

Przepisy

dotyczące obliczeń statycznych w budownictwie lądowym.

zatwierdzone przez Ministra Robót Publ. rozp. Nr. VII. 693/27 z d. 2. września 1927.
(Z przykładami.)

I. Obciążenia i siły zewnętrzne.

§ 1. Przy obliczaniu statycznym konstrukcyj budowlanych należy uwzględnić następujące obciążenia:

- a) ciężar stały, tj. ciężar własny konstrukcji, oraz tych części konstrukcyjnych, które stale na nią działają,
 - b) ciężar zmienny (użytkowy) określony przeznaczeniem budowli,
 - c) obciążenie śniegiem,
 - d) parcie wiatru,
 - e) parcie ziemi lub wody;
- nadto uwzględnić należy następujące działania fizyczne:
- f) wpływ zmian ciepłoty,
 - g) wpływ skurczu i pęcznienia materiałów.

§ 2. Ciężar własny materiałów.

Ciężar własny materiałów przyjmować należy w obliczeniach w następujących wielkościach:

1. Drzewo suche (zawierające około 15% wilgoci).

Drzewo bukowe 750 kg/m^3 „ dębowe 850 „ „ jodłowe 600 „	Drzewo sosnowe i modrzewiowe 650 kg/m^3 Drzewo świerkowe 550 „
---	---

2. Metale.

Bronz (spiż) 8600 kg/m^3 Cyna 7400 „ Cynk lany 6900 „ „ walcowany 7200 „ Glin 2600 „ Miedź 8900 „ Mosiądz 8600 „	Nikiel 8800 kg/m^3 Ołów 11400 „ Stal 7860 „ Żelazo spawane 7800 „ „ zlewne 7850 „ Żeliwo 7300 „
--	--

3. Kamienie naturalne.

Bazalt 3000 $kg m^3$ Granit 2800 „ Marmur 2700 „ Piaskowiec ciężki 2700 „ „ lekki 2400 „	Porfir 2800 kg/m^3 Sjenit 2800 „ Wapień zwykły 2500 „ „ porowaty 2000 „
--	--

4. Ziemie.

Gлина sucha 1600 kg/m^3 „ mokra, nasyc. wodą 2000 „ Piasek suchy 1600 „ „ nasycony wodą 2000 „ Tłuczeń z kamienia ciężkiego 1800 „	Tłuczeń z kamienia lekkiego 1600 kg/m^3 Ziemia roślinna sucha 1400 „ „ „ mokra 1800 „ Żwir rzeczny suchy 1700 „
--	--

5. Mur ceglany.

Z cegły zwykłej na zapr. wapiennej	1600 kg/m^3	Z cegły dziurawki . . .	1300 kg/m^3
Z cegły zwykłej na zapr. cement-wapiennej . . .	1650 "	Z cegły dziurawki poro- watej	1000 "
Z cegły zwykłej na zapr. cementowej	1700 "	Z cegły korkowej	600 "
Z cegły porowatej	1100 "	Z cegły piaskowo-cemen- towej	2100 "
		Z zendrówek i klinkierów	1900 "

6. Beton.

Zwykły	2200 kg/m^3	Żuźłowy wielkopieczowy .	2200 kg/m^3
Ceglany	1800 "	Wzmocniony (żelbet) . .	2400 "
Żuźłowy lekki	1300 "		

7. Zaprawy.

Wapienna	1700 kg/m^3	Cementowa	2100 kg/m^3
Wapienno-cementowa .	1900 "	Gipsowa	1000 "

8. Pomocnicze materiały budowlane.

Asfalt lany	1200 kg/m^3	Linoleum	1200 kg/m^3
" ubijany	1800 "	Szkoło dęte	2600 "
Gruz (tłuczeń) ceglano- wapienny	1400 "	" lane	2900 "
Ksylolit	1400 "	Terazzo	2000 "
Korkowe płyty	330 "	Żuźel kokosowy ubity .	1000 "

9. Paliwa.

Antracyt	1700 kg/m^3	Węgiel brunatny	750 "
Drwa w polanach miękkie	350 "	" czarny	900 "
" " " twarde	400 "	" w brykietach	1000 "
Koks	500 "	" drzewny	250 "
Torf	600 "	Wosk	970 "

10. Plody roślinne.

Buraki	650 kg/m^3	Proso, gryka	850 kg/m^3
Cukier	750 "	Siano, słoma	80 "
Groch	850 "	" prasowane	280 "
Jęczmień	640 "	Słód	530 "
Kawa	700 "	Trawa, koniczyna	350 "
Mąka w workach	700 "	Ziemniaki	700 "
Owies	450 "	Żyto, pszenica	750 "
Owoce	350 "		

11. Niektóre inne obciążenia.

Cement w beczkach . . .	1500 kg/m^3	Papier	1100 kg/m^3
Książki i papier (z uwzgl. przeźrzeni wolnych) . .	800 "	Sól w workach	1200 "
Lód	750 "	Wełna	1300 "

12. Niektóre zwierzęta.

Koń	sztuka 500 kg	Wieprz	sztuka 200 kg
Krowa	" 600 "	Wół roboczy	" 650 "
Owca	" 80 "	" karmny	" 800 "

13. Celem wyznaczenia ciężaru własnego muru ceglanego γ wystarczy określić ciężar własny cegły γ_c i ciężar własny zaprawy γ_z ; ciężar własny muru γ_m można przyjąć wtedy:

$$\gamma_m = \frac{2}{3}\gamma_c + \frac{1}{3}\gamma_z.$$

14. O ile dla obliczenia mają być przyjęte ciężary jednostkowe wyższe niż podane w ust. 5., należy dla wyznaczenia ciężaru własnego muru ceglanego wykonać ciało próbne o objętości $1 m^3$ z danego materiału ceglanego z zastosowaniem zwykłych spoin o grubości do $1,2 cm$ i ciało to zważyć. Ilość wody, potrzebnej do zarobienia zaprawy i zwilżenia cegieł, należy odmierzyć, a ciężar jej odjąć od ciężaru ciała próbnego.

15. W razie użycia materiałów powyżej niewymienionych należy ciężar jednostkowy przyjąć wedle norm ogólnie przyjętych, ewentualnie oznaczyć próbami.

§ 3. Ciężar własny stropów.

Ciężar własny stropów przyjmować należy wedle następującej tablicy:

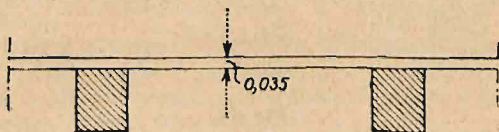


Fig. 596.

1. Strop drewniany belkowy z podłogą pojedynczą z desek (fig. 596) $70 kg/m^2$

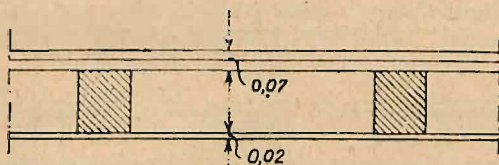


Fig. 597.

2. Strop drewniany belkowy z podłogą podwójną (bez podłypki) i z sufitem (fig. 597) $90 kg/m^2$



Fig. 598.

3. Strop drewniany belkowy z podsypką 10 cm, podłogą, trzciniowaniem i wyprawą (fig. 598) $250 kg/m^2$

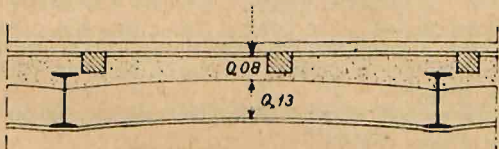


Fig. 599.

4. Strop sklepiony z cegieł zwykłych między dźwigarami z podsypką 8 cm w kluczu przy odstępnie dźwigarów do 1,50 m (fig. 599) $450 kg/m^2$

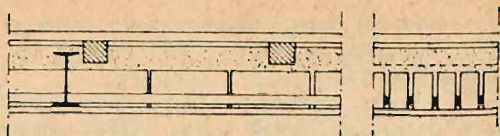


Fig. 600.

5. Strop ceglany płaski z cegieł porowatych między dźwigarami o grubości $\frac{1}{2}$ cegły z wkładkami żelaznymi z nadsypką i podłogą (fig. 600) 350 kg/m^2
6. Strop ceglany płaski z cegły pełnej między dźwigarami o grubości $\frac{1}{2}$ cegły z wkładkami żelaznymi z nadsypką i podłogą (fig. 600) 400 kg/m^2

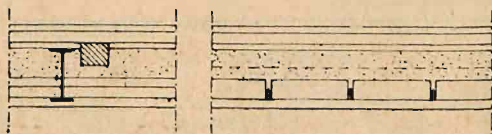


Fig. 601.

7. Strop ceglany płaski z cegieł porowatych między dźwigarami o grubości $\frac{1}{4}$ cegły z wkładkami żelaznymi z nadsypką i podłogą (fig. 601) 320 kg/m^2
8. Strop ceglany płaski z cegieł pełnych między dźwigarami o grubości $\frac{1}{4}$ cegły z wkładkami żelaznymi, nadsypką i podłogą 350 kg/m^2

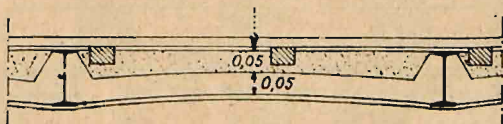


Fig. 602.

9. Strop sklepiony Moniera, grubości 5 *cm* w kluczu z nadsypką 5 *cm* nad kluczem (fig. 602) 350 kg/m^2



Fig. 603.

10. Strop płytowy Moniera, grubości 6 *cm* z nadsypką i wyprawą (fig. 603) 420 kg/m^2

W powyższych stropach przyjęto wszędzie podłogę drewnianą.

W razie użycia innych stropów lub innych ciężarów należy uzasadnić przyjęty ciężar stropów.

W ciężar ten nie jest wliczony ciężar osobnych podciągów stropowych.

§ 4. Ciężar własny dachów.

1. Ciężar własny pokrycia dachowego na m^2 pochyłej powierzchni dachów bez więzarów i płatwi, natomiast z uwzględnieniem odeskowania i krokwi, przyjmować należy wedle następującej tablicy:

Rodzaj pokrycia:

Ciężar
w kg/m^2

Gontem		40
Dachówką ceglana zakładkowa		65
" holenderską		80
" rzymską		100
" karpiówką		70
" " podwójną		120
" cementową		75
Łupkiem na łątach, angielskie		45
" " deskowaniu		55
" " łątach, niemieckie		65
Papą pojedynczą bez piasku		35
Warstwowcem (cementem drzewnym) z warstwą żwiru o grub. 8 cm	180	
Błachą na deskowaniu		40
Słomą lub trzcina		80
Szkieł na listwach żelaznych zwykłym o grub. 5 mm		25
" " drutowem		30
Każdy 1 mm szyby ponad 5 mm zwiększa ciężar o		3

2. Ciężar płatwi i wieżarów przyjmować należy odpowiednio do materiału i konstrukcji tychże. W normalnych wypadkach przyjmować można ciężar własny wieżarów na $1 m^2$ rzutu poziomego:

Drewnianych	20—30 kg/m^2
" o rozpiętościach większych (ponad 20 m)	30—45 "
Żelaznych lekkich	15—20 "
" ciężkich	20—30 "
" łukowych do rozpiętości 40 m	15—25 "
" " do rozpiętości 60 m	do 45 "
Kopuł żelaznych płaszczowych	10—25 "

§ 5. Obciążenie zmienne (użytkowe).

1. Obciążenia zmienne stropów:

 kg/m^2

Mieszkania zwykłe	200
Mieszkania w małych domkach przy rozpiętości stropów poniżej 5 m	150
Strych zwykły, nieobciążony konstrukcją dachu	125
Sale szkolne	300
Teatry, kinoteatry	400
Sale gimnastyczne	500
Lokale handlowe (sklepy) w parterze	500
" " na piętrach	400
" " biurowe, restauracje itd.	300
Budynki fabryczne conajmniej	500
(o ile nie przewiduje się większych obciążeń — por. ust. 6).	
Schody domów mieszkalnych	400
" gmachów publicznych i lokali handlowych	500
Korytarze w budynkach użyteczności publicznej	400
Stropy pod przejazdami, obciążone wozami ciężkimi	800
Dachy płaskie (najwyżej 1:20) łącznie z wiatrem i śniegiem, o ile mogą być obciążone przez ludzi (np. tarasy)	250
Balkony	500

2. Nacisk poziomy na poręcze balkonów w domach mieszkalnych 50 kg/m b.

" " " " " w teatrach itp. 80 "

3. Ciężar lekkich ścianek działowych (drewnianych, z cegieł lekkich itd.), o grubości najw. 7 cm, które mogą być następnie przedstawiane, wystarczy uwzględnić, przyjmując dodatkowe obciążenie 70 kg/m^2 stropu.

4. Przy obliczaniu sal bibliotecznych, archiwów itp. przyjmować należy obciążenie 500 kg/m^3 objętości szaf i półek.

5. Obliczenie pokrycia dachu w miejscach, na których może stać człowiek, należy przeprowadzić: a) na ciężar śniegu i wiatru, b) na ciężar skupiony (człowieka z narzędziami 100 kg), — i uwzględnić niekorzystniejsze z obu obciążeń.

Przykład. Obliczyć krokwie dachu o nachyleniu połaci $1:5$. Krycie blachą na deskowaniu. Odstęp krokwi $a = 1,10 \text{ m}$. Rozpiętość krokwi $l = 3,00 \text{ m}$.

Obciążenie na 1 m^2 dachu pochyłego:

$$\begin{aligned} \text{ciężar pokrycia, deskowania i krokwi} & g_0 = 40 \text{ kg/m}^2 \\ \text{ciężar śniegu } s_1 = s \cos \alpha = 80 \cos 11^\circ 20' & = \infty 80 \text{ kg/m}^2 \\ \text{razem } g & = 120 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Parcie wiatru (j. niżej):

$$n = w_0 \sin \alpha = 100 \sin 11^\circ 20' = \infty 20 \text{ kg/m}^2.$$

Składowa obciążenia prostopadła do połaci dachu:

$$g \cos \alpha = 120 \cos 11^\circ 20' = \infty 120 \text{ kg/m}^2.$$

Składowa równoległa do połaci dachu:

$$g \sin \alpha = 120 \sin 11^\circ 20' = \infty 24 \text{ kg/m}^2.$$

$$g_0 \sin \alpha = 40 \sin 11^\circ 20' = \infty 8 \text{ kg/m}^2.$$

Obciążenie na 1 mb. krokwi:

$$\begin{aligned} g_0 &= 40 \times 1,1 = 44 \text{ kg/m b.}, \\ g_1 &= 120 \times 1,1 = 132 \text{ kg/m b.}, \\ g_2 &= 24 \times 1,1 = \infty 27 \text{ kg/m b.}, \\ n &= 20 \times 1,1 = 22 \text{ kg/m b.} \end{aligned}$$

Momenty zginające:

a) skutkiem ciężaru stałego: $M_0 = \frac{1}{8} \times 44 \times 3,00^2 = 49,5 \text{ kgm}$;

b) skutkiem ciężaru własnego i śniegu: $M_1 = \frac{1}{8} \times 132 \times 3,00^2 = 148,5 \text{ kgm}$;

c) skutkiem parcia wiatru: $M_w = \frac{1}{8} \times 22 \times 3,00^2 = 24,75 \text{ kgm}$.

