



II- 1950

ROZDZIAŁ I.

Mury oporowe.

Wstęp. W dziełach traktujących o murach oporowych, jakoteż w normaljach zarządów dróg bitych i żelaznych, są podawane tabele dla wyznaczania wymiarów murów; ich obrachowanie uskuteczniło na niepewnych podstawach tak, że projektujący inżynier pozostaje w zupełnej niepewności, czy mury podług tych tabel obrachowane są za silne, czy też za słabe. Jeżeli on nie jest z pewną tabelą związany, to jeszcze trudny wybór, którą tabelę ma zastosować, gdyż liczby poszczególnych tabel nieraz znacznie się różnią.

Brzmi to nieprawdopodobnie, że w tej dziedzinie mogą istnieć takie stosunki, skoro od siedemdziesięciu lat posiadamy teorię parcia ziemi, a gruntowne obrobienie murów oporowych znajduje się w rozlicznych dziełach. Przyczynę tego stanu nie trudno wytłómaczyć.

Przypatrzmy się przedewszystkiem parciu ziemi. Starsze i nowsze doświadczenia robione nad parciem ziemi dowiodły niezbicie, że teoria wyznacza za małe wartości, gdyż istnieje większe, — parcie w spokoju¹⁾ — które wartość teoretycznie wyznaczoną znacznie przewyższa. (Ob. § 36. dzieła A). Następnie nie wiadomo, jaki kąt nachylenia parcia do prostopadłej do ściany przyjąć należy. Obiera się go dowolnie pomiędzy zerem a kątem tarcia między ziemią a ścianą. A przecie od niego zależy wielkość momentu zaczepnego. Z tych dwóch przyczyn jest wielkość momentu zupełnie nieznaną. Nareszcie nie ma równowagi między siłami w grę wchodzącymi.

¹⁾ Wszystko co się odnosi do parcia ziemi jest wyjęte z mego dzieła p. t. „Równowaga sypkich materyałów“, które w dalszym ciągu oznaczam literą A.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000297738

Dla pewności wprowadza się czasem pewien stopień bezpieczeństwa, lecz w tych warunkach nie jest jasne, jak on jest wielki w rzeczywistości.

Także w tabelach tkwią pewne braki. Mianowicie nie dozwalają one na dostosowanie wymiarów muru do wytrzymałości gruntu. Wymiary rachowane dla słabego gruntu, są dla bardziej wytrzymałego za wielkie. To spowodowało miliony zbytecznych wydatków.

Powyższe zestawienie braków pozwala na wysnucie pewnych zasad dla obrachowania murów oporowych:

1. Mury oporowe powinny być obrachowane podług największego parcia, — parcia w spokoju. (§ 39. dzieła A).

2. Kąt nachylenia parcia powinien otrzymać prawdopodobny stały wymiar. (§ 14. dzieła A).

3. W celu uwzględnienia wstrząśnień, wywołanych ruchem na drodze, jakoteż wpływów przypadkowych i różnorodności ciężarów muru, należy wprowadzić parcie ziemi z pewnym stopniem bezpieczeństwa, przy równoczesnem wprowadzeniu niewielkiego ciężaru muru. Przyjmijemy ten stopień na 1:2.

4. Dopuszczalne natężenie gruntu podług którego szerokość podstawy się rachuje, ma być wprowadzone tylko jako część jego wytrzymałości; dla większych wysokości muru i nadsypiek ma ono być stosownie zwiększone, bo większa lub silniej obciążona masa muru grunt zgęszcza i mniej jest narażona na wstrząśnienia. Byłyby wskazane dokładniejsze badania odporności gruntu.

5. Dla obrachowania murów ustawione wzory winne dozwolnić, by ich wymiary mogły być dostosowane do wytrzymałości gruntu.

6. Przy murach przybrzeżnych należy wpływ parcia wody należycie uwzględnić.

7. Kąt, który wypadkowa z ciężaru muru i parcia ziemi zawiera z prostopadłą do podstawy, powinien być mniejszy niż kąt tarcia między ziemią a murem.

Przy obrachowaniu podług powyższych zasad zostają, w granicach niepewności co do wyznaczenia danych dotyczących materiału ziemnego, usunięte niejasności co do parcia ziemi, stałość budowli zostaje zabezpieczona, również będzie umożliwione zastosowanie wymiarów muru do miejscowych stosunków.

Parcie w spokoju wyznaczy się podług dzieła A, zaś piątemu punktowi uczyni się zadosyć przez wprowadzenie modułu muru oporowego.

§ 1. *Obrachowanie parcia ziemi i jego momentu dla pionowej ściany.* Dla odgraniczenia ziemi podług skarpy nachylonej 2 : 3 i linii poziomej, zawiera VI. tabela dzieła A wielkość składowych p_1 i p_2 parcia, dla różnych wysokości nadsypki, przy odróżnieniu układów AI. i AII. W dalszem zastosowaniu należy te składowe pomnożyć przez stopień bezpieczeństwa 1.2 i przez stosunek $\gamma : \gamma_m$, gęstości ziemi i gęstości muru. Pierwszą przyjęto na 1.6, drugą w małej wartości 2.0. Jeżeli w ten sposób przekształcone składowe oznaczymy przez p'_1 i p'_2 , to $p'_1 = 1.2 \frac{1.6}{2.0} p = 0.96 p_1$, $p'_2 = 0.96 p_2$. Moment zaczepny poziomej składowej parcia okaże się we wzorach jako $p'_1 \frac{3s}{H}$, więc wartość p'_1 należy pomnożyć przez odpowiednie, z tej samej tabeli wyjęte wartości dla $\frac{3s}{H}$. Nareszcie należy z tych wartości otrzymanych dla układów AI. i AII. wziąć średnią arytmetyczną.

§ 2. *Równania dla trapezowego muru o pionowej tylnej ścianie.* Wprowadza się podług 1 ryciny:

$$d_0 : H = \delta_0, \quad d : H = \delta, \quad x : H = \xi, \quad P_1 = p_1 \gamma H^2, \quad P_2 = p_2 \gamma H^2.$$

Działające momenty są odniesione do punktu O, który posiada wyznaczyć się mającą odległość x od zewnętrznej krawędzi muru. Rozdział ciśnienia na grunt będzie różny, stosownie do tego czy $x \geq \frac{d}{3}$, więc $\xi \geq \frac{\delta}{3}$.

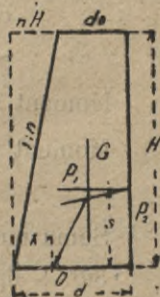
Ryc. 1.

$$\xi \leq \frac{\delta}{3} :$$

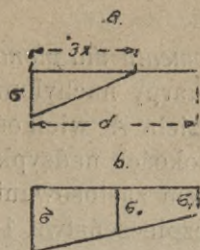
Obciążenie rozdziela się na długość $3x$ (ryc. 2 a).

Jeżeli σ oznacza dopuszczalne natężenie gruntu, a pionowe obciążenie wynosi

$$Q + P_2 = \left(d - \frac{nH}{2} \right) H \gamma_m + p_2 H^2 \gamma, \quad \text{to}$$



Ryc. 2.



3. x. $\sigma = Q + P_2$, gdy Q oznacza ciężar muru, więc $\xi = \frac{Q + P_2}{3H\sigma} = \frac{2H\gamma_m}{3\sigma} \left(\delta - \frac{n}{2} + p'_2 \right)$.

Wyraz $H\gamma_m : \sigma$, urobiony przez ilości dla muru miarodajnej, nazwiemy modułem muru i oznaczymy literą Θ . Zatem otrzyma się

$$1. \quad \Theta = \frac{H\gamma_m}{\sigma}, \quad \xi = \frac{2\Theta}{3} \left(\delta - \frac{n}{2} + p'_2 \right)$$

$$\xi \geq \frac{\delta}{3}$$

Podług ryciny 2b oznaczają σ_0 i σ_1 natężenie gruntu gruntu w środku podstawy i na wewnętrznej krawędzi muru. Otóż $\sigma + \sigma_1 = 2\sigma_0$, zaś $\sigma_0 = (Q + P_2) : d$. Równanie momentów odniesione do zewnętrznej krawędzi muru:

$$(Q + P_2) x = \frac{1}{2} \sigma_1 d^2 + \frac{1}{2} (\sigma - \sigma_1) d \frac{1}{2} d, \text{ albo } \sigma_0 \cdot d \cdot x = \frac{1}{6} d^2 (2\sigma_1 + \sigma),$$

a ponieważ $\sigma_1 = 2\sigma_0 - \sigma$, to $x = \frac{d(4\sigma_0 - \sigma)}{6\sigma_0}$. Jeżeli teraz

wyrazimy σ_0 przez obciążenie, to otrzymamy

$$2. \quad \xi = \frac{\delta \left[\delta \left(4 - \frac{1}{\Theta} \right) - 2n + 4p'_2 \right]}{6 \left(\delta - \frac{n}{2} + p'_2 \right)}$$

Dla $\xi = \frac{\delta}{3}$ otrzyma się z 1. lub 2. wzoru równobrzmiący wyraz

$$3. \quad \Theta = \frac{\delta}{2 \left(\delta - \frac{n}{2} + p'_2 \right)}$$

To poprzedziwszy przystępujemy do ustawienia wzorów dla d , a właściwie dla δ .

Moment ciężaru muru ze względu na punkt O (ryc. 1):

$$dH\gamma_m \left(\frac{d}{2} - x \right) + \frac{1}{2} nH^2\gamma_m \left(x - \frac{nH}{3} \right) = \\ = \frac{1}{6} H^3\gamma_m [3\delta^2 - \xi(6\delta - 3n) - n^2]$$

Moment składowej P_2 : $P_2 (d - x) = \frac{1}{6} H^3\gamma_m 6 p'_2 (\delta - \xi)$.

Moment zaczepny składowej P_1 :

$$- P_1 s = - \frac{1}{6} H^3\gamma_m 2p'_1 \frac{3s}{H}$$

Suma momentów:

$$4. \quad 3\delta^2 + 6p'_2\delta - 6\xi \left(\delta - \frac{n}{2} + p'_2 \right) - n^2 - 2p'_1 \frac{3s}{H} = 0.$$

W to równanie należy za ξ wstawić wartość z wz. 1. lub
 2. według tego czy $\xi < \frac{\delta}{3}$.

Wtedy otrzyma się dla $\xi < \frac{\delta}{3}$:

$$5. \delta^2(3 - 4\Theta) + 2\delta[3p'_2 + 4\Theta(\frac{n}{2} - p'_2)] - 4\Theta(\frac{n}{2} - p'_2)^2 - n^2 - 2p'_1 \frac{3s}{H} = 0,$$

a dla $\xi > \frac{\delta}{3}$:

$$6. \delta^2(\frac{1}{\Theta} - 1) + 2\delta(p'_2 + n) - n^2 - 2p'_1 \frac{3s}{H} = 0.$$

Granice między powyższymi stanowi $\xi = \frac{\delta}{3}$. Gdy tę wartość wstawi się w ogólne równanie momentów 4, to będzie

$$7. \delta^2 + 2\delta(2p'_2 + \frac{n}{2}) - n^2 - 2p'_1 \frac{3s}{H} = 0.$$

Do tego przypadku przynależną wartość dla Θ wyznaczy się podług 3 wzoru.

W przypadku gdy $\xi > \frac{\delta}{3}$ może punkt momentów O osiągnąć środek podstawy. Ten przypadek stanowi granicę dla dopuszczalnego natężenia σ gruntu. Równanie dla granicznej wartości δ_{gr} otrzyma się, gdy w równanie 4 wstawi się $\xi = \frac{\delta}{2}$:

$$8. \delta_{gr} = \frac{n^2 + 2p'_1 \frac{3s}{H}}{3(p'_2 + \frac{n}{2})}$$

a przynależne Θ podług wzoru 2, gdy $\xi = \frac{\delta}{2}$:

$$9. \Theta_{gr} = \frac{\delta_{gr}}{3(p'_2 + \frac{n}{2})}$$

§ 3. *Obrachowanie δ i δ_0 .* Podług powyższych wzorów obrachowano δ dla różnych wartości Θ . Dla obrachowania obrano przednie nachylenie ściany 5 : 1, więc $n = 0.2$, jak je praktyka usankcjonowała. Wartości dla $p'_1 \frac{3s}{H}$ i dla p'_2 wyjęto z II. tabeli. Wyniki obrachowań okazuje III. tabela.

Gdy $\delta_0 = \delta - n$, więc podług δ wyznaczy się $\delta_0 = \delta - 0.2$.

§ 4. *Dopuszczalne natężenie gruntu. Wyznaczenie wymiarów trapezowych murów na zaprawie.* Według 4. punktu zasad we wstępie ustawionych należy dla dopuszczalnego natężenia gruntu obrać ostrożnie liczbę zasadniczą σ_g , która dla więk-

szej masy muru i wyższej nadsypki ma być odpowiednio zwiększona. Proponuję

$$10. \quad \sigma = \sigma_g (1 + 0.05H_0)$$

gdzie H_0 jest wysokością muru wraz z nadsypką. Dla $H_0 = 10_m$ osiągnie σ dopiero wartość $1.5 \sigma_g$, która wobec mniejszego wpływu wstrząśnień i zgręszczenia gruntu przez ciężar wybudowanego muru z pewnością nie jest zbyt wielka.

Jeżeli dla danego przypadku zostało σ ustalone, to podług $\Theta = H\gamma_m : \sigma$ należy Θ obrachować, przyczem γ_m nie powinno otrzymać małej wartości, np. równą 2.4 t/m^2 . Dla obrachowanej wartości Θ należy z tabeli III. wyjąć przynależną wartość δ , poczem otrzyma się $d = \delta H$, $d_0 = \delta_0 H$, przeto wymiary muru będą ustalone.

W ten sposób uwzględniło się 5. punkt zasad, mianowicie zastosowało się wymiary muru do lokalnych warunków, określonych wysokością muru, wysokością nadsypki, wytrzymałością gruntu i ciężarem własnym muru.

Dla słabego gruntu wypadają dla wielkich wysokości bardzo silne wymiary muru: jednakże należy uwzględnić, że wysokie mury nie są wykonywane na bardzo słabym gruncie, bez jego poprzedniego należytego wzmocnienia.

§ 5. *Przykład.* Obrachować wymiary 6 m wysokiego muru przy 4 m nadsypki. Jest $a = \frac{1}{2} = 0.667$, $\gamma_m = 2.4$, $H_0 = 10$.

a) Grunt słaby. Na miejscu ustalono $\sigma_g = 20 \text{ t/m}^2$, wtedy podług wzoru 10. jest $\sigma = 1.5 \sigma_g = 30.0$, zaś $\Theta = \frac{6.2.4}{30} = 0.48$. W tabeli III. znajdzie się dla $\Theta = 0.5$ i $a = 0.667$, $\delta = 0.556$; dla $\Theta = 0.48$ i to samo a jest $\delta = 0.545$, więc $\delta_0 = 0.345$, $d = 3.27$, $d_0 = 2.07 \text{ m}$. Powierzchnia muru $F = 16.02 \text{ m}^2$.

b) Grunt silniejszy. Wyznaczono $\sigma_g = 40$, więc $\sigma = 60 \text{ t/m}^2$, $\Theta = \frac{6.2.4}{60} = 0.24$. Dla tej wartości otrzymano podług III. tabeli $\delta = 0.4434$, $d = 2.66$, $d_0 = 1.46$, $F = 12.36$.

Oszczędność w powierzchni wynosi 3.66 m^2 , czyli 22.2% .

c) Grunt silny. $\sigma_g = 60$, $\sigma = 90$, $\Theta = 0.16$. Otrzymano $\delta = 0.416$, $d = 2.50$, $d_0 = 1.30$, $F = 11.4 \text{ m}^2$. Oszczędność wobec a wynosi 28.8% , wobec b 7.7% .

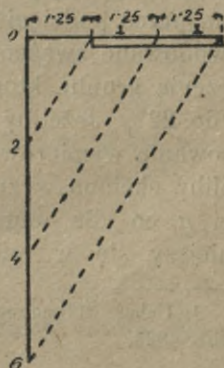
Dla porównania przeprowadzimy obrachowanie tego przykładu podług tabel Rebhanna, podanych np. w „Oesterr. Ing.

und Arch. Kalender*. Dla $\cot\varphi = 1.5$ wypada $w : \gamma = 0.692$, zatem $w = 1.107$. Następnie należy wyznaczyć $u = \frac{s \cdot w}{q}$, gdy s jest stopniem bezpieczeństwa, który należy przyjąć równy 2 lub 3 (!), zaś q u nas równe 2.4. Wypada $u = 0.922$, a dla tej wartości otrzyma się $B : H = 0.582$ (= naszemu δ). Podług naszej III. tabeli odpowiada tej wartości $\theta = 0.53$, więc $\sigma = \frac{6.8 \cdot 4}{0.53} = 27 \text{ t/m}^2$, a $\sigma_g = 1.8 \text{ t m}^2$. Gdyby się przyjęło $s = 3$, toby σ_g nie osiągnęło 15 t/m^2 . Zatem wymiary podług tych tabel rachowane wystarczają dla najsłabszego gruntu, zaś dla silnego gruntu, jak powyżej pod c) są te wymiary o 40% za silne.

Jeszcze przeprowadzimy porównanie z typem kolei żelaznej. Obieramy ku temu celowi typ austr. kolei państwowych. Podług tego typu wynosi dla $H = 6$ i $a = 4$ grubość $d_0 = 1.58$. Przybliżone obrachowanie dało wynik dla σ prawie 60, więc dla σ_g prawie 40. Zatem profil tego typu jest dla słabego gruntu nie wystarczający, a dla silnego gruntu za silny.

§ 6. *Obciążenie przypadkowe. Stopień bezpieczeństwa.* Dla wprowadzenia obciążenia ruchomego do obrachowania murów oporowych służą § 20. dzieła A. i rozpatrywania § 21. Jednakże te wzory mają tylko teoretyczną wartość. Ponieważ na mur działa składowa obciążenia równoległa do stromej powierzchni, a obciążenie rozdziela się podług stożka, to do działania wchodzi tylko część obciążenia, z których znowuż część stożków rozdzielczych odpada. Podług 3. ryciny otrzymuje 2 m wysoki mur tylko to obciążenie ciężaru pociągu kolejowego, które przypada na koniec podkładu, a z tego obciążenia tylko tyle, ile przenosi połowa stożka rozdzielczego. Dla 4 m wysokiego muru przypada połowa obciążenia, a dopiero dla 6 m i większych wysokości wejdzie w działanie całe obciążenie, jednakże w tych wszystkich przypadkach nie wejdzie w grę całkowity stożek rozdzielczy. Zatem wpływ obciążenia jest mniejszy, a dla małych wysokości murów nawet zna-

Ryc 3.



cznie mniejszy, niżby z powyższych wzorów wynikał. Wpływ ten jest jeszcze mniejszy, czem większa wysokość nadsypki. Z tego przedstawienia wynika, że wpływ ciężaru ruchomego jest nieokreślony i może być uwzględniony jedynie przez stopień bezpieczeństwa.

W poprzednich paragrafach podany sposób obrachowania wykazuje, że stałość budowli w różnych kierunkach została uzyskana. Przez ostrożne ustalenie zasadniczej liczby dla obciążenia gruntu postarano się, że grunt, mianowicie przy wstrząśnieniach nie będzie przeciążony. Ten sam cel osiągnięto przez wprowadzenie mniejszego ciężaru muru do obrachowania δ , przeciwnie większego ciężaru dla wyznaczenia ilości Θ . Wtedy wprowadzony stopień bezpieczeństwa 1:2 dla parcia uwzględnia w dostatecznej mierze wpływ czasowego obciążenia ruchomego.

