

Obliczenie filarów.

Naprężenia normalne pionowe.

Obliczenia naprężeń normalnych dokonano w 5 przekrojach poziomych /porów. rys. 143 i 148/ według znanej formuły

$$\sigma_{y_{1,2}} = \frac{\sum N}{A} \mp \frac{\sum M}{W_{1,2}} ;$$

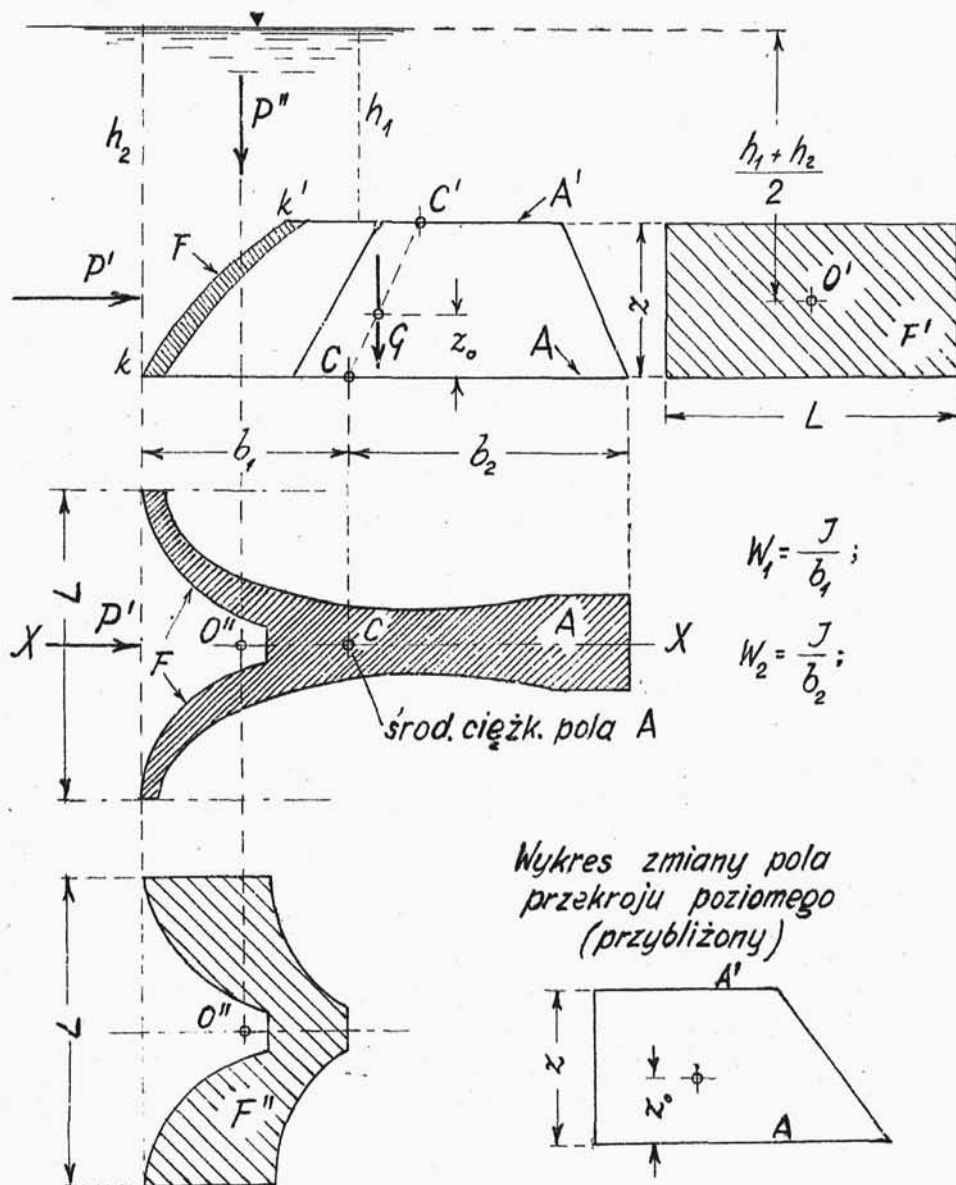
przy czym pole przekroju A i jego wskaźniki wytrzymałości W_1 i W_2 obliczone są dla filara łącznie z sąsiednimi połówkami łuków /rys. 145/. Takie przyjęcie jest zupełnie uzasadnione z powodu dobrego powiązania ze sobą filara i kopuł przez wkładki stalowe.

