

Prof. Dr. Inż. STEFAN BRYŁA i Dypl. Inż. HENRYK GRIFFEL.

Budowa 14-stopiętrowego gmachu o szkielecie stalowym w Katowicach

LWÓW.

ODBITKA Z »CZASOPISMA TECHNICZNEGO« 1932 R.

Pierwsza Związkowa Drukarnia we Lwowie, ul. Lindego 1. 4.

Prof. Dr. Inż. STEFAN BRYŁA i Dypł. Inż. HENRYK GRIFFEL.

Budowa 14-stopiętrowego gmachu o szkielecie stalowym w Katowicach

624.014 (438-Katowice)

LWÓW.

ODBITKA Z »CZASOPISMA TECHNICZNEGO« 1932 R.

Pierwsza Związkowa Drukarnia we Lwowie, ul. Lindego 1. 4.

BIBLIOTEKA
WYDZ.
ARCHITEKTURY

62.76

ZAKUPIONE ZE ZBIORÓW
Ś. p. prof. M. LALEWICZA

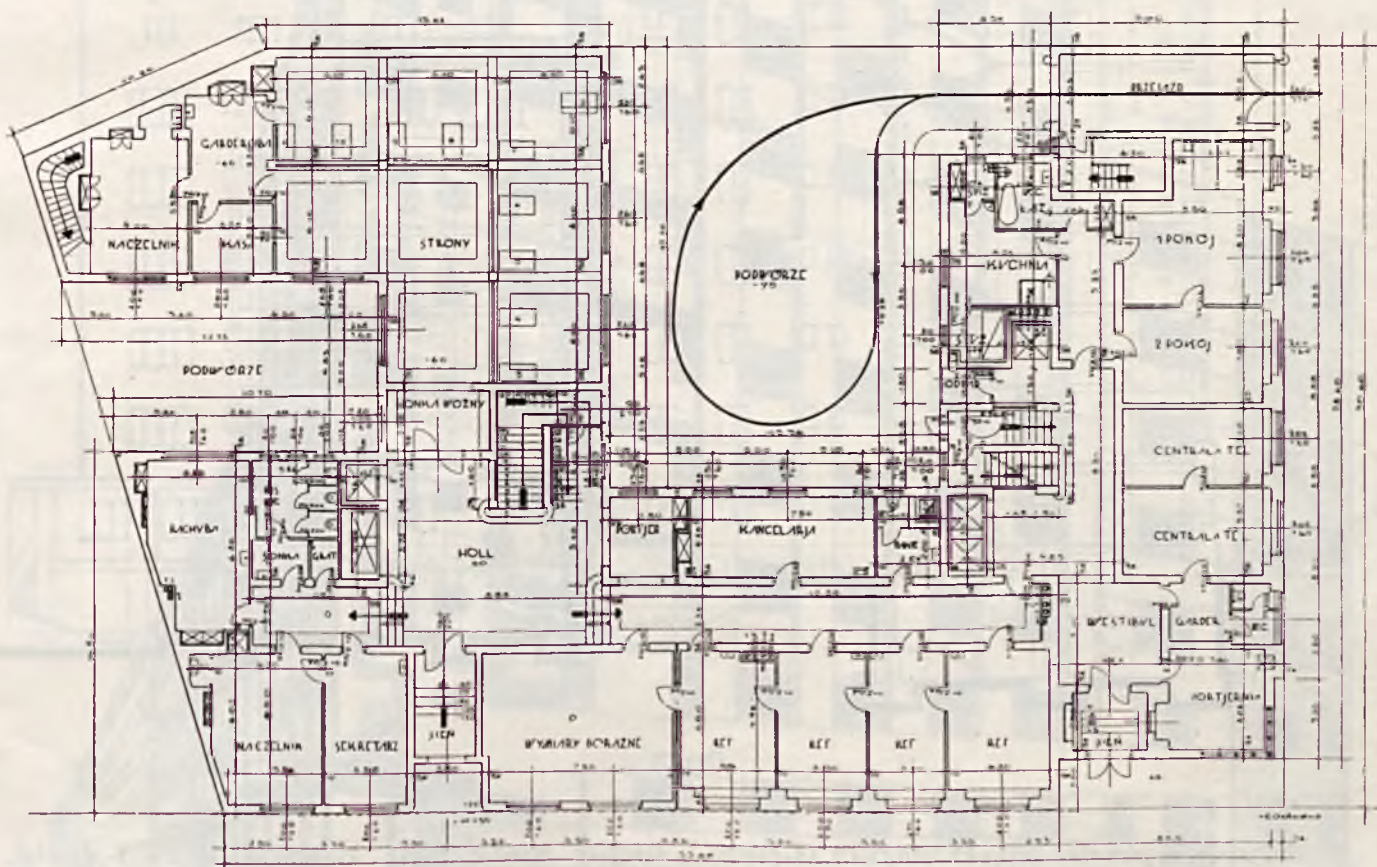
I. Wstęp.

Szereg urzędów w Katowicach mieści się do dnia dzisiejszego w lokalach nieodpowiednich i szczupłych, co jest połączone z wielką szkodą dla urzędowania i niewygodą dla publiczności. W programie budowy Województwa Śląskiego przewidziano przeto wzniesienie szeregu gmachów na pomieszczenie różnych urzędów zgodnie z nowoczesnymi zapatrywaniami i wymaganiami. Na lata 1930 i 31 przewidział Śląski Urząd Wojewódzki budowę gmachu, mającego pomieścić 3 urzędy skarbowe, kasę skarbową, urząd katastralny, oraz urząd akcyz i monopoli.

ległej od centrum, oraz na gruncie pozbawionym podkopów górniczych. Parceli czyniących zadość powyższemu wymaganiom jest w Katowicach naogół niewiele i osiągają one przeto bardzo wysokie ceny. Nie można bowiem w okolicy obfitującej w podkopy górnicze stawiać większych budynków, ze względu na stałe usuwanie i zapadanie się gruntu w takich miejscach. Do dyspozycji Śl. Urzędu Wojew. stały 2 sąsiadujące parcele u zbiegu ulic Zielonej i Wandy, będące własnością Skarbu Państwa, a odpowiadające w znacznej części tym wymaganiom. Miejsce to jest niezbyt odległe od centrum, w pobliżu istniejącego Urzędu Skarbowego,

URZĄD SKARBOWY
W KATOWICACH
SKALA : 1 : 100

PARTER.



Rys. 1.

Urzędy te jako mające znaczną frekwencję publiczności musiały być pomieszczone w budynku stojącym o ile możności w dzielnicy miasta niezbyt od-

ległej od centrum, oraz na gruncie pozbawionym podkopów górniczych. najbliższy podkop górniczy jest odległy o 800 m.

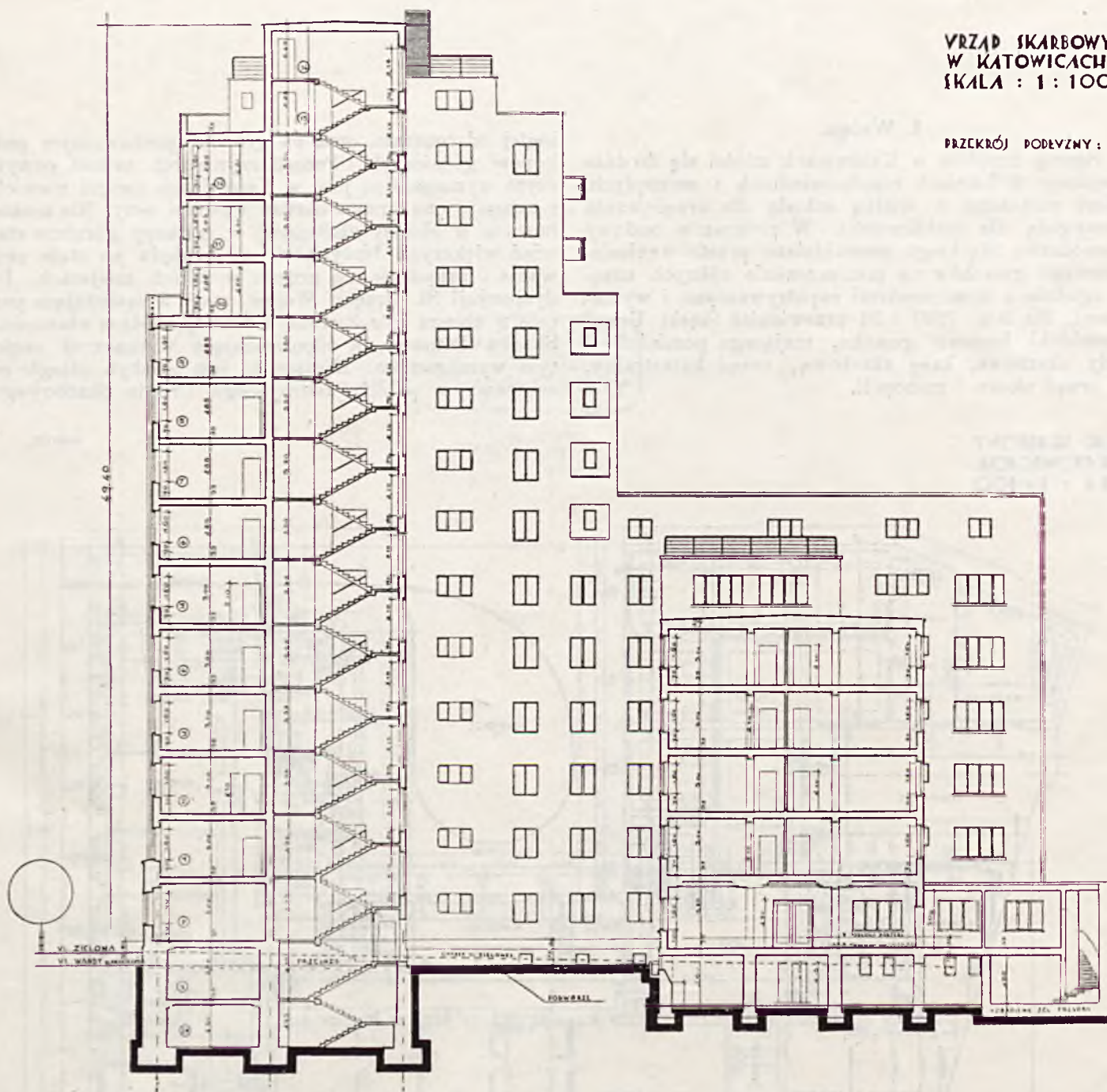
Zadecydowano zatem budowę gmachu Urzędów

Skarbowych na wyżej wymienionych parcelach, przy czym ze względu na jaknajlepsze wykorzystanie narożnej parceli postanowiono wybudować budynek możliwie w danych warunkach wysoki i umieścić w nim częściowo mieszkania dla urzędników. Prócz tego budowa ta miała stanowić pewnego rodzaju propagandę nowoczesnego budownictwa szkieletowego i nowych metod budowy z niem związanych, co zwłaszcza w siedzibie ciężkiego przemysłu górnośląskiego ma niemałe znaczenie, tembardziej wobec sąsiedztwa niemieckiej Górn. Śląska, której należało wskazać, że budownictwo polskie stoi na światowym poziomie.