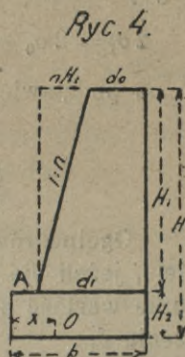
Na tem nie kończy się ubezpieczenie stałości muru. Część muru, która jako fundament tkwi w ziemi doznaje mniejszego parcia ziemi, co szczególnie wydatnie wystąpi na stromych stokach; ziemia na zewnętrznej stronie muru wywiera odpór; nareszcie nie ma w naturze materiału, któryby nie posiadał spójności.

§ 7. *Profil podcięty*. W rozprawie ogłoszonej przed laty ¹⁾ badałem szczegółowo profil muru oporowego równoległe do przedniej ściany podcięty i wykazałem jego ekonomiczne korzyści wobec profilu trapezowego. Przy tem okazało się, że dla każdej wysokości muru i dla każdej wielkości parcia inne wypada najkorzystniejsze nachylenie przedniej ściany. Gdy przy zmiennych wysokościach muru oporowego zmienne nachylenie ściany nie da się przeprowadzić, to zmniejsza się korzyść uzyskana przez podcięcie. Następnie należy zważyć, że podcięciem spowodowane zwężenie podstawy muru powoduje zwiększenie natężenia gruntu, które dla najkorzystniejszych profili dochodzi do 22%. Jeżeliby i dla tych murów zachowano zasadę dostosowania wymiarów muru do wytrzymałości gruntu, to znaczy, jeżeliby chciano wyznaczyć wymiary muru dla tej samej wartości σ co dla muru trapezowego, to korzyść ekonomiczna zmniejszy się w najlepszym razie do paru procentów. Tej

¹⁾ Ueber Stützmauerquerschnitte. Zeitschr. d. oesterr. Ing. u. Arch. Vereins 1893.

korzyści trzeba przeciwstawić większą trudność dokładnego obrachowania i wykonania takich murów. Z tych to przyczyn i zważywszy mały zysk, nie ustawiamy wzorów dla obrachowania podciętego profilu.

§ 8. *Mur trapezowy z płytą podstawową.* Większe korzyści wykaże mur na zaprawie z występem, lub z płytą podstawową, przedstawiony na 4. rycinie. Do ustanowienia tego typu służyły następujące rozważania.



Poprzedni typ muru trapezowego jest dostosowany do warunku, żeby tylko na gruncie nie było przekroczone dopuszczalne natężenie. Przy takim założeniu nie jest wytrzymałość muru wyzyskana, gdyż poziome przekroje muru mogą wytrzymać nie tylko znacznie większe ciśnienie, ale nawet niewielkie ciągnięcie. Jeżeli takie ciągnięcie wprowadzimy do rachunku, to otrzymamy znacznie słabsze wymiary muru. Płytę dostosujemy do wytrzymałości gruntu.

Ryc. 5.



a) *Równania dla trapezowego muru nad płytą.* Jeżeli na wewnętrznej krawędzi dolnego przekroju muru przypuści się ciągnięcie σ_1 (σ i σ_1 rozumiane jako ilości dodatnie), to natężenie rozdzieli się na przekroju podług 5. ryciny. Ze zrównania momentów obciążenia pionowego, działającego w punkcie O_1 i powierzchni obciążenia ze względu na punkt A, wyniknie wartość dla x_1 . Moment powierzchni obciążenia:

$$\frac{1}{2} (\sigma + \sigma_1) d_1 \cdot \frac{1}{3} d_1 - \sigma_1 d_1 \cdot \frac{1}{2} d_1 = \frac{d_1^3}{6} (\sigma - 2\sigma_1)$$

To ma się równać obciążeniu pomnożonemu przez x_1 . Podstawmy $d_1 = \delta_1 H_1$, a $x_1 = \xi_1 H_1$, wtedy

$$\xi_1 = \frac{H_1 \delta_1^2 (\sigma - 2\sigma_1)}{6 \cdot \text{Obciążenie}}$$

Otóż pionowe obciążenie równa się $\frac{d_0 + d_1}{2} H_1 \gamma_m + P_2 =$

$$= \frac{H_1^2 \gamma_m}{2} (\delta_0 + \delta_1 + 2p'_2) = \frac{H_1^2 \gamma_m}{2} (2\delta_1 - n + 2p'_2)$$

A gdy

$$\sigma - 2\sigma_1 = 2\sigma_0 - \sigma_1 = \frac{2 \cdot \text{Obciążenie}}{\delta_1} - \sigma_1 = \frac{H_1 \gamma_m}{\delta_1} (2\delta_1 - n + 2p'_2) - \sigma_1$$

to po podstawieniu $H_1 \gamma_m : \sigma_1 = \Theta_1$ otrzyma się

$$11. \quad \xi_1 = \frac{\delta_1}{3} \cdot \frac{\delta_1 - \frac{n}{2} + p'_2 - \frac{\delta_1}{2\Theta_1}}{\delta_1 - \frac{n}{2} + p'_2}$$

Ogólne równanie momentów jest identyczne z 4. równaniem, jeżeli się w nie wprowadzi δ_1 i Θ_1 . Wstawmy w to równanie wartość z wzoru 11, to otrzymamy równanie dla wyznaczenia δ_1 :

$$12. \quad \delta_1^2 \left(1 + \frac{1}{\Theta_1}\right) + 2\delta_1 \left(2p'_2 + \frac{n}{2}\right) - n^2 - 2p'_1 \frac{3s}{H} = 0$$

b) *Równanie dla płyty.* Jeżeli H_2 oznacza wysokość a b szerokość płyty, to moment muru trapezowego ze względu na O (4. rycina) równa się

$$d_0 H_1 \gamma_m \left(b - \frac{d_0}{2} - x\right) + \frac{1}{2} n H_1^2 \gamma_m \left(b - d_0 - \frac{1}{3} n H_1 - x\right)$$

$$\text{Moment ciężaru płyty: } b H_2 \gamma_m \left(\frac{b}{2} - x\right)$$

$$\text{Moment parcia ziemi: } P_2 (b - x) - P_1 s.$$

Gdy się podstawi: $H_1 = \alpha_1 H$, $H_2 = \alpha_2 H$, $x = \xi H$, $b = \beta H$, to suma momentów podzielona przez $H^3 \gamma_m$ będzie:

$$13. \quad \left\{ \begin{aligned} &4\alpha_2 \beta^2 + \beta(8\alpha_1^2 \delta_0 + \alpha_1^2 + 8p'_2) - \xi(8\alpha_1^2 \delta_0 + \alpha_1^2 + 8\alpha_2 \beta + 8p'_2) - \\ &\quad - \alpha_1 \delta_0 (4\alpha_1 \delta_0 + \alpha_1^2) - \frac{1}{12} \alpha_1^3 - \frac{1}{3} p'_1 \frac{3s}{H} = 0 \end{aligned} \right.$$

Jeżeli w celu wyznaczenia wartości dla ξ przeprowadzimy badanie jak w § 2., to otrzymamy, gdy się podstawi $\alpha_1^2 (\delta_0 + \frac{n}{2}) = \varepsilon$:

$$14. \quad \text{dla } \xi < \frac{\beta}{3}, \quad \xi = \frac{2}{3} \Theta (\varepsilon + \alpha_2 \beta + p'_2)$$

$$15. \quad \text{dla } \xi > \beta, \quad \xi = \frac{\beta}{6} \cdot \frac{4(\varepsilon + \alpha_2 \beta + p'_2) - \frac{\beta}{\Theta}}{\varepsilon + \alpha_2 \beta + p'_2}$$

$$16. \quad \text{dla } \xi = \frac{\beta}{3} \text{ jest } \Theta = \frac{\beta}{2(\varepsilon + \alpha_2 \beta + p'_2)}$$

Jeżeli powyższe wartości dla ξ wstawi się w 13. równanie, to się otrzyma równania dla wyznaczenia β .

§ 9. *Obrachowanie muru z płytą podstawową.* Zrobiono następujące założenia:

Ażeby płyta dla mniejszych wysokości murów otrzymała praktycznie możliwą grubość, przyjęto $H_2 = 0.15H$, zatem $H_1 = 0.85H$. Następnie występ płyty, narażony na złamanie nie powinien być znaczny. Temu warunkowi uczyni się zadosyć, jeżeli się silniej nachyli przednią ścianę muru trapezowego. Przez takie zarządzenie uzyska się zarazem korzystniejszy profil i mniejszy ciężar muru. To nachylenie przyjęto na 4 : 1 ($= 0.25$). Zatem $\alpha_1 = 0.85$, $\alpha_2 = 0.15$, $n = 0.25$.

a) *Obrachowanie muru trapezowego.* Napięcie σ_1 na ciągnięciu przyjęto bardzo ostrożnie i również zmienne z wysokością H_0 muru wraz z nadsypką. Liczbę zasadniczą ustanowiono na $6t/m^2$ (0.6 kg/cm^2), zaś podstawiono $\Theta_1 = \frac{H_1 \gamma_m}{6(1 + 0.2H_0)}$. Gdy $\gamma_m = 2.4$, to $\Theta_1 = \frac{0.4 H_1}{1 + 0.2 H_0}$. N. p. dla $H_0 = 10m$ wyniesie $\sigma_1 = 18 t/m^2$ (1.8 kg/cm^2).

Podług wzoru 12., wprowadziwszy powyższe założenia, obrachowano dla różnych wysokości muru i nadsypki wartości dla δ , a podług nich d_0 , d_1 i powierzchnię przekroju i zestawiono w IV. tabeli. Tabela jest doprowadzona tylko do $a = 0.6$, gdyż z powodu że σ_1 rośnie z wartością H_0 , otrzymuje się dla $a > 0.6$ mniejsze wartości dla d_0 i d , zatem tabela wykazuje dla $a = 0.6$ największe wartości. Ona także wykazuje dla małych wysokości muru i nadsypki tak małe wymiary korony, że w kamieniu łamanym wykonać się nie dadzą. Dla tych przypadków należy użyć betonu.

b) *Obrachowanie płyty.* Z założeniami powyżej podanymi otrzymuje się na podstawie równań 13. do 16. następujące równania dla obrachowania szerokości β płyty:

Dla $\xi < \frac{\beta}{3}$:

$$17. \begin{cases} 0.045 \beta^2 (5 - \Theta) + 0.6 \beta (\varepsilon + p'_2) (5 - \Theta) - 2 \Theta (\varepsilon + p'_2)^2 - \\ - 0.2709 \delta_0 (3.4 \delta_0 + 0.85) - 0.01919 - p'_1 \frac{3s}{H} = 0. \end{cases}$$

Dla $\xi = \frac{\beta}{3}$:

$$18. \begin{cases} 0.075 \beta^2 + 2 \beta (\varepsilon + p'_2) - 0.2709 \delta_0 (3.4 \delta_0 + 0.85) - \\ - 0.01919 - p_1 \frac{3s}{H} = 0 \\ \text{i przynależna wartość } \Theta = \frac{\beta}{2(\varepsilon + 0.15 \beta + p'_2)} \end{cases}$$

Dla $\xi > \frac{\beta}{3}$:

$$19. \begin{cases} \beta^2 \left(\frac{4}{\Theta} - 0.6 \right) + 8 \beta (\varepsilon + p'_2) - 3 (0.85)^2 \delta_0 (3.4 \delta_0 + 0.85) - \\ - 0.15353 - 8 p'_1 \frac{8s}{H} = 0. \end{cases}$$

Graniczna wartość Θ_{gr} dla $\xi = \frac{\beta}{3}$ jest tak wielka, że nie posiada praktycznego znaczenia.

W powyższych równaniach znajduje się ilość δ_0 przynależna do muru trapezowego, która jest zależną od H i od Θ . Trzeba zatem podług IV. tabeli wprowadzić jakąś średnią wartość, co jest dopuszczalne, gdyż wpływ δ_0 na β nie jest znaczny. Urobiono tę wartość podług tej wartości d_0 , która przynależy do wysokości muru między 5 a 6 m , mianowicie:

dla $a =$	0	0.2	0.4	0.6
$\delta_0 =$	0.09	0.145	0.16	0.165

Obrachowanie wartości β okazuje V. tabela. Są one również dla $a = 0.6$ największe. Co do wielkości σ_g i obrachowania Θ postąpić należy podług § 4.

§ 10. *Przykład.* Dla tych samych danych co w przykładzie § 5. należy obrachować mur z płytą. Dla $H = 6 m$ i $\varepsilon = 0.667$ wyjmie się z IV. tabeli dla muru trapezowego $d_0 = 0.866$ i $d_1 = 2.141$, zaś powierzchnia F dla $H_1 = 5.1 m$ wynosi $7.665 m^2$. W V. tabeli dla $\Theta = 0.48$ jest $\beta = 0.5044$, wobec $\delta = 0.545$ w przykładzie § 5, zatem $b = 3.026$ wobec $d = 3.27$. Powierzchnia przekroju dla $H_2 = 0.9 m$ wynosi 2.733 , zatem cała powierzchnia $F = 10.388$, wobec 16.02 w § 5. Oszczędność uzyskana przez zastosowanie muru z płytą wynosi $5.632 m^2$, czyli 35% .

Dla silniejszego gruntu jest $\Theta = 0.24$; dla tej wartości jest podług V. tabeli $\beta = 0.4525$, $b = 2.715 m$. Całkowita powierzchnia równa $10.11 m^2$, wobec 12.36 w § 5., więc zawsze jeszcze okazuje się oszczędność 18.2% , pomimo że mur trapezowy pozostał ten sam co przedtem.

Ten przykład okazuje wielką korzyść murów oporowych z płytą. Dla wysokości muru poniżej $4 m$, z powodu małych wymiarów korony tylko w betonie możliwe, wykazują mniejsze korzyści, zaś dla większych wysokości muru i nadsypki i czem słabszy grunt, te korzyści stale wzrastają.

§ 11. *Suche mury.* One różnią się w przeprowadzeniu obrachowania od murów na zaprawie tem, że ponieważ składają się z niezwiązanych ze sobą kamieni, nie można przyjąć niejednostajnego rozkładu ciśnienia na grunt. Przeciwnie powinien być ten rozkład jednostajny, to znaczy, że wypadkowa wszystkich na mur działających sił powinna przejść przez środek podstawy muru. Następnie należy uwzględnić mniejszy ciężar muru.

Rozpatrzmy ogólny przypadek muru o przedniej i tylnej ścianie pochylonej. Pochylenia wynoszą $1 : n$ i $1 : m$. Podług ryc. 6. jest $d_0 + nH = d + mH$, więc $d_0 = d - (n - m)H$, $\delta_0 = \delta - (n - m)$.

Ryc. 6



Moment ciężaru muru ze względu na środek podstawy O :

$$\begin{aligned} d_0 H \gamma_m \left(\frac{d-d_0}{2} + mH \right) - \frac{1}{2} m H^2 \gamma_m \left(\frac{d}{2} + \frac{2}{3} mH \right) - \frac{1}{2} n H^2 \gamma_m \left(\frac{d}{2} - \frac{2}{3} nH \right) &= \\ = H^3 \gamma_m \left[\frac{1}{2} \delta_0' (n+m) - \frac{1}{12} m (3\delta + 4m) - \frac{1}{12} n (3\delta - 4n) \right] &= \\ = \frac{1}{12} H^3 \gamma_m [3\delta (n+m) - 2(n^2 - m^2)] \end{aligned}$$

Momenty parcia ziemi:

$$P_2 \left(\frac{d}{2} + ms \right) - P_1 s = H^3 \gamma_m \left[p'_2 \left(\frac{\delta}{2} + \frac{ms}{H} \right) - p'_1 \frac{s}{H} \right]$$

Suma momentów:

$$20. \quad 3\delta (n+m) + 2p'_2 + 4p'_2 m \frac{8s}{H} - 4p'_1 \frac{8s}{H} - 2(n^2 - m^2) = 0.$$

To równanie służy do wyznaczenia δ .

Ponieważ ciśnienie rozkłada się na grunt jednostajnie, więc σ jest przez d podzielonem obciążeniem pionowem, które równa się

$$\frac{1}{2} (d + d_0) H \gamma_m + P_2 = \frac{1}{2} H^2 \gamma_m (\delta + \delta_0 + 2p'_2), \text{ zatem}$$

$$21. \quad \sigma = \frac{H \gamma_m (\delta + \delta_0 + 2p'_2)}{2\delta}, \text{ zaś } \theta = \frac{H \gamma_m}{\sigma} = \frac{2\delta}{\delta + \delta_0 + 2p'_2}$$

§ 12. *Suchy mur o pionowej tylnej ścianie.* Przedewszystkiem należy wyznaczyć wielkość parcia ziemi. Zdawałoby się, że dla muru urobionego z niezwiązanych kamieni należałoby wprowadzić większy stopień bezpieczeństwa. Jeżeli się jednak zważy bardzo małe obciążenie gruntu (ob. σ w VI. tabeli),

jakoteż większą masę budowli, to okaże się zatrzymanie tego samego stopnia bezpieczeństwa 1·2 usprawiedliwione. Tylko trzeba wprowadzić mniejszy ciężar muru; obieramy go na 1·8 t/m³. Zatem należy podług § 3. składowe parcia p_1 i p_2 pomnożyć przez $\frac{1.2 \cdot 1.8}{1.8} = \frac{32}{30}$. Obrachowane wartości p'_1 i p'_2 zawiera VI. tabela.

Ważnem dla ekonomii budowy jest nachylenie przedniej ściany. Czem większe n tem korzystniejszy jest przekrój, aż do przekroju trójkątnego. Jednakże to nachylenie jest ograniczone warunkiem, by szerokość korony nie wypadła poniżej praktycznie wykonalnego wymiaru. Obrachowanie przeprowadzono dla czterech wartości n między 0·4 a 0·7, aby mógł w danym wypadku dokonać najlepszego wyboru.

Obrachowanie δ nastąpi podług wzoru 20, dla $m = 0$:

$$22. \quad \delta = \frac{2}{3} \cdot \frac{2 p'_1 \frac{3s}{H} + n^2}{2 p'_2 + n}$$

W VI. tabeli umieszczono także powierzchnie przekrojów $F : H^2$. Dodane wartości $\sigma : H\gamma_m$ okazują nadzwyczaj małe natężenia gruntu, dlatego nadają się suche mury z pionową tylną ścianą szczególnie dla mało wytrzymałego gruntu.

§ 13. *Suchy mur pochyły.* Jeszcze wprowadzimy typ suchego pochyłego muru, który wobec powyżej omawianych typów przedstawia znaczną korzyść ekonomiczną. Nachylenie obu ścian tak obrano, żeby mur podczas budowy mógł się wolno utrzymać. Mianowicie nachylono tylną ścianę w stosunku 2·5 : 1 ($m = 0·4$). Podług wzoru 30 *a* do 30 *e* dzieła A. obrachowano parcie ziemi i położenie punktu przyłożenia. Otrzymano dla $AI : \eta_m = 0·7249$, $(\frac{3s}{H})_{\max} = 1·079$, więc podwyższenie punktu przyłożenia ponad dolną trzecią część ściany o 8%. $u = 0·739 H$, $(aH)_{\max} = 0·2033 H$. Dla układu AII różni się nachylenie ściany od linii stromej tylko o 1°39', zatem parcie wypada tak małe, że je nie uwzględniono. Pozostaje więc wprowadzenie w połowie wartości parcia układu AI.

Z powodu małej masy tych murów należy zastosować do parcia ziemi większy stopień bezpieczeństwa 1·5, więc p_1 i p_2

z VII. tabeli dzieła A. należy pomnożyć przez $1.5 \frac{1.6}{1.8} = \frac{4}{3}$. Parcie i moment jego uwidocznią VII tabela.

Nachylenie przedniej ściany obrano na 2 : 1; we wzory należy zatem wprowadzić $n = 0.5$, $m = 0.4$. Obrachowane wartości dla δ , δ_0 , $\sigma : H\gamma_m$ i $F : H^2$ zawiera również VII. tabela. Ona wykazuje wielką oszczędność w procentach w powierzchni przekroju wobec suchych murów o pionowej tylnej ścianie, dla nachyleń $n = 0.5$ i 0.6 . Obciążenie gruntu jest tu wprawdzie większe ale przecie tak małe, że i te mury mogą być stosowane na słabym gruncie.

