

małym wietrze nie przekraczała 1 minuty. Przy dużym wietrze o parciu 40 - 80 klg./mtr<sup>2</sup>, operacje te wymagają nieco więcej czasu, lecz zwykle nie przekraczają 5 minut.

### §3. Materiały używane przy budowie mostów.

Jak to już było wskazane na początku, gdy była mowa o klasyfikacji mostów, do budowy mostów stosujemy następujące materiały: drzewo, kamień, żelazo, żeliwo i stal.

#### 1/ Drzewo.

Do budowy mostów używamy z drzew liściastych dąb, z drzew zaś iglastych sosnę, jodłę, świerk i modrzew, przytem, ponieważ dąb należy do gatunku drzew drogich, przeto stosuje się tylko do niektórych części mostowych, gdzie wytrzymałość wymagana jest znacznie większa, niż to mają drzewa iglaste. O ile do budowli wogóle winno być używane tylko drzewo dobrego gatunku, do budowy mostów gatunek drzewa powinien być bezwzględnie najlepszy. Wytrzymałość oraz trwałość drzewa w dużej mierze zależne jest od czasu, w którym drzewo jest ścięte. Drzewo ścięte w grudniu, styczniu jak to wykazały doświadczenia, jest znacznie trwalsze od drzewa, spuszczonego w innych porach roku. Zależy to od tego, że drzewo ścięte w zimie ma najmniej w sobie

soków, które się rozkładają, powodując szybsze gnicie.

Jakość drzewa zależna jest od wielu przyczyn, otóż

a/ drzewo, które rośnie powoli, ma warstwy drobniejsze i trwarsze od drzewa, które rośnie szybciej. Dlatego też drzewo, rosnące w klimacie zimnym, na północy, jest trwalsze od drzewa, rosnącego w klimacie ciepłym, na południu.

b/ Od gatunku gruntu, na którym rośnie drzewo.

Najlepsze drzewo utrzymuje się z lasów, rosnących na gruntach piaszczystych lub piaszczysto-gliniastych. Drzewo, które rośnie na gruntach mokrych błotnistych, jest, zazwyczaj, słabe i do budowy nie powinno być używane.

c/ Od wieku drzewa.

Najlepsze drzewo do budowy utrzymuje się z dębów w wieku od 60 - 200 lat, zaś z drzew iglastych od 70 do 100 lat.

d/ Wreszcie drzewo z lasu o drzewostanie zwartym jest lepsze od drzewa, rosnącego rzadko. Pierwsze mają rdzeń pośrodku i twardość jednakową w jednakowych odstępach, drugie zaś mają przekrój nieregularny, rdzeń nie leży pośrodku.

Do wad, dla których drzewo nie powinno być używane do mostów, należy zaliczyć:

a/ Pęknięcia w kierunku promieni od rdzenia ku



bieli. Pęknięcia te otrzymują się, zazwyczaj, od szybkiego suszenia drzewa oraz od mrozu. Pęknięcia te znacznie zmniejszają wytrzymałość drzewa.

b/ Pęknięcia pomiędzy słojami drzewa, które otrzymuje drzewo, wskutek uginania się od wiatrów.

c/ Słoje krzywe lub też skrecone.

d/ Podwójna biel, sęki tabaczne, robaczywość.

Wogóle drzewo do mostów winno być proste, nie sękatę, bez zagnicia, o słojach drobnych, twardych i zwartych.

Srednica drzewa iglastego zmienia się od 0,6% do 0,9%, zaś liściastego od 0,3% do 0,5% na długości.

Waga gatunkowa dla drzewa może być przyjęta następująca:

Drzewo iglaste suche	od 0,46 do 0,75	średnio 0,60
" " mokre świe- żo ścięte	" 0,70 " 1,20	" 0,90
Drzewo dębowe suche	" 0,63 " 0,92	" 0,80
Drzewo " mokre świe- żo ścięte	" 0,90 " 1,20	" 1,00

Przy obliczeniach mostów można przyjmować wagę drzewa iglastego średnio 0,80 tn/mtr.<sup>3</sup>

#### Wytrzymałość drzewa.

Wytrzymałość drzewa, zależna od jego jakości, jak to wykazały bardzo liczne doświadczenia, przeprowadzone przez Jermego, Morina, Rondelet'a, Bauschingera i Tetmajera, leży w dość dużych granicach.



Dla drzewa dobrego wysuszonego na powietrzu mamy następujące średnie wytrzymałości.

Gatunek Drzewa	Wytrzymałość $\text{kg/cm}^2$			Wytrzymałość na ściskanie $\text{kg/cm}^2$		Spół- czynnik  Sprężystości $E \text{ k/cm}^2$
	na rozciąganie	na ściskanie	na zginanie	równoległe do włókien	prostopadłe do włókien	
Dąb	700-1000	350-450	620	75	270	Przy rozciąganiu 10500 - 13000 Przy ściskaniu 10000-11800
Sosna	720- 970	280-302	500	61	210	
Jodła	550- 800	280-350	600	63	273	
Świerk	600- 750	280-440	560	67	219	
Modrzew	710- 960	330-500	600	72	247	

Spółczynnik sprężystości  $E$  jest nieco większy na ciągnięcie, niż na ściskanie, średnio dla drzewa dębowego można przyjąć ten współczynnik, równy  $113000 \text{ k/cm}^2$ , zaś dla drzew iglastych  $120000 \text{ k/cm}^2$ .

Wobec tego, że współczynnik sprężystości jest różny na ściskanie i rozciąganie, przeto naprężenia przy zginaniu nie będą się zmieniać linjowo i oś obojętna dla przekroju prostokątnego nie będzie leżeć pośrodku przekroju, lecz nieco bliżej do części rozciąganej.

#### Dopuszczalne naprężenia:

Ponieważ wytrzymałość drzewa waha się w dość du -



zych granicach w zależności od własności drzewa, a samo drzewo z biegiem czasu zaczyna się psuć; przeto dopuszczalne naprężenie drzewa może stanowić stosunkowo niewielką część odpowiednich wytrzymałości. Spółczynnik bezpieczeństwa musi tutaj być dość znaczny, zwłaszcza dla mostów o charakterze stałym. Spółczynnik ten dla części mostowych bezpośrednio obciążonych ciężarem ruchomym przyjmuje się od 7 - 8, dla części zaś pośrednio obciążonych od 6 - 7. Dla mostów czasowych, które mają egzystować nie bardzo długo tak, że psucie się drzewa jest wykluczone, te współczynniki bezpieczeństwa mogą być zmniejszane do 4,5 i 5.

