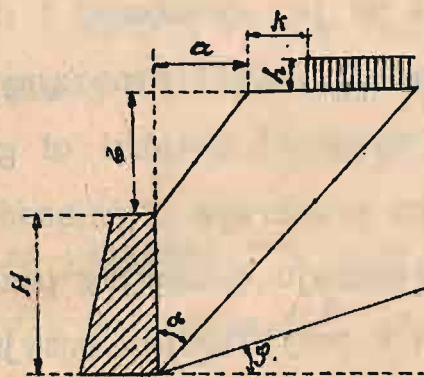


Punkt zaczepienia siły E możemy określić w następujący sposób. Znajdujemy środek ciężkości S odcinka ziemi A.B.C.D. i rzucamy go równoległe do płaszczyzny odcinka C.B.. Rzut środka



rys. 122 b.

ciężkości S na płaszczyznę AB będzie punktem zaczepienia siły E.

III. Wypadek poprzedni z dodaniem obciążenia ruchomego-h.

$$E = \frac{A \tan \alpha - B}{\tan(\alpha + \varphi)}$$

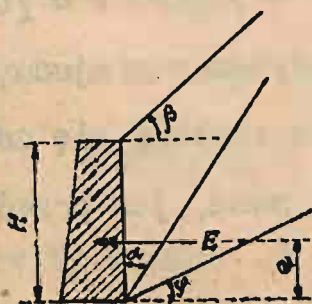
$$\tan \alpha = -\tan \varphi + \frac{\sqrt{1 + \tan^2 \varphi} + \frac{2B}{A \sin 2\varphi}}{1 - \frac{2 \tan \beta}{\sin 2\varphi}}$$

$$A = (H + b) \left[\frac{H + b}{2} + h \right]$$

$$B = (ah + \frac{ab^2}{2} + kh)$$

Punkt zaczepienia siły E znajduje się, jak w przypadku poprzednim.

IV. Wysokość h nasypu nieograniczona.



rys. 123 c

$$\tan \alpha = \frac{-\tan \varphi + \sqrt{\sec^2 \varphi - \frac{2 \tan \beta}{\sin 2\varphi}}}{1 - \frac{2 \tan \beta}{\sin 2\varphi}}$$

$$E = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cos \beta \frac{\sin \alpha}{\cos(\alpha + \beta) \tan(\alpha + \varphi)}$$

jeżeli $\beta = \varphi$; $\alpha = 90^\circ - \varphi$

$$E = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cos^2 \varphi; \quad e = \frac{H}{3}$$

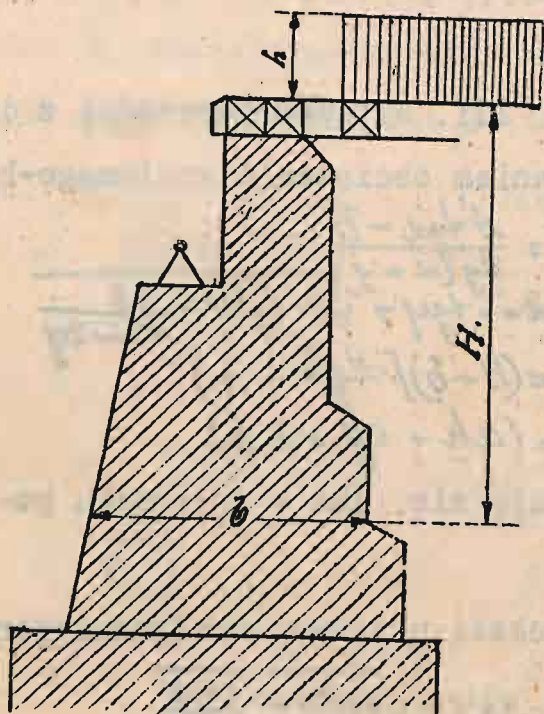
Naznaczenie wymiarów przyczółków.

Wymiary przyczółka naznaczamy zwykle na zasadzie wzorów empirycznych i następnie przyczółek o zadanych wymiarach sprawdzamy na wytrzymałość i stateczność. Co do głównych wymiarów

mówiliśmy już poprzednio.

Tutaj jeszcze wskażemy jaką praktycznie przyjmujemy grubość

przedniej ścianki przyczółka w zależności od jej wysokości i grubości skrzydeł. Jeżeli oznaczymy przez H wysokość ścianki od góry do danego przekroju i grubość w danym przekroju oznaczymy przez b , to można w przybliżeniu przyjmować $b = [0,50 - 0,75] H$, przytem niższa granica może być przyjęta dla mostów drogowych, dla których obciążenie ruchome jest znacznie mniejsze, niż dla mostów kolejowych. Grubość skrzydeł $b = [0,35 - 0,40] H$, przytem w miejscu, gdzie skrzydła stykają się ze ścianą



rys.124.

ką przednią, grubość ich zwykle robi się taka sama, jak przedniej ścianki.

Ciśnienie od ciężaru ruchomego, postawionego na odcinku nasypu nie będzie jednakowe dla różnych wysokości H przyczółka. Dla górnych części będzie to ciśnienie większe, zaś dla dolnych będzie mniejsze, gdyż ciśnienie tam będzie się rozkładać na większą płaszczyznę.

Ciśnienie na jednostkę płaszczyzny na dowolnej głębokości wy-

raża się wzorem:

$$E = \gamma h \lg^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

h oznacza tutaj, jak już wyżej było wskazane, wysokość warstwy ziemi, która daje to samo ciśnienie, jak i ciężar ruchomy.

Jeżeli ciężar ruchomy oznaczmy przez P , długość bazy jego przez l i szerokość przez b , to otrzymamy, że

$$\gamma b l h = P \quad \text{czyli} \quad h \gamma = \frac{P}{b l} = p_0$$

na głębokości H , ponieważ przyjmujemy, że ciśnienie rozpościera się pod kątem 45° , otrzymamy, że

$$E' = \gamma h \lg^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \frac{b}{b+2H}$$

Ciśnienie na pas długości jednego metra i szerokości dH będzie

$$dE' = \gamma h \lg^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \frac{b}{b+2H} dH$$

i ciśnienie na całkowitą wysokość H_0 otrzymamy

$$\begin{aligned} E' &= \gamma h \lg^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) b \int_0^{H_0} \frac{dH}{b+2H} = \gamma h \lg^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \frac{b}{2} [\lg(b+2H)]_0^{H_0} = \\ &= \gamma h \lg^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \frac{b}{2} \lg(1 + \frac{2H_0}{b}) \end{aligned} \quad 2,303$$

Moment od tego ciśnienia otrzymamy tak

$$dM = dE'(H_0 - H) = \gamma h \lg^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \frac{b}{b+2H} (H_0 - H) dH$$

Całkowity moment $M = \gamma h \lg^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) b \int_0^{H_0} \frac{H_0 - H}{b+2H} dH =$

$$= \gamma h \lg^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) b \left[\frac{b+2H_0}{4} \ln(1 + \frac{2H_0}{b}) - \frac{H_0}{2} \right] = \gamma h \lg^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) b \left[\frac{b+2H_0}{4} 2,303 \lg(1 + \frac{2H_0}{b}) - \frac{H_0}{2} \right]$$

Siłę, powstającą od hamowania obciążenia ruchomego na odcamie nasypu, będziemy przyjmować zaczepioną w środku wysokości odcamu.

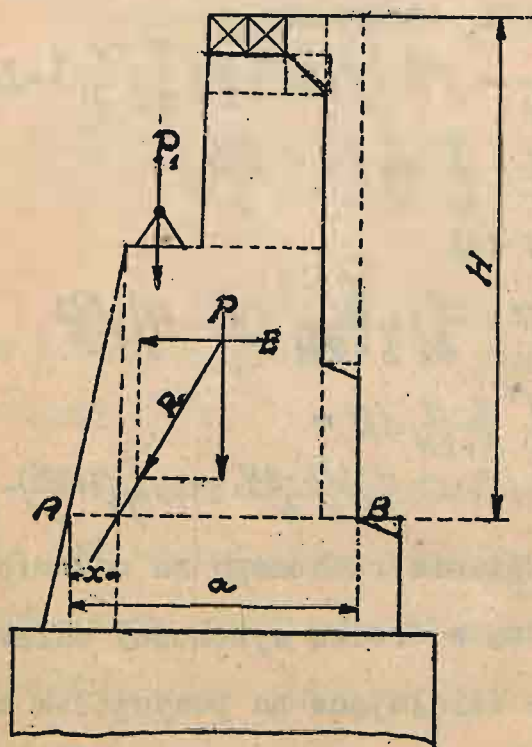
Mając tym sposobem wszystkie działające na przyczółek siły, obliczenie przeprowadzamy dla następujących wypadków obciążenia:

1/ Przyczółek wybudowany, nasyp wykończony, obciążenie ruchome

rozłożone na odcinku nasypu, - przęsła na przyczółku niema.

2/ Most wykonczony, obciążenie ruchome rozłożone na przęsła tak, że daje największą reakcję, siła hamowania zaczepiona do przegubu łożyska.

3/ Most wykonczony. Obciążenie ruchome położone na odcinku nasypu. Siła od hamowania obciążenia ruchomego, znajdującego się na odcinku nasypu. Siły pionowe od wagi własnej, działające na dany przekrój przyczółka, najprościej otrzymamy, dzieląc profil przyczółka na czworoboki prostokątne i na trójkąty prostokątne, gdyż to nam daje proste obliczenie tak wagi tych części, jak i położenia ich środków ciężkości. Na rysunku 125 podział ten jest pokazany.



rys. 125

Sprawdzimy przekrój przyczółka A-B, t.j. znajdziemy jego stateczność w tym przekroju oraz naprężenie muru. Oznaczając przez P_i siły pionowe, p_i ich odległości od krawędzi A, możemy napisać, że wypadkowa sił pionowych $P = \sum P_i$ znajduje się od krawędzi A w odległości

$$p = \frac{\sum P_i p_i}{\sum P_i}$$

Dalej, jeżeli siły poziome oznaczmy przez E_i i ich odległości od przekroju A-B przez e_i , to odległość wypadkowej $E = \sum E_i$ od przekroju A-B będzie $e = \frac{\sum E_i e_i}{\sum E_i}$

składowa R sił P i E przetnie przekrój AB od krawędzi A w odległości

$$ci \quad x = \frac{\sum R_i p_i - \sum E_i e_i}{\sum R_i}$$

Mając położenie środka ciężkości przekroju AB, znajdziemy odległość wypadkowej R od środka ciężkości. Odległość tę oznaczymy przez d , wtedy możemy napisać, że naprężenie w murze w przekroju będzie :

$$1/ \quad K_a = \frac{P}{\omega} + \frac{P d z_1}{J}$$

$$2/ \quad K_b = \frac{P}{\omega} - \frac{P d z_2}{J}$$

gdzie ω oznacza pole przekroju, J moment bezwładności przekroju, z_1, z_2 odległości od środka ciężkości do krawędzi odpowiednio A i B.

Wprowadzając promień bezwładności $z = \sqrt{\frac{J}{\omega}}$, wzory te możemy napisać :

$$K = \frac{P}{\omega} \left(1 \pm \frac{\omega}{J} d z \right) = \frac{P}{\omega} \left(1 \pm \frac{d z}{z^2} \right)$$

Dla przekroju prostokątnego :

$$z^2 = \frac{a^2}{12} ; \quad z_1 = z_2 = \frac{a}{2} \quad K = \frac{P}{\omega} \left(1 \pm \frac{6d}{a} \right)$$

Jeżeli rozciąganie $K_r = \frac{P}{\omega} \left(1 - \frac{d z}{z^2} \right)$ nie przekracza $2,5 \text{ k/cm}^2$, to grubość przyczółka w przekroju AB jest dostateczna, w przeciwnym razie grubość tę należy zwiększyć.

Spółczynnik stateczności na wywracanie

$$m = \frac{\sum R_i p_i + \sum E_i e_i'}{\sum E_i e_i}$$

powinien być równy lub większy, niż 1,5

Spółczynnik stateczności na zsuwanie

$$n = \frac{\sum R_i + \sum E_i'}{\sum E_i}$$

również powinien być większy lub równy 1,5.

W liczniku wyżej napisanych wzorów wyrazy $\sum E_i e_i'$ i $\sum E_i'$ ozna-

czają siły, działające poziomo, lecz odwrotnie do sił E_i, n_p , przyjmując parcie wody z dołu do góry, otrzymamy również parcie wody poziome, przy zanurzeniu części przyczółka w gruncie, np. fundamentu, otrzymujemy ciśnienie poziome E' ziemi, znajdującej się z przodu fundamentu. Te siły należy dodawać do sił utrzymujących, nie zaś odejmować od sił zsuwających lub wywracających.