Całkowite obciążenie równoległe do połaci dachu: $G_2 = 27 \times 3,00 = 81 \text{ kg}$.

Ciężar człowieka z narzędziami jako pionowa siła skupiona $P = 100 \text{ kg}$.

Składowa prostopadła do połaci dachu: $P_1 = P \cos \alpha = 100 \cos 11^\circ 20' = 98 \text{ kg}$.

Składowa równoległa do połaci dachu: $P_2 = P \sin \alpha = 100 \sin 11^\circ 20' = \infty 20 \text{ kg}$.

Moment zgięcia skutkiem obciążenia ciężarem skupionym:

$$M_2 = \frac{1}{8} \times 98 \times 3,00 = 73,5 \text{ kgm}.$$

Obciążenie ciężarem własnym, śniegiem i parciem wiatru:

$$M = 148,5 + 24,75 = 173,25 \text{ kgm}, \quad G_2 = 81 \text{ kg};$$

obciążenie ciężarem własnym i człowiekiem z narzędziami:

$$M = 49,5 + 73,5 = 123,0 \text{ kgm},$$

$$N = 20 + 8 = 28,0 \text{ kg}.$$

Wypadek pierwszy jest niekorzystniejszy.

Przyjęto wymiar krokwi $12 \times 10 \text{ cm}$ $F = 120 \text{ cm}^2$, $W = 240 \text{ cm}^3$.

Największe naprężenie:

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} = \frac{81,0}{120} + \frac{173,25}{240} = 0,7 + 72,2 = 72,9 \text{ kg/cm}^2.$$

6. W fabrykach o ruchu cięższym i w magazynach należy uwzględnić potrzebne obciążenie w każdym wypadku z osobna i umieścić w pobliżu wykonanej konstrukcji napis, podający wielkość przyjętego obciążenia. Wstrząśnienia maszyny należy uwzględnić, mnożąc ciężar tychże przez współczynnik dynamiczny, wynoszący zazwyczaj od 1,5 (np. maszyny rotacyjnej) do 4,0 (np. turbiny parowej). Należy przyjmować go w każdym wypadku indywidualnie, zależnie od rodzaju maszyny.

7. Dla obliczenia słupów, podciągów, fundamentów itp. konstrukcyj, na które przenosi się ciężar szeregu pięter, należy w najwyższym piętrze przyjmując pełną wartość najniekorzystniejszego obciążenia ruchomego, w następnych

piętrach natomiast obniżać je kolejno o 10%, 20% itd. Redukcja taka dojść jednak może najwyżej do 40% całkowitego obciążenia, poczem stale należy wciągać w rachunek 60% tegoż. O ile do obciążenia zmiennego wliczono ciężar lekkich ścianek przedziałowych wedle 3, należy go przy tej redukcji wliczyć do ciężaru stałego. Przy obliczeniu magazynów redukcji powyższej uwzględniać nie należy.

Przykład. Na murach zewnętrznych budynku (fig. 604) spoczywa dach i stropy. Obciążenie dachu przenosi się w połowie bezpośrednio na ściankę kolankową 30 cm gr., w połowie zaś na tramy. Belki stropowe wchodzi w mur 30 cm, tak, że ich oddziaływania zaczepiają w odległości 15 cm od wewnętrznej krawędzi muru. Osiowy odstęp filarów okiennych wynosi 4,3 m. Ciężar muru wynosi 1,6 t/m³. Stropy wedle fig. 599, strop najwyższy fig. 602.

Obciążenie murem:

$$G_1 = 4,3 \times 1,5 \times 0,3 \times 1,6 = 3,1 t,$$

$$G_2 = G_3 = (4,3 \times 3,4 - 2 \times 2,2) \times 0,45 \times 1,6 = 6,9 t,$$

$$G_4 = (4,3 \times 3,8 - 2 \times 2,6) \times 0,6 \times 1,6 = 10,7 t,$$

$$G_5 = (4,3 \times 3,5 - 2 \times 2,3) \times 0,6 \times 1,6 = 10,1 t,$$

$$G_6 = (4,3 \times 3,6 - 2 \times 2,4) \times 0,75 \times 1,6 = 12,8 t,$$

$$G_7 = \left[(4,3 \times 3,3 - 1,5 \times 0,8) \times 1,05 - \frac{0,75 \times 1,5}{2} \times 1,0 \right] \times 1,6 = 21,1 t,$$

$$G_8 = 4,3 \times 0,8 \times 1,35 \times 1,6 = 7,5 t.$$

Oddziaływania dachu i stropów:

$$A_1' = 4,3 \times \frac{7,17}{2} \times 0,24 = 3,7 t,$$

$$A_2' = 4,3 \times \frac{5,9}{2} \times 0,35 = 4,5 t,$$

$$A_3' = A_4' = 4,3 \times \frac{5,9}{2} \times 0,45 = 5,7 t,$$

$$A_5' = A_6' = 4,3 \times \frac{5,68}{2} \times 0,45 = 5,5 t,$$

$$A_7' = 4,3 \times \frac{5,45}{2} \times 0,45 = 5,3 t.$$

Oddziaływania stropów skutkiem obciążenia użytkowego:

$$A_2'' = 4,3 \times \frac{5,9}{2} \times 0,125 = 1,6 t,$$

$$A_3'' = 4,3 \times \frac{5,9}{2} \times 0,200 = 2,6 t,$$

$$A_4'' = 2,6 - 10\% = 2,4 t,$$

$$A_5'' = 4,3 \times \frac{5,68}{2} \times (0,2 - 20\%) = 2,0 t,$$

$$A_6'' = 4,3 \times \frac{5,68}{2} \times (0,2 - 30\%) = 1,7 t,$$

$$A_7'' = 4,3 \times \frac{5,45}{2} \times (0,5 - 40\%) = 3,5 t.$$

Całkowite obciążenie filarów stropami wynosi zatem:

$$A_2 = 4,5 + 1,6 = 6,1 t,$$

$$A_5 = 5,5 + 2,0 = 7,5 t,$$

$$A_3 = 5,7 + 2,6 = 8,3 t,$$

$$A_6 = 5,5 + 1,7 = 7,2 t,$$

$$A_4 = 5,7 + 2,4 = 8,1 t,$$

$$A_7 = 5,3 + 3,5 = 8,8 t.$$

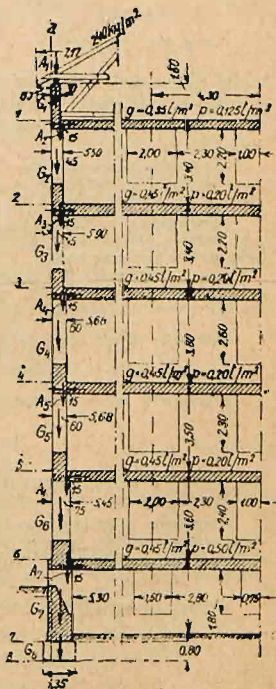


Fig. 604.

8. Przy obliczeniu podciągów, na które przenosi się ciężar z powierzchni stropu większej niż 30 m², można wielkość obciążenia ruchomego zmniejszyć o 10%.

9. Przy obliczeniu podciągów, podtrzymujących mur związany na całej wysokości ze ścianami głównymi, można przyjąć, że na podciąg przenosi się obciążenie części muru ograniczonej prostymi, wychodzącymi pod kątem 60° do poziomu ze skrajnych najniższych punktów muru, o ile proste nie trafiają w murze w otwory. W tym ostatnim przypadku należy ograniczające proste podnieść tak, aby nie przecinały otworu (fig. 605). Grubość filara narożnego podtrzymującego podciąg tak obliczony, mierzona w kierunku otworu, powinna być conaj-

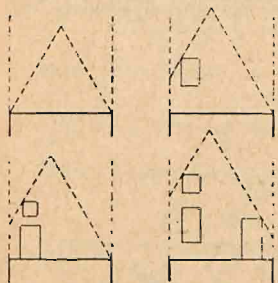


Fig. 605 a, b, c, d.

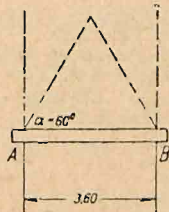


Fig. 606.

mniej równa połowie rozpiętości otworu w świetle w przeciwnym razie podciąg należy obliczać na cały ciężar ściany, ograniczonej liniami pionowymi.

Największy moment belki obciążonej wedle fig. 605 a i 606 wynosi $M = \frac{1}{6} Pl$, gdzie l jest rozpiętością, zaś P całkowitem obciążeniem.

Przykłady. 1. Obliczyć największy moment zginający belki podtrzymującej ścianę z cegły zwykłej o grubości 0,42 m (por. fig. 606).

Jeżeli rozpiętość w świetle wynosi $l_0 = 3,60$ m, to teoretyczny odstęp punktów podparcia belki wynosi: $l = 1,05 l_0 = 1,05 \cdot 3,60 = 3,78$ m.

Całkowity ciężar muru działający na belkę:

$$P = 3,78 \cdot \frac{1}{2} \cdot 3,28 \cdot 0,42 \cdot 1600 = 4240 \text{ kg.}$$

Największy moment zginający w środku rozpiętości belki:

$$M = \frac{Pl}{6} = \frac{4240 \cdot 3,78}{6} = 2672 \text{ kgm.}$$

2. Obliczyć belkę żelazną dźwigającą ścianę o grubości 0,30 m, wysoką 7,70 m, z otworami na zasadzie trójkątego rozkładu ciśnienia muru (por. fig. 607).

Obciążenie belki przyjmiemy odpowiednio do przepisów wedle figury ograniczonej od dołu prostą poziomą, przechodzącą przez punkty podparcia A i B, z boków rzędnymi wychodzącymi z punktów A i B, jakoteż prostymi nachylenymi pod kątem 60° do poziomu, przechodzącymi przez naroża górnego otworu.

Ciężary poszczególnych pasków wynoszą wtedy:

$$P_1 = 1600 \cdot 0,30 \cdot 4,45 \cdot 0,50 = 1170 \text{ kg}$$

$$P_2 = 1600 \cdot 0,30 \cdot 7,95 \cdot 0,50 = 1910 \text{ kg}$$

$$P_3 = 1600 \cdot 0,30 \cdot 11,45 \cdot 0,50 = 2750 \text{ kg}$$

$$P_4 = 1600 \cdot 0,30 (1,20 \cdot 1,05 \cdot 0,50 + 1,20 \cdot 1,40) = 1100 \text{ kg.}$$

Oddziaływanie:

$$O_1 = \frac{1}{4,20} (1170 \cdot 4,64 + 1910 \cdot 2,66 + 2750 \cdot 1,68 + 1100 \cdot 1,20) = \frac{16460}{4,20} = 3680 \text{ kg.}$$

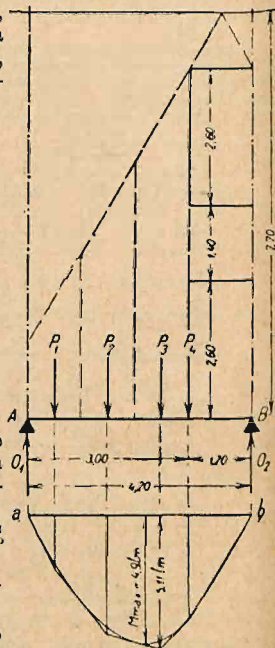


Fig. 607.

Momenty:

$$M_1 = O_1 (4,20 - 3,64) = 2060 \text{ kgm}$$

$$M_2 = O_1 \cdot 1,54 - P_1 \cdot 0,98 = 5670 - 1150 = 4520 \text{ kgm}$$

$$M_3 = O_1 \cdot 2,52 - P_1 \cdot 1,96 - P_2 \cdot 0,98 = 9280 - 2300 - 1870 = 5110 \text{ kgm.}$$

$$M_4 = O_1 \cdot 3,00 - P_1 \cdot 2,44 - P_2 \cdot 1,46 + P_3 \cdot 0,48 = 11040 - 2860 - 2790 - 1320 = 4070 \text{ kgm.}$$

Moment największy wypadła, jak widać z rysunków, w pobliżu p. 3. Różni się on jednak co do wielkości bardzo mało od M_3 , tak, że przyjąć możemy i dla obliczenia, że najw. $M = M_3 = 5110 \text{ kgm}$.

10. W obliczeniach przyjąć można, że ciśnienie słupów itp. ciężarów skupionych rozkłada się w murze ceglany na zaprawie wapiennej pod kątem 4:1, na zaprawie cementowo-wapiennej 3:1, cementowej 2:1, zaś w betonie najwyżej 1:1. Odsadzki w murze ceglany nie mogą być przytem szersze niż $\frac{1}{4}$ długości cegły. Wysokość ich musi wynosić więc przy zaprawie wapiennej 4 warstwy cegieł, cementowo-wapiennej 3, zaś cementowej 2 warstwy cegieł.

Przykład. Obliczyć fundament słupa obciążonego osiowo ciężarem $P = 60 \text{ t}$ jako: 1. mur ceglany na zaprawie wapiennej, 2. mur ceglany na zaprawie cementowo-wapiennej, 3. mur ceglany na zaprawie cementowej, 4. betonowy — przy dopuszczalnym ciśnieniu na grunt 2 kg .

