

TREŚĆ: Rozporządzenie Ministra Rob. Publ. — Wiadomości techniczne. — Recenzje i krytyki. — Bibliografia. — Sprawy Towarzystwa.

 Dziennik ustaw Rzeczypospolitej Polskiej Nr. 54
 z dnia 29 lipca 1929 r.

431.

111-691

Rozporządzenie Ministra Robót Publicznych

z dnia 18 czerwca 1929 r.

zawierające przepisy o granicach wytrzymałości materiałów i konstrukcyj budowlanych.

Na podstawie artykułu 375 punkt b) rozporządzenia Prezydenta Rzeczypospolitej z dnia 16 lutego 1928 r. o prawie budowlanem i zabudowaniu osiedli (Dz. U. R. P. Nr. 23, poz. 202) zarządzam co następuje:

I. Obciążenia i siły zewnętrzne.

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

- a) ciężar stały, t. j. 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.

Ciężar własny materiałów.

§ 2. 1. Ciężar własny materiałów należy przyjmować w obliczeniach w następujących wielkościach:

a) Drzewo suche (zawierające około 15% wilg.).

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

b) Metale.

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

c) Kamienie naturalne.

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

d) Ziemie.

Gлина sucha	1600 kg/m ³
" mokra i nasycona wodą	2000 "
Piasek suchy	1600 "
" nasycony wodą	2000 "
Tłuczeń z kamienia ciężkiego	1800 "
" " " lekkiego	1600 "
Ziemia roślinna sucha	1400 "
Ziemia roślinna mokra	1800 "
Żwir rzeczny suchy	1700 "

e) Mur ceglany.

Z cegły zwykłej na zaprawie wapiennej	1600 kg/cm ³
" " " " cementowo-wapiennej	1650 "
" " " " cementowej	1700 "
Z cegły porowatej	1100 "
Z cegły dziurawki	1300 "
Z cegły dziurawki porowatej	1000 "
Z cegły korkowej	600 "
Z cegły piaskowo-cementowej	2100 "
Z zendrówek i klinkierów	1900 "

f) Beton.

Zwykły	2200 kg/m ³
Ceglany	1800 "
Żużlowy lekki	1300 "
" wielkopiecowy	2200 "
Wzmocniony (żelbet)	2400 "

g) Zaprawy.

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

h) Pomocnicze materiały budowlane.

Asfalt lany	1200 kg/m ³
" ubijany	1800 "
Gruz (tłuczeń) ceglano-wapienny	1400 "
Ksylolit	1400 "
Korkowe płyty	330 "
Linoleum	1200 "
Szkło dęte	2600 "
" lane	2900 "
Terazzo	2000 "
Żużel koksowy ubity	1000 "

i) Paliwa.

Antracyt	1700 kg/m ³
Drwa w polanach miękkie	350 "
" " " twarde	400 "
Koks	500 "
Torf	600 "
Węgiel brunatny	750 "
" czarny	900 "

Węgiel w brykietach	1000 kg/m ³
" drzewny	250 "
Wosk	970 "

j) *Plody roślinne.*

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

k) *Niektóre inne obciążenia.*

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

l) *Niektóre zwierzęta.*

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

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

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

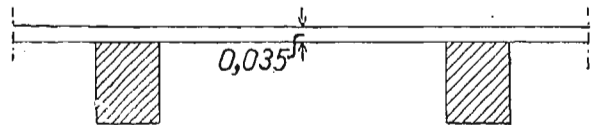
3. O ile dla obliczenia mają być przyjęte ciężary jednostkowe wyższe niż podane wyżej w punkcie e), należy dla wyznaczenia ciężaru własnego muru ceglanego wykonać ciało próbne o objętości 1 m³ z danego materiału ceglanego z zastosowaniem zwykłych spoin o grubości do 1,2 cm i ciało to zważyć. Ilość wody, potrzebnej do zarobienia zaprawy i zwilżenia cegieł, należy odmierzyć, a ciężar jej odjąć od ciężaru ciała próbnego.

4. W razie użycia materiałów powyżej nie wymienionych, należy ciężar jednostkowy przyjąć wedle norm ogólnie przyjętych, ewentualnie oznaczyć próbami.

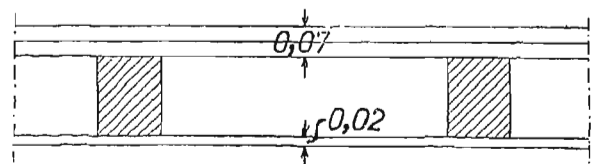
Ciężar własny stropów.

§ 3. Ciężar własny stropów przyjmować należy wedle następującej tablicy:

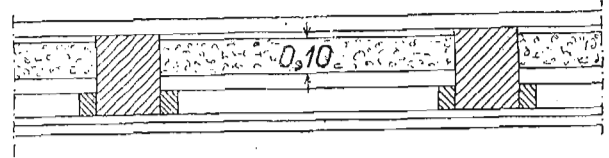
a) Strop drewniany belkowy z podłogą pojedynczą z desek 3,5 cm 70 kg/m²



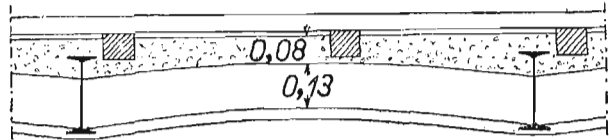
b) Strop drewniany belkowy z podłogą podwójną (bez podsypki) i z sufitem 90 kg/m²



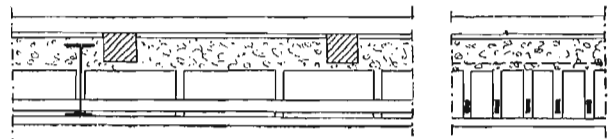
c) Strop drewniany belkowy podsypką 10 cm, podłogą, trzciniowaniem i wyprawą 250 kg/m²



d) Strop sklepiony z cegieł zwykłych między dźwigarami, z nadsypką 8 cm w kluczu przy odstępach dźwigarów do 1,50 m 450 kg/m²

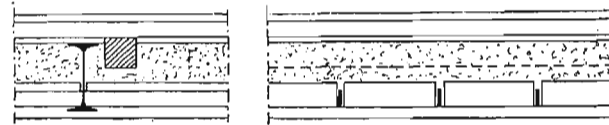


e) Strop ceglany płaski z cegieł porowatych między dźwigarami o grubości 1/2 cegły z wkładkami żelaznymi, z nadsypką i podłogą 350 kg/m²



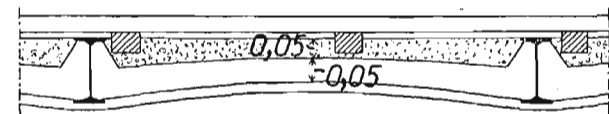
f) Strop j. w. w punkcie e) z cegły pełnej 400 kg/m²

g) Strop jak wyżej w punkcie e) (z cegieł porowatych) o grubości 1/4 cegły 320 kg/m²

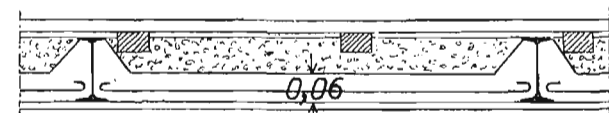


h) Strop jak wyżej w punkcie f) (z cegieł pełnych) o grubości 1/4 cegły 350 kg/m²

i) Strop sklepiony Moniera grubości 5 cm w kluczu z nadsypką 5 cm nad kluczem 350 kg/m²



j) Strop płytowy Moniera grubości 6 cm z nadsypką i wyprawą 420 kg/m²



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.

Ciężar własny dachów.

§ 4. 1. Ciężar własny pokrycia dachowego na m² 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 zakładkową	65
" holenderską	80

Dachówką rzymską	100
" karpiówką	70
" " podwójną	120
" cementową	75
Łupkiem na łątach, angielskie	45
" " deskowaniu, angielskie	55
" " łątach, niemieckie	65
Papą pojedynczą bez piasku	35
Warstwowcem (cementem drzewnym) z warstwą żwiru o grubości 8 cm	180
Błachą na deskowaniu	40
Słomą lub trzcina	80
Szklę na listwach żelaznych: zwykłym o grubości 5 mm	25
drutowym " 5 mm	30
Każdy 1 mm szyby ponad 5 mm zwiększa ciężar o	3
2. Ciężar płatwi i więzarów przyjmować należy od- powiednio do materiału i konstrukcji tychże. W normal- nych wypadkach przyjmować można ciężar własny wię- zarów 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 "
" " " 60 m	do 45 "
Kopuł żelaznych płaszczowych	10—25 "

Obciążenia zmienne (użytkowe).

§ 5. 1. Obciążenia zmienne stropów należy przyjmować:

Mieszkania zwykłe	200 kg/m ²
Mieszkania w małych domkach przy rozpię- tości 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 i t. d.	300 "
Budynki fabryczne, o ile nie przewiduje się większych obciążeń, co najmniej	500 "
Schody domów mieszkalnych	400 "
" gmachów publicznych i lokali han- dlowych	500 "
Korytarze w budynkach użyteczności publicznej	400 "
Stropy pod przejazdami, obciążone ciężkimi wozami	800 "
Dachy płaskie (najwyżej 1:20) łącznie z wia- trem i śniegiem, o ile mogą być obcią- żone przez ludzi (np. terasy)	250 "
Balkony	500 "

2. Nacisk poziomy na poręcze balkonów w domach mieszkalnych 50 kg/m²

Nacisk poziomy na poręcze balkonów w teatrach 80 "

3. Ciężar lekkich ścianek działowych (drewnianych, z cegieł lekkich i t. d.) o grubości najw. 7 cm, które mogą być następnie przestawiane, wystarczy uwzględnić, przyjmując dodatkowe obciążenie 70 kg/m² stropu.

