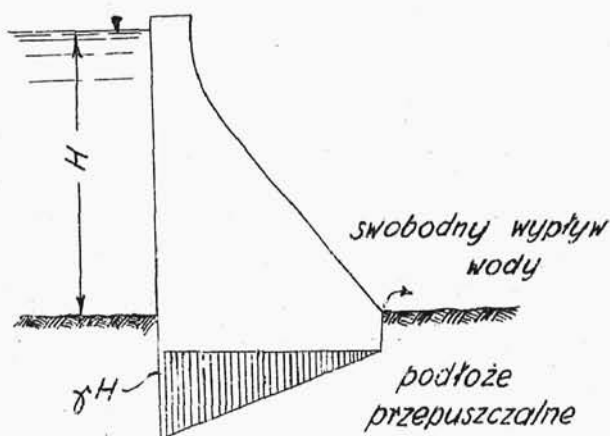


Wypór pod stopę fundamentu.

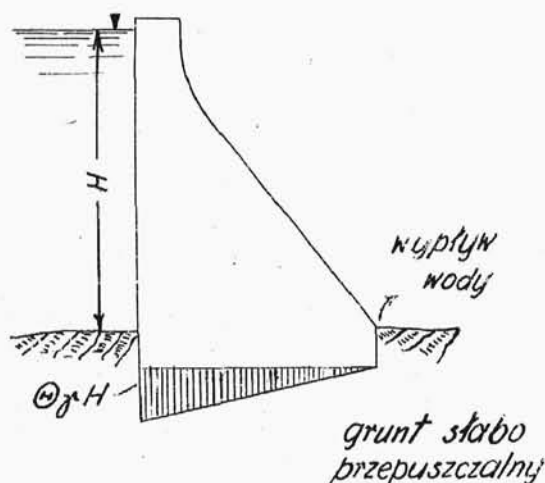
O ile w obliczeniach naprężeń nie uwzględnia się nigdy wyporu wewnątrz korpusu zapory, o tyle należy się liczyć z możliwością powstania wyporu wody pod fundamentem. Bowiem woda gruntowa może wypłukać cement z betonu w czasie betonowania i na powierzchni styku zapory ze skałą wytworzyć szczelinę; albo też woda może się dostać pod fundament okólną drogą przez spękania w skale. Wówczas na skutek parcia wody na fundament od spodu powstaną tam naprężenia skierowane ku górze. Wielkość tych naprężeń i ich rozkład bywa różny zależnie od szeregu czynników.

Gdyby pod-
łoże było zu-
pełnie prze-
puszczalne i
woda swobodnie
mogła dostać
się pod funda-
ment i prze-
pływać pod za-
porą, wtedy
wykres jedno-



rys. 90.

stkowych parć wody na fundament byłby w formie trójkąta /rys.90/ z największą rzędną $=\gamma H$ od strony wody, a najmniejszą $=0$ od strony powietrza.

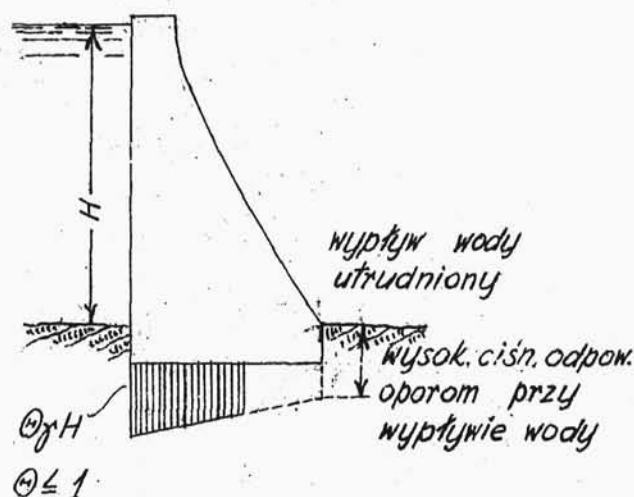


rys. 91.

Jeśli woda miałaby utrudniony dostęp pod fundament i jej przeciekanie byłoby paraliżowane wskutek małej przepuszczalności podłoża, wówczas wykres parć jednostkowych zmieni się o tyle, że największa rzędna

/od strony wody/ zmniejszy się w porównaniu z wypadkiem poprzednim i mieć będzie wartość $\Theta \gamma H$ przyczem $\Theta < 1$ /rys.91/.