Według naszych przepisów ministerjalnych mamy następujące dopuszczalne naprężenia w  $\text{k/cm}^2$

Rodzaj naprężeń	Mosty kolejowe		Mosty drogowe	
	Drzewo miękkie iglaste	Drzewo twarde	Drzewo miękkie iglaste	Drzewo twarde
Rozciąganie bezpośrednie	Normy dotychczas w Polsce	nie opracowane	110	120
Zginanie			100	110
Ściskanie bezpośrednie II do włókien			65	80
Ściskanie bezpośrednie I do włókien			15	40
Scinanie bezpośrednie II do włókien			12	20
Scinanie bezpośrednie I do włókien			30	40
Scinanie przy zginaniu			18	30
Ciśnienie na ściankę dziury II do włókien			120	130

Dla obciążeń wyjątkowych, które rzadko mają miejsce na moście, można powyższe normy naprężeń zwiększyć o 40%. Również zwiększone normy mogą być stosowane i dla mostów czasowych, których egzystencja przywidywana jest nie więcej, niż na 3 lata, gdyż w takim okresie czasu drzewo nie traci na swojej wytrzymałości.

Przy projektowaniu mostów drewnianych o charakterze stałym i przy przyjmowaniu pod uwagę przy obliczaniu samochodów ciężarowych oraz wałków szosowych, normy dopuszczalnych naprężeń należy zwiększać o 20%.

Dla rusztowań lub krążyn dla mostów kamiennych wyżej wskazane normy mogą być zwiększone o 50%.

W mostownicach drewnianych należy stosować następujące dopuszczalne naprężenia:

a/dla drzewa miękkiego iglastego/sosna, jodła/ na rozciąganie i ściskanie wzdłuż włókien przy zginaniu do  $90 \text{ k/cm}^2$ , na sciskanie prostopadłe do włókien do  $15 \text{ kgm/cm}^2$  :

b/dla drzewa twardego / dąb / odpowiednie dopuszczalne naprężenie przyjmuje się  $110 \text{ k/cm}^2$  i  $30 \text{ k/cm}^2$ .

#### Żelazo:

Żelazo, które używamy przy budowlach nie jest czystym chemicznie żelazem, lecz jest to związek żelaza czystego z innymi domieszkami, jako-to: węglem, manganem, fosforem, siarką i innymi elementami, które mu na-



dają szczególne właściwości. W zależności od sposobów wyrabiania żelaza do celów technicznych, oraz domieszek, jakie dochodzą do niego, mamy żelazo spawalne czyli żelazo kowalne /kujne, kowalskie/, zlewne, inaczej jeszcze nazywane miękką stalą martenowską, dalej mamy stal bessemerowską, tomasowską, tyglową, stal elektryczną, następnie, w zależności od domieszek innych elementów, mamy stal niklową, chromową, wolframową.

Żelazo spawalne, które pierwotnie używało się do budowy mostów żelaznych, a następnie przy stosowaniu żelaza zlewego, szło na nity do mostów z żelaza zlewego, winno było posiadać nie więcej, niż 1,5% węgla /C/, gdyż przy większej zawartości węgla żelazo to staje się kruchem. Żelazo spawalne ma własności plastyczne, cechuje się kowalnością oraz spawalnością, która polega na tem, że dwa kawałki takiego żelaza, doprowadzone do stanu plastyczności przez nagrzewanie i położone jeden na drugim, pod działaniem siły ściskającej / uderzenie młota / łączą się w jedną całość.

Żelazo zlewne zawiera od 0.05% do 0.25% C, ma temperaturę topienia  $1350^{\circ}$ -  $1450^{\circ}$  C i cechuje je również, jak i żelazo kowalskie, plastyczność i spawalność.

Siarka /S/ jest domieszką szkodliwą, gdyż wywołuje kruchość żelaza na gorąco, zmniejszając jego kowalność i spawalność. Zawartość siarki nie powinna przekraczać 0,05%.

Fosfor /P/ powoduje kruchość żelaza na zimno, nie zmniejszając jego kowalności i spawalności. Przy wzrastaniu zawartości węgla w żelazie, fosfor zmniejsza jego wytrzymałość. Tym sposobem w stali twardej, o większej zawartości węgla, wpływ fosforu ujawnia się już po przekroczeniu 0.03%, gdy tymczasem w żelazie miękkim zawartość fosforu nie jest szkodliwa do 0.1%.

Mangan /Mn/ i krzem. /Si/ w niewielkich ilościach / do 0,1% / mało wpływają na własności mechaniczne żelaza. Przy większej zawartości podnoszą wytrzymałość i twardość, powyżej zaś 1% powodują kruchość oraz zmniejszają spawalność i kowalność żelaza.

Nikiel /Ni/ dodany do żelaza bardzo polepsza jego własności, a mianowicie zwiększa jego wytrzymałość i ciągliwość.

Żelazo chemicznie czyste, jako bardzo drogie oraz jako nie posiadające wymaganych zalet mechanicznych, nie miałoby żadnego zastosowania do celów budowlanych, gdyż jest ono bardzo miękkie, mało wytrzymałe i bardzo trudno topliwe.

Dziś do mostów używamy prawie wyłącznie żelazo zlewne, stosunkowo miękkie. Żelazo to powinno posiadać gładką powierzchnię bez zader, bąbli, rysów w krawędziach i wogóle miejsc nie wypełnionych. Wytrzymałość tego żelaza na rozciąganie winna być od  $R = 37$  do  $45 \text{ k/mm}^2$ , przy wydłużalności nie mniejszej niż  $i = 20\%$  dla żelaza



o grubości 8 i więcej mm. tak, aby  $R + 2i \geq 80$ .

Dla żel. o grub. 7mm. wydłuż. winno wynosić nie mniej, niż 18%

" 6 " " " 17%

" 5 " " " 16%

" 4 " " " 15%

Dla nitów wytrzymałość żelaza zlewnego winna być  $R=84-40k/mm^2$  przy wydłużalności nie mniejszej, niż  $i=25\%$ ,  
tak, aby  $R + 2i \geq 90$ .

Stal stosowana do łożysk mostowych winna być drobnoziarnista; bez pęcherzy i pory, z powierzchnią zupełnie gładką po otoczeniu.

Wytrzymałość stali kutej winna być nie mniejsza, niż  $50 k/mm^2$ ; i wydłużalność nie mniejsza, niż 15%; zaś dla stali lanej w odlewach stalowych  $R \geq 45 k/mm^2$  i  $i \geq 8\%$ .

