotorowe,
- b) mosty wielotorowe.

Jak widać przeznaczenie mostu jest tutaj sprecyzowane dokładnie przez ilość torów, przechodzących przez dany most.

2. Mosty drogowe — służą do przeprowadzenia dróg kołowych nad przeszkodami terenu.

3. Mosty drogowo-kolejowe — służą jednocześnie do przeprowadzenia dróg kołowych i torów kolejowych nad wspólną przeszkodą, przy czym jezdnia kolejowa i jezdnia drogowa znajdują się bądź na tym samym poziomie, bądź na dwóch różnych poziomach (mosty piętrowe).

4. Kładki dla pieszych.

5. Akwedukty — służą najczęściej do przeprowadzenia kanałów sieci nawadniającej ponad przeszkodą.

Ze względu na ustrój można podzielić mosty na następujące grupy, charakteryzujące pracę konstrukcji mostowej stosownie do znanych z mechaniki budowli schematów statycznych.

1. Mosty belkowe, z których można wydzielić następujące podgrupy:

- a) mosty belkowe o ścianie pełnej,
- b) mosty belkowe kratowe.

2. Mosty łukowe. Z mostów tych również można wydzielić podgrupy:

- a) mosty łukowe o ścianie pełnej,
- b) mosty łukowe kratowe.

3. Mosty wiszące, z których należałoby wydzielić następujące podgrupy:

- a) mosty wiszące kablowe z belką usztywniającą,
- b) mosty wiszące wantowe.

Ze względu na materiał mosty dzielimy na następujące grupy:

- 1) mosty stalowe,
- 2) mosty z lekkich stopów,
- 3) mosty żelbetowe,
- 4) mosty z betonu wstępnie sprężonego,
- 5) mosty kamienne,
- 6) mosty betonowe,
- 7) mosty drewniane.

Oczywiście klasyfikacja ta jest niepełna, gdyż z każdej grupy można wydzielić podgrupy różnych rzędów, a ponadto obrane założenia klasyfikacyjne nie obejmują pełnej różnorodności odmian mostów. I tak np. należy wymienić jeszcze osobną grupę mostów, tzw. mostów ruchomych, które dzielą się na kilka podgrup, uzależnionych od mechaniki otwierania mostu.

Należy także wspomnieć o jeszcze jednym sposobie klasyfikacji, według którego możemy podzielić mosty na 2 grupy:

- 1) mosty stałe,
- 2) mosty tymczasowe.

Istnieje wreszcie bardzo liczna klasa mostów kombinowanych, w których bądź to ustrój, bądź materiał jest zespołem utworzonym z kombinacji dwóch

lub więcej grup klasyfikacji podstawowej. Jako przykład można wymienić mosty łukowo wiszące i mosty zespolone stalowo-żelbetowe.

2. Ogólna charakterystyka mostów stalowych

Przed bardziej szczegółowym omówieniem mostów stalowych kilka słów należy poświęcić częściom składowym mostu.

Most składa się z dwóch podstawowych części:

- 1) podpór,
- 2) przęseł.

Podpory mostów, jak np. przyczółki i filary, są zagadnieniem traktowanym odrębnie i dlatego zostaną pokrótce opisane tylko przęsła.

W przęśle mostowym można wyróżnić następujące części składowe:

- 1) część przejazdową, czyli jezdnię, na którą składają się:
 - a) pomost wraz z nawierzchnią dostosowaną do danego typu drogi lub kolei,
 - b) układ belek podłużnych i poprzecznych, stanowiących podpory pomostu;

- 2) dźwigary główne stanowiące podstawową konstrukcję nośną mostu.

Podany podział przęsła na części składowe jest osnową układu niniejszego podręcznika.

Mosty stalowe stanowią olbrzymią większość w liczbie wszystkich zbudowanych dotychczas obiektów mostowych. Twierdzenie to można uznać za słuszne nie tylko w odniesieniu do naszego kraju, lecz i w skali ogólnoświatowej. Fakt ten tłumaczy się historią rozwoju techniki budowlanej w ogóle, a w szczególności historią rozwoju technologii materiałów budowlanych. Czytelnicy interesujący się tym zagadnieniem mogą znaleźć wyczerpujący i dobrze naświetlony zarys historyczny w doskonałych podręcznikach radzieckich *).

Rozdział II

STAL DO BUDOWY MOSTÓW

Przystępując do szczegółowego omówienia stali jako materiału powszechnie stosowanego do budowy mostów, należy przede wszystkim wymienić jej główne zalety, jak:

1. Wysoka jakość. Decydującymi czynnikami są tu: izotropia struktury i cechy sprężyste, bardzo zbliżone do modelu matematycznego izotropowego sprężystego ośrodka ciągłego, który stanowi podstawę do obliczeń wytrzymałościowych oraz statycznych i który został najszerzej oświetlony w teoretycznych a także doświadczalnych badaniach naukowych; ponadto stal ma najwyższy — spośród wszystkich znanych dotychczas materiałów — moduł Younga, wynoszący $2,1 \cdot 10^6$ kG/cm².

2. Bardzo dobry stosunek ciężaru właściwego do naprężenia dopuszczalnego wynoszący $c = 5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^{-1}$. Analogiczny parametr dla drzewa wynosi $c = 6 \cdot 10^{-4} \text{ m}^{-1}$. Pod tym względem stal ustępuje tylko lekkim stopom, które są jednak kosztowniejsze, a podstawowy ich składnik — aluminium jest materiałem znacznie bardziej deficytowym niż stal.

*) G. K. Jewgrafow: Mosty na żelaznych drogach. Tom II, Moskwa 1948.
N. S. Strieleckij: Stalnye konstrukcii. Moskwa 1952.

3. Wysoki stopień industrializacji procesu wytwarzania konstrukcji stalowych, a co za tym idzie seryjność i potokowość produkcji, duża dokładność obróbki itd.

4. Łatwość podziału konstrukcji na elementy składowe, obok dużej łatwości łączenia tych elementów, zapewnia łatwy i szybki montaż konstrukcji stalowych.

Oczywiście, stal ma również i wady. Do podstawowych wad należą:

1. Uleganie korozji, co pociąga za sobą zwiększone koszty eksploatacji konstrukcji stalowych, a także ogranicza ich trwałość.

2. Deficytowość stali wynikająca z faktu wielkiego zapotrzebowania na nią we wszystkich dziedzinach naszej gospodarki narodowej. Stąd wpływa nakaz bardzo oszczędnego gospodarowania stalą i stosowania jej w mostach tylko wtedy, gdy żaden inny materiał nie może być racjonalnie użyty. Do mostów takich należą przede wszystkim mosty o dużej rozpiętości.

1. Własności stali

a. Rodzaje stali i jej skład chemiczny

Stal używana w budownictwie mostowym jest związkiem chemicznie czystego żelaza z domieszkami różnych elementów, np. węgla, manganu, fosforu, siarki i innych pierwiastków chemicznych, nadających jej odpowiednie własności techniczne.

W zależności od sposobów wyrabiania stali do celów technicznych oraz domieszek, jakie dodaje się do żelaza jako pierwiastka chemicznego, rozróżniamy stal martenowską, otrzymywaną sposobem Siemens-Martina, stal bessemerowską, tomasowską, tyglową i elektryczną.

W zależności zaś od domieszek pierwiastków chemicznych mamy stal niklową, chromową, wolframową, krzemową i węglistą.

Najbardziej rozpowszechniona w budownictwie jest stal węglista miękka, z domieszkami do żelaza węgla (C) $0,05 \div 0,25\%$, siarki (S) do $0,05\%$, fosforu (P) do $0,07\%$, manganu (Mn) do 1% i krzemu (Si) do 1% .