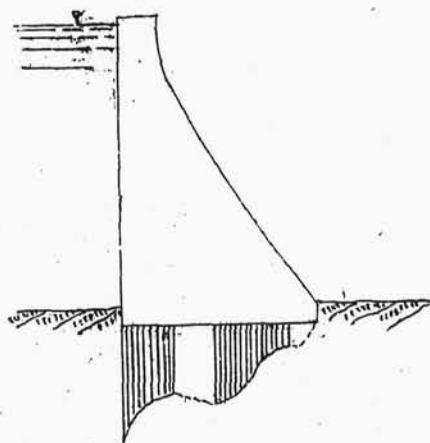
Jeśli zaś odpływ wody z pod fundamentu będzie w mniejszym lub większym stopniu utrudniony, parcia rozłożą się według trapezu /rys.92/, z największą rzędną od strony wody $=\Theta \gamma H$ przyczem $\Theta \leq 1$ zależnie od stopnia przepuszczalności podłoża, a mniejszą rzędną od strony powietrza, większą jednak od zera.



rys. 92.

W rzeczywistości wypór wody działa nie na całej powierzchni fundamentu, lecz w jego poszczególnych punktach, tam, gdzie woda ma łatwiejszy dostęp, gdzie istnieją szczeliny i pęknięcia w skale.

Rzeczywisty rozkład paró będzie nieregularny, w wielu wypadkach zbadany przy pomocy otworów wiertniczych pod wykonanemi zaporami, lecz niemo-



rys. 93.

żliwy do ujęcia w prostą formułę matematyczną /rys.93/.

Do obliczeń przyjmuje się rozkład parć jednostkowych na cały fundament według trójkąta /rys.91/ o największej rzędnej Θr^H , gdzie współczynnik wyporu przyjmuje się $\Theta \leq 1$ zależnie od zwartości, przepuszczalności podłoża.

W myśl przyjętych założeń, dotyczących rozkładu wyporu /porów. rys. 90 i 91/, wypadkowa parcia wody U działa w odległości $\frac{1}{3}$ szerokości zapory od krawędzi przedniej /od strony wody/ t.zn. na krawędzi rdzenia zapory. Zatem wykres naprężeń $\Delta\sigma$, powstających w płaszczyźnie fundamentu pod działaniem wyporu, będzie miał kształt trójkąta z największą rzędną $\Delta\sigma_1$ od strony wody i najmniejszą równą zero / $\Delta\sigma_2=0$ / od strony powietrza /rys.94/. Naprężenia powstające od działania sił zewnętrznych / $P+Q$ / rozkładają się w formie trapezu z rzędną σ_1 na krawędzi od strony wody mniejszą od σ_2 występującego na krawędzi odwietrznej.

Mogą zajść trzy wypadki: $\sigma_1 \geq \Delta\sigma_1$ /rys.94/.

Jeśli $\sigma_1 > \Delta\sigma_1$, wówczas mur zapory jest na całej swej powierzchni przyciskany do fundamentu.

Nykresy naprężeń

I. $\sigma_1 > \Delta\sigma_1$



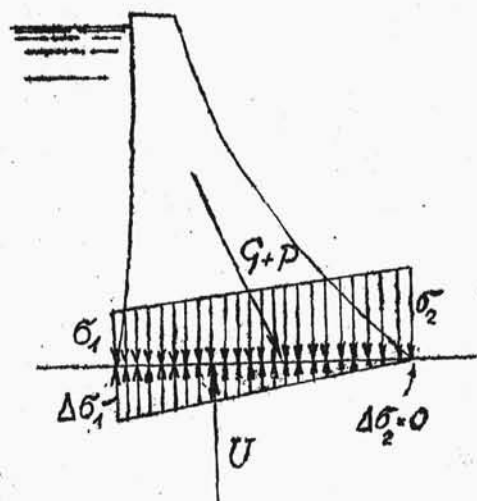
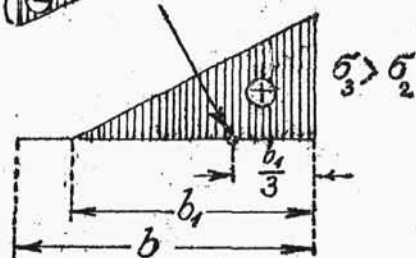
II. $\sigma_1 = \Delta\sigma_1$



III. $\sigma_1 < \Delta\sigma_1$



IV.



rys. 94.