Wielkości A oraz J obliczamy graficznie; również wykreślnie znajdujemy środek ciężkości C pola A .

Dla wygody siły działające na zaporę: ciężar własny oraz parcie wody oblicza się osobno dla każdej części filara, ograniczonej poziomymi płaszczyznami podziału.

Pewnych objaśnień wymaga obliczenie parcia wody i ciężaru własnego.

Składowe poziomą i pionową parcia wody na



rys. 145.

krzywą powierzchnię odwodną kopuł i filarów /pow. F na rys.145/ obliczamy na podstawie twierdzeń hydrauliki /Prof. I. Radziszewski "Hydraulika" wyd.1937r.str.85 i n./.

Składowa pozioma P' działająca w kierunku osi XX jest równa ciężarowi słupa wody, którego podstawą jest pole F' /rzut ciśnionej powierzchni F na płaszczyznę pionową prostopadłą do osi XX /, a wysokością jest odległość środka ciężkości O' tego rzutu F' od swobodnej powierzchni wody. Stosownie do oznaczeń na rys.145 otrzymuje się

$$P' = \gamma F' \cdot \frac{h_1 + h_2}{2};$$

a linia działania tej składowej znajduje się w głębokości

$$\frac{h_1 + h_2}{2};$$

γ - ciężar właściwy wody,

L - wskazane na rys.145 jest poziomą odległością między pionowymi płaszczyznami symetrii kopuł.

Składowa pionowa P'' parcia wody równa się ciężarowi słupa wody opierającego się - jakby na podstawie - na ciśnionej powierzchni F i sięgającego do swobodnej powierzchni wody. Dla ułatwienia obli-

czenia P'' przyjmujemy z dokładnością dostateczną dla praktycznych celów, że w przekroju pionowym rozpatrywanego elementu filara krawędź odwodna kopuła jest prosta, czyli że odcinek kk' jest prosty. Wtedy

$$P'' = \gamma F'' \cdot \frac{h_1 + h_2}{2} ;$$

gdzie F'' jest rzutem pola F na płaszczyznę poziomą. Linia działania składowej P'' przechodzi przez pt O'' który jest środkiem ciężkości rzutu F'' . Wielkość pola F'' i położenie jego środka ciężkości O'' znajdujemy wykreślnie.

Ciężar elementu filara wydzielonego dwiema płaszczyznami poziomymi /przyjmując bez większego błędu, że przekrój A u spodu zmienia się liniowo do przekroju A' u góry, rys. 145/ określa wzór

$$G = \gamma_0 \cdot \frac{A + A'}{2} \cdot z ;$$

γ_0 - ciężar właściwy materiału użytego do budowy filarów i kopuły.

Ciężar G przecina prostą CC' /łączącą środki ciężkości pól A i A' / w pionowej odległości z_0 od pola A :

