

## LITERATURA DO STATYKI BUDOWLI.

(Skróty: C. T. = Czasopismo Techniczne. P. T. = Przegląd Techniczny.)

## A. Dzieła ogólne.

- Thullie: Statyka budowl. Wyd. IV. Lwów 1924.  
 Thullie: Podręcznik teorji mostów. 3 tomy. Lwów.  
 Karasiński: Wytrzymałość tworzyw. Wyd. II. Warszawa 1920.  
 Huber: Statyka wykreslna. (Litogr.). Lwów 1909.  
 Bogucki: Wykłady statyki budowl. (Litogr.). Lwów 1911.  
 Miller: Statyka budowl. (Litogr.). Warszawa 1922.  
 Bryła: Podręcznik statyki budowl. Wyd. II. Lwów i Warszawa 1925.  
 Popławski: Statyka wykreslna. Warszawa 1917.  
 Timoszenko-Huber: Wytrzymałość materiałów. Lwów 1922.  
 Pigeaud: Cours de mécanique appliquée. Paryż 1915.  
 Rousselet et Aimé Petitot: Stabilité des constructions usuelles. 1926.  
 Vierendeel: Stabilité des constructions. Louvain 1912.  
 Koechlin: Applications de la statique graphique. Paryż.  
 Flamant: Stabilité des constructions. Paryż 1909.  
 Fontviola: Les méthodes modernes de la résistance des matériaux. Paryż 1920.  
 Andrews Ewert: The theory and design of structures. Londyn 1913.  
 Timoshenko and Lessels: Applied elasticity. Pittsburg 1926.  
 Waldran Percy: The principles of structural mechanics. Londyn 1912.  
 Swain: Structural engineering. New York 1924.  
 Prescott: Applied elasticity. Londyn 1924.  
 Case: The strength of materials. 1925.  
 Müller-Breslau: Die graphische Statik der Baukonstruktionen. Wyd. V. Berlin 1924.  
 Müller-Breslau: Die neueren Methoden der Festigkeitslehre und der Statik der Baukonstruktionen. Wyd. V. Berlin 1924.  
 Mehrtens: Vorlesungen über Statik der Baukonstruktionen und Festigkeitslehre. Lipsk 1909.  
 Henneberg: Graphische Statik der starren Systeme. Lipsk i Berlin 1911.  
 Fischer: Statik und Festigkeitslehre. Berlin 1926.  
 Kaufmann: Statik. Berlin 1923.  
 Kirchhof: Statik der Bauwerke. Berlin 1921.  
 Otzen: Praktische Winke zum Studium der Statik. Wyd. III. Berlin 1921.  
 Pirlet: Compendium der Statik der Baukonstruktionen. Berlin 1921.  
 Saliger: Praktische Statik. Wiedeń 1921.  
 Timoszenko: Sbornik zadacz po soprotiwleniju materjałow. Kijów 1910.  
 Timoszenko: Kurs teorji uprugosti. 1914—1916.  
 Czerepaszynskij: Stroitielnaja mechanika. Petersburg 1904.  
 Belżeckij: Statika sooruzenij. Petersburg 1915.

## B. Ustroje płaskie statycznie wyznaczalne.

- Thullie: Analityczne wyznaczenie najniekorzystniejszego obciążenia belki prostej. P. T. 1887.  
 Karasiński: Ilokrrotność hiperstatyczności ustrojów prętowych. P. T. 1925.  
 Balicki: Studium nad belkami z drugorzędnym zawieszeniem. C. T. 1902.  
 Balicki: Linie wpływowe dla belek trzypasowych. C. T. 1903.  
 Bryła: Obliczenie płatwi przegubowych. Warszawa 1911.  
 Chmielowiec: Wykres największych sił poprzecznych w belce prostej z poprzecznikami i największych sił wewnętrznych w krzyżulcach belki kratowej. C. T. 1926.  
 Frank: Dreigelenkbogenbrücken aus Beton. Stuttgart 1916.  
 Färber: Dreigelenkbogenbrücken. Stuttgart 1908.

