

PRZEGLĄD TECHNICZNY

TYGODNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM TECHNIKI I PRZEMYSŁU.

TREŚĆ:

Zjazd żelbetników, nap. Prof. Wacław Paszkowski.
Fundamenty 15-piętrowego gmachu tow. Prudential w Warszawie, nap. Prof. Stefan Bryła.
W sprawie teorii obliczania żelbetowych belek teowych, nap. Inż. Franciszek Johannsen.
Warunki najmniejszego kosztu szkieletu żelbetowego, nap. Inż. Stanisław Hempel.
Wykorzystanie stali przy uzbrojeniu pierścieniowym w ściskanych elementach żelbetowych, nap. Inż. Wacław Żenczykowski (d. c. n.).
Przegląd pism technicznych.
Bibliografia.

SOMMAIRE:

Le Congrès National du Béton Armé par M. W. Paszkowski, Professeur à l'École Polytechnique de Varsovie.
Les fondements du bâtiment de 15 étages de la Société „Prudential” en construction à Varsovie, par M. St. Bryła, Dr., Professeur à l'École Polytechnique de Lwów.
Sur la théorie du calcul des poutres en T en béton armé, par M. Fr. Johannsen, Ingénieur.
Conditions dans lesquelles le prix de l'ossature en béton armé est minime, par M. St. Hempel, Ingénieur.
L'utilisation de l'acier dans l'armature des éléments comprimés en béton armé (à suivre), par M. W. Żenczykowski, Ingénieur.
Revue documentaire.
Bibliographie.

Zjazd Żelbetników.

Napisał Prof. Wacław Paszkowski.

Gdy sto kilkadziesiąt lat temu wprowadzono do użytku technicznego cement portlandzki, wywołał on przewrót i stworzył nową epokę w budownictwie inżynierskim, dzięki samej tylko tej właściwości, że twardnieje pod wodą. Zaspokojenie potrzeby spoiwa hydraulicznego było wówczas jedną z najbardziej aktualnych spraw w dziedzinie budownictwa i pobudką do poszukiwań, które zostały uwieńczone wynalezieniem cementu portlandzkiego.

Niebawem okazało się, że wynalazek ten posiada bezporównania większą doniosłość i zasięg zastosowania o wiele rozleglejszy. Wyszło to na jaw, gdy nauczono się kojarzyć konstrukcyjnie beton z żelaznymi prętami. Powstanie budownictwa żelbetowego stworzyło nową epokę w technice, o wiele jeszcze donioślejszą niż poprzednia. Dziś, gdy mniej więcej 50 lat dzieli nas od pierwszych nieśmiałych zastosowań, nie można już sobie wyobrazić nawet rozwiązania żadnego inżynierskiego zagadnienia bez zastosowania w mniejszym lub większym stopniu betonu i żelbetu, a cały szereg budowli, których wykonanie bez betonu i żelbetu byłoby nie do pomyślenia, wywiera decydujący wpływ na nasze życie gospodarcze. Materiał ten i stojące przed nim możliwości dały budownictwu

niebываły dotychczas rozmach i umożliwiły inżynierom opanowanie zagadnień dotychczas niedostępnych.

Technicy polscy w dziedzinie cementownictwa i budownictwa żelbetowego dotrzymywali zawsze kroku Europie Zachodniej. Polska, posiadając odpowiednie surowce, stała się krajem, w którym żelbet był i jest powołany do odegrania najpoważniejszej roli. Liczne zastępy inżynierów i techników, wśród których rozwijają swą działalność coraz liczniejsi wychowawcy naszych dwu Politechnik, poświęcają się tej specjalności, a dorobek ich pracy, rozrzucony po całym Państwie, w postaci nieraz wybitnych obiektów budowlanych, świadczy o żywotności tej dziedziny techniki.

To też Zjazd Żelbetników stał się sprawą wysoce aktualną. Jak każdy zjazd specjalny, ma on naczelną zadanie wywołania przez bezpośrednie spotkanie i kontakt wymiany doświadczenia nagromadzonego przez poszczególne jednostki, skoordynowanie wysiłków, pozwalające na doskonalenie tej gałęzi techniki oraz szersze zainteresowanie zawodowców w doskonaleniu i podniesieniu poziomu samego zawodu i jego organizacji.

Miałoby również doniosłe znaczenie, gdyby z prac zjazdowych wyłoniły się bądź materiały i

opracowania, bądź choćby tylko zachęta do występowania naszych specjalistów na zjazdach międzynarodowych, celem zadokumentowania przed szerszym forum naszej działalności.

Nie wątpimy, że Zjazd, którego zapowiedź znalazła głośny oddźwięk nie tylko w szerokich kołach inżynierów, ale również u naszych Władz Państwowych, spełni zadanie, do którego jest powołany.

Żelbetowe fundamenty 15-piętrowego gmachu T-wa „Prudential” w Warszawie.

Napisał Prof. Stefan Bryła.

Najwyższym budynkiem w Polsce będzie wkrótce gmach Towarzystwa Ubezpieczeń „Prudential”, wznoszony obecnie w Warszawie przy zbiegu ulicy Świętokrzyskiej i placu Napoleona z inicjatywy inż. Landau'a. Projekt architektoniczny gmachu tego wykonał arch. Marcin Weinfeld. Składać się on będzie z budynku pięciopiętrowego (rys. 1), okalającego całą posesję traktami podłużnymi i poprzecznymi, oraz z wieży, która wystrzelać będzie do frontu wysokością 15 pięter. Dodając do tego parter, sutereny górne i dolne, otrzymamy 18 kondygnacji. Wysokość wieży ponad poziomem chodnika wynosić będzie 64 m.

Przewidziano, że w ciągu okresu sierpień — listopad b. r. wykonane zostaną tylko fundamenty. Ponieważ zaś tempo robót wymagało pracy w zimie, przeto szkielet budynku od parteru włącznie przewidziano stalowy, o konstrukcji spawano-nitowanej. Natomiast sutereny aż do poziomu $-1,80$ m wykonano z żelbetu.

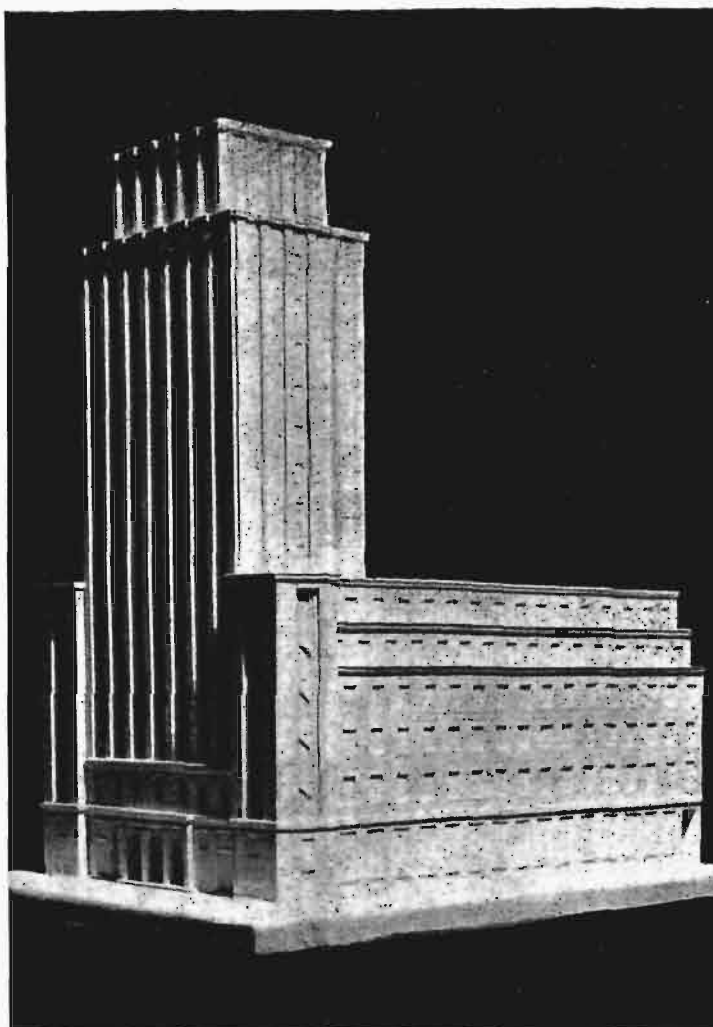
Wykonane wiercenia wykazały grunt stosunkowo dobry, o warstwach mało zmiennych, nieomal poziomych, dość zwartych, na który wedle orze-

czenia prof. Fedorowicza, można było dopuścić śmiało $2,5 \text{ kg/cm}^2$.

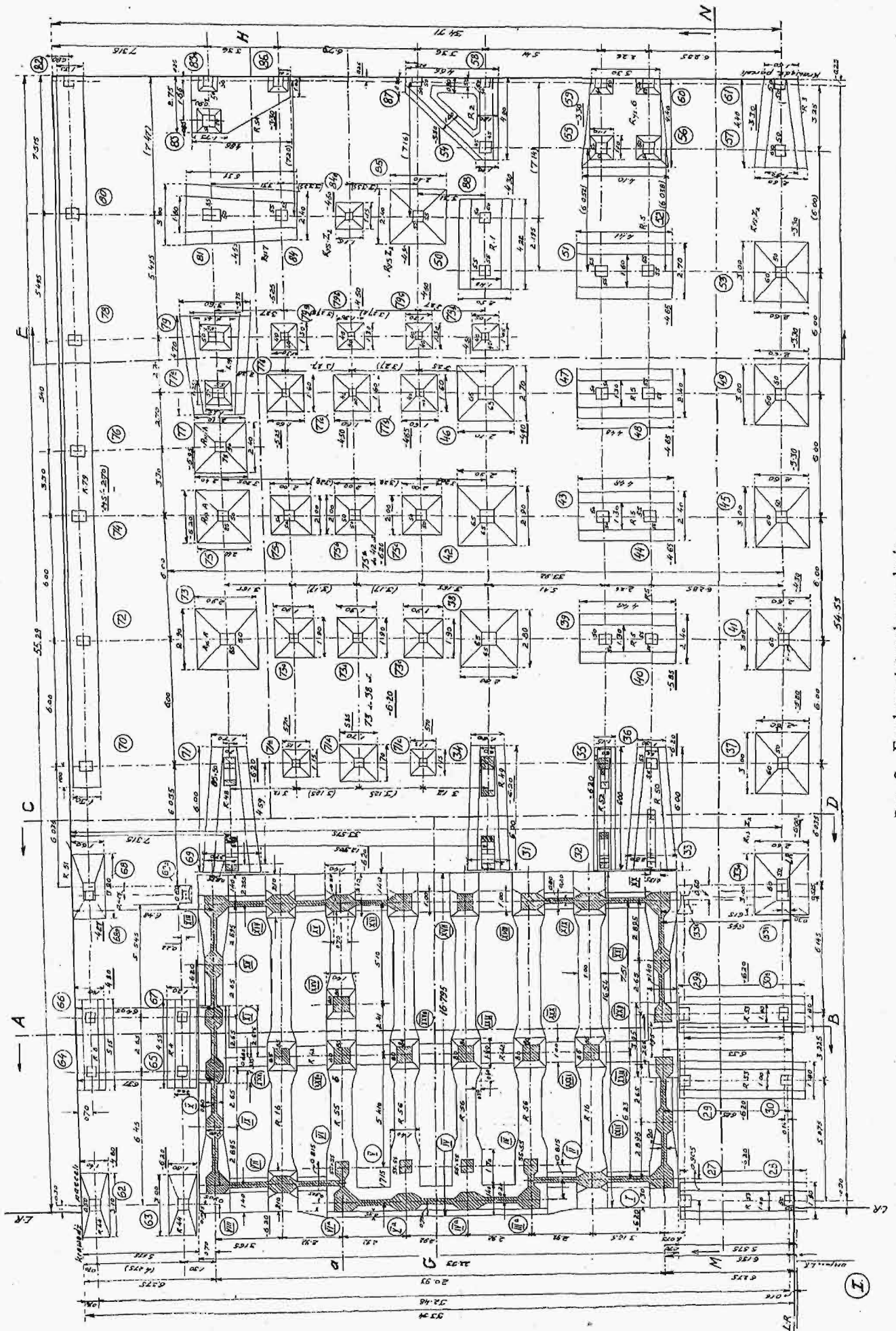
Ściany zewnętrzne przewidziano z cegły pustej, jednakowoż z okładziną kamienną, która w części 5-piętrowej pokrywa wszystkie frontowe ściany. W budynku wieżowym wyłożone kamieniem mają być bardzo tęgie pilastry o wymiarach poziomych $1,00/0,25$ m. Wskutek tych okładzin kamiennych wzrasta bardzo ciężar pionowy; aby ten skutek przeciwważyć, przyjęto stropy międzypiętrowe bardzo lekkie o ciężarze własnym 300 kg/m^2 . Pomimo to obciążenie poszczególnych słupów wieży z powodu ciężaru stałego dochodzi do 200 tonn.

Do tego obciążenia dochodzi obciążenie wiatrem. Parcie to na wieżę jest stosunkowo znaczne. W definitywnym projekcie przyjęto je do wysokości 15 m — 50 kg/m^2 , powyżej 30 m — 150 kg/m^2 . Powoduje to wzrost obciążenia, zwłaszcza dla wiatru w kierunku prostym do frontu, dochodzący

w niektórych słupach do 150 t. Parcie wiatru uwzględniono również dla kierunku równoległego do frontu, aczkolwiek wpływ ten, z powodu mniejszej powierzchni narażonej na parcie wiatru, a szerszej podstawy w danym kierunku, jest znacznie mniejszy.



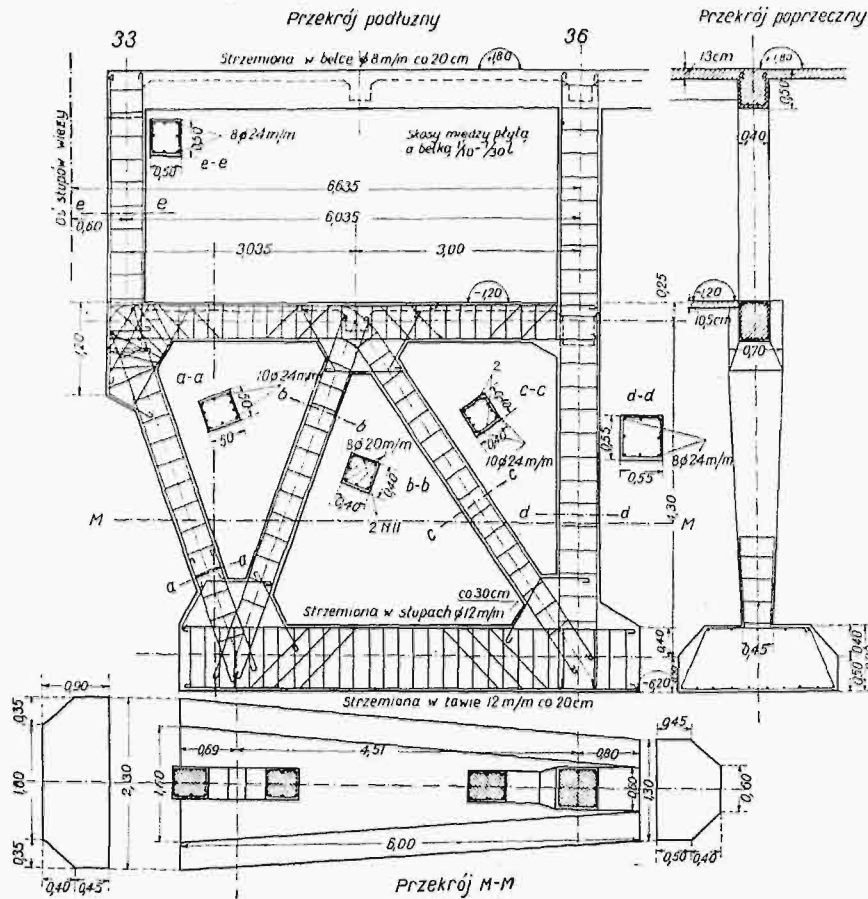
Rys. 1. Projektowany gmach T-wa „Prudential” w Warszawie (według modelu).



Rys. 2. Fundament gmachu w planie.

Odpowiednio do charakteru całego budynku podzielono też i fundamenty budynku wraz z całą nienią fundamentu spełnia na obwodzie płyty ścianka żelbetowa rozpięta między zewnętrznymi słupami dolnych suteren, a mająca pozatem drugie zadanie powstrzymania parcia ziemi. Pozostawione w niej otwory drzwiowe są odpowiednio wzmocnione na krawędziach.