4. Przy obliczaniu sal bibliotecznych, archiwów itp. przyjmować należy obciążenie 500 kg/m³ objętości szaf i półek.

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

6. W fabrykach o ruchu cięższym i magazynach należy uwzględnić potrzebne obciążenie w każdym wy-

padku osobno i umieścić w pobliżu wykonanej konstrukcji napis, podający wielkość przyjętego obciążenia. Wstrząśnienie maszyn należy uwzględnić, mnożąc ciężar tychże przez współczynnik dynamiczny, wynoszący zazwyczaj od 1,5 (np. maszyny rotacyjne) do 4,0 (np. turbiny parowe). Należy przyjmować go w każdym wypadku indywidualnie, zależnie od rodzaju maszyn.

7. Dla obliczenia słupów, podciągów, fundamentów i t. p. konstrukcyj, na które przenosi się ciężar szeregu pięter, należy w najwyższym piętrze przyjąć pełną wartość najniekorzystniejszego obciążenia ruchomego, w następnych piętrach natomiast obniżyć je kolejno o 10%, 20% i t. d. Redukcja taka dojsć 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 według ustępu 3, należy go przy tej redukcji wliczyć do ciężaru stałego. Przy obliczeniu magazynów redukcji powyższej uwzględniać nie należy.

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 belkę 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, jak niżej na fig. 1. W tym ostatnim przypadku należy ograniczające proste podnieść tak, aby nie przecinały otworu, jak niżej na figurach 2, 3 i 4. Grubość filara narożnego podtrzymującego podciąg tak obliczony, mierzona w kierunku otworu, powinna być co najmniej równa połowie rozpiętości otworu w świetle, w przeciwnym razie podciąg należy obliczać na cały ciężar ściany, ograniczonej liniami pionowymi.

Fig. 1.

Fig. 2.

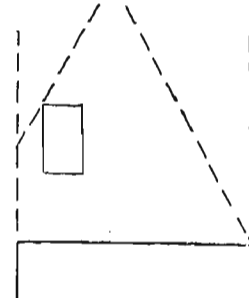
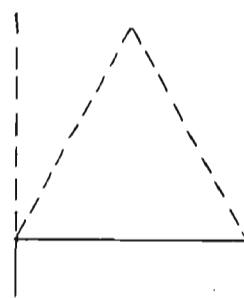
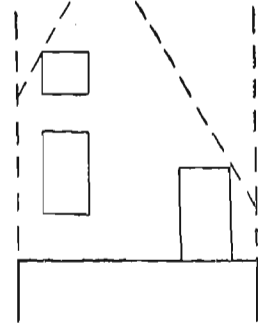
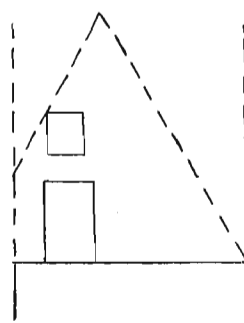


Fig. 3.

Fig. 4.



10. W obliczeniach przyjąć można, że ciśnienie słupów i t. p. 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 1/4 długości cegły. Wysokość ich musi wynosić więc przy zaprawie wapien-

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

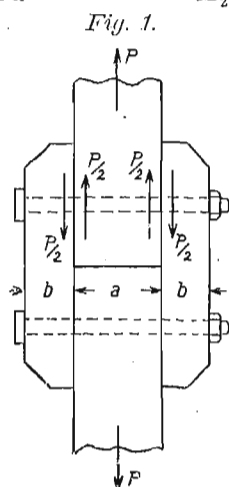
2. Przy obliczaniu konstrukcyj tymczasowych, budowanych na najwyżej trzyletni okres trwania, można dopuścić naprężenia o 20% wyższe od wyżej podanych.

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

4. Trzpienie żelazne w połączeniach wedle fig. 1 należy obliczać na ciśnienie na ściankę dziury i na zginanie, przyczem przy rozkładzie ciśnienia wedle fig. 2 i 3 wynoszą momenty zginające:

$$M_1 = \frac{1}{8} Pa$$

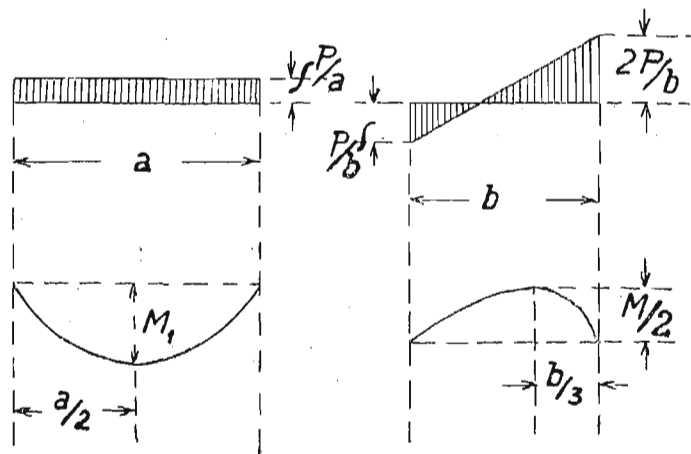
$$M_2 = \frac{2}{27} Pb$$



Rozkład ciśnienia na ściankę dziury.

w belce głównej
Fig. 2.

w przykładce
Fig. 3.



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

5. Dźwigiary 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%

6. Przy obliczaniu statycznym części narażonych na ściskanie należy uwzględnić możliwość wyboczenia przez wprowadzenie współczynnika zmniejszającego (współczynnika wyboczenia), zależnego od smukłości l/i , gdzie l jest długością wolną, zaś i najmniejszym promieniem bezwładności przekroju (załącznik 3 do niniejszego rozporządzenia).

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

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

9. Współczynnik 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, zawartym w załączniku 2 do niniejszego rozporządzenia.

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 zlewne nie powinny przekraczać granic, określonych następującym zestawieniem:

Rodzaj naprężenia	Naprężenie dopuszczalne w kg/cm^2
Ciągnienie	1200
Ciśnienie	1200
Zginanie	1200
Ścinanie z wyjątkiem nitów i śrub	800
Ścinanie nitów i śrub dopasowanych	900
Ciśnienie na ściankę dziury w nitach	2000
Ścinanie śrub zwykłych	750
Ciśnienie na ściankę dziury w śrubach	1600

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 Ministra Robót Publicznych.

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 (załącznik 3 do niniejszego rozporządzenia), 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 $L-L$
Pręty przynitowane skrzyżowane w połowie długości, dla wyboczenia w płaszczyźnie kraty 0,5 L
Pręty przynitowane skrzyżowane w połowie długości, dla wyboczenia prostopadle do płaszczyzny kraty 0,67 L
Części pasów w płaszczyźnie prostopadłej do kraty dla pasów stężonych 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 co najmniej 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 prętów 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 złożone, 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 co najmniej 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.

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

17. Współczynnik sprężystości dla żelaza zlewne można we wszystkich okolicznościach przyjmować równy 2,100.000 kg/cm^2 .

18. Strzałka ugięcia powinna być mniejsza niż 1/500 rozpiętości. Należy je obliczyć tylko:

- dla dźwigarów specjalnie silnie obciążonych,
- dla dźwigarów dłuższych niż 6 m.

IV. Konstrukcja z kamienia naturalnego.

§ 15. 1. Przy obliczaniu konstrukcji z kamienia naturalnego przyjąć należy jako zasadę następujące współ-

czynniki bezpieczeństwa w stosunku do wytrzymałości kostkowej:

- dla kamieni łożyskowych (podporowych) pewność 10-krotną;
- dla kamieni w filarach i sklepieniach pewność 15-krotną;
- dla kamieni w słupach i smukłych filarach pewność 25-krotną.

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 co najmniej 5 prób z kostkami o długości boku 7 cm.

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

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

M a t e r j a ł y	Naprężenie dopuszczalne w kg/cm^2		
	Ciosy podporowe	Filary i sklepienia	Słupy i smukłe filary
Skały wulkaniczne i plutoniczne (granit, bazalt, porfir, sjenit i t. d.)	65	45	30
Wapienie, dolomity	30	25	15
Piaskowce	25	20	10

5. Dla muru z kamienia naturalnego można dopuścić normalnie następujące naprężenie na ciśnienie:

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

Największe naprężenie nie może jednak w żadnym razie przekroczyć 1/15 wytrzymałości kostkowej kamienia.

Naprężenie na rozciąganie nie może przekraczać:

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

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

Konstrukcje z kamienia sztucznego.

§ 17. 1. Wytrzymałość cegieł winna wynosić co najmniej:

- 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 normom, dotyczącym cementów, ustalonym przez Polski Komitet Normalizacyjny.

§ 18. 1. Naprężenia dopuszczalne na ściskanie wynoszą (w kg/cm^2).

Rodzaj muru	Na zaprawie wapiennej	Na zaprawie wapienno-cement. 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

Napężenie dopuszczalne muru z cegły niewypalanej na glinie przyjmować należy najwyżej 2 kg/cm^2 .

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

a) przy zaprawie cementowej	jeżeli ich wymiary nie przekraczają $3,5 \text{ m}$ wysokości oraz	4 m	długości
do 8 kg/cm^2		5 m	między
„ 5 „			stężeniami
b) przy zaprawie cement.-wapiennej		4 m	popręcznemi
do 5 kg/cm^2		5 m	
„ 3 „			

3. Największe napężenie dopuszczalne na ściskanie filarów wolno stojących i murów nieusztynionych 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 j. w. 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 i t. p. konstrukcjach należy odpowiednio zabezpieczyć przeniesienie sił na górny materiał podstawy.