## C. Kratownice przestrzenne.

- Bryła: Obliczanie kopuł płaszczowych. Lwów 1910.  
 Bryła: Systemy dachów więzwarowych jako kratownice przestrzenne. Lwów 1911.  
 M. Mayor: La statique graphique des systèmes de l'espace. 1910.  
 Föppl: Das Fachwerk im Raume. Lipsk 1892.  
 Zimmermann: Über Raumbachwerke. Berlin 1901.  
 Schlink: Statik der Raumbachwerke. Lipsk i Berlin 1907.  
 Marcus: Strebenlose Raumbachwerke und verwandte Gebilde. Berlin 1914.  
 Millies: Räumliche Viereckrahmen. Berlin 1927.  
 Ryszkow: Mostowja fierny kak prostranstiennaja sistemy. Kijów 1908.

## D. Naprężenia drugorzędne.

- Pareński: Wyniki badań naprężeń drugorzędnych. P. T. 1923.  
 Thullie-Chmielowiec: Przybliżony sposób badania naprężeń drugorzędnych. C. T. 1928.  
 Thullie-Chmielowiec: Linie wpływowe naprężeń drugorzędnych. C. T. 1928.  
 Chmielowiec: Projektowanie przekroju pasów kratownicy z uwzględnieniem naprężeń drugorzędnych. P. T. 1927.  
 Bažant: Influence du système de triangulation sur les efforts secondaires. Praga 1922.  
 Grimm: Secondary stresses in bridge trusses. New York 1908.  
 Abo: Secondary stresses in bridges. 1925.

- Manderla: Die Berechnung der Secundärspannungen. Allg. Bztg. 1880.  
 Engesser: Die Zusatzkräfte u. Nebenspannungen eiserner Fachwerkbrücken. Berlin 1893.  
 Mohr: Die Berechnung der Fachwerke mit starren Knotenpunkten. Civilingenieur 1892.  
 Patton: Beitrag zur Berechnung der Nebenspannungen. Zeitschrift für Arch.- u. Ingenieurwesen. 1902.  
 Gehler: Die Ermittlung der Nebenspannungen. Berlin 1910.  
 Rok: Nebenspannungen infolge vernieteter Knotenpunktverbindungen. (Bericht der Gruppe V der Technischen K. V. S. B.). Schw. Bztg., 1922.  
 Patton: Rasczot siern s zóstkimi ułzami. 1901.  
 Pieriedierij: Wlijanie zóstkosti ułzow na usilja i naprjaženja. 1904.

### E. Ustroje hiperstatyczne wogóle. Belki ciągłe.

- Thullie: Podręcznik teorii mostów. Tom II. Lwów 1906.  
 Thullie: O wykreślnem oznaczeniu sił działających w belce dwuprzęsłowej. P. T. 1884.  
 Huber: Z teorii belki ciągłej. C. T. 1925.  
 Huber: Równanie pięciu momentów. C. T. 1927.  
 Karasiński: Ogólne równanie pięciu momentów. P. T. 1927.  
 Karasiński: Ogólne wzory Clere'a i Clapeyrona. P. T. 1927.  
 Jasiński: Linje wpływowe belek ciągłych kratowych. C. T. 1920.  
 Jasiński: Linje wpływowe belek ciągłych na sprężystości ugialnych podporach. C. T. 1911.  
 Bryła: Teoria belek dwukrotnie wzmocnionych. C. T. 1911.  
 Brzozowski: Linje wpływowe belek na sprężystych podporach. C. T. 1927.  
 Brzozowski: Belka poziomo utwierdzona i łuk bezprzegubowy. Życie Techniczne. 1922.  
 Kluz: Ustroje hiperstatyczne o elementach prostych. C. T. 1927.  
 Miłaszewski: Belka ciągła na podporach sprężystości ugialnych i obracalnych. 1928.  
 Bartoszewicz: Nowy sposób wykreślny rozwiązywania ustrojów statycznie niewyznaczalnych. Lwów 1928.  
 Nachtergal: Déformation des pièces fléchies. Paryż.  
 Thomas: Calcul des constructions continues à éléments droits. Paryż 1925.  
 Swain: On a new principle in the theory of structures. Am. Soc. of C. E. Vol. 83. New York 1920.  
 Church: Mechanics of internal work. New York 1910.  
 Hudson Clarence: Deflections and statically indeterminate stresses. New York 1911.  
 Bazali: Die Berechnung der durchlaufenden Balken. 1911.  
 Arnstein: Einflußlinien statisch unbestimmter Fachwerke. Berlin 1912.  
 Mohr: Abhandlungen aus dem Gebiete der technischen Mechanik. Berlin 1913.  
 Suter: Berechnung des kontinuierlichen Balkens. Berlin.  
 Pirlot: Compendium der Statik der Baukonstruktionen. Berlin 1921.  
 Buchholz: Theorie und Berechnung der statisch unbestimmten Tragwerke. 1921.  
 Baszynskij: Nowyj metod rasczota bałok. Kijów 1913.