$$z_0 = \frac{z}{3} \cdot \frac{A + 2A'}{A + A'};$$

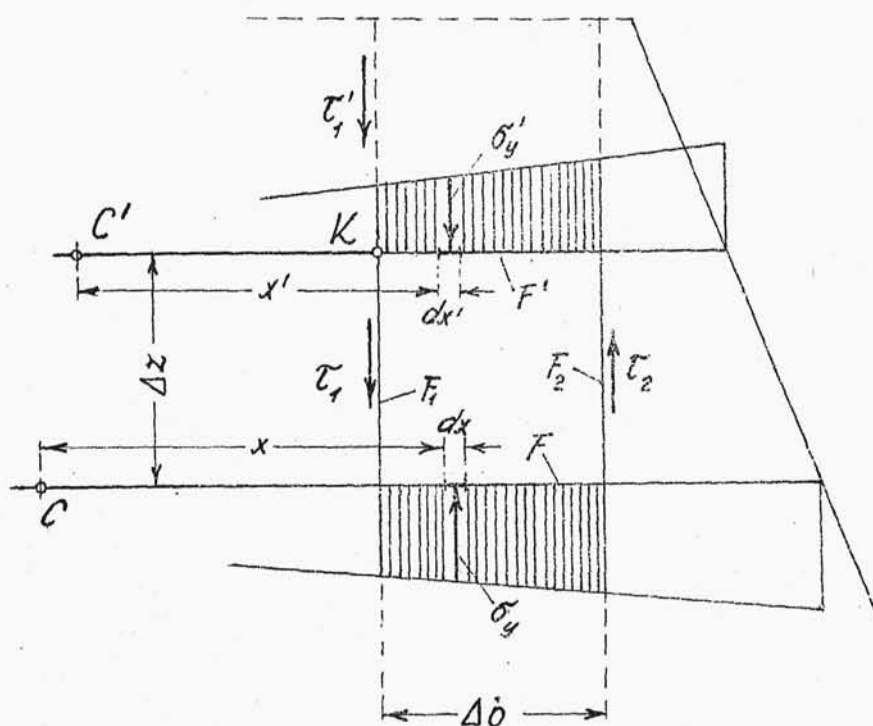
Jest to wzór określający odległość środka ciężkości trapezowego wykresu zmiany pola przekroju poziomego /rys.145/.

Napężenia ścinające.

Napężenia tnące w płaszczyznach pionowych między przekrojami poziomymi wywołane są momentem zginającym /zmianą naprężeń/. Dla obliczenia naprężeń tnących rozpatrzmy równowagę kostki wyciętej dwoma poziomymi przekrojami filara i dwiema płaszczyznami pionowymi /rys.146/. Wymiary kostki $\Delta x \times \Delta b$, grubość a odpowiada grubości filara /na ogół zmiennej/. Pola powierzchni na które działają poszukiwane napężenia tnące τ_1 i τ_2 , oznaczono F_1 i F_2 . Należy tu zaznaczyć, że τ_1 i τ_2 są to średnie wielkości naprężeń tnących, działających na powierzchnie F_1 i F_2 .

Z warunku równowagi: suma rzutów wszystkich sił na oś pionową równa się zero - otrzymujemy

$$\tau_1 F_1 - \tau_2 F_2 + \int_{F'} a' \cdot dx' \cdot \sigma_y' - \int_F a \cdot dx \cdot \sigma_y = 0;$$



rys. 146.

$\int_F \int_{F'}$ - oznaczają całkowanie na całym polu dolnym F i górnym F' rozpatrywanej kostki,

a a' - grubości filara /więc i kostki/ w płaszczyźnie dolnej i górnej /mogą być zmienne/,

$$\sigma_y = \frac{Mx}{J}; \quad \sigma_y' = \frac{M'x'}{J'};$$

M M' J J' - momenty gnące działające w przekroju dolnym i górnym oraz momenty bezwładności tych przekrojów,

x x' - odległości od środka ciężkości przekroju poziomego /dolnego lub górnego/ filara,

Ponieważ siły pionowe osiowe /przechodzące przez środek ciężkości C lub C' / nie wywołują naprężeń tnących w płaszczyznach pionowych, więc w powyższych wzorach dla σ_y nie ma składnika $\frac{\sum N}{A}$; otrzymujemy więc

$$\tau_1 F_1 - \tau_2 F_2 + \int_{F'} \alpha' \cdot dx' \cdot \frac{M' x'}{J'} - \int_F \alpha \cdot dx \cdot \frac{M x}{J} = 0;$$

$$\tau_1 = \frac{1}{F_1} \left(\frac{M}{J} \cdot S - \frac{M'}{J'} \cdot S' \right) + \frac{F_2}{F_1} \cdot \tau_2 ;$$

S i S' są momentami statycznymi dolnej i górnej powierzchni kostki względem środka ciężkości odpowiednio dolnego i górnego przekroju filara /t.j. względem ptów C i C' /.