Górna kondygnacja suteren w tej części nie posiada wyżej wspomnianej ścianki, natomiast w polach skrajnych mieszczą się w niej silne zastrzały, których zadaniem jest należyte przeniesienie parcia wiatru. Poziom górny stropu wynosi +1,80 m; jednakowoż słupy boczne spoczywają na poziomie



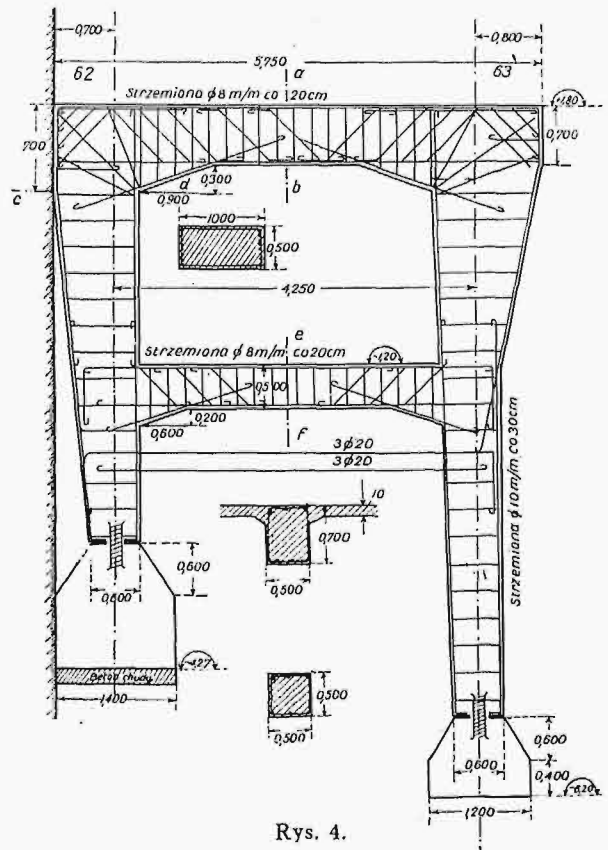
Rys. 3.

jego podstawą na dwie odrębne części, oddzielone od siebie fugą dylatacyjną: na fundament wieży i na fundamenty pod resztą budynku.

Fundamenty pod wieżą są wykonane w dwóch kondygnacjach. Podstawę ich założono na poziomie -6,20 m, podłoga dolnych suteren jest na poziomie -5,00 m, podłoga suteren górnych na poziomie -1,20 m, podłoga parteru na poziomie +1,80 m; — mowa tu o powierzchni konstrukcji żelbetowej.

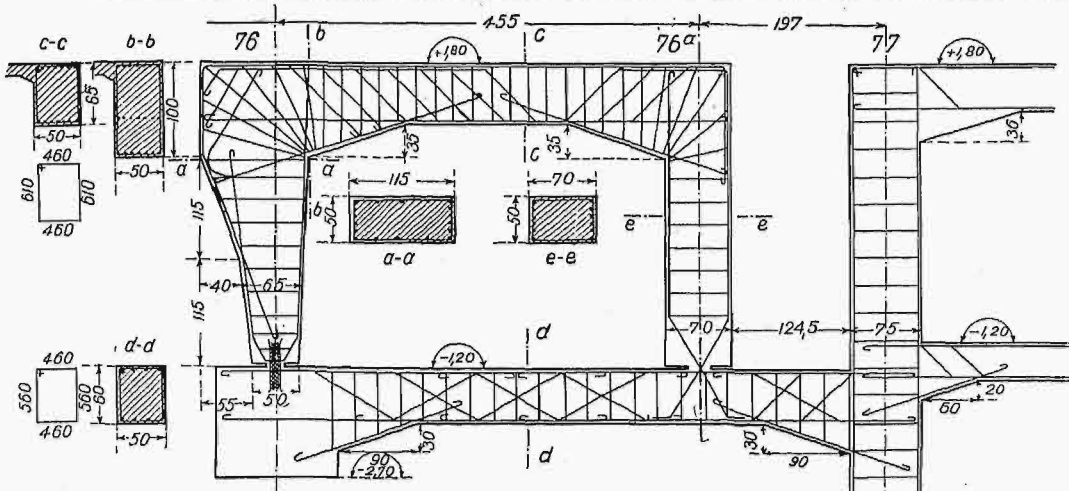
Zasadnicze wymiary fundamentu, rozmieszczenie słupów, a tem samym i żeber, dane były zgóry podziałem architektonicznym tak elewacji, jakoteż rzutów poziomych. Odstęp osiowy słupów frontowych wynosi bowiem 2,92 m od siebie, odstępsłupów bocznych 2,65 m.

Podstawę wieży zaprojektowano jako jednolitą płytę żelbetową, przyczem przewidziano ją z żebrami ku górze. Żebra główne zaprojektowano o kierunku prostopadłym do frontu, jako belki dwu lub trzyprzęsłowe, leżące w odstępach osiowych 2,92 m od siebie (rys. 2). Płytę rozpiętą między temi żebrami dano o grubości 40 cm, żebra zaś o wysokości 1,20 m, a szerokości 1,00 m. Niezależnie od tych żeber głównych przeprowadzono środkiem płyty żebro poprzeczne, łączące słupy środkowe, którego zadaniem ma być należyte usztywnienie płyty. To samo zadanie możliwego usztyw-



Rys. 4.

Rys. 3 i 4. Ramownice fundamentowe w części 5-piętrowej budynku.

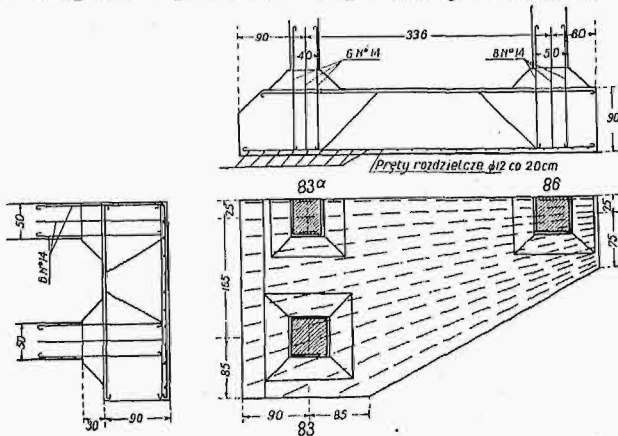


Rys. 5. Ramownice wzdłuż sąsiedniego budynku od strony południowej.

obniżonym o 10—30 cm, ze względu na konieczność umieszczenia ściągu żelaznego, łączącego stopy słupów. Również frontowe słupy narożne tej partii są założone na poziomie 0,00 m, ze względu na schody wejściowe. Cztery frontowe słupy środkowe są podwójne ze względów architektonicznych.

Pozostała część parceli będzie częściowo przykryta budynkiem pięciopiętrowym, o dwu traktach podłużnych i dwu poprzecznych, częściowo halą oszkloną, częściowo wreszcie mieści się na niej podwórze. Sutereny są w jednej partii o dwu, w drugiej o jednej kondygnacji.

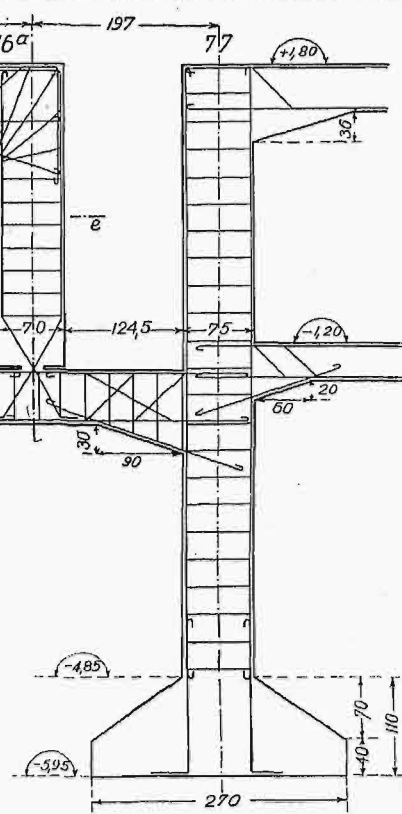
Fundamenty tych części są wykonane częściowo jako ciągłe ławowe, częściowo jako odosobnione płyty. Partja ich, mieszcząca się bezpośrednio za wieżą, musiała zostać zesunięta z osi słupów przywieżowych, ze względu na wysunięcie płyty podwieżowej. Dlatego też dolną kondygnację zaprojektowano w tej części jako belki kratowe o wspornikach wysuniętych na 1,50 m. Ponieważ zaś, ze względu na instalacje, w środkowej części nie można było umieścić nawet takiej kratownicy, przeto na wspomnianych wspornikach wspiera się na wysokości górnej kondygnacji suteren podciąg o kształcie łuku łamanego w kształt linii ciśnienia ze ściągiem w poziomie stropu dolnych suteren.



Rys. 6. Fundamenty wzdłuż budowli sąsiedniej od strony zachodniej.

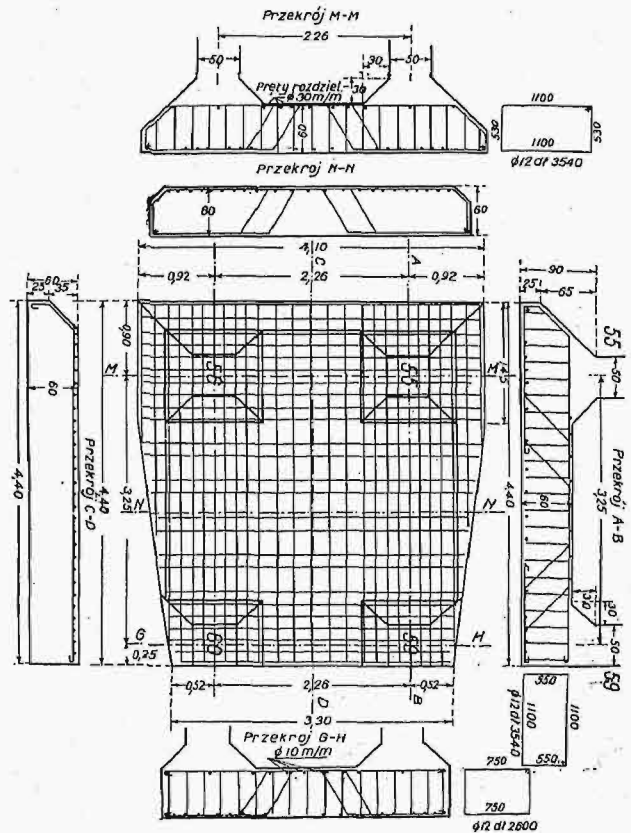
Konstrukcja fundamentów środkowej części budynku jest zatem zaprojektowana, jak normalna konstrukcja żelbetowa.

Części fundamentów pod budynkami pięciopiętrowymi podłużnymi wykształcone są jako ramo-



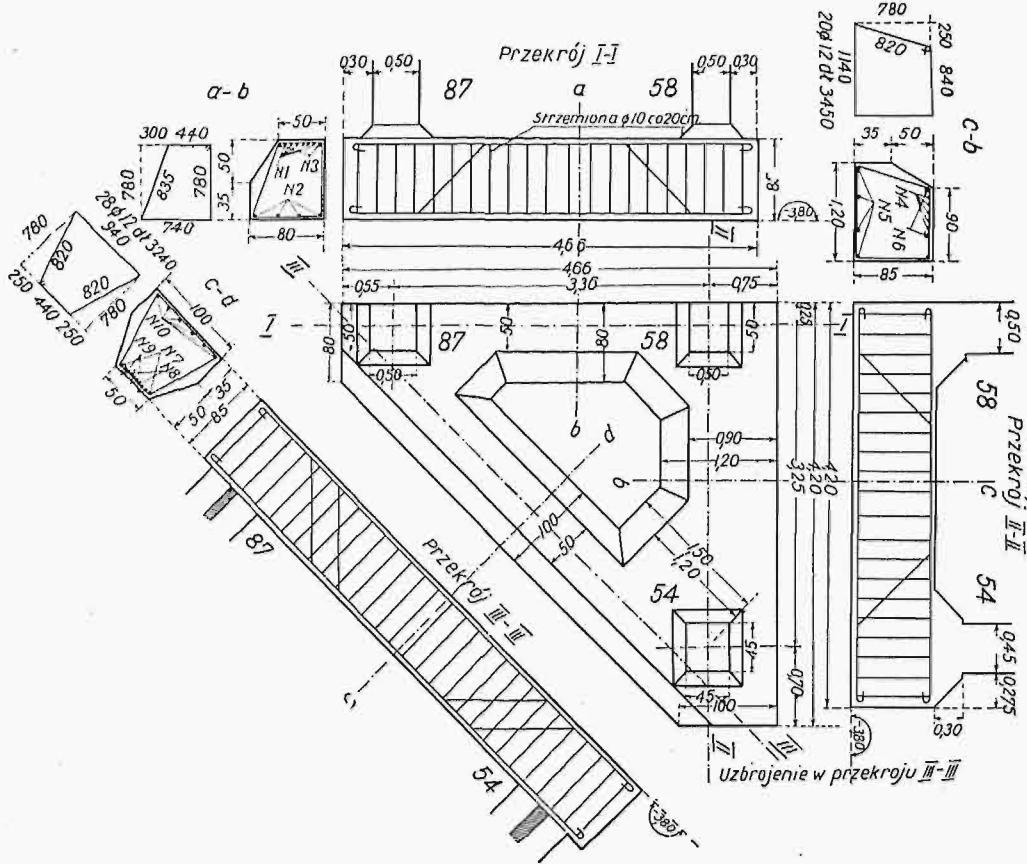
wnice. Ramownice te są piętrowe w tych miejscach, gdzie fundament żelbetowy ma dwie kondygnacje. Posiadają one dołem przeważnie przeguby, wspierające się bezpośrednio na ławach, względnie płytach fundamentowych, a uzbrojone przy pomocy uzwojenia. Konstrukcję ramownic przedstawiają rys. 3 i rys. 4.

Poziomy posadowienia sąsiednich fundamentów są założone tak, aby linia łącząca je — odpowied-

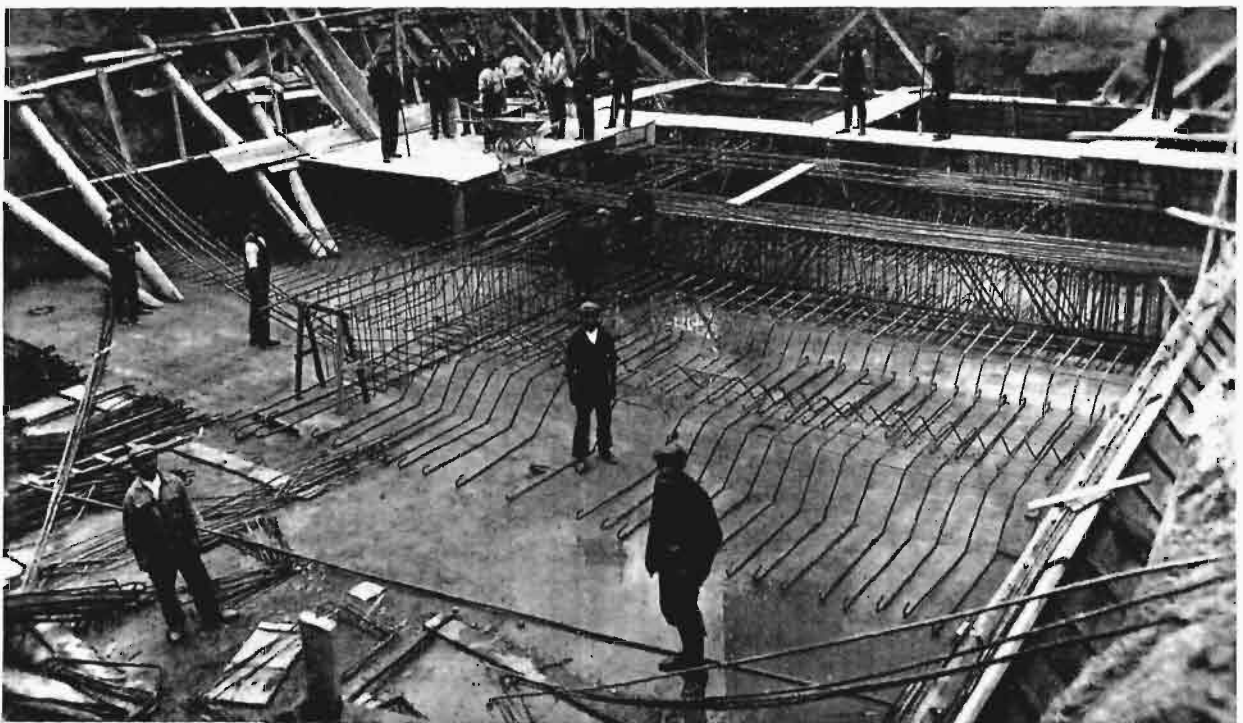


Rys. 7. Wspólna podstawa 4-ch słupów.

nio do właściwości gruntu — przechodziła conajmniej pod kątem 4 : 5. ten sam. W tym celu trzeba było uniknąć słupów dotykających sąsiednich granic, a sto-

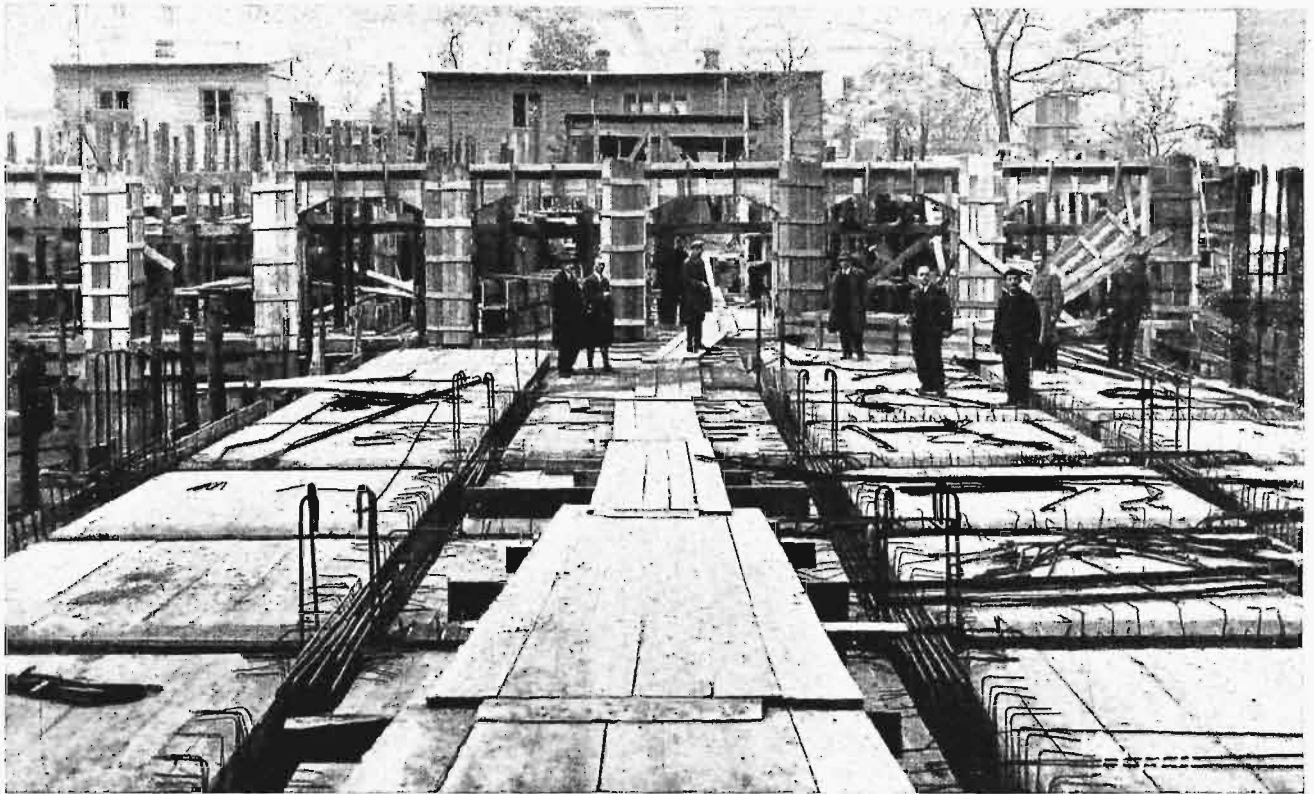


Rys. 8. Płyta fundamentowa słupów.