Spółczynnik f tarcia dla muru przyjmujemy równym 0,7, zaś dla tarcia muru o grunt $f = [0,3 - 0,4]$.

Wyżej wskazanego charakteru obliczenia należy wykonać dla wszystkich przekrojów, gdzie przyczółek zmienia swą grubość. Przy wysokiej niszy żołąskowej przekrój przedniej ścianki przyczółka na wysokości niszy może też zmieniać swą grubość. Przy obliczaniu przyczółków ze skrzydłami równoległymi do osi mostu można przyjmować, że przednia ścianka wraz ze skrzydłami stanowią jedną całość i wtedy parcie ziemi liczyć należy na całą szerokość przyczółka lub też można założyć, że skrzydła są oderwane od przedniej ścianki przyczółka i wtedy na ściankę prze tylko część ziemi, znajdująca się pomiędzy skrzydłami.

Ciśnienie na grunt fundamentu obliczamy zupełnie tak samo, jak w dowolnym przekroju przyczółka, tylko tutaj nie uwzględniamy naprężeń rozciągających, gdyż pomiędzy fundamentem, a ziemią nie ma żadnej spójności. Jeżeli jednakże takowe się otrzymują, to zakładamy, że tylko ta część pola fundamentu pracuje, na której naprężenia się zmieniają od największych ściskających do zera.

Ciśnienie na grunt przyjmuje się różne, w zależności od rodzaju gruntu, a także od głębokości założenia fundamentu : im głę-

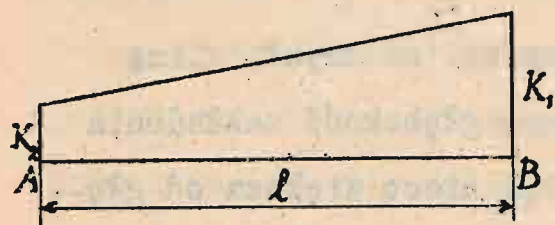
Im więcej zakładamy fundament, tym większe ciśnienie możemy dopuścić na ten sam grunt.

Przy głębokim fundowaniu podpór możemy np. na zwykłą glinę dopuścić ciśnienia do 10 k/cm^2 . Najmniejsza głębokość zakładania fundamentu na zwykłych gruntach powinna być nieco większa od głębokości przemarzania gruntu. Od tej zasady możemy odstąpić tylko wtedy, gdy zakładamy fundamenta na skale i gdy zdejmujemy tylko warstwę skały zwietrzałą. Głębokość przemarzania u nas powinna być przyjmowana od 1,2 - 1,5 - 1,75 mtr.

Następnie, zakładanie fundamentu powinno być robione na takiej głębokości, aby była zabezpieczona podpora od podmycia, o ile jakim innym sposobem nie zabezpieczymy jej od podmycia. Głębokość h założenia fundamentu na grunt sprawdzamy według wzoru Rankera $h \geq m H \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$, w którym to wzorze m jest współczynnik pewności, równy nie mniej, niż 1,75, H wysokość warstwy ziemi, wywierającej to samo największe ciśnienie na grunt, jak i podpora i φ kąt naturalnego stołu ziemi.

Wyżej wskazane obliczenia przeprowadzamy przy fundamentach, położonych bezpośrednio na gruntach. Przy posadach palowych obliczenie będzie się nieco różniło. Mając wypadkową sił pionowych P poziomych E znajdujemy przedewszystkiem liczbę n pali, wychodząc z dopuszczalnego obciążenia p jednego pala $n = \frac{P}{p}$

Następnie wykreślamy wykres naprężeń na grunt, jak gdyby pali nie było. Wykres ten przedstawia się, jak pokazane na rys. 126. Przyjmując pewną odległość pomiędzy palami [od 1,0 do 1,2 mtr] w poprzek fundamentu, otrzymamy - ile pali musimy pomieścić wzdłuż



rys.126

pale będą rozłożone gęściej, zaś ku krawędzi A odległość między palami będzie się stopniowo zwiększała. Pierwszy rząd pali zwykle rozmieszczamy w odległości około 0,3 mtr. od krawędzi fundamentu, zaś największą odległość od krawędzi A do osi pali dajemy około 0,5 mtr. Mając tym sposobem rozmieszczenie pali, sprawdzamy, jakie otrzymuje się największe ciśnienie na pal. Znajdujemy przeto położenie środka ciężkości C przekrojów wszystkich pali, następnie znajdujemy moment bezwładności I przekrojów tychże pali względem osi B,-B, , przechodzącej przez C i równoległej do krawędzi B, przytem I możemy przyjąć z dostateczną ścisłością, równym

$$\Sigma \omega g^2 = \omega \Sigma g^2$$

jeżeli przez ω oznaczymy przekrój pala, zaś przez g odległość jego środka od osi B,-B, , wtedy, oznaczając przez z odległość od osi B,-B, do skrajnego pala, przez e odległość wypadkowej od tejże osi, otrzymamy ciśnienie na skrajny pal ze wzoru :

$$p_{max} = \frac{P}{n} \pm \frac{Mz}{J} = \frac{P}{n} \pm \frac{Pe z}{\Sigma g^2}$$

Jeżeli $e = 0$, to otrzymamy, że pale będą obciążone jednakowo. Dąży my zwykle do tego, aby e było, o ile możliwości małe. Obliczenie tego rodzaju przeprowadzamy przy różnych warunkach pracy przyczółka. Naturalnie jednakowe ciśnienie na wszystkie pale będzie miało miejsce tylko przy pewnym układzie sił, działających na przyczółek, - przy innym układzie będzie ono inne. Dla układów sił, które mogą

mieć tylko czasowy charakter, jak np.: przyczółek zbudowany, a nasypu za przyczółkiem niema, wtedy największe ciśnienie na pal może się otrzymać na pale skrajne od strony nasypu i nawet ciśnienie to może być większe od dopuszczalnego. W tych ostatnich wypadkach ciśnienie może przekraczać dopuszczalne do 25 - 50%. Oprócz dopuszczalnego ciśnienia na pal ze względu na jego przekrój, obciążenie pala zależy od gruntu, w który pal jest wbity, a raczej od trudności, z jaką pal się pogrąża w grunt. Aby otrzymać dopuszczalne ciśnienie na pal, wbijamy próbne pale i mierzymy osiadanie e pala od ostatnich uderzeń baby kafara i następnie, według wzoru np. Eitelweina określamy dopuszczalne obciążenie pala P .

$$P = \frac{Q^2 h}{m e (Q + q_1 + q_2)} + \frac{Q + q_1 + q_2}{m}$$

gdzie Q oznacza wagę baby, h wysokość spadu baby, q_1 i q_2 wagi pala i nadstawki, zapomocą której wbijamy pal, e osiadanie pala od ostatniego uderzenia [zwykle średnie od ostatnich 10 uderzeń], m współczynnik pewności równy [4-8] dla kafarów maszynowych i 25 dla kafarów ręcznych.

Wzór powyższy można stosować, o ile e jest większe od 6 mm. Dla $e \leq 6$ mm. P otrzymuje się zbyt duże i dla tych wypadków lepiej korzystać ze wzorów innych np. Weisbacha lub Wellingtona. Może się czasem okazać, że przy próbnym wbijaniu pali e otrzymujemy się zbyt dużym, wtedy zaleca się brać średnie znaczenie e , które otrzymuje się, gdy po wbiciu już wszystkich pali niektóre z nich w różnych miejscach ostatecznie probujemy, jakie dają pogrążenie w grunt. Zwykle wtedy okazuje się, że wielkość e znacznie się zmniejsza, przede wszystkim dlatego, że grunt przez zabicie pali otrzymał

się znacznie więcej zwartym, a następnie grunt po pewnym postoju pali od momentu wbicia silnie zaciąga pale.

Ponieważ pale w większości wypadków wykazują opór przez tarcie o grunt, przeto dopuszczalne ciśnienie na pale jest proporcjonalne do średnicy pali.

Pod względem stałości podpór fundamentowanie na palach, o ile tylko są one należycie zabite, zajmuje pierwsze miejsce. Podpory na palach nie osiadają nawet w pierwszym momencie po ich ukończeniu. Tego nie można powiedzieć o posadach kesonowych i innych.

Obliczenie przyczółków mostów rozporowych.

Wyżej rozpatrywaliśmy obliczenie przyczółków mostów belkowych. Obecnie rozpatrzymy jeszcze obliczenie przyczółków mostów rozporowych /rys.126/.

Rozpatrzymy trzy następujące wypadki :

1/ Stan czasowy :

Przyczółek wykoniony, nasyp za przyczółkami wzniesiony i obciążenie ruchome rozłożone na odcinku nasypu, - przęsła na przyczółkach brak. -

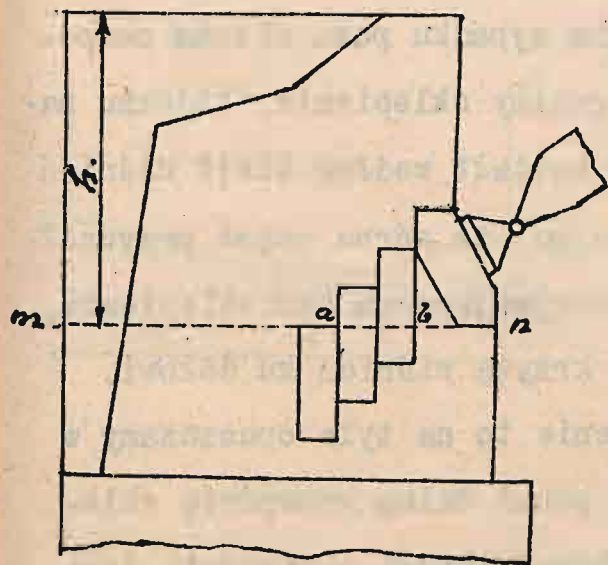
2/ Przyczółek wykoniony, nasyp za przyczółkiem wzniesiony, przęsła postawione i obciążone ciężarem ruchomym. Siła od hamowania zaczepiona do przegubu łożyska działa na przyczółek.

3/ Przyczółek wykoniony, nasyp za przyczółkiem wzniesiony, przęsła ustawione, lecz nie obciążone ciężarem ruchomym.

Wypadek pierwszy niczem nie będzie się różnił od wypadku pierw-

szego w mostach belkowych. Będzie to stan czasowy, przeto w tym wypadku naprężenia na mur, jak również i na posadę, mogą być nieco większe od dopuszczalnych.

W drugim wypadku będziemy mieli oprócz sił pionowych, jak w mostach belkowych, jeszcze siłę poziomą od rozporu i od hamowania, które będą skierowane w stronę nasypu, zaś parcie ziemi działać będzie w stronę odwrotną. Parcia ziemi biernego uwzględniać nie będziemy, lecz tylko czynne.



rys.126a

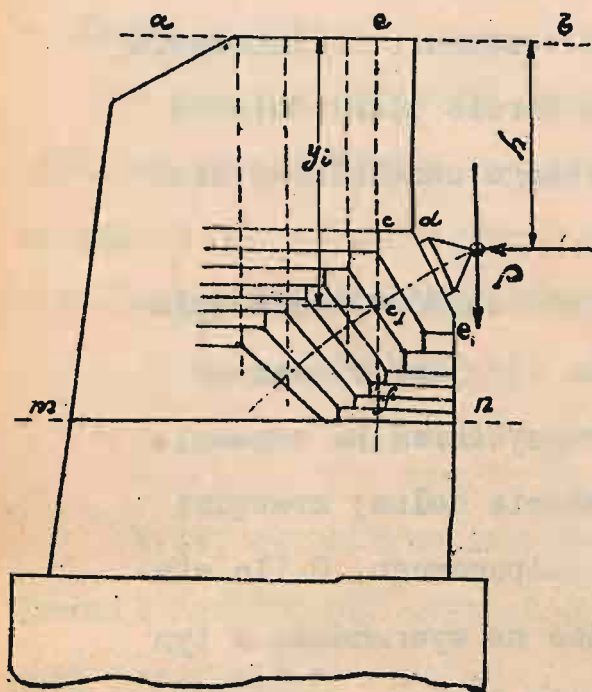
Stateczność w tym drugim wypadku będziemy sprawdzać przedewszystkiem na zsuwanie na poziomie dolnej krawędzi ciosu podporowego. O ile stateczność na wywracanie w tym przekroju jest zawsze zabezpieczona, to stateczność na zsuwanie może być niedostateczna. Można by ją zwiększyć przez pogrubienie przy-

czółka, co jednak zwiększa zazwyczaj ilość muru i przeto zwiększa koszt budowy. Zamiast więc zwiększać wagę górnej części, położonej ponad przekrojem mn , należy zmusić część muru do pracowania na ściananie przez zastosowanie albo kamieni pionowych, jak to wskazane na rys.126a, albo też przez zastosowanie murów pochyłych czyli sklepionych, założonych w przyczółku, gdzie również oprócz tarcia będziemy mieli ścinanie [rys.127]. W wypadku pierwszym

spółczynnik stateczności otrzymujemy ze wzoru :

$$m = \frac{f \sum P_i + E_i + FK_t}{H}$$

gdzie $\sum P_i$ oznacza siły pionowe, działające na przekrój przyczółka



rys. 127.