Stal węglista przy zawartości (C) $0,05 \div 0,25\%$ ma temperaturę topnienia $1350 \div 1450^{\circ}\text{C}$ i cechuje ją — podobnie jak żelazo kowalskie — plastyczność i spawalność, która polega na tym, że dwa kawałki takiej stali, doprowadzone do stanu plastyczności przez nagrzewanie i położone jeden na drugim, pod działaniem siły ściskającej (uderzeń młota) łączą się z sobą w całość; po ostygnięciu stal w miejscu połączenia jest tak samo wytrzymała na rozerwanie jak w miejscach normalnych, które nie były spawane.

b. Właściwości techniczne stali

Domieszki chemiczne nadają stali charakterystyczne właściwości techniczne.

Stal powinna zawierać węgiel w ilości $0,05 \div 0,25\%$; zawartość większa niż $1,5\%$ czyni stal zbyt kruchą.

Siarka (S) w stali jest domieszką szkodliwą. Dostaje się ona do niej przy wytapianiu surowców na koksie, który prawie zawsze zawiera siarkę. Tylko surowiec wytapiany na węglu drzewnym pozbawiony jest siarki. Siarka powoduje kruchość stali na gorąco, zmniejsza jej kowalność i spawalność. Zawartość siarki w stali nie powinna przekraczać $0,05\%$.

Fosfor (P) powoduje kruchość stali na zimno, nie zmniejsza jednak jej kowalności i spawalności. Przy zwiększaniu zawartości węgla w stali fosfor zmniejsza jej wytrzymałość. Tak więc w stali twardej o większej zawartości węgla wpływ fosforu ujawnia się już po przekroczeniu $0,03\%$, gdy tymczasem w stali miękkiej wartość fosforu nie jest szkodliwa do $0,1\%$.

Mangan (Mn) i krzem (Si) w niewielkich ilościach (do 0,1%) w małym stopniu wpływają na własności mechaniczne stali. Przy większej zawartości podnoszą jej wytrzymałość i twardość, powyżej zaś 1% powodują kruchość oraz zmniejszają spawalność i kowalność stali.

Nikiel (Ni) dodany do stali znacznie zwiększa jej wytrzymałość i ciągliwość, zmniejsza natomiast moduł stali Younga, tj. moduł rozciągania sprężystego stali (E). Dla stali zlewnej, używanej w mostownictwie, $E = 2\ 150\ 000\ \text{kG/cm}^2$.

Stal powinna mieć powierzchnię gładką; złom zaś powinien być jednolity, pełny, jednobarwny, bez śladów pęknięć wewnętrznych lub pęcherzy czy innych wad.

Do wykonania wszystkich części danej konstrukcji należy używać stali zlewnej jednakowego rodzaju. Można jednak stosować np. stal K52 do dźwigarów głównych, stal zaś K37 do wiatrownic i jezdni.

Ciężar właściwy stali zlewnej, czyli ciężar gatunkowy stali, przyjmujemy jako równy 7,85 i ta wielkość służy za podstawę do obliczania ciężaru konstrukcji mostów stalowych.

2. Sortyment stali

Sortyment stali stosowanej w mostownictwie stalowym jest dość różnorodny.

Przede wszystkim mamy blachy o rozmaitej grubości, szerokości i długości.

Różnice w szerokościach blach zwykle są podawane w całych centymetrach, czyli wymiar szerokości blach podany w milimetrach kończy się zawsze zerem; różnice w długościach blach mogą być dowolne, w grubościach zaś zwykle wyrażają się w całych milimetrach.

Sortyment stali walcowanej jest podawany w „Zracjonalizowanym programie walcowania polskich hut” — ostatnie wydanie dotyczy programu na rok 1953. Program ten jest wydawany przez Centralę Żelaza i Stali w Stalinogrodzie. Przy projektowaniu przekrojów należy stosować w zasadzie tylko tzw. profile „chodliwe”. Stosowanie innych profilów jest uzależnione od ich ogólnego tonnażu, który powinien być dostatecznie duży, aby zrekompensować straty w produkcji hut, wywołane koniecznością przestawiania walców.

3. Walcowanie blach

Blachy otrzymujemy przy walcowaniu zlewków lub bloków przeważnie o przekroju czworoboków prostokątnych, o różnych, czasem dość znacznych wymiarach. Ciężar bloków dochodzi do kilku tonn.

Walcowanie blachy odbywa się pomiędzy poziomymi walcami potrójnymi najpierw w kierunku poprzecznym aż do osiągnięcia pewnej szerokości bloku i następnie w kierunku podłużnym aż do osiągnięcia wymaganej grubości i szerokości.

Otrzymana po walcowaniu blacha ma płaszczyznę mniej więcej w kształcie pokazanym na rys. 1.

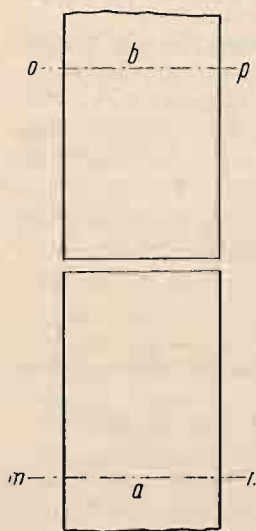
Bloki takiej blachy są zazwyczaj nierówne, koniec a odpowiada dolnej części bloku, koniec zaś b — górnej części bloku.

Bloki odlewane są w pozycji pionowej, a wlewanie stali w stanie ciekłym do form blokowych (wlewni) odbywa się z dołu.

W dolnej części bloku otrzymujemy najczystszy metal, wszelkie szumowiny żużlowe, które są lżejsze od ciekłego metalu, wypływają do góry. Dlatego więc blachy w dolnym końcu a nie należy zbyt obcinać, lecz tylko

tylę, ile wymaga wyrównanie krawędzi (np. po linii mn), w górnym zaś końcu b obcięcie blachy powinno być ze względu na jej wytrzymałość większe, np. po linii op (rys. 1).

Dolny koniec blachy ma zwykle mniejszą wytrzymałość na rozzerwanie materiału i większe wydłużenie, w górnym zaś odwrotnie — większą wytrzymałość i mniejsze wydłużenie materiału.



Rys. 1

Próbki do sprawdzenia wytrzymałości i wydłużalności stali należy pobierać z górnego końca blachy. Wydłużalność wskaże, czy dostatecznie został obcięty koniec blachy, który nie nadaje się do użytku.

Próbki należy brać z blachy w kierunku poprzecznym, jeżeli szerokość blachy walcowanej na to pozwala.

Jak widzimy, po walcowaniu musimy obcinać blachy z czterech stron. W rezultacie otrzymujemy ścin­ki, odpadki, które nadają się tylko do następnego po­nownego przetopienia.

Boczne krawędzie blach przy obcinaniu nożycami są zwykle nadwężone i dlatego przed użyciem do ele­mentów konstrukcji mostowej wymagają zheblowania co najmniej o 2,5 mm. Otrzymujemy wówczas od­padki w postaci wiórów stalowych, które nadają się tylko do przetopienia.

Zatem do strat w produkcji blachy należy dodać koszt obcinania i heblowania, co zwiększa ogólny koszt blach w konstrukcji mostowej. Z tego względu przy projektowaniu mostów należy szczególną uwagę zwracać na oszczędne stosowanie blach. Wytyczne w tym przedmiocie, zawarte w Zarządzeniu PKPG nr 300 z dnia 17. XI. 1952 r., powinny być bez­względnie przestrzegane przez projektantów mostów stalowych.

4. Blachy uniwersalne

Blachy uniwersalne różnią się od blach zwykłych tym, że są walcowane między wałcami poziomymi i wałcami pionowymi.