Rys. 9. Zbrojenie płyty pod więź.

Położenie i kształty fundamentów dobrano tak, aby rozkład ciśnień był możliwie jednostajny i możliwie we wszystkich fundamentach mających na fundamentach odosobnionych. Uzyskano to wzdłuż granicy sąsiada od strony południowej przez odsunięcie słupów ram od granicy i zastoso-



Rys. 10. Zbrojenie s'ropu w części środkowej na poziomie $-1,2$ m oraz wieży do poziomu $+1,8$ m.

wanie ramownic ze wspornikami, wysuniętymi w stronę sąsiada (rys. 5); na tych wspornikach założone są podstawy pod słupy szkieletu stalowego. Wzdłuż granicy sąsiada, od strony zachodniej postąpiono inaczej ze względu na odmienne rozmieszczenie słupów. Podobnie, jak w części środkowej, tak samo i tu, połączono fundamenty sąsiednich słupów w jeden, o kształcie tak dobranym, aby wypadkowa obciążeń słupów możliwie przechodziła przez środek ciężkości fundamentu. Stąd przeważna część tych fundamentów ma kształt trapezowy (np. rys. 6). Również kształt trapezu, zresztą o niezbyt zwężających się podstawach, ma wspólna podstawa czterech słupów (rys. 7).

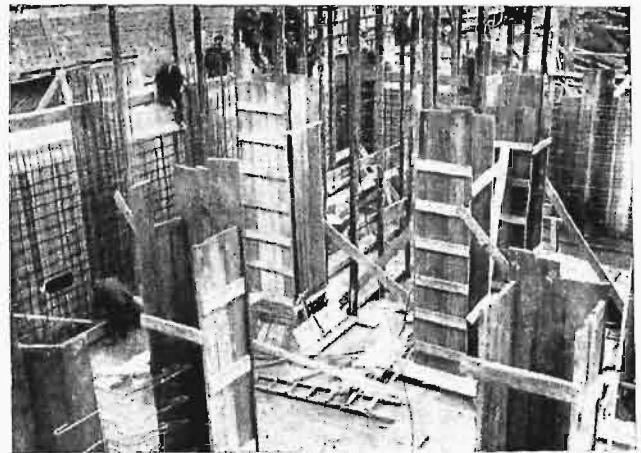
Płyta fundamentowa słupów (rys. 8) ma kształt trójkąta z otworem wewnątrz; chodziło bowiem o uzyskanie możliwie tej samej wysokości ciśnienia na grunt we wszystkich fundamentach.

Budowa fundamentów rozpoczęta została w pierwszych dniach sierpnia b. r., ukończona w drugiej połowie listopada. Robotę utrudniała niezmiernie niejednakowa pogoda, wahająca się od stosunkowego ciepła do zimna w szybkich zmianach, nieraz z dnia na dzień. Najwcześniej ukończono budowę fundamentów i suterenu wieży (w drugiej połowie października); następnie część fundamentów poza wieżą, od strony południowej poczynając; betonowanie płyty górnej ukończono w pierwszej dekadzie listopada. Najpóźniej wykonane zostały frontowe części od placu Napoleona, obok wieży, ze względu na trudności dostępu. Rys. 9—11 przedstawiają poszczególne etapy wykonania.

Kotwy pod słupy żelazne zostały założone odrazu na odpowiednich ramach drewnianych.

Otwory, potrzebne w celach instalacyjnych, zostały wykonane odrazu.

Trudne zejście do odpowiedniego poziomu przy płynnych ścianach sąsiadów wykonano przeważnie przez odpowiednie pogłębienie betonowych ław, przy zastosowaniu szybko wiążącego cementu SS. Również przy robotach końcowych zastosowano szybko wiążący cement Alca. W dolnej części fun-



Rys. 11. Deskowanie słupów dolnych wieży.

damentów wieży zastosowano w celach izolacyjnych Toxament. Na ścianach zewnętrznych dolnych suterenu pod wieżą zaprojektowano izolacyjną powłokę z Toxonteru.

Roboty wykonała firma K. Rudzki i S-ka wraz z firmą F. Skapski.

W sprawie teorii obliczania żelbetowych belek teowych.

Napisał Inż. Franciszek Johannsen.

Podana w numerze 29—30 i 31—32 „Przeglądu Technicznego” przez p. dr. inż. A. Chmielowca „Uproszczona teoria żelbetowych belek teowych” nasuwa cały szereg zastrzeżeń co do słuszności przyjętych założeń i co do bezpieczeństwa pracy belek, obliczonych według podanej teorii.

Warunki, jakim winna odpowiadać wszelka konstrukcja budowlana, dadzą się streścić w 4-ch punktach: 1) układ i rodzaj konstrukcji winien jak najbardziej odpowiadać celom danej budowli; 2) naprężenia w poszczególnych elementach nie powinny przekraczać dopuszczalnych granic dla danego materiału; 3) konstrukcja musi być dostatecznie sztywna, t. zn. odkształcenia poszczególnych elementów nie mogą przekraczać pewnych określonych wielkości, ze względu na możliwość powstawania naprężeń dodatkowych nie uwzględnionych w punkcie 2 i 4) konstrukcja winna być jaknajtańsza w wykonaniu.

Warunek 2 bywa często przez konstruktorów pomijany, pomimo że w ustrojach żelbetowych ma on szczególnie ważne znaczenie, ze względu na sztywne połączenie poszczególnych elementów; z tego powodu, znaczniejsze nieco odkształcenie jakiegokolwiek elementu wywołuje powstawanie naprężeń dodatkowych w elementach pozostałych. Dla żelbetu jest to wysoce niebezpieczne, gdyż beton, posiadając dość znaczną wytrzymałość na ściskanie, nie posiada prawie żadnej na rozciąganie, a więc możliwość powstawania bliżej nieokreślonych naprężeń dodatkowych może wywołać rozciąganie w betonie w miejscach przez projektującego nieprzewidzianych i niewzmocnionych żelazem, a co za tem idzie, i pęknięcie betonu. Obliczenie wymiarów konstrukcji ze względu na warunek sztywności ma znaczenie dominujące w przypadku działania obciążeń dynamicznych, jak np. w mostach kolejowych.

Typowym przykładem konieczności uwzględnienia warunku 2 w projektowaniu elementów konstrukcji są słupy ściskane, które niezależnie od obliczenia naprężeń muszą być przeliczane ze względu na sztywność z obawy przed wyboczeniem.

Cała teoria dr. Chmielowca zbudowana jest w dążeniu do osiągnięcia „idealnej wysokości żebra, t. j. takiej, przy której dopuszczalne naprężenia betonu i żelaza zostaną osiągnięte”. Tak pojęty ideał belki teowej jest niepełny, bowiem żelbetowa belka teowa, jako stosunkowo bardzo szeroka w pasie ściskanym, musi mieć dostateczną wysokość, ze względu na sztywność, niezależnie od istniejących naprężeń w betonie i w żelazie. Warunek ten musi być zachowany, gdyż przy zbyt małej wysokości żebra, dostatecznej jednak dla zachowania naprężeń dopuszczalnych, mogą powstać jego zbyt duże odkształcenia, niebezpiecz-

ne ze względu na możliwość pęknięcia płyty, dla której żebro jest podporą.

Profesor W. Paszkowski uzależnia stosunek strzałki ugięcia belki do jej rozpiętości od stosunku rozpiętości belki do jej wysokości, co wyraża się w sposób następujący:

$$\text{strzałka ugięcia: } f = g \frac{Pl^3}{EJ},$$

gdzie g — współczynnik zależny od rodzaju obciążenia i stopnia zamocowania końców,

P — całkowite obciążenie przęsła,

l — rozpiętość belki,

J — moment bezwładności,

E — współczynnik sprężystości.

Naprężenia w belce:

$$\sigma = \frac{M}{W}.$$

Moment wytrzymałości belki żelbetowej można ogólnie przedstawić w postaci:

$$W = \frac{bh^2}{B};$$

np. dla belki prostokątnej jednorodnej $B=6$;

czyli:

$$\sigma = \frac{BM}{bh^2},$$

moment sił zewnętrznych:

$$M = mPl,$$

gdzie m — współczynnik, zależny od rodzaju obciążenia i stopnia zamocowania końców;

czyli:

$$\sigma = \frac{BmPl}{bh^2};$$

stąd:

$$Pl = \frac{\sigma bh^2}{Bm}.$$

Wyraz ten podstawiamy do wzoru na f :

$$f = g \frac{\frac{\sigma bh^2}{Bm} l^3}{E \frac{bh^3}{C}} = \frac{Cg \sigma l^2}{Bm E h},$$

$$\frac{f}{l} = \frac{C \sigma g}{Bm E} \cdot \frac{l}{h};$$

¹⁾ Por. artykuł prof. W. Paszkowskiego w „Przeglądzie Technicznym”, t. LXIV [1926 r.].

oznaczając

$$\mu = \frac{C \sigma_g}{B m E'}$$

otrzymujemy:

$$\frac{f}{l} = \mu \frac{l}{h}$$

czyli że między temi stosunkami zachodzi zależność liniowa.

Po przeliczeniu dla belki żelbetowej prostokątnej, swobodnie wspartej, przy $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$, $E = 140\,000$ i $n = 15$, otrzymujemy, że aby stosunek $\frac{f}{l}$ nie przekroczył $\frac{1}{900}$, stosunek $\frac{l}{h}$ musi wynosić $\frac{l}{h} = 12$.

Aby więc odkształcenie belki nie było zbyt wielkie, wysokość jej musi być w prostym stosunku do rozpiętości, wyrażającym się ogólnie wzorem: $\frac{h}{l} = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{20}\right)$, w zależności od stopnia zamocowania końców, obciążenia i żądanej sztywności.

Warunek ten dr. Chmielowiec w swojej teorii zupełnie pomija, przez co zastosowanie podanej metody może prowadzić do błędnych wyników.

Metoda obliczenia belki teowej jest zależna od położenia osi obojętnej przekroju, mianowicie: 1) gdy oś obojętka leży powyżej lub zlewa się z dolną powierzchnią płyty, wtedy obliczenie jest bardzo proste i stosujemy wzory jak dla belki prostokątnej; 2) gdy oś obojętka leży niżej dolnej krawędzi płyty, wtedy część ściskanego przekroju pomiędzy płytą i osią obojętną jest nieznaczną w stosunku do przekroju płyty i w rachubę się nie bierze.

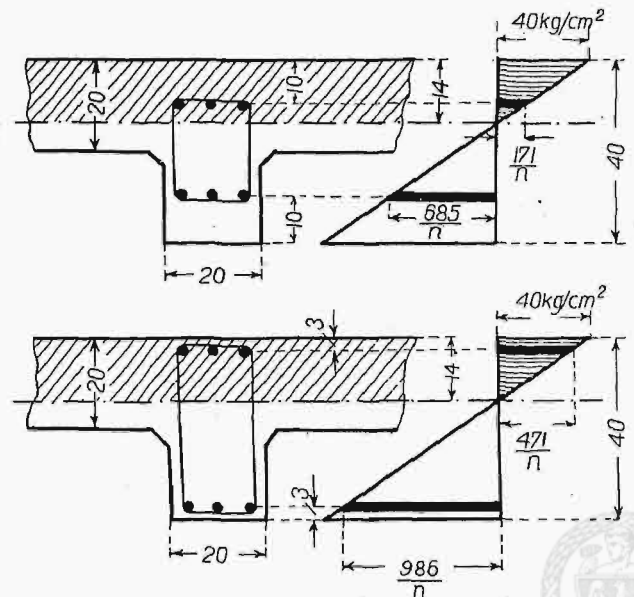
Dr. Chmielowiec przyjmuje, niezależnie od położenia osi obojętnej, że wypadkowa sił ściskających znajduje się zawsze w środku grubości płyty, co może być bliskie prawdy jedynie w wypadku 2.

Założenie dra Chmielowca, że środek ciężkości uzbrojenia rozciągającego znajduje się, od dolnej krawędzi żebra, w odległości równej połowie grubości płyty, w wypadku grubszych płyt, np. mostowych, prowadzi do zupełnie niepotrzebnego powiększania kubatury betonu, co zresztą jest uwidocznione w niżej przytoczonym przykładzie.

Również umieszczanie górnych ściskanych prętów w połowie grubości płyty jest przy płytach grubszych nieekonomiczne, a trudno sobie wyobrazić, żeby przy racjonalnym uzbrojeniu, z odpowiednio gęsto rozstawionymi strzemiionami, mogło nastąpić wyboczenie ściskanych, słabo naprężonych, prętów uzbrojenia.

Umieszczanie żelaza głębiej, poza warstwę betonu, konieczną ze względu na ochronę jego od rdzy i osiągnięcie wymaganej przyczepności, jest niecelowe, bowiem jasną jest rzeczą, że im bliżej linii obojętnej, tem naprężenia w betonie maleją i żelazo staje się niewykorzystanym w swej wytrzymałości. Z rys. 1a widzimy, że dla danego przykładu, przy podanych wymiarach płyty i belki, oraz obliczonej odległości osi obojętnej, znajdującej się w odległości 14 cm od górnej krawędzi

płyty, oraz założeniu, że naprężenie ściskające w betonie równa się dopuszczalnemu, t. j. 40 kg/cm^2 , umieszczanie wkładek żelaznych w miejscach proponowanych przez dra Chmielowca pociąga za sobą wykorzystanie tylko niewielkiej części jego dopuszczalnych naprężeń, mianowicie, w pasie ściskanym po przeliczeniu otrzymujemy $\sigma_z' = 171 \text{ kg/cm}^2$ i w pasie rozciągającym $\sigma_z = 685 \text{ kg/cm}^2$, gdy tymczasem, umieszczając pręty żelazne według normalnie przyjętych zasad (rys. 1b), możemy wykorzystać go do przeniesienia naprężenia ściskającego $\sigma_z' = 471 \text{ kg/cm}^2$ i rozciągającego $\sigma_z = 986 \text{ kg/cm}^2$.



Rys. 1a i b.

Pozatem sam sposób obliczenia belki teowej wzorami, podanymi przez dra Chmielowca, jest dość uciążliwy, bowiem rachunek należy przeprowadzać kilkakrotnie, ze względu na niezgodność założenia, że średnie naprężenie ściskające w betonie równa się naprężeniu krańcowo dopuszczalnemu.

Metoda obliczenia belek teowych podana przez prof. W. Paszkowskiego, aczkolwiek nie nosi nazwy teorii uproszczonej, jest dużo prostszą w zastosowaniu, nie zawiera założeń do pewnego stopnia dowolnych, a co najważniejsza, usuwa możliwość wpływu nieprawidłowego obliczenia na zarysowanie lub pęknięcie belki i płyty.

Wykonane poniżej dwa przykłady obliczenia belek teowych sposobem dra Chmielowca oraz, dla porównania, metodą prof. W. Paszkowskiego, uwydatniają słuszność wyżej przytoczonych uwag.

Przykład Nr. 1.

Żelbetowa belka ciągła jezdni mostowej;

dane:

$$M_{\max} = 1\,200\,000 \text{ kgcm};$$

szerokość płyty, jaką możemy włączyć do przekroju,

$$b' = 160 \text{ cm}, \text{ grubość płyty } t = 24 \text{ cm},$$

rozpiętość belki $l = 500 \text{ cm};$

naprężenie dopuszczalne $\sigma_s = 35 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_z = 850 \text{ kg/cm}^2$.