Ad 1:

Słup otrzymuje podstawę kwadratową o boku:

$$b = \sqrt{\frac{60000}{7}} = \approx 93 \text{ cm};$$

przybliżona szerokość podstawy fundamentu w głębokości $g = 1,68 \text{ m}$:

$$b_1 = b + 2 g \operatorname{tg} \varphi = 0,95 + 2 \times 1,68 \times \frac{1}{4} = 1,79 \text{ m};$$

ciężar fundamentu:

$$G = \frac{1}{3} (b^2 + b b_1 + b_1^2) g \gamma = \approx 3,7 \text{ t};$$

potrzebna szerokość fundamentu:

$$b_1 = \sqrt{\frac{G+P}{k}} = \sqrt{\frac{63700}{2}} = \approx 179 \text{ cm.}$$

Ad 2:

$$b = \sqrt{\frac{60000}{9}} = \approx 82 \text{ cm}; \text{ potrzebna głębokość } g = 1,44 \text{ m}$$

$$b_1 = 0,82 + 2 \times 1,44 \times \frac{1}{3} = \approx 1,78 \text{ m}$$

$$G = \approx 3,1 \text{ t}$$

potrzebne:

$$b_1 = \sqrt{\frac{63100}{2}} = \approx 178 \text{ cm.}$$

Ad 3:

$$b = \sqrt{\frac{60000}{12}} = \approx 71 \text{ cm} \text{ potrzebna głębokość } g = 1,06 \text{ m}$$

$$b_1 = 0,71 + 2 \times 1,06 \times \frac{1}{2} = 1,77 \text{ m}$$

$$G = \approx 2,3 \text{ t}$$

potrzebne:

$$b_1 = \sqrt{\frac{62300}{2}} = \approx 177 \text{ cm.}$$

Ad 4:

$$b = \sqrt{\frac{60000}{12}} = \approx 71 \text{ cm} \text{ potrzebna głębokość } g = 0,61 \text{ m}$$

$$b_1 = 0,54 + 2 \times 0,61 \times 1 = 1,76 \text{ m}$$

$$G = \approx 1,6 \text{ t}$$

potrzebne:

$$b_1 = \sqrt{\frac{61600}{2}} = \approx 176 \text{ cm.}$$

Z przykładu tego wynika, że w fundamencie ceglany na zaprawie wapiennej potrzeba w danym przykładzie założyć stopę w głębokości $1,68 \text{ m}$ (bez względu na grubość cegły), aby uzyskać potrzebną jej powierzchnię, fundament ceglany na zaprawie cementowo-wapiennej w głębokości $1,44 \text{ m}$, na zaprawie cementowej w głębokości $1,06 \text{ m}$, zaś na betonie $0,81 \text{ m}$. Widać stąd jasno, że pierwszy, a nawet drugi sposób wymagają znacznej ilości materiału i są tem samem nieracjonalne.

11. Przy obliczaniu rusztowań uwzględnić należy ciężar konstrukcji spoczywającej na rusztowaniu, ciężar i działanie maszyny roboczych, obciążenie ruchome 200 kg/m^2 na pozostałych częściach konstrukcji, oraz parcie wiatru na powierzchni rusztowania i konstrukcji (por. § 7).

§ 6. Obciążenie śniegiem.

1. Obciążenie śniegiem przyjmować należy:

W województwach: pomorskiem, poznańskim, warszawskim, łódzkim, lubelskim, kieleckim, krakowskim i śląskiem 60 kg/m^2 rzutu poziomego; w województwach: wileńskim, nowogródzkim, białostockim, poleskiem, wołyńskim, lwowskim, tarnopolskim i stanisławowskim 80 kg/m^2 rzutu poziomego.

W okolicach górskich, położonych ponad 400 m nad poziom morza należy jednak przyjmować obciążenie śniegiem o wielkości:

$$s = 80 + 0,12(h - 400) \text{ kg/m}^2,$$

gdzie h jest wysokością nad poziomem morza w metrach.

Np. w Zakopanem (wys. n. p. m. 900 m) należy przyjąć $s = 80 + 0,12(900 - 400) = 140 \text{ kg/m}^2$. Zaś w Krynicy (wys. 600 m) należy przyjąć $s = 80 + 0,12(600 - 400) = 104 \text{ kg/m}^2$.

2. Dla pochyłych dachów większych niż 30° należy wielkość obciążenia śniegiem, obliczoną wedle 1., zredukować, mnożąc ją przez współczynnik δ , który wynosi:

dla 30°	$\delta = 1$
" 40°	$\delta = 0,5$
" 45°	$\delta = 0.$

Wartości pośrednie należy interpolować linjowo. Dla pochylenia ponad 45° obciążenia śniegiem można nie uwzględniać.

3. Przy obliczeniu należy uwzględnić możliwość tworzenia się worków śnieżnych we wgłębionych częściach dachu.

4. Należy uwzględnić możliwość całkowitego lub jednostronnego obciążenia śniegiem.

§ 7. Parcie wiatru:

1. Kierunek parcia wiatru przyjmować można wogóle poziomy.

2. Składową parcia wiatru prostopadłą do powierzchni dachu przyjąć należy w wielkości:

$$n = w_0 \sin a,$$

gdzie a jest kątem pochylenia dachu.

3. Wielkości w_0 przyjąć należy wedle następującej tabelicy:

w miejscach zasłoniętych	...	50 kg/m^2	
" "	odsłoniętych do 15 m wysokości	100	
" "	" "	ponad 30 m wysok.	130

dla wysokości między 15 m , a 30 m należy interpolować linjowo (fig. 608).

4. W miejscach, narażonych na szczególnie silne wiatry (wybrzeże morskie, góry itd.), należy powyższe wartości zwiększyć o 50% .

5. Przy obliczaniu wiat (hal) otwartych należy uwzględnić parcie wiatru na dach i ściany od wewnątrz o wielkości 60 kg/m^2 prostopadłe do powierzchni.

6. Przy obliczaniu kominów itp. budowli o kształcie okrągłym lub wielobocznym należy wielkości parcia wiatru, podane w ustępie 3., pomnożyć przez współczynnik zmniejszający, który należy przyjąć dla

kominów okrągłych	$\mu = 0,67,$
" ośmiobocznych	$\mu = 0,71,$
" kwadratowych	$\mu = 1,00.$

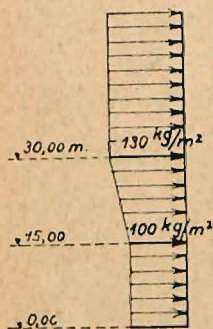



Fig. 608.

Do §§ 6. i 7. pomocna być może następująca tabliczka:

Pochylenie dachu	1:1	1:1,5	1:2	1:2,5	1:3	1:3,5	1:4	1:4,5	1:5
α	45°	33°40'	26°40'	21°50'	18°25'	16°	14°	12°30'	11°20'
Obciążenie śniegiem na 1 m ² połaci dachu dla 60 kg/m ² dla 80 kg/m ²		50 66	54 72	56 74	57 76	58 77	58 78	59 78	59 79
Obciążenie wiatrem									
$n = w \sin \alpha$									
$n = 50 \sin \alpha$	35	28	22	19	16	14	12	11	9
$n = 60 \sin \alpha$	42	34	27	23	20	17	15	13	12
$n = 70 \sin \alpha$	50	39	31	26	22	19	17	15	14
$n = 100 \sin \alpha$	71	55	45	37	31	28	24	22	19
$n = 110 \sin \alpha$	78	61	50	41	35	30	27	24	21
$n = 120 \sin \alpha$	85	67	54	45	38	33	29	26	23
$n = 130 \sin \alpha$	92	72	58	48	41	36	32	28	25

Momenty bezwładności i momenty wytrzymałości przekrojów najczęściej używanych w budowie kominów:

Przekrój	Moment bezwładności względem osi równoległej do boków	Moment wytrzymałości względem osi	
		przekątnej	równoległej do boków
Koło	$0,0491 D^4 = \frac{\pi D^4}{64}$	$0,0982 D^3$	$0,0982 D^3$
Ośmiobok	$0,0574 D^4$	$0,101 D^3$	$0,1095 D^3$
Kwadrat	$0,0833 D^4 = \frac{D^4}{12}$	$0,118 D^3$	$0,167 D^3 = \frac{1}{6} D^3$
Koło z otworem kołowym 	$0,0491 (D^4 - d^4)$	$0,0982 \left(D^3 - \frac{d^3}{D} \right)$	$0,0982 \left(D^3 - \frac{d^3}{D} \right)$
Ośmiobok z otworem ośmiobocznym	$0,0547 (D^4 - d^4)$	$0,101 \left(D^3 - \frac{d^3}{D} \right)$	$0,1095 \left(D^3 - \frac{d^3}{D} \right)$
Ośmiobok z otworem kołowym . .	$0,0547 D^4 - 0,0491 d^4$	$0,101 D^3 - 0,091 \frac{d^3}{D}$	$0,1095 D^3 - 0,0982 \frac{d^3}{D}$
Kwadrat z otworem kwadratowym . .	$0,0833 (D^4 - d^4) = \frac{D^4 - d^4}{12}$	$0,118 \left(D^3 - \frac{d^3}{D} \right)$	$0,167 \left(D^3 - \frac{d^3}{D} \right) = \frac{1}{6} \left(D^3 - \frac{d^3}{D} \right)$
Kwadrat z otworem ośmiobocznym . .	$0,0833 D^4 - 0,0547 d^4$	$0,118 D^3 - 0,0774 \frac{d^3}{D}$	$0,167 D^3 - 0,1095 \frac{d^3}{D}$
Kwadrat z otworem kołowym	$0,0833 D^4 - 0,0491 d^4$	$0,118 D^3 - 0,0694 \frac{d^3}{D}$	$0,167 D^3 - 0,0982 \frac{d^3}{D}$

We wzorach powyższych D , względnie d , oznaczają średnicę koła wpisanego w zewnętrznej, wzgl. wewnętrznej figurę (włec w kwadracie, bok kwadratu). Średnica koła opisanego, a tem samem długość przekątnej wynosi w ośmioboku $D_1 = 1,0824 D$, zaś w kwadracie $1,4142 D$.

§ 8. Parcie ziemi i materiałów sypkich, oraz parcie wody.

1. Obliczanie parcia ziemi należy wykonać wedle ogólnie przyjętych zasad. O ile niema dokładnych danych co do właściwości materiału ziemnego, przyjąć należy dla ziemi:

Materiał	Kąt zesypu (tarcia) φ	Ciężar gatunkowy kg/m^3	$tg \varphi$	$tg^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$
Ziemia roślinna sucha	35°	1400	0,700	0,271
„ „ wilgotna	45°	1600	1,000	0,172
„ „ nasycona wodą	30°	1800	0,577	0,333
Gлина sucha	40°	1600	0,839	0,217
„ wilgotna	45°	1700	1,000	0,172
„ nasycona wodą	20°	2000	0,364	0,490
Piasek suchy	35°	1600	0,700	0,271
„ wilgotny	40°	1800	0,839	0,217
„ nasycony wodą	25°	2000	0,466	0,406
Żwir rzeczny	30°	1700	0,577	0,333
Tłuczeń z kamienia ciężkiego	40°	1800	0,839	0,217
„ „ „ lekkiego	40°	1600	0,839	0,217

2. Obliczając ciśnienie na ściany i dno zbiorników, należy przyjmować następujące wartości kątów zesypu, o ile niema dokładniejszych danych na podstawie bezpośrednich prób:

Materiał	Kąt zesypu (tarcia)	Ciężar gatunkowy kg/m^3	$tg \varphi$	$tg^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$
Cement	40°	1500	0,839	0,217
Groch	20°	850	0,364	0,496
Owies	28°	450	0,532	0,455
Sól	22°	530	0,404	0,361
Sól	40°	1200	0,839	0,217
Węgiel	45°	900	1,000	0,172
Koks	45°	500	1,000	0,172
Żyto, pszenica	25°	700	0,478	0,406

3. Obliczenie parcia wody należy wykonać wedle zasad hydrostatyki.

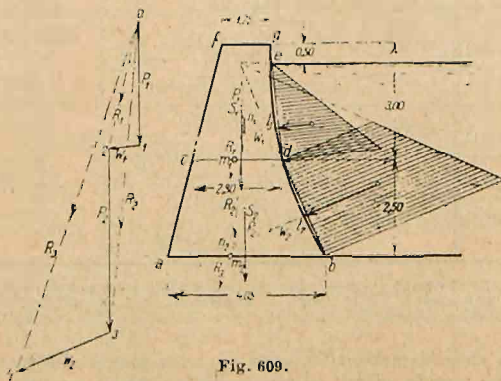


Fig. 609.

Przykład. Zbadać, czy w jazie przedstawionym na fig. 609 linja ciśnienia nie wychodzi z rdzenia. (Ciężar gatunkowy muru wynosi 2400 kg/m^3).

Obliczymy najpierw parcie na część górną muru ponad krawędzią cd , potem na część dolną, zastępując linię krzywą muru dwiema prostymi dc i bd .

Ciążar górnej części muru $c d g f$ na 1 m długości muru wynosi:

$$P_1 = \frac{1}{2} (2,3 + 1,25) \cdot 3,0 \cdot 1,0 \cdot 2,4 = 12,8 t.$$

Ciążar dolnej części muru:

$$P_2 = \frac{1}{2} (4,05 + 2,30) 2,5 \cdot 1,0 \cdot 2,4 = 19,1 t.$$

Napór wody na część górną:

$$W_1 = \frac{1}{2} 2,51 \cdot 2,50 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 3,14 t.$$

Napór wody na część dolną:

$$W_2 = \frac{1}{2} (5,0 + 2,5) \cdot 2,82 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 10,50 t.$$

Ciążar P_1 i P_2 zaczepiają w środkach ciężkości odpowiednich części muru S_1 i S_2 ; W_1 i W_2 w punktach t_1 i t_2 odpowiednich środkom ciężkości trójkąta, względnie trapezu parcia. Składamy siłę P_1 z W_1 , otrzymując wypadkową R_1 ; przecina ona stosągę cd w punkcie m_1 , leżącym wewnątrz rdzenia. Następnie wypadkową R_1 przedłużamy aż do przecięcia się z siłą P_2 w punkcie n , z którego wychodzi wypadkowa R_2 sił R_1 i P_2 (czyli P_1 , W_1 i P_2); wreszcie w punkcie n_2 przecięcia sił R_2 i W_2 prowadzimy $R_3 = 04$, która jest wypadkową wszystkich sił P_1 , P_2 , W_2 i W_1 . Zaczepia ona również wewnątrz rdzenia (środkowej trzeciej części).

§ 9. Zmiany ciepłoty. Skurcz i pęcznienie materiałów.

Wpływ zmian ciepłoty oraz wpływ skurczu względnie pęcznienia materiałów, uwzględniony został poniżej w poszczególnych rozdziałach.