Walce poziome nadają blasze wymaganą grubość, walce zaś pionowe — wymaganą szerokość.

W ten sposób blachy uniwersalne mają po walcowaniu prawidłowe kra­wędzie podłużne, nie wymagające żadnej dodatkowej obróbki.

W celu wyrównania blach uniwersalnych po walcowaniu obcina się tylko ich końce, co zmniejsza ilość odpadków. Po wyrównaniu całkowita długość blach dochodzi często do 24 m.

Blachy uniwersalne walcuje się o różnej szerokości, w granicach 160÷700 mm, przy czym wszystkie blachy o jednakowej szerokości wykonuje się w tej samej walcowni.

Walce pionowe oraz poziome są ruchome i — w zależności od ich regu­lowania i rozstawienia — nadają blasze walcowanej odpowiednią szerokość i grubość.

W konstrukcji mostowej blachy uniwersalne są tańsze od blach zwyk­łych, jednak nie zawsze i nie wszędzie mogą być stosowane, nawet w tym przypadku, gdy mają odpowiednią szerokość.

W prętach konstrukcji mostowej, które pracują tylko na rozciąganie lub na ściskanie wzdłuż blachy, można jej zawsze używać, jeśli zaś blacha uniwersalna miałaby pracować na ścinanie lub rozrywanie w poprzek, to należy raczej unikać jej stosowania.

Przeprowadzone przez autora liczne próby wykazały, że blachy uniwersalne walcowane wzdłuż dają na ogół dobre wyniki prób na rozerwanie i wydłużenie, walcowane zaś w poprzek dawały bardzo rzadko zadowalające wyniki próby na rozerwanie. Jeżeli nawet wytrzymałość była nieraz odpowiednia, to wydłużenie było na ogół niezadowalające.

Próbki pobrane z walcowania w poprzek, a następnie poddane rozciąganiu na maszynach doświadczalnych, rozrywały się na kilka kawałków.

Zjawisko to tłumaczy się tym, że podczas walcowania stali przepuszczana przez walce blacha w ostatnich fazach staje się chłodniejsza i kiedy walce pionowe zaciskają ją, by zmniejszyć jej szerokość, blacha zaczyna się fałdować, fałdy zaś wchodząc pomiędzy walce poziome sprasowują się, lecz nie spawają się ze sobą całkowicie i wskutek tego nie tworzą jednolitej całości.

Blacha uniwersalna nie powinna być stosowana do środników blachownic i do blach węzłowych, ponieważ pracują one na rozerwanie w różnych kierunkach.

Należy również unikać stosowania blach uniwersalnych jako blach pionowych pasów, w przypadku gdy pręty kraty są przymocowane wprost do tych blach, bez blach węzłowych.

Blachy o niewielkiej szerokości w granicach $50 \div 180$ mm, czyli tak zwane płaskowniki, walcuje się w specjalnych walcach skalibrowanych i stosuje w konstrukcjach mostowych do elementów rozciąganych lub ściskanych.

Jak już wspomniano, przy walcowaniu blach na końcu odpowiadającym górnej części bloku, z którego walcuje się blachę, powinno się odcinać więcej blachy niż na końcu odpowiadającym dolnej części bloku.

Zasadniczo do badania na wytrzymałość powinno się brać próbki z górnego końca blachy, wywalcowanej z górnej części bloku.

Należy przy tym podkreślić, że przeważnie górna część blachy (odpowiadająca górnej części bloku) jest twardsza, wytrzymałość jej jest większa i wydłużenie mniejsze, jak to wykazują próbki z dolnej części blachy (otrzymanej z dolnej części bloku), które mają wytrzymałość mniejszą, a wydłużenie większe.

Różnica wytrzymałości próbki na rozerwanie z górnej i z dolnej części tej samej blachy dochodzi do 3 kG/mm^2 i więcej. Również otrzymuje się różnicę wytrzymałości i wydłużenia próbek wziętych z blachy w poprzek i wzdłuż walcowania.

W poprzek walcowania materiał w blachach jest twardszy, lecz mniej ciągliwy.

Zjawisko to tłumaczy się tym, że przy walcowaniu blach i stopniowym zacisku walców materiał ma możność swobodnego przesuwania się wzdłuż; w poprzek zaś rozszerzenie materiału w walcach jest do pewnego stopnia utrudnione, wskutek czego w kierunku poprzecznym materiał jest bardziej zwarty, bardziej ubity i stąd pochodzi większa jego wytrzymałość.

Przed użyciem danego sortymentu stali należy uprzednio sprawdzić, czy właściwości jej odpowiadają potrzebom technicznym i dopiero wówczas ją stosować.

ZASADY PROJEKTOWANIA STALOWYCH MOSTÓW NITOWANYCH

A. Wytrzymałość stali i rodzaje naprężeń

1. Graniczna wytrzymałość i sprężystość stali

Dopuszczalne naprężenia w konstrukcjach stalowych oraz w konstrukcjach z innych materiałów budowlanych zależą przede wszystkim od wytrzymałości granicznej użytego materiału i od granicy jego sprężystości.

Względy ekonomiczne wymagają dobrego i oszczędnego stosowania materiału w konstrukcjach i możliwie wysokich norm naprężeń dopuszczalnych przy projektowaniu.

Granicy sprężystości materiału budowlanego nie wolno przekraczać w żadnym przypadku.

Do konstrukcji mostów stalowych stosuje się normalnie stal zasadową martenowską, o wytrzymałości granicznej na rozerwanie $R = 37 \div 44 \text{ kG/mm}^2$, przy wydłużeniu jej e , wynoszącym co najmniej w kierunku walcowania 22%, a w kierunku prostopadłym do walcowania 20%; ponadto należy przestrzegać, aby iloczyn wytrzymałości stali (wyrażonej w kG/mm^2) przez jej wydłużenie (podane w procentach) odpowiadał warunkowi: $Re \geq 850$.

Z ostatniego warunku wynika, że przy wytrzymałości stali na rozerwanie od $42,5 \text{ kG/mm}^2$ wzwyż wydłużenie jej powinno wynosić co najmniej 20%, natomiast przy wytrzymałości stali 37 kG/mm^2 wydłużenie jej powinno wynosić 23%.

Stal zlewna na nity i śruby powinna mieć doraźną wytrzymałość na rozerwanie R , nie mniejszą niż 34 kG/mm^2 i nie większą niż 42 kG/mm^2 przy takim wydłużeniu e , aby iloczyn Re wynosił co najmniej 1050.

Odlewy stalowe na łożyska podporowe powinny mieć doraźną wytrzymałość na rozerwanie nie mniejszą niż 55 kG/mm^2 — przy wydłużeniu co najmniej 10%.

Żeliwo powinno mieć doraźną wytrzymałość na rozerwanie nie mniejszą niż 12 kG/mm^2 i na zgniatanie nie mniejszą od 50 kG/mm^2 .

Stal zlewna wyższej jakości, walcowana lub kuta, w specjalnych częściach konstrukcji powinna odpowiadać doraźnej wytrzymałości na rozerwanie nie mniejszej niż 55 kG/mm^2 — przy wydłużeniu co najmniej 15%.

Za najniższą granicę sprężystości stali mostowej można przyjąć 22 kG/mm^2 .

2. Naprężenie zasadnicze i drugorzędne

Przy obliczaniu mostów stalowych określamy naprężenie zasadnicze, powstające w elementach konstrukcji wskutek sił osiowych i bezpośredniego zginania, jeżeli ono występuje; uwzględniamy przy tym wpływ dynamiczny obciążenia ruchomego mnożąc siły wywołane obciążeniem ruchomym przez pewne współczynniki dynamiczne, których wielkość określają przepisy projektowania mostów na podstawie przeprowadzonych badań i doświadczeń.