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

§ 19. 1. Przy obliczaniu kominów fabrycznych można dopuścić wyjście linii ciśnienia z rdzenia przekroju: największe napężenia na ciśnienie nie powinny jednak przekraczać następujących granic:

dla kominów z cegły ręcznej na zaprawie wapiennej	7	kg/cm^2
dla kominów z cegły ręcznej na zaprawie cementowo-wapiennej	8,5	„
dla kominów z cegły ręcznej na zaprawie cementowej	10	„
dla kominów z cegły maszynowej zwykłej na zaprawie wapiennej	8,5	„
dla kominów z cegły maszynowej zwykłej na zaprawie cementowo-wapiennej	11	„
dla kominów z cegły maszynowej zwykłej na zaprawie cementowej	14	„
dla kominów z cegły maszynowej wyborowej normalnej lub kominowej o wytrzymałości co najmniej 200 kg/cm^2 na zaprawie cementowo-wapiennej	13,5	„

dla kominów z cegły maszynowej wyborowej normalnej lub kominowej o wytrzymałości co najmniej 200 kg/cm^2 na zaprawie cementowej 16 kg/cm^2

dla kominów z klinkierów o wytrzymałości co najmniej 300 kg/cm^2 na zaprawie cementowo-wapiennej 16 „

dla kominów z klinkierów o wytrzymałości co najmniej 300 kg/cm^2 na zaprawie cementowej 20 „

O ile ciśnienie ma przekraczać te granice, należy sprawdzić wytrzymałość zarówno stosowanej zaprawy, jako też cegły, przyczem najwyższe wartości naprężeń nie mogą dojść do $\frac{1}{10}$ wytrzymałości muru.

Dla kominów budowanych na zaprawie cementowo-wapiennej o wysokości do 50 m , względnie kominów na zaprawie cementowej do 60 m , można przyjąć napężenia dopuszczalne na rozciąganie w wielkości:

$1,5-0,05 (H-30) \text{ kg/cm}^2$ dla zaprawy cement.-wapiennej, $2,5-0,05 (H-30) \text{ kg/cm}^2$ dla zaprawy cementowej, gdzie H jest wysokością komina w metrach.

Dopuszczalne jest jednak również obliczenie uproszczone przy przyjęciu, że zaprawa nie jest wytrzymała na rozciąganie i że szew pęknie. Toż założenie należy przyjmować zawsze dla kominów o wysokościach większych niż podane powyżej.

Stalność ogólną kominów fabrycznych stwierdzić należy na parcie wiatru dla przynajmniej dwukrotnej pewności.

VI. Konstrukcje z betonu nieuzbrojonego.

§ 20. 1. 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 możności 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, zawartych w załączniku 1 do niniejszego rozporządzenia.

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

Dodanie wielkich brył kamienia do betonu niewzmocnionego może być dozwolone przy dokładnem oznaczeniu 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 co najmniej wytrzymałości kostkowej betonu, jednak niemniej niż 200 kg/cm^2 ; zaś wielkość wsiąkania najwyżej 15% objętości.

5. Do betonu ceglanego można użyć tłuczni ceglanego o wytrzymałości co najmniej równej wymaganej wytrzymałości betonu, jednak niemniej 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 winny odpowiadać normom 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 próbami przed zaczęciem mieszania, to należy przyjąć, że jeden litr cementu lekko nabranego waży $1,2$ kilograma.

6. Dla ułatwienia nadzoru należy w miejscu mieszania betonu, 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, zawartych w załączniku 1 do niniejszego rozporządzenia.

Dla mniejszych budowli można prób nie wykonywać, przyjmując naprężenie dopuszczalne wedle § 28 p. 3.

2. Do oceny wytrzymałości betonu, t. j. 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 ośmiu 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 zaczęciu 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 dwu 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 samym nie psuły wymieszania. Największa wysokość spadu nie powinna przekraczać trzech metrów.

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

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

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

8. Świeżo wykonany zespół należy w czasie tężenia betonu ochronić przed działaniem słońca, mrozu, de-

szczy i innych wpływów atmosferycznych, jakoteż co najmniej 4 dni przed wstrząśnieniami i obciążeniami.

§ 26. 1. W czasie zimowym przy temperaturze, spadającej poniżej $0^{\circ} C$., należy przerwać roboty betonowe. Jeżeli wykonywa się je przy temperaturze od $0^{\circ} C$ do $+4^{\circ} C$, to należy świeży beton chronić przed ewentualnymi przymrozkami (na noc nakrywać). W wypadkach wyjątkowych, w których roboty betonowe wykonywa się przy temperaturze poniżej $0^{\circ} C$, należy miejsce budowl, jakoteż mieszanie betonu zabezpieczyć od mrozów. Nie można przytem używać zmarzniętego kamienia. Wykonywanie robót betonowych w czasie mrozu poniżej $5^{\circ} C$ może być dozwolone tylko przy użyciu specjalnych środków zabezpieczających, zaakceptowanych przez właściwą władzę budowlaną.

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

§ 27. 1. Rusztowania mają być tak silne, ażeby nie powodowały odkształceń w zespołach betonowych jeszcze dostatecznie niestężałych 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 rozbierać bez wywołania wstrząśnień w stężałych zespołach betonowych.

3. Deskowanie powinno być szczelne i łatwe do oczyszczenia.

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

5. Podpory zapasowe należy zatrzymać przynajmniej 14 dni dłużej.

§ 28. 1. Naprężenia 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 zależne jest od stosunku najmniejszej grubości g do wysokości h , a mianowicie:

dla $\frac{g}{h} = 0,5$ wynosi $0,15$ wytrzymałości na ściskanie
 " $= 0,25$ " $0,10$ " " "
 " $= 0,1$ " $0,05$ " " "

Dla wartości pośrednich należy interpolować linjowo.

3. O ile prób się nie wykonywa, przyjmować można wytrzymałość kostkową:

betonu z kamienia naturalnego:	
przy $500 kg$ cementu na $1 m^3$ kruszywa	$200 kg/cm^2$
" 400 " " " " "	170 "
" 300 " " " " "	140 "
" 200 " " " " "	100 "
" 100 " " " " "	60 "
betonu ceglanego:	
przy $300 kg$ cementu na $1 m^3$ kruszywa	$80 kg/cm^2$
" 200 " " " " "	60 "
" 100 " " " " "	40 "

Naprężenia dopuszczalne wynoszą wtedy w kg/cm^2 :

Rodzaj naprężenia	Dla betonu z kamienia naturalnego					Dla betonu ceglanego		
	przy ilości cementu w kg na $1 m^3$ tłuczni (żwiru)							
	500	400	300	200	100	300	200	100
Ściskanie osiowe	30	25,5	21	15	9	12	9	6
Ściskanie 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 ściszanego i rozciąganego są jednakowe i wynoszą $150.000 kg/cm^2$ dla betonu o wytrzymałości ponad $140 kg/cm^2$, zaś $100.000 kg/cm^2$ dla betonu o wytrzymałości poniżej $100 kg/cm^2$.

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.

§ 41. 1. Materiały składowe betonu winny czynić zadość warunkom podanym w §§ 10–24, z uwzględnieniem następujących zmian:

2. Ilość cementu w konstrukcjach żelbetowych nie może być mniejsza niż $300 kg$ na $1 m^3$ kruszywa.

Dla dźwigarów, narażonych na zginanie, największa ilość cementu nie powinna przekraczać $500 kg$ na $1 m^3$ kruszywa.

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

§ 32. 1. Żelazo powinno odpowiadać przepisom, zawartym w załączniku 2 do niniejszego rozporządzenia.

2. Należy używać żelaza zlewne lub miękkiej stali zlewnej.

3. Największy wymiar przekroju poprzecznego pojedynczej wkładki o przekroju okrągłym nie powinien być większy, niż $50 mm$. Użycie wkładek o większym przekroju może być dozwolone w wypadkach zasługujących na uwzględnienie.

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

§ 33. Roboty betonowe powinny być wykonane według §§ 25–27.

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

Należy usunąć rdzę, jeżeli odpada łuskami.

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 zetknięte 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. Łączenie wkładek przez spawanie (zgrzewanie) może być dozwolone 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 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:

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

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

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

przyczem g oznacza obciążenie stałe, p obciążenie ruchome zaś l osiowy odstęp żeber. Jeżeli rozpiętości lub 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 przeseł belek ciągłych.

6. Przy płytach o stosunku bloków 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 żebra żelbetowych dźwigarów teowych, należy przyjmować zależnie od odstępów żeber w świetle „ a ” i ich rozpiętości „ l ” według następującej tabliczki:

$$\text{dla } a:l = 0 \text{ do } 0,25 \quad 0,50 \quad 0,75 \quad 1,00$$

$$\text{dla } c:a = \quad 0,5 \quad 0,45 \quad 0,40 \quad 0,33.$$

Dla pośrednich wartości należy interpolować linjowo.

$$\text{dla } a:l > 1 \text{ należy przyjąć } c = 0,33 l.$$

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

Dla obliczenia statycznego naprężeń w dźwigarach żelbetowych zginanych lub obciążonych mimooosiowo 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 podłużny wkładki żelaznej. Przekrój żelaza powinien wynosić wtedy jednak najmniej 0,8‰, a najwyżej 3‰ przekroju betonu, a wkładki należy połączyć strzemiionami 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.

11. Dla słupów uzwojowych (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:

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

dla rdzenia kwadratowego:

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

gdzie oznacza:

F_r — przekrój, t. j. betonu wewnątrz wzmocnienia owijającego;

f_p — przekrój wzmocnienia podłużnego;

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

Uzwojenie wolno uwzględniać 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 równym 50 kg/cm^2 ; zaś mniejszy o 0,125 średnicy rdzenia przy naprężeniu w betonie równym 100 kg/cm^2 , a nadto mniejszy od 8 cm;

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

c) przekrój zastępczy (F_i) jest równy albo mniejszy od podwójnego przekroju rdzenia (F_r).

12. Dla słupów ściskanych należy uwzględnić niebezpieczeństwo wybożenia przez zastosowanie współczynnika zmniejszającego (patrz załącznik 3 do niniejszego rozporządzenia), jeżeli smukłość, t. j. stosunek swobodnej długości pręta „ l ” do najmniejszego promienia bezwładności przekroju „ i ” przekracza:

60 w wypadku wzmocnienia podłużnego,

40 „ „ „ uzwojonego.