II. Konstrukcje drewniane.

§ 10. Za rozpiętość teoretyczną belek drewnianych przyjęć należy odległość od środka do środka podpór, względnie dla belek, opartych bezpośrednio na murze rozpiętość równą 1,05 odległości podpór w świetle.

§ 11. 1. Statycznie obliczone naprężenia nie mogą przekraczać, dla drzewa suchego (do 15% wilgoci) następujących granic:

Naprężenie drzewa na	Naprężenie dopuszczalne w kg/cm^2 dla drzewa	
	miękkiego	twardego
Ciągnienie	110	130
Zginanie	100	120
Ciśnienie równoległe do włókien	80	100
" prostopadłe " "		
a) na całej szerokości belki	15	35
b) na części " "	25	50
Ścinanie równoległe do włókien	15	25
" prostopadłe " "	30	40

Naprężenia na ciśnienie pod kątem ukośnym do włókien należy przyjmować dla kąta 30° między kierunkiem siły, a kierunkiem włókien równe 60% naprężenia dopuszczalnego równoległe do włókien, zaś dla kąta 60° równe 30% tegoż naprężenia. Dla pośrednich wartości należy interpolować linjowo.

2. Przy obliczaniu konstrukcyj tymczasowych, budowanych na najwyżej trzyletni okres trwania, można dopuścić naprężenia o 20% wyższe od wyżej podanych.

3. W konstrukcjach, będących naprzemian pod wodą i na powietrzu, należy naprężenie dopuszczalne zmniejszyć o 30%.

4. Trzpienie żelazne w połączeniach wedle fig. 610 należy obliczać na ciśnienie na ściankę dziury i na zginanie, przyczem przy rozkładzie ciśnienia wedle fig. 611 i 612 wynoszą momenty zginające:

$$M_1 = \frac{1}{8} Pa \quad M_2 = \frac{2}{27} Pb.$$

Rozkład ciśnienia na ściankę dziury

w przykładce

w belce głównej

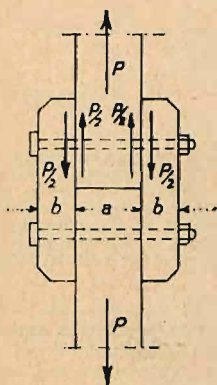


Fig. 610.

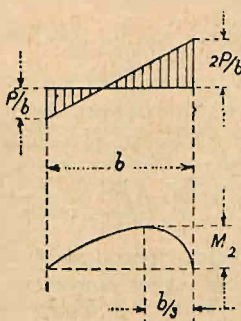


Fig. 611.

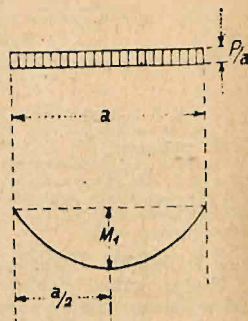


Fig. 612.

Przykład por. „Drewniane konstrukcje inżynierskie“ w tomie III.

Przy przyjęciu jednostajnego rozkładu ciśnienia na ściankę dziury nie powinno ono przekraczać wartości: 100 kg/cm^2 w belce głównej (środkowej), zaś 50 kg/cm^2 w przykładkach. Odpowiednie wartości przy ciśnieniu prostopadem do włókien wynoszą 30, wzgl. 15 kg/cm^2 .

5. Dźwigary złożone (zazębione, klinowe i klockowe) oblicza się, przyjmując zamiast momentu wytrzymałości całkowitego przekroju dźwigarów tylko część tegoż w procentach wedle nast. tablicy:

Ilość belek	Dźwigar zazębiony	Dźwigar klinowy	Dźwigar klockowy
2	80%	80%	70%
3	70%	70%	60%

Przykład por. „Drewniane konstrukcje inżynierskie“ w tomie III.

6. Przy obliczeniu statycznym części narażonych na ściskanie należy uwzględnić możliwość wyboczenia przez wprowadzenie współczynnika zmniejszającego (spółczynnika wyboczenia) zależnego od smukłości l/i , gdzie l jest długością wolną, zaś i najmniejszym promieniem bezwładności przekroju.

Przykład. Obliczyć zastrzał w belce kratowej narażony na ściskanie. Siła osiowa ścisająca $P = 16 \text{ t}$, długość zastrzału $l = 2,00 \text{ m}$.

Potrzebna powierzchnia na ściskanie:

$$F_0 = \frac{16000}{80} = 200 \text{ cm}^2.$$

Przyjęto przekrój zastrzału: $18 \times 18 \text{ cm}$,

$$F = 324 \text{ cm}^2, \quad i = 5,2 \text{ cm}, \quad \frac{l}{i} = \frac{200}{5,2} = 38,46, \quad \beta = 0,78.$$

Przekrój potrzebny na wyboczenie: $F_w = F_0 \cdot \beta = 200 \cdot 0,78 = 257 \text{ cm}^2 < F$.

7. Dla słupów obciążonych (ściskanych) mimosiwo lub narażonych oprócz obciążenia osiowego także na działanie sił zginających, należy wyznaczyć złożone naprężenie, wywołane obciążeniem i momentem zginającym.

8. Strzałka ugięcia belek drewnianych nie powinna przekraczać $\frac{1}{400}$ rozpiętości. Należy ją obliczać jedynie dla belek o rozpiętości większej niż 5 m.

9. Spółczynnik sprężystości przyjąć należy dla drzewa 110 000 kg/cm^2 .

III. Konstrukcje żelazne.

§ 12. 1. W konstrukcjach budowlanych należy z reguły używać żelaza zlewne. Żelazo powinno odpowiadać przepisom, dotyczącym żelaza budowlanego, jakie ustali Polski Komitet Normalizacyjny. Do czasu wydania tych przepisów obowiązują „Tymczasowe przepisy dotyczące żelaza budowlanego”, wydane przez M. R. P. w r. 1920.

2. Żelaza spawanego używać wolno tylko za zezwoleniem władzy budowlanej.

3. Na słupy i części konstrukcji ściskane, można używać żeliwa (żelaza lanego) o wytrzymałości najmniej 1200 kg/cm^2 na rozciąganie, a 5000 kg/cm^2 na ściskanie.

§ 13. Za rozpiętość belek wolno leżących i belek ciągłych przyjąć należy odległość od środka do środka podpór. Dla belek, leżących bezpośrednio na murze lub ciosie podporowym, przyjąć należy rozpiętość równą 1,05 odległości podpór w świetle.

§ 14. 1. Naprężenia w żelazie zlewem nie powinny przekraczać granic, zakreślonych następującym zestawieniem:

Rodzaj naprężenia	Naprężenie dopuszczalne w kg/cm^2
Rozciąganie	1200
Ściskanie	1200
Zginanie	1200
Ścinanie z wyjątkiem nitów i śrub	800
Ścinanie nitów	900
Ciśnienie na ściankę dziury w nitach	1800
Ścinanie śrub	700
Ciśnienie na ściankę dziury w śrubach	1400

2. Naprężenia dopuszczalne dla stali budowlanej podnosi się wobec cyfr podanych dla żelaza zlewne pod 1., w tym samym stosunku, co granice plastyczności, stwierdzone dla danej stali wobec granicy plastyczności żelaza zlewne, którą należy przyjąć 2400 kg/cm^2 . Odpowiednie orzeczenie winno być wydane przez jedną z politechnik polskich lub inny zakład dla badania materiałów budowlanych, uznany przez M. R. P.

Jeżeli np. stal posiada granicę plastyczności 2800 kg/cm^2 , to naprężenie jej dopuszczalne na rozciąganie wynosi $1200 \times \frac{2800}{2400} = 1400 \text{ } kg/cm^2$.

3. W razie uwzględnienia wszystkich najniekorzystniejszych wpływów przy zupełnie ścisłym obliczeniu, można powyższe normy naprężeń, za zezwoleniem władzy budowlanej, zwiększyć o 200 kg/cm^2 , naprężenia na ścinanie jednak tylko o 100 kg/cm^2 .

4. Żelazo spawane, jakiego wolno używać tylko wyjątkowo, otrzymać może naprężenia o 10% niższe od dopuszczalnych dla żelaza zlewne.

5. Żeliwo otrzymać może naprężenia: na ciśnienie w słupach 800 kg/cm^2 , na ciśnienie w łożyskach 1000 kg/cm^2 , na ciągnięcie i na ścinanie 300 kg/cm^2 , na zginanie 350 kg/cm^2 .

6. Największe naprężenie w kotwach może wynosić 1000 kg/cm^2 .

7. Słupy wolno stojące, jako też części kraty dźwigarów, pracujące na ściskanie, należy obliczać na wyboczenie wzorami Tetmajera i Jasińskiego przy pomocy tablic, podających współczynnik wyboczenia dla różnych wartości l/i , przyjmując długość wolną l wedle następującej tablicy:

Wolno stojące słupy o wszechstronnem usztywnieniu końców . . .	0,8	L
Słupy żeliwne		L
Pręty przynitowane do blach węzłowych	0,8	$L-L$
" " skrzyżowane w połowie długości, dla wybo-		
czenia w płaszczyźnie kraty	0,5	L
Pręty przynitowane, skrzyżowane w połowie długości, dla wybo-		
czenia prostopadłe do płaszczyzny kraty	0,67	L
Części pasów w płaszczyźnie prostopadłej do kraty dla pasów		
steżonych		L

We wzorach powyższych L jest długością teoretyczną pręta.

8. Pręty ściskane o przekroju złożonym z kilku części powinny być w ciągu swej długości spojone łącznikami w ten sposób, aby pewność przeciw wyboczeniu każdej części z osobna między łącznikami była conajmniej dwukrotnie większa od pewności na wyboczenie całego słupa na całkowitej długości (o ile obliczenie nie zostanie przeprowadzone w sposób ściślejszy).

9. Przy obliczaniu słupów i pretów ściskanych należy przy obliczaniu promienia bezwładności nie potrącać dziur na nity; natomiast przy obliczaniu przekroju użytecznego należy odjąć ich powierzchnię.

10. Dla słupów ściskanych mimoosiowo lub narażonych oprócz obciążenia osiowego także na działanie sił zginających, należy wyznaczyć naprężenia wywołane obciążeniem i momentem zginającym.

11. Jeżeli słupy są sztywnie połączone z belkami, należy przy obliczaniu słupów uwzględnić wpływ momentów, wywołanych sztywnym połączeniem.

12. Gdy długość słupa L jest większa niż 20-krotny najmniejszy wymiar przekroju, to należy moment, wywołany siłą zginającą, zwiększyć o wartość $0,005 PL$.

13. Dla starego żelaza, użytego powtórnie, należy naprężenia podane powyżej zredukować conajmniej o 20%, jeżeli zastosuje się je w belkach, zaś o 40%, o ile użyte będzie w słupach.

14. O ile z obliczenia wynikają zbyt małe przekroje blach i kształtowników, należy je odpowiednio zwiększyć, z uwagi na niedokładności wykonania i możliwość rdzewienia.

15. Naprężeń dodatkowych, jakie powstają wskutek sztywnych połączeń w węzłach dźwigarów kratowych i w przytwierdzeniu poprzecznie do dźwigarów głównych, oraz wskutek tarcia w przegubach i łożyskach, można z reguły nie uwzględniać.

Por. str. 1249 i nast.

16. Zmiany temperatury należy w obliczeniach statycznych przyjmować w stosunku do średniej temperatury zestawienia w granicach od -20°C do $+30^{\circ}\text{C}$, o ile konstrukcja nie znajduje się w odmiennych warunkach termicznych, wymagających rozszerzenia tych granic. Współczynnik rozszerzalności żelaza zlewneho przyjąć należy $0,000012$ na jeden stopień Celsjusza.

17. Współczynnik sprężystości dla żelaza zlewneho można we wszystkich obliczeniach przyjmować równy $2\ 100\ 000 \text{ kg/cm}^2$.

18. Strzałka ugięcia powinna być mniejsza niż $\frac{1}{500}$ rozpiętości. Należy ją obliczać tylko:

a) dla dźwigarów specjalnie silnie obciążonych,

b) dla dźwigarów dłuższych niż 6 m.

Strzałki ugięcia belek podano na stronie 1124, zaś strzałkę ugięcia belki wolno podpartej, obciążonej ciężarem P , rozłożonym wedle trójkąta symetrycznego o największej rzędnej w środku (fig. 522 a i 523), oblicza się z wzoru $f = \frac{P l^3}{60 E J}$.

Przykład. Obliczyć wymiary belki żelaznej wolno podpartej o długości $l = 8,00$ m, obciążonej ciężarem jednostajnie rozłożonym $g = 200$ kg/m b.

Na zginanie otrzymamy:

$$G = 200 \cdot 8,0 = 1600 \text{ kg},$$

$$M = \frac{1}{8} G l = \frac{1}{8} \cdot 1600 \cdot 8,00 = 1600 \text{ kgm},$$

$$W_p = \frac{160000}{1200} = 133,3 \text{ cm}^3.$$

Mogliśmy zatem użyć na zginanie dźwigara $NP 17$ ($W = 137,0 \text{ cm}^3$).

Obliczmy jednak strzałkę ugięcia:

$$f = \frac{5}{384} \frac{g l^4}{E I} = \frac{5}{384} \frac{G l^3}{E I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1600 \cdot 800^3}{2150000 \cdot 1166} = 4,26 \text{ cm}.$$

Strzałka ugięcia jest większa od dopuszczalnej, która wynosi:

$$f' = \frac{1}{500} l = \frac{1}{500} 800 = 1,6 \text{ cm}.$$

Ze względu na ugięcie zastosujemy dźwigar $NP 23$ o momencie bezwł.: $I = 3607 \text{ cm}^4$.

Ugięcie będzie:

$$f = \frac{5}{384} \frac{G l^4}{E I} = \frac{5}{384} \frac{1600 \cdot 800^3}{2150000 \cdot 3607} = 1,38 \text{ cm}.$$

Przykład. Obliczenie dachu żelaznego o rozpiętości 18,00 m. Pokrycie papą. Odstęp więźbów $a = 5,40$ m (fig. 613).