Gdy $\sigma_1 = \Delta\sigma_1$, wówczas naprężenia sumaryczne /od sił zewnętrznych G i P oraz od wyporu U / na krawędzi od strony wody staną się równe zero.

Kiedy zaś $\sigma_1 < \Delta\sigma_1$, to od strony wody przeważać będzie wypór, zapora będzie wypierana ku górze, szew fundamentowy będzie z tej strony rozwierany, mogąc powodować pęknięcia i odstawanie muru zapory

od skały. W rezultacie obciążenie fundamentu siłami zewnętrznymi rozłoży się nie na całą szerokość podstawy b , lecz na szerokość mniejszą: b_1 , taką, która odpowiada położeniu wypadkowej sił zewnętrznych w skrajnym zewnętrznym punkcie rdzenia /t.zn. w odległości $\frac{b_1}{3}$ od krawędzi od strony powietrza/. Spowodowane tem naprężenie ściskające od strony powietrza σ_3 na wykresie IV rys. 94 będzie większe niżby to wynikało z wykresu III.

Zatem, aby uniknąć powstawania ciągnięć pod stopą fundamentu, musi być

$$\sigma_1 \geq \Delta \sigma_1 ;$$

Łatwo sprawdzić, że $\Delta \sigma_1 = \Theta \gamma H$ skutkiem czego warunek powyższy przybiera postać

$$\underline{\sigma_1 \geq \Theta \gamma H \quad t/m^2}$$

Jest to warunek Lévy'ego, który wskazuje, że naprężenia wywołane siłami zewnętrznymi / $q + p$ / na krawędzi od strony wody muszą być conajmniej równe największej wartości jednostkowego wyporu /występującego na tejże krawędzi/ - o ile pragniemy uniknąć ujemnych naprężeń w fundamencie.

Zachowanie warunku Lévy'ego wymaga powiększenia wymiarów zapory i znacznego zwiększenia ilości beto-

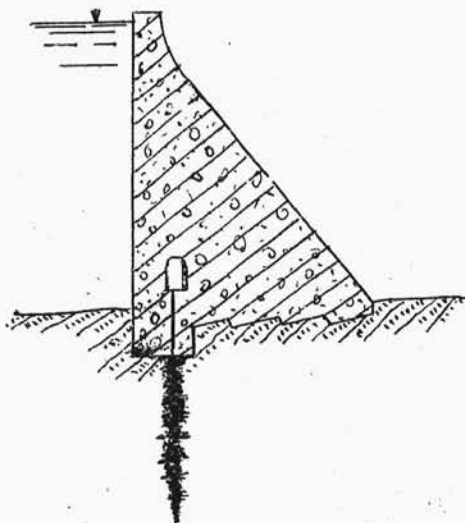
<i>cięż. własc. muru %</i>	<i>powiększenie kubatury muru</i>
2,0	41,48 %
2,1	38,1 %
2,2	35,1 %
2,3	32,8 %
2,4	30,8 %

nu. Załączone obok zestawienie ilustruje zwiększenie objętości muru wskutek zachowania warunku Lévy'ego w porównaniu do ilości betonu wynikających z obliczeń bez uwzględniania wyporu. Powiększenie kubatury

- równoznaczne z powiększeniem

kosztu budowy - waha się w granicach od 30,8 % do 41,48 % , przyczem i ciężar gatunkowy betonu jest większy, tem mniejszy jest wpływ uwzględniania wyporu.

Warunek Lévy'ego uwzględnia się tylko w wyjątkowo złych przypadkach fundowania /skała spękana/, przyczem jest on siłą rzeczy uwzględniany na całej wysokości zapory. Naogół dąży się do wyeliminowania wpływu wyporu z obliczeń statycznych, co uczynić można wtedy, gdy zabezpieczymy stopę fundamentu w sposób dostateczny przed przenikaniem wody pod nią. Tak n.p. przepisy francuskie z 1923 r. nie wymagają uwzględniania wyporu w obliczeniach, lecz każą stosować odpowiednie urządzenia zabezpieczające. Jednym z takich urządzeń jest uszczelnienie skały pod fundamentem przez wtłaczanie zaprawy cementowej w uprzednio wy-



rys. 95.

wiercone otwory, przez co uzyskuje się rodzaj wodoszczelnej przepony, sięgającej odpowiednio głęboko pod zaporą /rys.95/.

