

4. Oblicza się naprężenia główne / σ_{max} σ_{min} $\tau_{ef. max}$ przede wszystkim w stopie fundamentu przy zbiorniku pełnym i pustym.
5. Oblicza się i wykreśla linie izostatyczne /też przy zbiorniku pełnym i pustym/.
6. Wykreśla się linie kierunków działania jednakowych naprężeń maksymalnych.
7. Wreszcie w kilku górnych przekrojach /zapór wysokich/ lub we wszystkich /zapór niskich/ sprawdza się wpływ ciężaru korony / tylko dla zbiornika pustego/.

W toku obliczeń należy mieć na uwadze warunki podane na początku niniejszego rozdziału, a dotyczące nieprzekraczania dopuszczalnych naprężeń i niedoprowadzania do naprężeń wyciągających.

P r z y k ł a d l i c z b o w y.

Obliczenie zapory betonowej / $\gamma_c = 2300 \text{ kg/m}^3$ / o wysokości $H = 90 \text{ m}$. Dopuszczalne naprężenia $\sigma_{dop} = 25 \text{ kg/cm}^2$ oraz $\tau_{ef. dop.} = \frac{1}{4} \cdot \sigma_{dop.} = 6,25 \text{ kg/cm}^2$ przyczem zawsze $\sigma > 0$ /rozciąganie niedopuszczalne/.

Współczynnik wyporu $\phi = 0,5$ oznaczono po dokonaniu badań hydrogeologicznych podłoża. Pozatem przy-

jęto $\gamma = 1000 \text{ kg/m}^3$; $\tan \varphi = 0,75$ oraz pochylenie skarpy od strony wody $n = 0,05$.

Na podstawie równania, wiążącego ze sobą wielkości m , n i φ , oznaczamy pochylenie skarpy zapory od strony powietrza. Równanie to podane zostało na str. 183. Na str. 184 podano zestawienie, z którego wynika, że przy $\varphi = 0,5$ i $n = 0,05$ pochylenie od strony powietrza wypada $m = 0,7$.

Obliczenie naprężeń głównych i tnących w płaszczyźnie stopy fundamentu.

I. Zbiornik pełny.

A. Podstawa od strony wody.

$$\sigma_y = H \left\{ \frac{\gamma \cdot m}{m+n} + \gamma \cdot \left[1 - \frac{1+m^2}{(m+n)^2} \right] \right\} = 4,522 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max} = \gamma \cdot H = 9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{min} = \sigma_y \cdot (1+n^2) - \gamma \cdot H \cdot n^2 = 4,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{ef, max} = \frac{1}{2 \cdot \cos \varphi} \cdot [(\sigma_{max} - \sigma_{min}) - (\sigma_{max} + \sigma_{min}) \cdot \sin \varphi] = -2,25 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_{ef, max} < 0$ oznacza, że opór tarcia jest większy od siły ścinającej.

B. Podstawa od strony powietrza.

$$\sigma_y = H \left[\frac{\gamma \cdot n}{m+n} + \gamma \cdot \frac{1-m \cdot n}{(m+n)^2} \right] = 16,90 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max} = \sigma_y \cdot (1+m^2) = \boxed{25,0 \text{ kg/cm}^2} \text{ abs. max.}$$

$$\sigma_{min} = 0 ;$$

$$\tau_{ef. max} = \frac{\sigma_{max} (1 - \sin \varphi)}{2 \cdot \cos \varphi} = \boxed{6,25 \text{ kg/cm}^2} \text{ abs. max.}$$

II. Zbiornik pusty.

A. Podstawa od strony wody.

$$\sigma_y = H \cdot \frac{\gamma_o \cdot m}{m+n} = 19,35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max} = \sigma_y \cdot (1+n^2) = 19,40 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{min} = 0 ;$$

$$\tau_{ef. max} = \frac{\sigma_{max} \cdot (1 - \sin \varphi)}{2 \cdot \cos \varphi} = 4,86 \text{ kg/cm}^2$$

B. Podstawa od strony powietrza.

$$\sigma_y = H \cdot \frac{\gamma_o \cdot n}{m+n} = 1,38 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max} = \sigma_y \cdot (1+m^2) = 2,05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{min} = 0$$

$$\tau_{ef. max} = \frac{\sigma_{max} \cdot (1 - \sin \varphi)}{2 \cdot \cos \varphi} = 0,515 \text{ kg/cm}^2$$

Celem obliczenia linii jednakowych naprężeń należy w pierw wyznaczyć współczynniki a, b, a_2, b_2, c, d przy pomocy wzorów podanych na str.165. Wielkości tych współczynników podane są na następnej stronie.