### F. Łuki.

- Thullie: Łuki i wieszary. Lwów 1918.  
 Kłoś: Materiały do projektowania bezprzegubowych łuków parabolicznych. 1922.  
 Vetulani: Wyznaczenie nateżeń normalnych w łukach płaskich. C. T. 1911.  
 Chmielowiec: Studja nad najkorzystniejszym kształtem wieszarów i łuków. 1928.  
 Cain: Theory of steel concrete arches and of vaulted structures. New York 1918.  
 Färber: Der Gewölbebau. 1916.  
 Tolkmitt: Leitfaden für das Entwerfen und die Berechnung gewölbter Brücken. 1912.  
 Weyrauch: Elastische Bogenträger. Stuttgart 1911.  
 Schönhöfer: Verfahren mit konstanten Bogengrößen. Berlin 1911.  
 Strassner: Der Bogen und das Brückengewölbe. Berlin 1927.  
 Strassner: Der durchlaufende Bogen. Berlin 1919.  
 Kirchhoff: Zweigelenbogen als statisch unbestimmtes Hauptsystem. Berlin 1911.  
 Kirchhoff: Beiderseits eingespannte Fachwerkbogen. Berlin 1912.

### G. Ramy.

- Thullie: Teoria ram. Lwów 1916.  
 Thullie: Rama prostokątna dwuprzegubowa. 1918.  
 Huber: Wzory obliczenia ramy prostokątnej. 1924.  
 Pazirski: Wzory do obliczania ramy pojedynczej bezprzegubowej. C. T. 1913.  
 Paszkowski: Belki ciągłe w ramownicach piętrowych. P. T. 1923.  
 Marcichowski: Ramy w budownictwie betonowym. 1912.  
 Bryła: Obliczenie podwójnej ramy symetrycznej. 1920.  
 Brzozowski: Belka obustronnie sprężysto utwierdzona o dowolnej sztywności i jej zastosowanie do ram i belek ciągłych. C. T. 1924.  
 Berdo: Z teorii płaskich utworów ramowych. P. T. 1926.  
 Milkowski: O ramach wieloprzęsłowych. P. T. 1920.  
 Fatio: Statique des constructions à angles rigides. Paris.  
 Gehler: Der Rahmen. Wyd. II. Berlin 1919.  
 Mohr: Beitrag zur Berechnung der Rahmenträger. Berlin 1915.  
 Kleinlogel: Rahmenformeln. 1923.  
 Kleinlogel: Mehrstielige Rahmen. Berlin 1924.  
 Meier-Leibnitz: Berechnung einfacher und mehrfacher Rahmen. Stuttgart 1918.  
 Strassner: Neuere Methoden. Band I. Berlin 1925.



Strassner: Tabellen für die Einflußlinien und die Momente des durchlaufenden Rahmens. 1922.

Nakouz: Die Berechnung mehrstiegliger Rahmen. Berlin 1915.

#### H. Belki bezprzekątniowe.

Balicki: Linje wpływowe belek Vierendeel'a. C. T. 1910.  
 Bryła: Obliczenie wykresne belek o kracie czworokątnej. Lwów 1910.  
 Vierendeel: Théorie générale des poutres Vierendeel. Paryż 1900.  
 Vierendeel: Calcul des poutres Vierendeel. 1912.  
 Joyant: Note sur le calcul de stabilité des ponts en arcades. Bruksela 1902.  
 Paton: Über diagonallose Träger (Bauart Vierendeel). Berlin 1907.  
 Freytag: Gesetzmäßigkeiten in der Statik des Vierendeelträgers. Berlin 1911.  
 Reich: Vierendeelträger mit parallelen Gurten. Wiedeń 1911.  
 Mann: Das strebenlose Ständerfachwerk. Lipsk 1912.  
 Krišo: Statik der Vierendeelträger. 1922.  
 Vincenz: Der Vierendeelträger. Praga 1917.  
 Podolskij: Besraskosnyja fierny. Moskwa 1909.  
 Abramow: Fierny arkady. Petersburg 1904.  
 Nikolaj: Besraskosnyja fierny. Petersburg 1905.