Również bierzemy pod uwagę inne siły uboczne, wpływające na naprężenia dodatkowe w elementach konstrukcji mostowej, jak: uderzenia boczne parowozu, przeciążenie dźwigarów, siły powstające przy hamowaniu pociągu na moście i parcie wiatru.

Przy obliczaniu statycznym kratownic przestrzegamy zasady, aby pręty kratownic były w węzłach połączone przegubowo. W rzeczywistości

jednak przegubowe połączenie prętów stosowane jest w praktyce rzadko i tylko w niektórych rodzajach mostów przenośnych typu czasowego. Natomiast zazwyczaj pręty kratownic łączą się w węzłach sztywno.

Przy obliczaniu konstrukcji nie uwzględniamy ani naprężeń drugorzędnych, powstających wskutek sztywności węzłów, ani niedokładności w wykonaniu konstrukcji, gdyż jest ona trudna do oceny; ponadto nie uwzględniamy należytego naciągu prętów, które przeszytwniają dany układ, jeżeli mamy do czynienia z układami przeszytwnionymi. Osiągnięcie należytych naciągów, chociaż nie jest niemożliwe, jest jednak dość trudne i kosztowne. Wpływ wszystkich tych czynników musimy zatem pokrywać pewnym zapasem, kosztem niedociągnięcia do granicy sprężystości.

Naprężenia drugorzędne, powstające w elementach konstrukcji wskutek sztywności węzłów, zależne są od wielu innych czynników, a mianowicie: od układu dźwigarów, długości przedziałów, sztywności prętów i stosunku długości prętów do ich szerokości w płaszczyźnie dźwigarów. Stwierdzono, że wielkości te wahają się w dość znacznych granicach.

Wielkość tych naprężeń przyjmujemy według obliczeń Bazanta i oceniamy średnio na 45% zasadniczych naprężeń osiowych.

Naprężenia te powstają w elementach konstrukcji pod wpływem obciążenia ruchomego i obciążenia stałego.

Naprężenia powstałe pod wpływem obciążenia stałego można by wprowadzić prawie do zera przez odpowiednie zestawienie dźwigarów, tak aby w prętach zestawionego dźwigara, umieszczonego na rusztowaniach, działały naprężenia drugorzędne odwrotnego znaku przez odpowiednie odchylenie prętów względem ich osi. Jednakże takie zestawienie dźwigarów napotyka na duże trudności i znacznie zwiększa koszt wykonania konstrukcji mostu. Należy zatem uprzednio rozpatrzyć, czy opłaci się stosować takie zestawienie, gdyż przy rozważaniu zagadnień technicznych zawsze musimy mieć na względzie stronę ekonomiczną całości budowy.

Przy uwzględnieniu więc naprężeń od wszystkich sił, z wyjątkiem naprężeń powstałych wskutek sztywności węzłów i parcia wiatru, otrzymamy graniczne dopuszczalne naprężenia od obciążeń pionowych:

$$K_r = \frac{2200}{1,45} = 1516 \text{ kG/cm}^2 \approx 1520 \text{ kG/cm}^2 *).$$

3. Wpływ wiatru

Siły parcia wiatru (zależnie od rozpiętości dźwigarów) dla dźwigarów o kracie rzadkiej i o rozpiętości $75 \div 120$ m stanowią $27 \div 34\%$ całkowitych sił, zarówno od obciążeń pionowych jak i od sił poziomych.

Dla dźwigarów o większej rozpiętości (np. 160 m), z kratą rzadką o dużych przedziałach, siły parcia wiatru są nieco mniejsze, lecz nie spadają poniżej 23%.

Pasy dźwigarów głównych są zazwyczaj tak sztywne w porównaniu ze sztywnością tężników podłużnych, że wpływ sztywności węzłów tych tężników na pasy jest niewielki i może nie być brany pod uwagę.

*) Według najnowszych postępowych kierunków, zapoczątkowanych przez naukę radziecką, należy dążyć do stworzenia nowych zasad ustalenia wymiarów konstrukcji, opartych na nośności granicznej. Badania w tej dziedzinie z zakresu mostów nie są jeszcze zakończone i chwilowo należy stosować zastępczo dotychczasową metodę obliczania naprężeń dopuszczalnych, których wielkości są obecnie poddawane rewizji.

Zgodnie z osiągnięciami nauki współczesnej powinny być one obliczone ze wzoru:

$$K_r = \frac{Q}{n},$$

gdzie: Q — granica plastyczności (sprężystości) danego gatunku stali,

n — współczynnik bezpieczeństwa.

Wielkość współczynnika bezpieczeństwa powinno się obliczać na podstawie danych statystycznych opierając się na teorii prawdopodobieństwa.

Przyjmujemy średnio, że siły parcia wiatru stanowią 33% całkowitych sił osiowych, utrzymanych od obciążeń pionowych i parcia wiatru.

Aby naprężenia całkowite nie przekraczały granicy sprężystości, nie powinny one przekraczać przy zwykłych obliczeniach (po uwzględnieniu wpływu dynamicznego, parcia wiatru, sił hamowania, przeciążenia itd.) wielkości:

$$K_r = \frac{2200}{0,67 \cdot 1,45 + 0,33} = \frac{2200}{1,3} \approx 1690 \text{ kG/cm}^2.$$

Przyjmując, że siły parcia wiatru wahają się w granicach 23 ÷ 34%, otrzymamy:

$$K_r = \frac{2200}{0,77 \cdot 1,45 + 0,23} = \frac{2200}{1,35} \approx 1630 \text{ kG/cm}^2,$$

$$K_r = \frac{2200}{0,66 \cdot 1,45 + 0,34} = \frac{2200}{1,3} \approx 1690 \text{ kG/cm}^2.$$

Jak wynika ze wzorów, przy stali zwykłej mostowej naprężenia dopuszczalne mogłyby być przyjmowane przy działaniu obciążenia pionowego w wysokości 1520 kG/cm² i przy działaniu obciążenia pionowego łącznie z wpływem wiatru i hamowania 1690 kG/cm².

Przy stosowaniu innych gatunków stali o wytrzymałości większej, przy granicy sprężystości wyższej, otrzymalibyśmy odpowiednio wyższe naprężenia dopuszczalne.

Tak np. dla stali krzemowej, przy granicy sprężystości 28,8 kG/mm², naprężenia te wyraziłyby się liczbami:

$$K_r = 1985 \text{ kG/cm}^2 \text{ i } K_r = 2215 \text{ kG/cm}^2.$$

Obciążenia, dopuszczalne naprężenia i zasady obliczenia i projektowania mostów są ujęte w każdym państwie w urzędowych przepisach.

W Polsce obowiązują obecnie:

1. Normatyw obliczenia stalowych mostów kolejowych (po zatwierdzeniu przez Ministra Kolei).

2. Przepisy o budowie i utrzymaniu mostów drogowych, część ogólna i część S — zatwierdzone przez Ministra Transportu Drogowego i Lotniczego 21 marca 1951 r. i przez Ministra Gospodarki Komunalnej 23 listopada 1950 r.

B. Zasady projektowania stalowych mostów kolejowych *)

1. Obciążenia mostów

Obciążenie mostów składa się z:

- 1) ciężaru własnego (obciążenie stałe),
- 2) ciężaru ruchomego (obciążenie ruchome),
- 3) hamowania,
- 4) bocznych uderzeń taboru,
- 5) siły odśrodkowej (dla mostów położonych w łuku),
- 6) parcia wiatru,
- 7) wpływu zmiany temperatury i ewentualnego osiadania podpór (w ustrojach statycznie niewyznaczalnych).