E , parcie ziemi na część przyczółka ponad przekrojem mn, F przekrój kamieni pionowych, ścinanych w poziomie ab, i K_t dopuszczalne naprężenie dla kamieni na ścinanie, które może być przyjęte około $2,5 \frac{\text{k}}{\text{cm}^2}$.

W drugim wypadku poza ciosem podporowym robimy sklepienie, któremu nadajemy kształt według linii ciśnień przyjmując, że górna część przyczółka, spoczywająca na tym sklepieniu, apycha krzywą siśnień ku dołowi.

Sklepienie to na tyle opuszczamy w

dół przyczółka, póki waga przyczółka ponad dolną krawędzią sklepienia na przekroju mn, wraz ze składową pionową od reakcji dźwiga nie uczyni zadość równaniu :

$$m = \frac{f \sum P_i + E_i}{H} \gg 1.5 \text{ przy } f = 0.7$$

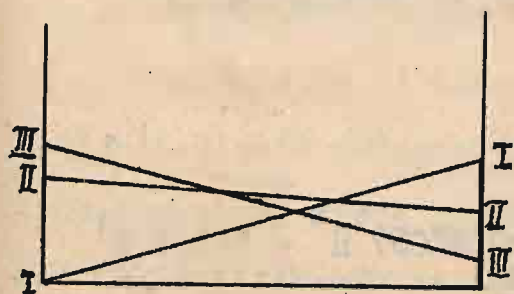
Dla otrzymania rzędnej y_i linii ciśnień od linii ab mamy wzór

$$y_i = \frac{Hh + \sum P_i p_i}{H}$$

w którym to wzorze H jest rozpór, h odległość od poziomu ab do przegubu łożyska, P_i siły pionowe z prawa od przekroju ef i wyżej sklepienia oraz część sklepienia od ef. Mając punkty C, i łącząc

je, otrzymujemy krzywą, do której normalnie przeprowadzamy szwy sklepienia. Grubość zaś jego naznaczamy tak, aby naprężenie na sciskanie nie przekraczało dozwolonego w zależności od jakości kamienia i muru, z którego dajemy to sklepienie. Zwykle robimy mur ciosowy.

Ciśnienie na posadę przyczółka w danym wypadku określamy w ten sam sposób, jak i w mostach belkowych. Oczywiście, że stosownie do trzech wypadków obliczenia, otrzymamy tutaj trzy wykresy ciśnień na grunt, a zatem i na pale, jeżeli posadowienie jest palowe, jak to jest wskazane na rys. 128



rys. 128

Położenie pali tutaj powinno odpowiadać tym trzem wypadkom obciążeń mostu, przytem przy stanie drugim i trzecim ciśnienie na grunt lub pale nie może przekraczać dozwolonego.

P r z y k ł a d .

Obliczenie przyczółka. Mamy następujące dane.

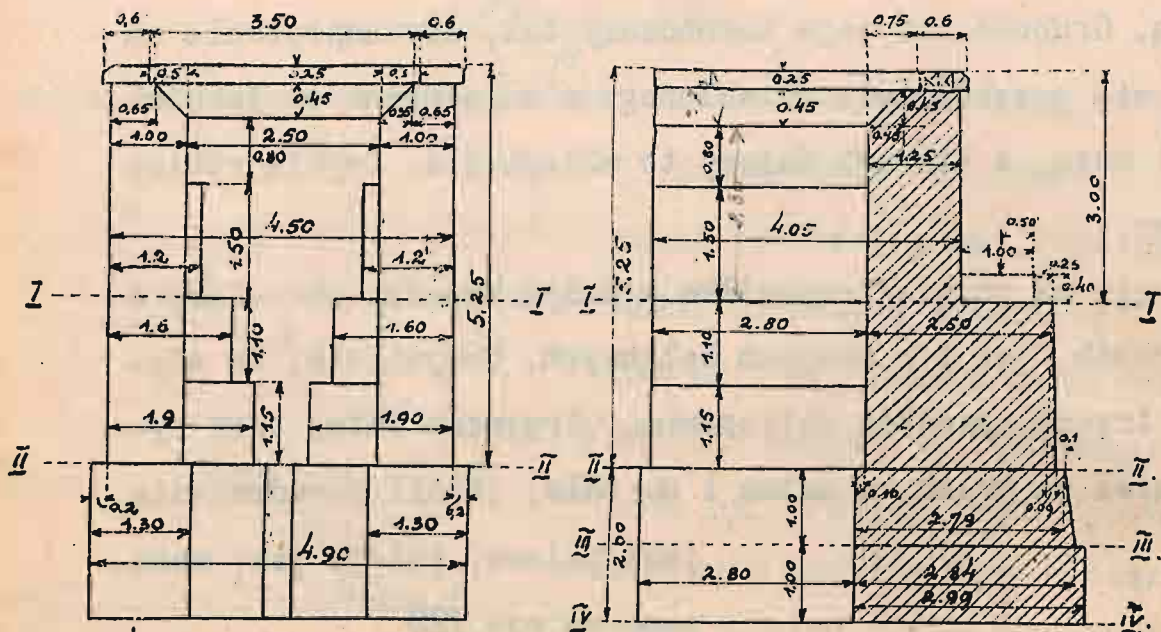
Wysokość przyczółka od stopy szyny do odsadzki fund. 5,25 m.

Rozpiętość teoretyczna mostu 26 m. Pochylenie przedniej ścianki 1/25. Grubość skrzydeł na końcach 1,0 m. i u podstawy i połączeniu ze ścianką przednią 1,9 m.

Szerokość przyczółka 4,50 m.

Waga 1 m.³ muru 2200 k.

Waga 1 m.³ ziemi 1800 k.



rys.129

Kąt naturalnego zesypu ziemi $\varphi = 35^\circ$

Parcie ziemi $E = \frac{1}{2} \cdot 1800 \cdot \frac{1}{g} \cdot 27,5^\circ H^2 = 900 \times 0,52057 H^2 = 243,9 H^2$

Ramię parcia ziemi od dołu przekroju $e = \frac{H}{3}$

Ciśnienie od budowy wierzchniej na przyczółek, obciążonej pociągami, dającym największe ciśnienie na podpórę :

$$A_p = 31,0 \text{ t.} \quad A_q = 179,4 \text{ t.}$$

Ciśnienie poziome stosownie do wskazówek na str 193 od obciążenia ruchomego, rozłożonego na odcinku nasypu, rozpatrujemy jako zmienne w zależności od głębokości, na której to ciśnienie rozpatrujemy

Ciśnienie na jednostkę płaszczyzny ściany przyczółka na dowolnej głębokości będzie $k = \gamma h \cdot \frac{1}{g} \cdot 27,5^\circ = 0,271 \gamma h$. Jeżeli długość podkładu będzie b , to ciśnienie to na głębokości H będzie

$$k' = k \cdot \frac{b}{b+2H} = \gamma h \cdot 0,271 \cdot \frac{b}{b+2H} \quad \text{Przy } b = 2,7 \text{ m. i przy od-}$$

ległości między skrajnymi osiami parowozu 6 m. mamy

$$\gamma h = p = \frac{125000}{2,7 \times 6,0} = 7716 \text{ k}$$

Ciśnienie na wysokość przyczółka H_0 na jeden metr szerokości będzie się równać :

$$E' = 0,271 \times \frac{2,7}{2} \gamma h \ln \left[1 + \frac{2}{2,7} H_0 \right] = 0,637 \times 7716 \times \ln [1 + 0,74 H_0] \\ = 4915 \ln [1 + 0,74 H_0] = 4915 \times 2,303 \lg [1 + 0,74 H_0] = 11317 \lg [1 + 0,74 H_0]$$

Moment parcia ziemi od obciążenia względem przekroju będzie

$$M' = p \times 0,271 \times 2,7 \int_0^{H_0} \frac{H_0 - H}{2,7 + 2H} dH = 5646 \int_0^{H_0} \frac{H_0 - H}{2,7 + 2H} dH =$$

$$= 5646 \cdot \left[\frac{2,7 + 2H_0}{4} \ln \left[1 + \frac{2H_1}{2,7} \right] - \frac{H_1}{2} \right] =$$

$$= 5646 \cdot \left[(0,675 + 0,5H_0) \lg [1 + 0,74 H_1] - 0,5 H_1 \right] =$$

$$= 5646 \cdot \left[[0,675 + 0,5H_0] \cdot 2,303 \cdot \lg [1 + 0,74 H_0] - 0,5 H_1 \right]$$

Zakładamy, że siły od hamowania pociągu na moście są zaczepione na poziomie ciosów podporowych, przytem nie przyjmujemy pod uwagę tych momentów, które powodują przeciążenie lub odciążenie przyczółków wskutek takiego założenia. Na moście przy położeniu pociągu, dającego największe ciśnienie na podporę, mieszczą się dwa parowozy : tender i jedna oś drugiego tendra - razem przeto 330 t. Siła od hamowania będzie zatem 33 t.

Pociągu na moście niema, a tylko na odłamie ziemi poza przyczółkiem; długość odłamu wyraża się wzorem :

$$a = H \operatorname{tg} \left[\frac{90^\circ - \varphi}{2} \right] = H \operatorname{tg} 27,5^\circ = 0,521 H.$$

Obliczenia przeprowadzamy w dwóch założeniach :

1/ Most jest nieobciążony. Na odłamie jest obciążenie i działa oprócz tego siła od hamowania na odłamie ziemi.

2/ Most jest obciążony i na odłamie ziemi obciążenia niema, siła od hamowania na moście działa.

Naprężenia w murze i stateczność obliczamy w dwóch przekrojach.

1/ Na poziomie niszy żołydkowej i 2/ u podstawy ciała przyczółka. Przytem przeprowadzamy obliczenie w dwóch założeniach : a/ przednia ścianka oddzieliła się od skrzydeł [nastąpiło pęknięcie muru] i na nią działa parcie tylko tej części ziemi, która się znajduje pomiędzy skrzydłami, b/ ścianka i skrzydła tworzą jedną całość i parcie ziemi działa na całej szerokości przyczółka.

P r z e k r ó j I - I.

Waga poszczególnych części przyczółka oraz odległość [ramię] ich środków ciężkości od przedniej krawędzi ścianki i momenty statyczne względem tej ścianki grupujemy w tablice.

a/ ścianka przednia oddzielona od skrzydeł; na odłamie ziemi nie ma obciążenia

Nazwa części	Objętość	Waga l m k	Waga części k.	Ramię m.	Moment sta- tyczny M.k.m.
Gzyms	$2 \times 0,25 \times 0,6 \times 1,25 = 0,375$	2400	900	0,35	315,00
Podkłady	$2 \times 0,25 \times 0,2 \times 2 \times 2,7 = 0,27$	800	216	0,30	64,80
Mur	$0,5 \times 0,45 \times 0,45 \times 4,5 = 0,456$	2200	1003	0,95	952,85
	$0,8 \times 0,45 \times 4,5 = 1,62$	2200	3564	0,40	1425,60
	$1,25 \times 2,1 \times 4,5 = 11,81$	2200	25982	0,625	16238,75
Ziemia	$0,25 \times 0,75 \times 3,5 = 0,66$	1800	1188	0,875	1039,50
	$0,5 \times 0,45 \times 0,45 \times \frac{2,5+3,2}{2} = 0,29$	1800	522	1,10	574,20
			33375	0,618	20610,70

Parcie ziemi na zakreskowaną płaszczyznę ścianki będzie

$$E_1 = 243,9 \times 3,10 \times 3^2 = 4609,7 \text{ k}; e = 1,00 \text{ m.}$$

$$E_2 = 243,9 \times 0,4 \times 1,5^2 = 219,5 \text{ k}; e = 1,5 + 0,5 = 2,0 \text{ m.}$$

$$\sum E e = 5048,9 \text{ k.m}; \sum E = 4829,2 \text{ k.}$$

Odległość wypadkowej od zewnętrznej

$$\text{krawędzi ścianki } d = \frac{20610,7 - 5048,9}{33375} = 0,466 \text{ m}$$

Pole przekroju ścianki na poziomie niszy żołydkowej :

$$w = 4,5 \times 1,25 = 6,75 \text{ m}^2$$

Promień bezwładności tego przekroju do kwadratu

$$z^2 = \frac{1}{12} 1,25^2 = 0,1302 \text{ m}^2$$

Odległość wypadkowej od środka ciężkości przekroju :

$$d = \frac{1,25}{2} - 0,466 = 0,159 \text{ m.}$$

Naprężenia :

$$K'_0 = \frac{33375}{6,75} \left[1 + \frac{0,159 \times 0,625}{0,1302} \right] = 4944,4 \times 1,76 = 8702 \text{ k/m}^2 = 0,87 \text{ k/cm}^2$$

$$K'_c = 4944,4 \times [1 - 0,76] = 4944,4 \times 0,24 = 1187 \text{ k/m}^2 = 0,12 \text{ k/cm}^2$$

Spółczynniki pewności na wywracanie m i zsuwanie n będą :

$$m = \frac{20610,7}{5048,9} = 4,1 ; n = \frac{0,7 \times 33375}{4829,2} = 4,8$$

Na odłame ziemi jest obciążenie ruchome. Długość odłamu

$$a = 0,521 H = 0,521 \times 3,0 = 1,563 \text{ m.}$$

Zatem na odłame mieszczą się dwie osie parowozu, które dają siłę od hamowania 5,0t., zaczepioną w środku wysokości ścianki.