Dla skrajnej kostki na krawędzi odpowietrznej

$$\frac{F_2}{F_1} \cdot \tau_2 = 0 ;$$

można więc dla tej skrajnej kostki obliczyć τ_1 , bo we wzorze występować będą wówczas tylko wielkości znane / σ_y obliczone zostało uprzednio/. Przechodząc teraz do sąsiedniej kostki i dalej kolejno do następnych w kierunku krawędzi odwodnej, obliczymy wszystkie naprężenia tnące.

Znalezione τ jest średnim naprężeniem występującym w płaszczyznach pionowych między prze-

krojami poziomymi. Poszukiwane naprężenia tnące w samych przekrojach poziomych oblicza się jako średnie wielkości naprężeń w sąsiednich płaszczyznach pionowych przyległych do danego przekroju, np. w pcie K /rys.146/

$$\tau_k = \frac{\tau_1 + \tau_1'}{2};$$

Na krawędziach przekroju naprężenia tnące określają wzory

$$\text{od strony wody} \quad \tau_1 = (\gamma y - \sigma_{y1}) \cdot n ;$$

$$\text{od strony powietrza} \quad \tau_2 = \sigma_{y2} \cdot m ;$$

podane w cz.I na str.164.

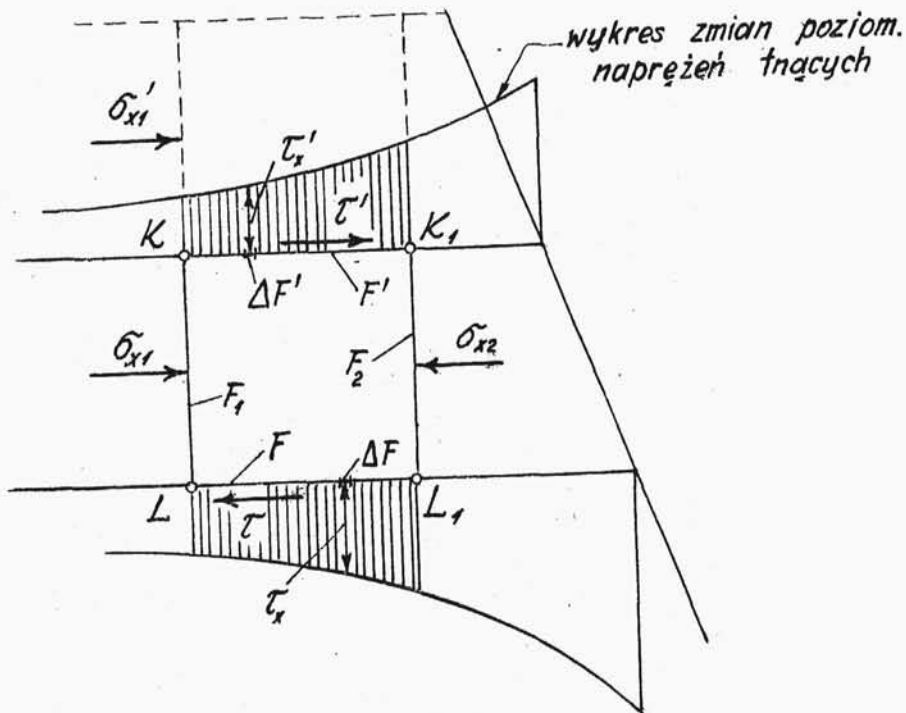
Naprężenia normalne poziome.

Z warunku równowagi rozpatrywanej wyżej kostki: suma rzutów wszystkich sił na oś poziomą równa się zero - obliczamy naprężenia normalne poziome /rys.147/

$$\sigma_{x1} \cdot F_1 - \sigma_{x2} \cdot F_2 + \int_{F'} \Delta F' \cdot \tau_x' - \int_F \Delta F \cdot \tau_x = 0;$$

$$\sigma_{x1} = \frac{1}{F_1} (F \tau - F' \tau') + \frac{F_2}{F_1} \cdot \sigma_{x2} ;$$

τ τ' średnie wielkości naprężeń tnących na powierzchni F i F' , obliczone jako średnia arytmetyczna



rys.147.

tyczna naprężeń τ występujących w płach K i K_1 oraz L i L_1 ,

σ_{x1} σ_{x2} średnie wielkości naprężeń poziomych, działających na płaszczyzny F_1 i F_2 .