§ 14. *Przykład:* W celu jeszcze dokładniejszego uwydatnienia korzyści suchego leżącego muru, obrachowujemy przykład dla tych samych danych co w § 5. Dla $a = 0.667$ otrzymuje się dla suchego muru o tylnej ścianie pionowej i $n = 0.5$, $\delta = 0.9$, $\delta_0 = 0.4$, więc dla $H = 6$, $d = 5.4$, $d_0 = 2.4$ m. Dla leżącego muru wynika z VII. tabeli $d = 2.43$, $d_0 = 1.86$ m. Przynależne powierzchnie przekroju wynoszą 23.4 i 13.0 m². Dla porównania przytoczono poniżej powierzchnie murów w § 5. i 10. dla słabego gruntu obrachowane i dodano koszty jednostkowe dla stosunku kosztów murów na zaprawie do suchych, jak 2 : 1:

	Mury na zaprawie		Suche mury	
	Trapez	Mur z płytą z tylną ścianą pionową		leżący
Powierzchnia przekroju	16.2	10.39	23.4	13.0
Stosunek kosztów	2.5	1.6	1.8	1.0

§ 15. *Mury oporowe pod ciśnieniem wody. (Mury przybrzeżne).* Jako mury oporowe wykonane mury przybrzeżne odróżniają się od poprzednich w tem, że wodą przesyconą ziemia wywiera większe parcie, a zewnątrz działa w przeciwnym kierunku parcie wody.

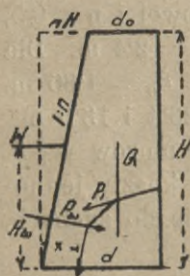
a) *Parcie ziemi.* Podług § 23. dzieła A. zwiększa się parcie ziemi 1.67 razy, gdy usypany materiał jest wodą nasycony. Ten wynik otrzymano dla $\zeta = 0.13$ i $\gamma = 1.5$. Gdy przy poprzednich rozważaniach wprowadzono $\zeta = 0.135$ a $\gamma = 1.6$, to tu wprowadzimy okrągło 1.65 razy zwiększone parcie ziemi. Równocześnie zmniejszy się kąt δ nachylenia parcia, który należy wyznaczyć podług wzoru 37. dzieła A. Gdy tu mamy

$\psi = 90^\circ$, a $1 + \frac{p'}{p\gamma} = 1.65$, to $\cos \delta_w = \frac{\cos \delta + 0.65}{1.65} = 0.982$,
czyli $\delta_w = 10^\circ 53'$. Wartości II. tabeli dla $a = 0$ (bo nie ma
nadsypki) mogą być zastosowane, gdy się pomnoży p'_1 przez
 $1.65 \frac{\cos \delta_w}{\cos \delta}$, zaś p'_2 przez $1.65 \frac{\sin \delta_w}{\sin \delta}$. Z tego obrachowania
otrzymano $p'_1 = 0.260$, $p'_2 = 0.050$.

b) *Przeciwparcie wody.* Kąt φ , który zawiera parcie wody
z poziomem równa się kątowi między pionem a zewnętrzną
ścianą i wynosi $11^\circ 18.6'$. Otóż jest:

$$p_{1w} = \frac{1}{2} \cos \varphi = 0.4903, \quad p_{2w} = \frac{1}{2} \sin \varphi = 0.1000.$$

Ryc. 7.



§ 16. *Obrachowanie muru trapezowego,
pod ciśnieniem wody.* Ryc. 7. I tu rozróżniamy

przypadki $x \leq \frac{d}{3}$, czyli $\xi \leq \frac{\delta}{3}$.

Dla $\xi < \frac{\delta}{3}$: Do pionowego obciążenia
murem i składową parcia P_2 , należy dodać
pionową składową P_{2w} przeciwparcia wody,
tak że $x = \frac{(2d - nH) H \gamma_m + 2P_2 + 2P_{2w}}{3\sigma}$

Jeżeli podstawimy $\gamma_m = 2.0$, $H_w : H = \alpha$, to

to dla $\xi < \frac{\delta}{3}$:

$$25. \quad \xi = \frac{2}{3} \Theta \left(\delta - \frac{n}{2} + p'_2 + \frac{\alpha^2}{2} p_{2w} \right)$$

$$26. \quad \text{Dla } \xi > \frac{\delta}{3}: \quad \xi = \frac{\delta \left[\delta \left(4 - \frac{1}{\Theta} \right) - 2n + 4p'_2 + 2\alpha^2 p_{2w} \right]}{6 \left(\delta - \frac{n}{2} + p'_2 + \frac{\alpha^2}{2} p_{2w} \right)}$$

Dla $\xi = \frac{\delta}{3}$ otrzyma się podług 25. lub 26. wzoru

$$27. \quad \Theta = \frac{\delta}{2\delta - n + 2p'_2 + \alpha^2 p_{2w}}$$

Do sumy momentów równania 13. należy dodać moment
parcia wody:

$$P_{1w} \frac{1}{3} H_w - P_{2w} \left(x - \frac{1}{3} n H_w \right) = \frac{1}{6} \alpha^3 H^3 \gamma_m \left(p_{1w} - \frac{3\xi}{\alpha} p_{2w} + n p_{2w} \right)$$

Z tym dodatkiem otrzyma się sumę momentów:

$$28. \quad 3\delta^2 + 6p'_2\delta - 6\xi\left(\delta - \frac{n}{2} + p'_2 + \frac{1}{2}\alpha^2 p_{2w}\right) + \alpha^3(p_{1w} + np_{2w}) - n^2 - 2p'_1 = 0.$$

Jeżeli za ξ wstawi się powyższe wartości, to będzie

$$\text{Dla } \xi < \frac{\delta}{3}:$$

$$29. \quad \begin{cases} \delta^2(3 - 4\theta) + 2\delta[3p'_2 + (2n - 4p'_2 - 2p_{2w}\alpha^2)\theta] - \\ - \theta(n - 2p'_2)^2 + \theta\alpha^2 p_{2w}(2n - 4p'_2 - \alpha^2 p_{2w}) + \\ + \alpha^3(p_{1w} + np_{2w}) - n^2 - 2p'_1 = 0. \end{cases}$$

$$\text{Dla } \xi > \frac{\delta}{3}:$$

$$29a. \quad \begin{cases} \delta^2\left(\frac{1}{\theta} - 1\right) + 2\delta(p'_2 + n - \alpha^2 p_{2w}) + \alpha^3(p_{1w} + np_{2w}) - \\ - n^2 - 2p'_1 = 0. \end{cases}$$

$$\text{Dla } \xi = \frac{\delta}{3}:$$

$$30. \quad \delta^2 + 2\delta\left(2p'_2 + \frac{n}{2} - \frac{\alpha^2}{2} p_{2w}\right) + \alpha^3(p_{1w} + np_{2w}) - n^2 - 2p'_1 = 0 \text{ i } \theta \text{ podług wzoru 27.}$$

Jeżeli w te równania wstawi się za parcie ziemi i wody wartości z wzoru 23. i 24. i podstawią $n = 0.2$, to się otrzyma równania dla obrachowania δ :

$$\text{Dla } \xi < \frac{\delta}{3}:$$

$$31. \quad \delta^2(3 - 4\theta) + 2\delta[0.15 + (0.2 - 0.2\alpha^2)\theta] - 0.01\theta + 0.1\alpha^2\theta(0.2 - 0.1\alpha^2) + 0.5103\alpha^3 - 0.56 = 0.$$

$$\text{Dla } \xi > \frac{\delta}{3}:$$

$$32. \quad \delta^2\left(\frac{1}{\theta} - 1\right) + 2\delta(0.25 - 0.1\alpha^2) + 0.5103\alpha^3 - 0.56 = 0.$$

$$\text{Dla } \xi = \frac{\delta}{3}:$$

$$33. \quad \delta^2 + 2\delta(0.2 - 0.05\alpha^2) + 0.5103\alpha^3 - 0.56 = 0.$$

Próbne rachunki wykazały, że wpływ przeciwparcia wody na wielkość δ daje się praktycznie odczuwać dopiero od stosunku wysokości wody do wysokości muru $\alpha = 0.5$. Następnie gdy trudno przypuścić, ażeby przy najniższym stanie wody, do

którego H_w się odnosi, mogło być α większe niż 0·7, to w tabelach VIII., IX. i X. wprowadzono dla α tylko wartości 0·5, 0·6 i 0·7. Wpływ przeciwparcia wody widać w tych rubrykach tabel, które wykazują stosunek powierzchni przekrojów F do F_0 dla $\alpha = 0$, a więc bez przeciwparcia i podają procentowe zmniejszenie wartości δ .

Te rubryki okazują także, że z rosnącą wartością θ , a więc czem większa wysokość muru i czem słabszy grunt, wpływ przeciwparcia wody się zmniejsza, tak że on od $\theta = 0·6$ począwszy tylko dla takich wysokości wody będzie uwzględniony, które bardzo rzadko następują.

§ 17. *Obrachowanie muru z płytą, pod ciśnieniem wody.* Ten korzystny mur oporowy może być także do murów przybrzeżnych zastosowany. Jeżeli na razie nie uwzględni się przeciwparcia wody, to w równania 17. do 19. należy wstawić parcie ziemi wyznaczone w § 15. Tabele XI. i XII. zawierają wymiary muru trapezowego i płyty bez przeciwparcia wody. Jego uwzględnienie doprowadziłoby do bardzo skomplikowanych wzorów, wystarczy jednak w tabelach VIII., IX. i X. podane procenty zastosować wprost do płyty. Mur trapezowy otrzymuje parcie wody tylko od wysokości wody znajdującej się po nad płytą. Jej stosunek do wysokości muru H_1 wynosi 0·53 dla $\alpha = 0·6$ i 0·65 dla $\alpha = 0·7$. Zatem można zmniejszenie dolnej grubości d_1 skutecznie stosownie do wysokości H_1 podług następujących procentów:

	0·6	0·7
dla $\alpha =$	7 — 4%	13 — 11 %

§ 18. *Zastosowanie tabel VIII. do XII. Stopień bezpieczeństwa.* W celu stosowania tych tabel dla murów będących pod działaniem wody, należy również podług wskazówek § 6. postąpić. Po ustaleniu natężenia σ_g , z uwzględnieniem ewentualnego sztucznego wzmocnienia gruntu, wyznaczy się $\sigma = \sigma_g (1 + 0·05 H_0)$ po podstawieniu $H_0 = H$. Potem wyznaczy się θ , a tej ilości odpowiadające wartości δ lub β wyjmie się z tabel VIII. do X. lub XII. Wymiary muru trapezowego murów z płytą odczyta się wprost z XI. tabeli.

Dla murów pod ciśnieniem wody obrano ten sam stopień bezpieczeństwa 1·2, zaś obrachowanie przeprowadzono także

dla $\xi < \frac{\delta}{3}$, lub $\xi < \frac{\beta}{3}$. Otóż inżynierowie budowlani wodnych żądają nieraz większego stopnia bezpieczeństwa dla murów przybrzeżnych, stawiając warunek, żeby punkt zerowy momentów pozostał w środkowej trzeciej części podstawy. To żądanie w ten sposób się uwzględni. Jeżeli wyznaczona wartość Θ wypadnie mniejsza niż dla $\xi = \frac{\delta}{3}$ lub $\xi = \frac{\beta}{3}$, to należy tę większą wartość dla wyznaczenia szerokości d lub b zatrzymać. Więc dla murów bez płyty jeżeli Θ jest mniejsze od wartości podanych w X. tabeli, należy δ z tej tabeli wyjąć; a gdy Θ jest mniejsze niż 0·8, to podług XII. tabeli należy przyjąć $\beta = 0\cdot591$.

§ 19. *Wybór typu muru oporowego.* Dotychczasowe dochodzenia nasze wykazały, że ze względu na stałość są wszystkie badane typy równowarte, że jednakże pod względem ekonomicznym najlepiej się nadają mury na zaprawie z płytą, a suche leżące, zaś przy ciśnieniu wody mury na zaprawie z płytą. Zatem dla murów bez ciśnienia wody trzeba w każdym danym przypadku rozstrzygnąć, czy stosować mur z płytą, czy też suchy mur leżący.

Jeżeli teren w przekroju poprzecznym jest poziomy lub nieznacznie nachylony, to się wykona tańszy suchy mur. Taki mur wymaga jednakże więcej miejsca, z powodu silniejszego nachylenia przedniej ściany. Jeżeli potrzebnego miejsca nie ma, to się musi zastosować mniej występujący mur na zaprawie, a nieraz, choć bardzo nieekonomiczny, mur o pionowej przedniej, a pochyłej tylnej ścianie.

Inaczej przedstawiają się stosunki, gdy teren w przekroju jest pochyły. Silniejsze nachylenie przedniej ściany powoduje nieraz znaczne zwiększenie wysokości muru (Ryc. 8). Wtedy różnica w kosztach tych trzech rodzajów murów się zmniejsza. Rozpatrywanie, który profil w danym przypadku będzie najkorzystniejszy, ograniczy się jednakże chyba tylko do bardzo silnie nachylnego stoku, bo zresztą zawsze suchy mur leżący okaże się najtańszy.

§ 20. *Pochylenie warstw muru. Mury oporowe na drogach i kolejach żelaznych.* W po-

Ryc. 8.



przednich rozważaniach nie uwzględniono warunku, by kąt zawarty między wypadkową sił na mur oporowy działających a pionem był mniejszy od kąta tarcia między murem a ziemią. Ten warunek nie zajdzie szczególnie w leżącym suchym murze. Osiągnięcie powyższego warunku uzyska się, jeżeli się wykona podstawę muru zawsze nachyloną; warstwy muru mają być do tego nachylenia dostosowane.

Należy jeszcze rozstrzygnąć, czy lub kiedy mury oporowe na drogach mogą być słabiej wykonane jak na kolejach żelaznych. Dotychczas robiono takie rozróżnienie, ze względu na mniejsze ciężary kursujące na drogach i mniejsze przez nich spowodowane wstrząśnienia. Różnice te zmniejszają się jednak z rosnącą wysokością muru i nadsypką tak, że przy wielkich wysokościach i nadsypkach powinny zniknąć.

Inaczej rzecz się przedstawia od czasu zaprowadzenia ruchu automobilowego na drogach. Szczególnie gdy ten ruch jest ciężki, zmniejszają się powyższe różnice w obciążeniu, zaś wstrząśnienia tak znacznie się wzmagają, że na drogach niezbyt starannie utrzymanych z pewnością przekraczają wstrząśnienia na kolejach żelaznych. Dla takich dróg należy zatem zarówno jak na pierwszo- i drugorzędnych głównych kolejach żelaznych zatrzymać wymiary murów, podane w tabelach.

Na drogach bez ruchu automobilowego możnaby dla małych wysokości murów wprowadzić ośmioprocentową redukcję wymiarów szerokości murów, zmniejszającą się z rosnącą wysokością i nadsypką.

To samo zastosować można na podrzędnych kolejach żelaznych o małej chyżości jazdy.

ROZDZIAŁ II.

Mury podporowe.

Wstęp. Mury podporowe tem się różnią od oporowych, że nie sypanemu materiałowi ziemnemu, lecz rodzimemu gruntowi mają stawić opór. Jeżeli przytem ziemia nie posiada spistości lub tylko w małej mierze, to się obrachuje parcie ziemi podług I. rozdziału, jednakże dla gęstego materiału i większego ciężaru własnego. Dla takiego materiału obrachowane

mury podporowe otrzymują tylko nieznacznie mniejsze wymiary niż mury oporowe.

Jeżeli materiał ziemny posiada spójność, to na miejsce płaskiej wchodzi w grę zakrzywiona powierzchnia odłamu, która powoduje zmniejszenie parcia ziemi. Natomiast podwyższa się punkt przyłożenia parcia tem bardziej, im większa spójność, co przyczynia się do zwiększenia momentu zaczepnego parcia ziemi. Nareszcie należy zważyć, że taka ziemia posiada ze spójnością rosnącą wysokość spójni, że zatem parcie ziemi wchodzi w działanie dopiero dla wysokości murów tę wysokość przekraczających.

Ponieważ dotychczas nie posiadamy teorii dla wyznaczenia parcia ziemi, a tem mniej parcia w spokoju ziemi spoistej; ponieważ pomimo braku dotyczących doświadczeń istnieje prawdopodobieństwo, że wyniki otrzymane w II. rozdziale dzieła A. dla zespołu kulowego także na ziemię mogą mieć zastosowanie, wyznaczy się parcie ziemi dla celów obrachowania murów podporowych podług wzorów tego rozdziału. Takie postępowanie zezwoli na uzyskanie oszczędności w wymiarach muru, stosownie do wielkości spójności ziemi.

Zresztą wprowadzimy do obrachowania murów podporowych te same zasady, które we wstępie do I. rozdziału były ustawione dla murów oporowych. Dozwolą one na stworzenie wartości zastosowanych do miejscowych warunków.

§ 21. *Parcie ziemi niespoistej.* Dla rodzimego gruntu należy jak dla zupełnie gęstego materiału przyjąć moduł gęstości ζ równy zeru. Temu odpowiada podług wzoru 59. dzieła A. dla pionowej ściany średni kąt μ równy $63^{\circ} 20'$. Jeżeli tę wartość wstawi się zamiast σ i ω we wzorze 28 b) dzieła A., to się wyznaczy p . Jego składowe $p_1 = p \cos \delta$ i $p_2 = p \sin \delta$ obrachuje się również podług $\delta = 14^{\circ}$. Gdy podług § 31. i 33. tego dzieła stosunek gęstości silnie zgęszczonego do luźnie sypanego materiału wynosi 1.107, to ciężar własny γ przyjmie się równy 1.8, zamiast 1.6. Jeżeli jeszcze zatrzyma się ten sam stopień bezpieczeństwa 1.2, to składowe parcia ziemi będą, w celu ich przekształcenia (§ 1.) pomnożone przez $1.2 \frac{\gamma}{\gamma_m} = 1.2 \frac{1.8}{20} = 1.08$. Zatem $p'_1 = 1.08 p \cos \delta$, $p'_2 = 1.08 p \sin \delta$. Tabela XIII. okazuje obrachowane wartości.

Punkt przyłożenia parcia przy jedynie rozważanem płaskim odgraniczeniu powierzchni ziemi, wypada w dolnej trzeciej części muru, zatem wyraz $3s : H$ znajdujący się we wzorach jest zawsze równy jedności.

§ 22. *Parcie ziemi spoistej.* W II. rozdziale dzieła A. ustawiono gotowe wzory dla obrachowania parcia ziemi. Nastąpi ono z wartością η_a z wzoru 51., podług wzoru 69. i 70., dla zmiennej wartości ε i dla jednego tu rozważanego przypadku pionowej ściany. Dla $k = 0.2$ można użyć X. tabeli dzieła A., chcemy jednak wciągnąć do rozważania także silniejszy materiał o wartości $k = 0.5$ ($c = 1.0$ do 1.1 t/m²), dla którego obrachowano XIV. tabelę. W niej wykazane wartości $s : H$ wyprowadzono z krzywej ryciny 38. dzieła A., wykreślonej dla $k = 0.2$. W tę tabelę wciągnięto także stosunek procentowy wartości p do parcia materiału niespoistego, dla $\text{tang } \varepsilon = 0$.

Ilości p'_1 i p'_2 urobiono jak w § 21. One są wraz z wartościami $3s : H$ i momentem $p'_1 3s : H$ zestawione w XV. tabeli. Dla $\text{tang } \varepsilon = 0.4$ i 0.8 są ważne te same wartości $3s : H$ jak dla $\text{tang } \varepsilon = 0$, gdyż położenie punktu przyłożenia jest od nachylenia terenu niezawisłe.

§ 23. *Profil murów podporowych na zaprawie.* Wprowadzamy mur trapezowy o pionowej tylnej

Ryc. 9.