II. Projekt architektoniczny.

Przy opracowaniu projektu architektonicznego okazała się potrzeba podziału budynku na część, w której miały znaleźć pomieszczenie urzędy, oraz na część mieszkalną w ten sposób, by o ile możliwości obydwie części nie były od siebie zależne i nie komunikowały się ze sobą.

Z drugiej strony wzgląd na frekwencję publiczności i w związku z tem na łatwą komunikację wewnątrz budynku urzędowego nie dopuszczał znacznej wysokości tegoż, gdyż wielką część powierzchni mu-



Rys. 2.

W ten sposób powstał projekt budynku 14-piętrowego o 17 kondygnacjach, który miał zadość uczynić wyżej wspomnianym warunkom. Budynek ten co do swojej wysokości jest najwyższym obecnie budynkiem mieszkalnym w Polsce, a przy jego budowie zastosowano szereg konstrukcyj, oraz metod dotychczas w Polsce niespotykanych.

siałyby wtedy zająć klatki schodowe i dźwigi, nie mówiąc o tem, że urządzenia te powiększyłyby znacznie koszt 1 m³ budynku. Oprócz tego, nie można było zaprojektować budynku zbyt wysokiego na całej powierzchni zabudowania, gdyż zaciemniłoby to znacznie część ulicy. Powyższe okoliczności spowodowały podział budynku na dwie niezależne od siebie części, stano-

wiące jednak architektoniczną całość, a mianowicie narożną część 14-stopiętrową, oraz część 6-ciopiętrową. Obydwie części stanowią jednak architektoniczną całość; konstrukcyjnie, jako różnie obciążone, przedzielone są fugą dylatacyjną. (Por. rys. 1, 2 i 3).

Część 14-stopiętrowa, posiada pod podłogą parteru dwie kondygnacje: piwnice i sutereny, część 6-piętrowa jedynie sutereny. Piwnice w części 14-stopiętrowej są podzielone ściankami i przeznaczone dla użytku lokatorów, zaś w suterenach znajdują pomieszczenie różne

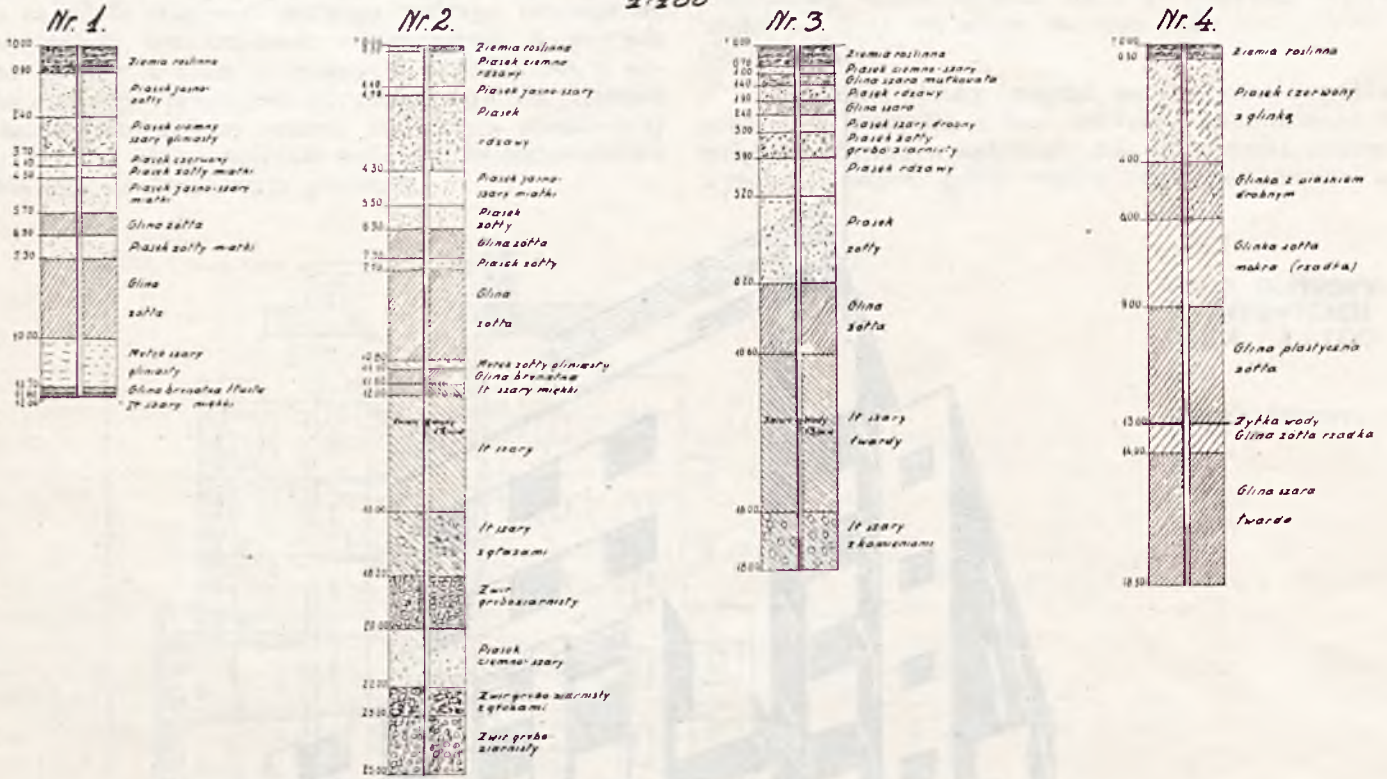


urząd skarbowy w katowicach : 1930 :

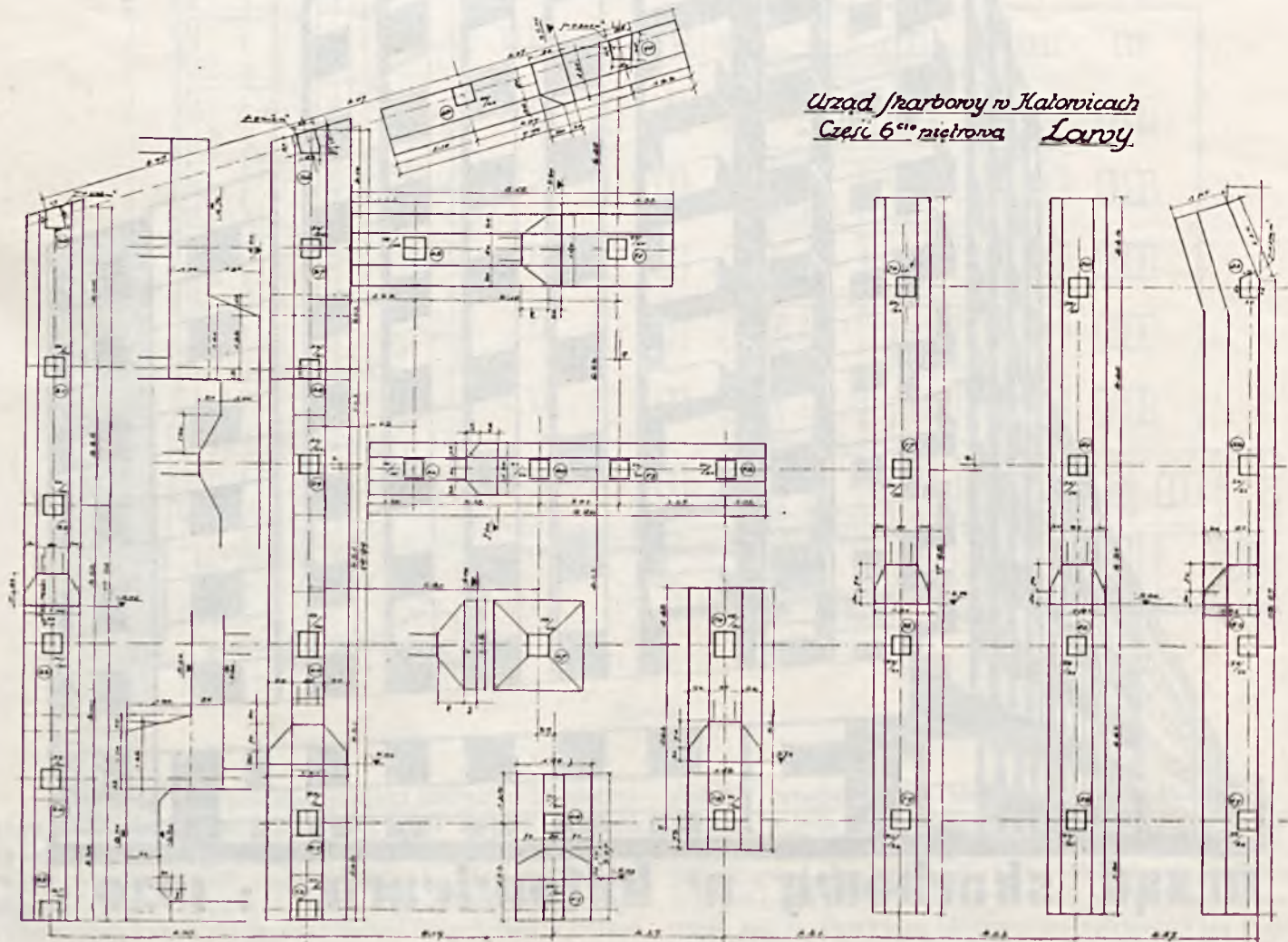
Otwory wiertnicze

Dla badania dobrotę gruntu budowlanego
Parceli u zbiegu ul. Zielonej Wandy
w Katowicach

1:100



Rys. 4.