Tutaj musimy zwrócić uwagę, że odłame ziemi może mieć miejsce poza przyczółkiem, nie zaś w granicach przyczółka pomiędzy skrzy-

dłami, gdyż pomiędzy skrzydłami jest duże tarcie o boczne ścianki skrzydeł. Ziemia pomiędzy ściankami jest tą warstwą, która oddaje ciśnienie otrzymane od parcia ziemi, znajdującej się bezpośrednio za skrzydłami przyczółka.

Siła od hamowanie oddaje się na płaszczyznę $4,5 \times 3 = 13,5 \text{ m.}^2$
zatem na ściankę odda się siła $\frac{5 \times [0,4 \times 1,5 + 2,1 \times 3,0]}{13,5} = 2556 \text{ k.}$

Moment tej siły jest $M_0 = 2556 \times 1,5 = 3834 \text{ k.m.}$

Ciśnienie na ściankę od obciążenia ruchomego :

$$E'_1 = 11317 \lg [1 + 0,74 \cdot 1,5] \cdot 0,4 = 4526 \lg 2,11 = 4526 \times 0,32428 = 1468 \text{ k.}$$

$$E'_2 = 11317 \lg [1 + 0,74 \times 3] \cdot 2,1 = 23766 \lg 3,22 = 23766 \times 0,50542 = 12012$$

Momenty tych sił będą :

$$M'_1 = 5646 \times 0,4 \{ [0,675 + 1,5] \cdot 2,302585 \times 0,32428 - 0,75 \} = 2258,4 [1,624 - 0,75] \\ = 2258,4 \times 0,875 = 1976,1 \text{ k.m.}$$

$$M'_2 = 5646 \times 2,1 \{ [0,675 + 1,5] \cdot 2,302585 \times \lg [1 + 0,74 \times 3,0] - 1,5 \} \\ = 11856,6 [2,175 \times 2,302585 \times 0,50542 - 1,5] = 11856,6 [2,53 - 1,5] = 12212,3$$

Suma momentów wszystkich sił przy momencie od sił pionowych

$$33375 \times \left[\frac{1,25}{2} - 0,618 \right] = 233,6 \text{ k.m. będzie :}$$

$$\sum M = 1976,1 + 12212,3 + 5048,9 + 233,6 = 19470,9 \text{ k.m.}$$

$$\text{Suma parć } \sum E = 2556 + 1468 + 12012 + 4829 = 20865 \text{ k.}$$

Napężenie będzie :

$$K_c = \frac{33375}{6,75} \pm \frac{19470,9 \times 6}{4,5 \times 1,25^2} = 4944 \pm \frac{116825,4}{7,03125} = \\ = [4944 \pm 16615] \text{ k/m.}^2$$

$$K_0 = + 2,16 \text{ k/cm.}^2 ; K_v = - 1,17 \text{ k/cm.}^2$$

Spółczynniki pewności :

$$n = \frac{20610,7}{19470,9} = 1,06$$

$$m = \frac{33375 \times 0,7}{20865} = 1,12.$$

Spółczynniki te wskazują, że stateczność ścianki w założeniu, że skrzydła się oderwały od ścianki przedniej jest bardzo mała.

b/ Ścianka się nie oddziela od skrzydeł, a stanowi z nimi jedną całość.

Waga, ramiona i momenty względem zewnętrznej krawędzi ścianki.

Nazwa części	Objętość części m^3	Waga $l. m^3$ k	Waga części k	Ramię m.	Moment sł. tyczny k.m.
Przednia część ścianki	Z tablicy poprzedniej		33375	0,618	20610,7
Gzyms	$0,25 \times 0,6 \times 0,355 \times 2 = 1,065$	2400	2556	2,275	5814,9
Ziemia	$0,5 \times 2,8 \times 0,25 \times 2 = 0,700$	1800	1260	2,650	3339,0
	$0,35 \times 0,45 \times 2,8 = 0,441$	"	794	2,650	2104,1
	$2 \times 0,2 \times 2,8 \times 1,5 = 1,680$	"	3024	2,650	8013,6
Mur	$0,45 \times 1,65 \times 2,8 = 2,079$	2200	4574	2,650	12121,1
	$2 \times 2,8 \times 1 \times 0,8 = 4,48$	"	9856	2,650	26118,4
	$2 \times 1,1 \times 1,5 \times 2,8 = 9856$	"	21683	2,650	57450,0
			77122	1,758	135581,8

Parcie ziemi $E = 243,9 \times 4,5 \times 3^2 = 9878 \text{ k}$; $e = 1,00 \text{ m}$.

Parcie ziemi od obciążenia ruchomego na odcinku ziemi :

$$E_1 = 12012 \times \frac{4,5}{2,1} = 25740 \text{ k}; \Sigma E = 40618 \text{ k}.$$

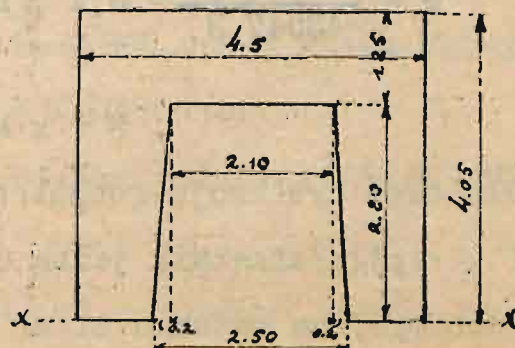
Momenty tych parć: $M = 9878 \text{ k.m}$.

$$M_2 = \frac{12012,3 \times 4,5}{2,1} = 26169,2 \text{ k.m}.$$

Moment od hamowania: $5000 \times 1,5 = 7500 \text{ k.m}$.

$$\Sigma M = 43547,2 \text{ k.m}.$$

Pole przekroju przyczółka [rys. obok]



Budowa mostów ark. XIV.

$$w = 4,5 \times 4,05 - 2,8 \times 2,1 - 2,8 \times 0,2 = 18,225 - 5,880 - 0,560 = 11,785 \text{ m}^2$$

Moment statyczny pola przekroju względem osi XX

$$S_x = 18,225 \times 2,025 - 5,880 \times 1,400 - 0,560 \times 0,933 = 28,151 \text{ m}^3$$

Odległość środka ciężkości od osi XX : i $\delta_x = 2,389 \text{ m}$ i

$$\delta'_x = 4,050 - 2,389 = 1,661 \text{ m}$$

Moment bezwładności względem osi XX :

$$J_{xx} = \frac{4,5 \times 4,05^3}{3} - \frac{2,1 \times 2,8^3}{3} - \frac{0,4 \times 2,8^3}{12} = 99,645 - 15,366 - 0,732 = 78,547 \text{ m}^4$$

Moment bezwładności względem środka ciężkości :

$$J_c = 78,547 - 28,15 \times 2,389 = 78,547 - 67,253 = 11,294 \text{ m}^4$$

Momenty wytrzymałości : $W = \frac{11,294}{2,389} = 4,727 \text{ m}^3$; $W = \frac{11,294}{1,661} = 6,799 \text{ m}^3$

Moment od sił pionowych :

$$M_p = 77122 / [1,661 - 1758] = - 7480,8 \text{ k.m.}$$

Suma momentów : $\sum M = 9878,0 + 26169,2 + 7500 - 7480,8 = 36066,4 \text{ k.m.}$

Naprężenia : $K_c = \frac{77122}{11,785} + \frac{36066,4}{6,799} = 6544 + 5305 = 11849 \text{ k/m}^2 = 1,18 \text{ k/cm}^2$

$$K_r = \frac{77122}{11,875} - \frac{36066,4}{4,727} = 6544 - 7630 = - 1086 \text{ k/m}^2 = - 0,11 \text{ k/cm}^2$$

Spółczynniki pewności :

$$m = \frac{135581,8}{43547,2} = 3,1 ; n = \frac{77122 \times 0,7}{40618} = 1,33$$

Przekrój II - II .

Dla tego przekroju rozpatrzmy tylko wypadek, gdy ścianka przednia i skrzydła stanowią jedną całość. Most jest nieobciążony ciężarem ruchomym; na odłamie ziemi jest obciążenie ruchome i ma miejsce hamowanie.

Siły pionowe i ich momenty względem zewnętrznej krawędzi .

Nazwa części	Objętość części m. ³	Waga 1 m. k.	Waga części k.	Ramię m.	Moment sta- tyczny k.m.
Górna część			77122	3,098	238924
Ziemia	$3,0 \times 0,4 \times 2,8 = 3,36$	1800	6048	3,99	24132
	$4,1 \times 0,3 \times 2,8 = 3,444$	"	6199	3,99	24734
Mur	$4,5 \times 2,25 \times 2,5 = 25,3125$	2200	55688	1,34	74622
	$4,5 \times 0,09 \times 2,25 = 0,9113$	"	2005	0,06	120
	$0,4 \times 2,8 \times 2,25 = 2,520$	"	5544	3,99	22121
	$0,3 \times 2,8 \times 1,15 = 0,966$	"	2125	3,99	8479
Budowa wierzchnia			31000	0,89	27590
			185731	2,265	420722

Ciśnienie ziemi $E = 243,9 \times 5,25^2 \times 4,5 = 30251 \text{ k}$; $e = 1,75 \text{ m}$.

Ciśnienie ziemi od obciążenia : $E' = 11317 \lg [1 + 0,74 \times 5,25] / 4,5 = 35081 \text{ k}$.

Długość odcinka ziemi : $a = 5,25 \times 0,521 = 2,74 \text{ m}$.

Na tym odcinku mieszczą się tylko dwie osie parowozu, zatem siła od hamowania równa się $5t$ i ramię jej jest $2,625 \text{ m}$. $\Sigma E = 70332 \text{ k}$.

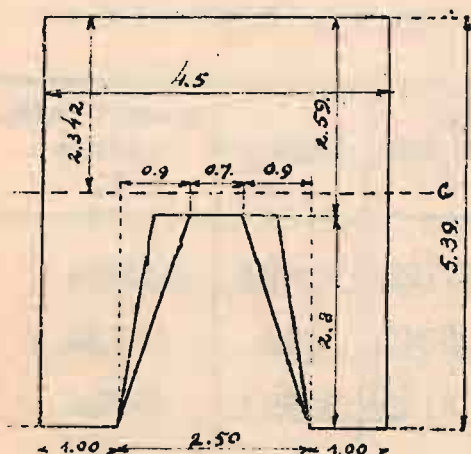
Momenty tych sił są : $M_1 = 30251 \times 1,75 = 52939 \text{ k.m}$.

$M_2 = 5646 \{ [0,675 + 0,5 \times 5,25] / 2,303 \lg 4,885 - 0,5 \times 5,25 \} \times 4,5 = 66312 \text{ k.m}$

$M_3 = 5000 \times 2,625 = 13125 \text{ k.m}$. $\Sigma M = 132189 \text{ k.m}$.

Pole przekroju II-II $w = 4,5 \times 2,59 + 2,8 \times 2,0 + 0,9 \times 2,8 = 11,655 + 5,600 + 2,520 = 19,755 \text{ m}^2$.

Moment statyczny $S_x = 11,655 \times 4,095 + 5,600 \times 1,4 + 2,520 \times 1,867 = 60,272 \text{ m}^3$. $\bar{S}_x = 3,048 \text{ m}$. $\bar{S}'_x = 5,390 - 3,048 = 2,342 \text{ m}$.