ścianie i przednim nachyleniu $5 : 1$ ($n = 0.2$). Następnie przyjmujemy wymurowany rów, bo da się łatwiej czyścić i utrzymać i zmniejsza objętość przekopu. Jego wymiary uwidocznią Rycina 9. Rozpatrzmy tylko mury na zaprawie.

Dla mniejszych wysokości muru wypadają tak małe szerokości korony, że są praktycznie niewykonalne. Jeżeli wyznaczona szerokość korony wynosi dla muru z kamienia łamanego mniej niż 0.4 m, a dla betonu mniej niż 0.3 m, to wprowadzimy inny typ o stałej szerokości korony 0.45 , ewentualnie 0.3 m, z nachyleniem przedniej ściany $8 : 1$ ($n = 0.125$), w celu oszczędności. Ten sam typ znalazłby zastosowanie przy murach odzieżowych.

dzimy inny typ o stałej szerokości korony 0.45 , ewentualnie 0.3 m, z nachyleniem przedniej ściany $8 : 1$ ($n = 0.125$), w celu oszczędności. Ten sam typ znalazłby zastosowanie przy murach odzieżowych.

§ 24. *Obrachowanie murów podporowych na zaprawie, o pionowej tylnej ścianie.* Dla niespoistego materiału uskuteczniono obrachowania podług parcia z XIII. tabeli, a podług wzorów § 2. i zestawiono w XVI. tabeli. Z podanych wartości δ_0 wyznaczy się $d_0 = \delta_0 H$ i $d = (\delta_0 + 0.2) H$.

Dla materiału spoistego komplikuje się obrachowanie wymiarów muru, gdyż dla każdej wysokości muru, dla każdego nachylenia ε i dla każdej wartości k należy obrachowanie osobno przeprowadzić. Gdy jednak ocena wytrzymałości gruntu jest niepewna, a wyznaczenie cyfry spójności c jeszcze mniej pewne, to ilości Θ i k mogą dla tego samego materiału znacznie się różnić. Z tego powodu jest dopuszczalne obrachowanie ograniczone do niewielu wartości. Przyjęto dla nachylenia odgraniczenia powierzchni tylko trzy wartości, mianowicie $\tan \varepsilon = 0, 0.4$ i 0.8 , zaś dla k dwie wartości 0.2 i 0.5 , przezco słabą i silniej spoistą ziemię uwzględniono. Nareszcie dla Θ przyjęto trzy (dla małych wysokości dwie), każdej wysokości muru właściwych wartości, obrachowanych na podstawie σ_g między 16 a 40 t/m².

Na podstawie tych założeń obrachowano dla spoistej ziemi XVII. tabelę podług wzorów 5, 6 i 7. Ona zawiera d_0 tylko dla takich wysokości muru, dla których wypada jeszcze praktycznie możliwy wymiar. Dla mniejszych wysokości należy zastosować w § 23. omówiony profil. Tabela okazuje wielki wpływ kąta ε na wymiar korony. Odgraniczenie powierzchni składa się przy murach podporowych zazwyczaj ze skarpy przekopu i linii terenu. Kąt ε należy wprowadzić podług prostej wyrównującej łamaną linię odgraniczenia.

W § 20. uzasadniona redukcya szerokości muru może przy murach podporowych w jeszcze mniejszym stopniu nastąpić, gdyż nie wchodzi w grę różnice obciążeń, tylko różnice przez nie wywołanych wstrząśnień.

§ 25. *Suchy mur o tylnej nachylonej ścianie.* Korzyści stosowania suchego pochyłego muru, wykazane dla murów oporowych, chcemy wyzyskać także dla murów podporowych. Jeżeli materiał ziemy nie posiada spójności, to wystarczy wprowadzić wymiary wyznaczone dla murów oporowych (VII. tabela), lecz zmniejszone o 5%.

Materyał spoisty wywiera przy tem silnem nachyleniu tylnej ściany tak małe parcie, że wymiary muru wypadają poniżej praktycznej granicy wykonania. Należy zatem wprowadzić typ muru o stałych najmniejszych wymiarach, a dla oszczędności przyjąć stromsze nachylenie przedniej ściany. Jako najmniejszy wymiar szerokości korony suchego muru obieramy 0·6 m, nachylenie przedniej ściany 1 : 0·45 ($n = 0·45$), zaś tylnej ściany 2·5 : 1 ($m = 0·4$), tak samo jak dla murów oporowych. Jednakże korzyści stosowania suchego muru są mniejsze niż przy murach oporowych. Jedną z przyczyn jest dodatkowy koszt zwiększonej objętości przekopu, spowodowanej pochyleniem muru. Drugą przyczyną jest zwiększenie wysokości muru przy pochyłym terenie. Przy silnem pochyleniu może ta korzyść zniknąć.

§ 26. Przykład:

1. Mur na zaprawie o tylnej pionowej ścianie 5 m wysoki ma być obrachowany.

a) *Ziemia niespoista*. $\sigma_g = 20$. Wtedy $\Theta = \frac{5.2}{1.25 \sigma_g} = 0.40$.

Dla średniego nachylenia gruntu, $\tan \varepsilon = 0.4$. Z XVI. tabeli wyjmiemy $\delta_0 = 0.1759$, $d_0 = 0.88$ m; powierzchnia muru wraz z rowem, obrachowana podług wzoru 37. w § 8. wynosi 7.400 m².

b) *Ziemia mało spoista*, $k = 0.2$. Natężenie gruntu może być większe; obierzemy $\sigma_g = 30$, wtedy $\Theta = \frac{5.2}{1.25 \sigma_g} = 0.267$.

Dla tej wartości wynika z XVII. tabeli d_0 około 0.68, a powierzchnia muru 5.905 m².

c) *Silniejszy grunt*, $k = 0.5$, $\sigma_g = 40$. $\Theta = \frac{5.2}{1.25 \sigma_g} = 0.20$, $d_0 = 0.34$ podług XVII. tabeli, zaś powierzchnia muru 4.700 m².

Powierzchnie murów tych trzech przykładów stoją w stosunku jak 1 : 0.80 : 0.635. Ten stosunek wykazuje jak wielkie oszczędności się uzyskuje, jeżeli się zastosuje wymiary muru do wytrzymałości gruntu.

§ 27. *Stosowanie murów podporowych w przekopach*¹⁾. Na drogach, a jeszcze częściej na liniach kolejowych widzi się

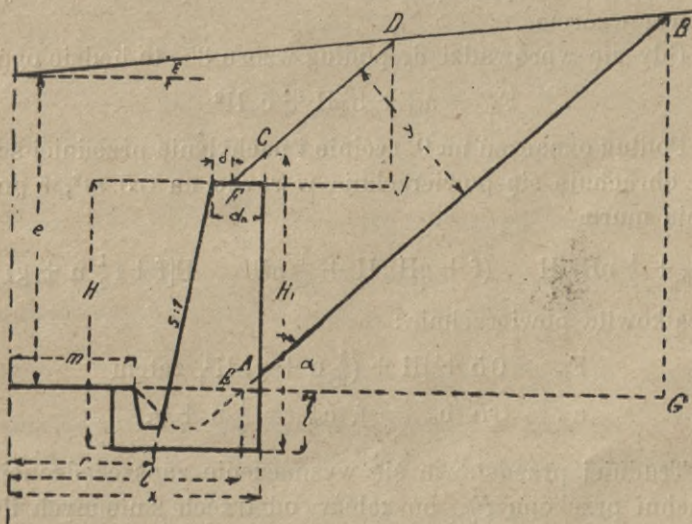
¹⁾ § 27. do 29. podług odezytu ogłoszonego w Polskiem Towarzystwie politechnicznem we Lwowie w październiku 1917 r., ogłoszonego w Czasopiśmie techn., zeszyt 1 z r. 1918.

w głębszych przekopach, szczególnie na stokach, długie skarpy, których utrzymanie pozostawia nieraz wiele do życzenia. Skarpy takie są na oszczędnie budowanych kolejach strome, trudne do zamurawienia, a woda po nich spływająca tworzy bruzdy, z czasem coraz bardziej pogłębiające się. Ich konserwacja wymaga kosztów i ciągłej troski inżyniera, a często nawet dodatkowych kosztów dla osuszenia lub złagodzenia stromości skarpy.

Patrząc na takie skarpy przychodzi mimowoli na myśl, czemu nie zastosowano w przekopie murów podporowych, któreby skarpe skróciły, a stałość budowli zwiększyły. Przyczyną tego jest mylne zapatrywanie, że obszerniejsze stosowanie murów podporowych jest nieekonomiczne. To zapatrywanie nie jest jednakże poparte głębszym badaniem tej sprawy, wszak nawet najlepsze podręczniki o projektowaniu linii komunikacyjnych nie zastanawiają się nad kwestją, czy lub kiedy jest stosowanie murów podporowych korzystne. Tą kwestją zamierzamy się zająć.

§ 28. *Teoretyczne badanie korzyści stosowania murów podporowych w przekopach. Mur na zaprawie, o tylnej ścianie pionowej.* Jeżeli w przekopie (ryc. 10.) zamiast wykonać skarpe EB

Ryc. 10.



zastosujemy mur podporowy, to zaoszczędzimy powierzchnię przekopu ABCD. Tę oszczędność należy porównać z kosztem muru. Jeżeli k_p i k_m oznaczają jednostkowe ceny roboty ziemnej i muru (wraz z wykopem pod fundament); jeżeli P oznacza powierzchnię przekopu bez muru, F_p powierzchnię zaoszczędzoną, a F_m powierzchnię muru, ewentualnie z wymurowanym rowem, to całkowity koszt wyniesie:

$$K = k_p (P - F_p) + k_m F_m$$

Jeżeli literą v oznaczymy stosunek $k_m : k_p$, to będzie:

$$34. \quad K = Pk_p - k_p (F_p - v \cdot F_m).$$

Gdy wyraz w nawiasie jest dodatni lub ujemny, otrzyma się przy stosowaniu muru podporowego albo oszczędność, albo też zwiększenie kosztów. Ilości F_m i F_p należy bliżej określić.

Powierzchnia F_m muru ma być obrachowana podług danych ilości H i d_0 . W celu uniknięcia zbytich komplikacji we wzorach ustawić się mających, przyjmujemy z góry, że między d_0 i H istnieje związek podług linii prostej, czyli że d_0 da się wyrazić wzorem:

$$35. \quad d_0 = f + gH$$

w którym f i g są to ilości stałe, obranemu typowi muru właściwe. Podług sposobu obrachowania podanego w § 24. można dla każdego materiału (każdej wartości k) przedstawić d_0 powyższym wzorem.

Gdy się wprowadzi d_0 podług wzoru 35. to będzie ogólnie:

$$36. \quad F_m = a_m + b_m H + c_m H^2$$

Podług oznaczeń na 9. rycinie i nachylenia przedniej ściany $1 : n$, obrachuje się powierzchnia w rowie na $0.5 m^2$, a powierzchnia muru

$$(d_0 + \frac{1}{2} nH) H = (f + gH) H + \frac{1}{2} nH^2 = H[f + (\frac{1}{2} n + g) H]$$

zaś całkowita powierzchnia:

$$37. \quad \left\{ \begin{array}{l} F_m = 0.5 + fH + (\frac{1}{2} n + g) H^2, \text{ zatem} \\ a_m = 0.5, b_m = f, c_m = \frac{1}{2} n + g. \end{array} \right.$$

Trudniej przedstawia się wyznaczenie zaoszczędzonej powierzchni przekopu F_p , bo zależy od trzech zmiennych ilości,

od kąta α nachylenia skarpy, stosownego do materiału przekopu, od kąta nachylenia ε terenu i od wymiarów muru podporowego. Przypuszcza się, że korona muru jest na szerokość $d_0 - \delta$ przykryta ziemią, przyczem δ jest ilością stałą. Jak z ryc. 10. wynika jest $F_p = \frac{1}{2} (AB + CD)y$.

Oznaczmy literą m połowę szerokości korony drogi, literą e głębokość przekopu w osi drogi, literą H całkowitą wysokość muru, literą t wysokość muru pod niweletą drogi, literą H_1 wysokość od fundamentu aż do przecięcia pionowej linii muru ze skarpy FD . Następnie wprowadzimy na rysunku oznaczone długości l , r i x tak, że $x-r$ równa się dolnej szerokości muru.

Otrzyma się po porządku:

$$H_1 = H + (d_0 - \delta) \operatorname{tang} \alpha = (f - \delta) \operatorname{tang} \alpha + H (1 + g \operatorname{tang} \alpha)$$

$$x = r + d_0 + nH = r + f + H (n + g)$$

$$y = [H_1 - t - (x - l) \operatorname{tang} \alpha] \cos \alpha = [H (1 - n \operatorname{tang} \alpha) + (l - r - \delta) \operatorname{tang} \alpha - t] \cos \alpha, \text{ lub}$$

$$38. \begin{cases} y = \beta H + \gamma, \text{ gdy} \\ \beta = \cos \alpha - n \sin \alpha, \gamma = (l - r - \delta) \sin \alpha - t \cos \alpha \end{cases}$$

Rzut skarpy EB :

$$\overline{BG} = \overline{AB} \sin \alpha + (x-1) \operatorname{tang} \alpha = e + (x + \overline{AB} \cos \alpha) \operatorname{tang} \varepsilon, \text{ a stąd}$$

$$\overline{AB} \frac{\sin (\alpha - \varepsilon)}{\cos \varepsilon} = e + l \operatorname{tang} \alpha - x (\operatorname{tang} \alpha - \operatorname{tang} \varepsilon)$$

Rzut skarpy CD :

$$\overline{DL} = \overline{CD} \sin \alpha + (d_0 - \delta) \operatorname{tang} \alpha = e - (H-t) + (x + \overline{CD} \cos \alpha) \operatorname{tang} \varepsilon,$$

$$\text{a stąd } \overline{CD} \frac{\sin (\alpha - \varepsilon)}{\cos \varepsilon} = e - (H-t) + x \operatorname{tang} \varepsilon - (d_0 - \delta) \operatorname{tang} \alpha$$

$$\text{Suma } (\overline{AB} + \overline{CD}) \frac{\sin (\alpha - \varepsilon)}{\cos \varepsilon} = 2e + l \operatorname{tang} \alpha - (H-t) -$$

$- x (\operatorname{tang} \alpha - 2 \operatorname{tang} \varepsilon) - (d_0 - \delta) \operatorname{tang} \alpha$. Po wstawieniu powyższej wyznaczonych wartości za x i d_0 otrzyma się:

$$\begin{aligned} (\overline{AB} + \overline{CD}) \frac{\sin (\alpha - \varepsilon)}{\cos \varepsilon} &= 2e + l \operatorname{tang} \alpha - (H-t) - (r + nH) (\operatorname{tang} \alpha - \\ &- 2 \operatorname{tang} \varepsilon) - 2 (f + gH) (\operatorname{tang} \alpha - \operatorname{tang} \varepsilon) + \delta \operatorname{tang} \alpha = \\ &= 2e + t + (l + \delta - f) \operatorname{tang} \alpha - (r + f) (\operatorname{tang} \alpha - 2 \operatorname{tang} \varepsilon) - \\ &- H [1 + 2 (g + \frac{1}{2} n) \operatorname{tang} \alpha - 2 (g + n) \operatorname{tang} \varepsilon], \text{ lub} \end{aligned}$$

$$39. \begin{cases} \frac{1}{2} (\overline{AB} + \overline{CD}) = \frac{2e + \psi - \varphi H}{2 \cos \alpha (\tan \alpha - \tan \varepsilon)}, \text{ przy czem} \\ \varphi = 1 + 2(g + \frac{1}{2}n) \tan \alpha - 2(g + n) \tan \varepsilon \\ \psi = (1 + \delta - f) \tan \alpha - (r + f) (\tan \alpha - 2 \tan \varepsilon) + t \end{cases}$$

Powyższą sumę trzeba jeszcze pomnożyć przez y z wzoru 38. w celu otrzymania F_p , zatem

$$F_p = \frac{(2e + \psi - \varphi H)(\gamma + \beta H)}{2 \cos \alpha (\tan \alpha - \tan \varepsilon)} = \frac{(2e + \psi)\gamma + H[(2e + \psi)\beta - \varphi\gamma] - H^2\beta\varphi}{2 \cos \alpha (\tan \alpha - \tan \varepsilon)}$$

40. Podstawmy $F_p = a_p + b_p H - c_p H^2$, to się wyznacza

$$41. \begin{cases} a_p = \frac{2e + \psi}{2 \cos \alpha (\tan \alpha - \tan \varepsilon)} \gamma \\ b_p = \frac{(2e + \psi)\beta - \varphi\gamma}{2 \cos \alpha (\tan \alpha - \tan \varepsilon)} \\ c_p = \frac{\beta\varphi}{2 \cos \alpha (\tan \alpha - \tan \varepsilon)} \end{cases}$$

Jeżeli się wstawi wartości z wzorów 36. i 40. do wzoru 34, to otrzyma się całkowite koszty:

$$K = Pk_p - k_p [a_p - va_m + (b_p - vb_m) H - (c_p + vc_m) H^2]$$

Oznaczmy jeszcze:

42. $a_p - va_m = a$, $b_p - vb_m = b$, $c_p + vc_m = c$, to będzie:

$$43. \quad K = Pk_p - k_p [a + bH - cH^2]$$

Pierwsza pochodna tej funkcji podług H :

$$-b + 2cH = 0, \text{ więc } H = \frac{b}{2c}$$

Druga pochodna równa się $+2c$, a ponieważ c jest zawsze dodatnie, to mamy do czynienia z minimum funkcji; jeżeli oznaczymy dotyczącą wartość H przez H_{\min} , to podług powyższego:

$$44. \quad H_{\min} = \frac{b}{2c}$$

jako wysokość muru, dla której uzyskuje się najmniejszy całkowity koszt. Wstawmy tę wartość w nawias wzoru 43, a otrzymamy oszczędność w kosztach:

$$45. \quad O = k_p [a + bH_{\min} - cH_{\min}^2] = ck_p \left[\frac{a}{c} + \frac{b}{c} H_{\min} - H_{\min}^2 \right] = \\ = ck_p \left[\frac{a}{c} + H_{\min}^2 \right].$$

Jeżeli ten wyraz jest dodatni, to uzyskujemy rzeczywistość a zarazem największą oszczędność. Zobaczymy później, że on w praktycznym zastosowaniu tylko wyjątkowo przyjmuje wartość ujemną.

Oprócz tej wysokości jest pożądanym wyznaczenie takiej wysokości H_r muru, przy której koszty przekopu z murem i bez muru są równe. Nastąpi to wtedy, gdy wyraz w nawiasie wzoru 43. będzie równy zeru.

$$a + bH - cH^2 = 0, \text{ a stąd } H_r = \frac{b}{2c} \pm \sqrt{\left(\frac{b}{2c}\right)^2 + \frac{a}{c}}$$

a w uwzględnieniu wzoru 44:

$$46. \quad H_r = H_{\min} + \sqrt{H_{\min}^2 + \frac{a}{c}}$$

Znak minus przed pierwiastkiem nie ma dla nas znaczenia. Wartość dla H_r będzie realna, jak długo wyraz pod pierwiastkiem będzie dodatni. Jest to ten sam wyraz, jaki zawiera O we wzorze 45. I słusznie, gdyż jeżeli H_r jest urojone, wtedy oszczędność jest ujemna.