Rys. 5.

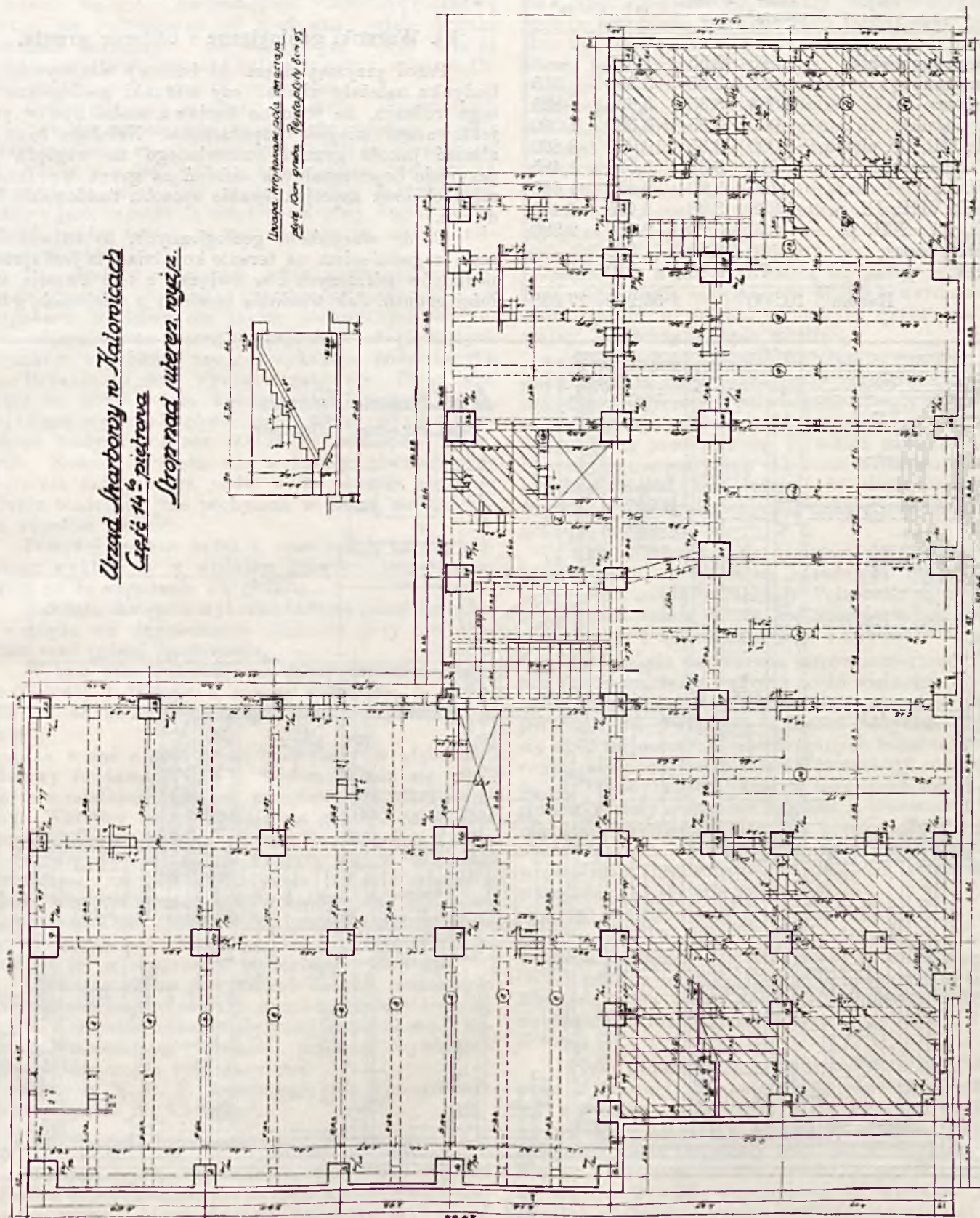
instalacje, jak kotłownia centr. ogrzewania, stacja transformatorowa, wodociągowa, pralnia, suszarnia i t. p. W suterenach części 6-ciopiętrowej będą pomieszczone magazyny urzędów skarbowych oraz skarbiec kasy skarbowej.

Baczną uwagę poświęcono racjonalnej komunikacji między piętrami. W części 14-sto-piętrowej, prócz wygodnej klatki schodowej będą zainstalowane trzy dźwigi, dwa osobowe i jeden ciężarowy, schodzący do najniższego poziomu piwnic. Z osobowych będzie się jeden dźwig zatrzymywał na każdym piętrze, drugi dopiero od siódmego piętra począwszy. W części 6-cio-

piętrowej przewidziana jest szeroka klatka schodowa oraz dwa dźwigi osobowe, z tego jeden dźwig paciorkowy (paternoster), będący podczas funkcjonowania urzędów bez przerwy w ruchu.

Ostatnie dwa piętra części 14-sto-piętrowej przeznaczone są na pomieszczenie przyrządów wyciągowych, instalacji centralnego ogrzewania, oraz na zbiorniki dla wody. Dachy, wszystkie płaskie, wykonane jako terasy. Stąd brak strychów i konieczność umieszczenia pralni i suszarni w suterenach.

Jako konstrukcję nośną budynku przewidziano już z góry jako jedynie w tym wypadku racjonalny



szkielet stalowy, przyczem jednak fundamenty i słupy do podłogi parteru zostały wykonane w żelbecie. Ściany budynku zostały wykonane z lekkiej cegły, stropy zaś syst. Kleina z pustaków między dźwigarami stalowymi. Sposób wykonania ścian, stropów i t. p. będzie w dalszym ciągu szczegółowiej opisany.

Niektóre cyfry odnoszące się do powierzchni parceli, powierzchni zabudowanej, oraz objętości budynku zestawione są poniżej w następującej tabelce.

Powierzchnia parceli 1435 m².

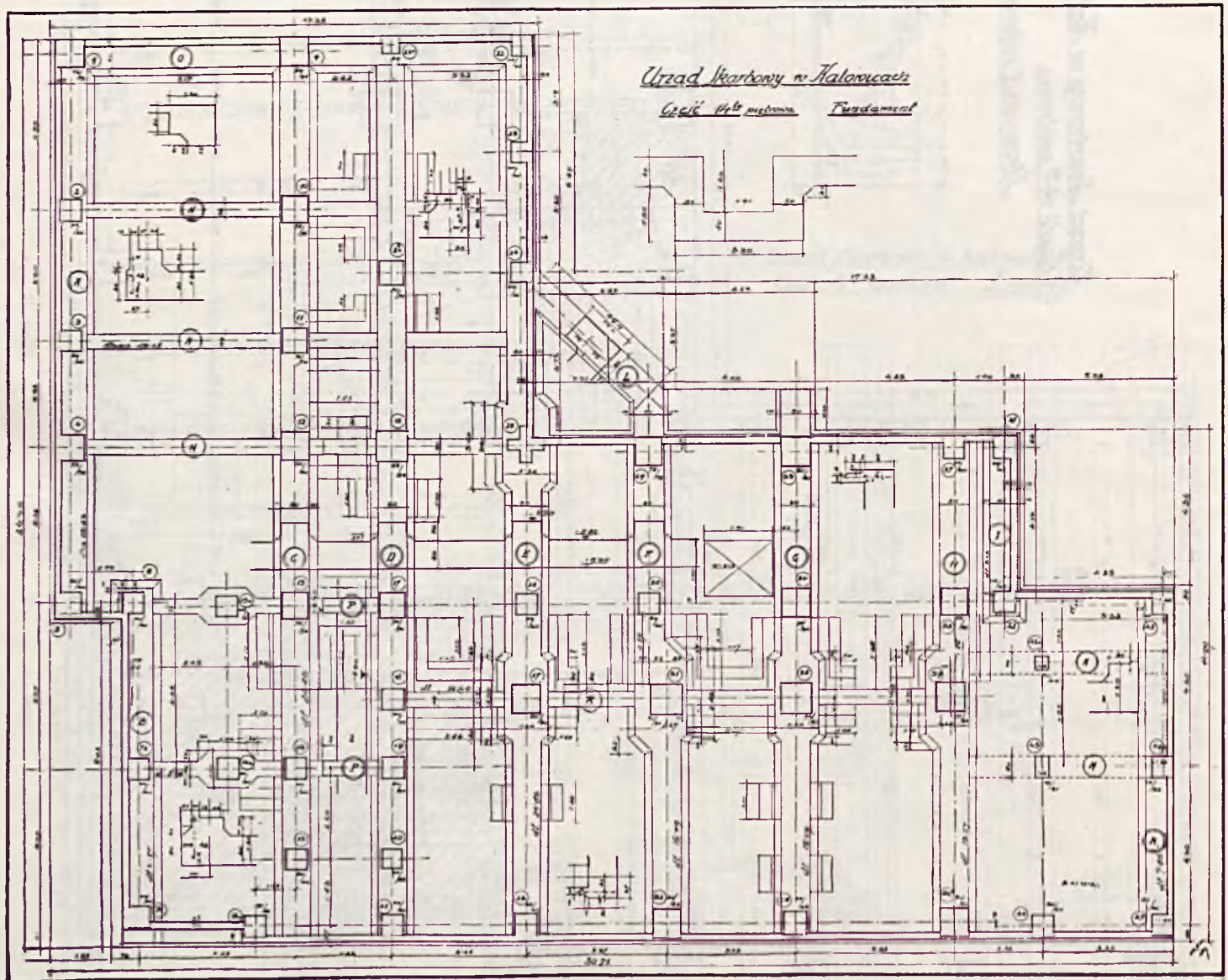
L. p.	Wyszczególnienie	Powierzchnia zabudowana m ²	Wysokość ubikacji m	Kubatura m ³	Kubatura mieszkań m ³
1	Sutereny niskie . . .	525	2,55	1,335	—
2	Sutereny	1,083	3,05	3,300	915
3	Parter	1,083	3,35	3,630	825
4	I. piętro	1,000	3,35	3,350	1,030
5	II., III., IV. piętro	3,000	3,35	10,050	3,860
6	V. piętro	916	3,35	3,070	1,485
7	VI. „	760	3,20	2,430	1,485
8	VII., VIII., IX. p.	1,392	3,20	4,455	4,455
9	X., XI., XII. p. . .	930	3,20	2,980	2,980
10	XIII. piętro	136	2,85	390	—
11	XIV. „	75	2,85	210	—
	Razem	10,900		35,200	17,035

Stosunek powierzchni zabudowanej do powierzchni parceli wynosi zatem $\frac{1083}{1435} = 0,75$, co odpowiada w zupełności przepisom budowlanym o zabudowaniu parcel. Całkowita powierzchnia użyteczna wynosi 10,900 m², zaś objętość wyraża się pokaźną cyfrą 35.200 m³, z czego prawie połowa zużyta jest na mieszkania. Jak dalej z powyższego zestawienia widać, powierzchnie zabudowane zmniejszają się ku górze, przez co górne części budynku otrzymują kształt piramidy. Ma to na celu zmniejszenie szkodliwego wpływu, jaki wywarłoby postawienie tak wysokiego budynku na dostęp światła i powietrza do mieszkań sąsiadów.