#### I. Parcie ziemi.

Skibiński: Mury oporowe i podporowe. Lwów 1921.  
 Thullie i Kuryłło: O wyznaczeniu parcia ziemi sposobem Färbera. C. T. 1920.  
 Bryła: Obliczenie parcia ziemi na przyczółki mostowe. Warszawa 1920.  
 Krzeczkowski: Ciśnienie w gruntach. P. T. 1921.  
 Boussinesq M. L.: Poussée des terres. Paryż 1918.  
 Réal J.: Poussée des terres, stabilité des murs de soutènement. Paryż 1903.  
 Sprague E.: Stability of masonry. Londyn 1915.  
 Müller-Breslau: Erddruck auf Stützmauern. Stuttgart 1906.  
 Skibiński: Das Gleichgewicht des rolligen Materiales. Wiedeń 1917.  
 Kroy H.: Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes in größerer Tiefe. Berlin 1918.

#### J. Kominy fabryczne.

Pawłowski: Komin fabryczny. Warszawa 1912.  
 Skwarczyński: Podręcznik budowlany. Lwów. Wyd. III. 1928.  
 Lefèvre Victor: Les cheminées usines (le Genie Civ. 1900).  
 Merriman Jacoby: Vol. IV. Higher structures.  
 Bastine: Berechnung und Bau hoher Schornsteine.  
 Bazali: Berechnung freistehender Schornsteine.

#### K. Teorja żelbetu.

Thullie: Teorja żelbetu. Lwów 1915.  
 Kuryłło: Żelbetnictwo. Lwów 1925.  
 Jurkowski: Żelbetnictwo. Warszawa 1914.  
 Paszkowski: Żelbetnictwo. (Litogr.). Warszawa 1922.  
 Kłos: Wzory obliczeń zeskładów żelbetowych. Warszawa 1924.  
 Nadto wiele artykułów w Czasopiśmie Technicznym, Przeglądzie Technicznym i Robotach Publicznych, głównie prof. Thulliego, Hubera, Paszkowskiego, Marcichowskiego, Kłosa, Kuryłły, Łazoryka i w. i.  
 Aubry: Calcul du béton armé.  
 Tedesco et Maurel: Béton et ciment armé. Paryż 1911.  
 Christophe: Le béton armé. Paryż 1902.  
 Mesnager: Cours de béton armé. Paryż 1921.  
 Nivet A.: Méthode du calcul du béton armé. Paryż 1908.  
 Magny A. V.: La construction en béton armé. Paryż 1914.  
 Devedac: Application de la résistance des matériaux au calcul du beton armé. Paryż 1920.  
 Dumontier: Méthode pratique pour le calcul du béton armé. Paris 1925.  
 Baudart C.: Béton armé. Paryż 1924.  
 Charles Amar: Ciment armé. 1925.  
 Tourneure: Principles of reinforced concrete construction. Nowy Jork.  
 Mörsch: Eisenbetonbau. Wyd. V. Stuttgart 1920.  
 Probst: Vorlesungen über Eisenbetonbau. Berlin 1923.  
 Frank: Eisenbetonbau. Wyd. III. Stuttgart 1920.  
 Saliger: Der Eisenbeton. Wyd. IV. Stuttgart 1920.  
 Hager: Theorie des Eisenbetons. Berlin 1916.  
 Emperger: Handbuch für Eisenbetonbau. Berlin 1921.