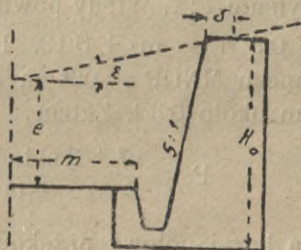
Gdy teren jest silnie nachylony, może być korzystny mur sięgający do terenu. Oznaczmy wysokość takiego muru literą H_0 . Z rysunku 11. wynika, że $H_0 - t = e + (r + \delta + nH_0) \tan \epsilon$, zatem

$$47. \quad H_0 = \frac{e + (r + \delta) \tan \epsilon + t}{1 - n \tan \epsilon}$$

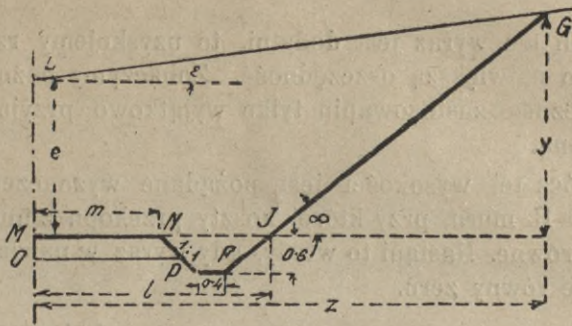
Jeszcze wypada wyznaczyć powierzchnię przekopu P i długość skarp.

Z oznaczeń na Ryc. 12. nie trudno wyprowadzić, że powierzchnia $MIGL = \frac{1}{2}(e + y)z - \frac{1}{2}(z - l)y = \frac{1}{2}(ez + yl)$. Otóż $y = e + z \tan \epsilon = (z - l) \tan \alpha$, zatem

Ryc. 11.



Ryc. 12.



$$48. \quad z = \frac{e + l \tan \alpha}{\tan \alpha - \tan \epsilon}, \quad y = \frac{e + l \tan \epsilon}{\tan \alpha - \tan \epsilon} \cdot \tan \alpha$$

$$\text{więc } \frac{1}{2} (ez + yl) = \frac{e^2 + 2el \tan \alpha + l^2 \tan \alpha \tan \epsilon}{2(\tan \alpha - \tan \epsilon)}$$

Do tego dodatek na rów, dla którego z góry obieramy głębokość 0.6 m , szerokość dna 0.4 m , a skarpe przy drodze o pochyleniu $1:1$. Wtedy powierzchnia rowu wynosi $\frac{1}{2} (1-m+0.4) 0.6 = 0.3 (1 - m) + 0.12$. Również dodać trzeba powierzchnię trapezu $MNOP = 0.3 (m + 0.15)$. Obydwa dodatki wynoszą razem około 0.3 l . Zatem

$$49. \quad P = \frac{e^2 + 2el \tan \alpha + l^2 \tan \alpha \tan \epsilon}{2(\tan \alpha - \tan \epsilon)} + 0.3 l$$

Dla lewej połowy przekopu, czyli dla spadającego terenu, służy ten sam wzór, jeżeli wprowadzi się ϵ ze znakiem ujemnym. Jednakże stosowanie tego wzoru jest ograniczone warunkiem, że długość skarpy ma być ≥ 0 , co nastąpi, gdy $e \geq l \tan \alpha$.

Na długość skarpy \overline{FD} na Ryc. 10. składa się długość \overline{CD} już poprzednio wyznaczona i \overline{FC} :

$$50. \quad \overline{FD} = \begin{cases} \frac{e - (H - t) + (r + \delta + nH) \tan \epsilon}{\cos \alpha (\tan \alpha - \tan \epsilon)} = \\ = \frac{e + t + (r + \delta) \tan \epsilon - H(1 - n \tan \alpha)}{\cos \alpha (\tan \alpha - \tan \epsilon)} \end{cases}$$

Nareszcie podług ryc. 12. długość skarpy

$$51. \quad FG = \frac{z - (m + 1)}{\cos \alpha}$$

gdy z wyznaczy się z wzoru 48.

Wszystkie wzory mogą mieć zastosowanie także dla budowli przy splawnych kanałach.

§ 29. *Rachunkowe uzasadnienie korzyści do § 28.* Po ustaleniu wzorów, przystępujemy do rachowania przykładów, bo tylko tą drogą można wykazać, czy lub w jakich warunkach stosowanie murów podporowych okaże się korzystne. Dla praktycznego zastosowania należy do obrachowania wciągnąć wszystkie, w grę wchodzące, niezależne zmienne.

Do nich należą:

1. Pochylenie skarpy α , zastosowane do zwięzłości gruntu, w wartości $\tan \alpha = 0.6$ do 1.0
2. Pochyłość terenu; $\tan \varepsilon$ między 0 a wartością, zbliżoną do każdorazowej wartości $\tan \alpha$.
3. Głębokość przekopu e .
4. Stosunek v kosztów jednostkowych muru k_m , do kosztów jednostkowych roboty ziemnej k_p . Ten stosunek jest w dalekich granicach zmienny. Jeżeli bowiem w pewnym, do budowy oddanym oddziale, jest k_p wielkie, z powodu zwięzłości materiału ziemnego i dalekich transportów, zaś materiał kamienny dla muru, uzyskany ewentualnie z przekopów jest tani, to v otrzyma małą wartość. Znam przypadki, gdzie v spadło do liczby 6. Przeciwnie, jeżeli robota ziemna jest tania, natomiast materiał do murowania drogi, to v może wzrosnąć do liczby 30 i wyżej. Dla obrachowania wprowadzimy v między 10 a 30.

Tok obrachowania jest następujący:

Przedewszystkiem należy dla d_0 podług wzoru 35. ustalić wartości f i g . Jeżeli podług XVI. i XVII. tabeli do każdej wysokości muru przynależne wartości d_0 przedstawimy jako rzędne, to otrzymamy płaskie krzywe, które z małym błędem można zastąpić prostymi. Podług tych prostych wyznaczono następujące wartości:

		Materiał niespoisty, $K = 0.0$:			Materiał silnie spoisty, $K = 0.5$			
52.	{	$\tan \varepsilon =$	0	0.4	0.8	0	0.4	0.8
		$f =$	-0.22	-0.33	-0.40	-0.60	-0.70	-0.815
		$g =$	0.170	0.234	0.308	0.160	0.207	0.275

Jeżeli dla mniejszych wysokości muru zastosuje się profil w § 23. podany, to d_0 jest stałe, zatem $f = d_0$, $g = 0$. Dla muru na zaprawie przyjęliśmy $d_0 = f = 0.45$ m.

Jeżeli te wartości wstawi się w 37. wzór, to się otrzyma dla powierzchni muru :

$$53. \begin{cases} a_m = & 0.5 & 0.5 & 0.5 & 0.5 & 0.5 & 0.5 \\ b_m = - & 0.22 & -0.33 & -0.40 & -0.60 & -0.70 & -0.815 \\ c_m = & 0.270 & 0.334 & 0.408 & 0.260 & 0.307 & 0.375 \end{cases}$$

Dla mniejszych wysokości muru i dla murów odzieżowych jest $a_m = 0.5$, $b_m = 0.45$, $c_m = 0.0625$.

Graniczną wartość wysokości muru między murem podporowym a odzieżowym otrzyma się z warunku $0.45 = f + gH$, mianowicie $H = \frac{0.45 - f}{g}$. Podług tego wzoru jest np. dla,

$k = 0.0$ i $\text{tang } \alpha = 0.6$, $H = 3.01$ m; dla $k = 0.5$ i $\text{tang } \alpha = 0.8$ $H = 4.60$ m, przy średniej wartości $\text{tang } \varepsilon = 0.4$. Dla mniejszych, niż te wysokości, trzeba zastosować odmienny sposób rachowania. W tabelach XVIII. i XIX. są wartości na lewo pionowej kreski w ten odmienny sposób rachowane.

Dla naszego celu, rachunkowego uzasadnienia korzyści i pokazania toku obrachowania, wprowadzimy tylko jedno średnie nachylenie terenu $\varepsilon = 0.4$ i dwie wartości $k = 0.0$ i 0.5 , natomiast trzy stosunki kosztów v , mianowicie 10, 20 i 30. Tym wprowadzonym wartościom k odpowiednio przyjęto $\text{tang } \alpha = 0.6$ i 0.8 . Następnie ustalono: Połowa szerokości korony kolei żelaznej $m = 2.0$, $l = 3.75$, $r = 2.56$, $\delta = 0.25$ m.

Pomyślmy sobie od dolnego punktu tylnej ściany muru na ryc. 10. poprowadzoną stromą linię pod średnim kątem μ (ob. § 50. dzieła A.), to gdy wysokość muru w stosunku do głębokości przekopu jest niewielka, ta linia trafi jeszcze skarpe FD; dlatego należy dla obrachowania wymiarów muru wprowadzić odgraniczenie ziemi pod kątem α . Ten przypadek zapewne zawsze zajdzie dla murów o wysokości H_{\min} . Dla murów o wysokości H_r może linia stroma czasem trafić już linię terenu, jednakże, z powodu trudności rozpoznania tego przypadku, jakoteż bardziej zawilego rachowania, także te mury obrachujemy dla odgraniczenia ziemi podług kąta α . Przez to otrzyma się cośkolwiek mniej pomyślny wynik.

Dla murów o wysokości H_0 , sięgającej do terenu, wprowadzi się oczywiście nachylenie terenu pod ε .

Na podstawie powyższych wartości obrachowano podług wzoru 37. do 53. tabelę XVIII. i XIX. One okazują dla średniego nachylenia terenu, $\tan \varepsilon = 0.4$, 11 do 30% oszczędności w kosztach, jeżeli się wykona mur w wysokości H_{\min} , a 21 do 67% oszczędności w długości skarpy, jeżeli mur otrzyma wysokość H_r . Niektóre wartości H_{\min} są mniejsze, niż $t = 0.9$ m, nie mają zatem praktycznego znaczenia. Dla mniejszych głębokości przekopu i wyższych wartości v , jest H_r urojone, a oszczędność kosztów ujemna.

§ 30. *Korzyści stosowania suchych pochyłych murów.*
Z badań nad suchymi murami, przeprowadzonych w I. rozdziale i w § 25, można wysnuć wniosek, że się uzyska pewne korzyści, jeżeli zastosuje się suchy mur pochyły, pomimo że przez nachylenie tylnej ściany muru zmniejszy się powierzchnia zaoszczędzonego przekopu. Szczegółowego badania tych korzyści nie przeprowadzamy, wystarczy bowiem wskazanie, że przy tych murach nawet dla mniejszych głębokości przekopu otrzyma się wartości realne dla H_{\min} i H_r . Dla większych głębokości przekopu w materiale spoistym opłaca się wykonać mur aż do terenu. Badanie kiedy się to opłaca chcemy przeprowadzić dla muru o stałych wymiarach korony, podług § 25.

Na ryc. 13. mur sięga do terenu, a zaoszczędzona powierzchnia przekopu jest CDE.

Z ryciny nie trudno wyznaczyć:

$$54. \quad y = \frac{\overline{OA} - l}{\cotang \alpha - m}, \quad H_0 = \frac{e + (r + d_0) \tan \varepsilon + t}{1 - n \tan \varepsilon}$$

Zaoszczędzona powierzchnia F_p równa się $\frac{1}{2} \overline{CD}$ pomnożone przez długość prostopadłej z E na CD. Otóż jest.

$$\overline{CD} = \frac{H_0 - t - y}{\sin \varphi}, \overline{DE} = \overline{CD} \frac{\sin(\varphi - \alpha)}{\sin(\alpha - \varepsilon)}, \text{ a owa prostopadła równa}$$

$$\overline{DE} \sin(\varphi - \varepsilon) = \overline{CD} \frac{\sin(\varphi - \alpha) \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\alpha - \varepsilon)}; \text{ zatem}$$

$$55. \quad F_p = (H_0 - t - y)^2 \cdot \frac{\sin(\varphi - \alpha) \sin(\varphi - \varepsilon)}{2 \sin^2 \varphi \sin(\alpha - \varepsilon)}$$

Powierzchnia muru $F_m = 0.7 + d_0 H_0 + \frac{n-m}{2} H_0^2$, gdzie $0.7 m^2$ oznacza powierzchnię muru w rowie, a po wstawieniu $d_0 = 0.6$, $n = 0.45$, $m = 0.4$:

$$56. \quad F_m = 0.7 + 0.6 H_0 + \frac{1}{40} H_0^2$$

Weźmy, jako przykład, materiał średnio spoisty, więc $\tan \alpha = 0.7$, średnie nachylenie terenu, $\tan \varepsilon = 0.4$, to $r = 2.46$, $l = 4.0$, $\overline{OA} = 3.42 + 0.05 H_0$, $y = \frac{0.05 H_0 - 0.58}{1.03}$, $H_0 = \frac{e + 2.124}{0.82}$.

Dla tych wartości obrachowano XX. tabelę. W niej jest podany stosunek kosztów $F_p : F_m$. Jeżeli w danym przypadku v jest równe, a choćby nawet nieco większe, niż ten stosunek, to wobec korzyści, że skarpa całkiem odpada, opłaca się wykonać suchy mur aż do terenu, ale tylko dla większych głębokości. Na korzyść suchego muru należy jeszcze przytoczyć, że znakomicie się przyczynia do odwodnienia skarpy.

§ 31. *Wyniki.* Na podstawie XVIII., XIX. i XX. tabeli, jakoteż innych, tu nie przytoczonych badań, można ustalić następujące wyniki:

1. Z wyjątkiem mniejszych głębokości przekopu przy równoczesnych wyższych stosunkach v , istnieje wysokość muru H_{\min} , dla której otrzymuje się oszczędność w kosztach budowy i w długości skarpy. Ta oszczędność jest tem większa, im stromszy teren; ona zmniejsza się, jednak nieznacznie, z wzrostem zwięzłości gruntu.

2. Oprócz wyjątkowych przypadków, jak pod 1., istnieje wysokość H_r , przy której koszty przekopu z murem lub bez muru są jednakowe. Jej zastosowanie powoduje znaczne skrócenie skarpy, z którem są połączone następujące korzyści:

Zmniejszenie kosztów konserwacji; zmniejszenie ewentualnych kosztów robót odwadniających; oszczędność w zaku-

pnie gruntu; większa stałość przekopu. Oprócz tego uzyskuje się zmniejszenie objętości przekopu, któraby wymagała odkładu, nieraz z dalekim przewozem.

Te korzyści są tak wielkie, że mogą usprawiedliwić zastosowanie nawet większej wysokości, niż H_r ; korzyści skrócenia skarpy uzyskują najwyższą wartość, jeżeli mur sięga aż do terenu, co tem łatwiej da się osiągnąć, im stromiej jest teren pochylony, szczególnie przy stosowaniu suchych murów.

3. Powyższe korzyści są ograniczone praktycznie wykonalną wysokością murów, mianowicie przy wielkich głębokościach przekopu i silnem nachyleniu terenu wypada wymiar H_r , a jeszcze bardziej H_0 wielki.

4. Wielki wpływ ma oczywiście stosunek kosztów v . Czem stromszy teren, tem bardziej znosi wyższe koszty murów; n. p. dla tang $\epsilon = 0.8$ otrzymuje się jeszcze dla $v = 30$ znaczne oszczędności w kosztach.

Zarządy dróg i kolei żelaznych powinny mieć obrachowane tabele dla kilku wartości k (α) i v , i dla większej liczby wartości ϵ (także $-\epsilon$). Żmudne obrachowania doznałyby skrócenia, jeżeliby zamiast tabel zastosowano diagramy, gdyż dla pewnej wartości ϵ i k jest H_{\min} i H_0 wprost, zaś H_r w przybliżeniu proporcjonalne do głębokości przekopu. W tabelach XVIII. i XIX. jest to widoczne.

Teorye, podane w dziele *A.*, i na ich podstawie urobione wskazówki do obrachowania murów oporowych i podporowych, dozwolą myślącemu inżynierowi dla każdego przypadku zaprojektować najodpowiedniejszy profil muru. Również posiada on wskazówki do rozważenia i zużytkowania korzyści, które można osiągnąć przez stosowanie murów podporowych w przekopach.

ROZDZIAŁ III.

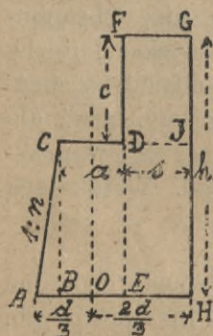
Przyczółki mostowe.

§ 32. *I. Typ przyczółka.* Weźmiemy pod uwagę tylko przyczółki mostów belkowych, bo tylko dla takich można stałe normy ustawić.

W wykonanych przyczółkach mostów drogowych, czy kolejowych, nieraz nie jest dochowany warunek, żeby pionowa pod-

porowa konstrukcyi mostowej przecięła podstawę przyczółka w wewnętrznej trzeciej części; przez to nie zostaje wyzyskana cała szerokość podstawy właśnie wtedy, gdy przy obciążonym moście natężenie gruntu jest największe. Gdy więc przy przyczółkach wypadkowa ze wszystkich sił zewnętrznych i ciężaru muru nie powinna przecinać podstawy po za jej środkową trzecią częścią, to postawimy na razie za warunek, aby ta wypadkowa przecinała podstawę w odległości jednej trzeciej od zewnętrznej krawędzi podstawy. Najkorzystniej przedstawia się osiągnięcie tego warunku wtedy, gdy ten punkt przecięcia będzie położony na pionowej podporowej konstrukcyi mostowej, a równocześnie przez ten punkt przejdzie wypadkowa z ciężaru muru i parcia ziemi. Wprowadziwszy te dwa warunki do

14



wyznaczenia wymiarów przyczółka, uzyska się pewność rozkładu obciążenia na całą podstawę, a zarazem najmniejsze wymiary przyczółka. One wystarczą do wyznaczenia szerokości podstawy i zmiennego z wysokością nachylenia przedniej ściany.

Te warunki stworzą typ przyczółka, który oznaczymy liczbą 1. Jest on odtworzony na ryc. 14. Gdy podług powyższego założenia punkt obrotu momentów O leży na linii podporowej, to moment ciężaru własnego

i obciążenia mostu równa się zeru. Pozostaje więc ustawić równanie momentów ciężaru przyczółka i parcia ziemi. Niech aa oznacza odstęp pionowej podporowej mostu od krawędzi C.

Moment powierzchni przekroju przyczółka składa się z dodatnich momentów powierzchni BCIH i DFGI i z ujemnego momentu powierzchni ABC. Gdy $CI = BH = \frac{2}{3}d + aa$, $DI = FG = \frac{2}{3}d - (1 - \alpha)a = s$, zaś $AB = \frac{1}{3}d - aa$, to suma powyższych momentów tak się przedstawia:

$$\begin{aligned} & \left(\frac{2}{3}d + aa\right) (h - c) \frac{1}{2} \left[\frac{2}{3}d - aa\right] + c \left[\frac{2}{3}d - (1 - \alpha)a\right] [(1 - \alpha)a + \\ & + \frac{1}{2} \left(\frac{2}{3}d - (1 - \alpha)a\right)] - \frac{1}{2} \left(\frac{1}{3}d - aa\right) (h - c) \left[\frac{1}{9}d - \frac{1}{3}aa + aa\right] = \\ & = \frac{1}{18} (h - c) (4d^2 - 9\alpha^2 a^2) + \frac{1}{18} c [2d - 3(1 - \alpha)a]^2 + \\ & + \frac{1}{8} ac (1 - \alpha) [2d - 3(1 - \alpha)a] - \frac{1}{54} (h - c) (d - 3aa) (d + 6aa) \end{aligned}$$

Zatem moment ciężaru muru:

$$57. \quad \frac{\gamma_m}{54} \left\{ d^2(11h+c) - 3d(h-c)aa - 9a^2[(h+2c)a^2 + 3c(1-2a)] \right\}$$

Jeżeli podobnie, jak w dziele A., oznaczymy parcie ziemi przez $\gamma p h^2$, a składową poziomą i pionową przez $\gamma p' h^2$ i $\gamma p'' h^2$, to otrzymamy moment parcia ziemi

$$58. \quad - \gamma p' \frac{1}{3} h^3 + \frac{2}{3} \gamma p'' h^2 d$$

Podług III. tabeli dzieła A. wynosi średnia dla kierunków AI i AII : $p' = 0.15991$, $p'' = 0.03985$. Bez uwzględnienia na razie obciążenia, pochodzącego z konstrukcyi mostowej, wystarczy przyjąć współczynnik bezpieczeństwa na 1.1, a gdy jeszcze całą sumę momentów wypadnie podzielić ilością $\gamma_m : 54$, którą wzór 57. trzeba podzielić, to wzór 58. należy pomnożyć ilością $\frac{1.1 \cdot 54}{\gamma_m}$. Przyjmiemy $\gamma : \gamma_m = 0.8$, jak dla murów oporowych, wtedy wzór 58 przekształci się:

$$- 2.53298 h^3 + 1.26244 h^2 d$$

Zesumowawszy ten moment z momentem z wzoru 57. otrzymamy równanie dla wyznaczenia dolnej szerokości d przyczółka:

$$59. \quad \left\{ d^2(11h+c) + d[1.26244 h^2 - 3(h-c)aa] - \right. \\ \left. - 9a^2[(h+2c)a^2 + 3c(1-2a)] - 2.53298 h^3 = 0 \right.$$

Obierzemy pionową podporową w połowie szerokości a , więc $\alpha = 0.5$, zaś wymiar a przyjmiemy na 1.0 m. Wtedy powyższy wzór tak się przedstawi:

$$60. \quad \left\{ d^2(11h+c) + d[1.26244 h^2 - 1.5(h-c)] - \right. \\ \left. - 2.25(h+2c) - 2.53298 h^2 = 0 \right.$$

Następnie jest

$$n = \frac{a - 1.5}{3(h-c)}, \quad s = \frac{2}{3}d - 0.5, \quad \text{powierzchnia } F = \frac{1}{2}(a+s+d)(h-c) + sc$$

Za wymiar c wprowadzimy trzy wartości, dla mniejszych i większych konstrukcyj mostowych, mianowicie 0.7, 2.0 i 5.0 m. Dla tych wartości obrachowano podług 60. i 61. wzoru wartości dla d , n , s i F i zestawiono w XXI. tabeli. Ona wykazuje zmniejszenie wartości d i F z wzrostem wymiaru c .