A) Obliczenie metodą prof. Paszkowskiego.

Przybliżona wysokość belki ze względu na naprężenia:

$$d = \beta \sqrt{\frac{M}{b'}} = 0,414 \sqrt{\frac{1\,200\,000}{160}} = 35,8 \cong 36 \text{ cm};$$

ze względu na warunek sztywności belki

$$h = \frac{1}{15} l = \frac{500}{15} \cong 33,3 \text{ cm},$$

wobec czego przyjmujemy $d = 36 \text{ cm}$;

odległość osi obojętnej od górnej krawędzi

$$x = \alpha d = 0,381 \cdot 36 = 13,7 < t = 24 \text{ cm},$$

a więc belkę obliczamy jako prostokątną;

przekrój żelaza:

$$A_z = \gamma \sqrt{M b'} = 0,00325 \sqrt{1\,200\,000 \cdot 160} = 45,1 \text{ cm}^2;$$

przyjmujemy

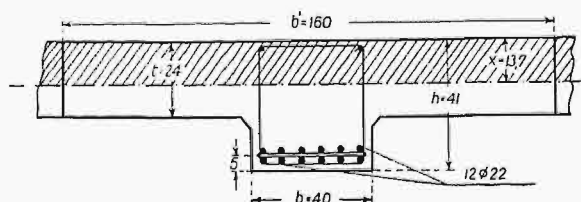
$$12 \text{ } \phi 22 \text{ mm, których } A_z = 45,61 \text{ cm}^2;$$

wysokość belki

$$h = 36 + 2,5 + 1,25 \cdot 2,2 = 41,25 \cong 41 \text{ cm},$$

szerokość belki

$$b = 2 \cdot 2,5 + 16 \cdot 2,2 = 40 \text{ cm}.$$



Rys. 2.

Sprawdzenie naprężeń:

Procent żelaza

$$\varphi = \frac{A_z}{b d} = \frac{45,61}{160 \cdot 36} = 0,008;$$

dla tej wartości φ znajdziemy z tablic

$$\sigma_b = 5,957 \frac{M}{b d^2} = 5,957 \frac{1\,200\,000}{160 \cdot 36^2} = 34,6 \text{ kg/cm}^2 < 35;$$

$$\sigma_z = 24,1 \sigma_b = 24,1 \cdot 34,6 = 835 \text{ kg/cm}^2 < 850.$$

B) Obliczenie metodą dra Chmielowca.

(Dla ułatwienia, znakowanie przyjmujemy jak u dra Chmielowca).

$$M = 1\,200\,000 \text{ kgcm}, \quad b = 160 \text{ cm}, \quad d = 24 \text{ cm}, \\ \sigma_{bd} = 35 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{id} = 850 \text{ kg/cm}^2;$$

$$B = \frac{M}{b d} = \frac{1\,200\,000}{160 \cdot 24} = 322,$$

$$\sigma = \frac{\sigma_{id}}{n} = \frac{850}{15} = 56,6,$$

$$\sigma_0 \cong \sigma_{bd} = 35$$

$$\sigma' = \sigma_0 + \sigma = 35 + 56,6 = 91,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{d}{2} \sigma' = \frac{24}{2} \cdot 91,6 = 1\,100$$

$$z_i = \frac{B + \frac{d}{2} \sigma'}{\sigma_{bd}} = \frac{322 + 1\,100}{35} = 40,7 \text{ cm};$$

sprawdzamy, czy σ_0 bliskie σ

$$\sigma_0 = \frac{B}{z_i} = \frac{322}{40,7} = 7,92 \neq 35;$$

wobec dużej różnicy musimy rachunek przeprowadzić po raz drugi:

$$\sigma' = 56,6 + 7,92 = 64,52$$

$$\frac{d}{2} \sigma' = 12 \cdot 64,52 = 775$$

$$z_i = \frac{B + \frac{d}{2} \sigma'}{\sigma_{bd}} = \frac{322 + 775}{35} = 31,4;$$

znowu sprawdzamy, czy σ_0 jest bliskie przyjętemu $\sigma_0 = 7,92$:

$$\sigma_0 = \frac{B}{z_i} = \frac{322}{31,4} = 10,25 \neq 7,92;$$

rachunek musimy przeprowadzić po raz trzeci:

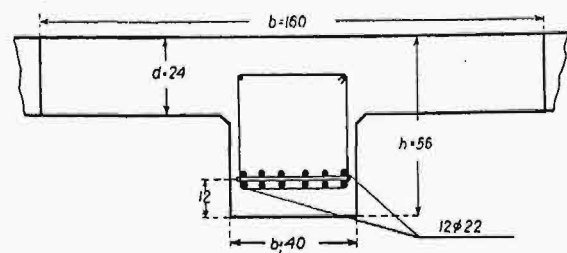
$$\sigma' = 56,6 + 10,25 = 66,85,$$

$$\frac{d}{2} \sigma' = 12 \cdot 66,85 = 804,$$

$$z_i = \frac{804 + 322}{35} = 32,2 \cong 32,$$

przekrój żelaza

$$F = \frac{M}{z_i \sigma_{zd}} = \frac{1\,200\,000}{32 \cdot 850} = 44,2 \text{ cm}^2,$$



Rys. 3.

przyjmujemy

$$12 \text{ } \phi 22 \text{ mm, których } F = 45,61 \text{ cm}^2,$$

wysokość belki

$$h = z_i + d = 32 + 24 = 56 \text{ cm},$$

szerokość belki

$$b_1 = 2 \cdot 2,5 + 16 \cdot 2,2 = 40,25 \cong 40 \text{ cm}.$$

Sprawdzenie naprężeń:

$$\sigma_z = \frac{M}{zF} = \frac{1\,200\,000}{32.45,61} = 824 \text{ kg/cm}^2 < 850,$$

$$\sigma = \frac{\sigma_z}{n} = \frac{824}{15} = 54,9,$$

$$\sigma_0 = \frac{M}{zbd} = \frac{1\,200\,000}{32.160.24} = 9,8,$$

$$\sigma' = \sigma + \sigma_0 = 64,7,$$

$$\Delta\sigma = \frac{1}{2} \frac{d}{z} \sigma' = \frac{1}{2} \frac{24}{32} 64,7 = 24,3,$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + \Delta\sigma = 9,8 + 24,3 = 34,1 \text{ kg/cm}^2 < 35.$$

Z przykładu powyższego widzimy, że dla zaprojektowania belki, wraz ze sprawdzeniem naprężeń, stosując metodę prof. Paszkowskiego, należy wykonać 9 prostych działań arytmetycznych, a na podstawie teorii dra Chmielowca aż 23 działania, co, jak już wyżej zazaczyłem, dla projektującego jest dość uciążliwe. Poza to, stosując metodę dra Chmielowca, otrzymujemy zupełnie niepotrzebne i niecelowe zwiększenie wysokości o 15 cm, co tłumaczy się niezgodnym z rzeczywistością założeniem, że środek sił ściskających znajduje się w połowie wysokości płyty, które prowadzi do zmniejszenia ramienia wewnętrznego momentu, oraz umieszczenie żelaza w zbyt dużej odległości od dolnej krawędzi belki.

Przykład Nr. 2.

Belka swobodnie podparta (żelbetowy strop żebrowy).

Dane:

rozpiętość: $L = 1\,200 \text{ cm}$,

obciążenie jednostajne rozłożone:

$$p = 1570 \text{ kg/m b.},$$

szerokość użyteczna płyty: $b' = 180 \text{ cm}$,

grubość płyty: $t = 10 \text{ cm}$,

rozpiętość płyty: $l = 200 \text{ cm}$,

naprężenia dopuszczalne:

$$\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_z = 1\,000 \text{ kg/cm}^2,$$

maksymalny moment:

$$M = \frac{1}{8} pL^2 = \frac{1}{8} 15,7 \cdot 1\,200^2 = 2\,830\,000 \text{ kgcm.}$$

A) Obliczenie metodą prof. Paszkowskiego.

Przybliżona wysokość ze względu na naprężenia:

$$d = \beta \sqrt{\frac{M}{b'}} = 0,390 \sqrt{\frac{2\,830\,000}{180}} = 0,390 \cdot 125 = 49 \text{ cm},$$

przybliżona wysokość ze względu na sztywność:

$$h = \frac{1}{12} L = \frac{1}{12} 1\,200 = 100 \text{ cm},$$

wobec czego przyjmujemy: $d = 94 \text{ cm}$,

przybliżona odległość osi obojętnej: $x = \alpha d$,

$$\beta = \frac{d}{\sqrt{\frac{M}{b'}}} = \frac{94}{125} = 0,75,$$

temu odpowiada:

$$\alpha = 0,213; \quad x = 0,213 \cdot 94 = 20 \text{ cm},$$

odległość środka sił ściskających od górnej krawędzi belki:

$$y'' = \frac{3x - 2t}{2x - t} \cdot \frac{t}{3} = \frac{3 \cdot 20 - 2 \cdot 10}{2 \cdot 20 - 10} \cdot \frac{10}{3} = 4,45 \text{ cm},$$

przekrój żelaza:

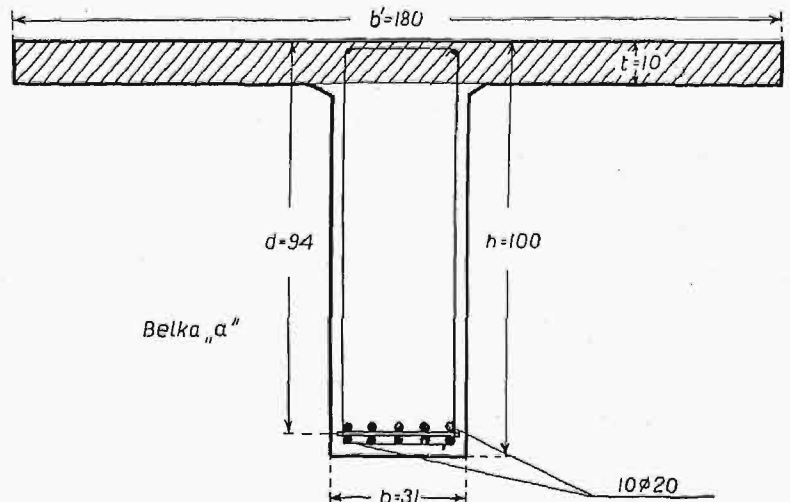
$$A_z = \frac{M}{\sigma_z (d - y'')} = \frac{2\,830\,000}{1\,000 (94 - 4,45)} = 31,4 \text{ cm}^2,$$

przyjmujemy

$$10 \text{ } \phi 20 \text{ mm, których } A_z = 31,42 \text{ cm}^2,$$

odległość osi obojętnej (dokładna):

$$x = \frac{\frac{b't^2}{2} + A_z n \cdot d}{b't + A_z n} =$$



[Rys. 4.]

$$= \frac{\frac{180 \cdot 10^2}{2} + 31,42 \cdot 15 \cdot 94}{180 \cdot 10 + 31,42 \cdot 15} = 23,4 \text{ cm.}$$

Sprawdzamy, czy szerokość $b' = 120 \text{ cm}$ jest wystarczająca do zniesienia ściskania:

$$b' = 2A_z n \frac{d - x}{(2x - t)t} = 2 \cdot 31,42 \cdot 15 \frac{94 - 23,4}{(2 \cdot 23,4 - 10) \cdot 10} = 180,5 \cong 180,$$

$$h = 94 + 3 + 1,25 \cdot 2 = 99,5 \cong 100 \text{ cm},$$

$$b = 2 \cdot 2,5 + 13 \cdot 2 = 31 \text{ cm.}$$

B) Obliczenie metodą dra Chmielowca.

$p = 1400 \text{ kg/m b.}$ (zmniejszone o wartość odpowiadającą przypuszczalnemu zmniejszeniu wymiarów belki):

$$M = \frac{1}{8} \cdot 14 \cdot 1200^2 = 2520000 \text{ kgcm};$$

$$b = 180 \text{ cm}; \quad d = 10 \text{ cm};$$

$$\sigma_{bd} = 40 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_{id} = 1000 \text{ kg/cm}^2;$$

$$B = \frac{M}{bd} = \frac{2520000}{180 \cdot 10} = 1395;$$

$$\sigma = \frac{\sigma_{id}}{n} = \frac{1000}{15} = 66,7; \quad \sigma_0 \cong 40;$$

$$\sigma' = \sigma + \sigma_0 = 66,7 + 40 = 106,7;$$

$$\frac{d}{2} \sigma' = \frac{10}{2} 106,7 = 534;$$

$$z_i = \frac{B + \frac{d}{2} \sigma'}{\sigma_{bd}} = \frac{1395 + 534}{40} = 48,2 \text{ cm};$$

$$\sigma_0 = \frac{B}{z_i} = \frac{1395}{48,2} = 29 \neq 40,$$

wobec czego rachunek powtarzamy po raz drugi:

$$\sigma = 66,7 + 29 = 95,7; \quad \frac{d}{2} \sigma' = 5 \cdot 95,7 = 477;$$

$$z_i = \frac{1395 + 477}{40} = 46,8 \cong 47 \text{ cm};$$

przekrój żelaza:

$$F = \frac{M}{z \sigma_{id}} = \frac{2520000}{47 \cdot 1000} = 53,7 \text{ cm}^2,$$

przyjmujemy:

$$12 \text{ } \phi 24, \text{ których } F = 54,29 \text{ cm}^2,$$

$$h = z_i + d = 47 + 10 = 57 \text{ cm},$$

$$b_1 = 2 \cdot 2,5 + 16 \cdot 2,4 = 43,5 \cong 44 \text{ cm}.$$

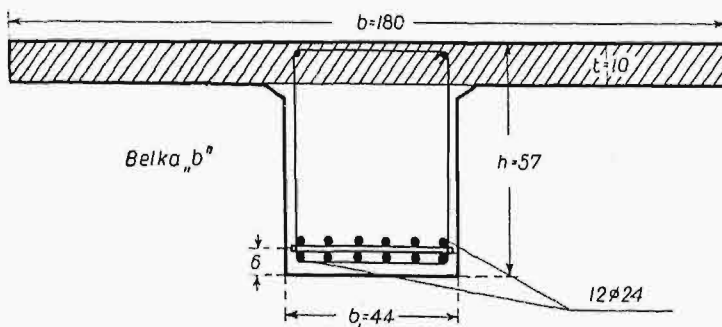
Obliczymy teraz strzałkę ugięcia w ten sposób zaprojektowanej belki.

Strzałka ugięcia, dla belki swobodnie podpartej, obciążonej równomiernie, wyraża się wzorem:

$$f = \frac{5}{384} \frac{p L^4}{E J_{z_1}}$$

wysokość użyteczna belki:

$$h_1 = 57 - 3 - 1,25 \cdot 2,4 = 51 \text{ cm},$$

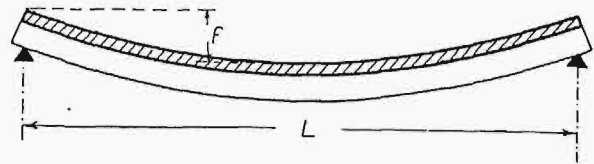


Rys. 5.

odległość osi obojętnej od górnej krawędzi belki:

$$x = \frac{\frac{bd^2}{2} + F n h_1}{bd + F n} =$$

$$= \frac{\frac{180 \cdot 10^2}{2} + 54,29 \cdot 15,51}{180 \cdot 10 + 54,29 \cdot 15} = 19,3 \text{ cm},$$



Rys. 6.

moment bezwładności żelbetowego przekroju w fazie II:

$$\begin{aligned} J_{zb} &= F n (h_1 - x)^2 + \frac{bd^3}{12} + bd \left(x - \frac{d}{2} \right)^2 = \\ &= 54,29 \cdot 15 (51 - 19,3)^2 + \frac{180 \cdot 10^3}{12} + \\ &+ 180 \cdot 10 \left(19,3 - \frac{10}{2} \right)^2 = 1202000 \text{ cm}^4; \end{aligned}$$

przyjmujemy że współczynnik sprężystości

$$E = 140000,$$

strzałka ugięcia:

$$f = \frac{5 \cdot 14 \cdot 1200^4}{384 \cdot 140000 \cdot 1202000} = 2,24 \text{ cm},$$

stosunek strzałki ugięcia do rozpiętości belki:

$$\frac{f}{L} = \frac{2,24}{1200} = \frac{1}{535};$$

stosunek strzałki ugięcia do rozpiętości płyty:

$$\frac{f}{l} = \frac{2,24}{200} = \frac{1}{89}.$$

Nie ulega wątpliwości, że tak znaczne obniżenie się podpory płyty, jaką jest obliczana belka teowa, jest niedopuszczalne, bowiem wywoła powstanie naprężeń rozciągających w płycie i to w kierunku równoległym do belki (rys. 6a), a więc tam, gdzie płyta nie jest zbrojona, oraz w kierunku prostopadłym do belki (rys. 6b), i naprężenia te mogą spowodować pęknięcie cienkiej płyty.

Pozatem belka obliczona według teorii dra Chmielowca jest nieekonomiczna, co można uzasadnić następującym rachunkiem. Przyjmując cenę 1 m³ betonu w wykończonej budowlu na 100 zł. oraz cenę 1 kg żelaza okrągłego, wraz z gięciem i montowaniem, na 0,70 zł., czyli 1 m³ żelaza na

5 500 zł., obliczymy dla porównania koszt 1 m b. belki „a” (obliczonej metodą prof. Paszkowskiego), i belki „b” (obliczonej metodą dra Chmielowca).