Rozpoczynając od skrajnej kostki na krawędź - dzi. od strony powietrza /gdzie

$$\frac{F_2}{F_1} \cdot \sigma_{x2} = 0;$$

wskutek czego można określić $\sigma_{x1}/$ i posuwając się stopniowo w stronę krawędzi odwodnej, obliczymy

wszystkie naprężenia $\tilde{\sigma}_x$ w kolejnych przekrojach pionowych.

W przekrojach obliczeniowych

$$\tilde{\sigma}_{xk} = \frac{\tilde{\sigma}_{x1} + \tilde{\sigma}_{x1}'}{2};$$

/porów.rys.147/ podobnie jak to ma miejsce z naprężeniami tnącymi.

Na krawędziach

od strony wody $\tilde{\sigma}_{x1} = \tilde{\sigma}_{y1} \cdot n^2 + \gamma y (1 - n^2);$

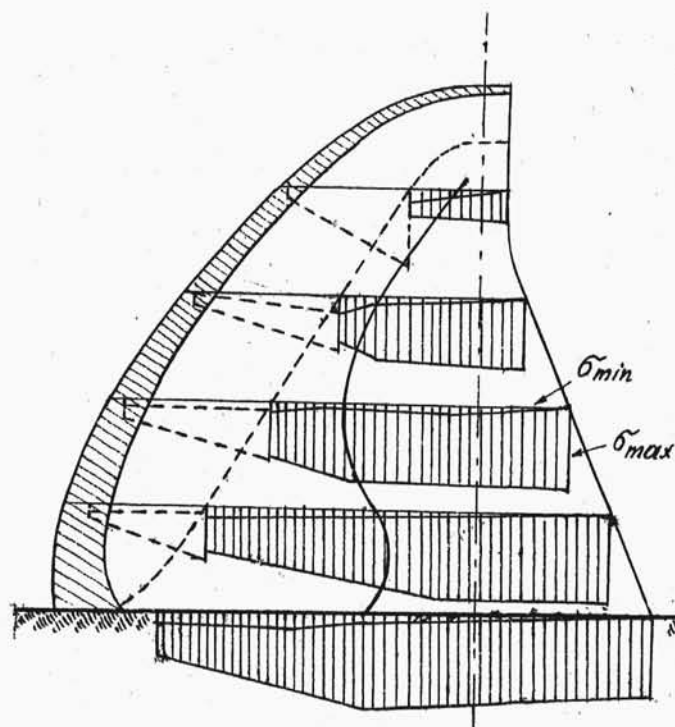
od strony powietrza $\tilde{\sigma}_{x2} = \tilde{\sigma}_{y2} \cdot m^2;$

jak na str.164 cz.I skryptu.

Wielkość Δz można czasem przyjąć równą pionowemu odstępowi z poziomych płaszczyzn podziału filarów. W zaporze Coolidge'a $z = 50' = 15,24$ m było za duże, tam też dodatkowo obliczono $\tilde{\sigma}_y$ w dwóch płaszczyznach pomocniczych położonych 3,00 m wyżej i 3,00 m niżej każdego rozpatrywanego przekroju, a $\tilde{\tau}$ i $\tilde{\sigma}_x$ obliczono 1/ najpierw dla przekrojów pionowych między tymi dodatkowymi płaszczyznami a przekrojem głównym, 2/ następnie w samym przekroju głównym.

Naprężenia główne.

Znając już w pewnym punkcie σ_x , σ_y oraz τ , można określić wielkość i kierunek naprężeń σ_{max} i σ_{min} analitycznie lub przy pomocy koła Mohra /porów.obliczenie zapory ciężkiej w cz.I: wzory dla σ_{max} , σ_{min} , $\Phi_{1,2}$ i $\tau_{ef. max}$ na str.166 i 171/. Na krawędzi od strony powietrza naprężenia główne są określone wprost z warunków brzegowych. W przekrojach obu połówek sklepień nie obliczano naprężeń głównych, ograniczając się tylko do



rys.148.