Na obciążenie gruntu składa się ciężar muru i pionowa składowa parcia równa $\gamma \cdot 0'03985 h^2 = 0'06376 h^2$, zatem obciążenie, gdy dla γ_m wprowadzimy większą wartość $2'2 t/m^3$ i współczynnik bezpieczeństwa 1'1

62.
$$Q_1 = 2'42 F + 0'07014 h^2$$

zaś natężenie skrajnych włókien podstawy równe $\sigma_1 = \frac{2 Q_1}{d}$ umieszczone również w tab. XXI.

Do tego natężenia należy dodać powstałe z ciężaru własnego i obciążenia ruchomego konstrukcyi mostowej. Jeżeli ono wynosi Q_2 , to, uwzględnivszy współczynnik bezpieczeństwa 1'1 z powodu wstrząśnień, otrzyma się całkowite natężenie gruntu

63.
$$\sigma = \frac{2 Q_1 + 2'2 Q_2}{d} = \sigma_1 + \frac{2'2 Q_2}{d}$$

15

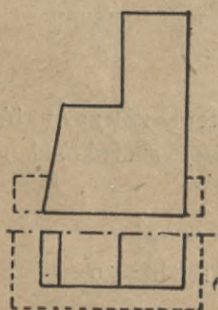
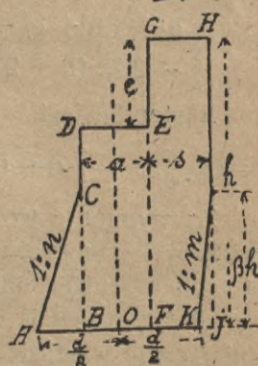


Tabela XXI. okazuje wysokie wartości dla σ_1 , przekraczające 6 kg/cm^2 , które przy całkowitem obciążeniu mostu jeszcze znacznie się zwiększą. W celu ich zmniejszenia można dodać dokoła mury występy (ryc. 15), przyczem, dla utrzymania punktu O w jego położeniu, należy dać występ zewnętrzny dwa razy tak wielki, jak wewnętrzny.

§ 33. II. typ przyczółka. W omówionym właśnie I. typie przyczółków jest rozkład ciśnienia na podstawę niejednostajny, zaczem w skrajnym włóknie powstają wiel-

kie natężenia. Tworzymy zatem II. typ z jednostajnym rozkładem ciśnienia na podstawę, więc z punktem momentów O w środku podstawy. Da się to uzyskać, t. zw. podciętym przekrojem, w którym także tylna ściana jest nachylna. Rycina 16. okazuje ten typ. Nachylenie przedniej ściany $1 : n$, tylnej $1 : m$, a wysokość pochylenia βh przyjmujemy równą dla obu ścian. Linja podporowa połowi szerokość a i przechodzi przez punkt O. Mamy ustawić momenty muru i parcia ziemi względem O.

16



Podzielmy powierzchnię przekroju przyczółka na części ABC, FGHI, BDEF i IKL. Należy zauważyć, że moment powierzchni BDEF względem O jest równy zero, zaś momenty powierzchni ABC i IKL są ujemne. Gdy $s = \frac{1}{2}d + m\beta h - \frac{1}{a}a$, to się otrzyma:

$$\text{Mom. pow. FGHI : } sh\frac{1}{2}(s+a) = \frac{1}{8}h[(d+2m\beta h)^2 - a^2]$$

$$\begin{aligned} \text{IKL : } & -\frac{1}{2}m(\beta h)^2 \left[\frac{2}{3}m\beta h + \frac{1}{2}d \right] = \\ & = -\frac{m(\beta h)^2}{12} [3d + 4m\beta h] \end{aligned}$$

$$\text{ABC : } -\frac{1}{2}(d-a)\frac{1}{2}\beta h \left(\frac{d-a}{6} + \frac{a}{2} \right) = -\frac{\beta h}{24}(d-a)(d+2a)$$

Po zesumowaniu otrzyma się:

$$64. \quad \frac{h}{24} \{ d^2(3-\beta) + d[6m\beta h(2-\beta) - \beta a] - a^2(3-2\beta) + 4(m\beta h)^2(3-2\beta) \}$$

Parcie ziemi składa się z parcia na pionową ścianę HL z parcia na ukośną ścianę KM, mniej parcie na LM. Jeżeli współczynnik p parcia ziemi oznaczmy dla pionowej ściany przez p_1 , a dla pochyłej przez p_2 , to moment parć względem O:

$$\begin{aligned} p''_1(1-\beta)^2 h^2 \left(\frac{d}{2} + m\beta h \right) + p''_2 \left\{ h^2 \left(\frac{mh}{3} + \frac{d}{2} \right) - (1-\beta)^2 h^2 \left[\frac{m(1-\beta)h}{3} + \right. \right. \\ \left. \left. + m\beta h + \frac{d}{2} \right] \right\} - p'_1(1-\beta)^2 h^2 \left[\frac{(1-\beta)h}{3} + \beta h \right] - p'_2 \left\{ \frac{1}{3} h^3 - \right. \\ \left. - (1-\beta)^2 h^2 \left[\frac{(1-\beta)h}{3} + \beta h \right] \right\} = \end{aligned}$$

$$65. \quad \begin{cases} \frac{d}{2} [p''_1(1-\beta)^2 h^2 + p''_2 h^2 - p''_2(1-\beta)^2 h^2] - \frac{1}{3} h^3 (p'_2 - \\ - mp''_2) + p''_1 m\beta (1-\beta)^2 h^3 - \frac{1}{3} h^3 (1-\beta)^2 (1+2\beta) (p'_1 + \\ + mp''_2 - p'_2) \end{cases}$$

Po zesumowaniu momentów z wzorów 64. i 65. i zrównaniu tej sumy do zera, otrzyma się równanie dla wyznaczenia dolnej szerokości d.

W to równanie wchodzi ilość β i m, które należy z góry ustalić. Ilość β oznacza stosunek wysokości pochyłych ścian do całkowitej wysokości. Im większą jest ta ilość, tem korzystniej pod pewnym względem, jednakże różnice nie są znaczne. Natomiast nie byłoby wskazane obrać β większe, niż 0.5, gdyż wtedy np. dla $c = 5.0$ możnaby podane wzory stosować tylko dla wielkich wysokości przyczółków, mianowicie wię-

kszych, niż $2 \times 5 = 10$ m. Co do liczby m , wyrażającej nachylenie tylnej ściany, przeprowadzono próbne rachunki. Okazało się, że dla $m = 0.15$ wypadają wielkie szerokości d , a zatem korzystne ze względu na rozkład ciśnienia na fundament, natomiast wypada wielka powierzchnia przekroju. Dla $m = 0.25$ zmniejsza się znacznie szerokość d , powierzchnia przekroju muru i wykopu pod fundament, zaczem uzyskuje się wydatne zmniejszenie kosztów; natomiast mniejsza szerokość d wymaga silniejszego gruntu, przy większych wysokościach h . Pośrodku wypadają stosunki dla $m = 0.2$; to nachylenie można będzie stosować przy słabszym gruncie, a wogóle w największej liczbie wypadków. Zatem wprowadzimy $\beta = 0.5$, zaś $m = 0.2$ i 0.25 .

Nareszcie trzeba ustalić wartości dla współczynników parcia ziemi. Dla pionowej ściany wprowadzimy za składowe p'_1 i p''_1 wartości poprzednio przy I. typie podane. Dla pochyłej ściany obrachowano podług wzorów 28 b dzieła A. następujące wartości:

dla	$m = 0.2$	0.25
	$0.88 p'_2 = 0.10133$	0.08984
	$0.88 p''_2 = 0.00800$	0.00345

Po wprowadzeniu tak obranych wartości i $a = 1.0$ m, jak w I. typie, do powyższej sumy momentów, otrzymuje się równania:

$$66. \begin{cases} \text{dla } m = 0.2 : d^2 + d [0.430884 h - 0.2] - 0.8 - \\ \quad - 0.344271 h^2 = 0 \\ \text{dla } m = 0.25 : d^2 + d [0.504504 h - 0.2] - 0.8 - \\ \quad - 0.306967 h^2 = 0 \end{cases}$$

następnie

$$67. s = \frac{1}{2} (d + mh - 1); n = \frac{d-1}{h}; F = \frac{1}{4} h [3(a + s) + d] - c$$

W celu wyznaczenia wielkości natężenia gruntu wprowadzi się $2.42 F$, jak we wzorze 62, zaś dla pionowej składowej parcia ziemi

$$\frac{1}{4} \cdot 1.1 \cdot \gamma h^2 [p''_1 + 3 p''_2], \text{ zatem}$$

$$68. \begin{cases} \text{dla } m = 0.2 : Q_1 = 2.42 F + 0.02953 h^2 \\ \text{dla } m = 0.25 : Q_1 = 2.42 F + 0.02271 h^2 \end{cases}$$

Z powodu, że rozkład ciśnienia jest jednostajny, są wzory dla σ_1 i σ_0 połowę mniejsze, niż w I. typie, zatem

$$69. \quad \sigma_1 = \frac{Q_1}{d}; \quad \sigma = \frac{Q_1 + 1.1 Q_2}{d} = \sigma_1 + \frac{1.1 Q_2}{d}$$

Podług wzorów 66. do 69. obrachowano XXII. tabelę. Z porównania tabeli XXII. z tabelą XXI. wynika, że powierzchnia przekroju F jest dla obu typów po części większa, a po części mniejsza, ale różnice są wogóle nie wielkie. Natomiast natężenie gruntu w II. typie jest znacznie mniejsze, niż w I. Dla porównania przytaczamy stosunek natężeń fundamentu II. do I. typu dla trzech wysokości h i c = 2.0:

	h =	5	10	15 m
stosunek gdy m = 0.2	:	0.544	0.489	0.484
>	>	>	>	>
		= 0.25	: 0.594	0.539
				0.533

Z tych porównań wynika, że dla wszystkich wysokości przyczółka jest przekrój II. typu korzystniejszy.

W równaniach, ustawionych dla II. typu, nie figuruje wymiar c murka czołowego, co oznacza, że wymiary d, s i n są od c niezależne, a tylko powierzchnia przekroju zmniejsza się ze wzrostem tego wymiaru. Jednakże zastosowanie II. typu jest od niego zależne. Ponieważ wzory są ustawione dla $\beta = 0.5$, to znaczy że wysokość pochyłych ścian wynosi połowę wysokości przyczółka, więc te wzory mają zastosowanie tylko dla wysokości $h \geq 2c$; więc np. dla $h = 4$ może c dojść do wartości 2 m, gdy dla $c = 5$ są wysokości h tylko od 10 m powyżej możliwe. W przypadkach $h < 2c$ należy stosować I. typ

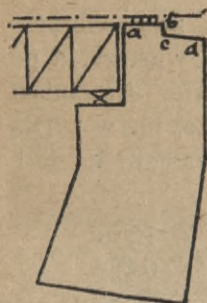
Co do wpływu ilości m, to tabela XXII. wykazuje, że powierzchnia przekroju jest dla $m = 0.25$ średnio o 4% mniejsza niż dla $m = 0.2$.

Co do wymiaru szerokości a pod łożyska, to na zewnątrz musi być dochowany wymiar $0.5a = 0.5$ m, który do wzorów wprowadzono. Jeżeli łożysko wymagałoby większego odstępu linii podporowej od zewnętrznej krawędzi przyczółka niż 0.5 m, wtedy cios łożyskowy należy o potrzebny wymiar na zewnątrz wysunąć. Natomiast ku wewnątrz można uzyskać potrzebne rozszerzenie przez zwężenie szerokości s murka czołowego, co tylko nieznacznie wpłynie na stosunki równowagi.

Co do wykonania przyczółków należy zauważyć, co następuje:

1. Ponieważ nachylenie wypadkowej, przechodzącej przez punkt O do pionu, będzie często, a mianowicie w II. typie,

17



większe, niż kąt tarcia pomiędzy murem a gruntem, należy przy zachowaniu punktu O podstawę przyczółka pochylić, np. w nachyleniu 1 : 5, jak na ryc. 17.

2. Ponieważ szerokość s murka czółowego jest dla wielkich wysokości przyczółka znaczna, to należy ją na górze ograniczyć tylko do takiej szerokości ab (ryc. 14), aby wystarczyła na ułożenie dwóch podkładów kolejowych. Dalsze odgraniczenie bc na wymiar grubości żwirówki, zaś cd ukośnie. To ostatnie zarządzenie przedstawia pewną korzyść; mianowicie tworzą się na torze kolejowym (lub na drodze) przed przyczółkiem wklęsłości, spowodowane różnicą pomiędzy sztywnem podparciem nawierzchni na przyczółku, a sprężystem na nasypie. Nad pochyłością cd ułożona nawierzchnia stanowi przejście pomiędzy sztywnem a sprężystem podparciem, co spowoduje, że wklęsłość będzie mniej wydatna.

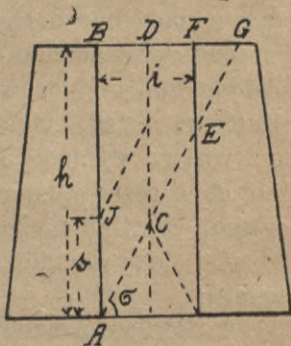
Skrzydła.

§ 34. Wymiary skrzydeł przyczółków, czy równoległych czy ukośnych, należy wyznaczyć, jak dla murów oporowych. Ponieważ skrzydła prostopadłe lub ukośne nie są wprost narażone na działanie ruchomego obciążenia, a nadto są związane z silnym przyczółkiem, to ich wymiary można przyjąć o 8 do 10% słabsze od murów, rozpatrywanych w §§ 1. do 20.

Przy skrzydłach równoległych zachodzi ta okoliczność, że ich odległość bywa mniejsza niż górna szerokość odłamu ziemi, miarodajna dla wyznaczenia wielkości parcia ziemi, zaczem i parcie ziemi się zmniejsza. Szczególnie przyczółki mostów kolei jednotorowych są tak krótkie, że zmniejszenie parcia ziemi może być znaczne, jak tego dowiodły już przed 30 laty wykonane doświadczenia Gobina.

Na ryc. 18. jest wewnętrzna odległość i skrzydeł mniejsza od szerokości

18



BG odłamu. Na ścianę AB działa w stanie spokoju właściwie tylko pryzmat ABDC, jednakże z powodu wstrząśnień nie można przyjąć tak korzystnego przypadku, trzeba więc wprowadzić do działania pryzmat ABFE. Długość BG wynosi $h \cot \sigma$, więc $FG = h \cot \sigma - i$. Powierzchnia $ABG - EFG = \frac{1}{2} h^2 \cot \sigma - \frac{1}{2} \tan \sigma (h \cot \sigma - i)^2 = \frac{1}{2} i (2h - i \tan \sigma)$, a stosunek tej powierzchni do powierzchni całego pryzmatu ABG wynosi:

$$70. \quad \frac{i (2h - i \tan \sigma)}{h^2 \cot \sigma} = \frac{i}{h} \tan \sigma (2 - \frac{i}{h} \tan \sigma) = n (2 - n)$$

jeżeli literą n oznaczymy ilość $\frac{i}{h} \tan \sigma$.

W tym samym stosunku stoją parcia ziemi.

Położenie punktu I, w którym parcie ziemi przenosi się na mur, jest podług stosunku n zmienny. Mianowicie wyznaczy się jego odstęp s od podstawy z warunku:

$$s = \frac{\text{Powierzchnia ABG} \times \frac{h}{3} - \text{powierzchnia EFG} \times \frac{EF}{3}}{\text{Powierzchnia ABG} - \text{pow. EFG}}$$

Po wstawieniu wartości otrzyma się:

$$71. \quad s = \frac{h}{3} \frac{3 - 3n + n^2}{2 - n}$$

Nareszcie stosunek momentu parcia ziemi, zredukowanego do całkowitego, otrzyma się, gdy się pomnoży stosunek parć z wz. 70. stosunkiem $s : \frac{h}{3}$ z wz. 71., więc stosunek momentów składowych poziomych parcia względem podstawy:

$$72. \quad n (3 - 3n + n^2)$$

Podług wzorów 70., 71. i 72. obrachowano następującą tabliczkę:

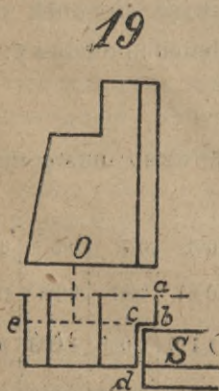
$n =$	0·0	0·1	0·2	0·3	0·4	0·5	0·6	0·7	0·8	0·9
Stosunek parć	0·00	0·19	0·36	0·51	0·64	0·75	0·84	0·91	0·96	0·99
$s : \frac{h}{3}$	1·500	1·426	1·356	1·288	1·225	1·167	1·114	1·069	1·033	1·000
Stos. momentów	0·000	0·271	0·488	0·657	0·784	0·875	0·948	0·973	0·993	0·999

Przerachowany przykład dla długości przyczółka 4,8 m, a wysokości skrzydła 8 m wykazuje oszczędność w powierzchni przekroju 19%. Dla większych wysokości ta oszczędność szybko wzrasta.

§ 35. *Wykonanie skrzydeł.* Działanie sił na przyczółek, stale połączony ze skrzydłami, przedstawia się zupełnie niejasno. Jeżeli obciążenie mostu posuwa się ku przyczółkowi, to tenże, niejako utwierdzony przez skrzydła, podlega momentowi obrotu ku wnętrzu mostu. Z tego powodu zostaje wypadkowa sił na podstawie przyczółka na zewnątrz przesunięta, obciążenie gruntu zwiększa się niestosunkowo, a moment stara się rozluźnić połączenie przyczółka ze skrzydłami. Objaw ostatni silniej występuje przy skrzydłach równoległych, przy których nieraz zauważano pęknięcia w miejscu połączenia przyczółka ze skrzydłem, nawet w starannie wykonanych budowlach. Do tego objawu przyczynia się jeszcze moment parcia obciążonej ziemi na skrzydła, który w kierunku prostopadłym do poprzedniego stara się je oderwać od przyczółka. Z tego powodu powinny być przyczółki wykonane bez połączenia ze skrzydłami (szczególnie równoległymi), a mianowicie zachodzi ta potrzeba przy stosowaniu powyżej wprowadzonych typów przyczółków, jeżeli się nie chce zatracić korzyści jasnego i racjonalnego rozkładu obciążenia na fundament. Przez oddzielne wykonanie skrzydeł zyska się jeszcze korzyść swobodnego ich fundowania, niezależnie od głębszego fundamentu przyczółka.