III. Warunki geologiczne i badanie gruntu.

Przed przystąpieniem do budowy tak wysokiego budynku należało zbadać czy warunki geologiczne są tego rodzaju, że podobna budowa może być w projektowanym miejscu dopuszczona. Należało również zbadać jakość gruntu budowlanego ze względu na przyjęcie dopuszczalnych ciśnień na grunt we fundamentach oraz zaprojektowanie sposobu fundowania budynku.

Co do warunków geologicznych, to najważniejszym zagadnieniem na terenie kopalnianym jest sprawa podkopów górniczych i w związku z tem kwestja stałości gruntu. Jak wiadomo bowiem, w miejscach, gdzie



Rys. 7.

istnieją podkopy górnicze, zwłaszcza tam, gdzie są stare opuszczone już kopalnie, sztolnie i pieczary podziemne zapadają się z czasem, wywołując ruchy i zapadanie się gruntu na powierzchni ziemi. W związku z tem zapadaniem się gruntu powstają często lokalne trzęsienia ziemi, które naogół słabe, mogą jednak w szczególnych warunkach spowodować wielkie szkody. W nowych czasach zarządy kopalń, broniąc się przed odszkodowaniami z powodu szkód górniczych, stosują różne systemy t. zw. podsadzki, przeważnie piaskowej, która polega na tem, że nieczynne już sztolnie zamurrowuje się kamieniami i wtłacza pod ciśnieniem piasek z wodą, który wypełnia dokładnie szczeliny, tak, że zapadanie się więcej nie następuje. Podsadzkę piaskową stosuje się jednakowoż od niedawna; wiele kopalń zwłaszcza mniejszych nie stosuje jej wcale, tak, że w dzisiejszych warunkach należy zawsze mieć możliwość zapadania się gruntu na uwadze.

Urząd górniczy zapytany o zdanie, odpowiedział, że w projektowanym miejscu podkopów niema — najbliższe podkopy są oddalone o około 800 m. Uwarstwienie gruntu nie powinno w tem miejscu odbiegać od uwarstwienia normalnie w tej okolicy spotykanego, możliwe jest napotkanie cienkiej warstwy węgla. Jakiekolwiek ruchy terenu w tem miejscu są naogół nieprawdopodobne.

Ponieważ w miejscach, gdzie następuje zapadanie się gruntów, powstają charakterystyczne rysy na budynkach, właściwe dla takich podkopanych budynków, więc zbadano szereg większych 4—5-piętrowych budynków w pobliżu, czy nie wykazują podejrzanych rys. Badanie to dało wynik negatywny. Prócz tego zajęto się bliżej wieżą kościoła św. Piotra i Pawła, znajdującą się w odległości około 300 m od projektowanego budynku, zatem 500 m od podkopów górniczych. Kościół i wieża nie wykazały również przy obejrzeniu żadnych rys, nadto wieża okazała się przy badaniu teodolitem nie pochylona w żadną stronę, zatem zupełnie pionowa.

Powyżej opisane badanie, oraz opinia urzędu górniczego wykluczyły z wielkiem prawdopodobieństwem obawy co do zapadania się gruntu.

Należało następnie wykonać badania jakości gruntu, ze względu na dopuszczalne ciśnienie przy projektowaniu oraz rodzaj fundowania.

W tym celu wykonano na danej parceli u zbiegu ulic Zielonej i Wandy 4 otwory wiertnicze o głębokości 12 do 25 m. Profile tych otworów przedstawia rys. 4.

Jak widać z nich grunt budowlany w głębokości podeszwy fundamentów, t. j. 4—6 m składa się przeważnie z miążkiego piasku, przeplatane warstwami gliny. Warstwy te spoczywają na grubej, bo 6—8 m liczącej, warstwie zbitego szarego ilu, leżącego z kolei na grubym żwirze. Woda ukazała się w otworach wiertniczych na głębokości około 13 m; właściwa jednak warstwa wodonośna znajduje się pod iliem w głębokości 18,20 (profil Nr. 2); prawdopodobnie woda znajduje się tu pod ciśnieniem, która powoduje wzniesienie się jej w otworze do wysokości — 13,00 m.

Opierając się na powyższych danych, można było sklasyfikować ten grunt jako grunt budowlany średniej jakości. Korzystne okazało się tutaj istnienie wody dopiero w znaczniejszej głębokości, przez co wykonanie fundamentów mogło być ułatwione.

Przepisy M. R. P. dopuszczają dla tego rodzaju gruntu ciśnienie do 2,5 kg/cm².

IV. Projekt fundamentów żelbetowych.

Jak już wyżej wspomniano, dom dzieli się pod względem architektonicznym na dwie wybitnie odróżniające się części: 14-sto-piętrową narożną, oraz 6-cio-

piętrową. Podział na te dwie części został też przeprowadzony z natury rzeczy konsekwentnie, nie tylko w całej konstrukcji żelaznej, ale także w fundamentach żelbetowych, które w obu częściach mają różny charakter. Uwydatnia się to tembardziej, że w części wyższej podstawa żelbetowa ma dwie kondygnacje, zaś w części niższej kondygnację jedną. Obie partje zaś oddzielone są od siebie przerwą dylatacyjną, która wykonana została również i w konstrukcji żelaznej (rys. 5 i 6).

Ze względu na przyjęte naprężenie dopuszczalne gruntu okazała się też potrzeba rozmaitego potraktowania obu części również w fundamentach. Mianowicie mniej obciążone fundamenty części 6-cio-piętrowej zostały wykonane wszędzie jako fundamenty płytowe, albo też ławowe tam, gdzie obciążenie słupów i ich odstęp tego wymagały (rys. 5). Natomiast cała część 14-piętrowa została posadowiona na jednej jednolitej podstawie (rys. 6). Po przeliczeniu okazało się, że posadowienie centryczne ze względu na kształt rzutu poziomego z jednej, zaś z uwagi na rozkład ciężarów z powodu obciążenia pionowego, oraz parcia wiatru z drugiej strony, nie da się uzyskać. Tej centryczności nie dało się uzyskać nawet przez znaczne wysunięcie płyty na zewnątrz budynku we wklęsłym narożu. Wykonanie zaś jednolitej płyty tylko pod częścią partji 14-piętrowej, a ław pod resztą tej partji mniej obciążoną okazało się niewłaściwe. W tych warunkach musiało chodzić o rozkład ciśnień na grunt tak jednostajny, jak to tylko było możliwe.

Stąd projekt przewidział płytę o znacznej sztywności, co dało się uzyskać przez zastosowanie płyty żebrowanej, przyczem wprowadzone zostały żebra górne celem lepszego przeniesienia ciśnienia na grunt przez dolną równą powierzchnię. W takich warunkach można było nawet niecentryczne założenie fundamentu dopuścić zupełnie śmiało, tembardziej, że ciśnienie na grunt średnie, a nawet ciśnienie największe, pozostaje poniżej granicy dopuszczalnej.

Układ żeber płyty podstawowej jest możliwie prosty: żebra przechodzą zasadniczo równoległe do linii frontu od ulicy Zielonej. Połączone są płytą, której grubość wynosi 80 cm, zaś uzbrojenie jest podwójne i wykonane z żelaza okrągłego ϕ 30 mm.

Ze względu na znaczną nierównomierność obciążeń tak co do położenia, jakoteż co do wielkości, nie można było jednak żeber przeprowadzić wszędzie zupełnie jednolicie, ale, zwłaszcza w narożu budynku, konieczne się stało umieszczenie różnorodnych żeber także w kierunku prostopadłym do żeber głównych (tj. równoległym do ul. Wandy). Niezależnie od tego, poszczególne rzędy słupów zostały połączone żebrami poprzecznymi, drugorzędniemi, również w kierunku prostopadłym do głównych. Starano się oczywiście w miarę możliwości, połączyć słupy bezpośrednio ze sobą, co jednakowoż nie wszędzie dało się przeprowadzić.

Żebra główne zostały poszerzone dookoła niektórych słupów (25, 27, 31) — tam mianowicie, gdzie tego wymagały znaczne siły ścinające w belkach, względnie, co się ściśle z tem łączy, wielkie ciśnienie w słupach. Niektóre żebra są też w planie załamane ze względu na nieosiowe rozmieszczenie słupów (żebra 29—32, oraz 37—40).