Następnie ustala się wielkości $\sigma'_x, \sigma'_y, \tau'$ według wzorów podanych na str.175 dla szeregu prostych wyprowadzonych z wierzchołka zapory, o nachyleniu $\tan \varphi = k = \text{od } -n \text{ do } +m ;$

	Zbiornik pełny $\gamma = 1000 \text{ kg/m}^3$	Zbiornik pusty $\gamma = 0$
a_1	- 110,65	+ 93,02
b_1	+ 993,21	+ 10,02
a_2	+ 1228,15	- 2657,78
b_2	+ 589,19	+ 2013,78
c	+ 1710,81	+ 286,22
d	+ 110,65	- 93,02

Dla zbiornika pełnego:

$$\sigma'_x = -110,65 \cdot k + 993,21 ;$$

$$\sigma'_y = 1228,15 \cdot k + 589,19 ;$$

$$\tau' = 1710,81 \cdot k + 110,65 ;$$

Dla zbiornika pustego:

$$\sigma'_x = 93,02 \cdot k + 10,02 ;$$

$$\sigma'_y = -2657,78 \cdot k + 2013,78 ;$$

$$\tau' = 286,22 \cdot k - 93,02 ;$$

k	Zbiornik pełny			Zbiornik pusty		
	σ'_x	σ'_y	τ'	σ'_x	σ'_y	τ'
-0,05	998,74	497,78	25,11	5,37	2146,67	-107,33
0,0	993,21	589,19	110,65	10,02	2013,78	-93,02
0,1	982,14	772,00	281,73	19,32	1748,00	-64,40
0,2	971,08	954,82	452,81	28,62	1482,22	-35,78
0,3	960,01	1137,63	623,89	37,93	1216,45	-7,15
0,4	948,95	1320,45	794,97	47,23	950,67	+21,47
0,5	937,88	1503,26	966,05	56,53	684,89	+50,99
0,6	926,82	1686,08	1137,14	65,83	419,11	+78,71
0,7	915,75	1868,89	1308,22	75,13	153,33	+107,33

Wyznaczamy jedną linię jednakowego naprężenia $\mathcal{R} = 10 \text{ kg/cm}^2 = 100\,000 \text{ kg/m}^2$. Rzędne tej linii obliczamy wzorem

$$y = \frac{100\,000}{\frac{\sigma'_x + \sigma'_y}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma'_x - \sigma'_y)^2 + 4 \cdot \tau'^2}};$$

Rezultat rachunku podany jest w poniższej tabelce:

k	Zbiornik pełny y	Zbiornik pusty y
0,05	100,00	46,47
0,0	97,89	49,55
0,1	84,91	57,13
0,2	70,63	67,43
0,3	59,56	82,20
0,4	51,25	105,13
0,5	44,90	145,17
0,6	39,92	229,44
0,7	35,91	437,71

Dzieląc otrzymane rzędne dla $\mathcal{R} = 10 \text{ kg/cm}^2$ przez 2 otrzymamy rzędne linii $\mathcal{R} = 5 \text{ kg/cm}^2$, a mnożąc przez 1,5, 2 i 2,5 dostaniemy rzędne linii $\mathcal{R} = 15, 20$ i 25 kg/cm^2 . Ta ostatnia powinna przecho-
dzić przez krawędź stopy fundamentu od strony powie-
trza, lecz całkowicie poza korpusem zapory.