Obciążenie pionowe na 1 m^2 dachu pochyłego:

$$\text{Ciężar pokrycia, deskowania i krokwi} \quad 40 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Ciężar śniegu } s_1 = s \cos \alpha = 80 \cos 11^\circ 20' = 78,5 \approx 80 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Razem na } 1 \text{ m}^2 \text{ dachu pochyłego} \quad g = 120 \text{ kg/m}^2$$

Parcie wiatru:

$$n = 100 \sin \alpha = 100 \sin 11^\circ 20' \dots \dots \dots = 20 \text{ kg/m}^2$$

Obliczenie krokwi: Rozpiętość krokwi = odstęp węzłów pasa górnego $l = 3,06$ m. Odstęp krokwi wynosi: $c = \frac{1}{5} \cdot 5,40 = 1,08$ m.

Składowa obciążenia prostopadła do połaci:

$$g_1 = g \cos \alpha = 120 \cos 11^\circ 20' = 117,6 \approx 120 \text{ kg/m}^2.$$

Składowa równoległa do połaci:

$$g_2 = g \sin \alpha = 120 \sin 11^\circ 20' = \approx 24 \text{ kg/m}^2.$$

Sumaryczne obciążenie prostopadłe do połaci:

$$g_1 + n = 120 + 20 = 140 \text{ kg/m}^2.$$

Całkowite obciążenie krokwi prostopadłe do połaci:

$$G = 3,06 \cdot 1,08 \cdot 140 = 462,6 \approx 470 \text{ kg}.$$

$$\text{Najw. } M = \frac{1}{8} G l = \frac{1}{8} 470 \cdot 3,06 = 17977 \approx 18000 \text{ kgcm}.$$

Całkowite obciążenie krokwi równoległe do połaci:

$$G_2 = 3,06 \cdot 1,08 \cdot 24 = \approx 80 \text{ kg}.$$

Przyjmując przekrój krokwi $13 \times 10 \text{ cm}$ ($F = 130 \text{ cm}^2$, $W = 282 \text{ cm}^3$), otrzymamy największe naprężenie:

$$\sigma = \frac{80}{130} + \frac{18000}{282} = 0,6 + 63,9 = 64,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Obliczenie pławki:

Na pławki działają ciężary równe podwójnym oddziaływaniom krokwi: $P_1 = 2 \cdot \frac{1}{2} 470 = 470 \text{ kg}$ prostopadłe do połaci dachu, oraz $P_2 = 2 \cdot \frac{1}{2} 80 = 80 \text{ kg}$ równoległe do połaci.

Największy moment w środku równy jest momentowi w punkcie podparcia krokwi drugiej z rzędu od więzara i wynosi:

$$M_1 = O_1 \frac{a}{2} - P_1 \cdot \frac{2}{3} c - P_1 \cdot \frac{1}{2} c = 2 P_1 \cdot \frac{2}{5} c - P_1 \cdot \frac{2}{3} c - P_1 \cdot \frac{1}{2} c = 3 P_1 c.$$

Zatem moment w płaszczyźnie prostopadłej do połaci wynosi:

$$M_1 = 3 P_1 c = 3 \cdot 470 \cdot 1,08 = 1523 \text{ kgm} = 152300 \text{ kgcm}.$$

Moment w płaszczyźnie równoległej do połaci:

$$M_2 = 3 P_2 c = 3 \cdot 80 \cdot 1,08 = 269 \text{ kgm} = 26900 \text{ kgcm}.$$

Przyjmując dźwigar *NI' 21*, otrzymamy największe naprężenie:

$$\sigma = \frac{M_1}{W_1} + \frac{M_2}{W_2} = \frac{152\,300}{354} + \frac{26\,900}{41,7} = 430 + 644 = 1076 \text{ kg/cm}^2.$$

Obliczenie więzara głównego.

Obciążenie pionowe: Pokrycie papą . . . 40 kg/m²

Ciężar płatwi i więzarów 36 "

Ciężar śniegu 80 "

Całkowite obciążenie pionowe: $y = 150 \text{ kg/m}^2$ połaci.

Parcie wiatru j.w. $n = 20 \text{ kg/m}^2$.

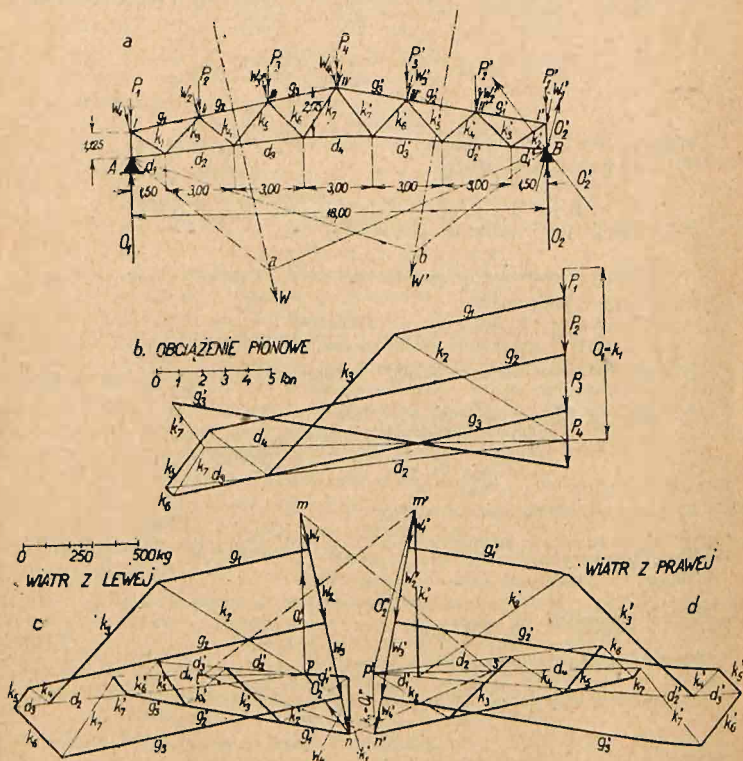


Fig. 618.

Ciężary węzłowe wynoszą zatem dla obciążenia pionowego:

w węzłach II, III i IV: $P = b \cdot a \cdot y = 3,06 \cdot 5,40 \cdot 150 = \infty 2500 \text{ kg}$

w węźle I: $P_1 = \frac{1}{2} P = 1250 \text{ kg}$.

Oddziaływania więzara z powodu ciężaru pionowego wynoszą:

$$O_1 = O_2 = \frac{5P + 2P_1}{2} = \frac{5 \cdot 2500 + 2 \cdot 1250}{2} = 7500 \text{ kg}.$$

Ciężary węzłowe dla parcia wiatru wynoszą:

w węzłach II i III: $W = 3,06 \cdot 5,40 \cdot 20 = 330 \text{ kg}$.

w węzłach I i IV: $W_1 = \frac{1}{2} W = 165 \text{ kg}$.

Oddziaływania dla parcia wiatru znajdujemy wykreślnie.

Oddziaływania znalezione z wieloboków sił mnp , względnie $m'n'p't'$ wynoszą:

dla wiatru ze strony lewej $O_1' = 700 \text{ kg}$ $O_1'' = 330 \text{ kg}$

prawy $O_1''' = 270 \text{ kg}$ $O_2'' = 725 \text{ kg}$.

Wykres dla obciążenia pionowego wykonano tylko dla połowy dachu, wykresy dla parcia wiatru dla całego dachu.

Sily znalezione z wykresów *b, c i d* zestawione są na poniższej tablicy.

	Pręt	Sily wewnętrzne wskutek			Największe sily wewnętrzne
		obciążenia pionowego	wiatru z lewej	wiatru z prawej	
Pas górny	g_1	- 7,62 t	- 0,66 t	- 0,32 t	- 8,23 t
	g_2	- 16,45	- 1,32	- 0,76	- 17,77
	g_3	- 18,08	- 1,24	- 1,07	- 19,32
	g_3'	- 18,08	- 1,24	- 1,34	- 19,42
	g_2'	- 16,45	- 1,32	- 1,39	- 17,84
	g_1'	- 7,62	- 0,66	- 0,71	- 8,33
Pas dolny	d_1	0	0,00	0,00	0,00
	d_2	+ 13,60	+ 1,12	+ 0,56	+ 14,72
	d_3	+ 18,24	+ 1,28	+ 0,94	+ 19,52
	d_4	+ 16,22	+ 0,81	+ 1,09	+ 17,31
	d_3'	+ 18,24	+ 0,65	+ 1,55	+ 19,79
	d_2'	+ 13,60	+ 0,33	+ 1,33	+ 14,93
	d_1'	0	- 0,20	+ 0,20	- 0,20
Krzyżulce	k_1	- 7,50	- 0,70	- 0,27	- 8,20
	k_2	+ 8,82	+ 0,73	+ 0,37	+ 9,55
	k_3	- 8,64	- 0,72	- 0,36	- 9,36
	k_4	+ 3,20	+ 0,11	+ 0,26	+ 3,46
	k_5	- 3,22	- 0,12	- 0,27	- 3,49
	k_6	- 0,67	- 0,31	+ 0,20	- 0,98
	k_7	+ 2,85	+ 0,43	- 0,07	+ 3,28
	k_2'	+ 2,85	- 0,08	+ 0,57	+ 3,42
	k_6'	- 0,67	+ 0,18	- 0,29	- 0,96
	k_5'	- 3,22	- 0,23	- 0,13	- 3,45
	k_4'	+ 3,20	+ 0,24	+ 0,12	+ 3,44
	k_3'	- 8,64	- 0,33	- 0,74	- 9,38
	k_2'	+ 8,82	+ 0,34	+ 0,77	+ 9,69
	k_1'	- 7,50	- 0,24	- 0,72	- 8,22

W kolumnie ostatniej podane są największe sily, występujące w prętach więzara kratowego. Znaleźliśmy je, sumując sily z powodu obciążenia pionowego z większą z sil wskutek wiatru.

Obliczenie przekrojów:

Pręt	Najw. sila	F_0	Przekrój	F	N	F_{II}	l	l_0	i	$\frac{l_0}{i}$	β	$\frac{F_0}{\beta}$
												$F_p =$
	t	cm ²		cm ²	cm ²	cm ²	mm	cm	cm			cm ²
g_1	- 8,33	7,0		30,2	3,6	26,6	3059	245	2,4	102	0,51	13,8
g_2	- 17,84	14,9		46,2	7,2	39,0	3059	245	2,4	102	0,51	29,2
g_3	- 19,42	16,2		46,2	7,2	39,0	3059	245	2,4	102	0,51	31,8
d_1	- 0,20	0,2		24,5	2,9	21,6	3059					
d_2	+ 14,93	12,5		24,5	2,9	21,6	3059					
d_3	+ 16,79	16,5		24,5	2,9	21,6	3059					
d_4	+ 17,31	14,4		24,5	2,9	21,6	3059					
k_1	8,22	6,9		21,3	2,6	18,7	1125	90	3,7	24	0,74	9,8
k_2	+ 9,59	8,0		21,3	2,6	18,7	1125	180	3,7	48	0,67	11,7
k_3	- 9,38	7,8		21,3	2,6	18,7	1125	180	3,7	48	0,67	11,7
k_4	+ 3,40	2,9		6,1	1,0	5,1	1968	195	2,4	81	0,58	5,0
k_5	- 3,49	2,9		9,6	1,2	8,4	2401	195	2,4	81	0,58	5,0
k_6	- 0,98	0,9		6,1	1,2	4,19	2175	180	2,0	91	0,55	1,7
k_7	+ 3,42	2,9		6,1	1,2	4,19	2520	180	2,0	91	0,55	1,7

Obliczenie nitów:

Pręt	Największa siła do przeniesienia (kg)	Średnica nitów (mm)	Ilość nitów		Siła przeniesiona przez nity	
			raz ciętych	dwu-ciętych	na ścinanie kg	na ciśnienie kg
g_1	8,330	18		3	13,740	11,670
g_2	9,510 ¹⁾	18		3	13,740	11,670
g_3	19,420	18		5	22,900	19,450
d_1	200	18		3	13,740	11,670
d_2	14,730 ¹⁾	18		4	18,320	13,560
d_3	19,790	18		6	27,480	23,340
d_4	17,310	18		5	22,900	19,450
k_1	8,220	16	5		9,050	11,500
k_2	9,590	16		3	10,860	10,880
k_3	9,380	16		3	10,860	10,380
k_4	3,460	12		3	6,120	5,190
k_5	3,490	12		3	6,120	5,820
k_6	980	12	3		3,060	2,580
k_7	3,420	12	4		4,180	3,440

IV. Konstrukcje z kamienia naturalnego.

§ 15. 1. Przy obliczaniu konstrukcji z kamienia naturalnego przyjąć należy jako zasadę następujące współczynniki bezpieczeństwa w stosunku do wytrzymałości kostkowej:

dla kamieni łożyskowych (podporowych) pewność 10-krotną.

" " w filarach i sklepieniach " 15- "

" " w słupach i smukłych filarach " 25- "

Za smukłe filary uważa się takie, których stosunek wysokości do najmniejszego wymiaru poprzecznego wynosi więcej niż 10.

2. Wytrzymałość na ściskanie kamieni naturalnych należy ustalić na podstawie conajmniej 5 prób z kostkami o długości boku 7 cm.

3. Naprężeń na rozciąganie w murze na zaprawie wapiennej przy obciążeniu mimośrodkiem nie należy uwzględniać.

4. O ile doświadczeń niema, należy przyjąć najwyżej następujące naprężenia dopuszczalne dla muru ciosowego na zaprawie cementowej:

Materiał	Naprężenie dopuszczalne w kg/cm^2		
	Ciosy podporowe	Filary i sklepienia	Słupy i smukłe filary
Skały wulkaniczne i plutoniczne (granit, bazalt, porfir, sjenit itd.)	65	45	30
Wapienie, dolomity	30	25	15
Piaskowce	25	20	10

Przykład. Słup żelazny spoczywa na płycie żelaznej, przenoszącej ciśnienie na cios. Należy obliczyć wielkość płyty, jeżeli siła przenoszona się na słup wynosi $P = 69\,400 \text{ kg}$, zaś naprężenie dopuszczalne na cios z wapienia $k_c = 30 \text{ kg/cm}^2$.

Otrzymamy wtedy powierzchnię płyty:

$$F = \frac{69\,400}{30} = 2310 \text{ cm}^2,$$

zatem jeden jej bok $a = \sqrt{2310} = 48,1 \text{ cm}$, zamiast czego przyjęto $a = 50 \text{ cm}$.

¹⁾ Obliczone na różnicę sił: ($g_2 - g_1$), względnie ($d_2 - d_1$), gdyż przekrój nie jest w tym węzle zetknięty.