Żelazo lane/żeliwo/ powinno być z kopulaka / żeliwiaka/miękkie, o złomie drobnoziarnistym, bez wszelkich pęcherzy i dziurek i innych wad, zmniejszających wytrzymałość. Krawędź odlewu pod uderzeniem młotka powinna się stępić; lecz nie wykruszyć.

Wytrzymałość na rozierwanie  $R = 12 k/mm^2$ .

Ciężar właściwy, inaczej waga gatunkowa żelaza zlewnego i stali powinna być równą 7,85, a żeliwa 7,2.

Te wielkości wagi gatunkowej przyjmują się za podstawę do obliczeń wagi mostów.

Co się tyczy innych wysokich gatunków stali, które mogą być stosowane w specjalnych wypadkach, to własność

ci tych gatunków stali jako-to większa wytrzymałość i ciągliwość, zazwyczaj, wymagane są specjalnie dla określonych budowli lub ich części.

Dopuszczalne naprężenia żelaza i stali w mostach.  
Dopuszczalne naprężenia zależą przede wszystkim od własności żelaza, a zatem od jego wytrzymałości i sprężystych właściwości, następnie naprężenia te zależą od sposobów obliczenia naprężeń w konstrukcjach mostowych i od wyznaczonych obciążeń mostów. Im sposoby obliczenia są ściślejsze, im obciążenia są wyznaczone z większym zapasem, tem większe powinny być dopuszczalne naprężenia, czyli współczynnik pewności powinien być mniejszy. Gdybyśmy uwzględnili wszelkie możliwe naprężenia w zespołach żelaznych, to moglibyśmy podnieść naprężenia dopuszczalne nawet do granicy sprężystości, a przynajmniej doprowadzić je blisko do granicy sprężystości.

Ponieważ jednak uwzględniamy tylko naprężenia główne, zaś nie uwzględniamy naprężeń drugorzędnych oraz naprężeń dodatkowych, przeto dopuszczalne naprężenia stosujemy znacznie niżej granicy sprężystości.

Obliczając konstrukcje mostowe i siły od obciążenia ruchomego, przypuszczamy, że obciążenia to jest jakby nie ruchome, przeto wszystkie siły w prętach danego układu otrzymujemy od obciążenia statycznego.

Wpływu ruchu obciążenia nie uwzględniamy. Jednakże



ruch obciążenia wywiera swój wpływ na siły w danym zespole, zwiększając te siły w porównaniu z obciążeniem statycznym.

Problemat wpływu obciążenia ruchomego na dźwigary mostowe nie jest dotychczas w zupełności teoretycznie rozwiązany, lecz ma tylko zbadane poszczególne wypadki. Badania nad ugięciem mostów wykazały, że naogół przy zupełnie prawidłowym i gładkim torze na moście, przy zupełnie prawidłowych obręczach kół parowozu i taboru oraz zupełnem zrównoważeniu kół napędnych parowozu, wpływ szybkości obciążenia jest bardzo nieznaczny w porównaniu z obciążeniem statycznym. Te doświadczenia poniekąd harmonizują z teoretycznymi wywodami, otrzymanymi przez Stokes'a. Jednakże, jak to wykazały doświadczenia przeprowadzone przez inż. Robinsona, szybkość ruchu ma swój wpływ, który on ocenia w wysokości 18 - 27% od obciążenia statycznego. Wpływ ten jednak powstaje nie tyle od szybkości ruchu, ile od nierówności toru i od niezrównoważonych kół napędnych parowozu. Doświadczenia przeprowadzone przez Turneaura, Greinera i najobszerniejsze przez American Railway Engineering and Maintenance of Way Association nad mostami kratowymi o rozpiętości od 18 do 152 mtr. przy szybkościach pociągu dochodzących do 96,5 kilometr. na godzinę wykazały również, że największy czynnik, który wpływa na zwiększenie naprężeń w dźwigarach od szyb -



kości, stanowią zaduże przeciwwagi koł napędnych parowozu. Zaś inne jako-to nierówność toru, ugięcie belek, spłaszczenie obręczy koł, oraz ekscentryczność kół i szybkość pociągu odegrywają rolę drugorzędna. Pierwszy czynnik stanowi około 80% całkowitego wpływu wszystkich czynników. Wpływ nadmiaru przeciwwag koł napędnych oczywiście zależny jest od okresu obrotu koła i od okresu drgania dźwigaru. O ile okresy te są różne, unika się zjawiska rezonansu i wpływ się zmniejsza, przy jednakowym okresie może mieć miejsce zjawisko rezonansu i wtedy wpływ nadmiaru przeciwwag może okazać się znacznym - naprężenia mogą się zwiększyć o 28% w porównaniu z obciążeniem statycznym. Nie mając jednak zupełnie ścisłych teoretycznych podstaw, specjaliści mostowi uzależniają wpływ dynamiczny obciążenia od szybkości tego obciążenia, mając na uwadze, że siła działająca raptownie na belkę wywołuje dwa razy większe naprężenie, niż ta sama siła, działająca stopniowo, zwiększając się od zera do swego krańcowego największego znaczenia. Czy od tych, czy od innych przyczyn niezawodnym jednak jest, że obciążenie ruchome zwiększa naprężenia w porównaniu z tej samej wielkości obciążeniem statycznym i dlatego też im obciążenie ruchome jest mniejsze w porównaniu z obciążeniem stałym czyli statycznym, ten wpływ dynamiczności na całkowite na-



prężenia jest mniejszy , gdyż wogóle naprężenie od obciążenia ruchomego stanowią wtedy część tylko całkowitego naprężenia i to tem mniejszą , im obciążenie statyczne jest większe czyli im rozpiętość mostu jest większa.

Stąd powstała w zupełności prawidłowa zależność dopuszczalnego naprężenia od rozpiętości, wyrażona wzorem:

$$K_r = / 750 + 2l / k/cm^2 \text{ lub}$$

$$K_r' = / 750 + 4l / k/cm^2$$

w których-to wzorach  $l$  jest rozpiętość teoretyczna dźwigara . Wzór pierwszy stosuje się do obciążeń tylko pionowych , zaś drugi do obciążeń pionowych i parcia wiatru , przytem w pierwszym wypadku  $K_r$  nie powinno przekraczać  $1100k/cm^2$ , w drugim  $K_r'$  -  $1300 k/cm^2$ .