Obciążenia i siły uwzględnione przy obliczeniu mostów dzielimy na dwa rodzaje:

rodzaj I — obciążenia główne (zasadnicze),

rodzaj II — obciążenia dodatkowe.

*) Według projektu: „Normatyw obliczenia stalowych mostów kolejowych“ 1954 r.

Do obciążeń głównych zaliczamy obciążenia i siły wymienione w p. 1, 2 i 3.

Do obciążeń dodatkowych zaliczamy obciążenia i siły wymienione w p. 4, 5, 6 i 7.

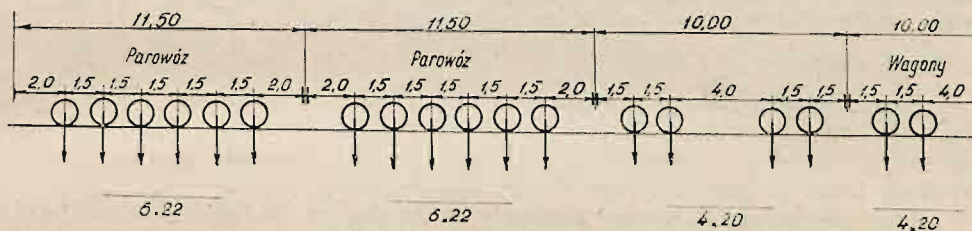
a. Ciężar własny

Do obliczenia ciężaru własnego mostu i rusztowań należy przyjmować ciężary właściwe materiałów według PN/B-02009 — „Obciążenia w obliczeniach statycznych”.

b. Obciążenia ruchome

Jako obciążenie ruchome należy stosować następujące normy obciążeń. Dla linii kolejowych o znaczeniu ogólnym:

- 1) norma NC — pociąg ciężki normalny, złożony z dwóch lokomotyw sześciokośowych (bez tendrów) i wagonów umieszczonych z jednej strony lokomotywy; można przyjmować obciążenie wagonami jednostajnie rozłożone w wysokości 8 t/m,
- 2) norma NL, pociąg lekki (do czasu zatwierdzenia Normatywu obowiązuje norma B — pociąg złożony z lokomotywy z tendrem i wagonów. „Przepisy szczegółowe obliczania i wykonywania stalowych mostów kolejowych”, Warszawa 1946 r.).



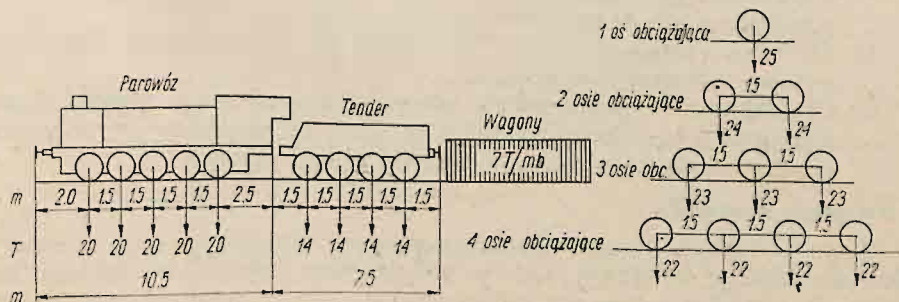
Rys. 2

Naciski poszczególnych osi lokomotyw i wagonów uwidacznia schemat obciążenia przedstawiony na rysunku 2.

Dla linii o znaczeniu miejscowym, mostów prowizorycznych i dla kolei wąskotorowych należy do obliczeń mostów przyjmować obciążenie ruchome w zależności od taboru, który będzie dopuszczony do ruchu na danej linii.

Przy obciążaniu linii wpływowych, mających pola o różnych znakach, można pociąg rozrywać, lecz tylko jeden raz.

Obciążenie jezdni i dźwigarów masy do 5 m rozpiętości



Rys. 3

c. Hamowanie

Siłę hamowania przyjmuje się jako siłę poziomą, działającą w osi toru i równą 1/10 obciążenia ruchomego.

d. Boczne uderzenia taboru

Wpływ bocznych wahań i bocznych uderzeń taboru na stężenia podłużnie należy uwzględnić jako siły poziome równe 0,05 nacisku osi parowozów. Punkty zaczepienia tych sił przyjmuje się na wysokości górnej krawędzi szyny.

e. Siła odśrodkowa

Przy obliczaniu mostów na łukach należy uwzględniać wpływ siły odśrodkowej, wielkość której oblicza się ze wzoru:

$$C = \frac{PV^2}{127R},$$

gdzie: P — nacisk osi w tonnach,
 V — prędkość pociągu w km/godz,
 R — promień krzywizny w m.

Punkt zaczepienia siły odśrodkowej przyjmuje się w środku ciężkości taboru, tj. na wysokości 2 m ponad górną krawędzią szyny. Wielkość siły odśrodkowej należy obliczać na maksymalną prędkość przy danym promieniu łuku według tablicy 1.

f. Parcie wiatru

Parcie wiatru należy przyjmować jako obciążenie poziome, równomierne rozłożone o natężeniu 250 kG na m² powierzchni bocznej, jeżeli na moście nie ma obciążenia ruchomego, lub 150 kG na m² odpowiedniej powierzchni bocznej, jeżeli pociąg znajduje się na moście.

Jako powierzchnię boczną mostu wystawioną na działanie wiatru przyjmuje się:

- 1) dla dźwigarów głównych pełnościennych — całkowitą powierzchnię boczną dźwigara;
- 2) dla dźwigarów głównych kratowych belkowych — powierzchnię boczną jednego dźwigara, ograniczoną jego teoretycznym zarysem (osiąmi skrajnych prętów), pomnożoną przez współczynnik zmniejszający $\alpha = 0,40$;
- 3) dla głównych dźwigarów łukowych kratowych — powierzchnię boczną właściwego łuku pomnożoną przez współczynnik $\alpha_1 = 0,50$ (dla łuków pełnych przez $\alpha_2 = 1$) oraz powierzchnię zawartą między osią odpowiedniego pasa łuku a ściągiem poziomym lub główką szyny pomnożoną przez współczynnik $\alpha_3 = 0,20$;
- 4) dla części przejazdowej — całkowitą jej powierzchnię, nie zakrytą pasami dźwigara lub ściągiem;
- 5) dla taboru — powierzchnię prostokąta o długości równej długości pociągu i o wysokości równej 3 m licząc od główki szyny, przyjmując środek parcia na wysokości 2 m od główki szyny.

g. Obciążenie chodników

Przy obliczaniu części konstrukcyjnych chodników przeznaczonych tylko dla służby kolejowej należy przyjmować obciążenie tłumem ludzi 450 kg/m²; obciążenia tego nie uwzględnia się jednak przy obliczaniu innych części mostu.