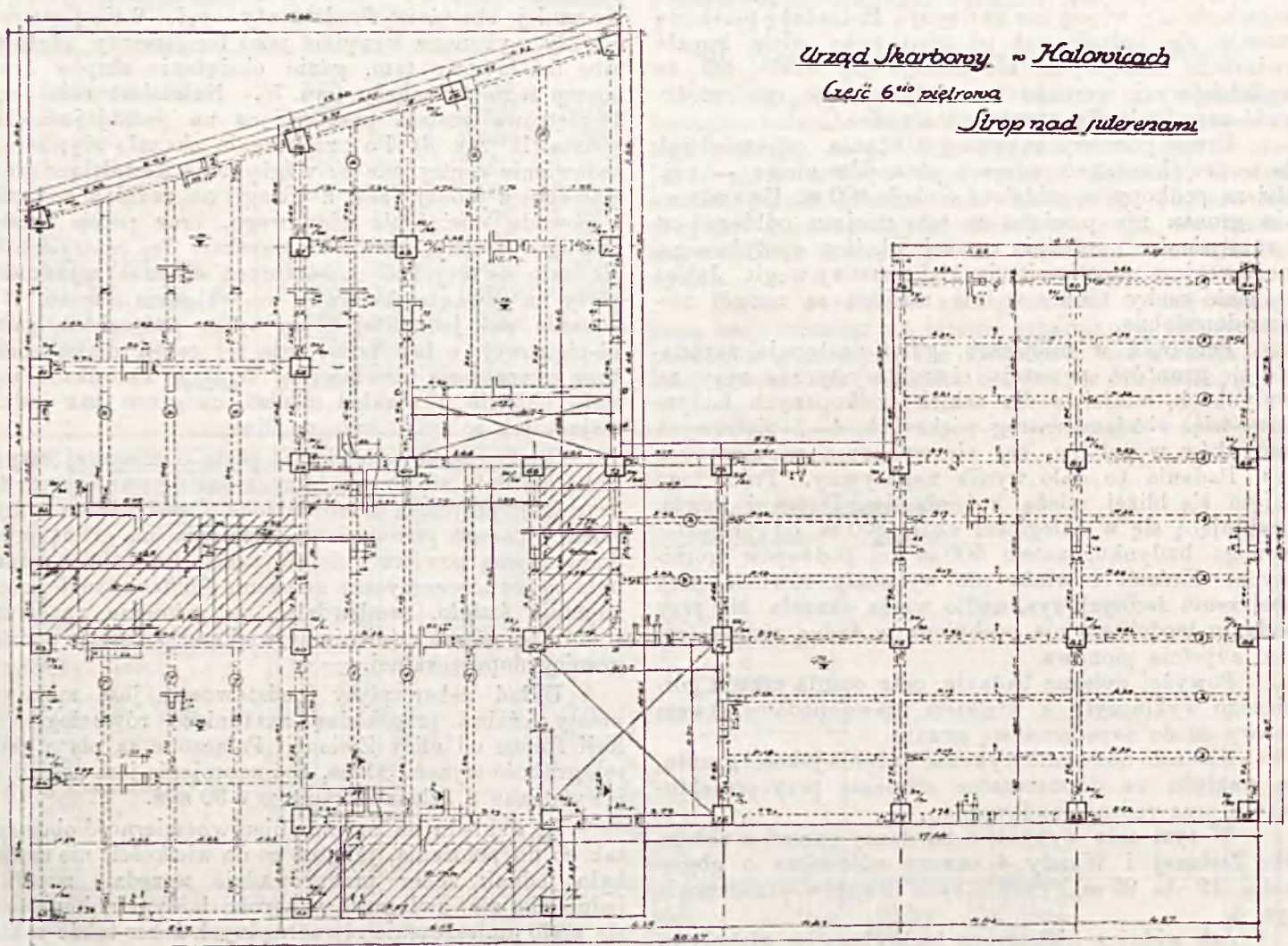
Płyta główna jest wogóle założona tak, że krawędź jej zewnętrzna mniej więcej odpowiada licu ścian. Od wewnątrz trzeba było płytę wysunąć, zwłaszcza we wklęsłym narożu, w którym to miejscu przychodzi specjalnie silnie obciążony słup 25. Wysunięcie to wykonano ukośnie w samym narożu, a potem równoległe do słupów 29—33 wspornikiem o występie 1,10 m. Wzdłuż ukośnego występu umieszczono również żebro.

Płyta sama założona jest na poziomie — 6,60 m, zatem jej powierzchnia górna ma poziom — 5,80 m, zaś pod dźwigiem ciężarowym płyta zagłębia się do — 8,10 m.

Przestrzenie pomiędzy żebrowaniem stanowią poszczególne pomieszczenia, pomiędzy którymi przechodzić trzeba przez żebra. Z tego powodu przy każdym żebrowaniu umieszczono schody z chudego betonu.

Cała płyta okolona jest żebrem, przechodzącym pomiędzy słupami zewnętrznymi. Na żebrowaniu tem opiera się żelbetowa ścianka o grubości 20 cm na całą wysokość dolnego piętra suteren. Zadaniem jej jest przede wszystkim ograniczenie piwnicy wraz z przeniesie-

Fundamenty części 6-cio-piętrowej założone zostały inaczej. Niema tam znacznych ciśnień na grunt i z tego powodu wystarczyły fundamenty ławowe, lub nawet odosobnione. Głębokość założenia ich w bezpośrednim sąsiedztwie części 14-sto-piętrowej była oczywiście równa głębokości płyty fundamentowej tej części, jednakowoż podnosiła się tam, gdzie to było możliwe. Np. fundament słupów 50—55 jest założony na poziomie — 6,00 m pod słupami 54 i 55, ale już pod słupem 53 podnosi się na — 4,40 m. Fundamenty sąsiadujące ze sobą zostały założone tak, aby od stopy wyższej do niższej można było przeprowadzić ukos 1:2 (por. rys. 5).



Rys. 8.

niem parcia ziemi na słupy, ponadto ma ona stężyć płytę i słupy zewnętrzne.

Na płycie wspinają się słupy o wymiarach od 60×60 cm do 90×90 cm. Jeden jedyny słup 25 ma kształt krzyżowy, czego wymagały względy architektoniczne. Ponieważ naprężenie w nim w razie normalnego uzbrojenia przekroczyłoby granice dopuszczalne, przeto zaprojektowano go jako słup żelazny z kształtówek tęgich, obetonowany. Celem należytego przeniesienia ciśnienia na płytę słup ten otrzymał w dolnej części ukośne kształtówki, rozszerzające jego podstawę wewnątrz płaszcza betonowego.

Poziom konstrukcji żelbetowej stropu nad suterenami ma kątę — 3,15 m, poziom takiejże konstrukcji nad suterenami górnymi kątę — 0,10 m. Oba te stropy założone są w zasadzie zupełnie podobnie do siebie. Na słupach wspierają się podciąg, a na tych belki stropowe. Płyta ma przeważnie grubość 8 cm; tylko w narożu i pod przejazdem 10 cm (rys. 7 i 8).

V. Wykonanie fundamentów.

a) Roboty ziemne.

Jak widać z przekrojów otworów wiertniczych (rys. 4), grunt budowlany składa się w przeważnej ilości z piasku przeplatane warstwami gliny. Wykop w takim materiale nie przedstawia żadnych trudności, to też wykonano go w zwykły sposób, kopiąc grunt łopatami i nakładając na fury do wywozu. Wykonano go szerzej o średnio 60 cm od zarysu właściwego fundamentu żelbetowego; miało to na celu umożliwienie późniejszej izolacji gudronem ścian oporowych dolnych kondygnacji. Ponieważ głębokość podeszwy fundamentu została określona na — 6,60 m, a więc znacznie głębiej niż normalne podeszwy fundamentów zwykłych budynków, musiano strome ściany wykopu dostatecznie zabezpieczyć przed usunięciem przez odpowiednie odeskowanie i rozparcie. Uskuteczono to przy pomocy desek 5 cm przylegających do ścian wykopu, grubych

bali 10 cm, oraz rozpór z drzewa okrągłego o średnicy do 25 cm. Mimo dość starannego i mocnego wsparcia ścian wykopu, ziemia miejscami skutkiem deszczów i wstrząśnień od pojazdów przejeżdżających ulicą Zieloną częściowo usuwała się, co wymagało częstych napraw, stałego dozoru i pogotowia ciesielskiego (ryc. 9).

Roboty ziemne zostały zaczęte w dniu 14 maja 1930 r. przez wykonanie dokładnej niwelacji terenu budowlanego, zaś już dnia następnego firma „Triton“ wykonująca te roboty, rozpoczęła pracę. Wykop dla części 14-sto-piętrowej został wykonany odrazu w całości, roboty ziemne dla części 6-cio-piętrowej z powodu długich, wielkich i głębokich ław fundamentowych musiały być wykonane w zależności od robót żelbetowych — zostały zatem rozciągnięto na dłuższy okres czasu. Pierwszy etap robót ziemnych został ukończony 5 lipca, następnym zaś dopiero 4 października.



Ryc. 9.

Przy wykopie pracowało średnio około 25 robotników pod dozorem podmajstrzego, oraz 5 furmanek parokonnnych. Odwóz ziemi odbywał się na odległość około 500 m. Wydobyto 4.600 m³ ziemi, z czego $\frac{3}{4}$ do głębokości 7,00 m, zaś $\frac{1}{4}$ do głęb. 2,5 m od terenu, przy czym średni koszt wykopu łącznie z odwozem wyniósł 7,50 zł.

Badanie gruntu podczas wykonywania robót ziemnych wykazało zupełną zgodność z badaniem, dokonanym przy pomocy otworów wiertniczych.

b) Roboty żelbetowe.

Przed przystąpieniem do wykonania żelbetowych konstrukcyj fundamentowych, firma wykonująca te roboty ułożyła w porozumieniu z kierownictwem budowy program tych robót w ten sposób, by całość tychże mogła być gotowa bez zbytecznego pośpiechu w przeciągu trzech miesięcy. W myśl tegoż programu miały być wykonane naprzód fundamenty części 14-sto-piętrowej, następnie zaś fundamenty 6-cio-piętrowej oraz stropy w poziomie parteru.

Roboty rozpoczęto dnia 14 lipca 1930 przez dokładne skontrolowanie, czy wymiary wykopu odpowiadają projektowi, zaś następnie po usunięciu drobnych niedokładności w wykopie zabetonowano pod płytę podkład betonowy z cementu „Siccofix“ o grubości 10 cm, zaś o stosunku mieszaniny 1:5.