Z tego wzoru wynika , że dopuszczalne naprężenia jest jednakowe dla wszystkich prętów danego dźwigara, niezależnie od tego , czy największe naprężenia powstają w poszczególnych prętach od całkowitego czy częściowego obciążenia rozpiętości dźwigara . Jeżeli zaś szybkość zaczepienia siły odegrywa rolę , to oczywiście wpływ szybkości wzrastania tej siły musi mieć miejsce czyli, że wpływ dynamiczności obciążenia uzależni się od długości obciążonej części danego przesła dla danego pręta, czego powyższy wzór nie uwzględnia.

Następnie w niektórych wypadkach trudno się zorientować , jaką wielkość przyjmować za  $l$ , np. w mostach cią-

głych różnych rozpiętości lub w mostach wspornikowych.

Dlatego też było dążeniem do zmiany wyżej wspomnianych wzorów przez wzory, któreby uzależniały dopuszczalne naprężenia od długości obciążonej części przęsła, służącej dla otrzymania największej siły w danym przęcie. W tym wypadku można postąpić dwojako:

1, albo przyjmując dopuszczalne naprężenie  $Kr'$  i  $Kr''$  odpowiednio od sił pionowych i od sił pionowych i parcia wiatru jako wielkości stałe, zaś siły w prętach od obciążenia ruchomego mnożyć przez pewien współczynnik  $1+\alpha$ , gdzie  $1 > \alpha > 0$  i zależne jest od długości obciążonej części, np.  $\alpha = \frac{b}{a+c\lambda}$ , w którym to wzorze  $a, b, c$ , są pewne stałe wielkości, zaś  $\lambda$  długość obciążonej części, dającą max. siły w danym przęcie;

2, lub też wielkości  $Kr'$  i  $Kr''$  zmniejszać, mnożąc je na pewien współczynnik, mniejszy od jedności, zależny od długości obciążonej części przęsła, a także uwzględniający zmęczenie materiału, wskutek zmienności naprężeń w poszczególnych prętach. Jak wiadomo, im różnica naprężeń w danym przęcie jest większa, tem prędzej następuje zmęczenie materiału i jego zerwanie. Współczynnik ten może być ujęty w postaci następującej:

$$\frac{1}{1 + \mu \left(1 - \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}\right)}, \quad \text{gdzie} \quad \mu = \frac{1}{1 + \alpha \lambda} \beta$$



W tych wzorach  $\mu$  jest współczynnikiem dynamicznym, zależnym od długości obciążonej części  $l$ , zaś  $\alpha$  i  $\beta$  są pewne wielkości stałe, mniejsze od jedności ;  $S_{min}$  i  $S_{max}$  są siły w danym pręcie : najmniejsza i największa , według ich absolutnych wielkości , przytem znak sił winien być uwzględniony . Tym sposobem jeżeli znak sił jest różny, to wzór pierwszy przyjmuje postać:

$$\frac{1}{1 + \mu \left( 1 + \frac{S_{min}}{S_{max}} \right)}$$

czyli , że mianownik znacznie wzrasta i cały czynnik się zmniejsza , zmniejszając znacznie dopuszczalne naprężenie , co jest zupełnie słuszne ; gdyż przy zmianie znaków naprężeń zerwanie się pręta następuje i łatwiej i prędzej , niż przy naprężeniach jednego znaku .

Nasze ministerstwo kolei rozporządzeniem z dnia 10/III 1923 roku przyjęło następujące normy dopuszczalnych naprężeń:

Dla żelaza zlewnego.

O wytrzymałości nie niżej  $37 \text{ k/mm}^2$  przy ciągliwości nie mniejszej, niż 20%, przy granicy proporcjonalności nie niżej, niż  $20 \text{ k/mm}^2$  i przy granicy płynności nie niżej, niż  $24 \text{ k/mm}^2$ .

1/ zasadnicze dopuszczalne naprężenie na rozciąganie i proste równomierne ściskanie / bez wyboczenia / oraz na zginanie przy zwykłym statycznym sposobie obliczenia

należy indywidualnie oznaczać dla każdego pręta albo elementu według następujących wzorów, odpowiadających normalnym obciążeniom :

A/ dla usrojów, w których zmiana temperatury nie wywołuje naprężeń

a/ od ciężaru własnego i obciążenia ruchomego:

$$Kz' = \frac{1250}{1 + \mu \left(1 - \frac{S_{min}}{S_{max}}\right)} \text{ k/cm}^2$$

lecz nie wyżej, niż 1200 k/cm<sup>2</sup>.

b/ Od ciężaru własnego , obciążenia ruchomego; parcia wiatru , względnie hamowania i bocznych wahań;

$$Kz'' = \frac{1450}{1 + \mu \left(1 - \frac{S_{min}}{S_{max}}\right)} \text{ k/cm}^2$$

lecz nie wyżej, niż 1400 k/cm<sup>2</sup>.

W tych wzorach S min. i S max. mają znaczenia, jak wyżej było wskazane , zaś współczynnik dynamiczny utrzymuje się ze wzoru:

$$\mu = 0.625 \left( \frac{1}{1 + 0.02\lambda} \right)$$

gdzie  $\lambda$  w metrach jest długość obciążenia dźwigara, odpowiadająca max. S. Przy obliczaniu belek poprzecznych i wieszarów przyjmuje się  $\lambda$  , równe dwum przedziałom dźwigara . Przy obliczaniu mostownic przyjmuje się  $\lambda = 0$  . W wiatrownicach dla wszystkich prę-



tów kraty jednego przęsła przyjmuje się  $\lambda = \frac{1}{2} \ell$   
gdzie  $\ell$  - rozpiętość dźwigara

Dla kraty wiązań poziomych między podłużnicami

$$\lambda = \frac{1}{2} \ell, \quad \text{gdzie } \ell \text{ długość podłużnicy.}$$

Dla prętów wiatrownic i wiązań między podłużnicami przyjmuje się  $S_{\min} = 0$

Dla prętów ściskano-rozciąganych  $n$  bierze się odpowiednio do  $\lambda$ , lecz nie mniej, niż 0,25.