Moment bezwładności :

$$J_x = \frac{4,5 \times 5,39^3}{3} - \frac{0,7 \times 2,8^3}{3} - \frac{1,8 \times 2,8^3}{12} =$$

$$= 234,886 - 5,122 - 3,239 = 226,525 \text{ m}^4$$

Moment bezwładności względem śr. ciężkości : $J_c = 42,816 \text{ m}^4$

Momenty wytrzymałości :

$$W_1 = 14,047 \text{ m}^3; W_2 = 18,282 \text{ m}^3$$

Moment sił pionowych :

$$M = 185731 \times [2,342 - 2,265] = 14301 \text{ k.m.}$$

$$\Sigma M = 132189 + 14301 = 146490 \text{ k.m.}$$

naprężenia :

$$K_c = \frac{185731}{19,775} + \frac{146490}{18,282} = 9392 + 8013 = +17405 \text{ k/m}^2 = +1,74 \text{ k/cm}^2$$

$$K_r = \frac{185731}{19,775} - \frac{146490}{14,047} = 9392 - 10429 = -1037 \text{ k/m}^2 = -0,10 \text{ k/cm}^2$$

Spółczynniki pewności :

$$m = \frac{420722}{132189} = 3,18; n = \frac{185731 \times 0,7}{70332} = 1,85.$$

Most jest obciążony pociągami, dającym największe ciśnienie na przyczółki i hamowany na moście. Wtedy na moście otrzymujemy dodatkowe ciśnienie 179400 k., które daje moment $179400 \times 0,89 = 159666 \text{ k.m.}$

Suma wszystkich statycznych momentów sił pionowych względem zewnętrznej krawędzi jest :

$$420722 + 159666 = 580388 \text{ k.m. i ramię } p = \frac{580388}{185731 + 179400} = 1,589 \text{ m.}$$

Odległość od środka ciężkości $2,342 - 1,589 = 0,753 \text{ m.}$, co daje moment

$$M = 365131 \times 0,753 = 274,944 \text{ k.m.}$$

Moment od sił hamowania $M_h = 33000 \times 2,65 = 87450 \text{ k.m.}$

Suma momentów sił poziomych i pionowych :

$$\Sigma M = 52939 + 87450 + 274944 = 415333 \text{ k.m.}$$

Naprężenia na mur :

$$K_c = \frac{365131}{19,775} + \frac{415333}{18,282} = 18464 + 22718 = 41182 \text{ k/m}^2 = 4,12 \text{ k/cm}^2$$

$$K_r = \frac{365131}{19,775} - \frac{415333}{14,047} = 18464 - 29567 = -11103 \text{ k/m}^2 = -1,11 \text{ k/cm}^2$$

Spółczynniki pewności :

$$m = \frac{580388}{52939 + 87450} = 4,13 ; \quad n = \frac{365131 \times 0,7}{63251} = 4,04.$$

Należałoby przeprowadzić powyższe obliczenia i dla przekroju III-III i IV-IV, lecz ponieważ różnić się będzie to obliczenie tylko pod względem arytmetycznym, przeto nie podajemy go tutaj.

Wyżej przytoczony przykład dotyczy przyczółka projektowanego przy znacznie mniejszych obciążeniach ruchomych mostu, niż ostatnie normy Ministerstwa Kolei Żelaznych i, jak widać z tych obliczeń, przednia ścianka na wysokości niszy żołydkowej jest nieco za cienka, gdyż współczynniki pewności na zsuwanie są za małe. Należałoby ją pogrubić co najmniej do 1,5 m. przy stosowaniu obciążenia ruchomego według normy A.

F i l a r y .

Znaczna szerokość przeszkody może podyktować rozbitcie ogólnej długości mostu L na kilka przęseł o mniejszej rozpiętości l . Często poszczególne przęsła robią się równej długości i wtedy ilość ich określa się ze wzoru :

$$n = \frac{L}{l}.$$

Podział na przęsła uskutecznia się ze względów technicznych, ekonomicznych, a często i estetycznych. Wymagania techniczne, jako też i wymagania estetyki, zależą głównie od miejscowych warunków. Zmniejszenie rozpiętości przęseł l zmniejsza koszt dźwigarów, lecz podnosi koszt podpór, zwiększając ich ilość. Należy więc obliczyć, jaki podział długości da najekonomiczniejsze wyniki. Wymiary filarów, a więc i koszt ich, mało zależą od rozpiętości przęseł, raczej od własnej wysokości. Z tego powodu, badając koszt filarów, przyjmujemy je za niezależne od rozpiętości. Koszt podpór da się wyrazić następującym wzorem :

$$2K_p + K_f(n-1) = 2K_p + K_f\left(\frac{L}{l} - 1\right).$$

gdzie K_p oznacza koszt przyczółka, K_f koszt filara.

Jednostkowa waga przęsła może być określona prostym wzorem empirycznym :

$$p = C l + F \text{ tonn na 1 m.b. przęsła.}$$

Wielkości F i C właściwie zależą od l , lecz jeżeli l zmienia się w niewielkich granicach, to F i C również mało się zmieniają; przyjmujemy je przeto, jako wielkości stałe.

Waga jednego przęsła będzie

$$p.l = [C l + F] l$$

a waga n przęseł wyniesie

$$p \cdot l \cdot n = [C \cdot l + F] \cdot l \cdot n$$

Jeżeli koszt jednostki żelaza oznaczmy przez K , to koszt dźwigarów będzie

$$[C \cdot l + F] \cdot l \cdot n \cdot K = [C \cdot l + F] \cdot L \cdot K$$

Całkowity koszt mostu wyrazi się, jako

$$T = 2 K_p \times K_f \left[\frac{L}{l} - 1 \right] + [C \cdot l + F] \cdot L \cdot K$$

By otrzymać warunek, przy którym T wypada najmniejszym, różniczkujemy wyrażenie dla T względem zmiennej l i rezultat, jako pierwszą pochodną od T przyrównujemy do zera.

$$\frac{dT}{dl} = -K_f \frac{L}{l^2} + 2 K L = 0$$

skąd otrzymujemy $K_f = 2 K l^2$

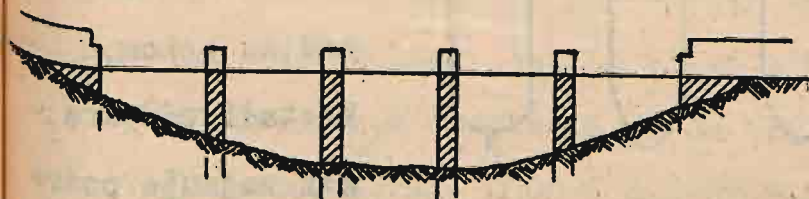
lub $K_f = K \cdot c \cdot l \cdot l$

Równanie ostatnie wyraża, że koszt mostu będzie najmniejszy, kiedy koszt filara równać się będzie kosztowi dźwigarów bez pomostu.

Koszt filara może być z dostateczną dokładnością określony, przeto określa się koszt przęseł, a z tego i ich waga, zatem rozpiętość.

Związek ten ma miejsce i w mostach kamiennych.

Stawiając podpory na rzece, stwarzamy zmniejszenie wolnego pola przekroju dla



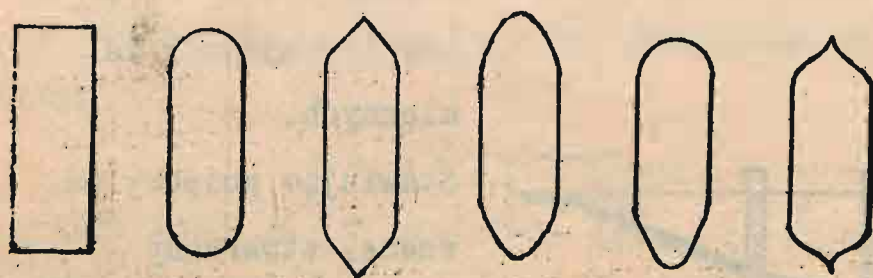
rys.132

przepływu wody w rzece, mianowicie, pole przekroju Ω_0 przed zbu-

downiem mostu zmniejsza się o pole ω , stanowiące sumę przekrojów podpór mostowych [rys.132]. Jeżeli przeto przed zbudowaniem mostu średnia szybkość wody była V_0 , to po zbudowaniu mostu szybkość ta będzie V , gdyż z równania ciągłości mamy, że

$$(\Sigma S_0 - \omega) V = \Sigma S V = \Sigma S_0 V_0$$

lecz zwężenie koryta zależy nie tylko od geometrycznego przekroju podpór, lecz i od ich kształtu. Musimy więc wprowadzić jeszcze współczynnik M zdławienia rzeki, który również wpływa na zwężenie przekroju rzeki, a zatem na zwiększenie szybkości przepływu wody pod mostem. Współczynnik ten M jest zależny od kształtu podpór, a także i od rozpiętości przęseł; dla dużych rozpiętości jest on większy, niż dla mniejszych rozpiętości. Doświadczenie przeprowadzone przez inż. Durand Claye nad filarami różnych kształtów [rys. 133] wykazały naogół, że z przodu oraz z boków filarów otrzymuje się rozmycie gruntu, zaś z tyłu tworzą się osady. Największe rozpięcie z przodu dają filary o przekrojach prostokątnych i najmniejsze o kształtach ostrokątnych. W kształtach prostokątnych rozmycie z przodu największe po osi filara zmniejsza się ku bokom jego, zaś



przy ostrokątnych zwiększa się od osi ku bokom.

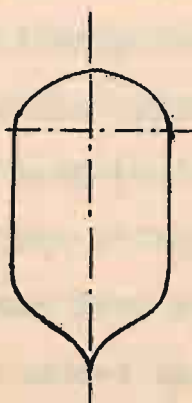
Kształt półokrągły zajmuje pośrednie miejsce pomiędzy prosto i ostrokątnym kształtem. Rozmycia z boków, największe przy prostokącie, są prawie jednakowe na całej

rys. 133.

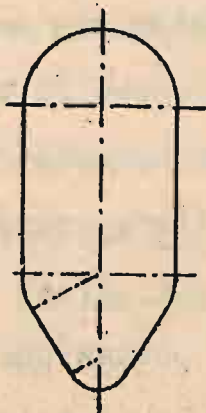
nie miejsce pomiędzy prosto i ostrokątnym kształtem. Rozmycia z boków, największe przy prostokącie, są prawie jednakowe na całej

długości filara ; przy kształcie ostrokątnym i półokrągłym rozmycia z boków są nieznaczne i mało różniące się.

Osady z tyłu filara tworzą się największe przy kształtach prostokątnych i najmniejsze przy kształtach ostrokątnych. Stąd



rys.134.



rys.135.

wniosek, że ze względu na rozmycie najgorszy jest kształt prostokątny. Najlepszy kształt byłby, przedstawiający kombinację ostrokątnego z półokrągłym, jak jest wskazane na rys.134, kształt ten jednak byłby trudny do wykonania, a następnie ostre krawędzie takie, zrobione z kamienia, byłyby słabe i łatwo by się kruszyły przy uderzaniu o nie ciężkich przedmiotów, szczególnie, spływających w rzece lodów. Zwykle przeto nadajemy kształt filarom z przodu ostro-

kątny z zaokrągloną krawędzią przednią i z zaokrąglonemi ramionami, z tyłu zaś kształt półokrągły lub też eliptyczny - wydłużony lub spłaszczony, jak to widać z rysunków 134 i 135.

Spółczynnik μ dławienia równa się dla kształtu prostokątnego 0,85 półokrągłego 0,90 i ostrokątnego 0,95.

Wyżej wskazany kształt filarów, oczywiście, winien być stosowany tylko do wysokości nieco większej, niż sięgają wody najwyż-

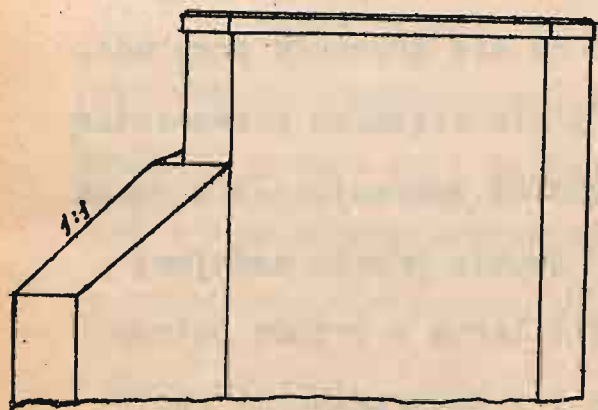
sze. Wyżej kształt może być inny.

Końce filara nazywamy głowicami. Przednią część filara nazywamy jego przodkiem lub jego dziobem, zaś tylną - zatyłkiem.

O ile kształt filarów w planie wyżej wody najwyższej zmieniamy, zmniejszając jego długość, to części zakończone tak od strony dzioba, jak też od strony zatyłka, pokrywamy czapkami.

Oprócz tego filary rzeczne na rzekach o silnej krze są zaopatrzane z przodu nieco wydłużonymi częściami, patrz rys. 136, o pochylonych górnych krawędziach. Ta część filara nosi nazwę izbi. oy, czyli lodołamu. Służy ona do łamania lodu na rzece.