Belka „a”:

koszt betonu $0,9 \cdot 0,31 \cdot 1,0 \cdot 100 = 27,9$ zł.
 koszt żelaza $0,00314 \cdot 5\,500 = 17,2$ zł.
 koszt ogólny 1 m b. belki (bez płyty) = 45,1 zł.

Belka „b”:

koszt betonu $0,47 \cdot 0,44 \cdot 1,0 \cdot 100 = 20,7$ zł.
 koszt żelaza $0,00543 \cdot 5\,500 = 29,8$ zł.
 koszt ogólny 1 m b. belki (bez płyty) = 50,5 zł.

czyli, że belka „b”, aczkolwiek prawie dwukrotnie niższa, jest droższa w stosunku do belki „a” o 12⁰/₀.

Z przykładu Nr. 2 widać, że odległość środka ciężkości wkładek żelaznych nie może być uzależniona od grubości płyty, bowiem już przy grubości płyty $d = 10$ cm wypada, że odległość ta,

według dra Chmielowca równająca się $\frac{d}{2} = 5$ cm,

jest za mała, i żelazo albo nie będzie wcale pokryte ochronną warstwą betonu, albo też, przy wykonaniu, umieszczone zostanie głębiej w betonie i wtedy naprężenia mogą wypaść powyżej dopuszczalnych.

Oba przykłady dostatecznie jasno ilustrują fakt, że teoria podana przez dra Chmielowca, aczkolwiek wyprowadzona w dążeniu do projektowania idealnych belek teowych, daje w pewnych wypadkach wyniki daleko odbiegające od ideału, mianowicie, jak w przykładzie Nr. 1, belkę nieekonomiczną, o 15 cm za wysoką, a w przykładzie Nr. 2 belkę znowuż za niską, zbyt silnie odkształcającą się i przytem również nieekonomiczną.

Co się tyczy projektowania belek teowych o uzbrojeniu podwójnem, to zamiast wykonywania dość skomplikowanego rachunku, w myśl teorii dra Chmielowca, wydaje mi się sposób, podany przez prof. Paszkowskiego, dużo prostszy i prędszy prowadzący do celu. Mianowicie, gdy mamy zgóry narzuconą wysokość belki, której nam przekroczyć nie wolno, to jeśli, po obliczeniu przekroju żelaza rozciąganego i sprawdzeniu naprężeń, okaże się, że naprężenie w betonie jest większe od dopuszczalnego, damy górne wkładki żelazne, których przekrój obliczamy ze wzoru:

$$A_z' = \frac{A_z n (d - x) - \left(x - \frac{t}{2}\right) b' t}{n (x - a')}$$

gdzie

- A_z — przekrój żelaza rozciąganego,
 n — stosunek współczynników sprężystości,
 d — wysokość użyteczna belki,
 x — odległość osi obojętnej od górnej krawędzi belki,
 t — grubość płyty,
 b' — szerokość płyty, jaką możemy włączyć do przekroju belki,
 a' — odległość wkładek ściskanych od górnej krawędzi belki.

Dla pewnych wypadków obciążenia i wymiarów płyty, wzory wprowadzone przez dra Chmielowca mogą być stosowane z pewnem powodzeniem, jak to zresztą widać z przykładów podanych w artykule dra Chmielowca, jednak zakres ich stosowalności jest dość wąski, bowiem przykłady podane przezemnie wykazują, że teoria ta, ogólnie biorąc, może dać błędne wyniki, skutkiem upraszczających założeń i nieuwzględniania warunku sztywności.

Warunki najmniejszego kosztu szkieletu żelbetowego.

Napisał Inż. Stanisław Hempel.

Budynki szkieletowe wyróżniają się spośród innych wyraźnym podziałem ról między materiały użyte do wykonania budynku.

Od materiału użytego na szkielet wymagamy trwałości oraz możliwie dużej wytrzymałości. Pozostałe materiały użyte do budowy obciążają szkielet; im mniejsze jest obciążenie szkieletu, tem jest on tańszy, więc do obudowy szkieletu należy używać materiałów lekkich, zarówno na ściany, ścianki, jak i na stropy.

Warunek „lekkości”, postawiony materiałom do obudowy szkieletu, jest ważny również ze względu na rolę ochronno-izolacyjną tych materiałów, która w należyty sposób może być spełniona wyłącznie przez materiały o małym ciężarze gatunkowym.

Temu warunkowi w zupełności odpowiadają lekkie betony, oraz cegła dziurawka cienkościenna¹⁾.

Na koszt szkieletu składa się:

1. Koszt fundamentów.
2. Koszt słupów.
3. Koszt belek i stropów²⁾.

Koszt każdej z wyżej wymienionych pozycji zależy w pierwszym rzędzie od obciążeń, pozatem koszt fundamentów zależy od dopuszczalnego ci-

¹⁾ Na specjalną uwagę zasługuje ściana do wypełnienia szkieletu pomysłu inż. Pukińskiego, wykonana przez zakłady przemysłowe „Celolit” przy budowie willi w Skolimowie.

²⁾ Stropy, poza właściwą rolą, usztywniają szkielet w płaszczyznach poziomych.

śnienia na grunt i od ilości słupów. Koszt belek i stropów zależy od ich układu i rozpiętości, a zatem również od ilości słupów.

Ciążar budynku, który w dalszych obliczeniach gra dużą rolę obliczamy, jak wiadomo, w sposób następujący:

Oznaczając przez F powierzchnię stropu jednej kondygnacji w m^2 ,

m ilość kondygnacji,

h m — wysokość budynku od podłogi piwnicy do wierzchu ostatniego stropu lub dachu płaskiego,

L m — obwód budynku,

q t/m² — obciążenie stropów wraz z ciężarem ścianek działowych i podciągów,

q_2 — ciężar 1 m² ścian zewnętrznych,

otrzymamy ciężar budynku łącznie z obciążeniami użytkowymi, lecz bez ciężaru własnego słupów, wyrażony następującą zależnością:

$$G = mFq + Lhq_2 \text{ t.}$$

1. Koszt fundamentów.

Oznaczmy:

Ciążar całego budynku wraz z obciążeniami użytkowymi G t.

Ciążar budynku łącznie z ciężarem własnym fundamentów $\alpha_1 G$ t ($\alpha_1 = 1,1$ do $1,2$ w zależności od naprężeń dopuszczalnych na grunt)

Naprężenie dopuszczalne dla gruntu σ_1 t/m².

Ilość słupów n .

Przy powyższych oznaczeniach otrzymamy:

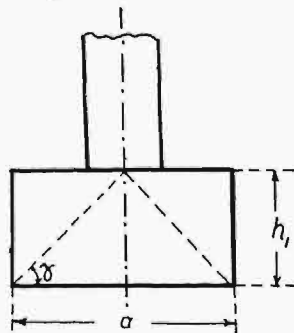
Łączna powierzchnia podstaw fundamentów n słupów:

$$F_1 = \frac{\alpha_1 G}{\sigma_1} \text{ m}^2.$$

Powierzchnia (średnia), przypadająca na jeden słup

$$f = \frac{F_1}{n} = \frac{\alpha_1 G}{n \sigma_1} \text{ m}^2.$$

Przyjmując kwadratowe podstawy słupów otrzymamy bok kwadratu:



Rys. 1.

$$a = \sqrt{\frac{\alpha_1 G}{n \sigma_1}} \text{ m.}$$

Średnia wysokość fundamentów

$$h_1 = \beta_1 a,$$

gdzie β_1 zależy od naprężeń dopuszczalnych dla gruntu i materiału, z którego projektuje się wykonać fundamenty.

Np., przyjmując kąty $\gamma = 45^\circ$, otrzymamy $\beta_1 = 0,5$

$$h_1 = 0,5 a.$$

Objętość fundamentu dla jednego słupa:

$$v = h_1 f = \beta_1 a f = \beta_1 \frac{\alpha_1 G}{n \sigma_1} \sqrt{\frac{\alpha_1 G}{n \sigma_1}} \text{ m}^3;$$

objętość fundamentów n słupów:

$$V = nv = \frac{\beta_1 \alpha_1 G}{\sigma_1} \sqrt{\frac{\alpha_1 G}{n \sigma_1}} \text{ m}^3.$$

Oznaczając koszt m³ betonu w fundamentach przez k_1 złotych, otrzymamy koszt fundamentów n słupów szkieletu:

$$K_1 = \frac{k_1 \alpha_1 G}{\sigma_1} \sqrt{\frac{\alpha_1 G}{n \sigma_1}} = \frac{C_1}{\sqrt{n}}.$$

Z powyższego widać, że koszt fundamentów jest odwrotnie proporcjonalny do pierwiastka kwadratowego z ilości słupów, więc im więcej słupów tem mniej kosztują fundamenty słupów.

2. Koszt słupów.

Określenie objętości słupów.

h m — wysokość słupów,

v — objętość słupów

γ t/m² — ciężar jednostki objętości żelbetu,

σ_2 — dopuszczalne naprężenie na ściskanie dla żelbetu.

Słupy przy fundamencie są najwięcej obciążone, a najmniej na najwyższej kondygnacji. Przyjmujemy dla uproszczenia, iż średnie obciążenie słupa wzdłuż jego wysokości wynosi $\frac{G}{2}$ tonn.

Przy powyższym założeniu średnie obciążenie słupów budynku nad fundamentami wyniesie:

$$\frac{G}{2} + v\gamma \text{ tonn.}$$

Średni przekrój słupów:

$$F_2 = \frac{\frac{G}{2} + v\gamma}{\sigma_2} \text{ m}^2.$$

Objętość słupów:

$$v = F_2 h = \frac{G + 2v\gamma}{2\sigma_2} h,$$

skąd objętość n słupów:

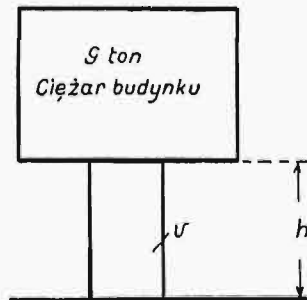
$$v = \frac{Gh}{2(\sigma_2 - \gamma h)} \text{ m}^3.$$

(Dla $G=0$, v nie będzie zero, a zatem musi być $\sigma_2 - \gamma h = 0$, skąd $h = \frac{\sigma_2}{\gamma}$; przy takiej wysokości słupa o stałym przekroju naprężenia w słupie nad fundamentem będą wyzyskane wyłącznie przez ciężar własny słupa).

Koszt betonu wraz z uzbrojeniem w słupach wyniesie:

$$\frac{Gh}{2(\sigma_2 - \gamma h)} k_3,$$

gdzie k_3 koszt 1 m³ betonu z uzbrojeniem.



Rys. 2.

Średni przekrój wszystkich n słupów:

$$F_2 = \frac{V}{h} = \frac{G}{2(\sigma_2 - \gamma h)} \text{ m}^2.$$

Średni przekrój jednego słupa:

$$f_2 = \frac{F_2}{n} = \frac{G}{2n(\sigma_2 - h\gamma)}.$$

Dla słupów o przekroju kwadratowym

$$f_2 = a^2.$$

Średni obwód jednego słupa

$$4a = 4 \sqrt{\frac{G}{2n(\sigma_2 - h\gamma)}}.$$

Powierzchnia szalowania n słupów

$$S_2 = 4nh \sqrt{\frac{G}{2n(\sigma_2 - h\gamma)}} = 4h \sqrt{\frac{nG}{2n(\sigma_2 - h\gamma)}}.$$

Koszt szalowania n słupów

$$4hk_4 \sqrt{\frac{nG}{2(\sigma_2 - h\gamma)}},$$

gdzie k_4 koszt szalowania 1 m².

Koszt słupów:

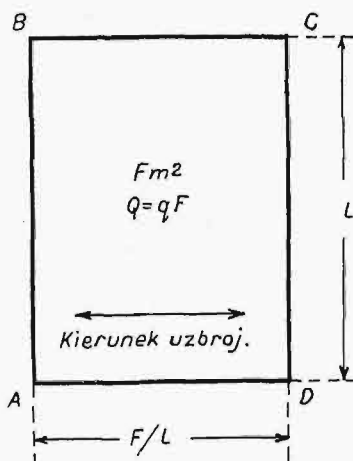
$$K_2 = \frac{Ghk_3}{2(\sigma_2 - h\gamma)} + 4hk_4 \sqrt{\frac{nG}{2(\sigma_2 - h\gamma)}} = C_2 + C_3 \sqrt{n}.$$

Koszt więc słupów jest również proporcjonalny, przy danych warunkach, do pierwiastka kwadratowego z ilości słupów.

3. Koszt stropów i belek w zależności od wielkości powierzchni obciążonej.

Belki prostokątne.

Niech będą AB i CD — belki niosące płytę; BC i AD belki usztywniające szkielet, ewentualnie obciążone przez ściany;



Rys. 3.

F — powierzchnia $ABCD$ w m²,
 q obciążenie w t/m².

Dla naprężeń w betonie i żelazie 40/1200 kg/cm², grubość płyty wynosi okragło $h = 0,14 \sqrt{M}$, ilość kg żelaza w 1 m² płyty $f_2 = 56h = \sim 8 \sqrt{M}$, gdzie h w m, M w tm.

Płyta.
Moment zginający płytę, obliczony na 1 m szerokości płyty:

$$M = \frac{QF}{l^2 k} = \frac{qF^2}{kl^2}, \text{ gdzie } k = 8 \div 24.$$

Na 1 m² płyty potrzeba:

Betonu m³ $B_1 = 0,14 \frac{F}{l} \sqrt{\frac{q}{k}}.$

Żelaza kg $Z_1 = 8 \frac{F}{l} \sqrt{\frac{q}{k}}.$

Szalowania m² $S_1 = 1,1.$

Belki nośne AB i CD .

Całkowite obciążenie belki AB lub CD przez strop i ściany $Q_1 \text{ ton} = q_1 F$.

Moment zginający belkę

$$M = \frac{Q_1 l}{k} = \frac{q_1 F l}{k} \text{ tm.}$$

Szerokość belki przyjmujemy:

$$b = \alpha \frac{F}{l}; \quad \alpha = \frac{1}{10} \dots \frac{1}{20}.$$

Moment zginający belkę, obliczony na jednostkę szerokości belki, wyniesie:

$$M' = \frac{M}{b} = \frac{q_1}{\alpha k} l^2.$$

Całkowita wysokość belki

$$h = 0,14 \sqrt{M} = 0,14 l \sqrt{\frac{q_1}{\alpha k}}.$$

Objętość betonu w belce, przypadająca na 1 m² stropu:

$$B_2 = \frac{bhl}{F} = 0,14 l \sqrt{\frac{\alpha q_1}{k}} \text{ m}^3.$$

Ilość żelaza w belce przypadająca na 1 m² stropu:

$$Z_2 = 1,24 \cdot 8 \cdot l \sqrt{\frac{\alpha q_1}{k}} = 10 l \sqrt{\frac{\alpha q_1}{k}} \text{ kg.}$$

Spółczynnik 1,25 uwzględnia strzemiąca i odgięcia prętów.

Ilość m² szalowania belek na 1 m² stropu:

$$S_2 = \frac{2hl}{F} = 0,28 \frac{l^2}{F} \sqrt{\frac{q_1}{\alpha k}} \text{ m}^2.$$

Belki AB i BC . Przekrój betonu i żelaza w belkach w przybliżeniu przyjmujemy taki sam jak dla belek AB i CD .

Po powyższych założeniach otrzymamy na 1 m² stropu:

Betonu $B_3 = 0,14 \frac{F}{l} \sqrt{\frac{q_1 \alpha}{k}} \text{ m}^3.$

Żelaza $Z_3 = 10 \frac{F}{l} \sqrt{\frac{q_1 \alpha}{k}} \text{ kg.}$

Szalowania $S_3 = 0,28 \sqrt{\frac{q_1}{\alpha k}}.$

Łączna ilość betonu, żelaza i szalowania na 1 m² stropu wyniesie:

$$B = B_1 + B_2 + B_3 = 0,14 l \sqrt{\frac{\alpha q_1}{k}} +$$

$$+ 0,14 \frac{F}{l} \left[\sqrt{\frac{q}{k}} + \sqrt{\frac{q_1 \alpha}{k}} \right] m^3.$$

$$Z = Z_1 + Z_2 + Z_3 = 10 l \sqrt{\frac{\alpha q_1}{k}} +$$

$$\frac{F}{l} \left[8 \sqrt{\frac{q}{k}} + 10 \sqrt{\frac{q_1 \alpha}{k}} \right] \text{ kg.}$$

$$S = S_1 + S_2 + S_3 = 1,1 + 0,28 \sqrt{\frac{q_1}{\alpha k}} \left[1 + \frac{l^2}{F} \right] m^2.$$

Oznaczając koszt 1 m³ betonu przez k_b ,

koszt 1 kg żelaza przez k_z ,

koszt 1 m² szalowania przez k_s ,

otrzymamy koszt 1 m² stropu:

$$K = A_1 l + A_2 \frac{F}{l} + A_3 \frac{l^2}{F} + A_4 \quad (1)$$

gdzie

$$A_1 = (0,14 k_b + 10 k_z) \sqrt{\frac{\alpha q_1}{k}}$$

$$A_2 = 0,14 k_b \left[\sqrt{\frac{q}{k}} + \sqrt{\frac{\alpha q_1}{k}} \right] +$$

$$+ k_z \left[8 \sqrt{\frac{q}{k}} + 10 \sqrt{\frac{\alpha q_1}{k}} \right]$$

$$A_3 = 0,28 k_s \sqrt{\frac{q_1}{\alpha k}}$$

$$A_4 = k_s \left[1,1 + 0,28 \sqrt{\frac{q_1}{\alpha k}} \right].$$

Najtańszy strop otrzymamy przy rozpiętości l , określonej z równania:

$$\frac{\partial K}{\partial l} = A_1 - \frac{A_2 F}{l^2} + \frac{2 A_3 l}{F} = 0; \quad \frac{\partial^2 K}{\partial l^2} > 0.$$

$$l^3 + \frac{A_1 F}{2 A_3} l^2 - \frac{A_2}{2 A_3} F^2 = 0 \quad (2)$$

Wstawiając wielkości liczbowe do równania 2 spostrzegamy, iż współczynnik przy l^3 jest mały w porównaniu do pozostałych i jako taki może być opuszczony¹⁾.

$$\text{Wtedy } l = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} F; \quad (3)$$

wstawiając do wzoru (3) $F = l \cdot l_1$ otrzymamy najtańszy strop przy stosunku rozpiętości:

$$\frac{l}{l_1} = \frac{A_2}{K_1} \quad (3 \text{ bis})$$

¹⁾ Przez opuszczenie l^3 nie uwzględniamy zmian kosztów szalowania przy zmianie stosunku rozpiętości $\frac{l}{l_1}$.