Dla blachownic wyżej wskazane wzory odpowiednio będą dla momentów gnących

$$K_g = \frac{1250}{1 + n \left( 1 - \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \right)} \quad \text{K/cm}^2$$

Dopuszczalne naprężenia na ścinanie ścianek blachownic będzie:

$$K_t = \frac{0.75 \times 1250}{1 + n \left( 1 - \frac{V_{\min}}{V_{\max}} \right)} \quad \text{K/cm}^2,$$

gdzie  $V$  jest siła poprzeczna

Dla ustrojów, w których zmiana temperatury; jednakowa dla całego ustroju; wywołuje dodatkowe naprężenie, należy stosować następujące wzory:

a/ Od ciężaru własnego i ruchomego

$$K_i = \frac{1300 - K^*}{1 + n \left( 1 - \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right)} \quad \text{K/cm}^2.$$

b/ Od ciężaru własnego; obciążenia ruchomego i wiatru.

względnie hamowania i wahań bocznych

$$\sigma = \frac{1500 - K^2}{1 + M \left(1 - \frac{S_{\min}}{S_{\max}}\right)} \text{ kg/cm}^2$$

W tych wzorach  $K^t$  oznacza naprężenia od zmiany temperatury w danym pręcie. Zmiana temperatury winna być przyjmowana od  $-25^{\circ}\text{C}$  do  $+45^{\circ}\text{C}$  i współczynnik linjowego rozszerzenia żelaza zlewneego przyjmuje się 0.0000125. Różnica temperatury w jednym i tym samym czasie dla różnych części danego zespołu przyjmuje się  $\pm 15^{\circ}\text{C}$ . Przy stosowaniu mostowni żelaznych i ułożeniu szyn bezpośrednio na mostowniach bez elastycznych podkładek dopuszczalne naprężenie winno być zmniejszone o  $50 \text{ k/cm}^2$ . Przy pomocy balastowym dopuszczalne naprężenie w żebrach części przejazdowej może być o  $50 \text{ k/cm}^2$  zwiększone. Dopuszczalne naprężenie na ścinanie w nitach przyjmuje się  $0.8 K_r$ , gdzie  $K_r$  jest zasadnicze dopuszczalne naprężenie na rozciąganie w danym pręcie. Dopuszczalne naprężenie na zgniatanie ścianki

$K_c = 2 K_r$ , lecz nie wyżej  $2200 \text{ k/cm}^2$ .

Przy połączeniu śrubami to naprężenie może być przyjęte

$K_c = 1.6 K_r$ , lecz nie większe, niż  $1800 \text{ k/cm}^2$ .

W prętach ściskanych dopuszczalne naprężenie zmniejsza się według wzorów Tetmajera tak, że

$K_c = \varphi \cdot K_r$ , gdzie  $\varphi$  jest współczynnik, zależny od stosunku

$l/r$ , t.j. długości wskazanego pręta do najmniejszego promienia bezwładności jego przekroju.

Pręty ściskane powinny być oprócz tego sprawdzone ,



czy współczynnik pewności na wyboczenie jest dostateczny a który powinien być przy

$$l/r < 66 \quad m = \frac{K_{rz}}{K_{rz}} = 2.65$$

przy

$$l/r > 110 \quad m = \frac{K_{rz}}{K_{rz}} = 4.$$

przy tym dla  $l/r$  w granicach między 66 i 110 współczynnik ten określa się według prostoliniżowej interpolacji między 2,65 i 4.

Przy uwzględnianiu działania wiatru współczynniki te mogą być:

$$\text{przy } l/r < 66 \quad m_1 = \frac{K_r}{K_{rz}} = 2.3.$$

$$\text{przy } l/r > 110 \quad m_1 = \frac{K_r}{K_{rz}} = 3.5.$$

przy pośrednich znaczeniach  $l/r$  bierze się <sup>m</sup>według prostoliniżowej interpolacji między 2,3 i 3,5.

W wyżej wskazanych wzorach  $K_r$  jest krytyczne naprężenie na wyboczenie, zależne od danej wysmukłości pręta i powinno się przyjmować nie większe, niż  $2400 \text{ k/cm}^2$ . O ile by się otrzymało większe, należy brać według niżej podanych wzorów:

$$\text{dla } l/r > 10 : l/r < 110.1 \quad K_r = \left[ 3387 - 14.83 \frac{l}{r} \right] \text{ k/cm}^2$$

$$\varphi = \frac{3387 - 14.83 \frac{l}{r}}{3387}$$

dla

$$l/r > 110.1 \quad K_r = \pi^2 \left[ \left( \frac{r}{l} \right)^2 \right] = 21220000 \left( \frac{r}{l} \right)^2 \text{ k/cm}^2$$

Tablica dopuszczalnych naprężeń  
żeliwa i stali w łożyskach podporowych.

Gatunek materiału żelaz- nego.	Dopuszczalne naprężenia w k/cm. <sup>2</sup>			
	bez uwzględnienia dodatko- wych sił wiatru, hamowa- nia pociągu i tarcia		z uwzględnieniem dodat- kowych sił wiatru, ha- mowania pociągu i tar- cia.	
	przy zgina- niu	na ściska- nie	przy zginaniu	na ście- kanie
Żeliwo /żelazo la- ne/	rozciąga- nie 300  ściska- nie 750	850	rozciąga- nie 330  ściska- nie 850	950
Stal łana	rozciąga- nie 1100  ściska- nie 1100	1400	rozcią- ganie 1200  ściska- nie 1200	1500
Stal kuta	rozcią- ganie 1300  ściska- nie 1300	1600	rozcią- ganie 1400  ściska- nie 1400	1700



Według ostatnich przepisów Ministerstwa Robót Publicznych przy projektowaniu mostów żelaznych drogowych należy przyjmować następujące dopuszczalne naprężenia.

I. Przy uwzględnieniu tylko sił pionowych.

Rodzaj naprężenia	Naprężenia dopuszczalne K w kg/cm <sup>2</sup> .
1/ Sciskanie lub rozciąganie w części przejazdowej	875
2/ Sciskanie lub rozciąganie w dźwigarach głównych	900 + 3L lecz nie więcej 1150
3/ Scinanie blach i prętów	0,75K " " " 750
4/ Scinanie nitów	0,8K " " " 900
5/ Scinanie śrub	0,7K " " " 700
6/ Ciśnienie na ściankę otworu nitów	2K " " " 2000
7/ Ciśnienie na ściankę otworu śrub	1,5K " " " 1500

Za L należy przyjmować dla dźwigarów wolnopodpartyh i międzypodporowych części dźwigarów wspornikowych rozpiętość tych przęseł w metrach, dla wsporników zaś podwójną długość wspornika.