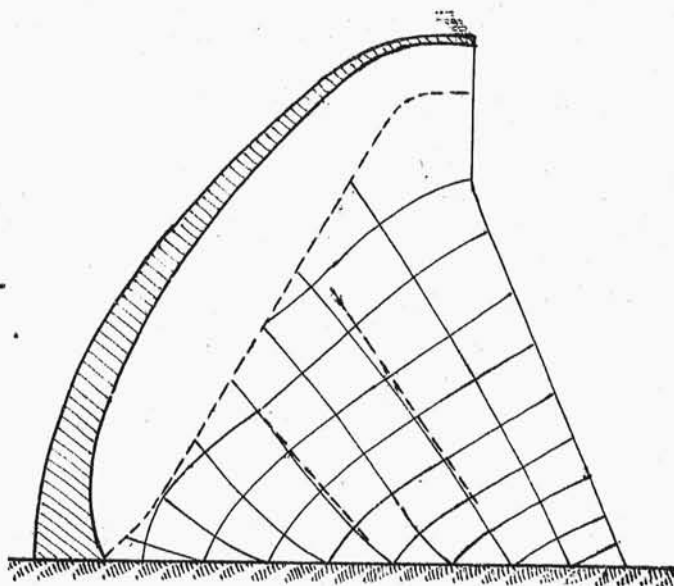
przekroju samego filara, wychodząc z założenia, że tutaj naprężenia są właśnie największe.

Wykresy naprężeń głównych pokazane są na rys.148 /liniami przerywanymi pokazany jest rozkład naprężeń głównych w połów-

kach przylegających sklepień/.

Rys. 149 pokazuje kierunki działania naprężeń głównych.

Obliczone w wyżej podany sposób naprężenia główne dochodzą do 30 kg/cm^2 i

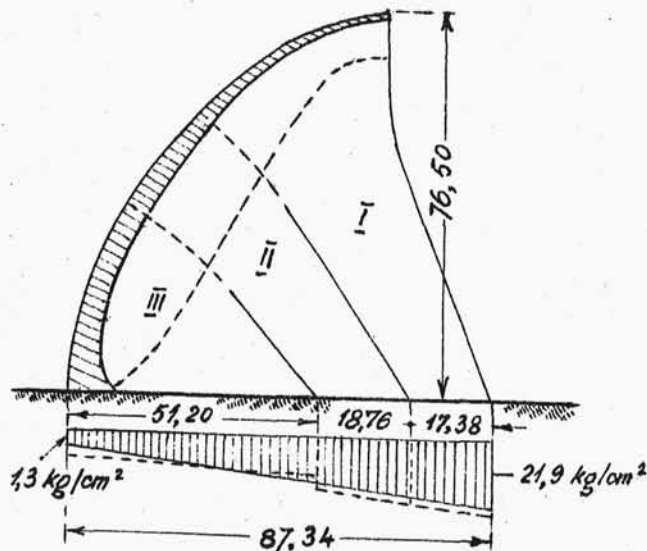


rys. 149.

okazały się wszystkie dodatnie. Teoretycznie więc nigdzie pod wpływem pełnego obciążenia wodą i ciężaru własnego nie występują naprężenia rozciągające. Jednakże nieuwzględniony w rachunku wpływ skurczu betonu i spadku temperatury wywołałby na pewno naprężenia rozciągające, a w konsekwencji pęknięcia, gdyby nie zapobieżono temu przez wykonanie w każdym filarze po dwa szwy skurczowe, przebiegające ukośnie /rys. 143 i 149/ równoległe do kierunku działania maksymalnych naprężeń. W tym kierunku, jak wiadomo, nie działają żadne naprężenia ścinające, wskutek czego rozdzielone

szwami części filara nie wykazują tendencji do przesunięcia się względem siebie. Należy jednak pamiętać, że - gdy pod wpływem zmian temperatury i skurczu betonu szwy dylatacyjne zaczną się roz-wierać - wielkości i kierunki działania naprężeń głównych ulegną zmianie /choćby zmiana ta będzie nieznaczna/.