Grubość filarów mostów belkowych powinna być taka, aby przy belkach zwykłych, przeciętych na filarach, mieściły się na nich



dwa ciasy podporowe i, żeby, oprócz tego od krawędzi ciosu do krawędzi filara, pozostawiało około 0,25 mtr. Ciosy podporowe mogą być postawione z pewnym rozstępem lub też mogą być zbliżone do siebie zupełnie.

Dla dźwigarów głównych ciągłych lub wspornikowych na grubości filara musimy umieścić tylko jeden cios podporowy, z tego względu filary mogą być nieco cieńsze u góry, niż przy przes

rys. 136.

łach rozciętych. Naturalnie grubość filarów zależna jest również od dopuszczalnego ciśnienia na mur.

Grubość filarów mostów łukowych winna być taka, aby przy jednostronnem obciążeniu przęseł, opierających się na filar, była zabezpieczona stateczność filara oraz jego wytrzymałość. Przeto, jeżeli rozpór od obciążenia stałego jest jednakowy od sąsiednich przęseł, spoczywających na danym filarze, to należy obciążyć to przęsło ciężarem ruchomym, które daje większy rozpór. Przy różnych rozporach trzeba wybrać taką kombinację, która daje największy rozpór jednostronny. Grubość filara na poziomie stóp łuku powinna być równa dwum rzutom na poziom pochylonej części ciosów podporowych więcej grubość filara u góry. Ta ostatnia niezależnie od systemu przęseł może być naznaczona według następującego wzoru empirycznego :

$$d^{\text{mtr.}} = 0.78 + 0.147 H \sqrt[3]{\frac{1}{H}}$$

w którym H oznacza wysokość filara od góry do odsadzki fundamentowej i l odległość między osiami filarów w metrach.

Winkler podaje następujący wzór dla grubości filarów u góry

$$d^{\text{mtr.}} = 0.2 + 0.04 l + 0.06 h ,$$

w którym l oznacza rozpiętość przęseł, a h wysokość od poziomu wysokiej wody do dna rzeki.

Frenkel proponuje korzystać z następującego wzoru, który jednak daje zbyt małe grubości filarów

$$d^{\text{mtr.}} = 0.26 + 0.061 l - 0.00058 l^2 + 0.0009 v h_1 ,$$

w którym v jest szybkość wody wysokiej, h_1 głębokość wody najwyższej i l rozpiętość, - wszystko wyrażone w metrach.

Dla małych mostów można korzystać ze wzoru Mejera

$$d^{\text{mtr.}} = 1.5 + 0.0005 l^2 ,$$

gdzie l rozpiętość.

Można naogół przyjąć dla filarów o niewielkiej wysokości, a mianowicie koło 10 mtr. następujące grubości filarów

$$l = 10 \text{ mtr.} - 20 - 30 - 40 - 50 - 100 \text{ mtr.}$$

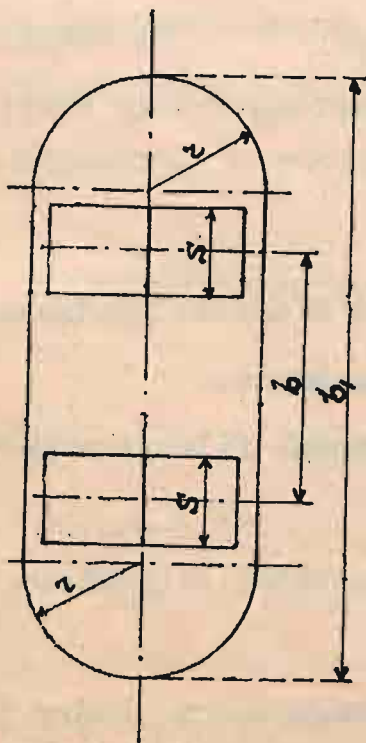
$$d = 1,3 - 1,6 - 1,9 - 2,2 - 2,5 - 4,0 \text{ mtr.}$$

Długość filara u góry zależy od odległości między skrajnymi dźwigarami b mostu i długości S ciosów podporowych. Jeżeli długość tę oznaczamy przez b_1 , to dla przekroju prostokątnego u góry mamy :

$$b_1 = b + S + 2 \times 0,5.$$

Dla kształtu pokazanego na rys.137 długość ta będzie

$$b_1 = b + S + 2r + 2 \times [0,25 - 0,5]$$



rys.137.

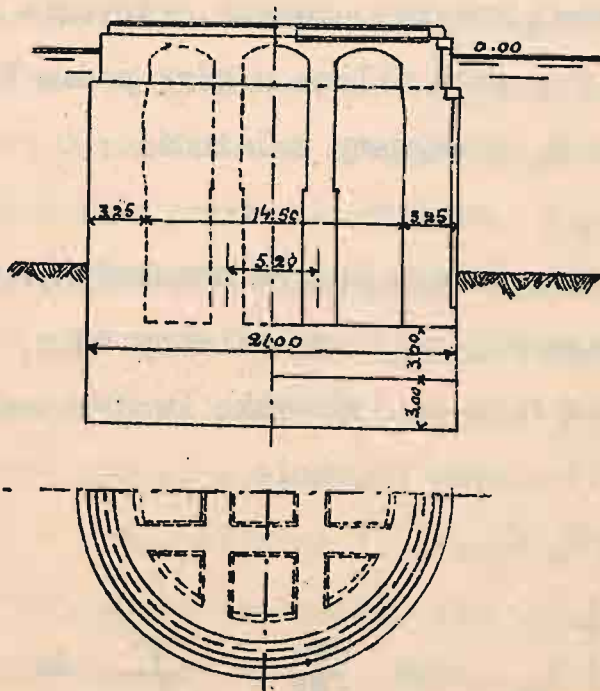
Ostatnie dwa wyrazy wyżej napisanego wzoru wskazują, że ciosy podporowe nie zachodzą na zaokrąglone części filara. Jednak, o ile nie wymagają względy wytrzymałości, kamienie podłożyskowe mogą też zachodzić i na głowice, lecz jednak tak, aby od krawędzi filara do krawędzi ciosu podłożyskowego było nie mniej niż 0,25 mtr.

Dla mostów obrotowych koło osi pionowej filary mają kształt w rzucie poziomym okrągły i dla mostów szerokich średnica

ich wypada dość duża, np. w moście Troic-

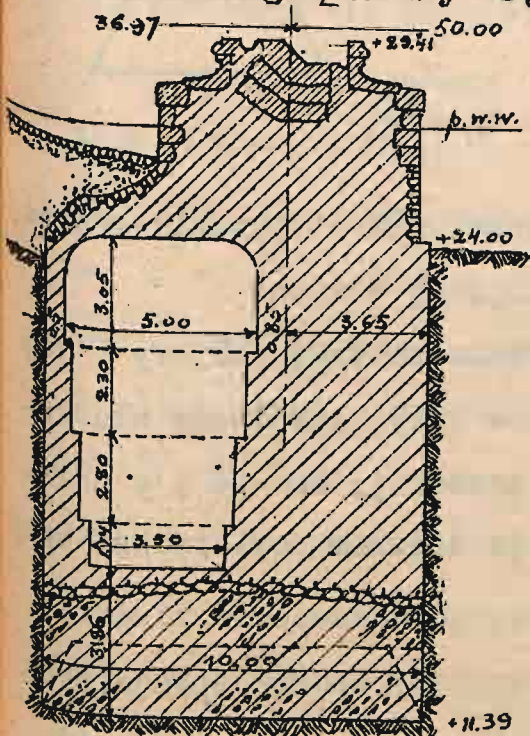
kim przez Nową w Petersburgu średnica fundamentu filara części obrotowej równa się 21,00 mtr. Dla zmniejszenia ilości muru w filarze tym pozostawione są studnie tak, że filar przedstawia jakby cylinder o grubości ścianki 3,25 mtr. w środku którego jest studnia

podzielona dwiema ściankami podłużnymi i dwiema poprzecznymi na dziewięć oddzielnych studzien, jak to widać na rys.138. Studnie



rys.138.

te studnie mamy w moście Mirabeau w Paryżu, w moście Pałacowym w Petersburgu [filary części zwodzonej 12 mtr.grubości]/[rys.139].



rys.139

u góry są pokryte sklepieniami. Tutaj zaznaczyć trzeba, że, o ile filary dajemy bardzo grube ze względu na to, że pracują one na siły poziome, lub np. w mostach obrotowych koło osi poziomej przy dużych skrzydłach przeciwwagowych, to zawsze okazuje się celowym pozostawianie studzien w fundamentach, a nawet i ciążach filarów. Ta-

Boki, czyli ściany filara dajemy tylko przy niskich [do 4 - 5 mtr] filarach pionowe. Naogół zaś dajemy pewne pochylenie do pionu, a to ze względu na wzrastające od wagi własnej ciśnienie na niższe przekroje filarów, jak również i na zwiększenie stateczności. Pochylenie to może być różne od 1/20 do 1/40, a czasem nawet i większe koło 1/10.

Właściwie, gdybyśmy wychodzili z zasady, aby naprężenie na ściskanie w każ-

dym przekroju filara było jednakowe, równe K_c , musielibyśmy ścianom filarów nadawać kształt pewnej krzywej. Jeżeli ciśnienie na filar od przesek oznaczamy przez P , pole filara u góry przez W_0 , to przy dopuszczalnym ciśnieniu K_c otrzymamy zależność :

$$P = W_0 K_c .$$

Niech w odległości x od góry filara będzie przekrój jego W_x , przyczem, oczywiście W_x jest przekrój zmienny, zależny od x , lecz taki, że ciśnienie w każdym przekroju na jednostkę kwadratową wynosi K_c , to przy wadze muru γ otrzymamy równanie :

$$P + \gamma \int_0^x W_x dx = W_x K_c .$$

Różniczkując to równanie mamy :

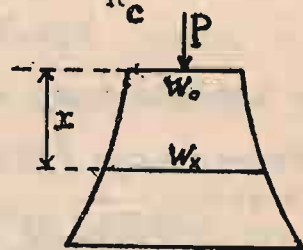
$$\gamma W_x dx = K_c dW_x , \text{ stąd } \frac{dW_x}{W_x} = \frac{\gamma}{K_c} dx ,$$

$$\text{a po zcałkowaniu } \ln W_x - \ln C = \frac{\gamma x}{K_c} .$$

Ponieważ przy $x = 0, W_x = W_0$, zatem $C = W_0$

i przeto mamy

$$\lg \frac{W_x}{W_0} = \frac{\gamma x}{K_c} ; \text{ czyli } W_x = W_0 e^{\frac{\gamma x}{K_c}}$$



Możemy zastosować wzór, który podaje Frenkel dla otrzymania grubości filara w różnych przekrojach w następującej postaci :

$$\gamma = \frac{dx}{\frac{2P}{\gamma} - x} ,$$

w którym P oznacza wagę podpory i jej obciążenia od przesek, d grubość podpory u góry, zaś γ wagę właściwą muru, x odległość od góry podpory do przekroju danego i y położę pogrubienia podpory. Nadawanie jednakże ścianom powierzchni krzywych związane jest z pewnemi trudnościami, gdyż kamienie licówki filara musiałyby być ciosane dla każdej warstwy według specjalnych szablonów. Tęgo rodzaju robota kosztowałaby znacznie drożej, niż

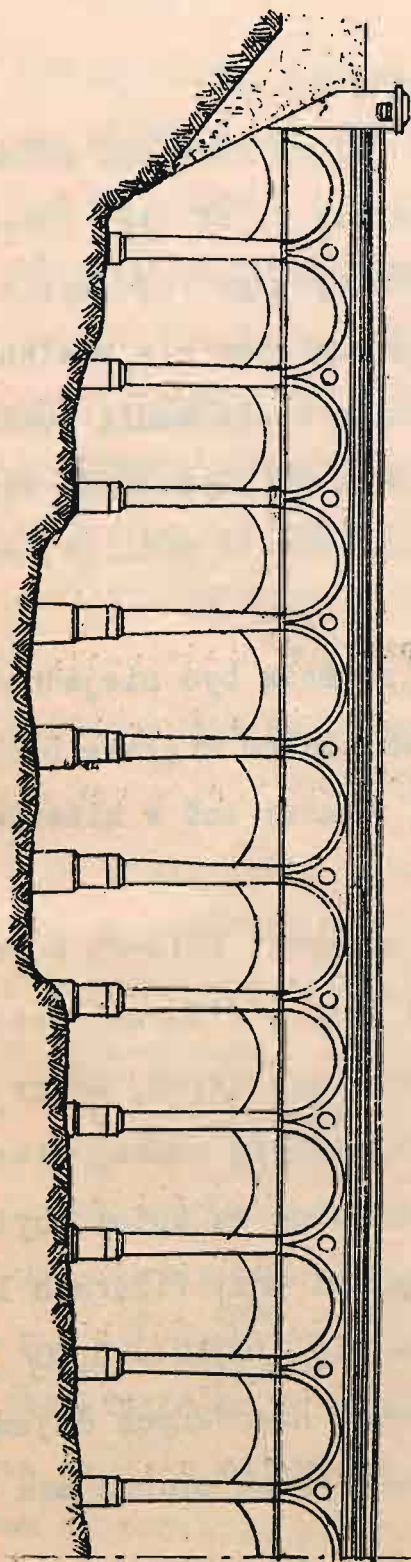
przy ścianach filarów o powierzchniach prostych.