Przed przystąpieniem do wyznaczenia linii jed-
nakowych naprężeń ścinających ustalamy przestrzeń,
ograniczoną prostymi $x = k_{1,2} \cdot y$, w której to prze-

strzeni $\tau_{ef. max} < 0$. Dla tych prostych $\tau_{ef. max} = 0$,
a więc w równaniu

$$\tau_{ef. max} = \frac{1}{2 \cdot \cos \varphi} \cdot \left[\sqrt{(\sigma'_x - \sigma'_y)^2 + 4 \cdot \tau'^2} - (\sigma'_x + \sigma'_y) \cdot \sin \varphi \right] = 0;$$

należy drugi czynnik przyrównać do zera

$$\sqrt{(\sigma'_x - \sigma'_y)^2 + 4 \cdot \tau'^2} - (\sigma'_x + \sigma'_y) \cdot \sin \varphi = 0;$$

Wyrażając σ'_x , σ'_y , τ' wielkościami uzależniającymi
je od k /równania na str.191/ - otrzymamy równanie
kwadratowe w stosunku do k . Rozwiązania tego rów-
nania /dla zbiornika pełnego/ są następujące:

$$k_1 = -0,2; \quad k_2 = 0,25;$$

Pierwsza prosta znajduje się poza zaporą i pod
uwagę nie może być brana.

Dla zbiornika pustego nie otrzymuje się wewnątrz
zapory przestrzeni o $\tau_{ef. max} < 0$.

Dla wyznaczenia linii jednakowych naprężeń tną-
cych wystarczy obliczyć rzędne jednej linii np. dla
 $\mathcal{R}_t = 1 \text{ kg/cm}^2 = 10\,000 \text{ kg/m}^2$ podług wzoru

$$y = \frac{2 \cdot 10\,000 \cdot \cos \varphi}{\sqrt{(\sigma'_x - \sigma'_y)^2 + 4 \cdot \tau'^2} - (\sigma'_x + \sigma'_y) \cdot \sin \varphi};$$

Rezultat obliczeń podany jest w zestawieniu na na-
stępnej stronie.

Rzędne linii jednakowych naprężeń $\mathcal{R}_t = 2, 3, 4,$
5, 6, 7 kg/cm² otrzymuje się mnożąc otrzymane powy-

żej rzędne dla $\mathcal{N}_t = 1 \text{ kg/cm}^2$
kolejno przez 2, 3, 4,
5, 6 i 7.

k	Zbior. pełny y	Zbior. pusty y
-0,05	-	18,59
0,0	-	20,05
0,1	-	23,77
0,2	-	29,15
0,3	9039,55	37,56
0,4	59,01	52,33
0,5	29,17	83,57
0,6	19,28	167,00
0,7	14,36	275,09

Kierunki działania największych naprężeń normalnych określa wzór

$$\operatorname{tg} \Phi = \frac{(\sigma'_x - \sigma'_y) + \sqrt{(\sigma'_x - \sigma'_y)^2 + 4 \cdot \tau'^2}}{2 \cdot \tau'};$$

Wyniki obliczeń zestawione są w poniższej tabelce.

k	Zbior. pełny $\operatorname{tg} \Phi$	Zbior. pusty $\operatorname{tg} \Phi$ *)
-0,05	0,05	+ 0,05
0,0	0,256	+ 0,0464
0,1	0,694	+ 0,0373
0,2	0,982	+ 0,0245
0,3	1,152	0,0000
0,4	1,261	- 0,0233
0,5	1,335	- 0,0780
0,6	1,389	- 0,212
0,7	1,428	- 0,700

*) Uwaga. Podane w zestawieniu $\operatorname{tg} \Phi$ dla zbiornika pustego odnoszą się do kierunków działania naprężeń σ_{min} jako do linii, które łatwiej wyrysować, przyczem tutaj $\operatorname{tg} \Phi$ ma wartość następującą

$$\operatorname{tg} \Phi = \frac{(\sigma'_y - \sigma'_x) - \sqrt{(\sigma'_x - \sigma'_y)^2 + 4 \cdot \tau'^2}}{2 \cdot \tau'};$$

Przebieg kierunków działania naprężeń głównych i tnących /przy zbiorniku pełnym i pustym/ podany jest na rys. 110, 111, 112 i 113.

U w a g i k o ń c o w e .

Zapory ciężkie obok swej prostoty budowy i łatwości obliczenia posiadają jednak kilka cech ujemnych.

Jedną z nich jest duża masa muru /duży koszt/, drugą - możliwość powstania dużego wyporu, działającego na całą podstawę szerokiej zapory /chyba, że sprzyjające warunki hydrogeologiczne pozwolą na nieuwzględnienie wyporu całkowicie lub częściowo/.