Wartości $\frac{V^2}{127 R}$ przy różnych prędkościach

Promień R w m	Prędkość V w km/godz														
	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110
180	0,0700	0,0886	0,1094												
200	0,0630	0,0797	0,0984	0,1191											
250	0,0504	0,0638	0,0787	0,0953	0,1134	0,1331									
300	0,0420	0,0532	0,0656	0,0794	0,0945	0,1109	0,1286								
400	0,0315	0,0399	0,0492	0,0596	0,0709	0,0832	0,0963	0,1107	0,1260						
500	0,0252	0,0319	0,0394	0,0476	0,0567	0,0665	0,0772	0,0886	0,1008	0,1138	0,1276				
600	0,0210	0,0266	0,0328	0,0397	0,0472	0,0554	0,0643	0,0738	0,0840	0,0948	0,1063	0,1184	0,1312		
700	0,0180	0,0228	0,0281	0,0340	0,0405	0,0475	0,0551	0,0633	0,0720	0,0813	0,0911	0,1015	0,1125	0,1240	
800	0,0158	0,0199	0,0246	0,0298	0,0354	0,0416	0,0482	0,0554	0,0630	0,0711	0,0797	0,0888	0,0984	0,1083	0,1191
900	0,0140	0,0177	0,0219	0,0265	0,0315	0,0370	0,0429	0,0492	0,0560	0,0632	0,0709	0,0790	0,0875	0,0965	0,1059
1000	0,0126	0,0159	0,0197	0,0238	0,0284	0,0333	0,0386	0,0443	0,0504	0,0569	0,0638	0,0711	0,0787	0,0868	0,0953
1100	0,0115	0,0145	0,0179	0,0217	0,0258	0,0302	0,0351	0,0401	0,0458	0,0517	0,0580	0,0646	0,0716	0,0789	0,0866
1200	0,0105	0,0133	0,0164	0,0199	0,0236	0,0278	0,0322	0,0369	0,0420	0,0474	0,0532	0,0592	0,0656	0,0723	0,0794
1500	0,0084	0,0106	0,0131	0,0159	0,0189	0,0222	0,0257	0,0295	0,0336	0,0379	0,0425	0,0474	0,0525	0,0579	0,0635
2000	0,0063	0,0080	0,0098	0,0119	0,0142	0,0166	0,0193	0,0221	0,0252	0,0284	0,0319	0,0355	0,0394	0,0434	0,0476

Prędkość V w m/sek

	11,1	12,5	13,9	15,3	16,7	18,1	19,4	20,8	22,2	23,6	25,0	26,4	27,8	29,2	30,6

Poręcze chodników (pochwyty i słupki) należy obliczać na siłę poziomą 50 kG/m, zaczepioną na wysokości pochwyty poręczy. Jeśli chodniki mostów kolejowych mają służyć także dla pieszego ruchu publicznego, to przy ich obliczaniu należy przyjmować obciążenie tłumem ludzi 500 kG/m².

Poręcze takich chodników należy obliczać na siłę poziomą 100 kG/m², zaczepioną na wysokości pochwyty poręczy.

h. Stateczność przęseł mostowych

Przy sprawdzaniu stateczności przęseł mostowych na wywrócenie lub na przesunięcie wskutek działania sił wiatru oraz innych sił poziomych należy uwzględniać dwa rodzaje obciążenia:

- 1) most nie obciążony pociągiem przy sile wiatru 250 kG/m²,
- 2) most obciążony pociągiem złożonym z próżnych wagonów towarowych o ciężarze 1 T/m długości pociągu przy sile wiatru 150 kG/m².

Współczynnik pewności przy obliczaniu stateczności na wywrócenie przy najniekorzystniejszym obciążeniu powinien być $\geq 1,30$.

Współczynnik pewności przy obliczaniu stateczności na przesunięcie powinien być $\geq 1,20$.

Jeżeli współczynnik pewności przy obliczaniu stateczności na wywrócenie względem zewnętrznej krawędzi słupa podporowego dźwigara okaże się mniejszy niż 1,30 lub współczynnik pewności przy obliczaniu stateczności na przesunięcie konstrukcji okaże się mniejszy niż 1,20, to należy wówczas albo zastosować odpowiednie zakotwienie dźwigara, nie przeszkadzające jednak jego wydłużeniu się przy zmianie temperatury, albo zapewnić dostateczną stateczność konstrukcji w inny sposób.

Współczynnik tarcia w metalowych łożyskach podporowych przyjmuje się:

na tarcie przy ślizganiu — 0,20,

na tarcie przy toczeniu się na wałkach — 0,03.

i. Wpływ temperatury i osiadanie podpór

Wpływ zmian temperatury należy przyjmować w granicach od — 25°C do + 45°C, a temperaturę montażową + 10°C.

Przy uwzględnianiu nierównomiernego ogrzania poszczególnych części dźwigarów należy przyjmować różnicę temperatur 15°C.

Wpływ osiadania filarów i przyczółków określa się na podstawie wyników laboratoryjnego badania gruntów odpowiednio do przyjętych nacisków na grunt.

2. Dokładność obliczeń statycznych

Obliczenia dotyczące wytrzymałości, stateczności i sztywności konstrukcji należy wykonywać z taką dokładnością, aby ostateczne wyniki, a więc np. naprężenia rzeczywiste, współczynniki stateczności itp. zawierały trzy cyfry znaczące, np. $\sigma_{rzecz} = 896$ kG/cm² lub 1340 kG/cm², strzałka ugięcia 1,37 cm lub 1/954 l itd.

Rzędne linii wpływowych należy obliczać z taką dokładnością, aby rzędna maksymalna danej linii wpływowej zawierała cztery cyfry znaczące, pozostałe zaś rzędne wyliczać do tylu miejsc po przecinku, ile ich zawiera rzędna maksymalna, tzn. jeżeli $\eta_{max} = 1,583$, to pozostałe rzędne η_i muszą mieć również trzy znaczące cyfry po przecinku.

Wymiary geometryczne poszczególnych elementów należy obliczać z dokładnością do 1 mm.

3. Materiały

Konstrukcje mostowe powinny być wykonywane tylko ze zlewnej stali martenowskiej. Stal używana do konstrukcji mostowych powinna odpowiadać wytworom i przepisom ustalonym przez Polski Komitet Normalizacyjny w normach:

$\frac{\text{PN *)}}{\text{H-84021}}$ — na konstrukcje stalowe,

$\frac{\text{PN **)}}{\text{H-84022}}$ — stal na nity.

Do konstrukcji mostowych nitowanych należy używać stali 015W, cecha K37 (w skrócie K37), oraz stali 6.1.20, cecha K52 (w skrócie K52), do konstrukcji zaś spawanych należy stosować tylko stal K37. Użycie innych gatunków stali wymaga zezwolenia Ministerstwa Kolei.

Właściwości mechaniczne stali używanych do konstrukcji mostowych podaje następująca tablica.

Tablica 2

Znak stali według PN	Cecha	R_r kG/mm ²	Q_r kg/mm ² min	A10 % min	A 5 % min	Dla grubości materiału od — do mm	PN
015W	K37	37 — 45	21	20	25	—	H — 84021
6.1.20	K52	52 — 64	36	20	23	5 ÷ 16	
		52 — 64	34	18	21	powyżej 16 do 25	
		52 — 64	32	16	19	powyżej 25 do 40	

Stal na nity

Nt 010	N34	34 — 42		26	31		H — 84022
6.1.15	N44	44 — 52		23	27		

Stal na łożyska

		60 — 70		14		walcowana lub kuta na wałki i bolce	
		52		10		łana na odlewy stalowe	

Wartości współczynników sprężystości należy przyjmować następujące:

$$E = 2\,100\,000 \text{ kG/cm}^2,$$

$$G = 810\,000 \text{ kG/cm}^2,$$

a współczynnik rozszerzalności liniowej $\alpha_t = 0,000012$ na 1°C.

*) „Stal do celów budowlanych i do konstrukcji stalowych”. Lipiec 1949.

**) „Stal do wyrobu nitów”. Maj 1949.

4. Naprężenia dopuszczalne

Naprężenia dopuszczalne są zróżnicowane stosownie do rodzaju obciążeń, a mianowicie inne dla I rodzaju oraz inne dla I + II, rodzajów określonych w p. 6 podanych przepisów.

Naprężenia dopuszczalne dla mostowej stali zasadniczej 015W (cecha K37) należy przyjmować według tablicy 3.