Pochylenie przedniej i tylnej krawędzi filara może być różne i różnić się od pochylenie ścian bocznych. Zależy to od sił, działających na filar i od dążenia do najodpowiedniejszego rozłożenia ciśnienia na przekroje filarów. Wogóle pod tym względem nie powinniśmy się krępować istniejącymi wzorami, bo zasadą projektowania powinno być nie naśladowanie wzorów istniejących, lecz wytrzymałość, skuteczność, celowość i poczucie piękna przy zachowaniu możliwej ekonomii dla danej budowli.

Przy wysokich filarach pochylenie ścian może być niejednostajne na całej wysokości, lecz zmienne, przytem czasem większe pochylenie daje się w wyższych częściach filara, czasem zaś w niższych częściach.

Przy filarach lądowych w wiaduktach przekrój filarów w rzucie poziomym nie potrzebuje być takim, jaki jest w filarach rzecznych, gdyż tu nie mamy do czynienia z głównym czynnikiem, który wymaga większych form, a mianowicie wody. Tutaj przeto możemy stosować przekroje prostokątne lub wieloboczne. Głowice są tutaj zbędne, przeto i czapek mieć nie będziemy. Natomiast przy filarach lądowych dajemy cokoły, wysokość których równa się $[0,15 - 0,20] h$, jeżeli h oznacza wysokość filara. Przy terenach nierównych dajemy cokoły na jednej wysokości, czasem nierówność terenu zmusza nas robić cokoły podwójne patrz rys. 140.

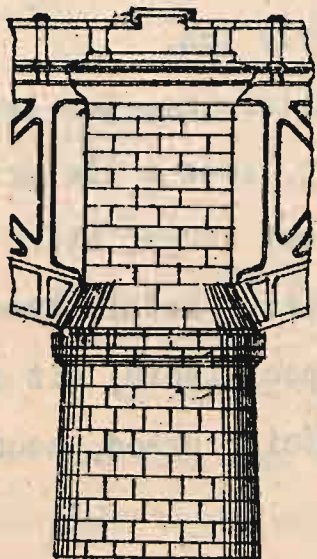
Przy filarach rzecznych fundamenty dajemy i dłuższe i szersze, niż długość i grubość ciała filara, otrzymujemy przeto odsadzki, które przy posadach kesenowych powinny być nie mniejsze, niż



0,4 mtr., a to ze względu możliwego zboczenia lub skrzywienia fundamentu z osi filara. Mając nieco większe odsadzki, możemy prawie zawsze na fundamencie postawić ciało filara w należytej odległości od sąsiednich podpór i przytem tak, aby całe ciało spoczywało swą podstawą na fundamencie, czego przy małych odsadzkach możnaby nie osiągnąć.

Górna część filarów, a także i przyczółków zakańczą się gzymśami, które powinny być o dość dużym profilu bez drobnych wcięć i bez zbytłych zakamów, gdyż drobne linje wszystko jedno nie uwydatniają się i nie są widoczne, natomiast wymagają dużego nakładu pracy i kosztów. Wysekość gzymśów powinna być dość duża i zależna od wysokości warstw kamienia okładziny, lecz w każdym razie nie mniejsza, niż jakie 30 - 40 cm. Oprócz umieszczenia gzymśów w górnej czę-

ści filarów i przyczółków dajemy również występy kamieni w kształcie gzymsu na poziomie dolnej krawędzi ciosów podperowych, jak to widać z rysunku 141.



rys.141.

Oprócz gzymsów czasami w celu upiększenia mostu na filarach dajemy specjalne wieżyczki lub portale, które jednak powinny odpowiadać pod względem architektonicznym ogólnemu widokowi mostu. Tego rodzaju upiększenia powinno się robić przy udziale architekta specjalisty, przytem projektowane powinny być w związku z całością kształtem mostu.

I z b i c e .

Na rzekach w klimacie zimnym i ze znaczną szybkością wody, kiedy w zimie woda pokrywa się grubą warstwą lodu, budujemy przy filarach tak zwane izbice. Ochroniają one filar od uderzeń kry i od wstrząśnięć, a także zapobiegają tworzeniu się zatorów przed mostem.

Izbice robimy jako oddzielne budowle, które stawiamy w pewnej odległości od filara, przeważnie jednak izbica jest budowana na jednym fundamencie z filarem i wtedy z filarem stanowi jedną całość.

Oddzielne izbice dajemy tylko przed filarami okrągłymi czę-
Budowa mostów ark. XV.

ści obrotowych mostu koło osi pionowej i wtedy taka izbica - filar służy jednocześnie do podtrzymania końca dźwigarów mostu zwodzonego, gdy ten ostatni jest rozwiedziony.

W mostach na rzekach o dużej krze i bardzo dużej szybkości wody izbice też robimy oddzielne, lecz na jednym fundamencie z filarem. Oddzielamy izbice od filara, aby wstrząśnienia i uderzenia lodu nie oddawały się filarom i nie niszczyły ich.

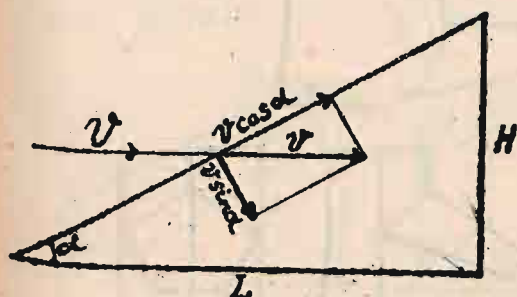
Na rzekach małych, gdzie kra jest niewielka, lub też na rzekach dużych, chociażby i przy krze dużej, lecz o ile przed danym mostem w niewielkiej odległości jest most drugi, który dobrze łód łamie, nie robimy wtedy izbice, lecz tylko przednią krawędź przedniej głowicy dajemy o nieco większym pochyleniu, niż zatyłek.

Każda izbica posiada trzy główne części : przód, boczna ściana i górną pochyłą powierzchnię.

Jeżeli górna powierzchnia wytworzona jest dwiema przecinającymi się płaszczyznami, to przecięcie się tych płaszczyzn daje tak zwaną krawędź tnącą. Płaszczyzny te zwykle przecinają się pod kątem rozwartym. Krawędź tnąca pozostawia się nie ostra, lecz zakrąglona, czyli, że płaszczyzny, tworzące kąt graniasty, połączone są zapomocą powierzchni stycznej stożkowej o promieniu większym u dołu i mniejszym u góry. Górna powierzchnia izbicy zamiast tworzyć się z dwóch płaszczyzn może być wytworzona powierzchnią cylindryczną, kołową lub eliptyczną.

Pochylenie krawędzi tnącej izbicy daje się różne i zależne jest ono od chyżości lodu na rzece. Im szybkość lodu jest większa tem krawędź izbicy jest więcej stroma, gdyż w przeciwnym razie lód

mógłby uderzyć w głowicę filara.



rys.142.

Oznaczmy przez V szybkość lodu, a przez α kąt pochylenia krawędzi tnącej izbiocy do poziomu [rys.142]. Szybkość V rozłoży się na dwie składowe: jedną $V \cos \alpha$ wzdłuż krawędzi tnącej, drugą $V \sin \alpha$ prostopadłą do tejże krawędzi. Pierwsza podnie-

$$h = \frac{V^2 \cos^2 \alpha}{2g}$$

sie lód na wysokość

Stąd widać, że im kąt α jest większy t.j. im spadziastość krawędzi tnącej jest większa, tem na mniejszą wysokość bryła lodu się podniesie. Jednakże zbyt spadziste krawędzie powodują silne uderzenia lodu o izbicę i psują mur izbiocy, lepiej przeto dać możność bryle lodu podnieść się na pewną wysokość, byleby jednakże nie uderzyła ona w głowicę filara.

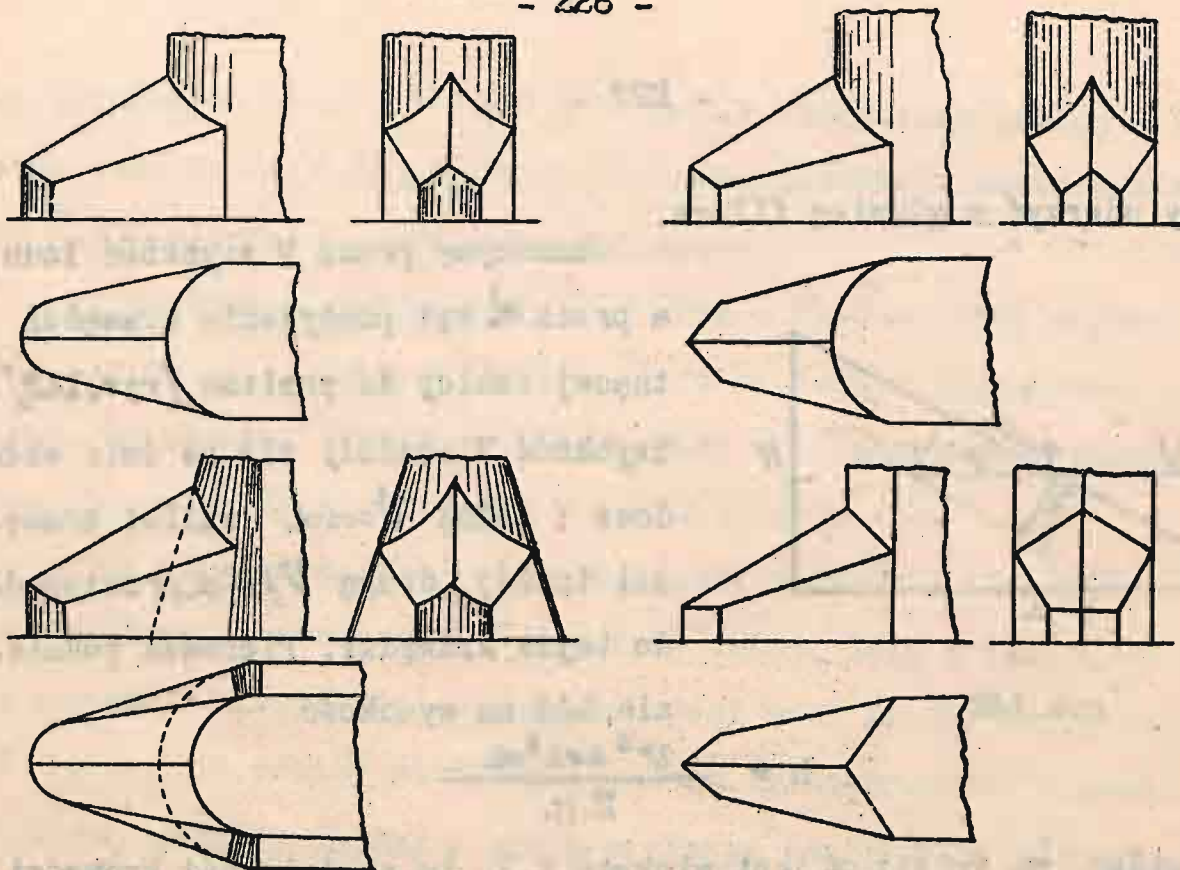
Najczęściej stosowana stoczystość w izbicach jest :

$$1 : 1,5 ; 1 : 1,4 ; 1 : 1 ; 1/2 : 1.$$

Krawędź tnąca powinna się zaczynać na 1 metr niżej poziomu niskiego spływanja lodu, a nawet i więcej, w zależności od grubości lodu [w Petersburgu na mostach przez Nową na 2,0 metr.] Górny koniec krawędzi tnącej powinien się kończyć na 1,5 do 2,0 metr. wyżej poziomu najwyższego spływanja lodu na rzece.