# Przepisy

## dotyczące obliczeń statycznych w budownictwie lądowym.

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

### 1. Obciążenia i siły zewnętrzne.

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

- ciężar stały, tj. ciężar własny konstrukcji, oraz tych części konstrukcyjnych, które stale na nią działają,
  - ciężar zmienny (użytkowy) określony przeznaczeniem budowli,
  - obciążenie śniegiem,
  - parcie wiatru,
  - parcie ziemi lub wody;
- nadto uwzględnić należy następujące działania fizyczne:
- wpływ zmian ciepłoty,
  - 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 $kg/m^3$	Drzewo sosnowe i modrze-	
" dębowe . . . . .	850 "	wiowe . . . . .	650 $kg/m^3$
" jodłowe . . . . .	600 "	Drzewo świerkowe . . . . .	550 "

#### 2. Metale.

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

#### 3. Kamienie naturalne.

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

#### 4. Ziemie.

Gлина sucha . . . . .	1600 $kg/m^3$	Тłúczeń z kamienia lek-	
" mokra, nasyc. wodą . . . . .	2000 "	kiego . . . . .	1600 $kg/m^3$
Piasek suchy . . . . .	1600 "	Ziemia roślinna sucha . . . . .	1400 "
" nasyc. wodą . . . . .	2000 "	" " mokra . . . . .	1800 "
Тлу́czeń z kamienia cięż-		Зві́р rzeczny suchy . . . . .	1700 "
kiego . . . . .	1800 "		



## 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 "	Szkło dęte . . . . .	2600 "
Gruz (tłuczeń) ceglano- wapienny . . . . .	1400 "	" lane . . . . .	2900 "
Ksylolit . . . . .	1400 "	Terazzo . . . . .	2000 "
Korkowe płyty . . . . .	330 "	Zużel koksowy 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. Płody 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. przestrzeni wolnych) .	800 "	Sól w workach . . . . .	1200 "
Lód . . . . .	750 "	Wetna . . . . .	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  $\gamma_c$  wystarczy określić ciężar własny cegły  $\gamma_c$  i ciężar własny zaprawy  $\gamma_z$ ; ciężar własny muru  $\gamma_m$  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:

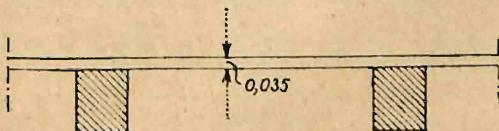


Fig. 596.

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

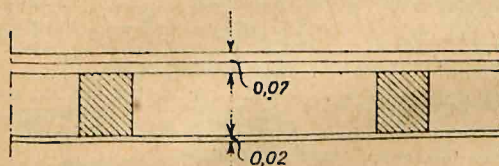


Fig. 597.

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



Fig. 598.

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

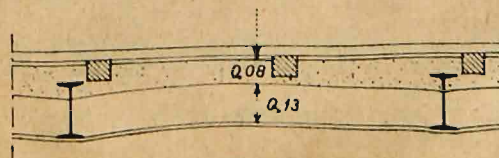


Fig. 599.

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

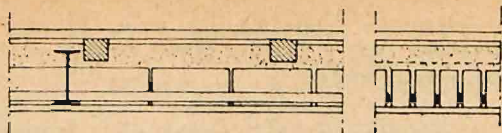


Fig. 600.

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  $kg/m^2$

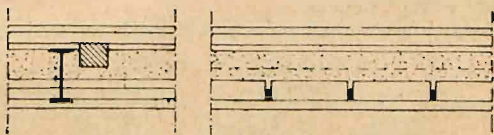


Fig. 601.

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  $kg/m^2$

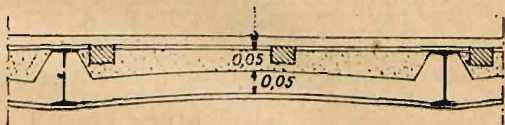


Fig. 602.

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
Lupkiem 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
Blachą na deskowaniu . . . . .	40
Słomą lub trzcina . . . . .	80
Szkłem 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 więzarów przyjmować należy odpowiednio do materiału i konstrukcji tychże. W normalnych wypadkach przyjmować można ciężar własny więzarów 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 przestawiane, wystarczy uwzględnić, przyjmując dodatkowe obciążenie  $70 kg/m^2$  stropu.

4. Przy obliczaniu sal bibliotecznych, archiwów itp. przyjmować należy obciążenie  $500 \text{ kg/m}^3$  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  $100 \text{ kg}$ ), — 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  $1 \text{ m}^2$  dachu pochyłego:

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

Parcie wiatru (j. niżej):

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

Składowa obciążenia prostopadła do połaci dachu:

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

Składowa równoległa do połaci dachu:

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

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

Obciążenie na  $1 \text{ m b.}$  krokwi:

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

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:  $P_2 = P \sin \alpha = 100 \sin 11^\circ 20' = \approx 20 \text{ kg}$ .