13. Słupy żelbetowe uzwojone z duszą żeliwną można obliczać przy założeniu, że udźwig całego słupa jest sumą udźwigów zewnętrznej części żelbetowej i wewnętrznej żeliwnej, jeżeli krok owinięcia będzie równy lub mniejszy, niż podwójny odstęp uzwojenia od wkładki żeliwnej. Przy uwzględnieniu wybożenia 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. moment bezwładności żeliwa,

F_p wzgl. I_p — pole przek., wzgl. mom. bezwł. uzbroj. podłuż.,

F_b wzgl. I_b — „ „ „ „ rdzenia betonu. Współczynniki zmniejszające na wybożenie należy przyjmować wedle tablicy dla żeliwa (załącznik 3 do niniejszego rozporządzenia).

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 naprężenia złożone, wywołane obciążeniem i momentem zginającym.

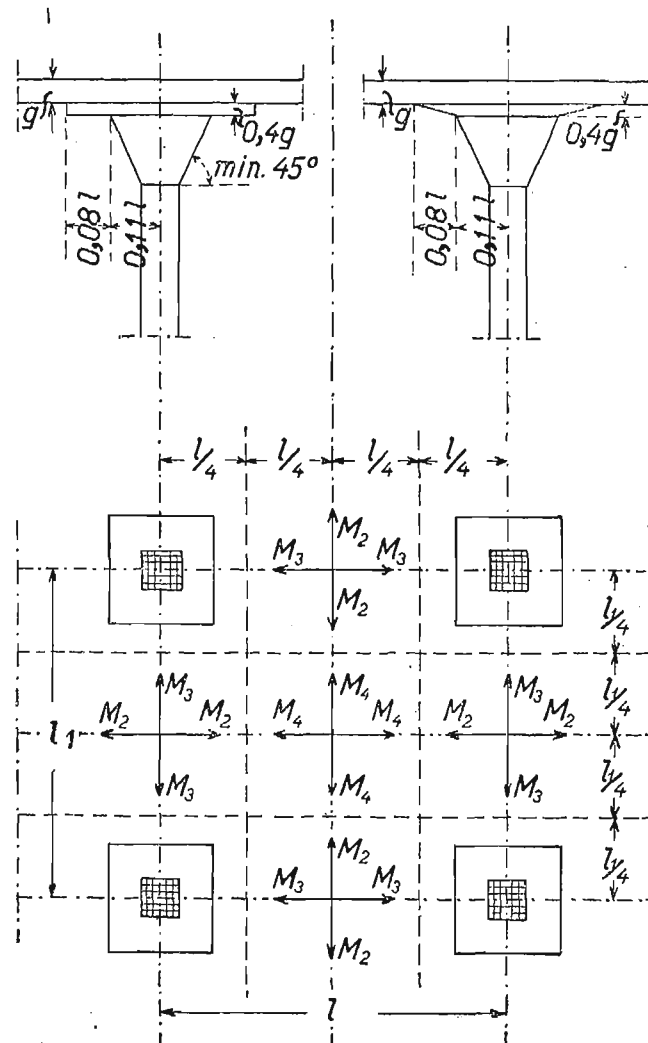
16. Gdy długość słupa jest większa niż 20-krotny najmniejszy wymiar przekroju, należy moment, wywołany siłą zginającą zwiększyć o wartość $0,005 Pl$.

17. W częściach zeskładu, narażonych tylko na rozciąganie, nie uwzględnia się wcale betonu przy obliczeniu przekroju żelaza.

18. Przy projektowaniu słupów grzybkowych (bezelkowych) należy zachować następujące reguły:

Najmniejszy wymiar słupów powinien wynosić co najmniej $1/18$ rozpiętości sąsiednich przęseł i co najmniej $1/15$ wysokości piętra, jednak nie mniej niż 40 cm przy słupach okrągłych i 35 cm przy kwadratowych.

Kształt głowicy słupa winien stosować się do rysunku niżej podanego.



Grubość płyty wynosić powinna co najmniej 15 cm, oraz co najmniej $1/32$ większej rozpiętości płyt; dla dachów zaś co najmniej 22 cm względnie $1/40$ 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

stałego:

ruchomego:

W strefie przygłowicowej:

$$M_1^g = -0,06 gl^2$$

$$M_1^p = 0,06 pl^2$$

W strefie pośredniej między słupami:

a) w kierunku poprzecznym

$$M_2^g = -0,017 gl^2$$

$$M_1^p = -0,017 pl^2$$

b) w kierunku podłużnym

$$M_3^g = +0,025 gl^2 \quad M_3^p = +0,032 pl^2$$

W strefie środkowej:

$$M_4^g = +0,017 gl^2 \quad M_4^p = +0,022 pl^2$$

Jeżeli wkładki są rozmieszczone w czterech kierunkach, t. j. także w kierunkach przekątnych należy przyjmować momenty ujemne (M_1 i M_2) jak wyżej, zaś dodatnie:

$$M_3^g = +0,02 gl^2 \quad M_3^p = +0,027 pl^2$$

$$M_4^g = +0,02 gl^2 \quad M_4^p = +0,027 pl^2$$

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 2,1 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 boku prostokąta; w tym ostatnim wypadku przekrój wkładek, biegnących w kierunku krótszego boku prostokąta musi wynosić co najmniej $2/3$ 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 $0,03(p+g)l^2$.

§ 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 prętów żelaznych, rozmieszczonych na obwodzie.

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 tężeniu.

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

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

3. Wyższe naprężenia są dopuszczalne w przegubach i t. p. konstrukcjach.

4. Naprężenia dopuszczalne żelaza należy przyjmować wedle § 14.

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

Naprężenia dopuszczalne wynoszą wtedy:

Rodzaj naprężenia	Naprężenia 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 mimośrodkowym	52	44,2	36,4
b) przy obciążeniu osiowym	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 mimośrodkowym 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 uwzględnić przy konstrukcjach, narażonych bezpośrednio na zmiany ciepłoty.

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

8. Współczynnik rozszerzalności dla betonu i żelaza należy przyjmować równy 0,00001 na $1^{\circ} C$, a współczynnik sprężystości dla betonu równy $210.000 kg/cm^2$.

9. Wpływ skurczu 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.

10. W budowlach dłuższych niż 60 m należy urządzić przerwy dylatacyjne w odstępach co najmniej 50 m.

11. Dla kominów fabrycznych żelbetowych, należy przy dokładnym obliczeniu uwzględnić także różnice temperatury gazów dymowych wewnątrz komina i powietrza ($10^{\circ} C$) zewnątrz tegoż. Naprężenia dopuszczalne przyjmować należy:

a) przy uwzględnieniu obciążenia ciężarem własnym i wiatrem, a nadto różnicy temperatur:

dla betonu na ściskanie 0,22 K
dla żelaza na rozciąganie $1200 kg/cm^2$

b) bez uwzględnienia różnicy temperatur:

dla betonu na ściskanie 0,16 K
dla żelaza na rozciąganie $900 kg/cm^2$.

W powyższym K oznacza wytrzymałość kostkową betonu.

12. Stropy ceglano-betonowe z wkładkami żelaznymi należy obliczać, przyjmując stosunek współczynników sprężystości $n=25$. Naprężenie dopuszczalne cegieł na ściskanie przyjmować należy 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 bada się przez sadowanie lub próbnę 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:

Nasypany — do $0,5 kg/cm^2$.

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

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

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

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

Skała miękka	do 5 kg/cm^2	jednak nie wyżej niż do
„ średnio twarda	„ 10 „	połowy wytrzymałości
„ bardzo	„ 30 „	kostkowej odpowiedniego
		materiału.

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

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

IX. Konstrukcje specjalne.

§ 39. Odstąpienie od norm powyższych dla specjalnych konstrukcyj jest dopuszczalne, o ile przedłożone zostaną obliczenia szczegółowe, należycie naukowo uzasadnione.

X. Wejście w życie rozporządzenia.

§ 40. Rozporządzenie niniejsze wchodzi w życie z dniem ogłoszenia.

Minister Robót Publicznych:
Moraczewski.

Załącznik I

(do §§ 20 i 24 rozp. z dnia 18
czerwca 1929 r. — poz. 431).

Przepisy dotyczące prób wytrzymałości betonu.

Przedmiot przepisów.

§ 1.

Przepisy odnoszą się do wyznaczenia wytrzymałości betonu na ściskanie do celów budowy.

Wykonanie próbek.

§ 2.

Próbka betonu, którą wykonywa się przed rozpoczęciem budowy, powinna być sporządzona z tych samych materiałów i przy tym samym składzie ilościowym cementu, kruszywa i wody, w jakich będzie następnie wykonywany beton w danej konstrukcji, przyczem cement, kruszywo i wodę należy zważyć.

2. Każdy z materiałów składowych betonu powinien mieć ciepłotę normalną, to znaczy około $+15^{\circ} \text{C}$.

3. Największe ziarna kamienia powinny przechodzić przez sito o otworach 3 cm .

4. Beton należy mieszać temi samymi narzędziami, jakie będą używane do mieszania betonu przy budowie.

5. Do sporządzenia próbek kontrolnych w czasie budowy należy użyć tego betonu, którym się na budowie pracuje w chwili sporządzenia próbek. Z tego betonu należy jednak usunąć ziarna kamienia, niedpowiadające ustępowi 3.

Miejsce sporządzania próbek.

§ 3.

Próbki należy wykonać na miejscu budowy w obecności kierownika budowy, w miejscu chronionem przed deszczem, przeciągiem i bezpośredniem działaniem promieni słonecznych lub otwartych ognisk.

Ilość próbek.

§ 4.

Z reguły należy sporządzać 4 próbki z tego samego betonu i w zupełnie takich samych warunkach.

Formy do sporządzania próbek.

§ 5.