Przepisy włoskie - w przeciwieństwie do francuskich - polecają wprowadzenie wyporu do obliczeń, zmniejszając

go odpowiednio do przepuszczalności podłoża, wysokości zapory i znaczenia zbiornika: Θ = od 0 do 1 .

/Porów. tabelkę podaną w ustępie "Przebieg obliczeń zapory ciężkiej"/.

Pomiary ciśnienia dokonane pod zaporami już wykonanymi, a zwłaszcza dawno zbudowanymi, dały naogół korzystne wyniki tak, że współczynnik wyporu można przy przyjmować znacznie mniejszy od 1 .

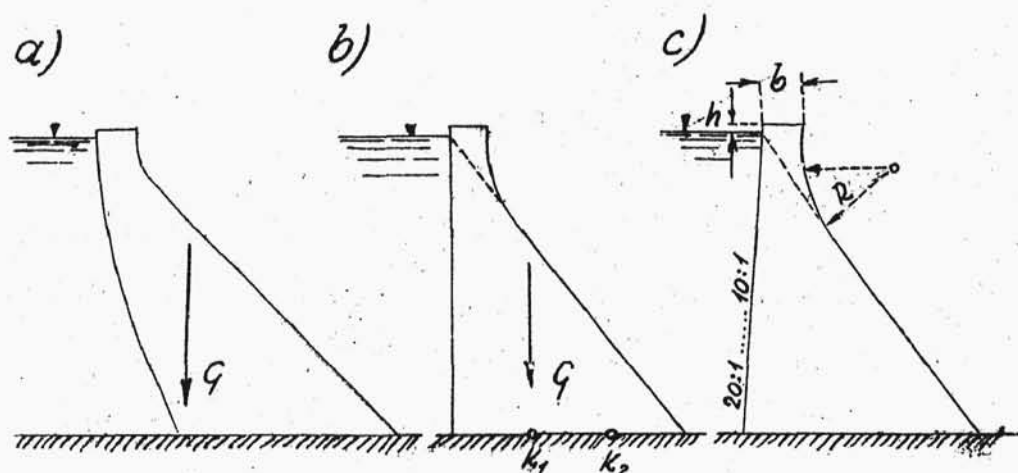
O sposobach zabezpieczenia się przed powstawaniem wyporu pod fundamentem zapory powiedziane jest w rozdziale o wykonywaniu zapór betonowych, w części III. niniejszego skryptu.

ZAPORY CIĘŻKIE.

Zapory ciężkie wykonane w postaci muru oporowego były do niedawna powszechnym typem zapór, a także obecnie chętnie są stosowane. Wynika to z prostoty wykonania i obliczenia /zapora ciężka przeciwstawia się parciu wody swoim ciężarem/. Poniżej omówione będą zapory ciężkie pełne; zaporom ciężkim wewnątrz pustym poświęcony jest osobny rozdział.

K s z t a ł t z a p o r y c i ę ż k i e j .

Najkorzystniejszy dla zapory ciężkiej ze względu na oszczędność materiału byłby przekrój podcięty /rys. 96^a/ taki, jaki się stosuje dla murów oporowych w budownictwie lądowym. W danym wypadku nie możemy stosować takiego przekroju ze względu na brak stateczności jego przy pustym zbiorniku. Najbardziej ekonomiczny i wykonalny będzie zatem przekrój trójkątny z wierzchołkiem na poziomie zwierciadła wody i z pionową ścianą od strony wody /rys. 96^b/. Największe naprężenia otrzymamy w takiej zaporze przy pustym zbiorniku na krawędzi od strony wody, a na krawędzi od strony powietrza naprężenia będą równe



rys. 96.

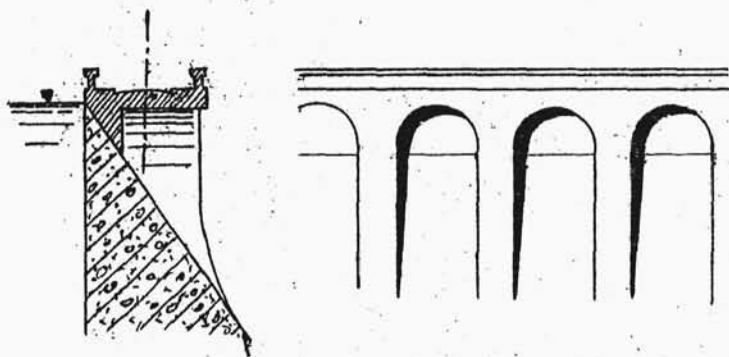
zeru, gdyż ciężar zapory przechodzi przez zewnętrzną krawędź rdzenia / K_1 na rys.96^b/. Naprężenie na krawędzi od strony wody przy zbiorniku pustym może przekroczyć wartość naprężenia od strony powietrza przy zbiorniku pełnym. Aby uzyskać możliwe takie same wartości dla maksymalnych naprężeń przy zbiorniku pustym i pełnym, nadajemy wysokim zaporom ścianę od strony wody pochyloną 20 : 1 do 10 : 1 /rys.96^c/.