Właściwe usytuowanie szczelin skurczowych sprawdzono w następujący sposób. Ukośne szczeli-ny te dzielą cały filar na 3 części, które mogą być potraktowane jako 3 ukośnie ustawione podpo-ry kopuł, nie związane ze sobą /rys.150/. Jeśli szczeliny dylatacyjne umieszczone zostały we

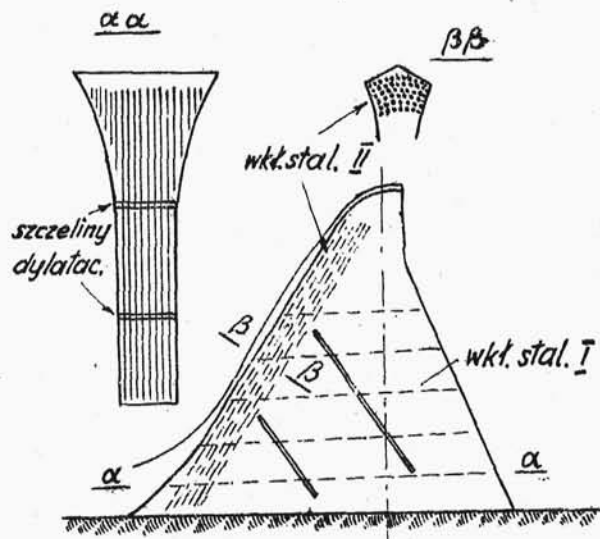


rys. 150.

właściwych miejscach, wówczas każda z tych 3 podpór dźwiga taką część przypadającego na nią obciążenia /ciężaru własnego i parcia wody/, że wielkości i rozkład naprężeń w poszczególnych tych podporach wypadają takie same jak w monolitycznym filarze. Na rys.150 podane są wyniki obliczeń naprężeń tylko w płaszczyźnie stopy fundamentu i - jak widać - przyjęte położenie szczelin skurczowych jest zadowalająco prawidłowe.

Dla przejęcia naprężeń tnących ułożono w filarach 5 warstw wkładek stalowych każda w pochyleniu /spadku/ 5 % w stronę krawędzi odwodnej /rys.151, wkładki stalowe I widoczne na przekroju $\alpha\alpha$ /.

Dla przejęcia ewentualnych naprężeń rozciągających, które mogą występować koło krawędzi od strony wody, uło-



rys.151.

żono w tym miejscu pręty stalowe równoległe do krawędzi, gęściej bliżej krawędzi, rzadziej w głębi /rys.151, wkładki stalowe II/.

W y k o n a n i e .

Skład betonu był starannie dobrany, inny dla sklepień, inny dla filarów, a wytrzymałość betonu sprawdzano ciągłymi próbami w czasie budowy, pobierając próbki z gotowego muru. Poniższe zestawienie podaje kilka charakterystycznych cyfr dla betonu stosowanego do zapory Coolidge'a.

	Skład betonu /objęt./				Ilość cem. w 1 m ³ bet. kg	Średnia wytrzymałość na ściskanie po 28 dn. rzech. wymag.	
	cem.	pias.	żwir od 0,8 do 6,4 cm Ø	kam. od 6,4 do 18,0 cm Ø			
kopuły	1	2,7	3,1	2,8	210	205,0	134,4
filary	1	3,1	3,6	3,2	190	181,0	126,2

Beton układano w warstwach 1,32 m /4'/ grubości.

Wykonanie zapory nie posiadającej ani jednej powierzchni płaskiej stanowiło problem bardzo trudny do rozwiązania z powodu skomplikowania budowy szalowania, które na każdej wysokości mu-

siało mieć inną krzywiznę. Wszystkie trudności pokonano jednak, wykonawszy pomysłowe szalowanie o budowie do pewnego stopnia elastycznej, co pozwalało na zmianę krzywizny bez uciekania się do rozbierania deskowania. Elastyczność uzyskano przez nacięcia beleczek i łąt podtrzymujących deskowanie, a odpowiednią krzywiznę szalowaniu nadawano przy pomocy podparcia klinami lub naciąganiem drutami. Szalowanie to jest tym ciekawsze, że wykonane zostało bez budowy rusztowania zewnętrznego. Deskowanie dla części górnych kopuł ułożone było na rusztowaniu kratowym, podwieszanym między filarami, a dla pozostałych partii - deskowanie przymocowywane było do żelaznych prętów, zabetonowanych w poprzednio ułożonej, niższej warstwie betonu. Szczegóły konstrukcji tego ciekawego urządzenia znaleźć można w odpowiednich publikacjach.