1. Do sporządzania próbek należy używać, o ile to tylko możliwe, form żelaznych. Powinny one nadać próbkom kształt dokładnych sześciątów o długości boków, równej 20 centymetrom.

2. Formy należy tak sporządzić, ażeby dawały się łatwo rozbierać bez wstrząśnień i bez uszkodzenia ścian próbek.

Nanoszenie betonu do form.

§ 6.

1. Przy użyciu betonu miękkiego, formy należy wypełniać za jednym razem i powierzchnię górną zrównać z górną krawędzią formy.

2. Przy użyciu betonu sypkiego należy beton nanieść do formy dwiema warstwami. Górną powierzchnię należy wyrównać według krawędzi formy.

3. Ażeby zapobiec powstaniu próżni przy ścianach formy, należy podczas nanoszenia betonu zapomocą odpowiednich narzędzi zepchnąć w dół kamienie opierające się o ściany formy.

4. Po zapełnieniu betonem należy formy ustawić w miejscu spokojnem, nie narażonem na wstrząśnienia.

Dalsze postępowanie z próbkami.

§ 7.

1. Próbki mają pozostawać w formach przez 24 godziny.

Po wyjęciu z formy należy próbki okryć wilgotną szmatą i w wilgotnem okryciu trzymać przez 7 dni, ułożwszy je górną powierzchnią na ruszcie drewnianym, ażeby powietrze miało dostęp ze wszystkich stron.

3. Przez cały ten czas próbki należy przechowywać w temperaturze około 15°C , zabezpieczyć od wstrząśnień i niczem nie obciążać.

4. Przewóz próbek z miejsca wykonania do miejsca próby może nastąpić dopiero po 8 dniach, licząc od chwili sporządzenia próbek. Należy przytem zwracać uwagę na staranne opakowanie (w trociny lub inny podobny materiał) celem ochrony przed szkodliwym wpływem wstrząśnień lub przed uszkodzeniem ścian.

Oznaczenie próbek.

§ 8.

1. Każdą próbkę należy przy wyjściu z formy zaopatrzyć w znak rozpoznawczy, czyli cechę w sposób trwały i wyraźny. Należy przytem oznaczyć wierzchnią stronę kostki (dla zorientowania się co do kierunku ubijania).

2. Po wykonaniu próbek należy spisać w dwóch egzemplarzach „Protokół sporządzania próbek“.

3. Protokół sporządzenia próbek powinien podawać:

a) miejsce i dzień sporządzenia próbek;

b) nazwiska obecnych przy sporządzaniu próbek;

c) na czyje zarządzenie próbki są wykonane i to, czy się je wykonywa przed rozpoczęciem budowy, czy też w czasie budowy dla kontroli;

d) nazwisko technicznego kierownika budowy;

e) oznaczenie budowli, do której beton próbowany zostanie użyty;

f) stosunek ilościowy materiałów składowych, pochodzenie ich i sposób mieszania betonu;

g) sposób oznaczenia próbek, dzień wykonania, temperaturę w jakiej były wykonane i sposób przechowania próbek po wykonaniu.

4. Protokół sporządzenia próbek powinien być podpisany przez technicznego kierownika budowy i dwóch świadków.

5. Egzemplarz protokołu sporządzenia próbek należy dołączyć do dziennika budowy.

Wykonanie prób betonu.

§ 9.

1. Próby wytrzymałości kostek betonowych na zgniecenie należy przeprowadzić z reguły po 28 dniach, licząc od dnia sporządzenia próbek.

2. Przed zaczęciem budowy można wykonywać próby już po 8 dniach zupełnie spokojnego tężenia, jednak tylko celem przybliżonej oceny wytrzymałości.

Oprócz takiej przybliżonej próby, należy wykonać próby miarodajne po 28 dniach.

3. Przyjąć można, że wytrzymałość betonu z prób po 8 dniach ma się do wytrzymałości prób po 28 dniach jak 2:3.

4. Przed poddaniem próbek obciążeniu, należy wyznaczyć ich ciężar i dokładne wymiary, oraz sprawdzić, czy ściany kostki, dolna i górna są do siebie równoległe i płaskie. W przeciwnym razie należy je wyrównać.

5. Wytrzymałość na zgniecenie należy wyznaczać maszyną, dokładnie sprawdzoną. Podkładki z pilśni (filcu), papy, ołowiu i t. p. są niedopuszczalne.

6. Kostki należy poddawać ciśnieniu w tym kierunku, w jakim były wykonane, to znaczy, wywierając nacisk na powierzchnię górną i dolną kostki.

7. Ciśnienie wywierane na kostkę powinno wzrastać powoli i ciągle tak, ażeby w przybliżeniu przyrost na 1 sekundę wynosił 1 kg/cm^2 .

8. Jako wytrzymałość kostkową należy przyjąć średnią arytmetyczną z wyników, otrzymanych przy poszczególnych próbkach. Jeżeli ta średnia arytmetyczna jest mniejsza od żądanej wytrzymałości kostkowej, albo, jeżeli jedna z poszczególnych wartości jest o 20% mniejsza od

wspomnianej wytrzymałości, to nie można używać betonu tej jakości.

Świadcstwo wytrzymałości betonu na ściskanie.

§ 10.

1. Z wykonania prób betonu na ściskanie należy spisać „Świadcstwo wytrzymałości betonu na ściskanie”, które ma zawierać następujące dane:

a) oznaczenie zakładu, który próby przeprowadza, dzień przeprowadzenia prób, nazwiska kierownika i obecnych przy próbie;

b) oznaczenie budowy i nazwisko technicznego kierownika budowy, dla której próby się wykonywa, a to na podstawie i przy załączeniu „Protokołu sporządzeniu próbek”, spisane według § 7;

c) opisanie maszyny próbnej i sposobu przeprowadzenia próby, z podaniem wyników dla każdej z 4-ch kostek próbnych;

d) oznaczenie wytrzymałości betonu na ciśnienie.

2. Protokół wykonania prób powinien być podpisany przez kierownika zakładu, przeprowadzającego próby.

Zakłady do wykonania prób.

§ 11.

1. Miarodajne są tylko próby, wykonane przez politechniki polskie i uznane przez Ministra Robót Publicznych stacje doświadczalne dla materiałów budowlanych.

2. Próby mogą wykonywać również i inne zakłady a nawet przedsiębiorstwa budowlane, które mają maszyny sprawdzone przez stacje doświadczalne, o ile na to zgodzi się właściwa władza i o ile próba wytrzymałości będzie wykonana w obecności delegata tej władzy.

(D. n.)

Wiadomości z literatury technicznej.

Budownictwo wodne.

— **Śluza oszczędnościowa do wielkich spadów, z komorą powietrzną.** Profesor H. Proetel z Akwizgranu opisuje w czasopiśmie *Der Bauingenieur* Nr. 26, 1929 swój projekt śluzy komorowej dla kanału Akwizgran-Ren, dla 20 m spadu. Śluza ta przy czterech zbiornikach oszczędności, z których każdy ma powierzchnię równą półtorakrotnej powierzchni komory, dzięki specjalnym urządzeniom, daje zaoszczędzenie wody aż 85,3%. Zbiorniki oszczędności rozłożone są po obu stronach komory ponad sobą — odpowiednie części zbiorników z jednej i z drugiej strony komory położone nie są jednak w tym samym poziomie, lecz o połowę swej wysokości w kierunku pionowym względem siebie przesunięte. Rzut poziomy komory wynosi $110 \times 13 \text{ m}^2$, głębokość pod dolną wodą 4,20 m, można tu zatem śluzować statki ładujące 2000 ton.

Różnica konstrukcji tej śluzy w porównaniu ze zwykłym typem śluzy oszczędnościowej, polega na tem, że ponad zbiornikami oszczędności znajdują się jeszcze dwie komory powietrzne, jedna nad drugą, połączone rurami powietrznymi ze zbiornikami oszczędności i z zewnętrznym powietrzem. Te komory „wyzyskują energię wody, jaka powstaje przy wypróżnianiu i napełnianiu komory, a mianowicie w ten sposób, że pewna objętość wody, znajdująca się w komorze powietrznej dolnej przez wytwarzane ciśnienie wody, zostaje wtłoczona do komory górnej, poczem przepływając w dół wytwarza w niej rozrzedzenie i działanie ssące i odwrotnie. Ponieważ zbiorniki oszczędności są połączone rurami z temi komorami powietrznymi, zatem działanie komór powietrznych umożliwia wyższe napełnienie zbiorników oszczędności przy wypróżnianiu komory, oraz niższe ich wypróżnienie przy napełnianiu komory, czego wynikiem jest wysoka oszczędność wody, wynosząca tak według obliczeń, jak i według doświadczeń na modelu 85,3%.

Jak z tego widać, tak komory powietrzne jak i zbiorniki oszczędności, muszą być szczelne, aby powietrze nie uchodziło.

Porównanie kosztów wykazuje, że śluza ta, której koszt wyniesie 5,519.000 Mk., jest trochę droższa od śluz zwykłych z 4 i 5 zbiornikami oszczędności, jednak koszt roczny z uwagi na większą oszczędność wody będzie trochę niższy. W porównaniu z elewateorem o tym samym spadzie, koszt tej śluzy jest prawie o połowę mniejszy.

— **Wzorowe ukształtowanie jazów.** (Mustergiltige Gestaltung von Wehranlagen). W artykule pod tym tytułem, zamieszczonym w czasopiśmie *der Bauingenieur* Nr. 26 i 27 z r. 1929 podaje inż. Grzywieński z Wiednia zasady, jakim, pod względem wyglądu zewnętrznego, mają odpowiadać budowle inżynierskie. Zapatrywania autora są pod każdym względem słuszne i nowoczesne i warte rozpowszechnienia.