5. Dla muru i kamienia naturalnego można dopuścić normalnie następujące naprężenia na ściskanie:

dla muru z kamienia łomowego na zaprawie wapiennej	5 kg/cm ²
" " " " " " cementowo-wapiennej	8 "
" " " " " " cementowej	12 "
" " " warstwowego na zaprawie cementowej	14 "
" " " ciosowego na zaprawie cementowej	40 "

Największe naprężenie nie może jednak w żadnym razie przekroczyć $\frac{1}{15}$ wytrzymałości kostkowej kamienia.

Naprężenie na rozciąganie nie może przekraczać:

dla muru na zaprawie wapiennej (1:2)	0,5 kg/cm ²
" " " " cementowo-wapiennej (1:2:6)	1,5 "
" " " " cementowej (min. 1:4)	3,0 "

§ 16. Cement użyty winien odpowiadać przepisom, dotyczącym cementów i dodatków hydraulicznych, wydanym przez Polski Komitet Normalizacyjny.

V. Konstrukcje z kamienia sztucznego.

§ 17. 1. Wytrzymałość cegieł winna wynosić conajmniej:

dla cegły polowej	60 kg/cm ²
" " z pieców kręgowych	100 "
" " maszynowej	140 "
" zendrówek	200 "
" klinkierów	300 "
" cegieł pustych	60 "
" " niewypalonych	25 "

2. Użyty cement ma odpowiadać przepisom, dotyczącym cementów, ustalonym przez Polski Komitet Normalizacyjny.

§ 18. 1. Naprężenia dopuszczalne na ściskanie wynoszą w kg/cm²:

Rodzaj muru	Na zaprawie wapiennej	Na zaprawie wapienno-cementowej 2:1	Na zaprawie cementowej
Mur z cegły zwyczajnej polowej	5	6	—
" z cegły z pieców kręgowych	7	9	12
" z zendrówek	—	16	20
" z klinkierów	—	—	30
" z cegieł pustych	4	5	6

Naprężenie dopuszczalne muru z cegły niewypalanej na glinie przyjmować należy najwyżej 2 kg/cm².

2. Ściany o grubości $\frac{1}{2}$ cegły mogą być obciążone:

a) przy zaprawie cementowej:	Jeżeli ich wymiary nie przekraczają 3,5 m wysokości, oraz	4 m 5 m	długości między stężeniami poprzecznymi
do 8 kg/cm ²			
b) przy zaprawie cementowo-wapiennej:	3,5 m wysokości, oraz	4 m 5 m	długości między stężeniami poprzecznymi
do 5 kg/cm ²			
do 3 kg/cm ²			

3. Największe naprężenie dopuszczalne na ściskanie filarów wolno stojących i murów nieusztywnionych poprzecznie wynosi:

Rodzaj muru	Przy stosunku najmniejszego boku do wysokości					
	0,5	0,3	0,25	0,2	0,15	0,1
Mur z cegły z pieców kręgowych na zaprawie wapienno-cementowej	9	7,5	6	5	—	—
Mur z cegły z pieców kręgowych na zaprawie cementowej . . .	12	10	8	6	5	—
Mur z zendrówek na zaprawie cementowej	20	15	13	11	9	8
Mur z klinkierów na zaprawie cementowej	30	22	19	16	13	10

Pośrednie wartości należy interpolować linjowo.

4. Przy filarach itp. konstrukcjach należy odpowiednio zabezpieczyć przeniesienie sił na górny materiał podstawy.

5. Przy obliczaniu murów, filarów, sklepień itp. konstrukcyj, narażonych na mimośrodkowe ściskanie, wolno dopuścić wyjście linii ciśnienia z rdzenia przekroju, o ile naprężenia na ściskanie i rozciąganie nie przekraczają granicy dopuszczalnej.

§ 19. Obejmuje obliczenie kominów, por. str. 1287 i nast.

VI. Konstrukcje z betonu nieuzbrojonego.

§ 20. Nazwą kruszywa oznacza się kamień tłuczony lub żwir o różnych wielkościach ziarn łącznie z dodatkiem piasku i to w takiej ilości, ażeby piasek wypełniał o ile możliwości wszystkie próżnie, zawarte między grubszymi ziarnami kamienia.

Stosunek ilości piasku do grubszego materiału kamiennego należy ustalić próbami tak, aby mieszanina była jak najgęstsza (o ile praktyka z danymi materiałami nie ustaliła już korzystnych proporcji).

2. Kamień (kruszywo) musi być wolny od domieszek, które wpływają szkodliwie na wytrzymałość betonu, oraz wytrzymały na mróz.

Za szkodliwe należy uważać także bardzo drobne ziarna piasku w zbyt wielkiej ilości i pył kamienny.

W wypadkach spornych rozstrzyga wynik prób wykonywanych według przepisów, dotyczących prób wytrzymałości betonu, ustalonych przez Polski Komitet Normalizacyjny¹⁾.

3. Największy wymiar ziarn kamienia powinien odpowiadać rodzajowi zespołu. Dla zespołów niewzmocnionych żelazem ziarna kamienia mogą być tak wielkie, ażeby mieszanie maszyną mogło się jeszcze odbywać.

Na dodanie wielkich brył kamienia do betonu niewzmocnionego musi władza budowlana zezwolić dodatkowo przy dokładnem oznaczaniu ilości i wielkości brył kamienia, sposobu i miejsca ułożenia kamienia w zespole, przyczem nie wolno używać kamieni większych niż 30 cm, w ilości przekraczającej 25% użytego kamienia.

4. Wytrzymałość kamienia powinna być równa w każdym razie conajmniej wytrzymałości kostkowej betonu, jednak nie mniej niż 200 kg/cm², zaś wielkość wsiąkania najwyżej 15% objętości.

¹⁾ Do czasu wydania tych przepisów obowiązują „Tymczasowe przepisy dotyczące prób wytrzymałości betonu“, wydane w r. 1920 przez M. R. P. por. dział „Materiały budowlane“.

5. Do betonu ceglanego można użyć tłucznia ceglanego o wytrzymałości conajmniej równej wymaganej wytrzymałości betonu, jednak nie mniej niż 100 kg/cm^2 .

§ 21. Do betonu nieuzbrojonego używać należy wyłącznie cementu portlandzkiego, powoli wiążącego.

Użycie innych cementów zależy od zezwolenia władzy budowlanej.

Skład chemiczny i jakość cementu winne odpowiadać „Przepisom dotyczącym cementów“, ustalonym przez Polski Komitet Normalizacyjny.

§ 22. Woda nie powinna zawierać domieszek, źle wpływających na wytrzymałość betonu.

W wypadkach spornych co do tego, czy dana woda jest dla betonu szkodliwa, rozstrzyga wynik prób wytrzymałości betonu, zarobionego wodą, będącą przedmiotem sporu.

§ 23. 1. Skład betonu należy oznaczać podając ilość cementu w kilogramach na 1 m^3 kruszywa.

2. Ilość cementu w stosunku do kamienia należy tak dobrać, ażeby wytrzymałość kostek 28-dniowych odpowiadała wytrzymałości, przyjętej w obliczeniach statycznych.

3. Ilość cementu nie może jednak w żadnym wypadku być mniejsza, niż 100 kg na 1 m^3 kruszywa.

4. Jeżeli cement odmierza się na budowie miarą objętościową, należy dla tej miary wyznaczyć wagę 1 litra cementu lekko nabranego według średniej z 4-ch prób.

5. Jeżeli z jakiegokolwiek powodu wagi cementu lekko nabranego nie oznaczono próbnymi przed zaczęciem mieszania, to należy przyjąć, że 1 litr cementu lekko nabranego waży $1,2 \text{ kg}$.

6. Dla ułatwienia nadzoru należy w miejscu, gdzie się miesza beton, uwidocznić w cyfrach stosunek, w jakim materiały są mieszane.

§ 24. 1. Przed rozpoczęciem budowy mają być zrobione próby wytrzymałości według „Przepisów dotyczących prób wytrzymałości betonu“, ustalonych przez Polskie Komitet Normalizacyjny¹⁾). Dla mniejszych budowli można prób nie wykonywać, przyjmując naprężenia dopuszczalne wedle § 28., p. 3.

2. Do oceny wytrzymałości betonu, tj. dla wyznaczenia naprężeń, miarodajne są wyniki prób na kostkach 28-dniowych.

3. W wypadkach wyjątkowych, zwłaszcza przed zaczęciem budowy dla przybliżonej oceny czy wytrzymałość betonu odpowiada wytrzymałości przyjętej w obliczeniach statycznych, można próby wytrzymałości przeprowadzić po 8-miu dniach.

4. Wytrzymałość po 8 dniach do wytrzymałości po 28 dniach należy przyjmować w stosunku 2 do 3.

5. Oprócz przeprowadzenia prób na kostkach 8-dniowych należy po zakończeniu robót betonowych przeprowadzić próby na kostkach 28-dniowych.

§ 25. 1. Beton należy zaraz po wymieszaniu nakładać do form.

2. Beton sypki należy nakładać warstwami nie grubszymi niż 20 cm i silnie ubijać.

3. Beton powinien być użyty natychmiast po wymieszaniu; beton nie użyty w przeciągu godziny w porze suchej i cieplej, zaś w przeciągu 2 godzin w porze wilgotnej i chłodnej, należy usuwać.

4. Takiego betonu wczas nie użytego, lub już stężałego, nie wolno używać jako domieszki do betonu zamiast kamienia.

5. Beton należy wlewać względnie sypać, z możliwie małej wysokości, ażeby cięższe części nie oddzielały się i tem samem nie psuły wymieszania. Największa wysokość spadu nie powinna przekraczać trzech metrów.

¹⁾ Do czasu wydania tych przepisów obowiązują „Tymczasowe przepisy dotyczące prób wytrzymałości betonu“, wydane w r. 1920 przez M. R. P. por. dział „Materiały budowlane“.

6. Części zespołu przyjęte w obliczeniach statycznych jako całość należy zabetonowywać bez przerwy.

W razie koniecznej przerwy należy roboty doprowadzić do przekrojów najmniej naprężonych.

W razie przerwy w betonowaniu należy starać się o należyte związanie betonu steżalego z betonem świeżym.

8. Świeżo wykonczony zespół należy w czasie tężenia betonu ochronić przed działaniem słońca, mrozu, deszczu i innych wpływów atmosferycznych, jako też conajmniej 4 dni przed wstrząśnieniami i obciążeniami.

§ 26. 1. W czasie zimowym przy temperaturze spadającej poniżej 0°C należy przerwać roboty betonowe. Jeżeli wykonywane są przy temperaturze od 0° do $+4^{\circ}\text{C}$, to należy świeży beton chronić przed ewentualnymi przymrozkami (na noc nakrywać).

W wypadkach wyjątkowych, w których za zgodą władzy budowlanej roboty betonowe wykonuje się przy temperaturze poniżej 0°C , należy miejsce budowli jako też mieszanie betonu zabezpieczyć od mrozów. Nie można przy tym używać zmrożonego kamienia.

2. Beton, znajdujący się w trakcie wiązania, należy specjalnie troskliwie osłaniać od wpływu zimna.

§ 27. 1. Rusztowania mają być tak silne, ażeby nie spowodowały odkształceń w zespołach betonowych jeszcze dostatecznie niesteżalych i tak obmyślane, ażeby niektóre podpory zapasowe można było pozostawić, usuwając deskowanie i resztę rusztowania.

2. Deskowanie i rusztowanie powinno mieć taki ustrój, ażeby je można rozbić bez wywołania wstrząśnień w steżalych zespołach betonowych.

3. Deskowanie powinno być szczelne i łatwe do oczyszczenia.

4. Deskowanie i rusztowanie można rozbić za zezwoleniem tylko odpowiedniego technicznego kierownika robót betonowych, który ma stwierdzić osobiście, ewentualnie przy pomocy belek próbnych, czy beton jest już dostatecznie steżał, ażeby mógł unieść przynajmniej własny ciężar.

5. Podpory zapasowe należy zatrzymać przynajmniej 14 dni dłużej.

§ 28. 1. Naprężenie dopuszczalne betonu nieuzbrojonego należy przyjmować równe wytrzymałości kostkowej betonu po 28 dniach tężenia, pomnożonej przez następujące współczynniki zmniejszające:

Rodzaj naprężenia	Współczynnik zmniejszający
Ściskanie osiowe	0,15
Ściskanie przy zginaniu	0,20
Rozciąganie przy zginaniu	0,02
Ścinanie	0,02

2. W słupach i filarach największe naprężenie dopuszczalne zależy od stosunku najmniejszej grubości g do wysokości h , a mianowicie:

dla $g:h = 0,5$ wynosi 0,15 wytrzymałości na ściskanie

" $g:h = 0,25$ " 0,10 " " "

" $g:h = 0,1$ " 0,05 " " "

Dla wartości pośrednich należy interpolować linjowo.

3. O ile prób się nie wykonywuje, przyjmować można wytrzymałość kostkową betonu z kamienia naturalnego:

przy 500 kg cementu na 1 m^3 tłucznia lub żwiru —	200 kg/cm ²
" 400 " " " " " " " "	170 "
" 300 " " " " " " " "	140 "
" 200 " " " " " " " "	100 "
" 100 " " " " " " " "	60 "

z betonu ceglanego:

przy 300 kg cementu na 1 m ³ ceglanego tłucznia	— 80 kg/cm ²
" 200 " " " 1 " " " "	60 "
" 100 " " " 1 " " " "	40 "

Naprężenia dopuszczalne wynoszą wtedy w kg/cm².

Rodzaj naprężenia	Dla betonu z kamienia naturalnego					Dla betonu ceglanego		
	przy ilości cementu w kg na 1 m ³ tłucznia (żwiru)							
	500	400	300	200	100	300	200	100
Ściskanie osiowe . . .	30	25,5	21	15	9	12	9	6
" przy zginaniu	40	34	28	20	12	16	12	8
Rozciąganie przy zginaniu	4	3,4	2,8	2	1,2	1,6	1,2	0,8
Ścinanie	4	3,4	2,8	2	1,2	1,6	1,2	0,8

§ 29. Dla obliczenia przyjąć można, że współczynniki sprężystości dla betonu ściskanego i rozciąganego są jednakowe i wynoszą 150 000 kg/cm² dla betonu o wytrzymałości ponad 140 kg/cm², zaś 100 000 kg/cm² dla betonu o wytrzymałości poniżej 100 kg/cm².

Dla wartości pośrednich należy interpolować linjowo.

VII. Konstrukcje żelbetowe.

§ 30. Za konstrukcje żelbetowe uważa się konstrukcje, w których żelazo jest tak połączone z betonem, że obydwa materiały tworzą pod względem statycznym jedną całość.