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 maszyn 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 maszyn.

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



pietrach 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 cmgr., w połowie zaś na tramy. Belki stropowe wchodzą w mur 30 cm, tak, że ich oddziaływanie zaczepiają w odległości 15 cm od wewnętrznej krawędzi muru. Osiowy odstęp filarów okiennych wynosi 4,8 m. Ciężar muru wynosi 1,6 t/m<sup>3</sup>. Stropy wedle fig. 599, strop najwyższy fig. 602.

Obciążenie murem:

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

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

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

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

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

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

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

Oddziaływanie dachu i stropów:

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

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

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

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

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

Oddziaływanie stropów skutkiem obciążenia użytkowego:

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

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

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

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

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

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

Całkowite obciążenie filarów stropami wynosi zatem:

$$A_2 = 4,5 + 1,6 = 6,1 \text{ t},$$

$$A_3 = 5,5 + 2,0 = 7,5 \text{ t},$$

$$A_4 = 5,7 + 2,6 = 8,3 \text{ t},$$

$$A_5 = 5,5 + 1,7 = 7,2 \text{ t},$$

$$A_6 = 5,7 + 2,4 = 8,1 \text{ t},$$

$$A_7 = 5,3 + 3,5 = 8,8 \text{ t}.$$

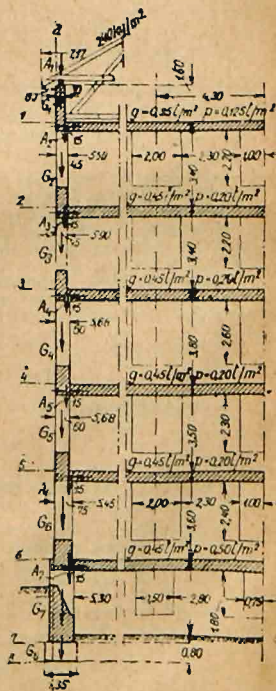


Fig. 604.

8. Przy obliczeniu podciągów, na które przenosi się ciężar z powierzchni stropu większej niż 30 m<sup>2</sup>, 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  $60^\circ$  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 co naj-

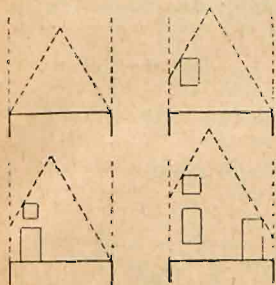


Fig. 605 a, b, c, d.

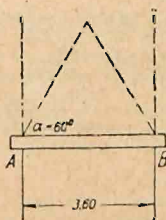


Fig. 606.

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  $M = \frac{1}{8} Pl$ , 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 dźwigującą ścianę o grubości 0,30 m, wysoką 7,70 m, z otworami na zasadzie trójkątnego 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 boku rzędnymi wychodzącymi z punktów A i B, jakoteż prostymi nachylnymi pod kątem  $60^\circ$  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:

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

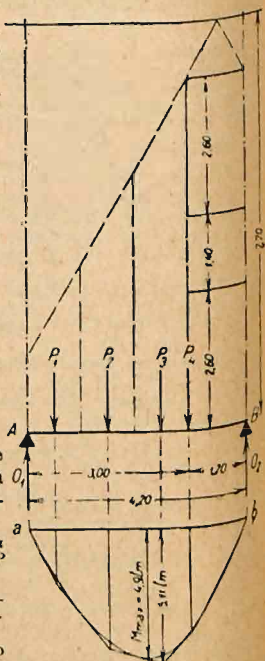


Fig. 607.

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 wypada, 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 ceglanym na zaprawie wapiennej pod kątem 4:1, na zaprawie cementowo-wapiennej 3:1, cementowej 2:1, zaś w betonie najwyżej 1:1. Odsadki w murze ceglanym 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 gruncie  $2 \text{ kg}$ .