— **Piętnastolecie istnienia Zakładu doświadczalnego budownictwa wodnego w Wiedniu.** Zakład ten otwarty w r. 1914, a urządzony częściowo także kosztem galicyjskiego funduszu budowli wodnych (90.000 koron), przeprowadził w niedługim stosunkowo jeszcze okresie swego istnienia, szereg poważnych prac. Opis urządzeń, oraz przegląd tych prac podaje osobna broszura wydana przez obecnego kierownika Zakładu inż. R. Ehrenbergera.

Oto szereg najważniejszych prac doświadczalnych: 1. Sprawdzenie przelewów. 2. Doświadczenia na modelach dotyczące regulacji Dunaju pod Mella. 3. Wykształcenie profilów równowagi w prostych kierunkach rzek. 4. Stałość przepuszczalnych grobli. 5. Nowe zasady obrachowania ruchu rumowiska w rzekach. 6. Doświadczenia z rurą do obserwacji dna rzeki. 7. Zjawisko w związku z ruchem wody w polach między ostrogami. 8. Tarowanie Pitotów. 9. Próby wentyli. 10) Ruch wody w stromych rynnach. 11. Badania wydajności studzien i oznaczenie przepuszczalności piasku. 12. Doświadczenia na modelach dotyczące ubezpieczenia podłoża jazu. 13. Doświadczenia na modelach dotyczące ochrony Wiednia przed powodzią. 14. Spływ wody i rumowiska na dolnej ścianie przegród. 15. Rozkład ciśnień na grzbiecie jazu. 16. Badanie działania ubezpieczenia podłoża jazu na Ybbs.

Opis zakładu podany jest w „Regulacji rzek“ podpisanego, pozatem o pracach zakładu podawaliśmy niejednokrotnie wzmianki. Tu omówimy jeszcze jedną z najnowszych prac.

— **Doświadczenia dotyczące wydajności studzien.** (Opracowanie inż. Ehrenberger'a, odbitka z *Zeitschrift d. oesterr. Ing. u. Arch. Ver.* Nr. 9—14/1928. Badanie opiera się na pracy inż. Kożeny'ego¹⁾, który ustawił osobną teorię. Doświadczenia potwierdzają zasady Kożeny'ego, natomiast podają w wątpliwość zasady starej teorii Dupuit'a. Główne wyniki badania streszczają następujące punkty:

1. Co do sposobu przeprowadzenia doświadczeń. Należy używać wody odstanej w zbiorniku, a zatem odpowietrzonej; przy użyciu wody wodociągowej gromadzi się w złożu przepuszczalnym coraz to więcej powietrza, zmniejszając stopniowo wydajność studzien doświadczalnych.

2. Prawo Darcy: $v = k I$ ważne jest aż do prędkości maksymalnej $v = 0,3 - 0,4 \text{ cm/sek}$.

3. Prędkości dopływu wody do studni nie są jednakowe, lecz wzrastają od góry aż do podłoża nieprzepuszczalnego.

4. Przebieg linii obniżonego w czasie pompowania zwierciadła wody przy studni nie jest taki, jak dotychczas przypuszczano. Mianowicie przy studni następuje załamanie tej linii w dół, to znaczy, że zwierciadło wody w studni jest o Δx niżej, jak zwierciadło wody gruntowej (obniżone) przy ścianie studni.

5. Zgodnie z teorią Kożeny'ego wykazały doświadczenia, że przy zupełnym wyrzuceniu wody ze studni, zwierciadło wody gruntowej przy studni zniża się zaledwie do połowy grubości warstwy wody H .

6. Wydajność studni według wzoru Kożeny'ego $Q_k = 2 \pi k H r C F$ jest zbyt mała i należy ją pomnożyć przez czynnik $f = 5,08 - 4,08 \frac{h}{H}$, gdzie h oznacza zniżony słup wody gruntowej przy ścianie studni.

Wszystkie te badania i wyniki odnoszą się do studni o przepuszczalnym koszu, sięgającym aż do warstwy nieprzepuszczalnej.

Dr. M. M.

Drogi żelazne.

— **Pięćdziesięciolecie kolei elektrycznych.** 31 maja 1879 puszczono w ruch pierwszą elektryczną lokomotywę na wystawie przemysłowej w Berlinie. Pociąg, zbudowany przez firmę „Siemens i Halske“ składał się z 3 wagonów i elektrycznej lokomotywy 1,4 m długiej. Motor był o sile 3 PS, największa szybkość jazdy 7 km/g, szerokość toru wynosiła 490 mm. Prądu elektrycznego (150 V.) doprowadzała ułożona w pośrodku toru izolowana szyna płaska.

Kolej była w ruchu do końca wystawy i przyniosła 18.000 marek czystego dochodu.

Werner Siemens wybudował wkrótce w r. 1881 kolejkę osobową pod Berlinem, a w r. 1882 dla kopalni węgla Zankerode w Saksonji. Już wówczas nosił się on z myślą budowy kolei elektrycznej nadziemnej dla Berlina.

Zastosowanie lokomotyw elektrycznych i motorów ograniczało się pierwotnie na koleje kopalniane i miastowe, a z początkiem nowego stulecia objęło i główne linje kolejowe.

— **Elektryczna kolejka pocztowa w Londynie.** Linja główna sieci kolejek pocztowych podziemnych, których projekt sięga czasów przedwojennych, z dworca Paddington na zachodzie miasta do urzędu pocztowego Whitechapel na wschodzie, została obecnie ukończona.

Linia wykonana jest w rurowym tunelu o ścianach z odlewów żelaznych, połączonych na śruby. Światło rury wynosi 2,75 m, na stacjach 7,6 m. Linia jest dwutorowa o przeswitach 0,61 m. Poziom tunelu sięga 15 do 24 m poniżej naturalnego terenu. Szybkość jazdy 56 km/g bez żadnej obsługi na samych wagonach, których jest po 2 do 3 w pociągu.

Pociągi takie mogą przewozić po 45 tonn dziennie w obu kierunkach, ładowność jednego wagonu wynosi 500 kg. (*Bull. d. Congr. d. ch. d. f.* 3/1928).

¹⁾ Die Grundwasserbewegung; Wasserkraft und Wasserwirtschaft 1927, zeszyt 5 i następne.

— **Smarowanie toku wewnętrznego szyn kolejowych w celu umniejszenia zużycia krysy kół.** Kolej Orleańska przeprowadza od dłuższego czasu próbę z urządzeniami do smarowania, względnie natryskiwania oliwą szyn w celu umniejszenia tarcia i zużycia kół. Urządzenia do smarowania szyn tak w prostych jak i w łukach niedopisywały, gdyż właśnie w łukach skutek był najmniejszy. Obecnie obmyślano urządzenie automatycznie działające tylko w łukach, gdzie zbiornik połączony jest z urządzeniem do pneumatycznego hamowania.

Zużycie oliwy wynosi 3 kg na 100 km, zużycie krysy kół zmniejszyło się o 90%.

Kolej Orleańska zaopatrzyła obecnie wielką ilość parowozów w te urządzenia. (*Revue générale des Chemins de fer* 5/1929).

— **Rdzewienie konstrukcji żelaznej mostów.** W zeszycie 32 pisma *Der Bahnbau* z 11 sierpnia 1929 poruszona jest w artykule wstępnym sprawa niszczenia żelaza konstrukcyj żelaznych wskutek niedostatecznego chronienia go przed rdzewieniem.

Autor mówi, że w latach 1900 do 1923 na całej ziemi było w użyciu 2000 milionów ton żelaza. Do dzisiaj pożarła rdza 40% tego żelaza, zatem około 800 milionów ton. Przeżto w ciągu 23 lat straciła ludzkość 80 miliardów marek, gdy tonę liczymy po 100 marek.

W ten okres czasu przypada wojna światowa i połączone z nią niedomagania w utrzymaniu budowli technicznych.

Jeżeli jednak obojętnym okiem patrzymy na ochronę żelaza przed rdzewieniem w różnych budowlach, nie możemy tego tolerować przy żelaznych konstrukcjach mostowych.

W przybliżeniu posiada państwo niemieckie 1,5 milionów ton żelaza w żelaznych konstrukcjach mostów kolejowych. Co 5 lat powinno być malowanie powierzchni mostów żelaznych odnawiane, zatem powinno się rocznie 3×100.000 ton żelaza odmalowywać. Każdej tonie żelaza odpowiada powierzchnia 10 m^2 , zatem rocznie 3 milionów m^2 powierzchni mostów żelaznych odnowić. Przy jednorazowym pomalowaniu liczy się 1 kg farby 6 m^2 powierzchni, zatem potrzebaby było rocznie na jednorazowe pomalowanie 500.000 kg farby, a trzykrotne $1\frac{1}{2}$ miliona kilogramów. Gdy weźmiemy w rachubę tylko dwukrotną powłokę farby, to zawsze jeszcze okaże się jej roczne zapotrzebowanie w ilości jednego miliona kg.

Nie są tu jeszcze uwzględnione szczególne braki z czasów wojny.

To krótkie zestawienie daje nam obraz z jak wielkimi kosztami połączone jest racjonalne utrzymywanie powierzchni konstrukcyj żelaznych mostów i tłómaczy załamywanie się budżetów konserwatorów.

— **Największy parowóz na ziemi.** „American Locomotive Co.“ przeprowadza obecnie próby z nowym parowozem, przeznaczonym dla linii „Northern Pacific“ w Stanach Dakota i Montana. Ponieważ przewidziane jest opalenie parowozu niskowartościowym węglem, przeto kocioł i palenisko parowozu posiadają wymiary dotąd jeszcze niestosowane.

Parowóz ma prowadzić pociągi 4000 tonowe na długich wzniesieniach.

Dla czyszczenia 6,75 m długiego rusztu musiano obmyśleć drzwi boczne z odpowiednim dostępem dla palacza. Jaszczyk jest w całości spawany.

Ciężar parowozu wraz z jaszczykiem wynosi	505 t
Cała długość parowozu	38 m
Waga kotła	74 t
Zapasy wody obejmuje	80 m ³
Zapasy węgla waży	27 t

(*Zeitschr. d. Ver. deut. Ing.* zeszyt 24 z 15/7 1929).