§ 36. *Przyczółki z równoległymi skrzydłami.* Jeżeli przyczółki są wykonane ze skrzydłami prostymi lub ukośnemi, to podane typy przyczółków mogą być bez uwag stosowane. Inaczej rzecz się przedstawia, gdy się stosuje skrzydła równoległe.

Na ryc. 19. przedstawiono widok i połowę rzutu poziomego przyczółka, wraz z przytykającym skrzydłem S. Z przyczółka tylko partya ab jest narażona na parcie ziemi, zatem tylko na tę długość należy zastosować podane typy. Partya cd, nie narażona na parcie ziemi, przenosi



tylko własny ciężar na fundament. Z tego powodu linja przechodząca przez ustalony punkt O zostaje w partyi cd przesunięta, więc rozkład ciśnienia na fundament jest w obu partyach różny. W celu jego ujednostajnienia należy przekrój partyi cd zwięzić, jak to okazuje rycina, tak, aby linja ciężkości przekroju wpadła na linję przechodzącą przez O. Da się to tylko o tyle uzyskać, o ile minimalny wymiar grubości murka czołowego na to zezwoli. W partyę deb wbuduje się oddzielne skrzydło. Przez takie zarządzenie, które także dla II. typu przyczółka da się zastosować, uzyska się jasne działanie sił wzdłuż całego przyczółka.

Im krótszy przyczółek, tem mniejsza będzie długość ab, do której zastosujemy nasze typy. Na kolejach jednotorowych przy większych wysokościach będzie ona tak małą, że jest wskazane usunąć działanie parcia ziemi od przyczółka, przez wymurowanie partyi ab między skrzydłami o takim wymiarze, aby ono było zdolne, nieznaczne zresztą parcie ziemi, przyjąć. (Ryc. 20. rzut poziomy). Wtedy należy przekrój przyczółka tak urobić, aby linja podporowa spadła razem z linją ciężkości przyczółka, a przechodziła przez środek podstawy.

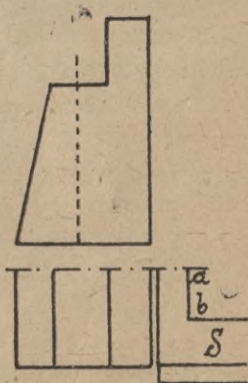
Taki przyczółek, przedstawiony na ryc. 20. w widoku i w rzucie poziomym, otrzyma tylną ścianę pionową, a przednią nachyloną zmiennie z wysokością. Wzory dla wyznaczenia wymiarów przedstawiają się bardzo prosto :

$$73. \quad d = a + 2s; \quad n = \frac{d - a}{2(h - c)}; \quad F = \frac{1}{2}(2a + 3s)(h - c) + sc$$

Wymiar a wprowadzimy, jak poprzednio równy 1.0 m. Następnie należy stosownie dobrać wymiar s. On musi być zmienny z wysokością c, a także zmienny z wysokością h, aby dla większej wysokości przyczółka uzyskać większą dolną szerokość. Próbne rachunki doprowadziły do następujących wzorów:

$$74. \quad \begin{cases} \text{dla } c = & 0.7 & 2.0 & 5.0 \\ s = & 0.22 + 0.07h & 0.32 + 0.07h & 1.10 + 0.02h \end{cases}$$

20.



Na podstawie wzorów 73. i 74. obrachowano XXIII. tabelę. Porównanie tej tabeli z tabelą XXI. i XXII. wykazuje wszędzie oszczędności w powierzchni przekroju, wynoszącej dla małych wartości h kilka procent, szybko jednakże z wysokością wzrastającej aż do 50%. Oszczędność w kosztach zwiększy się jeszcze przez zmniejszenie wykopu pod fundament i zmniejszenie powierzchni fundamentu, co znów zmniejszy koszty ewentualnego wzmocnienia gruntu. Także obciążenie gruntu jest przeważnie mniejsze.

I. TABELA (§ 1).

a	0·0	0·2	0·4	0·6	0·8	1·0	1·37	
A I.								
p'_1	0·1630	0·2234	0·2744	0·3157	0·3477	0·3701	0·3865	to samo dla $a > 1·37$
$p'_1 \frac{3s}{H}$	0·1630	0·2469	0·3071	0·3467	0·3703	0·3819	0·3865	
p'_2	0·0406	0·0557	0·0684	0·0787	0·0867	0·0923	0·0964	
A II.								
p'_1	0·1485	0·1932	0·2089	$\sqrt[4]{a}$ to samo dla $a > 0·4$				
$p'_1 \frac{3s}{H}$	0·1485	0·2009	0·2089					
p'_2	0·0370	0·0482	0·0521					

II. TABELA (§ 1).

a	0·0	0·2	0·4	0·6	0·8	1·0	1·37	
$\frac{AI + AII}{2}$								
p'_1	0·1557	0·2083	0·2416	0·2623	0·2783	0·2895	0·2977	to samo dla $a > 1·37$
$p'_1 \frac{3s}{H}$	0·1557	0·2239	0·2580	0·2778	0·2896	0·2954	0·2977	
p'_2	0·0388	0·0520	0·0602	0·0654	0·0694	0·0722	0·0742	

III. TABELA dla δ_2 (§ 3).

a	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.37
$\xi < \frac{\delta}{3}$ (wzór 5.)							
0.0	0.3056	0.3546	0.3744	0.3849	0.3902	0.3920	0.3920
0.05	0.3117	0.3627	0.3834	0.3944	0.4000	0.4020	0.4020
0.1	0.3182	0.3715	0.3932	0.4048	0.4107	0.4128	0.4129
0.2	0.3332	0.3917	0.4158	0.4228	0.4355	0.4381	0.4383
0.3	0.3515	0.4168	0.4441	0.4588	0.4665	0.4696	0.4701
0.4	0.3748	0.4492	0.4807	0.4978	0.5067	0.5108	0.5116
0.5	0.4061	0.4937	0.5305	0.5521	0.5635	0.5683	0.5705
$\xi = \frac{\delta}{3}$ (wzór 7.)							
$\theta =$	0.5810	0.5505	0.5380	0.5320	0.5277	0.5249	0.5230
$\delta =$	0.4412	0.5237	0.5570	0.5747	0.5838	0.5866	0.5866
$\xi > \frac{\delta}{3}$ (wzór 6.)							
0.6	0.4514	0.5573	0.6027	0.6275	0.6409	0.6467	0.6480
0.7	0.5061	0.6303	0.6834	0.7123	0.7278	0.7343	0.7356
0.8	0.5673	0.7147	0.7774	0.8117	0.8297	0.8370	0.8383
0.9	0.6405	0.8198	0.8965	0.9379	0.9594	0.9677	0.9685
1.0	0.7358	0.9681	1.0681	1.1219	1.1492	1.1588	1.1585
$\xi = \frac{\delta}{2}$ (wzór 8. i 9.)							
$\theta_{gr} =$	1.0784	1.0470	1.0357	1.0297	1.0257	1.0233	1.0216
$\delta_{gr} =$	0.8439	1.0700	1.1564	1.2002	1.2184	1.2213	1.2157

IV. TABELA (wzór 12)

d_0 i d_1 w m, F w m^2 .

H	a=	0·0	0·2	0·4	0·6
3	d_0	0·1660	0·2927	0·3363	0·3529
	d_1	0·8035	0·9302	0·9738	0·9904
	F	1·2360	1·5592	1·6704	1·7127
4	d_0	0·2662	0·4406	0·5001	0·5202
	d_1	1·1162	1·2906	1·3501	1·3702
	F	2·3501	2·9431	3·1454	3·2137
5	d_0	0·3702	0·5929	0·6664	0·6919
	d	1·4327	1·6554	1·7289	1·7544
	F	3·8312	4·7777	5·0901	5·1989
6	d_0	0·4769	0·7477	0·8359	0·8655
	d_1	1·7519	2·0227	2·1109	2·1405
	F	5·6835	7·0645	7·5144	7·6653
7	d_0	0·5843	0·9038	1·0067	1·0400
	d	2·0718	2·3913	2·4942	2·5275
	F	7·9019	9·8029	10·4152	10·6133
8	d_0	0·6929	1·0615	1·1784	1·2158
	d_1	2·3929	2·7615	2·8784	2·9158
	F	10·4917	13·0000	13·7931	14·0475
9	d_0	0·8024	1·2194	1·3510	1·3931
	d_1	2·7149	3·1319	3·2635	3·3056
	F	13·4537	16·6437	17·6505	17·9725
10	d_0	0·9129	1·3779	1·5241	1·5700
	d_1	3·0379	3·5029	3·6491	3·6950
	F	16·7909	20·7434	21·9861	22·3763

V. TABELA dla β (wz. 17, 18, 19).

$a =$	0.0	0.2	0.4	0.6
	$\xi < \frac{\beta}{3}$			
0.0	0.3112	0.3599	0.3817	0.3941
0.05	0.3193	0.3704	0.3932	0.4058
0.1	0.3275	0.3812	0.4048	0.4178
0.2	0.3444	0.4031	0.4286	0.4424
0.3	0.3617	0.4257	0.4531	0.4677
0.4	0.3797	0.4489	0.4783	0.4936
0.5	0.3982	0.4730	0.5042	0.5206
0.6	0.4173	0.4978	0.5311	0.5482
0.7	0.4372	0.5024	0.5590	0.5769
0.8	0.4575	0.5499	0.5805	0.5993
	$\xi = \frac{\beta}{3}$			
$\theta =$	0.895	0.837	0.827	0.827
$\beta =$	0.4748	0.5525	0.5859	0.6049
	$\xi > \frac{\beta}{3}$			
0.9	0.4787	0.5687	0.6058	0.6260
1.0	0.4997	0.5929	0.6315	0.6522

VI. TABELA (wz. 22).

a =	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
$p'_1 \frac{3s}{H}$	0.1730	0.2488	0.2866	0.3086	0.3218	0.3282
p'_2	0.0432	0.0577	0.0669	0.0727	0.0771	0.0802
n = 0.4						
δ	0.6938	0.8505	0.9157	0.9502	0.9666	0.9713
δ_0	0.2938	0.4505	0.5157	0.5502	0.5666	0.5713
$\sigma : Hy_m$	0.774	0.833	0.855	0.866	0.873	0.877
F : H ²	0.4938	0.6505	0.7157	0.7502	0.7666	0.7713
n = 0.5						
δ	0.6778	0.8098	0.8659	0.8959	0.9105	0.9150
δ_0	0.1778	0.3098	0.3659	0.3959	0.4105	0.4150
$\sigma : Hy_m$	0.695	0.763	0.789	0.802	0.810	0.814
F : H ²	0.4278	0.5598	0.6159	0.6459	0.6605	0.6650
n = 0.6						
δ	0.6859	0.7991	0.8478	0.8741	0.8870	0.8911
δ_0	0.0859	0.1991	0.2478	0.2741	0.2870	0.2911
$\sigma : Hy_m$	0.623	0.697	0.725	0.740	0.749	0.753
F : H ²	0.3859	0.4991	0.5478	0.5741	0.5870	0.5911
n = 0.7						
δ	0.7089	0.8074	0.8501	0.8733	0.8846	0.8883
δ_0	0.0089	0.1074	0.1501	0.1733	0.1846	0.1883
$\sigma : Hy_m$	0.567	0.638	0.667	0.682	0.691	0.700
F : H ²	0.3589	0.4574	0.5001	0.5233	0.5346	0.5383

VIII. TABELA (wz. 31).

$$\xi < \frac{\delta}{3}$$

θ	δ	δ ₀	F:F ₀	%
α = 0.0				
0.0	0.3895	0.1895		
0.1	0.4037	0.2037		
0.2	0.4264	0.2264	1.000	0
0.3	0.4519	0.2519		
0.4	0.4913	0.2913		
0.5	0.5422	0.3422		
α = 0.5				
0.0	0.3598	0.1598	0.897	8
0.1	0.3783	0.1783	0.916	6
0.2	0.4007	0.2007	0.921	6
0.3	0.4288	0.2288	0.934	6
0.4	0.4654	0.2654	0.937	5
0.5	0.5164	0.3164	0.942	5
α = 0.6				
0.0	0.3404	0.1404	0.830	13
0.1	0.3582	0.1582	0.850	11
0.2	0.3797	0.1797	0.857	10
0.3	0.4067	0.2067	0.872	10
0.4	0.4420	0.2420	0.874	10
0.5	0.4914	0.2914	0.885	9
α = 0.7				
0.0	0.3117	0.1117	0.731	20
0.1	0.3282	0.1282	0.751	19
0.2	0.3483	0.1483	0.761	18
0.3	0.3734	0.1734	0.777	17
0.4	0.4062	0.2062	0.783	17
0.5	0.4522	0.2522	0.796	17

IX. TABELA (wz. 32).

$$\xi = \frac{\delta}{3}$$

θ	δ	δ ₀	F:F ₀	%
α = 0.0				
0.6	0.6153	0.4153		
0.7	0.7000	0.5000		
0.8	0.8000	0.6000	1.000	0
0.9	0.9284	0.7284		
1.0	1.1200	0.9200		
α = 0.5				
0.6	0.5889	0.3889	0.949	4
0.7	0.6723	0.4723	0.954	4
0.8	0.7718	0.5718	0.960	3
0.9	0.9019	0.7019	0.968	3
1.0	1.1049	0.9049	0.985	2
α = 0.6				
0.6	0.5609	0.3609	0.894	9
0.7	0.6404	0.4404	0.900	8
0.8	0.7352	0.5352	0.907	8
0.9	0.8592	0.6592	0.916	7
1.0	1.0509	0.8509	0.932	6
α = 0.7				
0.6	0.5160	0.3160	0.807	16
0.7	0.5885	0.3885	0.814	16
0.8	0.6746	0.4746	0.820	16
0.9	0.7866	0.5866	0.829	15
1.0	0.9577	0.7577	0.841	14

VII. TABELA (wz. 20).

$\alpha =$	0.0	0.2	0.4	0.6	0.739
$p'_1 \frac{3s}{H}$	0.0613	0.0888	0.1020	0.1060	0.1063
p'_2	0.0153	0.0205	0.0242	0.0261	0.0265
$p'_2 \frac{3s}{H}$	0.0153	0.0222	0.0254	0.0262	0.0265
δ	0.3031	0.3694	0.3981	0.4054	0.4052
δ_0	0.2131	0.2794	0.3081	0.3154	0.3152
$\sigma : H\gamma_m$	0.902	0.934	0.948	0.953	0.954
$F : H^2$	0.2581	0.3244	0.3531	0.3604	0.3602
$n = 0.5, \%$	39.7	42.1	42.7	44.2	45.8
$n = 0.6, \%$	33.1	35.0	35.5	37.2	39.0

X. TABELA (wz. 33).

α	θ	δ	δ_0	$F : F_0$	$\%$
		$\xi = \frac{\delta}{3}$			
0.0	0.5477	0.5746	0.3746	1.000	0
0.5	0.5440	0.5415	0.3415	0.930	5
0.6	0.5435	0.5129	0.3129	0.870	9
0.7	0.5437	0.4693	0.2693	0.778	17

XI. TABELA (§ 17)
dla muru trapezowego.

H	d_1	d_0	F
3	1·0259	0·3884	1·8033
4	1·4263	0·5763	3·4044
5	1·8330	0·7705	5·5325
6	2·2425	0·9675	8·1855
7	2·6531	1·2556	11·6284
8	3·0661	1·3661	15·0695
9	3·4792	1·5677	19·3006
10	3·8930	1·7680	24·0593

XII. TABELA (§ 17.)
dla płyty.

θ	β	θ	β
	$\xi < \frac{\beta}{3}$		$\xi = \frac{\beta}{3}$
0·0	0·3872	0·8	0·5911
0·1	0·4099		$\xi > \frac{\beta}{3}$
0·2	0·4334	0·9	0·6157
0·3	0·4575	1·0	0·6415
0·4	0·4826		
0·5	0·5088		
0·6	0·5350		
0·7	0·5625		

XIII. TABELA, dla $k = 0$. (§ 1).

tang ε	0·0	0·4	0·8
p	0·1155	0·1495	0·2080
p'_1	0·1210	0·1567	0·2179
p'_2	0·0302	0·0391	0·0543

XIV. TABELA, dla $k = 0·5$ (§ 2).

H	tang $\varepsilon = 0·0$			tang $\varepsilon = 0·4$	tang $\varepsilon = 0·8$
	p	s : H	%	p	p
2·5	0·0046	0·5230	3·9	0·0069	0·0106
3	0·0128	0·5223	11·8	0·0177	0·0262
4	0·0238	0·5120	24·9	0·0384	0·0554
5	0·0416	0·4990	36·0	0·0545	0·0782
6	0·0513	0·4800	44·5	0·0669	0·0955
7	0·0589	0·4650	51·0	0·0765	0·1089
8	0·0650	0·4533	56·2	0·0841	0·1195
9	0·0699	0·4436	60·5	0·0902	0·1282
10	0·0739	0·4357	64·0	0·0953	0·1353

XV. TABELA (§ 22).

H	tang $\varepsilon = 0\cdot0$			tang $\varepsilon = 0\cdot4$		tang $\varepsilon = 0\cdot8$			
	p'_1	p'_2	$3s : H$	p'_1	$3s : H$	p'_1	p'_2	p'_1	$3s : H$
$k = 0\cdot2$									
2	0·0438 0·0108		1·497	0·0656	0·0579 0·0145	0·0869	0·0875 0·0218		0·1312
2·5	0·0562 0·0140		1·427	0·0801	0·0735 0·0183	0·1046	0·1039 0·0259		0·1479
3	0·0653 0·0163		1·379	0·0900	0·0855 0·0213	0·1178	0·1200 0·0299		0·1652
4	0·0776 0·0194		1·307	0·1014	0·1013 0·0253	0·1323	0·1418 0·0354		0·1851
5	0·0855 0·0213		1·256	0·1074	0·1114 0·0278	0·1400	0·1557 0·0388		0·1956
6	0·0910 0·0227		1·219	0·1110	0·1185 0·0295	0·1445	0·1654 0·0412		0·2017
7	0·0955 0·0237		1·193	0·1139	0·1236 0·0308	0·1474	0·1724 0·0430		0·2057
8	0·0979 0·0244		1·171	0·1147	0·1275 0·0318	0·1495	0·1778 0·0443		0·2084
9	0·1006 0·0251		1·154	0·1160	0·1306 0·0326	0·1509	0·1821 0·0454		0·2103
10	0·1025 0·0256		1·140	0·1169	0·1331 0·0332	0·1540	0·1855 0·0463		0·2117
$k = 0\cdot5$									
2·5	0·0048 0·0012		1·569	0·0076	0·0072 0·0018	0·0112	0·0111 0·0028		0·0171
3	0·0135 0·0034		1·567	0·0211	0·0286 0·0046	0·0291	0·0275 0·0069		0·0431
4	0·0303 0·0076		1·536	0·0465	0·0402 0·0100	0·0620	0·0581 0·0145		0·0897
5	0·0436 0·0109		1·497	0·0652	0·0571 0·0142	0·0857	0·0819 0·0204		0·1229
6	0·0537 0·0134		1·440	0·0775	0·0701 0·0175	0·1006	0·1001 0·0249		0·1436
7	0·0618 0·0154		1·395	0·0862	0·0801 0·0206	0·1117	0·1141 0·0285		0·1591
8	0·0681 0·0170		1·360	0·0926	0·0881 0·0220	0·1198	0·1253 0·0312		0·1704
9	0·0732 0·0183		1·331	0·0975	0·0946 0·0236	0·1258	0·1324 0·0335		0·1786
10	0·0775 0·0193		1·307	0·1013	0·0999 0·0249	0·1305	0·1418 0·0354		0·1851