Ad 1:

Słup otrzymuje podstawę kwadratową o boku:

$$b = \sqrt{\frac{60000}{7}} = \approx 95 \text{ cm};$$

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

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

ciężar fundamentu:

$$G = \frac{1}{3} (b^2 + bb_1 + b_1^2) g \gamma = \approx 3,7 \text{ t};$$

potrzebna szerokość fundamentu:

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

Ad 2:

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

$$b_1 = 0,82 + 2 \times 1,44 \times \frac{1}{4} = \approx 1,78 \text{ m}$$

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

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 ceglanym 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  $0,61 \text{ m}$ . Widać stąd jasno, że pierwszy, a nawet drugi sposób wymagają znacznej ilości materiału i są tem samym nieracjonalne.





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
$\alpha$	45°	33° 40'	26° 40'	21° 50'	18° 25'	16°	14°	12° 30'	11° 20'
Obciążenie śniegiem na 1 m <sup>2</sup> połaci dachu dla 60 kg/m <sup>2</sup> dla 80 kg/m <sup>2</sup>		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 ☉	$0,0491 (D^4 - d^4)$	$0,0982 (D^3 - \frac{d^3}{D})$	$0,0982 (D^3 - \frac{d^3}{D})$
Ośmiobok z otworem ośmiobocznym	$0,0547 (D^4 - d^4)$	$0,101 (D^3 - \frac{d^3}{D})$	$0,1095 (D^3 - \frac{d^3}{D})$
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 . .	$0,0833 (D^4 - d^4) = \frac{D^4 - d^4}{12}$	$0,118 (D^3 - \frac{d^3}{D})$	$0,167 (D^3 - \frac{d^3}{D}) = \frac{1}{6} (D^3 - \frac{d^3}{D})$
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 (więc 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) $\varphi$	Ciężar gatunkowy $kg/m^3$	$tg \varphi$	$tg^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right)$
Ziemia roślinna sucha . . .	$35^\circ$	1400	0,700	0,271
" " wilgotna . . .	$45^\circ$	1600	1,000	0,172
" " nasycona wodą . . .	$30^\circ$	1800	0,577	0,333
Gлина sucha . . . . .	$40^\circ$	1600	0,839	0,217
" " wilgotna . . . . .	$45^\circ$	1700	1,000	0,172
" " nasycona wodą . . .	$20^\circ$	2000	0,364	0,490
Piasek suchy . . . . .	$35^\circ$	1600	0,700	0,271
" " wilgotny . . . . .	$40^\circ$	1800	0,839	0,217
" " nasycony wodą . . .	$25^\circ$	2000	0,466	0,406
Żwir rzeczny . . . . .	$30^\circ$	1700	0,577	0,333
Tłuczeń z kamienia ciężkiego	$40^\circ$	1800	0,839	0,217
" " " lekkiego	$40^\circ$	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 . . . . .	$40^\circ$	1500	0,839	0,217
Groch . . . . .	$20^\circ$	850	0,364	0,496
Owies . . . . .	$28^\circ$	450	0,532	0,465
Słód . . . . .	$22^\circ$	530	0,404	0,361
Sól . . . . .	$40^\circ$	1200	0,839	0,217
Węgiel . . . . .	$45^\circ$	900	1,000	0,172
Koks . . . . .	$45^\circ$	500	1,000	0,172
Żyto, pszenica . . . . .	$25^\circ$	700	0,438	0,406

3. Obliczenie parcia wody należy wykonać wedle zasad hydrostatyki.

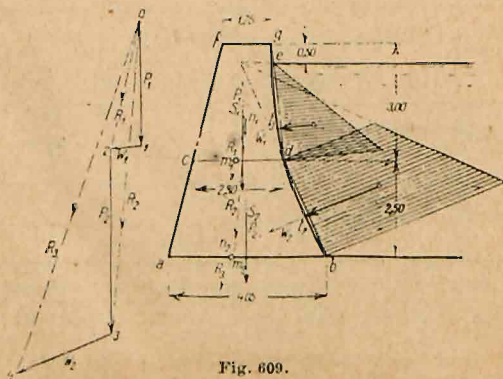


Fig. 609.

Przykład. Zbadać, czy w jazie przedstawionym na fig. 609 linia 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  $de$  i  $bd$ .