Tablica 3

Naprężenia dopuszczalne w kg/cm^2 dla stali 015W (cecha K37)

Lp.	Określenie naprężenia	Wzór na naprężenie	Przy uwzględnieniu obciążeń	
			I rodzaju	I+II rodzaju
1	Rozciąganie, ściskanie, zginanie	k	1300	1600
2	Ścinanie blach i prętów	$0,6 k$	780	960
3	Zginanie blachownic i walcowanych belek dwuteowych	$1,1 k$	1430	1760

Uwaga. Podane w tablicy 3 dopuszczalne naprężenia zasadnicze 1300 i 1600 kg/cm^2 będą mogły być podwyższone odpowiednio do 1400 i 1700 kg/cm^2 , jeśli gatunek stali 015W (cecha K37) produkcji krajowej będzie odpowiadał normom mostowej stali radzieckiej, tzn. jeśli minimalna granica płynności stali 015W zostanie podwyższona z 21 kg/mm^2 do 23 kg/mm^2 .

Naprężenia dopuszczalne dla stali mostowej 6.1.20 (cecha K52) należy przyjmować według tablicy 4.

Tablica 4

Naprężenia dopuszczalne w kg/cm^2 dla stali 6.1.20 (cecha K52)

Lp.	Określenie naprężenia	Wzór na naprężenie	Przy uwzględnieniu obciążeń	
			I rodzaju	I+II rodzaju
1	Rozciąganie, ściskanie, zginanie	k	2000	2400
2	Ścinanie blach i prętów	$0,6 k$	1200	1440
3	Zginanie blachownic i walcowanych belek dwuteowych	$1,1 k$	2200	2640

Przy obliczaniu tężników poziomych w dźwigarach głównych należy przyjmować obciążenia wskutek wiatru jako obciążenia główne (zasadnicze). Naprężenia dopuszczalne dla prętów wiatrownic (krzyżuleców i rozpórek), z wyjątkiem prętów ramy oporowej, wynoszą:

dla stali 015W (cecha K37)

1) rozciąganie, ściskanie i zginanie $k = 1300 \text{ kg/cm}^2$,

2) ścinanie $k_t = 780 \text{ „ „ „}$

dla stali 6.1.20 (cecha K52)

1) rozciąganie, ściskanie i zginanie $k = 2000 \text{ kg/cm}^2$,

2) ścinanie $k_t = 1200 \text{ „ „ „}$

Dopuszczalne naprężenia dla tężników hamownych oraz tężników między podłużnicami należy przyjmować takie same, jak dla tężników poziomych w dźwigarach głównych.

Napężenia dopuszczalne dla nitów i śrub

Napężenie dopuszczalne dla nitów wykonanych ze stali Nt010 (cecha N34) przyjmuje się według tablicy 5.

Tablica 5

Napężenia dopuszczalne w kg/cm^2 dla nitów ze stali Nt010 (cecha N34)

Lp.	Rodzaj naprężenia	Wzór na naprężenie	Przy uwzględnieniu obciążeń	
			I rodzaju	I+II rodzaju
1	Ścinanie nitów	$0,8 k$	1040	1280
2	Docisk	$2 k$	2600	3200

Do połączeń elementów ze stali K37 należy używać nitów ze stali Nt010 (cecha N34), do połączeń zaś elementów ze stali K52 — nitów ze stali 6.1.15 (cecha N44).

Napężenia dopuszczalne dla nitów ze stali 6.1.15 (cecha N44) podane są w tablicy 6.

Tablica 6

Napężenia dopuszczalne dla nitów ze stali 6.1.15 (cecha N44)

Lp.	Rodzaj naprężenia	Wzór na naprężenie	Przy uwzględnieniu obciążeń	
			I rodzaju	I+II rodzaju
1	Ścinanie nitów	$0,8 k$	1600	1920
2	Docisk	$2 k$	4000	4800

Napężenia dopuszczalne dla śrub toczonych, wykonanych ze stali 015W lub 020W, przyjmuje się o 20% mniejsze niż podane w tablicy 5.

Napężenia dopuszczalne dla stali walcowanej lub kutej (na walki i bolce) o wytrzymałości na rozierwanie $60 \div 70 \text{ kg/mm}^2$ z wydłużeniem nie mniejszym niż $A_{10} = 14\%$ oraz dla stali lanej na odlewy stalowe o wytrzymałości na rozierwanie nie mniejszej niż 52 kg/mm^2 i wydłużeniem nie mniejszym niż $A_{10} = 10\%$ należy przyjmować według tablicy 7.

Tablica 7

Napężenia dopuszczalne w kg/cm^2 dla stali lanej lub kutej

Lp.	Określenie naprężenia	Przy uwzględnieniu obciążeń	
		I rodzaju	I+II rodzaju
1	Ściskanie	1400	1700
2	Zginanie	1400	1700
3	Ścinanie	1000	1200
4	Docisk bolców w otworach	2240	2720
5	Docisk przy obliczaniu według wzorów Hertza w przypadku powierzchni walcowych	6500	8000
6	Docisk przy obliczaniu według wzorów Hertza w przypadku powierzchni kulistych	9500	12000

5. Współczynnik dynamiczny

Dynamiczny wpływ obciążenia ruchomego uwzględnia się w obliczeniach przez współczynnik dynamiczny φ .

Współczynnik ten należy obliczać według następującego wzoru:

$$\varphi = 1 + \frac{27}{30 + \lambda},$$

gdzie jako λ należy przyjmować w m:

- a) dla wszystkich elementów dźwigarów głównych z wyjątkiem drugorzędnych wieszaków i słupków — rozpiętość teoretyczną głównego dźwigara,
- b) dla drugorzędnych wieszaków i słupków — długość przynależnej linii wpływowej,
- c) dla podłużnic — rozpiętość teoretyczną podłużnicy,
- d) dla poprzecznic — podwójną rozpiętość podłużnicy,
- e) dla belek ciągłych bezprzegubowych — rozpiętość najdłuższego przęsła.

Podaną wartość współczynnika dynamicznego stosuje się w przypadku ułożenia szyn na moście na mostownicach; w przypadku gdy na moście tor ułożony jest na podsypce, wartość współczynnika dynamicznego może być zmniejszona o 10%. Jako maksymalną wartość współczynnika dynamicznego, obliczonego z poprzednio podanego wzoru, ustala się liczbę 1,771, tj. dla belek o rozpiętości poniżej 5 m wartość współczynnika dynamicznego pozostaje stale równa 1,771.

6. Zespoły obciążeń

Dźwigary pełnościenne i pasy dźwigarów kratowych należy obliczać dla obciążeń I oraz I + II rodzaju, pozostałe zaś pręty kraty (krzyżulce i słupki) oraz belki jezdni należy obliczać tylko na obciążenie I rodzaju; natomiast w stężeniach dźwigarów głównych, w stężeniach podłużnic i w ramach hamownych należy uwzględniać tylko obciążenia II rodzaju.

7. Sprawdzanie naprężeń i badania stateczności oddzielnych części

Naprężenie w częściach rozciąganych oblicza się dla pola przekroju netto, tj. po potrąceniu otworów do nitów, przy czym przekrój prostopadły do osi danej części prowadzi się w sposób najniekorzystniejszy. Naprężenie w elementach ściskanych sprawdza się według wzoru:

$$\sigma = \frac{P}{A_{\text{brutto}}} \leq \beta k.$$

gdzie: P — siła osiowa w przecie,

k — naprężenie dopuszczalne,

A_{brutto} — pole przekroju pręta bez potrącenia otworów do nitów,

β — współczynnik zmniejszający na wyboczenie, wzięty z tablic 8 i 9.