§ 31. 1. Materiały składowe betonu winny spełniać warunki, podane w §§ 10—24, z uwzględnieniem następujących zmian.

2. Ilość cementu w konstrukcjach żelbetowych nie może być mniejsza niż 300 kg na 1 m³ kruszywa.

Dla dźwigarów narażonych na zginanie największa ilość cementu nie powinna przekraczać 500 kg na 1 m³ kruszywa.

3. Ziarna kamienia użytego w konstrukcjach żelbetowych powinny przechodzić przez sito o otworach 4 × 4 cm; nie powinny być jednak większe niż odstęp wkładek w świetle.

§ 32. 1. Żelazo powinno odpowiadać „Przepisom dotyczącym żelaza budowlanego“, ustalonym przez Polski Komitet Normalizacyjny¹⁾.

2. Należy używać żelaza zlewne lub miękkiej stali zlewnej.

3. Największy wymiar przekroju pojedynczej wkładki o przekroju okrągłym nie powinien być większy, niż 50 mm. Na użycie wkładek o większym przekroju potrzeba osobnego zezwolenia władzy budowlanej.

4. Najmniejsza dopuszczalna średnica prętów okrągłych uzbrojenia głównego może wynosić 5 mm.

§ 33. Roboty betonowe powinny być wykonane wedle ust. §§ 25—27.

§ 34. 1. Żelazo należy oczyścić z wszelkich nieczystości przed ułożeniem w deskowaniu.

Należy usunąć rdzę, jeżeli odpada łuskami.

¹⁾ Do chwili wydania przepisów przez Polski Komitet Normalizacyjny obowiązują „Tymczasowe przepisy“, wydane w roku 1920, przez M. R. P. por. dział „Materiały budowlane“.

2. Wkładki żelazne należy w belkach żelbetowych zakotwić, zaginając końce w hak okrągły lub ostrokątny.

3. Wkładki żelazne winny być o ile możliwości z jednego kawałka.

4. Jeżeli łączenie wkładek z dwóch lub więcej części jest nieuniknione z powodu wielkiej długości, wtedy należy zatknąć części przedłużyć poza teoretyczny punkt zetknięcia o tyle, ażeby siły wewnętrzne nie mogły wkładek przesunąć, a na całej długości zetknięcia łączone wkładki związać drutem.

5. Władza budowlana może zezwolić na łączenie wkładek przez spawanie (zgrzewanie) z zastrzeżeniem przeprowadzenia odpowiednich prób podczas budowy.

6. Punkty łączenia wkładek nie powinny znajdować się w miejscu największego naprężenia żelaza ani też być skupione w jednym przekroju belki.

7. Wkładki należy w deskowaniu ustalić tak, aby przy nakładaniu betonu nie zmieniły swego kształtu ani położenia.

§ 35. 1. Obliczając oddziaływania, siły poprzeczne i momenty dla dźwigarów żelbetowych statycznie niewyznaczalnych, należy przekroje i momenty bezwładności przekrojów żelbetowych zastąpić przekrojami sprowadzonymi (idealnymi), przyjmując stosunek współczynników sprężystości żelaza i betonu na ściskanie i rozciąganie równy 10.

Dla wyznaczenia stosunku momentów bezwładności można brać w rachubę momenty bezwładności przekroju betonu bez uwzględnienia przekroju żelaza.

2. O ile teoretyczne punkty podparcia nie są ustalone przy pomocy łożysk, należy je przyjmować :

a) dla płyt o podpartych brzegach równoległych, dla dźwigarów zginanych jednoprzęsłowych i dla skrajnej podpory dźwigarów ciągłych w odległości od zewnętrznej krawędzi łożyska, równej 2,5% rozpiętości w świetle;

b) dla zginanych dźwigarów ciągłych na pośrednich podporach w środku łożyska.

3. Belki ciągłe należy obliczać dla najniekorzystniejszych obciążeń. W razie ich stałego połączenia należy to połączenie na żądanie władzy budowlanej uwzględnić przy obliczeniu słupów podpierających.

4. Utwierdzenie można uwzględnić w końcach belki lub płyty tylko o tyle, o ile odpowiedni ustrój je zapewnia, co należy uzasadnić rachunkiem.

5. Płyty ciągłe (z wyjątkiem dwuprzęsłowych) o równych rozpiętościach i jednakowym obciążeniu można w przybliżeniu obliczać na momenty :

$$\text{w polach środkowych: } + \frac{(g+p)}{15} l^2 = + 0,067 (p+g) l^2,$$

$$\text{w polach skrajnych: } + \frac{(g+p)}{11} l^2 = + 0,092 (p+g) l^2,$$

$$\text{na podporach: } - \frac{(g+p)}{10} l^2 = - 0,100 (p+g) l^2,$$

przyczem g oznacza obciążenie stałe, p obciążenie ruchome, zaś l osiowy odstęp żeber. Jeżeli rozpiętości obciążenia są nierówne, albo jeżeli $p > 3g$, należy obliczyć momenty dokładnie przy przyjęciu najniekorzystniejszego obciążenia. W każdym razie należy zbadać możliwość występowania momentów ujemnych w środkowych częściach przęseł belek ciągłych.

Obliczając dla płyty ciągłej momenty wedle tych wzorów dla rozmaitych wartości obciążenia ruchomego p ($p = g, p = 2g, p = 3g, p = 4g$), otrzymamy następujące wartości momentów :

Momenty	$p = g$	$p = 2g$	$p = 3g$	$p = 4g$
w polach średnich	0,133 g/l^2	0,200 g/l^2	0,266 g/l^2	0,333 g/l^2
„ „ skrajnych	0,182 g/l^2	0,273 g/l^2	0,364 g/l^2	0,455 g/l^2
na podporach	-0,200 g/l^2	-0,300 g/l^2	-0,400 g/l^2	-0,500 g/l^2

Jeżeli zaś te momenty dla tychże wartości p obliczymy dokładnie według tabeli Winklera (str. 1382), to otrzymamy np. moment w polu średnim belki trójprzęsłowej:

$$M = l^2 (0,025g + 0,075p)$$

Rachując w ten sposób otrzymamy wogóle

dla belki trójprzęsłowej:

Momenty	$p = g$	$p = 2g$	$p = 3g$	$p = 4g$
w polach średnich	0,100 g/l^2	0,175 g/l^2	0,250 g/l^2	0,325 g/l^2
„ „ skrajnych	0,180 g/l^2	0,280 g/l^2	0,380 g/l^2	0,480 g/l^2
na podporach	-0,217 g/l^2	-0,333 g/l^2	-0,450 g/l^2	-0,567 g/l^2

dla belki czteroprzęsłowej:

Momenty	$p = g$	$p = 2g$	$p = 3g$	$p = 4g$
w polach średnich	0,116 g/l^2	0,196 g/l^2	0,276 g/l^2	0,357 g/l^2
„ „ skrajnych	0,176 g/l^2	0,273 g/l^2	0,373 g/l^2	0,471 g/l^2
na podporach	-0,228 g/l^2	-0,348 g/l^2	-0,469 g/l^2	-0,589 g/l^2

Z porównania powyższych trzech tabel widzimy, że wartości przybliżone momentów podane w § 35., ust. 5. „Przepisów“ są większe lub mniej więcej zgodne z wartościami obliczonymi dokładnie, ale tylko dla $p < 3g$. Stąd ograniczenie ważności tych wzorów do wartości granicznej $p = 3g$. Dla momentów podporowych wartości według wzoru przybliżonego są nieco mniejsze od wartości dokładnych. Uzasadnia się to tem, że na podporach płyty przechodzą w belki, lub też spoczywają na szerokich podstawach (mury), zatem rozkład momentów przedstawia się w nich inaczej niż przy podporach punktowych i zamiast ostrego maximum otrzymuje się łagodny jego przebieg o znacznie mniejszych wartościach.

Dla powyższych współczynników otrzymujemy:

$p + g =$ w kg/m^2	M o m e n t y		
	w polach środkowych	w polach skrajnych	na podporach
200	+ 13,333 l^2	+ 18,182 l^2	- 20,000 l^2
300	+ 20,000 l^2	+ 27,273 l^2	- 30,000 l^2
400	+ 26,666 l^2	+ 36,364 l^2	- 40,000 l^2
500	+ 33,333 l^2	+ 45,454 l^2	- 50,000 l^2
600	+ 40,000 l^2	+ 54,545 l^2	- 60,000 l^2
700	+ 46,666 l^2	+ 63,636 l^2	- 70,000 l^2
800	+ 53,333 l^2	+ 72,727 l^2	- 80,000 l^2
900	+ 60,000 l^2	+ 81,818 l^2	- 90,000 l^2
1000	+ 66,666 l^2	+ 90,909 l^2	- 100,000 l^2
1100	+ 73,333 l^2	+ 100,000 l^2	- 110,000 l^2
1200	+ 80,000 l^2	+ 109,091 l^2	- 120,000 l^2

Przykład. Obliczyć momenty w stropie płytowym Moniera, wykonanym jako ciągła płyta o podporowej $l = 0,80 m$ przy obciążeniu użytkowem $p = 500 kg/m^2$.

Cieźar stropu Moniera gr. 6 cm, z nadsypką i wyprawą wynosi $g = 420 kg/m^2$

Obliczanie momentów:

$$\text{pole środkowe: } M_1 = + \frac{420 + 500}{15} \times 0,80^2 = + 39,25 \text{ kgm,}$$

$$\text{pole skrajne: } M_2 = + \frac{420 + 500}{11} \times 0,80^2 = + 53,52 \text{ kgm,}$$

$$\text{podpora: } M_3 = - \frac{420 + 500}{10} \times 0,80^2 = - 58,88 \text{ kgm.}$$

Interpolując według ostatniej tablicy dla $p + g = 920 \text{ kg}$, otrzymany również:

$$M_1 = + 61,333 \times 0,80^2 = + 39,25 \text{ kg/m},$$

$$M_2 = + 83,636 \times 0,80^2 = + 53,52 \text{ kg/m},$$

$$M_3 = - 92,000 \times 0,80^2 = - 58,88 \text{ kg/m}.$$

6. Przy płytach o stosunku boków między 1:1 a 1:2, zbrojonych krzyżowo, można uwzględnić przenoszenie się obciążenia w dwu kierunkach.

7. O ile grubość płyty i części płytowej dźwigara teowego wypada z obliczenia mniejsza niż 5 cm, należy zaokrąglić ją przynajmniej do 5 cm.

8. Szerokość użyteczną płyty „c” po każdej stronie zebra żelbetowych dźwigarów teowych należy przyjmować zależnie od odstepu żeber w świetle „a” i ich rozpiętości „l” według następującej tabliczki:

dla $a : l = 0$ do	0,25	0,50	0,75	1
$c : a =$	0,5	0,45	0,40	0,33.

Dla pośrednich wartości należy interpolować linjowo.

Dla $a : l > 1$ należy przyjąć $c = 0,33 l$.

Szerokość „c” nie może w żadnym wypadku przekraczać 8-krotnej grubości płyty, ani 4-krotnej szerokości zebra, ani wreszcie podwójnej wysokości zebra (mierzonej razem z płytą).

Np. dla belki teowej o rozpiętości $l = 8,00 \text{ m}$, i gdy odstęp żeber w świetle:

$$a = 1,20 \text{ m}, \text{ mamy}$$

$$a : l = 1,20 : 8,0 = 0,15, \quad c : a = 0,5,$$

czyli:

$$c = 0,5 a = 0,5 \times 1,20 = 0,60 \text{ m}.$$

9. Dla obliczenia statycznego naprężeń w dźwigarach żelbetowych zginanych lub obciążonych mimoosiowo należy przyjąć stosunek współczynnika sprężystości żelaza do współczynnika sprężystości betonu równy 15 i ciągnięcia w betonie nie uwzględniać.

10. Dla obliczenia statycznego naprężeń w słupach żelbetowych przy obciążeniu osiowym należy całkowity przekrój betonu zwiększyć o 15-krotny przekrój podłużnej wkładki żelaznej. Przekrój żelaza powinien wynosić wtedy jednak najmniej 0,8% a najwyżej 3% przekroju betonu, a wkładki należy połączyć strzemionami w odstępach równych połowie najmniejszego wymiaru przekroju słupa. Jeżeli uzbrojenie podłużne jest silniejsze niż 3%, to z nadwyżki ponad 3% wolno uwzględnić tylko trzecią część.

Por. str. 1360.

11. Dla słupów uzwojonych, wzmocnionych poprzecznie wkładką owijaną śrubowo lub wzmocnionych szeregiem pierścieni spawanych, należy przy wyznaczaniu ciśnienia w betonie przyjąć przekrój zastępczy idealny F_i .

Dla rdzenia kołowego przyjąć należy:

$$F_i = 1,25 F_r + 15 f_p + 30 f_u,$$

dla rdzenia kwadratowego:

$$F_i = 1,25 F_r + 15 f_p + 15 f_u,$$

gdzie oznacza:

F_r — przekrój rdzenia, tj. betonu wewnątrz wzmocnienia owijającego;

f_p — przekrój wzmocnienia podłużnego;

f_u — przekrój, otrzymany przez podzielenie objętości uzwojenia (wzmocnienia owijającego) przez długość słupa.

Uzwojenie wolno uwzględnić przy pomocy powyższych wzorów, jeżeli są spełnione następujące warunki:

a) skok śruby, względnie odstęp pierścieni, jest mniejszy od 0,2 średnicy rdzenia przy naprężeniu w betonie wynoszącym 50 kg/cm^2 ; zaś mniejszy

od 0,125 średnicy rdzenia przy naprężeniu w betonie wynoszącem 100 kg/cm^2 , a nadto mniejszy od 8 cm;

b) wzmocnienie podłużne jest (co do objętości) przynajmniej jedną trzecią wzmocnienia poprzecznego.

$$c) F_i \leq 2 F_p$$

Przykład obliczenia por. str. 1362 i u.