Trzecią wadą zapory ciężkiej jest niewyzyskanie materiału w środkowej części: największe naprężenia występują na krawędziach od strony wody /zbiornik pusty/ i od strony powietrza /zbiornik pełny/, gdy tymczasem w środkowej części w żadnym wypadku naprężenia nie osiągają wartości dopuszczalnych /porów. rys. 114/.

To było przyczyną powstania typu zapór wewnątrz pustych.

ZAPORY CIĘŻKIE WEWNĄTRZ PUSTE .

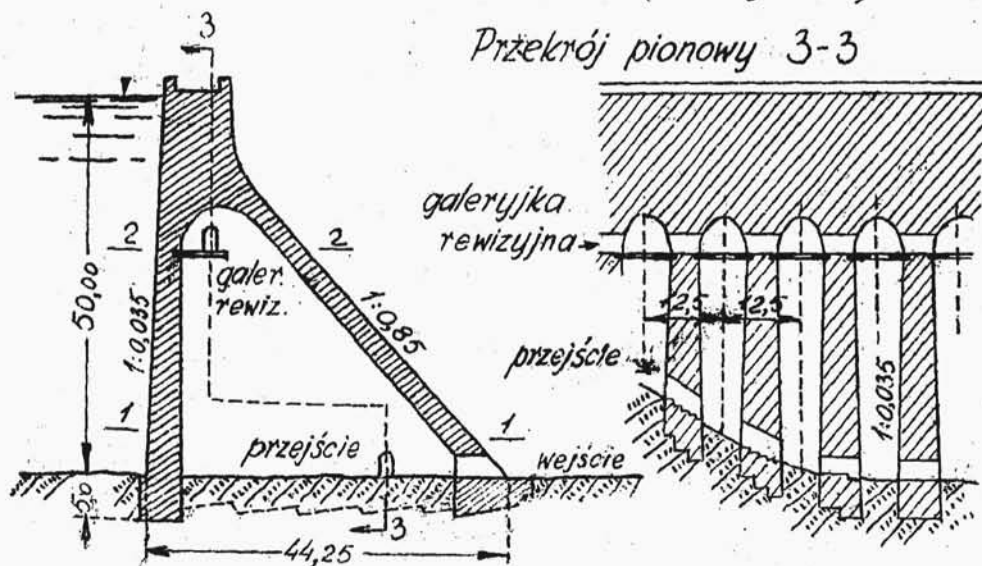
O m ó w i e n i e .

Zapory wewnątrz puste /rys.116 i 128/, jak sama nazwa wskazuje, są zaporami wykonanymi w kształcie muru oporowego, wewnątrz których pozostawiono miejsca niewypełnione betonem. Dzięki temu materiał w środkowej części zapory jest lepiej wyzyskany, a ponadto zapory takie narażone są na działanie tylko nieznacznego wyporu, jak to będzie niżej wyjaśnione.

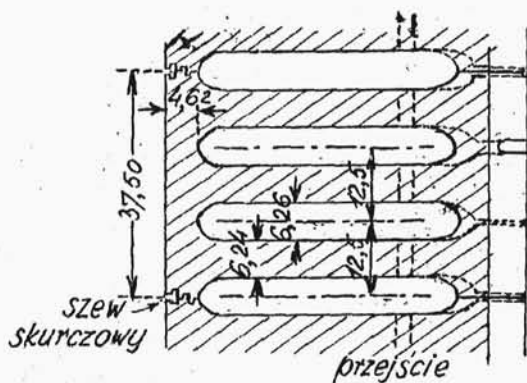
Wskutek zastosowania pustych przestrzeni stwarza się specjalna konstrukcja zapory, złożonej jakby z szeregu filarów przykrytych od strony wody sklepieniami i zamkniętych także od strony powietrza.

Należy odrazu zaznaczyć, że budując zaporę wewnątrz pustą nie uzyskamy wydatnego zmniejszenia kubatury muru w porównaniu z pełną zaporą ciężką. Wynika to z tego, że zarówno zapora ciężka jak wewnątrz pusta przeciwstawiają się parciu wody swoim ciężarem i dlatego w tym drugim typie pozostawienie pustych przestrzeni w korpusie zapory może nastąpić tylko kosztem poszerzenia zapory /porów.rys.129/.