II. Przy uwzględnieniu nie tylko sił pionowych lecz także sił poziomych od parcia wiatru i od zmiany temperatury dopuszczalne naprężenia należy przyjmować :

Rodzaj naprężenia	Naprężenie dopuszczalne <sup>2</sup> K w kg/cm <sup>2</sup>			
1/ Ściskanie lub rozciąganie w dźwigarach głównych	1000 + 4L lecz nie więcej 1350			
2/ Ścinanie blach i prętów	0,75K	"	"	800
3/ Ścinanie nitów	0,8K	"	"	1000
4/ Ścinanie śrub	0,7K	"	"	750
5/ Ciśnienie na ściankę otworu nitów	2K	"	"	2200
6/ Ciśnienie na ściankę otworu śrub	1,5K	"	"	1700

III. Żelazo spawane, którego można używać tylko wyjątkowo otrzymać może naprężenia o 10% niższe od dopuszczalnych dla żelaza zlewnego.

IV. Odlewy żeliwne /żelazolane/ w częściach podrzędnych konstrukcyj przy uwzględnieniu działania sił tylko pionowych mogą otrzymać naprężenia najwyżej :

- |                                 |                        |
|---------------------------------|------------------------|
| 1/ Na ściskanie                 | 850 kg/cm <sup>2</sup> |
| 2/ Na ściskanie przy zginaniu   | 750 kg/cm <sup>2</sup> |
| 3/ Na rozciąganie przy zginaniu | 300 kg/cm <sup>2</sup> |

V. Przy uwzględnieniu oprócz sił pionowych także sił poziomych i wpływu zmiany temperatury można podnieść naprężenia do :

- |                                 |                        |
|---------------------------------|------------------------|
| 1. Na ściskanie                 | 950 kg/cm <sup>2</sup> |
| 2. Na ściskanie przy zginaniu   | 850 kg/cm <sup>2</sup> |
| 3. Na rozciąganie przy zginaniu | 350 kg/cm <sup>2</sup> |



VI. Dla stali lanej w odlewach w łożyskach dopuszczalne naprężenia przy uwzględnieniu sił pionowych przyjmują się :

1. na ściskanie  $1400 \text{ kg/cm}^2$
2. na zginanie  $1150 \text{ kg/cm}^2$

Przy uwzględnieniu parcia wiatru :

1. na ściskanie  $1500 \text{ kg/cm}^2$
2. na zginanie  $1250 \text{ kg/cm}^2$

VII. Dla stali kutej w łożyskach dopuszczalne naprężenia wynoszą przy uwzględnieniu tylko sił pionowych :

1. na ściskanie  $1600 \text{ kg/cm}^2$
2. na zginanie  $1300 \text{ kg/cm}^2$

Przy uwzględnieniu działania wiatru :

1. na ściskanie  $1700 \text{ kg/cm}^2$
2. na zginanie  $1400 \text{ kg/cm}^2$

VIII. Przy dokładnem obliczaniu wałków można dopuścić dla stali kutej na ściskanie  $5000 \text{ kg/cm}^2$  dla stali zaś zlewnej  $4000 \text{ kg/cm}^2$ . Pręty ściskane należy obliczać na wyboczenie podług wzorów Tetmajera-Jasińskiego.

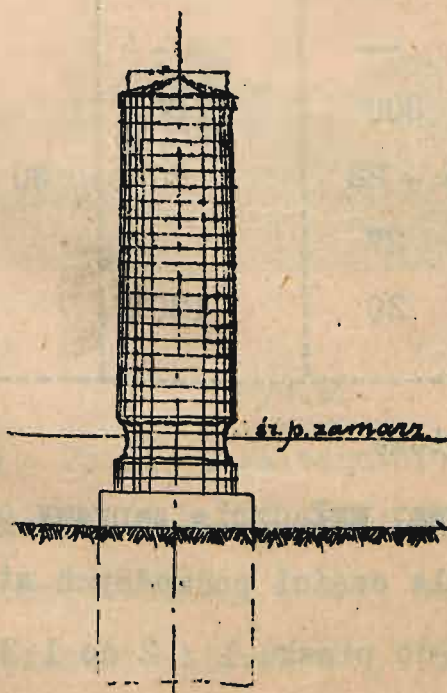
Spółczynnik rozszerzalności dla żelaza i stali należy przyjmować  $0,000012$  na jeden stopień Celsjusza, zaś zmianę temperatury w granicach  $-35^{\circ}\text{C}$  do  $+45^{\circ}\text{C}$ .

Kamień:

-----

Kamienie, jakie używamy do murów mostowych, powinny należeć do gatunków kamieni twardych, nie podlegać łatwemu wietrzeniu, oraz wytrzymać na działanie mrozu. Temu ostat-

niemu warunkowi szczególnie powinny zadość czynić kamienie okładzinowe /licowe/ podpór, w szczególności znajdujące się na średnim poziomie wody podczas mrozów, i mniej więcej na wysokości około jednego mtr. niżej wskazanego poziomu i na wysokości jednego metra wyżej tego poziomu, t.j. na szerokości paska około 2 mtr. Na tym poziomie kamień powinien być szczególnie doborowy, gdyż zazwyczaj jest przesiąknięty wodą i, o ile mróz na niego działa, to najprędzej na tym pasku mur się niszczy. Również na tym poziomie najszybszemu zniszczeniu podlega i mur środkowy po za licówką. Przesiáknęty wodą kamień pod działaniem mrozu pęka i kruszeje. Stosowanie kamieni z małą odpornością na działanie mrozu na poziomie zamarzania wody powoduje szczyrby w podporach, które otrzymują kształt



rys. 37

podpór podciętych jak to pokazane jest na rys. 37.

Taki kształt mają filary mostów na Dniestrze w Zaleszczykach. Najlepszy kamień dla licówki mostowych podpór kamiennych jest granit w szczególności drobnoziarnisty.

Jest on przeważnie o wysokiej wytrzymałości na zgniatanie i odporny na działanie mrozu i nie wietrzeje. Granity gruboziarniste są mniej wytrzymałe



na zgniatanie, czasami, choć bardzo powoli, wietrzeją, lecz przeważnie również są wytrzymałe na działanie mrozu. Narówni z granitami stoją porfiry. Tak granity, jak porfiry mamy w Polsce. Pierwsze mamy na Wołyniu i w Tatrach, drugie zaś w ziemi Krakowskiej w Miękinii koło Krzeszowic i na południu w Zalesiu, Frywałdzie, Sankach.

Dla murów zwykłych, nie narażonych na działanie mrozów, można używać kamienie mniej trwałe i mniej wytrzymałe na zgniatanie niż granity i porfiry. Do tych kamieni można zaliczyć : wapienie, dolomity, bazalty, piaskowce.