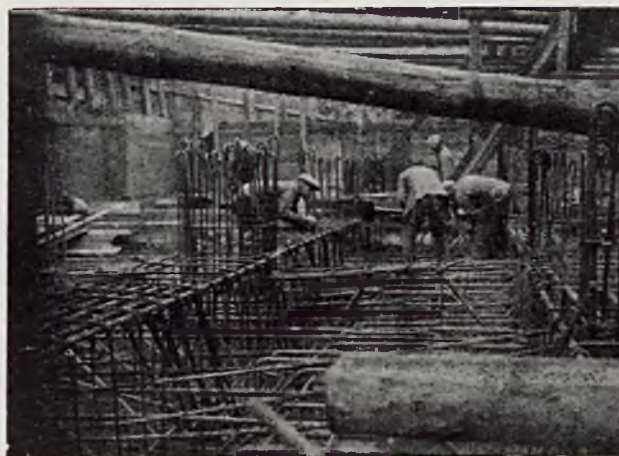
Podkład ten ma na celu z jednej strony izolację całej płyty od wilgoci, z drugiej strony zaś ułatwia ułożenie skomplikowanego uzbrojenia płyty i żeber fundamentowych. Po zabetonowaniu tego podkładu rozpoczęto układanie uzbrojenia płyty. Uzbrojenie to składa się z żelaza okrągłego 30 mm wygiętego odpowiednio do momentów zgięcia powstających w płycie. Ułożenie

uzbrojenia było dosyć żmudne z powodu trudnego dostępu do podszwy głębokiego wykopu rozpartego całym lasem drzewa. Jeszcze trudniejsze było uzbrojenie żeber, gdyż znaczne zagęszczenie żelaza w tychże wymagało roboty bardzo skrupulatnej i starannej (rys. 10, 11 i 12).



Ryc. 10.

W międzyczasie, przy pomocy dokładnego rusztowania sznurowego, wytyczono położenie przyszłych filarów i założono w odpowiednich miejscach dolne uzbrojenie tych filarów. Oprócz tego wykonano wszystkie roboty pomocnicze, potrzebne do szybkiego i dokładnego zabetonowania płyty, a więc ustawiono odpowiednie rusztowanie robocze, przygotowano maszyny, żwir, cement, wózki, narzędzia i t. d. Przeprowadzono również badanie jakości żwiru, oraz poczyniono przygotowania do badania wytrzymałości betonu przy po-

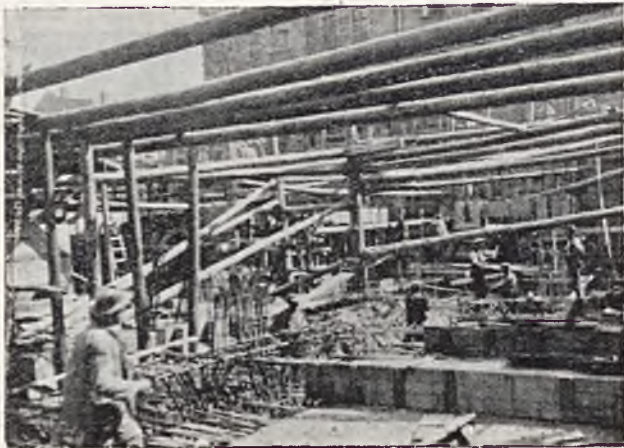


Ryc. 11.

mocy belek próbnych. Stosunek mieszaniny betonu był oznaczony w ten sposób, iż w myśl polskich przepisów dla robót żelbetowych miało przypaść 300 kg cementu na 1 m³ kruszywa. Odpowiednio do tego zatem oznaczono wielkości skrzynek, któremi odmierzano ilości żwiru i cementu, przeznaczone do zmieszania w betoniarni. Co do zawartości wody w betonie, to licząc się z gęstym uzbrojeniem, przepisano beton lany z tym jednak, że w miarę możliwości należało ilość wody dodawanej do betonu ograniczać.

Po wykonaniu zatem wszystkich potrzebnych przygotowań rozpoczęto w dniu 2 sierpnia 1930 betonowanie płyty fundamentowej. Betonowanie płyty o gr. 80 cm, oraz żeber zawierających okrągło 530 m³ betonu trwało do 20 sierpnia. Podczas betonowania dopuszczono przerwy robocze z reguły w miejscach najmniejszych momentów. Beton jednak na przerwie musiał być przy-

kryty mokremi workami, zaś przed rozpoczęciem dalszego betonowania odpowiednio „odświeżony“ tj. zlany obficie wodą i następnie mlekiem cementowym. Dostateczne połączenie obu części było oprócz tego zapewnione obfitem uzbrojeniem dolnym i górnym płyty.



Ryc. 12.

Równoległe do betonowania płyty rozpoczęto wykonywać deskowanie dla żeber, oraz betonowanie tychże (ryc. 12). Po odpowiednim stwardnieniu żeber ustawiono niezwłocznie w poprzednio wytyczonych miejscach deskowanie filarów i stropu niższej kondygnacji (ryc. 13). Żelaza kotwiczne filarów zostały założone równocześnie z uzbrojeniem płyty i razem z nią zabetonowane.



Ryc. 13.

Dość znaczne trudności miało kierownictwo budowy do pokonania przy wykonaniu ściany oporowej, która miała być zabetonowana, jako całość łącznie z zewnętrznymi filarami budynku. Trudności te powstały z następujących powodów. Po pierwsze cały wykop, był rozparty całym lasem belek (por. ryc. 12), po drugie zaś od strony ulicy Zielonej skutkiem ulewnych deszczów i wielkiego ruchu pojazdów zaczęła się ziemia mimo bardzo silnego rozparcia usuwać, czego widocznym znakiem było utworzenie się głębokiej rysy w bruku i obsunięcie się chodnika.

W miejscach zatem, gdzie nie groziło usunięcie się ziemi postąpiono w sposób następujący: Ponieważ wykop był średnio 60 cm szerszy od zarysu ścian (a to w tym celu, by można było wykonać odpowiednie rozparcie ścian wykopu i późniejszą izolację pionową ścian

żelbetowych), więc można było wymienić partjami pierwotne rozparcie wykopu t. j. najpierw wykonano takie rozparcie, iż nie przeszkadzało przy betonowaniu danej części ściany, następnie usuwano stare rozparcie, w końcu zaś można było tą część ściany zabetonować.

Trudniej przedstawiała się sprawa w miejscach, gdzie ziemia zaczęła się usuwać. Tu trzeba było działać natychmiast, gdyż każda chwila groziła zawaleniem się znacznej części wykopu. Pierwszym zarządzeniem było niezwłoczne zamknięcie ruchu pojazdów na ulicy Zielonej. Następnie zdecydowano część ściany łącznie z filarami od strony tejże ulicy zabetonować szybko twardniejącym cementem glinowym, tak, by w przeciągu 24 godzin mogła ściana przyjąć całkowite parcie ziemi. Użyto do tego celu cementu marki „Citadur“, który okazał się dobry i ekonomiczny w użyciu. Rozumie się, że na wymianę rozparcia nie było tu czasu, a zresztą wszelka robota przy tem była nadzwyczaj niebezpieczna, gdyż lada chwila mogła cała ściana pod wpływem silniejszego wstrząśnienia runąć. Zdecydowano się zatem belki poziome rozparcia pozostawić w ścianie i obetonować je — następnie po stwardnieniu ściany i usunięcia niebezpieczeństwa belki wyjęto a pozostałe otwory uzbrojono dodatkowo i zabetonowano.

Po wykonaniu tych trudniejszych części budowy reszta konstrukcji została wykonana w normalnym trybie i bez większych trudności. Na uwagę zasługuje jeszcze wzmianka o wykonaniu głowic filarów żelbetowych. W celu należytego zakotwienia słupów konstrukcji stalowej do słupów żelbetowych zabetonowano już z góry w każdym słupie 4 kotwy z żelaza 25 mm, opatrzone u dołu hakiem, zaś u góry gwintem i nasrębkiem, które wystawały na wysokość około 15 cm z betonu. By zabezpieczyć przy betonowaniu należyte odstępy tych kotew użyto szablonów blaszanych z odpowiednio powierconymi otworami, w których to otworach te kotwy umocowano. Sposób ten okazał się korzystny, odchyłki od przepisanych wymiarów okazały się minimalne. Prócz tego uzbrojono głowicę tychże słupów siatką z drutów ϕ 8—10 mm.

Transport betonu do poszczególnych części budowy był stosunkowo łatwy. Ponieważ przeważnie część kubatury betonu była w dole, beton mógł być transportowany wprost z betoniarki rynnami nachylnymi w stosunku 1:3. Na dalsze odległości, jeżeli rynna już nie wystarczała, transportowano beton wózkami dwukołowymi, t. zw. japońskimi, o pojemności dwu taczek, względnie kombinowano transport wózkami i rynnami. Przy transporcie wózkami już na niewielką odległość okazało się, że beton zawierający nadmiar wody ulegał w nich łatwo odmieszaniu, t. zn. grubsze i cięższe części opadały na dół, drobne zaś części, cement i woda gromadziły się na wierzchu. Główną troską kierownictwa budowy było zatem zapobieżenie dodawania zbyt wielkiej ilości wody do betonu.

Szczególnie łatwo ulega odmieszaniu beton, którego kruszywo zawiera małą ilość piasku. Ilość ta piasku może być teoretycznie zupełnie wystarczająca do zapełnienia wolnych miejsc między większymi kamkami, beton też taki okaże wysoką wytrzymałość — praktycznie jednak lepiej jest używać do betonu lanego kruszywa zawierającego więcej piasku, niżby z krzywej idealnej wynikało, do 50% na ogólną ilość kruszywa. Beton taki przy odpowiednim dodatku wody zachowuje swą „półpłynność“ i nie ulega łatwo odmieszaniu. Ponieważ jednak kruszywo zawierające większą ilość piasku daje beton o mniejszej wytrzymałości niż kruszywo o składzie ziarn według krzywej idealnej, zatem należy to wyrównać odpowiednim dodatkiem cementu. Ilość cementu 300 kg na 1 m³ kruszywa, t. j. około 360 kg na 1 m³ betonu, jest w tym wypadku w zwy-

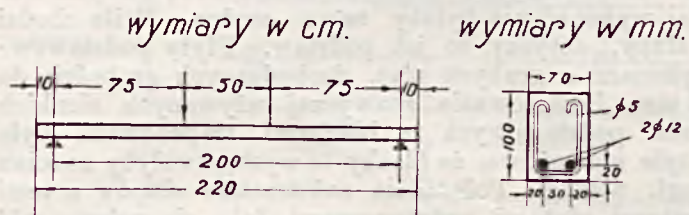
kłych warunkach wystarczająca; przy odpowiedniej robocie i dobrym kruszywie można otrzymać dość wielkie wytrzymałości, jak to próby belkowe regularnie na budowie przeprowadzane wykazały.