— **„Rocket“.** Firma „Robeit Stephenson and Co“, której założyciel przed stu laty wybudował znany parowóz Rocket, wykonała z polecenia Forda dla jego muzeum z Detroit duplikat pierwotnego oryginału, który w najdrobniejszych szczegółach naśladuje pierwowzór i jest zdolny do użytku.

Naśladownictwo wykonano z najdalej idącą ścisłością, nawet użyto tych samych materiałów co przed stu laty. (*The Engineer* 31/5 1929).

— Linje kolejowe dwutorowe jako dwie jednotorowe. W Ameryce na kolei Rock-Island w celu lepszego wyzyskania linii zaprowadzono tę nowość.

Podobny rodzaj eksploatacji ma znaczenie na szlakach stromych, kiedy pociągi idące pod górę nie nadążają. Szlak dla pociągów, idących w kierunku do doliny jest niewyżyskany, jeżeli pociągi te nie są ładowne a pociągi, idące pod górę są ładowne, a więc ciężkie. Ponieważ jazda w dół odbywa się prędzej od jazdy w górę, tor spadający jest mniej brany pod uwagę, niż podnoszący się i można na nim wyzyskać przerwy pomiędzy pociągami, by ominąć pociągi, idące pod górę.

Dwie, biegnące obok siebie takie koleje jednotorowe muszą posiadać sygnały dla obu kierunków. (*Przegląd zagranicznego piśmiennictwa kolejowego* 6/1929).

Inż. A. W. Krüger.

RECENZJE I KRYTYKI.

Spis Gazet i Czasopism Rzeczypospolitej Polskiej. Biuro Ogłoszeń Teofil Pietraszek w Warszawie, które posiada za sobą zasługę, iż pierwsze podjęło inicjatywę skatalogowania prasy w odrodzonej Polsce, obecnie wypuściło już 5-te wydanie „Spisu Gazet i Czasopism“, oczekiwane z zainteresowaniem przez wszystkich, którzy korzystali z przyjętych z całkowitem uznaniem poprzednich wydań.

Obecny rocznik „Spisu“ nie zawiódł żywionych co do niego nadziei. Równie ścisły i dokładny, jak poprzednie, daje on doskonały przegląd prasy w Polsce, albowiem oparty jest na materiałach pewnych i najświeższych. Zasadniczym celem wydawcy było niewątpliwie danie informatora dla ogłaszających się, to też „Spis“ został zaopatrzony w krótki, ale wyczerpujący „Poradnik Reklamowy“, który jest bardzo pożądaną publikacją z tej jeszcze tak mało u nas zasobnej w literaturę dziedziny, bez której jednak nie da się pomyśleć rozwój naszego handlu i przemysłu, walczących z wyposażoną w potężną reklamę konkurencją zagranicy.

Obok informacji, dotyczących się pism, traktowanych jako organy, ogłoszeniowe, przy każdym z wydawnictw spotykamy szereg informacji, które mogą zainteresować i przynieść korzyść każdemu, kto tylko posiada jakąkolwiek styczność z prasą.

„Spis“ podzielony jest na sześć części, co ma na celu uczynić przegląd naszej prasy możliwie szczegółowym i przejrzystym i co też z zupełnym powodzeniem udało się osiągnąć. Należy przytem podnieść ze szczególnem uznaniem myśl wydawcy, który część VI „Spisu“ poświęcił specjalnie prasie polskiej zagranicą. Liczba 180 pism polskich, rozsianych po całym świecie, jest sprawdzianem naszej tężyzny narodowej i silnego przywiązania do mowy ojczystej.

Egzemplarze „Spisu“, rozłożone w kiosku Biura Pietraszek na Powszechnej Wystawie Krajowej, w której, jak nas informują, biuro bierze udział, przy zwiedzaniu kiosków poszczególnych wydawnictw w pawilonie Prasy będą cennem uzupełnieniem odebranych wrażeń, dającym syntezę rozwoju i dorobku całej naszej prasy.

BIBLIOGRAFJA.

Dzieła i czasopisma nabyte na własność Biblioteki Politechniki Lwowskiej w IV. kwartale 1928 r. (C. d.) 74. Giedion S. *Baken in Frankreich*. Leipzig 1928. St. 127. — 75. Vischer J. u. Hilberseimer L. *Beton als Gestalter*. Stuttgart 1928. St. 124. — 76. Fleischer M. *Die Bodenkunde auf chemisch-physikalischer Grundlage*. 5. Aufl. Berlin 1922. St. X. 248. Tb. 2. — 77. Freckmann W. *Die Erschliessung und Bewirtschaftung des Niederungsmoores*. Berlin 1921. — 78. Seelhorst C. *Handbuch der Moorkultur*. 2. Aufl. Berlin 1914. St. VIII. 336. Tb. 4. — 79. Burger H. *Physikalische Eigenschaften der Wald- und Freilandböden*. Zürich 1927. — 80. Flury P. *Über den Einfluss von Trockenperioden auf das Bestandeswachstum*. Zürich 1927. St. 42. — 81. Volkart A. *Die Berasung von Schutthalden im Tiefland und Hochgebirge*. Zürich 1927. St. 38. — 82. Gäumann E. *Über eine Pestalozzia-Krankheit der Nussbäume*. Zürich 1927. St. 5. — 83. Mönning H. *Über Leucochloridium macrostomum*. Jena 1922. St. 61. Tb. 5. — 84. Steche O. *Hydra und die Hydroiden*. Leipzig 1911. St. VI. 162. Tb. 2. (C. d. n.)

SPRAWY TOWARZYSTWA.

Protokół Walnego Zgromadzenia członków P. T. P. w dniu 20. marca 1929. Prezes Inż. Stanisław Rybicki otwiera o godz. 18:30 Walne Zgromadzenie i stwierdza, że poprzednie zwołane na godz. 17-tą nie mogło się odbyć z powodu braku kompletu.

Po powitaniu członków w ilości 32. zaprasza przewodniczący na sekretarzy Inż. Nechaya i Inż. Winiarza, zaś na skrutatorów Inż. Biernackiego i Inż. Jana Witkiewicza. Na wstępie poświęcił Prezes Rybicki kilka słów pamięci zmarłych w r. ub. członków. Zgromadzenie wysłuchało słów Prezesa stojąc i uczciło pamięć zmarłych przez chwilę milczenia. Ponieważ Protokół z ostatniego Walnego Zgromadzenia został ogłoszony w Nr. 20 Czasopisma z dnia 25 października 1928 r. zaś sprawozdanie z czynności Wydziału w Nr. 4 z dnia 25 lutego 1929 przyjęto protokół i sprawozdanie do wiadomości bez odczytywania. Dalszą część zapełniło przemówienie Prezesa Rybickiego.

Prace Towarzystwa nie przyniosły może takiego bogatego wyniku, jaki pragnęlibyśmy uzyskać, ale Towarzystwo kroczyło niemniej stale naprzód na drodze wytkniętej tradycją i nietylko nie uroniło niczego ze swego wpływu i autorytetu, zdobytego długoletnią, rzetelną pracą, ale nawet pomnożyło swoje aktywa moralne i materialne. W związku Polskich Zrzeszeń Technicznych, który się coraz bardziej rozbudowuje i staje się uprawnionem przedstawicielstwem stanu inżynierskiego w Polsce, nasze Towarzystwo odgrywa przewodnią rolę i jego wnioski stanowią cenny materiał dla obrad Związku. Przypomnę tu przykładowo sprawę statystyki brakujących mieszkań, którą ma Związek prowadzić w zastępstwie władz do tego powołanych, lub o opinii naszej komisji budowlanej w sprawie ożywienia ruchu budowlanego i zaradzeniu brakowi mieszkań, którą przesłaliśmy wszystkim zrzeszonym Towarzystwom i która będzie służyć za podstawę dla wniosków Związku, przeznaczonych dla władz centralnych wraz z opinią o rządowym projekcie ustawy o budowie tanich mieszkań. Związek P. Z. T. który skupia w swej organizacji około 6.500 inżynierów nie cieszy się poparciem Ministerstwa Robót Publicznych, jak na to zasługuje. Rozwój i wzmocnienie jednolitej organizacji wszystkich techników polskich jest koniecznością, najpierw dla podniesienia znaczenia i wpływu techników w Polsce, dla rozwoju wiedzy i kultury technicznej, następnie jest on potrzebny ze względu na przyszłe kształtowanie się stosunków gospodarczych i politycznych w których zawodowe organizacje będą odgrywać ważną rolę. Mam tu także na myśli Państwową Izbę Gospodarczą przewidzianą w starej konstytucji, która ma się składać z delegatów zawodowych Izb lub Związków. Trzeba także pamiętać o roli jaką mogą odgrywać organizacje zawodowe w składzie przyszłych ciał ustawodawczych, skoroby ustrój faszystowski znalazł naśladowców, do czego dążą niektóre projekty zmiany konstytucji. Towarzystwo Politechniczne dąży dlatego stale do zorganizowania Izb Inżynierskich, choć rozbieżność zapatrywań, panujących wśród zrzeszonych towarzystw nie dozwoliła dotychczas na zadowalające rozwiązanie tej sprawy. W ostatnich czasach tutejsza Izba Inżynierska zajęła się, zachęcona przez Ministerstwo Robót Publicznych, opracowaniem projektu ustawy o organizacji Izb Inżynierskich dla całej Polski. Wprawdzie między zakresem działania Izb Inżynierskich i zakresem działania Związku Polskich Zrzeszeń Technicznych istnieje wielka różnica, jednak jak długo Izby Inżynierskie nie istnieją, Związek spełnia częściowo ich zadania zwłaszcza jako przedstawicielstwo przeważnej części polskich inżynierów.