Opuszczając we wzorze (1) wyraz $A_3 \cdot \frac{l^2}{F}$, jako

mały wobec innych, oraz zastępując sumę dwóch pierwszych wyrazów przez ich średnią geometryczną, otrzymamy proste wyrażenie na koszt 1 m² stropu, mianowicie:

$$k = 2,1 \sqrt{A_1 A_2 F} + A_4 = A_5 \sqrt{F} + A_4.$$

$$A_5 = 2,1 \sqrt{A_1 A_2}.$$

Przyjmując, iż powierzchnia stropu $m \cdot F$ przypada na jeden słup przy m kondygnacjach, otrzymamy koszt stropu przypadający na jeden słup:

$$K_3 = [A_5 \sqrt{F} + A_4] m F.$$

Oznaczając powierzchnię jednej kondygnacji przez F m² otrzymamy:

$$F = n F, \text{ skąd } F = \frac{F}{n}.$$

Wstawiając wielkość F do wzoru K_3 otrzymamy:

$$K_3 = m A_5 \sqrt{\frac{F^3}{n^3}} + A_4 \frac{F}{n} m,$$

albo

$$K_3 = \frac{C_4}{\sqrt{n^3}} + \frac{C_5}{n}.$$

Ostatecznie całkowity koszt szkieletu wyraża się w następujący sposób:

$$K = K_1 + K_2 + K_3,$$

$$K = \frac{C_1}{\sqrt{n}} + C_2 + C_3 \sqrt{n} + \frac{C_4}{\sqrt{n^3}} + \frac{C_5}{n}.$$

Najmniejszy koszt szkieletu otrzymamy przy ilości słupów n określonej w warunku: $\frac{\partial K}{\partial n} = 0$;

$$\frac{dK}{dn} = -\frac{C_1}{2\sqrt{n^3}} + \frac{1}{2} \frac{C_3}{\sqrt{n}} - \frac{3}{2} \frac{C_4}{\sqrt{n^5}} - \frac{C_5}{n^2} = 0;$$

$$\frac{d^2 K}{dn^2} > 0,$$

skąd

$$C_3 n^2 - C_1 n + 2 C_5 \sqrt{n} - 3 C_4 = 0.$$

Pierwiastki powyższego równania wogóle nie będą liczbami całkowitymi.

Liczba n wyrażająca ilość słupów musi być wielkością całkowitą.

Najbliższe całkowite liczby do pierwiastków powyższego równania dają odpowiedź co do ilości słupów w budynku, przy której szkielet będzie najtańszy.

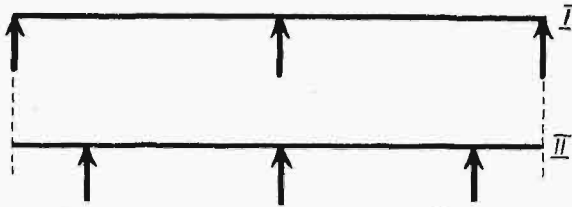
Określiwszy ilość słupów n , łatwo znajdziemy średnią wielkość powierzchni stropu, przypadającą na jeden słup.

Znając powierzchnię F oraz stosunek boków prostokąta (równanie 3 bis), łatwo znajdziemy rozpiętość belek (l) i stropów $\frac{F}{l} = l_1$, a zatem okre-

ślmy rozstawienie słupów w planie.

Obliczenia ilości betonu, żelaza i szalowania w stropach i belkach uzależnione zostało od wielkości momentów zginających.

Wielkości momentów zależą od rozpiętości i od oparcia belek. Układ belek, zmierzający do zmniejszenia momentów zginających, daje jednocześnie oszczędności.



Rys. 4.

Porównując dwie belki jak niżej na szkicu (rys. 4) widzimy, iż przy jednakowej ogólnej długości i obciążeniu obu belek, oraz jednakowej ilości podpór, w belce drugiej otrzymamy mniejsze momenty zginające, zarówno w przęsłach, jak i na podporach.

Układ II-gi jest korzystniejszy od I-go.

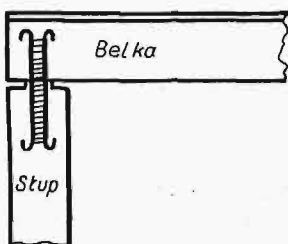
Belki w konstrukcjach żelbetowych połączone są sztywnie z kolumnami.

Zgięcie belek powoduje zgięcie kolumn. W układzie pierwszym kolumny skrajne będą zawsze zginane, układ drugi pozwala na zastosowanie takich konsoli, przy których styczna do odkształconej osi belki nad podporą będzie pozioma, a zatem słup nie będzie zginany przy niezmiennym obciążeniu belki. Zginanie słupów w układzie drugim nastąpi wyłącznie przy zmiennym obciążeniu przęseł.

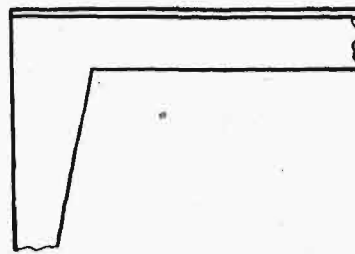
Układ drugi pozwala wyeliminować wpływ obciążenia stałego na zginanie słupów. Obciążenie stałe w większości wypadków jest większe od ruchomego, a zatem większa część całkowitego obciążenia belki nie wpływa na zgięcie słupa. Nietylko korzyści wyżej wymienione przemawiają za cofnięciem słupów zewnętrznych w głąb budynku. Słupy odsunięte od ściany nie przemarzają, fundamenty słupów nie kolidują z fundamentami ścian piwnicznych, względnie z fundamentami sąsiadujących budynków, rozwiązanie fasady w takim wypadku prawie nie zależy od rytmu rozstawienia słupów, wielkość i forma okien nie jest kępowana.

W wypadkach, kiedy konstruktor zmuszony jest do stosowania układu pierwszego, należałoby przynajmniej na ostatnim piętrze połączenie belek ze słupami skrajnymi wykonać przegibnie, jak niżej na szkicu (rys. 5).

W przeciwnym razie przy połączeniu sztywnym, słup ostatniej kondygnacji wypada nieproporcjo-



Rys. 5.



Rys. 6.

nalnie gruby, lub posiada kształt, jak na szkicu, (rys. 6) co w znacznym stopniu podraża konstrukcję,

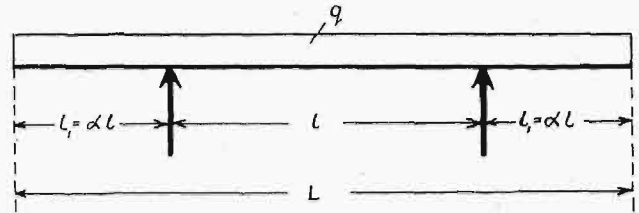
oraz utrudnia odbudowę szkieletu w najwyższej kondygnacji.

Praktyka wykazuje, iż w większości wypadków słupy szkieletu oblicza się z pominięciem momentów zginających, przy przyjęciu małych dopuszczalnych naprężeń dla betonu od 30 do 35 kg/m². Dla słupów niosących belki o układzie drugim naprężenia dopuszczalne na ściskanie mogłyby być większe, co w konsekwencji prowadziłoby do dalszych oszczędności na szkielecie budynku.

Belki konsolowe.

Określenie długości konsol wpływa z warunku, iż styczna do odkształconej osi belki na oporach skrajnych pozostaje pozioma.

Belka jednoprzęsłowa z konsolami, obciążona równomiernie



Rys. 7.

$$\frac{q l^2}{12} = \frac{1}{2} (\alpha l)^2 q.$$

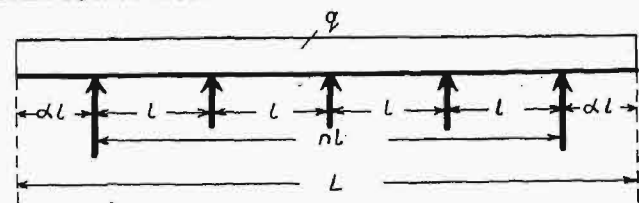
$$\alpha = \sqrt{\frac{1}{6}} = 0,408.$$

$$L = l(1 + 2\alpha)$$

$$l = 0,551 L$$

$$l_1 = 0,2245 L.$$

Belka ciągła o n przęsłach z konsolami, obciążona równomiernie

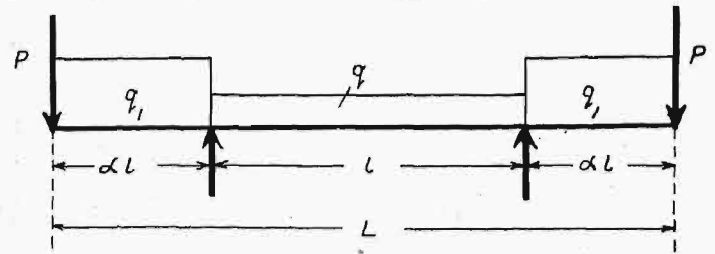


Rys. 8.

$$L = n l + 2 \alpha l$$

$$l = \frac{L}{n + 2\alpha} = \frac{L}{n + 0,817}$$

Belka jednoprzęsłowa z konsolami, obciążona symetrycznie jak na szkicu (rys. 9).



Rys. 9.

$$P \alpha l + \frac{(\alpha l)^2}{2} q_1 = \frac{q l^2}{12}$$

$$P\alpha + \frac{\alpha^2}{2} l \cdot q_1 - \frac{q l}{12} = 0;$$

$$\text{wstawiając } l = \frac{L}{1 + 2\alpha},$$

otrzymamy:

$$\alpha^2 + \frac{2P}{4P + Lq_1} \alpha - \frac{qL}{6(4P + Lq_1)} = 0$$

skąd

$$\alpha = -\frac{P}{4P + Lq_1} + \sqrt{\left(\frac{P}{4P + Lq_1}\right)^2 + \frac{qL}{6(4P + Lq_1)}}$$

Zależności powyższe, sędzę, ułatwią projektującemu orientację w koscie szkieletu przed opracowaniem projektu i kosztorysu, pozwalając w łatwy sposób, a z dostateczną dokładnością, porównać kilka wariantów danego zagadnienia, różniących się n. p. ilością słupów, naprężeniami dopuszczalnymi gruntu, obciążeniami stropów, ciężarem własnym ścian i t. p.

Wykorzystanie stali przy uzbrojeniu pierścieniowem w elementach ściskanych.

Napisał Inż. Wacław Żenczykowski.

Znaczenie uzwojenia w słupach ściskanych można wyjaśnić poglądowo na następujących prostych przykładach.

a) Nośność słupa wody w powłoce cylindrycznej.

Siła P ciśnię zapomocą szczelnego tłoka na wodę w cylindrze o średnicy wewnętrznej d i grubości ścianki δ , wywierając we wszystkich kierunkach, zgodnie z prawem Pascala, jednakowe ciśnienie σ kg/cm².

Ciśnienie σ wywołuje w ścianie siłę rozciągającą wzdłuż tworzącej, równą Z kg na jednostkę długości.

Równania równowagi sił działających będą

$$P = \frac{\pi d^2}{4} \sigma \quad (1) \quad \text{oraz} \quad 2 Z \cdot S = D \sigma S \quad (2)$$

Jeżeli przez N oznaczymy naprężenie rozciągające w kierunku obwodu, a przez F pole przekroju poprzecznego cylindra, to

$$Z = 1, \delta \cdot N \quad (3) \quad F = \pi \cdot D \cdot \delta \quad (4)$$

Wobec bardzo małej grubości δ , można przyjąć we wzorze (1)

$$P = \frac{\pi D^2}{4} \sigma \quad (5)$$

Rozwiązanie tych równań daje

$$P = \frac{1}{2} N \cdot F \quad (6)$$

A zatem nośność słupa wody w powłoce walcowej wyrazi się połową iloczynu z pola przekroju pierścienia przez jego wytrzymałość na rozciąganie.

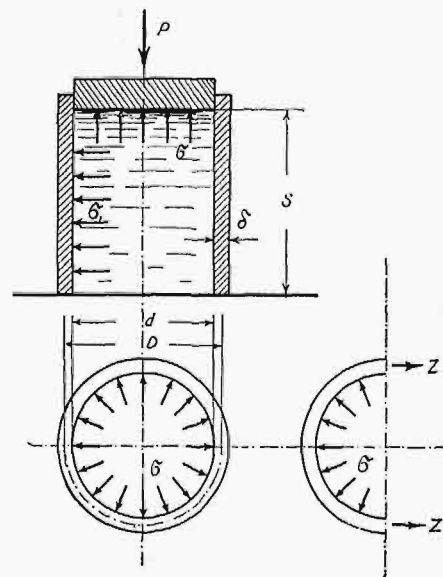
b) Nośność słupa piasku w powłoce cylindrycznej.

Przyjmijmy ten sam cylinder, co w poprzednim wypadku.

Według teorii parcia ziemi, ciśnienie w kierunku poprzecznym $\sigma_1 = \frac{1}{m} \sigma$.

Dla piasku suchego można przyjąć $\sigma_1 \cong \frac{1}{4} \sigma$ ¹⁾.

Wypisując równania analogiczne do poprzednich, otrzymamy po rozwiązaniu $P = \frac{m}{2} NF = 2NF$ (7), czyli nośność cylindra z piaskiem równa jest dwukrotnemu iloczynowi pola przekroju pierście-



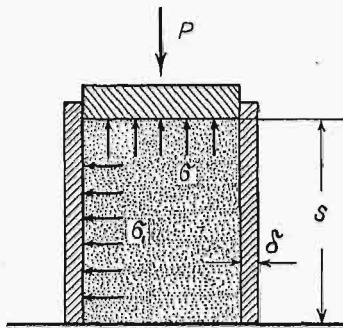
Rys. 1.

nia przez wytrzymałość na rozciąganie. Doświadczenia stwierdzają, że wzór ten bynajmniej nie daje przesadnych wartości. Möller wykonał próbę ściskania cylindra kartonowego z piaskiem; śred-

¹⁾ Möller. Erddrucktabellen, 1922 r.

nica cylindra wynosiła 40 cm, grubość 0,53 mm, wytrzymałość na rozciąganie kartonu 5 kg/mm².

Największa nośność według wzoru miała stanowić 666 kg, a w wyniku próby wynosiła 684 kg²⁾.



Rys. 2.

Przy próbie ściskania piasku w cylindrze stalowym, największa siła niszcząca okazała się znacznie wyższą, niż obliczona ze wzoru.

Te rozwiązania teoretyczne, poparte doświadczeniami, wyjaśniają budowę wzoru na nośność słupów uzwojonych:

$$P = N_b F_b = N_s F_s + \frac{m}{2} \cdot N_s \cdot F_u \quad (8)$$

W porównaniu do wzorów poprzednich, dochodzi tu wyraz $N_b F_b$ — iloczyn naprężenia ściskającego betonu przez pole rdzenia słupa, oraz $N_s \cdot F_s$, iloczyn naprężenia we wkładkach podłużnych przez pole ich przekroju; F_u jest objętością uzwojenia na jednostkę długości słupa, m jest współczynnikiem, przyjmowanym różnie w poszczególnych krajach, w Polsce $m = 4$, w Niemczech 6.

Słynny konstruktor Freyssinet wyraża się o uzwojeniu: „W chwili, gdy siła ściskająca w słupie uzwojonym zbliża się do wartości tej siły, jaka między beton niezwojony, wówczas uzwojenie, zaciskając beton w kierunku osi słupa, powoduje wyrównanie naprężeń w całym przekroju; beton, zamiast pękać w jednym miejscu, odkształca się przez dłuższy czas, przechodząc okres analogiczny do okresu płynności stali, dzięki czemu widoczne uszkodzenia powstają w nim znacznie później, niż w tworzywie niezwojonym”³⁾.

Wysoka wytrzymałość słupów uzwojonych znana jest już od szeregu lat. Ostatnio wykonano próby ściskania słupów uzwojonych ze zbrojeniem ze stali wysokowartościowej i z wkładkami podłużnymi z kształtowników. Ze względu na b. znamienne wyniki, doświadczenia te zasługują na omówienie.

Próby wytrzymałości słupów stalowych, obetonowanych i uzwojonych⁴⁾.