Jako kruszywa, użyto żwiru wiślanego z pod Oświęcimia. Żwir ten, bardzo czysty, bez różnych szkodliwych pomieszek badano podczas budowy kilkakrotnie. Badanie to ograniczało się do badania składu metodą przesiewu, gdyż zresztą nie było potrzeby przy tak czystym żwirze przeprowadzania innych badań. Do badań metodą przesiewu używano garnituru sit, dostarczonego przez Stację doświadczalną Politechniki Lwowskiej. Badania przeprowadzano w ten sposób, że z badanego kruszywa po dokładnym wysuszeniu nad ogniem odważono próbkę 10 kg, następnie zaś przesiewano przez sita, ważono pozostałości na poszczególnych sitach i oznaczano stosunek procentowy poszczególnych wielkości ziarn. Przy tej sposobności okazało się, że przy wymienionym garniturze sit łatwo zapychają się sita o większej ilości oczek jako zbyt małe, garnitur bowiem jest tak urządzony, że sita wchodzi jedno do drugiego, przez co w transporcie zajmują mało miejsca. Wogóle należałoby zrezygnować z tej korzyści i używać raczej garnituru sit o równych powierzchniach.

Próby przesiewu okazały następujący średni skład kruszywa;

1. Pozostałość na sicie 30 mm	0,54 kg
2. " " " 15 "	2,03 "
3. " " " 7 "	2,63 "
Razem żwir 5,20 kg — 52%	
4. Pozostałość na sicie 4 mm	1,30 kg
5. " " " 2 "	1,02 "
6. " " " 1 "	0,16 "
7. " " " 0,5 "	0,58 "
8. " " " 900 oczek/cm ²	1,44 "
9. Przeszło przez sito " " "	0,30 "
4,80 kg — 48%	

Prócz badań jakości kruszywa przeprowadzano na budowie regularnie próby wytrzymałości betonu przy pomocy łamania belek próbnych. Do wszystkich prób użyto beleczki Empergerowskiej (por. rys. 14).



Rys. 14.

Próby przeprowadzano w ten sposób, iż beton podlegający badaniu nanoszono do formy zrobionej z heblowanych desek i następnie po upływie przewidzianego czasu (7 dni wzgl. 28 dni) łamano ją przez obciążenie cegłami, których ciężar był znany. Oznaczywszy maksymalny ciężar, przy którym belka uległa złamaniu, obliczono wytrzymałość betonu na ściskanie przy gięciu z wzoru:

$$B = \frac{1}{3} P \text{ kg/cm}^2,$$

zaś wytrzymałość kostkowa:

$$W = \frac{3}{4} B = \frac{1}{4} P \text{ kg/cm}^2.$$

P w obu wzorach oznacza całkowity ciężar łamiący.

Podajemy poniżej niektóre wyniki prób belkowych:

Próba z dnia 21. VIII. 1930.

Belki siedmiodniowe. Portland-cement marki „Szczakowa“.

Belka Nr. 3.

Złamanie nastąpiło przy $1008 + 30 + 60 = 1098 \text{ kg}$.

$$B = \frac{1098}{3} = 366 \text{ kg/cm}^2$$

$$W = \frac{1098}{4} = 277 \text{ "}$$

Belka Nr. 4.

Złamanie nastąpiło przy $1152 + 30 + 60 = 1242 \text{ kg}$.

$$B = \frac{1242}{3} = 414 \text{ kg/cm}^2$$

$$W = \frac{1242}{4} = 310 \text{ "}$$

Średnia wytrzymałość kostkowa z dwu prób 3 i 4:

$$W = \frac{277 + 310}{2} = 293 \text{ kg/cm}^2.$$

Wyniki zatem bardzo dobre.

Próba z dnia 30. VIII. 1930.

Belki 28-dniowe, Portland-cement „Szczakowa“.

Belka Nr. 1.

Ciężar łamiący 1026 kg.

$$B = \frac{1026}{3} = 342 \text{ kg/cm}^2$$

$$W = \frac{1026}{4} = 256 \text{ "}$$

Belka Nr. 2.

Ciężar łamiący 1242 kg.

$$B = \frac{1242}{3} = 414 \text{ kg/cm}^2$$

$$W = \frac{1242}{4} = 310 \text{ "}$$

Średnia wytrzymałość kostkowa z obu prób:

$$W = \frac{256 + 310}{2} = 283 \text{ kg/cm}^2.$$

Wynik zatem również bardzo dobry. Porównując jednak obydwa wyniki z belek 7-dniowych i 28-dniowych, widzimy, że poszczególne wyniki bardzo mało się od siebie różnią, a nawet w drugim przypadku wytrzymałość 28-dniowa jest nieco mniejsza od poprzedniej 7-dniowej. Powód tego leży w wielkich upałach, jakie panowały w czasie twardnienia belek 3 i 4; wysoka temperatura przyspieszyła znacznie okres twardnienia tych belek tak, że w 7 dniach otrzymały one prawie całą swoją wytrzymałość.

Próby z dnia 20. VIII. 1931.

Cement wysokowartościowy, glinowy, marki „Citadur“ węgierski.

Belka 24-godzinna Nr. 1.

Ciężar łamiący 810 kg.

$$B = \frac{810}{3} = 270 \text{ kg/cm}^2$$

$$W = \frac{810}{4} = 203 \text{ "}$$

Cement wysokowartościowy, glinowy, marki „Fusodi Pola“ włoski.

Belka 24-godzinna Nr. 2.

Ciężar łamiący 1242 kg.

$$B = \frac{1242}{3} = 414 \text{ kg/cm}^2$$

$$W = \frac{1242}{4} = 310 \text{ "}$$

Cemety te dają wytrzymałości b. dobre po 24 godzinach, cement włoski, jak widać, jest lepszy, lecz droższy o 50%. Ponieważ wytrzymałość cementu „Citadur“ jest wystarczająca zdecydowano użycie tegoż cementu.

Próby z dnia 21. VIII. 1921.

Belka 48-godzinna, cement „Citadur“.
 $P = 922 \text{ kg}$.

$$W = \frac{922}{4} = 230 \text{ kg/cm}^2.$$

Belka 48-godzinna, cement „Fuso di Pola“.
 $P = 1098 \text{ kg}$.

$$W = \frac{1098}{4} = 277 \text{ kg/cm}^2.$$

Wytrzymałość 48-godzinna nie różni się zatem prawie od wytrzymałości 24-godzinnej, Konstrukcję można zatem obciążyć już po 24 godzinach.

Jak z wyżej przytoczonych przykładów widać, jakość betonu użytego do konstrukcji była bardzo dobra i aż nadto uzasadniała przyjęte naprężenie dopuszczalne.

Roboty żelbetowe wykonała firma „Karol Korn S. A.“ Bielsko, filja Katowice.

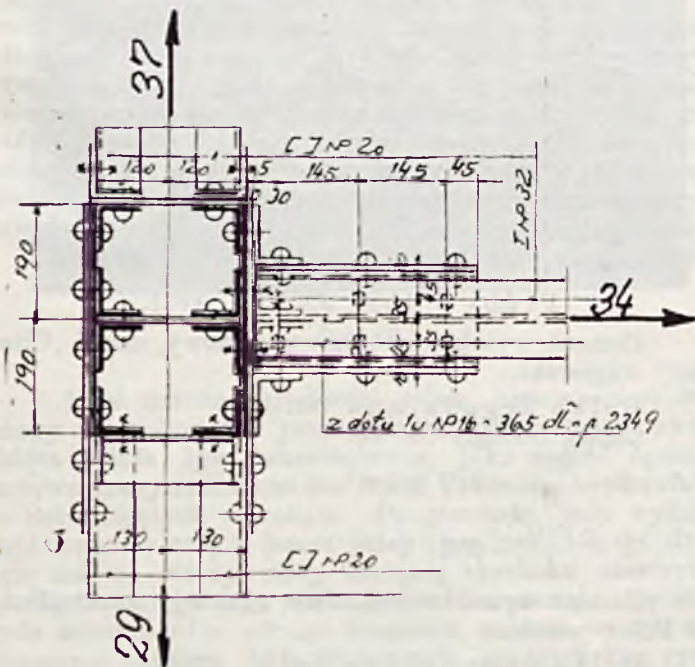
Przy robotach żelbetowych pracowało średnio 50 robotników wliczając w to i przodowników oraz 1 podmajstrzy.

Roboty żelbetowe zostały oddane firmie Korn na podstawie przetargu publicznego; średni koszt 1 m³ żelbetu, wliczając w to ławy fundamentowe, filary i stropy — wszystkie konstrukcje silnie uzbrojone — wyniósł 150 zł. Cenę tę należy uważać jako stosunkowo niską.

VI. Projekt szkieletu stalowego.

a) Konstrukcja części 14-stopiętrowej.

Układ ogólny części czternastopiętrowej jest oparty na tej samej zasadzie, na jakiej zaprojektowano fundamenty tej partji budynku.



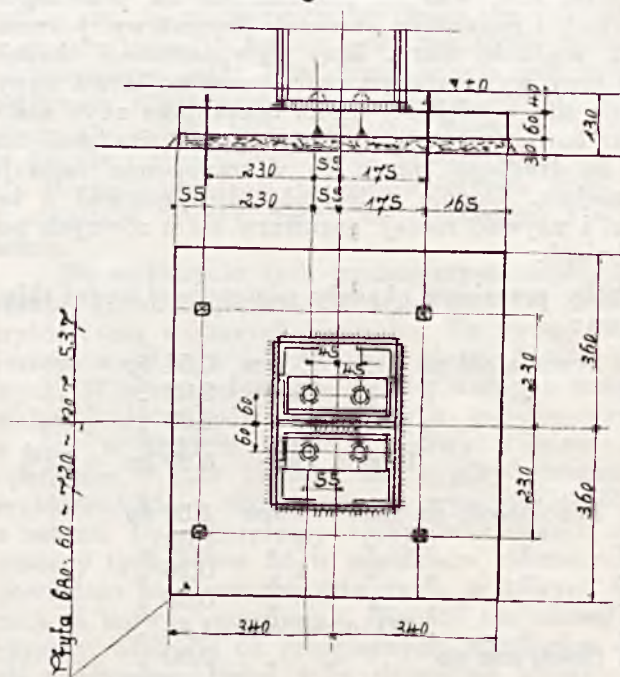
Rys. 15.