W ubiegłym roku jak i w poprzednich, ciężar pracy naszego Towarzystwa spoczywał głównie na barkach „Żelaznej Brygady“ szczupłego grona starych a wiernych Towarzystwu członków Wydziału, podczas gdy młodszy Koledzy nie okazywali zapału dla współpracy z nami. Prezes Rybicki oświadczył dalej, że przy sposobności zakończenia 51 roku istnienia Towarzystwa, poczuwa się do ścisłego obowiązku złożenia podziękowania swym najbliższym współpracownikom, którzy z nim dzielili troskę

i rozwój i losy Towarzystwa, codziennie stając przy warsztacie o zabiegając o dobro Towarzystwa. Prezes Rybicki wyraził w gorących słowach podziękowanie za pomoc i współpracę P. Wiceprezesowi Blumowi, P. Skarbnikowi Bronarskiemu, P. Sekretarzowi Kozłowskiemu, P. Administratorowi domu Prof. Krzyczkowskiemu, P. Redaktorowi Czasopisma Technicznego Roniewiczowi, Administratorowi Czasopisma Technicznego, wreszcie personalowi biurowemu i zasłużonemu kursorowi Towarzystwa P. Kulikowi. Omawiając program działalności Towarzystwa na przyszłość Prezes Rybicki wskazał na sprawy najbardziej aktualne, w dziedzinie naszej obecnej gospodarki technicznej. Między nimi wysuwają się na czoło: sprawa zaradzenia brakowi mieszkań, organizacja Izb Inżynierskich, i uregulowanie ruchu samochodowego, odgrywającego ważną rolę w rozwoju naszych środków komunikacyjnych. Należałoby także zająć się lotnictwem, tym najmłodszym działem techniki i otwierającym nowe horyzonty dla komunikacji światowej. Byłoby rzeczą pożądaną, aby się utworzyły przy Towarzystwie Politechnicznym Koła lub sekcje dla ruchu samochodowego i lotnictwa. Pola pracy i tematów interesujących a aktualnych nie brakłoby Towarzystwu, ale dla rozwiązania nowych problemów potrzebną jest ochotna współpraca naszego Grona Kolegów, o którą stale zabiegamy i zabiegać będziemy, z nadzieją jej pozyskania, która nas może w tym roku nie zawieść.

W zastępstwie nieobecnych członków Komisji rewizyjnej odczytuje Inż. Bronawski protokół podpisany przez członków tejże Komisji z przeprowadzonego szkontrum zamknięcia kasowego, zbadania ksiąg i t. d., zawierający wniosek o udzielenie ustępującemu Wydziałowi absolutorjum i wyrażące podziękowanie za sumienną pracę. Inż. Wieleżyński wyraża podziękowanie p. Prezesowi Rybickiemu, które zebranie przyjęło oklaskami. Następnie rozwinęła się dyskusja nad sprawozdaniem, w której Prof. Hauswald zabrał jako pierwszy głos: przede wszystkim oponuje przeciwko zbyt wygórowanej wkładce nałożonej przez Związek P. Z. T. na członków Towarzystwa na cele wystawy poznańskiej i stawia wniosek o zmniejszenie wkładki do połowy, poza to wyraża zdanie, że należałoby wystąpić ze Związku Polskich Zrzeszeń Technicznych jako instytucji, pochłaniającej ogromne sumy przy bardzo małej korzyści realnej.

Prezes Rybicki, formalnie niedopuszcza do wniosku, bo Towarzystwo Politechniczne jako członek Związku Polskich Zrzeszeń Technicznych jest statutowo obowiązane przyjmować uchwały zapadłe na posiedzeniu Delegatów Związku, poza to zaznacza, że Związek Polskich Zrzeszeń Technicznych położył ogromne zasługi około organizowania Zjazdów, których uchwały mają bardzo doniosłe znaczenie dla Państwa, wreszcie jako instytucja będąca wyrazicielem na zewnątrz dążeń przeszło 6.500 inżynierów zrzeszonych w Towarzystwach jest zbyt poważną placówką, ażeby można ją osłabiać przez wystąpienie jednego z najstarszych i najliczniejszych Towarzystw w Polsce. W końcu nadmienia Prezes Rybicki, że właśnie Polskie Towarzystwo Politechniczne jako pierwsze w Państwie poddało myśl utworzenia tego rodzaju Centralnej Instytucji Związków Inżynierów-Techników i myśl tę szczęśliwie do zrealizowania doprowadziło. Prof. Hauswald stawia wniosek dodatkowo, ażeby przeprowadzono dyskusję nad formalną uchwałą Walnego Zgromadzenia co do wysokości wkładki przeznaczonej na cele wystawy poznańskiej, będąc zdania, że tylko Walne Zgromadzenie ma prawo nakładać na członków dodatkowe opłaty. Wniosek nie został przez Walne Zgromadzenie przyjęty.

W dalszym ciągu Prof. Hauswald czyni zastrzeżenia co do projektu Administracji Czasopisma Technicznego w sprawie wydawania Czasopisma w trzech numerach miesięcznych. Prof. Matakiewicz wyjaśnia, że zwiększone koszty wydawnictwa, których się Prof. Hauswald obawia będą sownie pokryte ze zwiększonej ilości ogłoszeń.

Prezes Rybicki wspomina o dużym rozwoju Tarnowskiego Towarzystwa, które liczy dziś już około 150 członków, przy tej sposobności podnosi ubolewania godny fakt braku zainteresowania się wśród młodszych członków sprawami Towarzystwa i wyraża nadzieję, że w przyszłym roku ruch w Towarzystwie się ożywi. Na tem zamknięto dyskusję nad sprawozdaniem Wydziału Głównego. Poddano pod głosowanie wniosek Komisji rewizyjnej w sprawie udzielenia Wydziałowi Głównemu absolutorjum. Wniosek jednogłośnie przyjęto. Przewodniczący zarządza przerwę celem porozumienia się co do wyboru Zarządu. Do nowego Wydziału wybrano na podstawie wniosków Komisji Matki:

Komisja rewizyjna:

Inż. Kazimierz Gąsiorowski, Inż. Józef Jaskólski, Inż. Marjan Kuczyński, Inż. Ernest Nechay, Prof. Gabryel Sokolnicki.

Sąd konkursowy im. bar. Gostkowskiego:

Prof. E. T. Geisler, Prof. Witold Minkiewicz, Prof. Dr. Maksymiljan Matakiewicz.

Zastępcy:

Prof. Zygmunt Ciechanowski, Prof. Djonizy Krzyczkowski, Prof. Kazimierz Zipser.

Sąd polubowny (18 członków):

Inż. Stanisław Aleksandrowicz, Inż. Konstanty Biernacki, Prof. Ignacy Drexler, Inż. Teofil Dujanowicz, Inż. Kazimierz Engel, Inż. Kazimierz Gąsiorowski, Prof. Edwin Hauswald, Inż. Edmund Krzen, Inż. Paweł Krzyworażka, Inż. Marjan Kuczyński, Inż. Konrad Michał Lisowski, Inż. Michał Łużeczki, Inż. Marcin Maślanka, Prof. Witold Minkiewicz, Inż. Paweł Prachtel Morawiański, Inż. Bronisław Winnicki, Inż. Kazimierz Winiarz, Prof. Dr. Maksymiljan Thullie.

Sąd honorowy (15 członków):

Inż. Konstanty Biernacki, Prof. Dr. Placyd Dziwiński, Inż. Kazimierz Engel, Prof. Tadeusz Fiedler, Inż. Ludwik Früauff, Inż. Kazimierz Gąsiorowski, Inż. Edward Hilbricht, Prof. Zygmunt Klemensiewicz, Inż. Gustaw Mildner, Inż. Paweł Prachtel Morawiański, Prof. Dr. Karol Wątorok, Prof. Adolf Weiss, Inż. Jan Witkiewicz, Prof. Roman Witkiewicz, Inż. Kazimierz Żardecki.

Wydział Główny:

Pozostają w Wydziale: Inż. Fryderyk Blum, Prof. Dr. Otto Nadolski. Członkowie: Inż. Alfred Broniewski, Prof. Djonizy Krzyczkowski, Prof. Dr. Maksymiljan Matakiewicz, Inż. Włodzimierz Roniewicz, (Redaktor Czas. Techn.), Prof. Dr. Kasper Weigel, (przyszły Redaktor Czas. Technicznego), Dr. Władysław Wrażej. Nowi Członkowie: Prezes: Inż. Stanisław Rybicki, Inż. Emilj Bratro, Inż. Edward Bronarski (Skarbnik), Prof. Kazimierz Zipser, Inż. Stanisław Kozłowski (Sekretarz), Inż. Tytus Laskiewicz (Bibliotekarz), Inż. Mieczysław Bessaga (zast. sekretarza), Gustaw Müldner Prof. szkoły przemysł, Inż. Kazimierz Łodziński, Inż. Emil Piwoński, Inż. Bogdan Łazoryk (zast. skarbnika).

Uwaga: Komisja Matki proponuje na wypadek wygaśnięcia mandatu Członka Wydziału w roku administracyjnym 1929/30 kooptowanie do Wydziału Głównego następujących P. P. Członków Towarzystwa: Inż. Bronisław Winnicki, Inż. Kazimierz Przetocki, Inż. Jerzy Nechay.

Na wniosek Wydziału Głównego postanowiono nadać godność Członków honorowych Kolegom: Inż. Stanisławowi Kozłowskiemu, Inż. Dr. h. c. Andrzejowi Kędzirowi, i Inż. Józefowi Saremu. Wnioski przyjęto przez aklamację.

Prof. Hauswald stawia wniosek w sprawie przywrócenia ustrojowej samodzielności wszystkim organom technicznym Państwa w zakresie objętym Ministerstwem Robót Publicznych przez odpowiednią zmianę odnośnych ustaw i rozporządzeń a przede wszystkim zmiany art. 66. Konstytucji. Wniosek przyjęto.

Na tem zamknięto Walne Zgromadzenie.