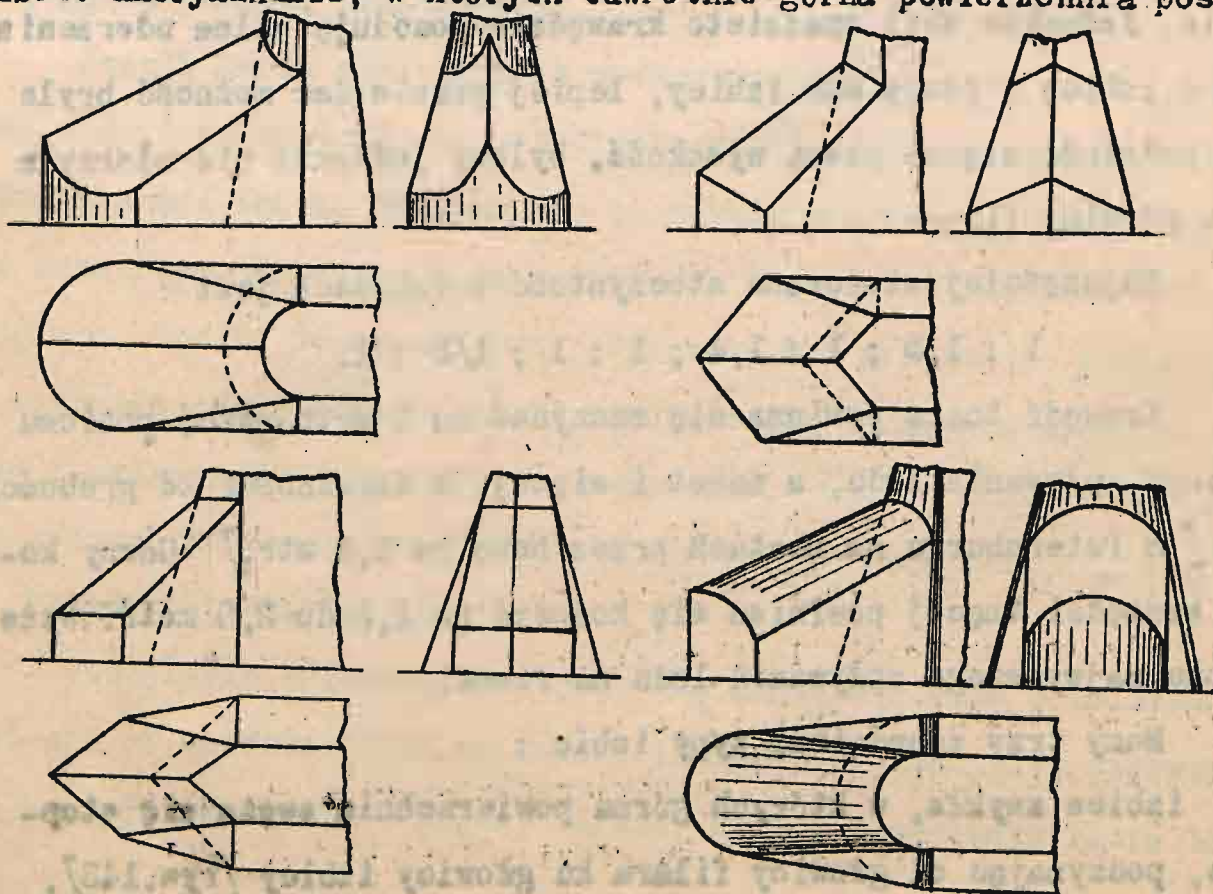
Mamy trzy zasadnicze typy izbic :

izbice zwykłe, w których górna powierzchnia swęta się stopniowo, poczynając od głowicy filara ku głowicy izbiocy [rys.143].



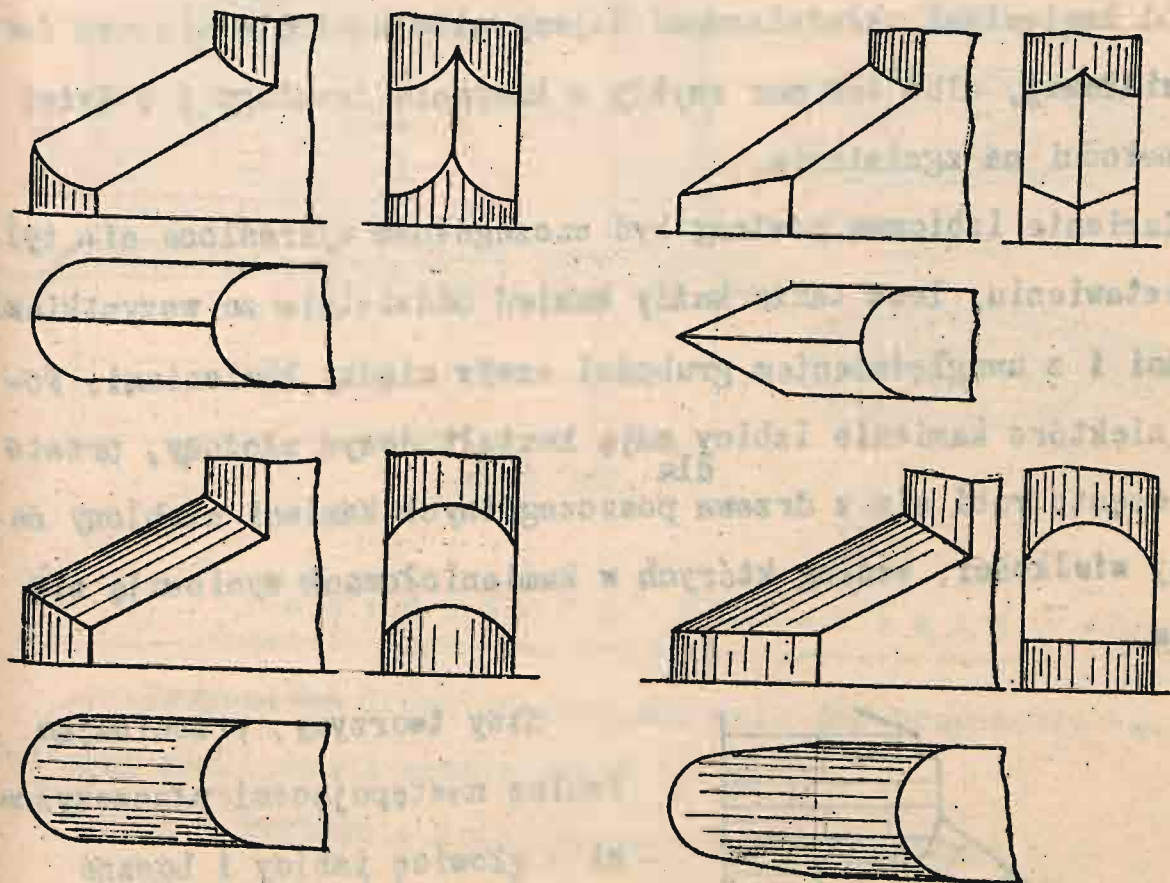
rys. 143.

izbice amerykańskie, w których odwrótnie górna powierzchnia posze-



rys. 144.

za się stopniowo do głowicy filara ku głowicy izbicy [rys.144],
wreszcie trzeci typ izbic, w których powierzchnia ta
jest jednostajnej szerokości na całej przestrzeni od głowicy fila-
ra do głowicy izbicy [rys.145].



rys. 145.

Typ amerykański ma tę zaletę, że odciąga środek ciężkości izbicy ku jej głowicy, przez co otrzymuje się lepsze rozłożenie ciśnienia na posadę filara.

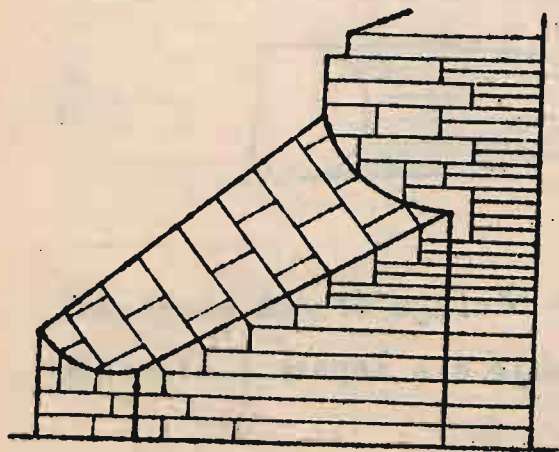
Kamień okładzinowy, z którego robimy izbice, musi być twar-
dy i dobrego gatunku. Kamienie tutaj stosuje się dość dużych wy-
miarów w zależności od siły, z jaką lód płynie na rzecę. Przy sil-
nej krze np. stawia się za warunek, aby kamienie okładzinowe izbi-
cy były nie mniejsze od 1 mtr.³ W izbicach mostów na Newie kamie-

nie izbic stosowano do wymiarów $2 \times 1,8 \times 1$ mtr.

Jako zasadę przyjmuje się, że na linii przecięcia się dwóch powierzchni nie może być szwów, również na krawędzi tnącej nie wolno robić szwów.

Pod kamieniami okładzinowymi dajemy albo kamienie ciosowe formy prawidłowej, albo też mur zwykły z kamienia trwałego i o dużej wytrzymałości na zgniatanie.

Kamienie izbicowo powinny być szczegółowo wykreślone nie tylko w zestawieniu, lecz także każdy kamień oddzielnie ze wszystkimi wymiarami i z uwzględnieniem grubości szwów między kamieniami. Ponieważ niektóre kamienie izbicy mają kształt dosyć złożony, przeto dla bardzo często robi się z drzewa poszczególnych kamieni szablony naturalnej wielkości, według których w kamieniołomach wyciosują się kamienie.

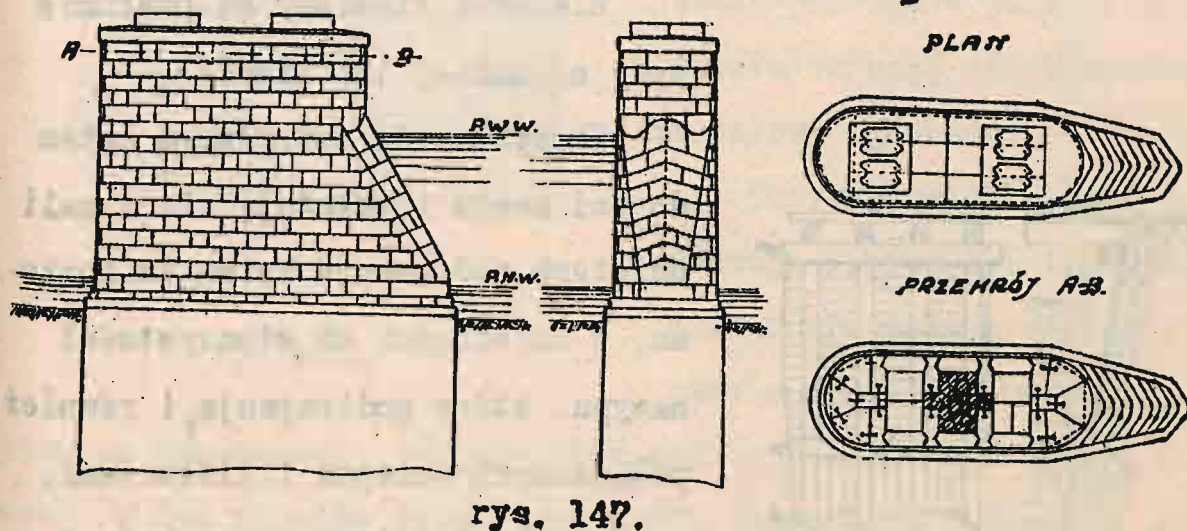


rys.146.

wierzchnię pochyłą, jeżeli ona jest wytworzona dwiema przecinającymi się płaszczyznami lub powierzchnią krzywą, tniemy płaszczyznami normalnymi do tworzących i płaszczyznami normalnymi do wodzących.

Szwy tworzymy, przecinając izbicę następującymi płaszczyznami: głowicę izbicy i boczne ściany tniemy płaszczyznami poziomymi i pionowymi, przytem płaszczyzna pionowa jest prostopadła do zewnętrznej linii ciągnięcia płaszczyzną poziomą. Po-

W zależności od stoczystości krawędzi tnącej jednemu kamieniowi węglowemu o powierzchni pochyłej odpowiada jedna lub dwie warstwy kamieni w bokach izbicy. [rys. 146 i 147].



Przyczółki drewniane.

Przyczółki drewniane analogicznie jak przyczółki kamienne będziemy mieli dwóch zasadniczych typów :

- 1/ w kształcie ścian oporowych ze skrzydłami i
- 2/ zatopione w nasypie.

Typ pierwszy może być stosowany tylko do niewielkich wysokości około 3 mtr. gdyż przy większych wysokościach napór ziemi jest tak znaczny, że przyczółek pod jego działaniem odchyła się, a często nawet usuwa.

Najprostszą konstrukcją takiego przyczółka wskazana jest na rys. 148. Składa się on z pali a, wbitych w grunt na głębokość co najmniej 3 mtr. i w odległości 1,00 - 1,5 mtr. jeden od drugiego.

Pale te są połączone za pomocą nasadzonego na nie bala m.