CieŜar górnej części muru  $cdgf$  na 1 m długości muru wynosi:

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

Ciężar dolnej części muru:

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

Napór wody na część górną:

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

Napór wody na część dolną:

$$W_2 = \frac{1}{2} (5,0 + 2,5) \cdot 2,82 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 10,60 \text{ t.}$$

CieŜar  $P_1$  i  $P_2$  zaczepiają w środkach cięŜko i odpowiednich cz ci muru  $S_1$  i  $S_2$ .  $W_1$  i  $W_2$  w punktach  $t_1$  i  $t_2$  odpowiednich środkom cięŜko i trójkąta, względnie trapezu parcia. Skdamy si   $P_1$  z  $W_1$ , otrzymuj wypadkową  $R_1$ ; przecina ona  stogus  d w punkcie  $m_1$ , leŹym wewnrz rdzenia. Następnie wypadkową  $R_1$  przeduŹamy aŹ do przeciecia się z si   $P_2$  w punkcie  $n$ , z którego wychodzi wypadkowa  $R_2$  się  $R_1$  i  $P_2$  (czyli  $P_1$ ,  $W_1$  i  $P_2$ ); wreszcie w punkcie  $n_2$  przeciecia si   $R_2$  i  $W_2$  prowadzimy  $R_3 = 04$ , która jest wypadkową wszystkich si   $P_1$ ,  $P_2$ ,  $W_2$  i  $W_1$ . Zaczepia ona równieŹ wewnrz rdzenia ( rodkowej trzeciej cz ci).

§ 9. Zmiany ciepłoty. Skurecz 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 przyjąć należy odległość od środka do środka podpór, względnie dla belek, opartych bezpośrednio na murze rozpiętość równa 1,05 odległości podpór w świetle.

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

Napężenie drzewa na	Napężenie dopuszczalne w $\text{kg/cm}^2$ dla drzewa	
	miękkiego	twardego
Ciągnięcie . . . . .	110	130
Zginanie . . . . .	100	120
Cisnienie 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

Napężenia na ciśnienie pod kątem ukośnym do włókien należy przyjmować dla kąta  $30^\circ$  między kierunkiem siły, a kierunkiem włókien równe  $60\%$  napężenia dopuszczalnego równoległe do włókien, zaś dla kąta  $60^\circ$  równe  $30\%$  tegoż napężenia. Dla pośrednich wartości należy interpolować linjowo.

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

3. W konstrukcjach, będących naprzedmiotem 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:



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

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

Rozkład ciśnienia na ściankę dziury

w przykładce

w belce głównej

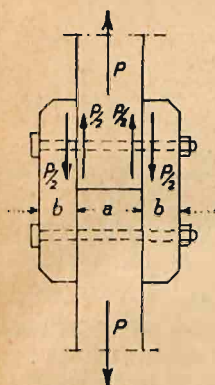


Fig. 610.

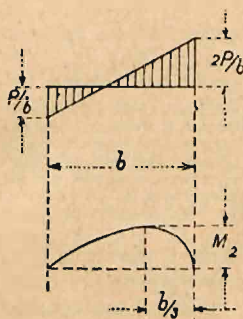


Fig. 611.

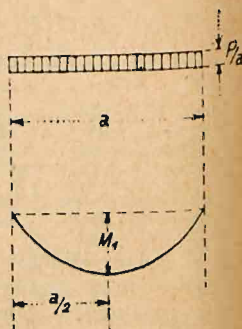


Fig. 612.

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

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

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 ściskająca  $P = 16 \text{ t}$ , długość zastrzału  $l = 2,00 \text{ m}$ .

Potrzebna powierzchnia na ściskanie:

$$F_o = \frac{16\,000}{80} = 200 \text{ cm}^2.$$

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:  $F_w = F_o : \beta = 200 : 0,78 = 257 \text{ cm}^2 < F$ .

7. Dla słupów obciążonych (ściskanych) mimosiowo 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  $110\,000\text{ kg/cm}^2$ .

### 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  $1200\text{ kg/cm}^2$  na rozciąganie, a  $5000\text{ kg/cm}^2$  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 $\text{kg/cm}^2$
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  $2400\text{ kg/cm}^2$ . 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  $2800\text{ kg/cm}^2$ , 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  $200\text{ kg/cm}^2$ , naprężenia na ścinanie jednak tylko o  $100\text{ kg/cm}^2$ .