W związku z zastosowaniem na kilku budowach wiedeńskich kolumn stalowych z uzwojenem obetonowaniem, prof. Saliger wykonał serię doświadczeń, które miały na celu wykazanie, jak pracują na ściskanie tego rodzaju słupy o różnych przekrojach, oraz danie podstawy do ustalenia najważniejszego wzoru na obliczenie ich nośności. Wykonano 5 rodzajów słupów po 2 sztuki każdego rodzaju (rys. 3).

Wszystkie słupy mają jednakową długość 3 m. W celu uniknięcia miejscowych odkształceń koń-

ców, głowice i stopy słupów posiadają zwiększone wymiary w porównaniu z przekrojem pozostałej części i są przytem ujęte w stalowe pierścienie blaszane o wysokości 240 mm, średnicy w świetle 390 mm i grubości blachy 10 mm. Pierścienie są utrzymywane w stałej odległości od osi słupa za pomocą okrągłych prętów, umieszczonych między nimi a szkieletem stalowym. Końce wszystkich prętów podłużnych są dokładnie przycięte i leżą w płaszczyznach prostopadłych do osi, dzięki czemu nacisk maszyny probierczej przekazuje się możliwie prawidłowo.

Spirale uzwojenia we wszystkich słupach są przypawane w odległości około 25 cm do prętów podłużnych.

Całość stalowego szkieletu słupów 1, 2, 3 i 4 rodzaju, składa się z ceowników, nakładek, uzwojenia i pierścieni na końcach i jest złączona ze sobą drogą spawania elektrycznego.

W słupach 1, 2, 3 i 5 rdzeń uzwojony jest okrągły, w słupach 4-go rodzaju przypawane są do nakładek 4 pręty okrągłe o średnicy 12 mm i długości 3 m, w celu wytworzenia rdzenia o przekroju kwadratowym. Słupy 5-go rodzaju mają na całej długości szkielet z 2 ceowników Nr. 16 oraz 2 płaskowników 40×8 mm.

Te 4 pręty znitowano ze sobą (w odróżnieniu od słupów 1, 2, 3 i 4, gdzie wszystkie połączenia są spawane) za pomocą 2 nakładek na końcach i jednej w środku oraz kątowników.

Szczegóły konstrukcyjne słupów uwidocznione są na rys. 3, a dane dotyczące przekrojów w zestawieniu 1, gdzie przyjęto następujące orzeczenia:

- F_b — pole całkowitego przekroju geometrycznego łącznie ze skorupą betonu poza uzwojeniem, lecz z potrąceniem przekroju podłużnych prętów uzbrojenia.
- F_r — pole rdzenia, t. j. koła, względnie kwadratu, ograniczonego osią prętów uzwojenia z potrąceniem przekroju podłużnych prętów,
- F_s — pole przekroju podłużnych prętów uzbrojenia,
- F_u — objętość prętów uzwojenia przypadająca na 1 cm b. słupa,
- μ — procentowy stosunek przekroju F_s do F_b ,
- μ_u — procentowy stosunek F_u do F_b .

W celu zmierzenia wydłużeń ceowników, przypawane są do nich w środku, w odległości 50 cm, 2 pary poprzecznych prętów, które nie stykają się z masą betonową, lecz przechodzą nazewnątrz w rurach osłaniających; przyrządy pomiarowe, umieszczone na tych prętach, dają możliwość odczytania odkształceń ceowników niezależnie od zmian długości betonu.

Oprócz tego, w samym betonie umieszczono również 2 pary poprzecznych prętów dla mierzenia jego odkształceń.

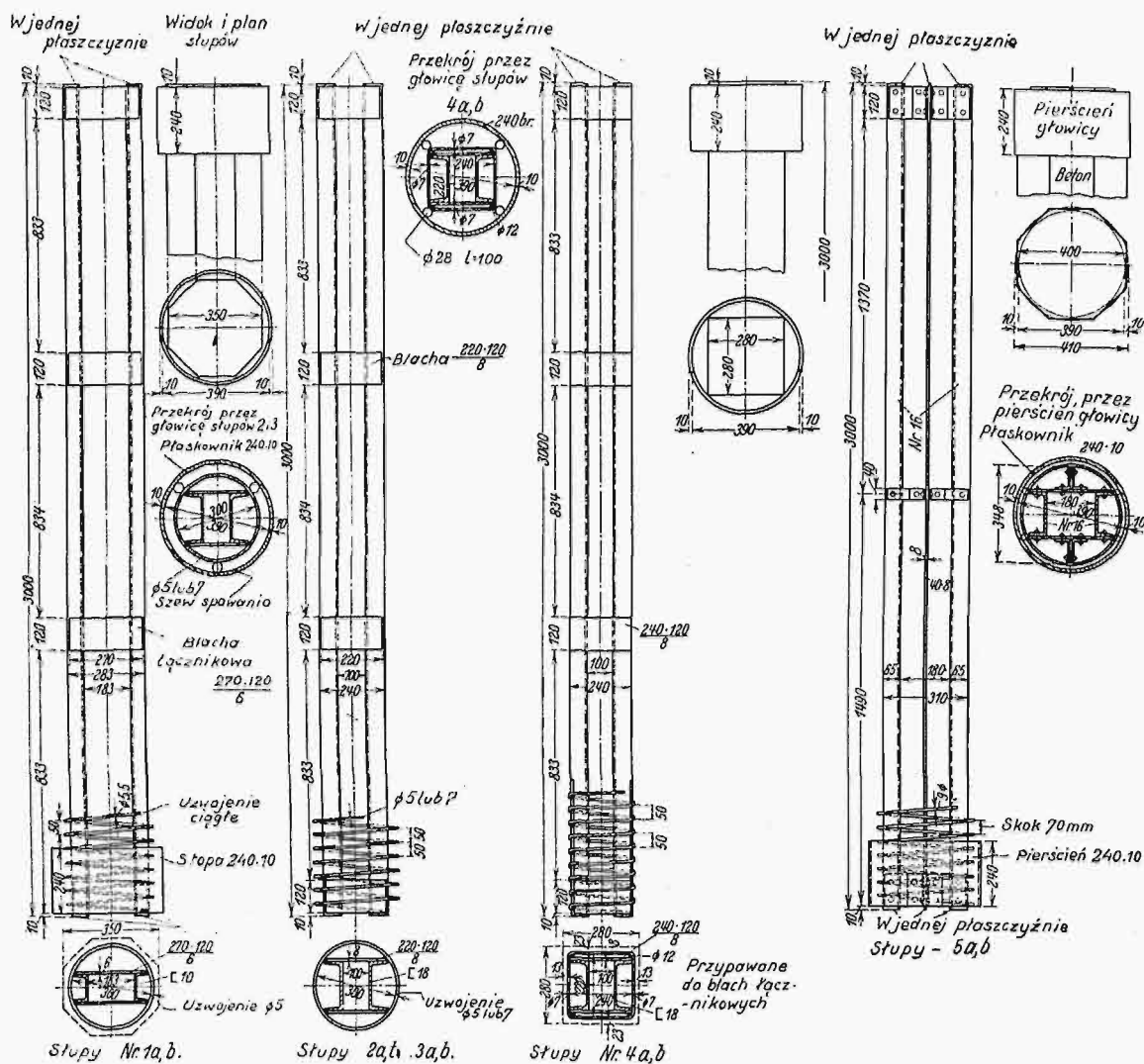
Wszystkie słupy zabetonowano w ciągu jednego dnia betonem o ustalonej proporcji, zawierającym 300 kg cementu w 1 m³ gotowej mieszaniny.

Końce prętów stalowych wystawały na 0,5 cm ponad powierzchnię betonu, później powierzchnię tą wyrównano zaprawą cementową w ten sposób, że wierzch stali i betonu stanowił jedną równą płaszczyznę.

²⁾ Beton u. Eisen 1930 r. str. 435.

³⁾ Sprawozdanie z kongresu betonu i żelbetu w Liège 1931 r.

⁴⁾ Bauingenieur, zesz. 15 i 16, 1931 r.



Rys. 3. Szkielet stalowy słupów.

Zestawienie 1.

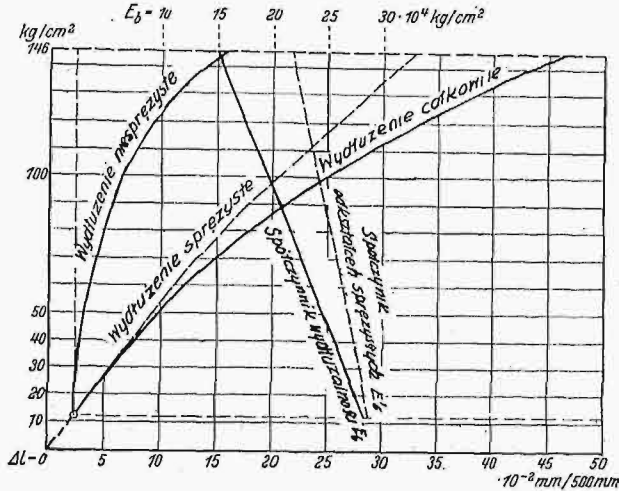
Słupy Nr.	Przekrój				Dane statyczne					
	Beton	Podłużne zbrojenie	Uzwojenie	Rdzeń	F_b cm ²	F_r cm ²	F_s cm ²	$\mu = \frac{F_s}{F_r + F_s}$ %	F_u cm ²	$\mu_u = \frac{F_u}{F_r + F_u}$ %
1	ośmiobok $d = 35$ cm	2 [10	\varnothing 5 mm skok 5 cm	koło $d = 30,5$ cm ²	988	704	27,0	3,70	4,53	0,62
2	"	2 [18	"	"	953	669	62,2	8,52	4,53	0,62
3	"	"	\varnothing 7 mm skok 5 cm	koło $d = 30,7$ cm	953	678	62,2	8,40	7,50	1,02
4	kwadrat $d = 28$ cm	2 [18 + 4 \varnothing 12	"	Prostokąt $22,7 \times 24,7$	717	493	66,7	11,90	7,40	1,32
5	ośmiokąt $d = 39$ cm	2 [16 + 2.40.8	\varnothing 9 mm skok 7 cm	koło $d = 35,9$ cm	1265	952	60,2	5,93	10,24	1,01

Jednocześnie z betonowaniem słupów przygotowano z tego samego betonu 12 kostek $20 \times 20 \times 20$ cm, raz 10 prostopadłościanów $20 \times 20 \times 80$ cm,

które po upływie 28 dni poddano próbie ściskania. Na prostopadłościanach wykonano oprócz tego pomiary wydłużeń w zależności od sił, w celu

ustalenia spólczynnika wydłużalności. Wyniki podaje wykres na rys. 4.

Średnia wytrzymałość kostkowa wyniosła 190 kg/cm². Wytrzymałość prostopadłościanów = 146 kg/cm² była o 23% niższa od poprzedniej. Wydłużenia i spólczynniki sprężystości betonu podano w zależności od naprężeń na rys. 4.



Rys. 4. Wydłużenia i spólczynniki sprężystości betonu w zależności od naprężeń.

Przeciętne dane wytrzymałościowe stali, zbadane na specjalnie przygotowanych próbkach, uwiarygodnione są w zestawieniu 2-ym.

Zestawienie 2.

Pręty	Granica płynności przy rozciąganiu kg/mm ²	Granica płynności przy ścisnieniu kg/mm ²	Wytrzymałość na rozciąganie kg/mm ²	Przydłużenie próbek %	
				l = 5d	l = 10d
∅ 5 mm	25,1	—	39,2	40,8	33
.. 7 ..	28,9	—	44,5	33,7	27,3
.. 9 ..	28	—	39,5	—	—
.. 10 ..	25,1	24,7	36,4	35	28,3
.. 16 ..	26,2	30,4	47,6	31	25,5
.. 18 ..	25,4	27,9	48,9	23	

Próby ściskania słupów wykonano b. starannie na maszynie 900 t w Politechnice wiedeńskiej; do pomiarów odkształceń służyły przyrządy Zeissa.

Siłę początkową maszyny 10 t podnoszono stopniowo co 10 t, przytem po osiągnięciu 50, 100, 200 i 300 t odciażono maszynę do siły początkowej. Przy każdej z tych sił badano wydłużenia betonu i stali.

Prof. Saliger udowadnia, że aż do powstania pierwszej rysy siły cisnące przenoszone są wyłącznie przez uzbrojenie podłużne i przez całkowity rzeczywisty przekrój betonu według wzoru:

$$P = F_b \cdot N_B + F_s \cdot N_s = F_b \frac{\Delta_b}{E_b} + F_s \frac{\Delta_s}{E_s}, \dots (9)$$

w którym Δ_b i Δ_s są wydłużeniami jednostkowymi betonu i stali, otrzymanymi z pomiarów przy próbie, $E_s = 2150000$ kg/cm² — spólczynnikiem sprężystości stali, E_b zmiennym spólczynnikiem wy-

dłużalności betonu, wziętym z wykresu na rys. 4, odpowiednio do danego Δ_b .

Otrzymane w ten sposób wartości rachunkowe sił P różnią się b. niewiele, bo tylko od -4,2% do +3%, średnio zaś o -0,07% od liczb pokazanych bezpośrednio przez siłomierz maszyny. Współpracę uzwojenia daje się zauważyć w słupach okrągłych dopiero w pobliżu siły, przy której powstaje pierwsza rysa. Siła przypadająca na uzwojenie wyrazi się wzorem

$$P_u = F_u \cdot Q_u,$$

gdzie Q_u jest granicą płynności prętów uzwojenia. W słupach o uzwojeniu kwadratowym wpływ zwojów na powiększenie nośności słupa jest b. mały. $P_u \cong 0$.

Suma sił $P + P_u$, otrzymanych w powyższy sposób z rachunku, równa się prawie dokładnie sile, przy której powstaje pierwsza rysa, wskazanej przez siłomierz. Najwyższe odchylenia wyniosły od -1,5 do +6%.

W dalszym ciągu próby, po przekroczeniu siły odpowiadającej pierwszej rysie, osiągnięte zostały najwyższe siły, które dadzą się przewidzieć następującym wzorem:

$$P_{max.} = F_b R_b + \alpha F_s Q_s + F_u Q_u, \dots (10)$$

w którym są następujące oznaczenia:

R_b — wytrzymałość kostkowa betonu, w danym wypadku 146 kg/cm²

Q_s i Q_u — granica płynności prętów podłużnych i uzwojenia.

α — spólczynnik, wynoszący 1,1 przy uzwojeniu okrągłym i 1,03 przy kwadratowym.

Różnice pomiędzy wynikami tego wzoru i rzeczywiście osiągniętymi najwyższymi siłami nie przekraczają 0,8%, co widać z następującego zestawienia.

Zestawienie 3. *)

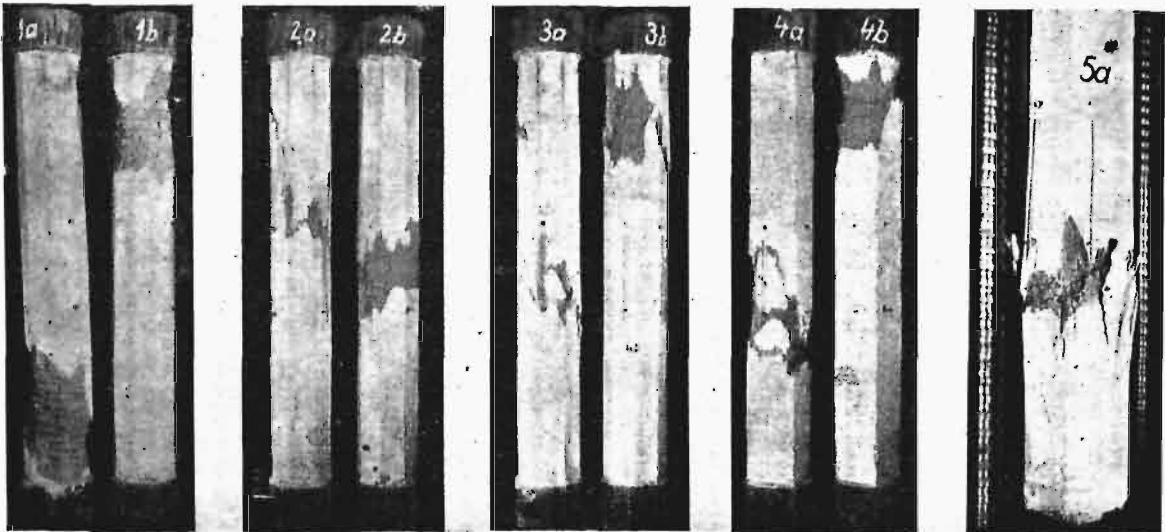
		Słupy				
		1	2	3	4	5
Siła odpowiadająca pierwszej rysie, tonn	Z rachunku	216,7	307,5	325,8	199,4	372,9
	według siłomierza	220	290	320	200	375
Najwyższa siła, tonn	Z rachunku	234,3	331,9	342,2	286,7	394,8
	według siłomierza	235	354	343,5	286,5	393,5
O ile % siła, dająca pierwszą rysę, jest mniejsza od siły najwyższej		6,4	13,1	6,8	30,3	4,7

*) Uwaga. Siły wedł. siłomierza podane są jako średnie z 2 wyników.

Różnice wydłużeń prętów stalowych i betonu według wykonanych pomiarów w zakresie całej próby są b. niewielkie, co dowodzi, że słup sta-

lowy wraz z otaczającym go betonem uzwojonym stanowi prawie jednolitą całość. Rys. 5 przedstawia obraz zniszczenia słupów.