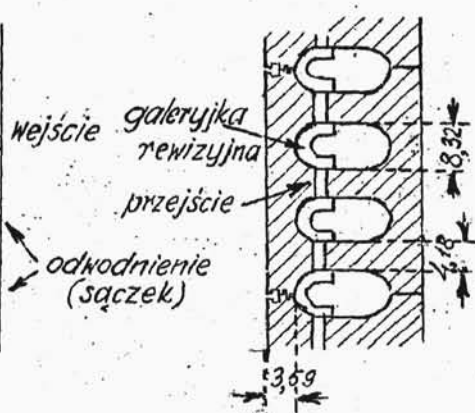
Projekt zapory w GELMERSEE (Szwajcaria).



Przekrój 1-1



Przekrój 2-2



rys. 116.

Aby się zabezpieczyć przeciw poślizgowi /ścięcie w płaszczyźnie stopy fundamentu/ musi być spełniona nierówność /porów. rys. 117^a/:

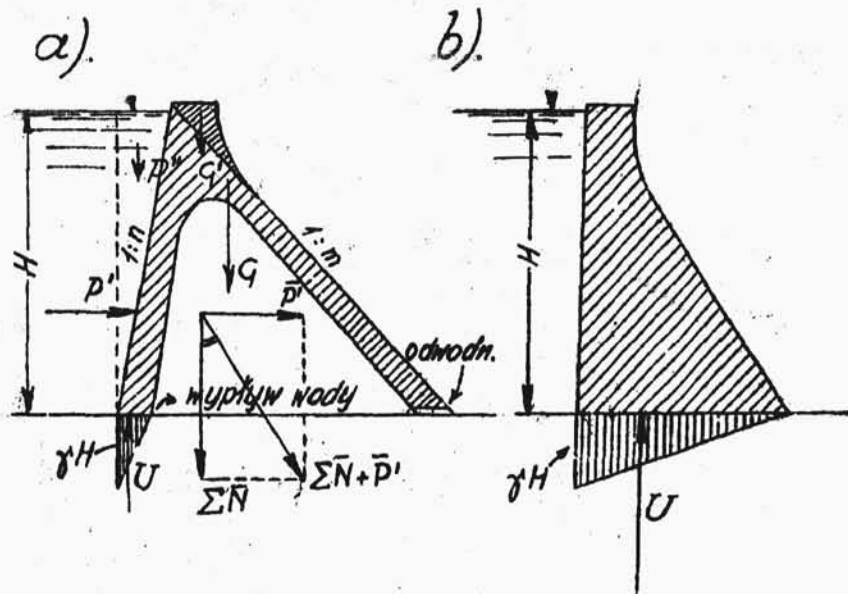
$$\frac{P'}{\sum N} \leq \operatorname{tg} \varphi$$

z której widać, że przy tej samej wysokości piętrzenia ciężar zapory wewnątrz pustej nie może być o wiele mniejszy od ciężaru zapory ciężkiej pełnej / $\operatorname{tg} \varphi$ oznacza współczynnik tarcia muru zapory po skale; porów. str. 160/.

Pewną redukcję ciężaru zapory uzyskuje się wskutek działania mniejszego wyporu, który powstać może tylko pod przednią ścianą /rys. 117^a/.

Ciśnienie hydrostatyczne /wypór wody/ - w myśl przyjętych obecnie założeń - szybko spada na niewielkiej grubości przedniej ściany od swej maksymalnej wartości γH /albo $\Theta \gamma H$ - porów. ustęp "Wypór wody", str. 144/ na przedniej krawędzi zapory do zera na krawędzi wewnętrznej, gdzie woda wypływa do pustej przestrzeni i dalej uchodzi swobodnie na zewnątrz.

W zaporze ciężkiej /rys. 117^b/ wypór maleje tak samo linjowo od wielkości γH /albo $\Theta \gamma H$ / na przedniej krawędzi do zera na krawędzi od strony powietrza, tylko, że spadek odbywa się tutaj na całej szerokości



rys. 117.

podstawy zapory ciężkiej.