12. Dla słupów ściskanych należy uwzględnić niebezpieczeństwo wyboczenia przez zastosowanie współczynnika zmniejszającego, jeżeli smukłość, tj. stosunek swobodnej długości pręta „ l^u ” do najmniejszego promienia bezwładności przekroju „ i^u ” przekracza:

$$\begin{array}{r} 60 \text{ w wypadku wzmocnienia podłużnego,} \\ 40 \text{ " " " " " uzwojonego.} \end{array}$$

13. Słupy żelbetowe uzwojone z duszą żeliwną, można obliczać przy założeniu, że udźwig całego słupa jest sumą udźwigów zewnętrznnej części żelbetowej i wewnętrznej żeliwnej, jeżeli krok owinięcia będzie równy lub mniejszy, niż podwojny odstęp uzwojenia od wkładki żeliwnej. Przy uwzględnieniu wyboczenia należy wziąć w rachubę przekrój zastępczy:

$$F_i = F_z + 0,5 F_p + 0,03 F_b$$

oraz zastępczy moment bezwładności,

$$I_i = I_z + 0,5 I_p + 0,03 I_b$$

W powyższych wzorach oznacza:

F_z , wzgl. I_z —	pole przekroju, wzgl. mom. bezwł. żeliwa,
F_p , " I_p —	" " " " " " " uzbrojenia podłużnego,
F_b , " I_b —	" " " " " " " rdzenia betonu.

Współczynniki zmniejszające na wyboczenie należy przyjmować wedle tablicy dla żeliwa (patrz niżej).

Por. str. 1365.

14. Słupy żelazne otulone samym betonem należy liczyć tylko na wytrzymałość przekroju żelaza. Wolno jednakże uwzględnić usztywniające działanie betonu w przypadku, gdy przekrój składa się z oddzielnych części i traktować ten przekrój jako całość.

15. Dla słupów ściskanych mimoosiowo, lub narażonych oprócz obciążenia osiowego także na działanie sił zginających, należy wyznaczyć w betonie i w żelazie naprężenie złożone, wywołane obciążeniem i momentem zginającym.

16. Gdy długość słupa jest większa niż 20-krotny najmniejszy wymiar przekroju, to należy moment, wywołany siłą zginającą, zwiększyć o wartość 0,005 Pl .

17. W częściach zeskładu, narażonych tylko na rozciąganie, nie uwzględnia się wcale betonu.

18. Przy projektowaniu stropów grzybkowych (bezbelkowych) należy zachować następujące reguły:

Najmniejszy wymiar słupów powinien wynosić conajmniej $\frac{1}{13}$ rozpiętości sąsiednich przęsł i conajmniej $\frac{1}{15}$ wysokości piętra, jednak nie mniej niż 40 cm przy słupach okrągłych, i 35 cm przy kwadratowych.

Kształt głowicy słupa winien stosować się do figury 614 (str. 1462).

Grubość płyty wynosić powinna conajmniej 15 cm, oraz conajmniej $\frac{1}{32}$ większej rozpiętości; dla dachów zaś conajmniej 12 cm, względnie $\frac{1}{40}$ rozpiętości.

Jeżeli wkładki rozmieszczone są w dwu kierunkach, należy przyjmować przy obliczeniu następujące wartości momentów poszczególnych stref płyty na 1 m szerokości:

Momenty wskutek obciążenia.

W strefie przyglowicowej:

$$M_{1g} = -0,06 gl^2$$

W strefie pośredniej między słupami:

a) w kierunku poprzecznym:

$$M_{2g} = -0,017 gl^2$$

b) w kierunku podłużnym:

$$M_{3g} = +0,025 gl^2$$

W strefie środkowej:

$$M_{4g} = +0,017 gl^2$$

ruchomego

$$M_{1p} = -0,06 pl^2$$

$$M_{2p} = -0,017 pl^2$$

$$M_{3p} = +0,032 pl^2$$

$$M_{4p} = +0,022 pl^2$$

Jeżeli wkładki są rozmieszczone w czterech kierunkach, tj. także w kierunkach przekatnych, należy przyjmować momenty ujemne (M_1 i M_2) j. w., zaś dodatnie (fig. 614):

$$M_{3g} = M_{4g} = +0,02 gl^2$$

$$M_{3p} = M_{4p} = +0,027 pl^2$$

Powyższe wzory ważne są dla pól kwadratowych. Można ich używać także dla pól prostokątnych o stosunku boków $l_1:l_2$ w granicach od 1 do 1,1,

przyjmując $l = \frac{1}{2}(l_1 + l_2)$, a także dla stosunku $l_1:l_2$ między 1,1 a 1,35, biorąc za l odpowiednią długość prostokąta; w tym ostatnim wypadku przekrój wkładek biegnących w kierunku krótszego boku prostokąta musi wynosić conajmniej $\frac{2}{3}$ przekroju wkładek równoległych do dłuższego boku prostokąta.

Słupy pośrednie stropów grzybkowych należy obliczyć na ściskanie osiowe, oraz na moment zginający o wielkości $0,03 pl^2$, słupy skrajne na moment $0,03(p + g)l^2$.

Por. str. 1164.

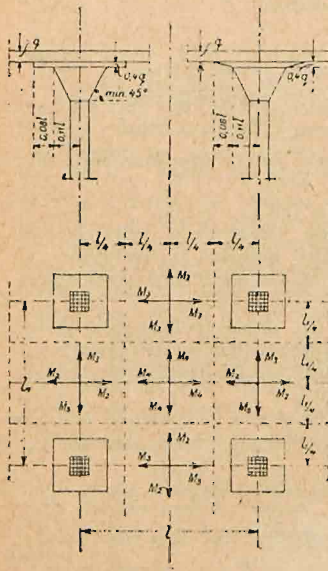


Fig. 614.

5. Najmniejsza grubość okrycia nie może schodzić w płytach niżej 1 cm , a w innych zespołach niżej 2 cm .

§ 37. 1. Naprężenia dopuszczalne w betonie powinny odpowiadać wytrzymałości kostkowej betonu po 28-dniowym normalnym teźeniu.

2. Naprężenia dopuszczalne w betonie należy w obliczeniach statycznych przyjmować równe wytrzymałości materiału mnożonej przez następujące współczynniki zmniejszające.

§ 36. 1. Odstęp wkładek między sobą dla tego samego rodzaju wzmocnienia powinien być w świetle równy lub większy od grubości wkładek, nie powinien jednak schodzić niżej 2 cm , ani też przekraczać 20 cm , lub $1\frac{1}{2}$ -krotnej grubości płyty.

2. Wkładki dwóch różnych wzmocnień, jak np. podłużnego i poprzecznego, powinny do siebie przylegać.

3. Strzemiona należy umieścić także w tych częściach belki, gdzie ze względów statycznych nie są potrzebne.

4. Wzmocnienie pionowe słupów powinno się składać przynajmniej z 4 pretów żelaznych, rozmieszczonych na obwodzie.

Rodzaj naprężenia	Spółczynnik zmniejszający
Ściskanie: a) przy zginaniu i obciążeniu mimośrodkowem .	0,26
b) przy ściskaniu osiowem (słupy i filary)	0,18
c) w skosach belek nad słupami	0,28
Ścinanie	0,025
Przyczepność	0,025
Rozciąganie przy mimośrodkowem ściskaniu	0,028

3. Wyższe naprężenia są dopuszczalne w przegubach itp. konstrukcjach.

4. Naprężenia dopuszczalne żelaza należy przyjmować wedle § 14.

5. Przy mniejszych budowach można prób nie wykonywać i przyjmować naprężenia dopuszczalne betonu na ściskanie wedle § 28., 3.

Naprężenia dopuszczalne wynoszą wtedy:

Rodzaj naprężenia	Naprężenie dopuszczalne betonu w kg/cm^2 przy ilości cementu w kg na $1 m^3$ kruszywa		
	500	400	300
Ściskanie: a) przy zginaniu i obciążeniu mimośrodkowem	52	44,2	36,4
b) przy obciążeniu osiowem	36	30,6	25,2
c) w skosach belek nad słupami	56	47,6	39,2
Ścinanie	5	4,2	3,5
Przyczepność	5	4,2	3,5
Rozciąganie przy mimośrodkowem ściskaniu	5,6	4,7	3,9

6. Siły ciągnące ukośne w tych częściach belek zginanych, w których naprężenia są większe niż 0,025 wytrzymałości kostkowej betonu, względnie niż odpowiednie wartości w ust. 5., należy przenieść na wkładki odgięte ukośnie i na strzemiona.

7. Naprężenia dodatkowe z powodu zmian temperatury należy uwzględniać przy konstrukcjach narażonych bezpośrednio na zmiany ciepłoty.

8. Jako granicę zmian temperatury należy przyjąć na wolnem powietrzu ochłodzenie o 15° i ogrzanie o 15° , zaś w budynkach osłoniętych ochłodzenie względnie ogrzanie o 10° .

9. Spółczynnik rozszerzalności dla betonu i żelaza należy przyjmować równy 0,00001 na $1^{\circ} C$, a współczynnik sprężystości dla betonu równy $210\ 000 kg/cm^2$.

10. Wpływ skurezu betonu na powietrzu należy uważać za równoważny obniżeniu się temperatury o $10^{\circ} C$. Tego działania można nie uwzględnić, jeżeli się betonuje częściami, a szczeliny zamyka się najwcześniej po 14 dniach od ukończenia odpowiedniej części.

11. W budowach dłuższych niż 60 m należy urządzić przerwy dylatacyjne w odstępach co najmniej 50 m.

12. Stropy ceglano-betonowe z wkładkami żelaznymi należy obliczać, przyjmując stosunek współczynników sprężystości $n=25$. Naprężenie dopuszczalne cegieł na ściskanie należy przyjmować jak dla muru obciążonego mimoosiowo, naprężenie dopuszczalne na ścinanie $2,5 kg/cm^2$, naprężenia w żelazie wedle § 14. Warstwy betonu, umieszczonej na cegle, nie uwzględnia się zupełnie, o ile jest cieńsza od 3 cm.

VIII. Grunt budowlany.

§ 38. 1. Rodzaj i wytrzymałość gruntu należy z reguły zbadać przez sondowanie lub próbne bicie pali a w razach ważniejszych także i przez odpowiednie próby obciążenia aż do wartości spodziewanych ciśnień skrajnych w fundamencie, wogóle można najwyżej dopuścić następujące obciążenia jednostkowe gruntu:

Nasypy do $0,5 \text{ kg/cm}^2$.

Warstwy ziemne osadowe o zmiennej grubości, miałki piasek bardzo wilgotny, lecz stały, zabezpieczony przeciw podmyciu — do $1,5 \text{ kg/cm}^2$.

Glina, il, piasek ilasty niezbyt wilgotny — $2,5 \text{ kg/cm}^2$.

Il zbity, suchy piasek ostry, zabezpieczony przeciw podmyciu — 4 kg/cm^2 .

Żwir zbity, gruby piasek zabezpieczony przeciw podmyciu — do $6,0 \text{ kg/cm}^2$.

Skała miękka . . . do 5 kg/cm^2
 Skała średnio-twarda do 10 kg/cm^2
 Skała bardzo twarda do 30 kg/cm^2 } jednak nie wyżej, niż do połowy wytrzymałości kostkowej odpow. materiału.

2. Normy powyższe można zwiększyć w poszczególnych wypadkach w zależności od warunków miejscowych, uwzględniając głębokość fundowania, tarcia fundamentu o grunt itd.

3. W wypadkach wątpliwych należy znaleźć obciążenie dopuszczalne przy pomocy prób.

IX. Konstrukcje specjalne.

§ 39. Zwierzchnia władza budowlana może dla specjalnych konstrukcyj zezwolić na odstąpienie od norm powyższych, o ile przedłożone zostaną obliczenia szczegółowe, należycie naukowo uzasadnione.

X. Zawartość projektu.

§ 40. Każdy projekt wymagający obliczeń statycznych powinien zawierać:

- ogólne plany budowli (zwykle 1:100),
- planu szczegółowe konstrukcji obliczonej,
- założenia co do obciążeń,
- obliczenie statyczne z uzasadnieniem projektowanych wymiarów i z wykazaniem wywołanych naprężeń w przyjętych przekrojach przy najniekorzystniejszym obciążeniu.

Spółczynniki zmniejszające β na wyboczenie.

a) Żelazo zlewne.

L/i	β	L/i	β	L/i	β	L/i	β
5	0,88	55	0,68	105	0,48	155	0,23
10	0,85	60	0,66	110	0,46	160	0,22
15	0,83	65	0,64	115	0,42	165	0,21
20	0,81	70	0,62	120	0,39	170	0,19
25	0,79	75	0,60	125	0,36	175	0,18
30	0,77	80	0,58	130	0,33	180	0,17
35	0,75	85	0,56	135	0,31	185	0,16
40	0,73	90	0,54	140	0,29	190	0,15
45	0,72	95	0,52	145	0,27	195	0,15
50	0,70	100	0,50	150	0,25	200	0,14

b) Żelazo spawane.

L/i	β	L/i	β	L/i	β	L/i	β
5	0,95	55	0,71	105	0,47	155	0,23
10	0,95	60	0,69	110	0,45	160	0,22
15	0,90	65	0,66	115	0,43	165	0,21
20	0,88	70	0,64	120	0,39	170	0,19
25	0,85	75	0,62	125	0,36	175	0,18
30	0,83	80	0,59	130	0,33	180	0,17
35	0,80	85	0,57	135	0,31	185	0,16
40	0,78	90	0,54	140	0,29	190	0,16
45	0,76	95	0,52	145	0,27	195	0,15
50	0,73	100	0,50	150	0,25	200	0,14

c) Żeliwo (żelazo lane).

L/i	β	L/i	β	L/i	β	L/i	β
5	0,90	30	0,58	55	0,34	80	0,19
10	0,83	35	0,53	60	0,33	85	0,17
15	0,76	40	0,48	65	0,27	90	0,15
20	0,70	45	0,43	70	0,24	95	0,14
25	0,63	50	0,39	75	0,22	100	0,12

d) Drzewo.

L/i	β	L/i	β	L/i	β
10	0,98	55	0,66	105	0,32
15	0,94	60	0,63	110	0,29
20	0,91	65	0,60	115	0,27
25	0,87	70	0,56	120	0,25
30	0,84	75	0,52	125	0,22
35	0,80	80	0,49	130	0,21
40	0,77	85	0,46	135	0,19
45	0,74	90	0,42	140	0,18
50	0,70	95	0,39	145	0,17
		100	0,35	150	0,16

c) Żelbet.

L/i	β	L/i	β	L/i	β
65	0,95	80	0,76	95	0,57
70	0,88	85	0,70	100	0,51
75	0,82	90	0,63		

d) Żelbet uzwojony.

L/i	β	L/i	β	L/i	β	L/i	β
45	0,97	60	0,85	75	0,73	90	0,60
50	0,93	65	0,81	80	0,69	95	0,56
55	0,89	70	0,77	85	0,65	100	0,51