Nachylenie od strony powietrza uwarunkowane jest statecznością zapory i zależne od przyjętego współczynnika wyporu.

Teoretyczny przekrój trójkątny nie da się w praktyce zastosować. Korona zapory musi mieć pewien

rozmiar szerokości z reguły dla pomieszczenia drogi. Szerokość tę ustala się według przepisów Min. Rob. Publ. odpowiednio do ruchu / $b = 3,6 \dots 6,8$ m /. Z przyjętej szerokości korony przechodzi się łagodnym łukiem /o promieniu R = kilku metrów/ w teoretyczny trójkątny przekrój zapory /rys.96^c/. Wzniesienie h korony ponad zwierciadłem wody w zbiorniku zależy od wielkości falowania, zwykle $h = 1,0 \dots 2,5$ m ponad krawędzią przelewów.

Przeważnie nie daje się pełnego muru w koronie, lecz podpira ją szeregiem sklepień opartych na filarach /rys.97/. Korona jest wtedy lżejsza i bardziej estetyczna. Budowa nawierzchni drogi jest odpowiednia do rodzaju i natężenia ruchu. Odwodnienie jezdni z reguły jest jednostronne i skierowane ku zbiornikowi.



rys. 97.

Oś zapory ciężkiej w planie dajemy z reguły w prostej. Dawniej budowano zapory ciężkie w kształcie lekko wygiętego łuku, dopatrując się w takim wykonaniu pewnego powiększenia stopnia bezpieczeństwa. Wpływ łuku nie był uwzględniany w rachunku i zaporą była liczona tylko jako mur ciężki. Powiększenie się bezpieczeństwa miało występować wskutek tego, że zaporą pracowałaby częściowo jako sklepienie.

Zapratrywanie to uległo dzisiaj zmianie, bowiem zaporą wtedy tylko pracować będzie jako łuk elastyczny, gdy ulegnie pewnej deformacji, co - jak wynika z samych założeń obliczenia zapory ciężkiej oraz z powodu wielkiej grubości muru - nie może mieć miejsca. Zaporą ciężką nie pracuje jako sklepienie choćby była wykonana w kształcie łuku. Dowodzi tego wypadek z zaporą we Francis /St.Zjedn.A.P./, która mimo założenia w łuku runęła na skutek przesunięcia się jej w płaszczyźnie fundamentu.

Ponieważ budowa zapory ciężkiej w formie łuku pociąga za sobą zwiększenie kubatury muru, które - jak to z powyższego wynika - nie jest uzasadnione, dlatego obecnie zapory ciężkie budujemy niemal wyłącznie w linii prostej.

Obliczenie zapory ciężkiej.

Obliczenie zapory ciężkiej czyli określenie wielkości naprężeń, występujących w zaporze pod wpływem sił zewnętrznych, ma na celu upewnienie się, że:

1. linia ciśnień przy zbiorniku pełnym i pustym nie wychodzi z rdzenia zapory t.j. w murze nie występują ciągnięcia, jak również niema odrywania muru od skały w płaszczyźnie fundamentu,
2. ciśnienia w murze i na skałę pod fundamentem nie przekraczają granic dopuszczalnych dla materiału zapory, jak również dla danego gruntu /przy zbiorniku pełnym i pustym/,
3. nie mogą powstać pęknięcia /przesunięcia/ w płaszczyznach działania największych sił tnących, jak również nie może wystąpić poślizg muru po skale w płaszczyźnie stopy fundamentu.

Gdyby się okazało, że naprężenia wypadają większe od dopuszczalnych, to należy powiększyć odpowiednio wymiary zapory, lub zastosować inny typ zapory.

Obliczenia wykresłne.