Powierzchnia odwodna zapory została pokryta torkretem /betonem natryskowym/ narzuconym na siatkę drucianą. Grubość tej woloszczelnej wyprawy wynosi 3,8 cm / $1\frac{1}{2}$ "/. Poza tym dla zapobieżenia infiltracji wody przez spękania skały pod

Zbiorniki i zapory II

zaporą i z jej boków, powleczone torkretem 1,5 m pas skały w bezpośrednim sąsiedztwie zapory oraz uszczelniono skałę do głębokości 15 m przez wtłaczanie zaprawy cementowej do wywierconych pod zaporą otworów.

U w a g i k o Ń c o w e .

Typ zapory kopulastej dla przegrody im. Coolidge'a wybrano po żmudnych studiach porównawczych z różnymi innymi typami, które mogły być zastosowane w wąwozie rz. Gila. W wyniku przeprowadzonych badań podano niżej załączone zestawienie kubatury i kosztów różnych typów zapór:

	Kubatura zapory	Koszt zapory
Zapora kopulasta	100 %	100 %
zapora o łukach wielokr.	102 %	67 %
zapora łukowa	112 %	161 %
zapora ciężka /wypór nieuwzgl./	120 %	192 %
" " /uwzgl. 50 % wyp./	140 %	213 %
grobla kamienna	135 %	1200 %

Z zestawienia tego wynika, że zapora kopulasta w porównaniu z zaporą ciężką wymaga daleko mniej

materiału oraz nie jest narażona na wypór. Poza tym można by tu powtórzyć uwagę, wypowiedzianą w rozdziale o zaporach łukowych, że zapory łukowe i kopulaste są jedynymi typami zapór dobrze wyzyskującymi materiał.

Zapora łukowa nie nadawała się do wykonania w danych warunkach, gdyż nie mogłaby w należyty sposób pracować jako sklepienie elastyczne /za dużą szerokość doliny: 210 m w koronie i 90 m w poziomie dna, a nieznaczna stosunkowo głębokość: 67 m/. Zapora z narzutu kamiennego /grobla kamienna/ nie była zupełnie brana pod uwagę z powodu wielkich kosztów budowy. W rezultacie do wykonania kwalifikowały się tylko zapora kopulasta i zapora o łukach wielokrotnych. Wybór wypadł na korzyść pierwszej głównie z tego powodu, że w budowlach kształtu kopulastego daje się odczuwać tylko niewielki wpływ temperatury i skurczu betonu, t.j. tych czynników, które wywołują najgroźniejsze dla zapory naprężenia rozciągające. Poza tym z obliczeń wypadła grubość kopuł większa od grubości sklepień zapory o łukach wielokrotnych, co zapewniało lepsze ułożenie wkładek stalowych i ich lep-

sze przykrycie, a także zapobiegało przemarzaniu kopuły. Wreszcie charakterystyczny kształt kopulasty nadaje całej zaporze dużą sztywność.

Zapora kopulasta ma tylko jedną wadę /poza żmudnym obliczeniem/: niezwykle trudne do wykonania szalowanie. Pomysłowe rusztowanie skonstruowane dla zapory im. Collidge'a, mimo swej skomplikowanej budowy, pozwalało jednak utrzymać ogólne koszty budowy zapory w najniższych granicach.

Zapora kopulasta stanowi typ o największym osiągniętym dotychczas bezpieczeństwie przy jednoczesnej małej kubaturze muru. Zapory kopulaste będą miały szczególnie chętnie zastosowanie w niezbyt szerokich dolinach o stromych stokach i szerokim dnie /kształt U /.

Szczegóły o zaporze Coolidge'a znaleźć można w Engineering News Record 13 i 20 września 1928r. i 11 sierpnia 1932r., Engineering / London/ 14 i 28 lutego oraz 21 marca 1930r., Bauingenieur Nr 22 z 1927r. i Nr 22 z 1929r., Génie Civil 19 stycznia 1929r., w języku polskim: Przegląd Techniczny Nr 10 z 1929r.

-----0000000000-----