XVI. TABELA, dla $k = 0.0$ (§ 24).

tang $\varepsilon = 0.0$			tang $\varepsilon = 0.4$			tang $\varepsilon = 0.8$		
θ	δ_0	ξ	θ	δ_0	ξ	θ	δ_0	ξ
0.0	0.0779		0.0	0.1063		0.0	0.1441	
0.1	0.0880		0.1	0.1201		0.1	0.1641	
0.2	0.1001		0.2	0.1341		0.2	0.1839	
0.3	0.1146	$\frac{0}{V}$	0.3	0.1525	$\frac{0}{V}$	0.3	0.2085	$\frac{0}{V}$
0.4	0.1329		0.4	0.1759		0.4	0.2402	
0.5	0.1517		0.5	0.2074		0.5	0.2838	
0.6	0.1912		0.580	0.2425	$\frac{\delta}{3}$	0.549	0.3120	$\frac{\delta}{3}$
0.608	0.1944	$\frac{\delta}{3}$	0.6	0.2530		0.6	0.3455	
0.7	0.2358		0.7	0.3079		0.7	0.4117	
0.8	0.2921	$\frac{0}{\wedge}$	0.8	0.3695	$\frac{0}{\wedge}$	0.8	0.4968	$\frac{0}{\wedge}$
0.9	0.3495		0.9	0.4461		0.9	0.5968	
1.0	0.4127		1.0	0.5392		1.0	0.6355	
1.107	0.5223	$\frac{\delta}{2}$	1.078	0.6471	$\frac{\delta}{2}$	1.046	0.8278	$\frac{\delta}{2}$

XVII. TABELA (§ 24).

H	θ	k = 0.2						θ	k = 0.5									
		tang ε=0.0		tang ε=0.4		tang ε=0.8			tang ε=0.0		tang ε=0.4		tang ε=0.8					
		d ₀	ξ < $\frac{\delta}{3}$	d	ξ < $\frac{\delta}{3}$	d ₀	ξ > $\frac{\delta}{3}$		d ₀	ξ < $\frac{\delta}{3}$	d ₀	ξ < $\frac{\delta}{3}$	d ₀	ξ < $\frac{\delta}{3}$				
2	0.1					0,214	<											
	0.2					0.240	<											
3	0.2			0.312	<	0.455	<											
	0.3			0.354	<	0.512	<											
4	0.2	0.339	<	0.473	<	0.671	<	0.1								0.256	<	
	0.3	0.388	<	0.536	<	0.758	<	0.25								0.313	<	
	0.4	0.449	<	0.616	<	0.865	<	-								-	<	
5	0.3	0.520	<	0.709	<	0.988	<	0.2			0.339	<			0.556	<		
	0.4	0.602	<	0.813	<	1.131	<	0.3			0.391	<			0.630	<		
	0.5	0.708	<	0.953	<	1.326	<	-			-	<			-	<		
6	0.3	0.644	<	0.875	<	1.214	<	0.2	0.339	<	0.515	<			0.790	<		
	0.45	0.806	<	1.085	<	1.501	<	0.3	0.395	<	0.584	<			0.892	<		
	0.6	1.060	<	1.428	>	1.982	>	0.4	0.415	<	0.675	<			1.021	<		
7	0.3	0.751	<	1.038	<	1.435	<	0.2	0.470	<	0.683	<			1.023	<		
	0.45	0.967	<	1.287	<	1.777	<	0.3	0.544	<	0.777	<			1.154	<		
	0.6	1.273	<	1.698	>	2.349	>	0.4	0.634	<	0.894	<			1.319	<		
8	0.4	1.027	<	1.383	<	1.897	<	0.3	0.689	<	0.963	<			1.405	<		
	0.55	1.324	<	1.790	<	2.450	<	0.4	0.800	<	1.067	<			1.607	<		
	0.7	1.812	<	2.400	>	3.274	>	0.5	0.943	<	1.296	<			1.885	<		
9	0.4	1.168	<	1.562	<	2.147	<	0.3	0.830	<	1.142	<			1.649	<		
	0.55	1.507	<	2.010	<	2.774	<	0.4	0.961	<	1.311	<			1.886	<		
	0.7	2.062	>	2.720	>	3.705	>	0.5	1.131	<	1.518	<			2.206	<		
10	0.4	1.307	<	1.773	<	2.395	<	0.3	0.967	<	1.318	<			1.894	<		
	0.6	1.865	<	2.529	>	3.424	>	0.45	1.211	<	1.634	<			2.332	<		
	0.8	2.795	>	3.717	>	4.954	>	0.6	1.591	<	2.145	<			3.073	>		

XVIII. TABELA (§ 29.)

$k = 0.0$, $\text{tang } \alpha = 0.6$, $\text{tang } \varepsilon = 0.4$.

e	2	4	8	12	16
H_{sein}	2.35	2.550	4.003	5.330	6.907
	1.31	1.771	2.672	3.573	4.473
	< t	1.421	2.074	2.727	3.379
H_r	3.86	4.56	7.53	10.20	13.38
	} urojona	2.81	4.77	6.68	8.46
		1.82	3.47	4.87	5.99
H_0	4.24	6.34	10.89	15.24	19.59
$\frac{\text{Oszczędność}}{k_p}$ w m ²	6.67	24.37	75.31	143.71	253.90
	} ujemna	10.60	42.99	91.22	155.30
		2.17	26.21	61.74	108.74
Powierzchnia przekopu [P	42.06	94.56	259.56	504.56	829.56
Oszczędność w kosztach przekopu w % . . .	15.8	25.7	29.0	30.0	30.6
	—	11.2	16.5	18.0	18.7
	—	2.3	10.1	12.2	13.1
Długość skarpy FG . . .	21.3	32.9	56.3	79.6	102.9
Długość skarpy FD przy wysokości H_r . . .	5.6	10.6	18.0	27.0	33.3
	—	20.0	33.0	45.9	59.6
	—	25.3	39.8	55.6	72.9
Oszczędność w długości skarpy w %	26.5	67.8	68.0	66.1	67.6
	—	39.2	41.4	42.3	42.0
	—	23.1	29.3	30.1	29.2

Trzy razem przynależne wartości odnoszą się po porządku
do $v = 10, 20$ i 30 .

XIX. TABELA. (§ 29.)

$k = 0.5, \text{ tang } \alpha = 0.8, \text{ tang } \varepsilon = 0.4.$

e	2	4	8	12	16	
H_{\min}	1.30	2.44	3.00	3.83	4.66	
	< t ujemne	0.91	2.18	2.66	3.14	
H_r	} urojone	< t	1.85	2.19	2.52	
		3.84	5.69	7.39	9.08	
H_0	} urojone	urojone	3.97	4.97	5.96	
		3.25	3.97	4.68		
$\frac{\text{Oszczędność}}{k_p}$ w m ²	} ujemna	4.24	6.34	10.89	15.24	19.59
		3.64	36.38	63.59	97.81	
Powierzchnia przekroju P	} ujemna	27.50	60.50	154.25	288.00	461.75
		—	3.64	36.38	63.59	97.81
Oszczędność w kosztach przekopu w %	} ujemna	—	6.0	23.6	22.1	21.2
		—	—	18.1	16.2	15.1
Długość skarpy FG	} ujemna	—	—	15.7	13.1	12.5
		12.2	18.6	32.4	44.2	57.0
Długość skarpy FD przy wysokości H_r	} ujemna	—	—	15.3	23.1	30.9
		—	—	20.4	30.3	40.2
Oszczędność w długości skarpy w %	} ujemna	—	—	22.5	33.2	43.9
		—	—	58.9	47.7	45.8
Oszczędność w długości skarpy w %	} ujemna	—	—	37.0	31.4	29.5
		—	—	30.5	24.9	23.0

Trzy razem przynależne wartości odnoszą się po porządku do $v = 10, 20, 30.$

XX. TABELA $\text{ tang } \alpha = 0.7, \text{ tang } \varepsilon = 0.4.$

e	2	4	8	12	16
H_0	5.03	7.47	12.34	17.22	22.10
F_m	4.35	6.58	11.91	18.45	26.17
F_p	20.04	46.26	131.18	259.56	431.50
$F_p : F_m$	4.60	7.03	11.10	14.07	16.49

XXI. TABELA do § 32.

h	d	s	n	F	σ_1 t/m ²
$c = 0.7$					
4	1.811	0.707	0.031	6.30	18.1
5	2.223	0.982	0.056	9.73	22.8
6	2.640	1.260	0.072	13.86	27.3
7	3.059	1.540	0.082	18.71	31.9
8	3.481	1.821	0.090	24.27	36.3
9	3.903	2.102	0.097	30.54	40.8
10	4.327	2.384	0.101	37.53	45.2
11	4.751	2.667	0.105	45.22	49.6
12	5.175	2.950	0.108	53.62	54.1
13	5.599	3.233	0.111	62.73	58.5
14	6.025	3.517	0.113	72.56	62.8
15	6.449	3.799	0.115	83.08	67.3
$c = 2.0$					
4	1.800	0.700	0.050	4.90	14.4
5	2.205	0.970	0.078	7.50	18.0
6	2.618	1.246	0.093	12.22	24.5
7	3.036	1.524	0.102	16.95	29.3
8	3.457	1.746	0.109	21.83	33.2
9	3.879	2.086	0.113	28.55	38.5
10	4.302	2.368	0.117	35.42	43.1
11	4.726	2.650	0.119	42.99	47.6
12	5.150	2.933	0.122	51.28	52.1
13	5.564	3.210	0.123	60.17	56.6
14	5.998	3.499	0.125	69.98	61.1
15	6.424	3.782	0.126	80.40	65.5
$c = 5.0$					
7	2.986	1.591	0.248	13.53	24.4
8	3.404	1.769	0.212	18.10	28.4
9	3.824	2.050	0.194	24.00	33.3
10	4.246	2.331	0.183	30.60	38.2
11	4.669	2.613	0.176	37.91	42.9
12	5.093	2.895	0.171	45.93	47.6
13	5.516	3.177	0.167	54.66	52.3
14	5.942	3.461	0.165	64.12	56.9
15	6.367	3.744	0.162	74.28	61.4

XXII. TABELA do § 33

h	d	s	n	c = 0·7		c = 2·0		c = 5·0	
				F	σ_1 , t/m ²	F	σ_1 , t/m ²	F	σ_1 , t/m ²
m = 0·2									
4	1·863	0·831	0·216	6·66	8·9	5·36	7·2	—	—
5	2·242	1·121	0·248	10·06	11·2	8·76	9·8	—	—
6	2·630	1·415	0·272	14·11	13·4	12·81	12·2	—	—
7	3·025	1·713	0·289	18·83	15·5	17·53	14·5	—	—
8	3·423	2·011	0·303	24·21	17·7	22·91	16·8	—	—
9	3·824	2·302	0·314	30·19	19·7	28·89	18·9	—	—
10	4·226	2·613	0·323	36·97	21·9	35·67	21·1	32·67	19·4
11	4·630	2·915	0·330	44·33	23·9	43·03	23·3	40·03	21·7
12	5·036	3·218	0·336	52·37	26·0	51·07	25·4	40·07	23·9
13	5·440	3·520	0·342	61·05	28·1	59·75	27·5	56·75	26·2
14	5·846	3·823	0·346	70·41	30·1	69·11	29·6	66·11	28·4
15	6·253	4·126	0·350	80·42	32·2	79·12	31·7	76·12	30·5
m = 0·25									
4	1·648	0·824	0·162	6·42	9·7	5·12	7·8	—	—
5	1·973	1·111	0·196	9·68	12·3	8·38	10·7	—	—
6	2·308	1·404	0·218	13·58	14·7	12·28	13·3	—	—
7	2·649	1·699	0·236	18·11	17·1	16·81	15·9	—	—
8	2·994	1·997	0·250	23·27	19·4	21·97	18·4	—	—
9	3·341	2·296	0·260	29·07	21·8	27·77	20·8	—	—
10	3·690	2·595	0·269	35·49	24·1	34·19	23·2	31·19	21·2
11	4·041	2·895	0·276	42·55	26·4	41·25	25·6	38·25	23·8
12	4·392	3·196	0·283	50·24	28·4	48·94	27·9	45·94	26·3
13	4·744	3·497	0·288	58·57	30·9	57·27	30·3	54·27	28·7
14	5·098	3·799	0·293	67·54	33·2	66·24	32·6	63·24	31·2
15	5·451	4·100	0·297	77·12	35·5	75·82	34·9	72·82	33·5

XXIII. TABELA do § 36.

h	s	d	n	F	σ_1 t/m ²
$c = 0.7$					
4	0.50	2.00	0.152	6.13	7.4
5	0.57	2.14	0.133	8.38	9.4
6	0.64	2.28	0.121	10.84	11.5
7	0.71	2.42	0.113	13.51	13.5
8	0.78	2.56	0.107	16.39	15.5
9	0.85	2.70	0.102	19.48	17.5
10	0.92	2.84	0.099	22.78	19.4
11	0.99	2.98	0.096	26.29	21.3
12	1.06	3.12	0.094	30.01	23.3
13	1.13	3.26	0.092	33.94	25.2
14	1.20	3.40	0.090	38.08	27.1
15	1.27	3.54	0.089	42.43	29.0
$c = 2.0$					
4	0.60	2.20	0.300	5.00	5.5
5	0.67	2.34	0.223	7.36	7.6
6	0.74	2.48	0.185	9.92	9.7
7	0.81	2.62	0.162	12.70	11.8
8	0.88	2.76	0.147	15.68	13.8
9	0.95	2.90	0.136	18.88	15.8
10	1.02	3.04	0.127	22.28	17.7
11	1.09	3.18	0.121	25.90	19.7
12	1.16	3.32	0.116	29.72	21.7
13	1.23	3.46	0.112	33.76	23.6
14	1.30	3.60	0.108	38.00	25.5
15	1.37	3.74	0.105	42.46	27.5
$c = 5.0$					
7	1.24	3.48	0.620	11.92	8.3
8	1.26	3.52	0.420	14.97	10.3
9	1.28	3.56	0.320	18.08	12.3
10	1.30	3.60	0.260	21.25	14.3
11	1.32	3.64	0.220	24.48	16.3
12	1.34	3.68	0.191	27.77	18.3
13	1.36	3.72	0.170	31.12	20.2
14	1.38	3.76	0.153	34.53	22.2
15	1.40	3.80	0.140	38.00	24.2

SPIS RZECZY.

ROZDZIAŁ I.		str.	§ 20. Pochylenie warstw muru. str.	
Mury oporowe.			Mury oporowe na drogach i kolejach żelaznych . . . 21	
Wstęp	3		ROZDZIAŁ II.	
§ 1. Obrachowanie parcia ziemi i jego momentu dla pionowej ściany	5		Mury podporowe.	
§ 2. Równanie dla trapezowego muru o pionowej tylnej ścianie	5	Wstęp	22	
§ 3. Obrachowanie δ i δ_0	7	§ 21. Parcie ziemi niespoistej	23	
§ 4. Dopuszczalne natężenie gruntu. Wyznaczenie wymiarów trapezowych murów na zaprawie	7	§ 22. Parcie ziemi spoistej	24	
§ 5. Przykład	8	§ 23. Profil murów podporowych na zaprawie	24	
§ 6. Obciążenie przypadkowe. Stopień bezpieczeństwa	9	§ 24. Obrachowanie murów podporowych na zaprawie o pionowej tylnej ścianie	25	
§ 7. Profil podcięty	10	§ 25. Suchy mur o tylnej nachylonej ścianie	25	
§ 8. Mur trapezowy z płytą podstawową	11	§ 26. Przykład	26	
§ 9. Obrachowanie muru z płytą podstawową	12	§ 27. Stosowanie murów podporowych w przekopach	26	
§ 10. Przykład	14	§ 28. Teoretyczne badanie korzyści stosowania murów podporowych w przekopach	27	
§ 11. Suche mury	15	§ 29. Rachunkowe uzasadnienie korzyści, do § 28.	33	
§ 12. Suchy mur o pionowej tylnej ścianie	15	§ 30. Korzyści stosowania suchych pochyłych murów	35	
§ 13. Suchy mur pochyły	16	§ 31. Wyniki	36	
§ 14. Przykład	17		ROZDZIAŁ III.	
§ 15. Mury oporowe pod ciśnieniem wody. (Mury przybrzeżne)	17		Przyczółki mostowe.	
§ 16. Obrachowanie muru trapezowego pod ciśnieniem wody	18	§ 32. I. Typ przyczółka	37	
§ 17. Obrachowanie muru z płytą pod ciśnieniem wody	20	§ 33. II. Typ przyczółka	40	
§ 18. Zastosowanie tabel VIII. do XII. Stopień bezpieczeństwa	20		Skrzydła,	
§ 19. Wybór typu muru oporowego	21	§ 34.	44	
		§ 35. Wykonanie skrzydeł	46	
		§ 36. Przyczółki z równoległymi skrzydłami	46	
		Tabele I. do XXIII.	49—65	

Wstęp

1. Wstęp

2. Wstęp

3. Wstęp

4. Wstęp

5. Wstęp

6. Wstęp

7. Wstęp

8. Wstęp

9. Wstęp

10. Wstęp

11. Wstęp

12. Wstęp

13. Wstęp

14. Wstęp

15. Wstęp

16. Wstęp

17. Wstęp

18. Wstęp

19. Wstęp

20. Wstęp

21. Wstęp

22. Wstęp

23. Wstęp

24. Wstęp

25. Wstęp

26. Wstęp

27. Wstęp

28. Wstęp

29. Wstęp

30. Wstęp

31. Wstęp

32. Wstęp

33. Wstęp

34. Wstęp

35. Wstęp

36. Wstęp

37. Wstęp

38. Wstęp

39. Wstęp

40. Wstęp

41. Wstęp

42. Wstęp

43. Wstęp

44. Wstęp

45. Wstęp

46. Wstęp

47. Wstęp

48. Wstęp

49. Wstęp

50. Wstęp

51. Wstęp

52. Wstęp

53. Wstęp

54. Wstęp

55. Wstęp

56. Wstęp

57. Wstęp

58. Wstęp

59. Wstęp

60. Wstęp

61. Wstęp

62. Wstęp

63. Wstęp

64. Wstęp

65. Wstęp

66. Wstęp

67. Wstęp

68. Wstęp

69. Wstęp

70. Wstęp

71. Wstęp

72. Wstęp

73. Wstęp

74. Wstęp

75. Wstęp

76. Wstęp

77. Wstęp

78. Wstęp

79. Wstęp

80. Wstęp

81. Wstęp

82. Wstęp

83. Wstęp

84. Wstęp

85. Wstęp

86. Wstęp

87. Wstęp

88. Wstęp

89. Wstęp

90. Wstęp

91. Wstęp

92. Wstęp

93. Wstęp

94. Wstęp

95. Wstęp

96. Wstęp

97. Wstęp

98. Wstęp

99. Wstęp

100. Wstęp

8-20

Survey N. Stone Park W



8-96

POLITECHNIKA KRAKOWSKA
BIBLIOTEKA GŁÓWNA



L. inw.

1950

KSIĘGARNIA

POLSKIE TWO PED. LWÓW

SKA Z OGR. ODP. LWÓW.

Kdn. 524. 13. IX. 54

KSIĘGARNIA SORTYMENTOWA

LWÓW — HOTEL GEORGE'A

BIURA ZARZĄDU: LWÓW — ZIMOROWICZA 17.

POLECA

PRACE TECHNICZNE

Inż. KAROLA SKIBIŃSKIEGO

PROF. HONOR. POLITECHNIKI LWOWSKIEJ.

RÓWNOWAGA SYPKICH MATERJAŁÓW . . . w druku
TYCZENIE TRAS Część I. „
TYCZENIE TRAS Część II. tabele Mp. 700

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000297738

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



II-1950

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000297738