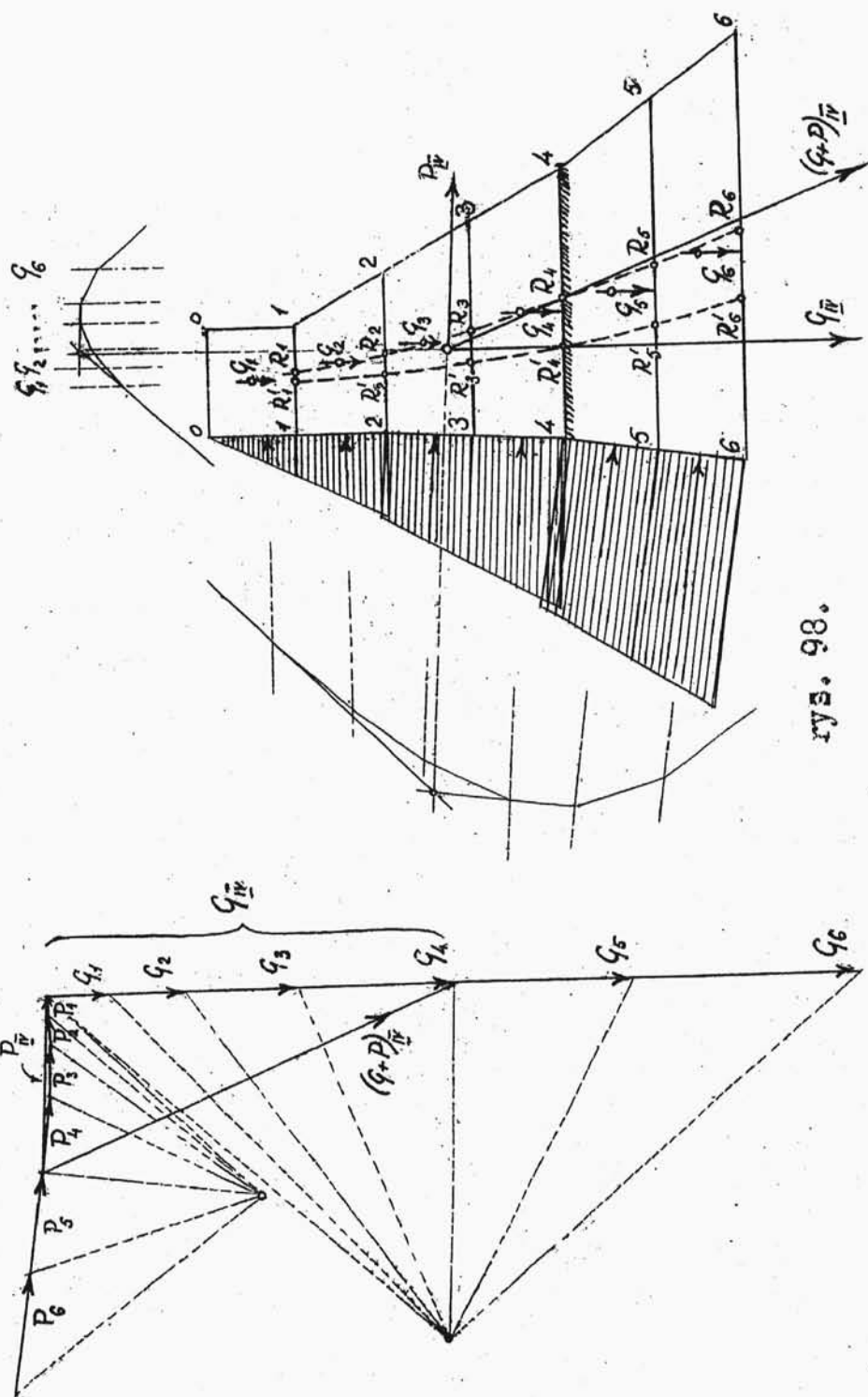
Obliczenia dokonywa się dla pionowych wycinków muru o grubości 1 m /mierzonej w kierunku długości zapory/ i polega na wykresłeniu linii ciśnień oraz wyznaczeniu naprężeń.

Położenie linii ciśnień ustalamy w płaszczyznach poziomych w odstępach kilkumetrowych 2...3...5... a nawet 10 m dla wysokich zapór /rys.98/. Dla każdej objętości muru ograniczonej z obu stron płaszczyznami podziału określamy /n.p. wykresłnie/ ciężar Q_1 , Q_2 , Q_3 oraz środek ciężkości tego wycinka muru. Następnie ustala się wielkość parcia wody P_1 , P_2 , P_3 oraz jego punkt zaczepienia.