W bardzo wysokich zaporach występują bardzo duże naprężenia ściskające w niższych warstwach, co wyklucza zmniejszanie powierzchni przekroju poziomego przez zostawianie miejsc pustych. Można by jedynie zastosować puste przestrzenie w górnej części zapory, pozostawiając dolną - pełną. W takim jednak wypadku na podstawę zapory działać będzie wypór takisam, co przy pełnych zaporach /jak na rys.117b/ i ciężar zapory trzeba będzie uczynić tak duży, jak dla zapory pełnej tej samej wysokości. Projektowanie miejsc pustych byłoby w takim razie bezcelowe.

Wynika z tego, że zaporą pustą może być ekonomicznie zastosowana tylko wtedy, gdy zaporą ciężka daje nadmiar bezpieczeństwa przeciw poślizgowi.

C i ę ż a r z a p o r y .

Zastrzeżenia wyżej wzmiankowane odnośnie ciężaru zapory wymagają ustalenia największej dopuszczalnej "ilości" miejsc pustych w zaporze w myśl nierówności

$$\boxed{\frac{P'}{G} \leq \operatorname{tg} \varphi} \text{ albo dokładniej } \boxed{\frac{P'}{G + G' + P'' - U} \leq \operatorname{tg} \varphi ;}$$

/oznaczenia według rys.117^a/; $\operatorname{tg} \varphi$ conajwyżej = 0,75.

Na podstawie jednej z powyższych dwóch nierówności można ustalić ciężar zapory G powyżej każdego jej przekroju poziomego, a przyjmując pewną szerokość zapory /albo zakładając pochylenia $1:m$ oraz $1:n$ / przy znanem γ_0 /ciężar własc. muru/, można ustalić wielkość powierzchni miejsc pustych /obliczenie to jest wyraźne w podanym niżej przykładzie liczbowym/.

Jest tu pewna dowolność w projektowaniu: można dać więcej miejsc pustych, a pochylenie od strony powietrza uczynić znaczne /duże $m = \operatorname{tg} \beta$ - porów.

rys.120/ albo naodwrot. Pozatem pochylenie od strony powietrza można zmniejszyć kosztem zwiększenia pochylenia przedniej ściany.

O b l i c z e n i e s t a t y c z n e .

Zasady obliczania.

Wskutek swej odrębnej konstrukcji jednostką obliczeniową zapory wewnątrz pustej jest filar i przylegające do niego części ściany przedniej i tylnej. Przekrój poziomy takiego elementu zbliżony jest do przekroju dwuteowego /rys.118/. O odmiennych przekrojach amerykańskich zapór wewnątrz pustych będzie mowa osobno niżej.

Zaprojektowanie zapory sprowadza się do nadania takich wymiarów, które zadośćczyniłyby warunkom statyczno-wytrzymałościowym, wychodząc z zasadniczego równania

$$\sigma = \frac{\sum N}{A} \pm \frac{M}{W};$$

Jakkolwiek wielkość przekroju poziomego jest ustalona wymaganym ciężarem zapory, to jednak kształt tego przekroju może być rozmaity. Można dać grubsze filary, a cieńszą ścianę przednią i naodwrot. Do

właściwego zwymiarowania można dojść tylko drogą prób, przyczem najpierw należy ustalić grubość przedniej ściany.

Obliczenie ściany przedniej.

Rys.118, przedstawiający element obliczeniowy zapory, narzuca myśl, aby przednią ścianę uważać jako rozszerzenie filara, co razem z równomiernie rozłożonem obciążeniem p /parcie wody/ stwarza warunki podobne, jak w poszerzonych stopach fundamentów murów.

Obliczenie grubości ściany przedniej sprowadziłoby się wówczas do rozwiązania równania

$$\frac{M_F}{W_F} = \frac{\frac{p \cdot c^2}{2}}{\frac{d^2}{6}} \leq \sigma_{g. dop.} ;$$

gdzie M_F i W_F są odpowiednio: momentem gnącym w płaszczyźnie FF i wskaźnikiem wytrzymałości przekroju FF o "wysokości" d mierzonej wszerz zapory oraz "szerokości" l m mierzonej pionowo /t.zn. prostopadle do rysunku/,

$\sigma_{g. dop.}$ - jest dopuszczalnym naprężeniem przy zginaniu. Uwzględnia się w ten sposób wy-