Wzory 9-10 przeceniają może siłę przypadającą na podłużne pręty, kosztem zmniejszenia udziału we współpracy uzwojenia, a to ze względu na nie-



Rys. 5. Słupy żelbetowe po próbach ściskania.

Przy żadnym ze słupów, aż do osiągnięcia najwyższej siły, nie zauważono wybočenja ani całego słupa, ani jego szkieletu stalowego.

Miejscowe wybočenja dało się obserwować tylko w miejscach, gdzie już zostało uszkodzone uzwojenie.

prawidłowe obliczenie naprężeń w stali powyżej granicy proporcjonalności przy stałym współczynniku E .

Pomimo to jednak, doświadczenia powyższe osiągnęły bardzo ważny wynik, potwierdzający zupełną współpracę betonu i kształtowników stalowych w słupach uzwojonych.

PRZEGLĄD PISM TECHNICZNYCH.

ELEKTROTECHNIKA.

Urządzenia elektryczne w amerykańskich drapaczach nieba.

W „drapaczu nieba”, a więc wielkim gmachu, koncentrującym stosunkowo bardzo duży odbiór mocy na niewielkiej przestrzeni, instalacje elektryczne posiadają wiele ciekawych szczegółów, różniących je od urządzeń zwykłych.

Jakkolwiek w wielkich tych gmachach mieszczą się przeważnie biura, to moc przyłączeniowa wynosi nieraz tysiące kilowatów i energia elektryczna idzie nietylko na światło, jakby się to wydawało na pierwszy rzut oka.

Niedawno ukończona budowla, najwyższa na świecie, 86-piętrowy gmach Empire State Building, pobiera moc zainstalowaną w transformatorach 7800 kVA.

Łączna wysokość budynku do najwyższego — 86-go piętra — wynosi 318 m, ponadto jeszcze urządzony jest na nim maszt do sygnalizacji świetlnej dla samolotów o wysokości 60 m.

Obciążenie właściwe wynosi 6000 kW dla światła i 7000 kW dla siły, lecz jako współczynnik jednoczesności przyjęto w obliczeniach za podstawę 0,5.

Przy projektowaniu oświetlenia założono rozchód energii ok. 20 watów na 1 m² powierzchni użytkowej.

Z odbiorników siły warto wymienić: 4 pompy przeciwpożarowe o mocy 200 KM każda; dwie z tych pomp umieszczone są w piwnicy, jedna na 41, i jedna na 84 pię-

trze; dalej idą windy — jest ich aż 67 — i wentylatory, oraz kilka jeszcze innych pomp.

Gmach otrzymuje prąd o napięciu 13 800 V z sieci T-wa United Edison Co, za pośrednictwem trzech podstacji transformatorowych, umieszczonych na tych samych wysokościach co pompy przeciwpożarowe.

Pozatem z tejże sieci doprowadzone są do budynku dwa kable niskiego napięcia 120/208 V, mające służyć do zapewnienia światła bezpieczeństwa.

Na innych zasadach zaprojektowano oświetlenie 25-piętrowego drapacza Merchandise Mart Building w Chicago. Gdy w poprzednio opisanym gmachu powierzchnię użytkową obliczono na 260 000 m², tutaj wynosi ona 372 000 m². Mimo to moc przyłączeniową przyjęto prawie taką jak tam, mianowicie 8000 kW dla światła i ok. 5000 kW dla siły; jako współczynnik jednoczesności przyjęto 0,6. Uważano przytem, iż nie kalkuluje się urządzenie kilku podstacji transformatorowych, natomiast postanowiono raz przetworzony na niskie napięcie prąd rozprowadzić po gmachu, stosując wobec tego znacznie grubsze przewody. Tak więc zainstalowano na 9 piętrze (w przybliżeniu zatem w połowie wysokości gmachu) jedną podstację transformatorową, z której zasilany jest już cały gmach przewodami niskiego napięcia. Przez odpowiednie obliczenie przekrojów i obranie miejsc prowadzenia przewodów osiągnięto, iż spadek napięcia w najdalszym punkcie nie przekracza 2 V. W przewodach zasilających spadek napięcia dochodzi do 3 V,

Napięcie dla oświetlenia wynosi 230 V. Jako podstawę do projektowania oświetlenia przyjęto tak samo, jak w Empire State B., 20 W/m². Napięcie dla siły wynosi 440 V. Odbiorniki w gmachu chicagowskim są następujące: wentylatory o mocy 1647 KM, windy 2605 KM, pompy 508 KM, przetwornice silnikowo-prądnicowe 750 KM, maszyny robocze 400 KM, urządzenia chłodnicze 420 KM, poczta pneumatyczna 300 KM, różne inne 280 KM. (El. World., t. 96 i 97).

GÓRNICTWO. — ELEKTROTECHNIKA.

Nowe urządzenia wyciągowe kopalni Wirek w Chebziu (G. Śl.).

Kopalnia Wirek instaluje dwa nowe urządzenia wyciągowe, oba składające się częściowo ze starych maszyn, odpowiednio przerobionych, częściowo dostarczanych przez firmę Siemens-Schuckert.

Dane obu urządzeń podane są w następującej tabeli:

Stadium rozbudowy	Urządzenie I			Urządzenie II	
	I	II	III	I	II
Głębokość m	565,23	700	700	700	700
Szybkość m/sek	15	15	21,7	23,4	23,4
wydajność t/god.	224	200	320	225	450
Ciężar użyteczny kg	5200	5200	7800	5200	10400
Ilość wózków	8	8	8	8	8
Średnica koła pędzącego m	6	6	6	7	7
Ilość obrotów koła pędzącego na min.	47,8	47,7	63,7	63,7	63,7

Maszyna I-sza pędzona będzie przez dwa silniki boczniowe prądu stałego po 1660 kW, maszyna II-ga otrzymuje narazie tylko jeden silnik 1920 kW. Silniki zasilane są z dwóch przetwornic, zaopatrzonych każda w prądnicę regulacyjną; przetwornice umieszczone są po obu stronach koła rozpedowego (16,9 t, 4,2 m), z którym połączone są zapomocą sprzęgieł wyłączalnych w biegu. Do zahamowania koła rozpedowego w razie wypadku służy hamulec, oparty na działaniu prądów wirowych. Do wzbudzenia silników wyciągowych i prądnic regulacyjnych zastosowane są specjalne prądnice, sprzężone z przetwornicami głównymi.

Po zakończeniu ostatniego etapu budowy instalacja będzie się składała z 3-ch silników wyciągowych (po 2 do każdego urządzenia), 4 przetwornic i 4 prądnic regulacyjnych. Dla zabezpieczenia pewności ruchu, każda prądnica może zasilać każdy z silników napędowych; do odpowiednich przełączeń służy specjalna tablica, na której odpowiednie linje przyłączeniowe są zwielokrotnione przy pomocy grubych prętów miedzianych.

Zespół przetwornic, przeznaczony dla drugiego urządzenia wyciągowego, pracować ma bez koła rozpedowego. Przetwornice, pracujące z kołem rozpedowym, otrzymują oporniki wodne, o oporze zmieniającym się podczas pracy pod wpływem regulatora Thoma, nastawianego na pewną wartość prądu, pobieranego przez silnik napędowy przetwornicy. Gdy prąd ten rośnie, regulator powoduje wzrost oporu, włączonego w obwód wirnika, wobec czego poślizg się zwiększa, energia kinetyczna koła rozpedowego może być wyzyskana.

Po całkowitem uruchomieniu nowych urządzeń wyciągowych będą one jednymi z największych w Europie. (Siemens Zft., 1931, 1).

J. S.

METALOZNAWSTWO.

Charakterystyki mechaniczne stali niklowych i chromo-niklowych wyżarzonych. Porównanie ze stalami zwykłymi.

Artykuł niniejszy, będący tylko zarysem pracy, wymagającej bardzo długiego czasu, miał na celu rozpatrzenie zmiany położenia granicy plastyczności, przydłużenia ($l = 66,67 S$) i udarności próbek podłużnych, (Mésznera i Zjedn. Franc. U. F.) w zależności od wytrzymałości dla stali wyżarzonych i surowych odkutych, a więc będących w stanach bardzo rozmaitych. Wobec powyższego, uzyskane wyniki mogły posłużyć tylko do wyciągnięcia wniosków ogólnikowych.

a) Dla stali węglistych wyżarzonych:

a 1—średnie wartości granicy plastyczności wzrastają prawie linjowo ze wzrostem wytrzymałości, lecz mniej szybko;

a 2—krzywa przydłużenia w zależności od wytrzymałości ma charakter hyperboli o małej krzywiznie;

a 3—udarność, jako funkcja wytrzymałości, wykazuje nagły spadek przy wytrzymałości około 40—50 kg/mm².

b) Dla stali niklowych wyżarzonych:

b 1—przy jednakowej wytrzymałości, granica plastyczności stali niklowych (do 7% Ni) jest wyższa niż stali węglistych i tym wyższa im większa jest zawartość Ni;

b 2—przydłużenia są tego samego rzędu wielkości, co i stali węglistych o takiej samej wytrzymałości;

b 3—udarność jest wyższa niż stali węglistych.

c) Dla stali chromo-niklowych wyżarzonych:

c 1—wzrost granicy plastyczności w porównaniu ze stalami węglistymi jest tem znaczniejszy, im wyższa jest wytrzymałość;

c 2—przydłużenia są mniej więcej tegoż samego rzędu, jednakże przy wysokich wytrzymałościach stale te wykazują i pod tym względem swoją wyższość nad zwykłymi;

c 3—spadek udarności występuje dopiero przy wytrzymałości około 55 kg/mm², nawet po bardzo powolnem chłodzeniu. Uzyskane minima udarności są zawsze wyższe od maksymalnych udarności stali węglistych o tej samej wytrzymałości.

(Galibourg, Międz. Kongr. Górni., Metal. i Geol., Liège 1930).

W. Ż.

Walcowanie stopów miedzi z fosforem o zawartości fosforu do 5%.

Publikacje Hansona, Archbutta i Forela odnoszą się do stopów miedzi z fosforem o zawartości tego ostatniego do 1,48%. Stwierdzono, iż stopy z fosforem do 0,93% P dają się dobrze walcować i na gorąco i na zimno, stopy zaś o około 1,2% P pękają przy walcowaniu na gorąco.

Ellis natomiast zajmuje się kwestją walcowania stopów o wyższej zawartości fosforu, które to stopy w postaci cienkich blaszek (pasów) mogłyby mieć zastosowanie, jako wysokotopliwy środek do spawania. Paski takie nie powinny pękać przy przecinaniu ani przy składaniu pod-

wóźnie. Analiza stopów wypróbowanych przez Ellisa jest podana w następującej tabeli.

Stop	Cu %	P %	Mn %	Ni %
EM 1	98	2	—	—
2	96	4	—	—
25	95	5	—	—
3	94	6	—	—
6	93	2	5	—
8	91	4	5	—
10	89	6	5	—
11	88	2	10	—
13	84	6	10	—
16	83	2	15	—
18	79	6	15	—
21	91	4	—	5
22	84	6	—	10
23	79	6	—	15
24	93	2	—	5

Po stopieniu odlewano stopy do kokili o \varnothing 1" i długości 6". Wszystkie stopy, z wyjątkiem EM18, który był porowaty, dały zdrowe odlewy. Dążono do możliwego rozbitcia eutektyki miedź—fosfor, co zapewniałoby dobre wyniki.

Bloczki podgrzewano do temp. 650°, przewalcowywano 1 raz i zwracano do pieca. Tak powtarzano 25 razy. Część walcowano do grubości 0,013 cala na gorąco, podgrzewając jak wyżej, a potem walcowano na zimno, część zaś podgrzewano tylko do 450° przy walcowaniu od grubości 0,022 cala do 0,015 cala, poczem walcowano na zimno do 0,01 cala. Ten drugi sposób dał naogół lepsze wyniki. Jednak ze wszystkich stopów udało się zakończyć walcowanie jedynie EM 1, 2, 3, 6, 21 i 25, — inne popękały. Dobrze spawają się stopy EM 2, 3 i 25. Dodatek Mn nie wpłynął dodatnio, jak również i obecność niklu. Stopy poniżej 6% P możemy otrzymać w postaci ciągliwych paszków, czego nie możemy osiągnąć ze stopami powyżej 6% P.

Przy następnych próbach stwierdzono pewne utlenienie powierzchniowe, które nadawało stopowi wygląd niejednostajny i chropowaty. Próby walcowane przy 550° i 450° dały również dobre wyniki. Próbką wytrzymałościowa, wycięta z paska o szerokości około 30 mm i grubości 0,018 cala (0,46 mm), dała wytrzymałość $R = 61,86 \text{ kg/mm}^2$. Mangan i nikiel powodują naogół w tych stopach twardość i kruchość przy walcowaniu na gorąco. Przy spawaniu stopem miedź—fosfor nie używa się topnika, gdyż fosfor chroni metal od utlenienia i działa, jako topnik.

Autor posiada prywatne informacje, iż obecnie walcuje się stopy o zawartości fosforu do 10%. (Ellis, Jour. Inst. Met., 1931, I, str. 383—390).

E. P.

TECHNIKA SANITARNA.

Wodociągi w Holandji.

Z 7,7 milionów mieszkańców Holandji jest zaopatrzonych w wodę do picia dopiero 4,7 milj. (61%) w 444 gminach, mianowicie w 142 gminach w wodę z żuław, w 253 w wodę gruntową, w 49 w wodę rzeczną (z nich Amsterdam i Groningen w wodę rzeczną i gruntową). Wody dostarcza 109 zakładów publicznych i 30 prywatnych. Wodociągi wię-

skie należą przeważnie do towarzystw, z nich największe, istniejące od 1919 r., w prowincji północnej, zasila 104 gminy. Przeciętny rozchód dzienny wody wynosi 94 l na mieszkańca; to niskie zużycie objaśnia się tem, że większość fabryk posiada własne wodociągi, a oprócz tego przyzwyczajeniem oszczędnego używania wody w okręgach wiejskich, chociaż oddaje się tam wodę bez wodomierzy. Do rozwoju wodociągów w Holandji przyczynia się od 1910 r. państwowy urząd wodociągowy, który podejmuje się projektowania i wykonywania zakładów wodociągowych dla prowincyj, gmin, towarzystw i osób prywatnych (za zwrotem kosztów), a od 1901 r. — urząd zdrowia, który corocznie bada wodę pod względem chemicznym i bakterjologicznym.

Odkrycie wody słodkiej w żuławach nastąpiło w 1889 r. i wody tej używa ok. 2 milj. mieszkańców. Woda gruntowa wymaga zwykle odzeleniania i odmanganowania. Duże miasta jak Amsterdam i Haga, będą zmuszone w krótkim czasie do korzystania z wody rzecznej. Woda czerpana z Renu, zanieczyszczona dopływami z zagłębia Ruhry i wskutek tego niesmaczna, wymaga filtrowania przez węgiel aktywowany, działający skutecznie. Zaopatrzenie w wodę przestrzeżeni, które powstaną po osuszeniu Zuiderzee, nastąpi z sąsiednich prowincyj, a następnie z jeziora wewnętrznego z wodą słodką IJsselmeer. (Ges. Ing. 1931 r. Nr. 22, str. 351).

lg.

Bibliografia.

Budowa i utrzymanie dróg, podręcznik dla średniego personelu drogowego. Inż. Emil Bratro, Profesor Politechniki Lwowskiej. Wydanie drugie. 1932. Lwów-Warszawa. Nakładem Księgarni Polskiej Bernarda Polonieckiego.

Około 10 lat temu zjawilo się I-sze wydanie książki prof. E. Bratro i wypełniło dotkliwą lukę drogowego piśmiennictwa polskiego, gdyż w owym czasie w języku polskim nie mieliśmy zupełnie podręcznika o poziomie średnim o budowie i utrzymaniu dróg.

I-sze wydanie zostało ostatnio wyczerpane zupełnie, co dowodziło o potrzebie i wartości tej książki.

II-gie wydanie, ukazujące się prawie w 10 lat po pierwszym, uwzględniło wszystkie zdobycze techniki drogowej ostatnich lat i dlatego bardzo różni się od I-go zarówno pod względem objętości, jak treści.

Jest to obecnie duży tom o 424 stronach druku, z dużą ilością rysunków i kilkoma tablicami. Uwzględnione w nim zostały wszystkie najnowsze i obowiązujące przepisy Ministerstwa Robót Publicznych.

Na podkreślenie zasługuje rozszerzony bardzo rozdział o budowie nawierzchni drogowych, podający w zwięzłej formie wiadomości o sposobach budowy i utrzymania wszelkiego rodzaju nowoczesnych nawierzchni, jedynie może dział o budowie i utrzymaniu dróg gruntowych (Autor nazywa je ziemnymi) jest traktowany zbyt pobieżnie, mimo że te drogi długo jeszcze będą grały w Polsce poważną rolę.

Terminologja, użyta przez Autora, jest nieco odmienna od tej, jaka się utarła na terenach innych poza Małopolską, co zresztą nie pomniejsza wartości książki i dowodzi jedynie, że pilną staje się sprawa ujednostajnienia terminologii drogowej, które zamierza przeprowadzić Drogowy Instytut Badawczy przy Politechnice Warszawskiej przy pomocy swoich członków, do których grona należy również i Sz. Autor.

Nową pracą prof. E. Bratro powitać należy z uznaniem i cieszyć się, że literatura drogową polską wzbogaciła się poważnym dziełem.

M. Nestorowicz.