Ponadto należy sprawdzić naprężenie według wzoru:

$$\sigma = \frac{P}{A_{\text{netto}}} \leq k,$$

w którym A_{netto} oznacza pole przekroju płaskiego, prostopadłego do osi pręta, z uwzględnieniem osłabienia otworami do nitów.

Tablica 8

Współczynniki zmniejszające na wyboczenie dla stali zasadniczej 015 (cecha K37)

$\frac{l}{i}$	β	$\frac{l}{i}$	β	$\frac{l}{i}$	β
0	1,000	70	0,740	140	0,320
10	0,980	80	0,680	150	0,280
20	0,950	90	0,620	160	0,250
30	0,920	100	0,550	170	0,220
40	0,890	110	0,480	180	0,200
50	0,850	120	0,420	190	0,180
60	0,800	130	0,370	200	0,160

Tablica 9

Współczynniki zmniejszające na wyboczenie dla stali 6.1.20 (cecha K52)

$\frac{l}{i}$	β	$\frac{l}{i}$	β	$\frac{l}{i}$	β
0	1,000	70	0,690	140	0,230
10	0,980	80	0,600	150	0,200
20	0,950	90	0,500	160	0,180
30	0,920	100	0,410	170	0,160
40	0,880	110	0,350	180	0,140
50	0,830	120	0,300	190	0,120
60	0,770	130	0,260	200	0,110

Uwaga. Dla wartości pośrednich $\frac{l}{i}$ należy interpolować liniowo.

Smukłość prętów $\frac{l}{i}$ nie powinna przewyższać wartości 150 z wyjątkiem drugorzędnych słupków, zmniejszających swobodną długość na wyboczenie prętów pasa ściskanego, dla których $\frac{l}{i}$ może wynosić 200.

Swobodną długość prętów osiowo ściskanych określa wzór:

$$l = \alpha L,$$

gdzie: α — współczynnik swobodnej długości,

L — teoretyczna długość pręta.

Wartości współczynnika swobodnej długości α należy przyjmować:

- dla prętów przy wyboczeniu w płaszczyźnie kraty:
 - pasy stężone w węzłach $\alpha = 1,0$
 - krzyżulce i słupki $\alpha = 0,8$
 - pręty sztywne skrzyżowane i połączone w połowie długości $\alpha = 0,5$
- dla prętów przy wyboczeniu z płaszczyzny kraty:
 - pasy stężone w węzłach oraz krzyżulce i słupki $\alpha = 1,0$
 - pręty sztywne skrzyżowane w połowie długości $\alpha = 0,75$
 - pręt sztywny skrzyżowany w połowie długości z prętem gibkim $\alpha = 0,9$.

Dla części pasów nie stężonych w mostach otwartych swobodną długość należy określać za pomocą naukowo uzasadnionych ścisłych wzorów lub też wyznaczać według następującego przybliżonego wzoru:

$$l = \pi \sqrt[4]{Ia \left(\frac{h_1^3}{12 I_1} + \frac{h_2^2 b}{8 I_2} \right)},$$

gdzie: I — moment bezwładności przekroju pasa względem osi pionowej przechodzącej przez środek ciężkości,

a — odstęp węzłów,

h_1 — odległość środka ciężkości pasa od górnej powierzchni poprzecz-
nicy,

h_2 — odległość środka ciężkości pasa od poziomej osi poprzecz-
nicy,

I_1 — średnia wartość momentu bezwładności przekroju słupa,

I_2 — średnia wartość momentu bezwładności przekroju poprzecz-
nicy,

b — rozpiętość poprzecz-
nicy.

Jako najmniejszą wartość l należy przyjmować wielkość a .

Pręty złożone z części połączonych ze sobą przewiązkami należy obliczać według wzorów:

$$\sigma_{\max} = \frac{P}{A \beta_x} \leq k \text{ kG/cm}^2$$

oraz

$$\sigma_{\max} = \frac{P}{A \beta_y} \leq k \text{ kG/cm}^2,$$

gdzie: P — siła osiowa ściskająca,

A — pole przekroju poprzecznego brutto pręta,

β_x — współczynnik zmniejszający, odpowiadający smukłości pręta

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x},$$

gdzie: l_x — swobodna długość pręta w płaszczyźnie osi x ,

i_x — promień bezwładności całkowitego przekroju pręta względem osi x , przecinającej części pręta,

β_y — współczynnik zmniejszający, odpowiadający smukłości sprowa-
dzonej $\lambda'_y = \lambda_y \alpha$.

We wzorze tym współczynnik

$$\alpha = \sqrt{1 + \left(\frac{\lambda_1}{\lambda_y} \right)^2},$$

gdzie

$$\lambda_1 = \frac{l_1}{i_{1 \min}} \quad \text{ i } \quad \lambda_y = \frac{l_y}{i_y},$$

gdzie: l_1 — odstęp przewiązek,

$i_{1 \min}$ — najmniejszy promień bezwładności składowej części pręta,

l_y — swobodna długość pręta w płaszczyźnie osi y ,

i_y — promień bezwładności przekroju złożonego względem osi y (nie
przecinającej części składowych pręta).

Należy ustalić taki odstęp między osiami przewiązek, aby był spełniony warunek:

$$\lambda_1 < \lambda_{\max}.$$

W prętach ściskanych osiowo wielkość siły poprzecznej określa wzór:

$$Q = 0,012 \frac{P}{\beta},$$

gdzie: P — siła osiowa,
 β — współczynnik zmniejszający z tablicy 8 lub 9.

Napężenia w prętach jednocześnie ściskanych i zginanych należy obliczać albo według naukowo wyprowadzonych ścisłych wzorów, albo według następującego wzoru przybliżonego:

$$\sigma = \frac{N}{\beta A_{\text{brutto}}} + \frac{M}{W_{\text{netto}}},$$

gdzie: β — najmniejszy współczynnik zmniejszający na wyboczenie,
 N — siła osiowa w przecie,
 A_{brutto} — pole przekroju poprzecznego pręta bez potrącenia otworów do nitów,
 M — moment zginający,
 W_{netto} — wskaźnik wytrzymałości przekroju poprzecznego pręta po potrąceniu otworów do nitów.

W normatywie podane są ponadto przepisy obliczania spoin w mostach spawanych, z zastrzeżeniem, że mają one charakter tymczasowy.

C. Zasady projektowania stalowych mostów drogowych*)

1. Klasyfikacja mostów

Mosty drogowie dzieli się na 3 klasy: I, II i III oraz kładki dla pieszych.

Zaliczenie mostu do jednej z 3 klas zależy od drogi, na której most jest położony, od ciężaru pojazdów i od tego, czy most ma być stały, czy tymczasowy.

Podział mostów drogowych na klasy zestawiono w tablicy 10.

Tablica 10

Rodzaje dróg	Rodzaje pojazdów, których ruch istnieje na drodze lub jest przewidywany	Klasy mostów	
		Mosty stałe z wyjątkiem drewnianych	Mosty tymczasowe i drewniane
Drogi państwowe	Pojazdy bez ograniczenia ciężaru	I	II
Drogi powiatowe i gminne	Pojazdy bez ograniczenia ciężaru	I	II
	Pojazdy o ciężarze nie przekraczającym 15 tonn	II	III

Klasę mostów na ulicach miast i osiedli, stanowiących przedłużenia dróg publicznych, ustala się jak dla mostów leżących na tych drogach.

*) Wyciąg z przepisów o budowie i utrzymaniu mostów drogowych, część ogólna i część S — zatwierdzone zarządzeniem Ministra Transportu Drogowego i Lotniczego 21 marca 1951 r. i zarządzeniem Ministra Gospodarki i Komunalnej 23 listopada 1950 r.