Dla wyznaczenia linii ciśnień przy zbiorniku pustym należy w płaszczyznach podziału ustalić położenie punktów R' , w których daną płaszczyznę podziału przebija wypadkowa wszystkich ciężarów warstw położonych wyżej. Na rys.98 ustalono punkt R'_4 w płaszczyźnie 4-4 ; wypadkowa: $\bar{Q}_{IV} = \bar{Q}_1 + \bar{Q}_2 + \bar{Q}_3 + \bar{Q}_4$

Dla zbiornika pełnego trzeba jeszcze uwzględnić parcie wody na zapórę powyżej danej płaszczyzny podziału /dla omawianego przekroju 4-4 będzie to

$$\bar{P}_{IV} = \bar{P}_1 + \bar{P}_2 + \bar{P}_3 + \bar{P}_4 ;$$

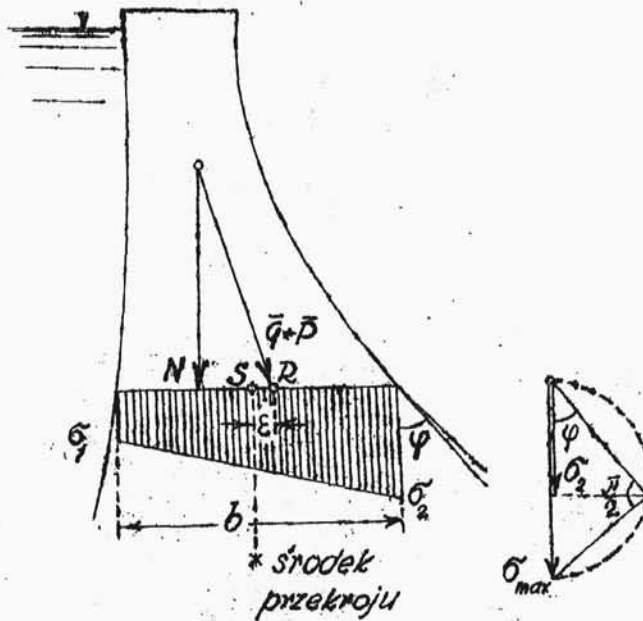


Przecięcie się wypadkowych $/Q+P/$ sił zewnętrznych, działających powyżej pewnego przekroju, z płaszczyzną tego przekroju /punkty R / stanowią punkty linii ciśnień przy zbiorniku pełnym.

Powyższe obliczenia przeprowadza się dla każdej płaszczyzny podziału osobno, przy czem zawsze dla każdej z nich składa się wypadkową ciężaru muru powyżej danej płaszczyzny podziału z wypadkową parcia wody do danej głębokości tak, że dla każdej płaszczyzny podziału wykreśla się na nowo kierunki sił wypadkowych Q i P . Otrzymuje się w ten sposób większą dokładność niż gdyby do określonej w wyższej płaszczyźnie wypadkowej $(Q+P)_n$ dodać /geometrycznie/ siły Q_{n+1} i P_{n+1} działające na następny, niżej leżący wycinek muru.

Ustalenie wielkości i kierunku działania wypadkowych Q , P i $/Q+P/$ najprościej dokonać przy pomocy wieloboków sił i wieloboków sznurowych w sposób przedstawiony na rys.98.

Celem obliczenia naprężeń z wykonanego wykresu, należy dodatkowo z rysunku określić wielkość składowej normalnej N wypadkowej $(Q+P)$ /w wypadku zbiornika pustego $N=Q$ / oraz mimośród $e=\overline{RS}$ rys.99/.



rys. 99.

Naprężenia na krawędziach

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \mp \frac{N \cdot \varepsilon}{W};$$

Ponieważ powierzchnia przekroju $A = b \cdot l$, a jej wskaźnik wytrzymałości $W = \frac{1 \cdot b^3}{6}$ więc:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{b} \cdot \left(1 \mp \frac{6 \cdot \varepsilon}{b} \right);$$

Naprężenia maksymalne mają miejsce w płaszczyźnie prostopadłej do zewnętrznej powierzchni zapory, a ich konstrukcja widoczna z rys.99. Konstrukcja ta będzie uzasadniona poniżej przy omawianiu obliczenia analitycznego.