Wytrzymałość kamieni jest następująca :

Nazwa kamienia	Zgniatanie	Rozzerwanie	Zginanie	Scinanie
	klgr. na ctm.kwadratowy			
Granity	1500 - 2200	30	150	80
Porfiry	2000 - 2600	--	---	--
Bazalty	1500 - 2400	300	200	--
Piaskowce	600 - 1800	4 - 22	70	30 - 102
Wapienie	300 - 800	27	---	60
Dolomity	800 - 1200	20	120	76

#### Zaprawa cementowa.

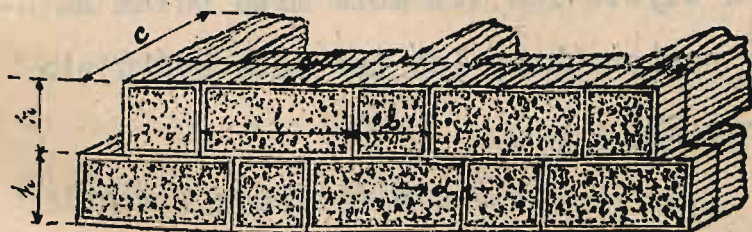
Do murów mostowych używany wyłącznie zaprawy cementowej, przytem dość silnej. Dla części podwodnych stosujemy zaprawę w proporcji cementu do piasku 1 : 2 do 1:3, zaś



dla części nadwodnych do 1:4. W częściach jednak głównych mostów, zazwyczaj, zaprawa stosowana jest nie słabsza, niż 1 :3. Kamienie okładzinowe kładą się na zaprawie 1:2, szwy zaś zapełniają się zaprawą 1:1.

Wyjątkowo części budowli, które nie posiadają znaczenia konstrukcyjnego, lecz jedynie przeznaczone na zwiększenie ciężaru, jak to, np., ma miejsce w mostach rozporowych, gdzie trzeba zwiększyć wagę podpory dla jej stateczności na zsuniecie, można stosować zaprawę cementową w stosunku 1:5.

Licówka, czyli kamienie okładzinowe, układa się prze-  
ważnie z kamieni ciosowych, formy prawidłowej i winna się składać z wozówek i główek, układanych kolejno dla większej spoiwości z murem wewnętrznym.



rys.38.

Wysokość warstw poszczególnych powinna wynosić co najmniej 20 - 25 cm. W mostach dużych wysokość ta dochodzi do

60 - 75 cm. W zależności od wysokości warstw licówki  $h$ , uzależniamy inne wymiary kamieni, a więc :

Długość wozówek  $l = /1,5 - 2,5/ h$  rzadko do  $3h$ .

Szerokość wozówek  $a = /1,5 - 1,0/ h$ .

Szerokość główek  $b = /1,0 - 1,25/ h$ .

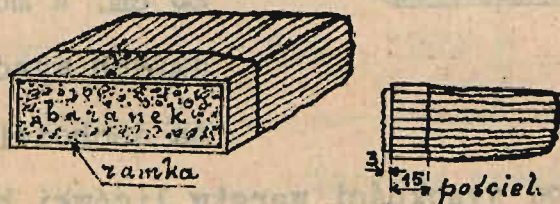
Długość główek  $c = /2,0 - 1,75/ h$  czasem  $C = 1,5h$ , /rys.38/



Naogół niższe granice stosują się przy większych h. Długości główek C niezbędne są do przewiązania licówki z murem wewnętrznym. Dla tej przyczyny ogony główek nie powinny być ścinane klinowo,

Wymiary kamieni układanej licówki winny być oprócz tego takie, aby szwy pionowe jednej warstwy odchodziły od szwów warstwy niższej i wyższej mniej więcej na 15 cm., czyli przekrycie szwów d powinno wynosić około 15 cm./rys.38/ Grubość szwów powinna być w granicach 12 - 15 mm.

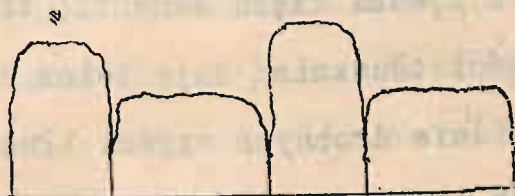
Podstawa kamienia czyli pościel jego powinna być prawidłowa t.j. powinna być ociosana na szerokość /wgłąb/ do 15 cm., również na tę głębokość powinny być ociosane boki, gdyż węższe pościele, jak również boki wąskie powodują pęknięcia kamieni okładzinowych. Co się tyczy zewnętrznej strony kamienia okładzinowego, to strona ta może być ociosana na czysto lub też może mieć odłam naturalny na całej swej powierzchni, lub też może być ujęta w ramkę ociosaną /rys.39/.



rys. 39.

W filarach i wogóle podporach rzecznych lepiej jest robić zewnętrzną powierzchnię licówki gładką na poziomach pływającej kry, aby zmniejszyć opór.





rys. 40.



rys. 41.

Zresztą często sposoby ociosania zewnętrznego licówki podpór mostowych zależne są od architektonicznego opracowania projektu mostu.

Na rys. 40 pokazano są w planie kształty licówki, jakie winny być, zaś na rys. 41, jakich się powinno unikać.

Część wewnętrzna podpór mostowych muruje się z kamienia łamanego na zaprawie cementowej, lub też czasami z betonu.

#### B e t o n .

Tłuczeń do betonu może być z różnych kamieni. O ile tłuczeń jest z kamienia wapiennego, który często zawiera domieszki stwardniałej gliny, to taki tłuczeń powinien być dobrze przesiany, aby drobne części gliny były wyeliminowane i następnie winien być dobrze przemyty wodą. Jeżeli tłuczeń jest z granitu, porfiru lub wogóle z kamieni twardych, bez domieszek gliny i ziemi, to taki tłuczeń powinien być tylko przemyty dobrze, aby pył drobny, który pokrywa oddzielne kamyczki, był usunięty. Przesiewanie takiego tłuczniaka jest raczej szkodliwe, gdyż po przesianiu otrzymuje się tłuczeń mniej więcej jednakowej wielkości, który ma znacznie więcej pustych miejsc i wymaga dlatego też więcej zaprawy. W odfalowanym tłuczniaku puste miejsca zajmują do 55% i beton z takiego



tłucznia o proporcji 1:3:6 /jedna część cementu, trzy części piasku i sześć części tłucznia/ daje beton często niezbyt zwarty. Pozostawienie drobnych części tłucznia zmniejsza objętość pustych miejsc do 33%. Beton w ostatnim wypadku jest tłusty i zwarty nawet przy proporcji 1:3:8.

Jeżeli beton robi się na sucho z ubijaniem, to w tym wypadku zaprawa dostateczna jest o proporcji 1:3. Dla betonu podwodnego w fundamentach, opuszczonego zapomocą rur lub też skrzynek, powinno się stosować beton znacznie tłustszy, a mianowicie w proporcji 1:2:4, 1:2,5:4 lub 1:2,5:5.

Tutaj trzeba zwrócić uwagę, że beton opuszczamy pod wodą przy proporcji 1:2:4 przeważnie otrzymuje się gorszego gatunku od betonu w proporcji 1:3:6, robionego na sucho i ubijanego.

Do betonu w fundamentach, robionego na sucho, można dodawać do 25% kamienia łamanego. Kamień ten powinien być układany warstwami i w pewnej odległości kamień od kamienia tak, aby beton ze wszystkich stron oblepiał poszczególne kamienie /rys.42/.



gólne kamienie /rys.42/.

Mur z kamienia ciosowego w podporach stosuje się przy wysokich podporach jako warstwy, które służą do prawi-

dłowego rozkładania ciśnienia na mur podpory lub też wtedy, gdy ciśnienie od warstw wyżej położonych jest zbyt duże i przekracza dopuszczalne naprężenie na mur zwykły  $/10 - 12 \text{ k/cm.}^2 /$ .

Kamienie, na których spoczywają łożyska dźwigarów, czyli tak zwane ciosy podporowe wymagają szczególnie doborowego i o dużej wytrzymałości kamienia. Przy dużych mostach ciśnienie na cios podporowy może być bardzo znaczne i przeto, jeżeli ciosy podporowe położyć bezpośrednio na mur zwykły, to wymiary ich mogłyby się otrzymać zbyt duże. Dla zmniejszenia ich wymiarów pod ciosami dajemy mur z kamieni ciosowych, na które ciśnienie od ciosów podporowych może być znacznie większe i już od warstw z kamienia ciosowego przechodzimy do muru zwykłego.

Ciosy podporowe mogą być i żelazobetonowe ze zbrojeniem zwojowym :

Dopuszczalne naprężenie na mur .  
-----

Wytrzymałość muru na ściskanie zależna jest nie tylko od wytrzymałości kamienia, z którego mur jest zrobiony, lecz także od zaprawy cementowej ; przeto przy naczynianiu dopuszczalnego naprężenia dla muru nie tyle ważne jest mieć wytrzymałość graniczną kamienia, z którego robimy mur, lecz wytrzymałość graniczną samego muru. Dlatego też, postępując prawidłowo, powinniśmy przeprowadzić



doświadczenie nad wytrzymałością muru, jaki zamierzamy robić, znaleźć jego wytrzymałość graniczną i następnie przyjąć, że dopuszczalne naprężenie może stanowić od  $1/10$  do  $1/20$  od wytrzymałości granicznej. Spółczynnik pewności tak duży stosuje się dlatego, że wykonanie muru w masie na robotach nigdy nie może być tak dobre, jak przy wykonywaniu próbných sześciaków.

Zależność wytrzymałości muru od wytrzymałości kamienia i zaprawy nie jest ustalona dla różnych murów.

Dla murów z cegły zależność ta jest następująca. Jeżeli wytrzymałość cegły na zgniatanie przyjąć równą  $R_c$  dla zaprawy  $R_z$  i dla muru  $R_m$  to mamy

$$R_m = 0,43 R_c + 0,22 R_z \text{ dla muru trzechmiesięcznego}$$
$$\text{ i } R_m = 0,48 R_c + 0,19 R_z \text{ dla muru rocznego.}$$

Srednio można przeto przyjąć  $R_m = 0,5 R_c + 0,2 R_z$ .

Dla murów z innych kamieni, wobec braku doświadczenia, Böhme proponuje wyznaczać dopuszczalne naprężenie dla muru równe  $0,055$  od krańcowej wytrzymałości kamienia na zgniatanie.

Mury z kamienia ciosowego co do wytrzymałości zajmują pośrednie miejsce między wytrzymałością kamienia i wytrzymałością muru zwykłego z tego kamienia.

Na rozciąganie naprężenie muru nie powinno przekraczać  $2,5 \text{ k/cm}^2$ ., przytem wytrzymałość kamienia, z którego robi się mur, powinna być przynajmniej 25 razy większa, niż dopuszczalne naprężenie dla muru.

Spółczynnik sprężystości dla muru zwykłego wyraża się w następujących liczbach :

Dla muru zwykłego z piaskowca  $E = 67000 \frac{\text{k}}{\text{cm}^2}$   
 " " z cegły  $E = 28000 \frac{\text{k}}{\text{cm}^2}$

Spółczynnik sprężystości dla betonu  
 przy ściskaniu  $E = 110000 \text{ " } - 150000 \frac{\text{k}}{\text{cm}^2}$   
 przy rozciąganiu  $E = 56000 \frac{\text{k}}{\text{cm}^2}$

Tablica dopuszczalnych naprężeń na mur.

Nazwa muru lub kamienia	$\frac{\text{klgr.}}{\text{cm}^2}$ na ściskanie
Cieśy podporowe z doborowego granitu lub porfiru	25 - 45
Mur ciosowy z granitu, prefiru, bazaltu, twardego piaskowca kwarcytowego	30 - 40
Mur ciosowy z wapienia	15 - 30
Mur z kamienia łamanego	10 - 12
Mur z cegły wyborowej	12 - 20
Mur z cegły maszynowej	10 - 14
Mur z cegły zwyczajnej	8 -
Beton w fundamentach	8 - 10

Potrzebne przy projektowaniu mostów dane, dotyczące wagi poszczególnych materiałów, są podane w drugostronnej tabelce.



Nazwa muru	waga w klgr./m. <sup>3</sup>
Mur ciosowy z granitu	2400 - 2600
Mur zwykły z kamienia łamanego	2000 - 2400 średnio 2200
Mur z cegły	1700
Mur z klinkieru	1900
Beton suchy	2200 - 2400 średnio 2200
Beton mokry	2400 - 2600 " 2500
Żelazo spawalne	7800
Żelazo zlewne	7850
Stal	7860
Żeliwo	7300
Oków	11400
Drzewo miękkie suche	460 - 750 średnio 600
" " mokre	700 - 920 " 900
" twarde dębowe mokre	900 - 1200 " 1000
" " " suche	630 - 920 " 800
Bruk drewniany	1100
Zwir i tłuczeń	1900
Piasek	1600
Ziemia	1800
Asfalt	1200