Słupy musiały zamknąć się w określonych, a nieznacznych grubościach ściany, co oczywiście przy kon-

strukcji nitowanej daje się osiągnąć znacznie trudniej, niż przy spawanej — zwłaszcza w najniższych kondygnacjach. Musiano więc zgromadzić materiał możliwie na obwodzie słupów, co można uzyskać najłatwiej przez zastosowanie nie dwuteówek lub ceówek, ale kątownek, ułożonych w przekrój skrzynkowy lub też tam, gdzie i to nie wystarczyło — podwójnie skrzynkowy. Kątowniki łączone są ze sobą albo blachami, albo też kratą z płaskowników (por. rys. 15).

Styki słupów wykonane są jako podłużne; umieszczono je przeważnie w odstępach co 3 piętra, tak, że poszczególne części słupów mają długość około 10,00 m.

Słupa 6.



Rys. 16.

Aczkolwiek konstrukcja została wykonana jako nitowana, przecie okazało się, że w wielu szczegółach warto jest zastosować spawanie dla uproszczenia pracy albo dla wykonania pewnych szczegółów, których inaczey wykonać nie byłoby nawet można. O ile chodzi o słupy, dotyczy to ich podstaw. Płyty podstawowe wykonano z grubych płyt, dochodzących grubością do 60 mm. Zastosowanie zazwyczaj używanych cienkich blach podstawowych z blachami trapezowymi było o tyle niemożliwe, że blachy te występowałyby ze ścian wzgl. podłóg. Połączenie zaś trzonów słupów z temi grubemi płytami podstawowemi dało się skutecznie najlepiej przy pomocy spawania (por. rys. 16 i 17).

Połączenie podciągów ściennych oraz belek stropowych wykonane zostały przy pomocy nitów. Jako podciągi ścienne zastosowano dwa korytka, połączone ze sobą blachami, a rozstawione na zewnątrz.

Belki przy przewodach kominowych zostały wykonane jako podwójne.

W narożnej części u dołu trzeba było niektóre podciągi wykonać jako wspornikowe, ze względu na brak słupa w narożu.

Najbardziej interesującą częścią konstrukcji części 14-stopiętrowej budynku stanowią tężniki wiatrowe. Ze względu na nieregularny zarys poziomy, rozmaite położenie ubikacyj w poszczególnych piętrach, wreszcie rozmaite rozmieszczenie drzwi i okien, nie można było zastosować jednolitego charakteru tężników, ale trzeba było zmieniać je odpowiednio do warunków.

Wogóle założono je w obu kierunkach, równoległym i prostokątnym do frontu. Takich ustrojów widać w obu kierunkach po kilka (por. rys. 18).

Starano się umieścić je przedewszystkiem w ścianach nie posiadających żadnych otworów, gdyż wtedy zastosować można najwygodniejsze i najlepsze tężniki przekątne. Tężniki te posiadają przekątne spadające w obie strony i tworzą w ten sposób pionową belkę kratową o pracie podwójnej. Takich ścian jest jednak niewiele. Stąd w poszczególnych płaszczyznach pionowych wyłoniła się potrzeba zakładania tężników trójkątowych, ramowych lub narożnikowych.

Tężniki trójkątne zostały przeważnie zastosowane tam, gdzie drzwi umieszczone w środku ściany, pozwa-

w warsztacie, tworząc w ten sposób belki o kształcie jakgdyby rozciągniętej sześcioramiennej gwiazdy, poczem tak podciąg, jakoteż i stężenie przytwierdzono do słupów na budowie (rys. 20). Tężniki narożnikowe zostały zastosowane przedewszystkiem w ścianach zewnętrznych, w których okna uniemożliwiły zastosowanie konstrukcji innego rodzaju.

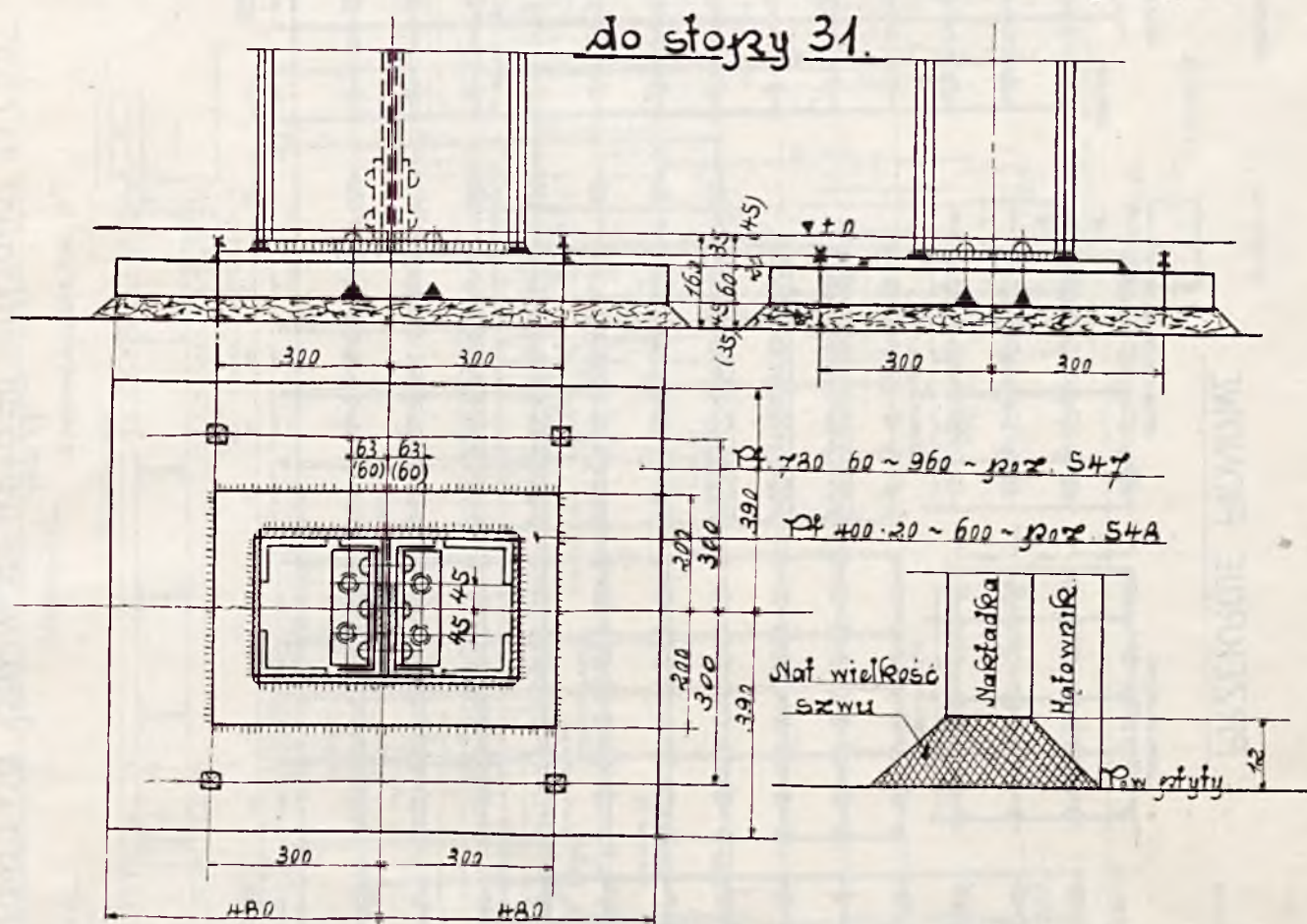
Całkowita waga konstrukcji stalowej części 14-stopiętowej wyniosła 500 ton, łącznie ze schodami.

b) Konstrukcja części 6-ciopiętowej.

Bez porównania ciekawszą partję ze stanowiska konstrukcji inżynierskiej była część niższa 6-ciopiętowa, ze względu na to, że wykonano ją w całości jako

Stożka 34 i 31.

Wymiary w nawiasach odnoszą się do stożki 31.



Rys. 17.

lają na nie. W miejscach, w których wymiary otworów są zbyt wielkie użyto systemu ramowego. Te tężniki ramowe zostały przeważnie wykonane jako kratowe o przegubach dołem. Jednakowoż w miejscach, gdzie ten ustrój się nie nadał umieszczono ramy tęgę. Dotyczy to np. części między słupami 29 i 23. Rys. 19 przedstawia ramę tę w części najniższej. Rozporę ramy stanowi dwuteówka. Celem uzyskania tęgę i sztywnego naroża rozcięto ją w skrajnej części, rozsunięto i wstawiono trójkątową blachę, poczem linje styku dźwigara z blachą zespojono ze sobą, tworząc w ten sposób jednolitą tarczę narożną. Jest to drugi przykład konstrukcji, w której zastosowane spawanie uprościło w ogromnym stopniu robotę.

Tężniki narożnikowe wykonane zostały w sposób następujący: do pociągów przytwierdzono stężenie

konstrukcję spawaną tak w warsztacie, jakoteż na budowie.

Założenie ogólne w rzucie poziomym konstrukcji stalowej ustalone zostało w myśl zasady podanej przy omawianiu projektu fundamentów. Słupy tej części (Nr. 50 do 87) ustawione są w tych samych osiach, co słupy podstawy żelbetowej, osiowo nad nimi. Projekt uwzględnił również i tężniki wiatrowe, które jednak, ze względu na stosunkowo niewielką wysokość, nie zostały ujęte obliczeniowo, a znaczenie miały raczej montażowe. Założone je w płaszczyznach: 56-57, 74-75, 53-60, 84-85-87-87, 70-85-56-50 (por. rys. 21 i 22).

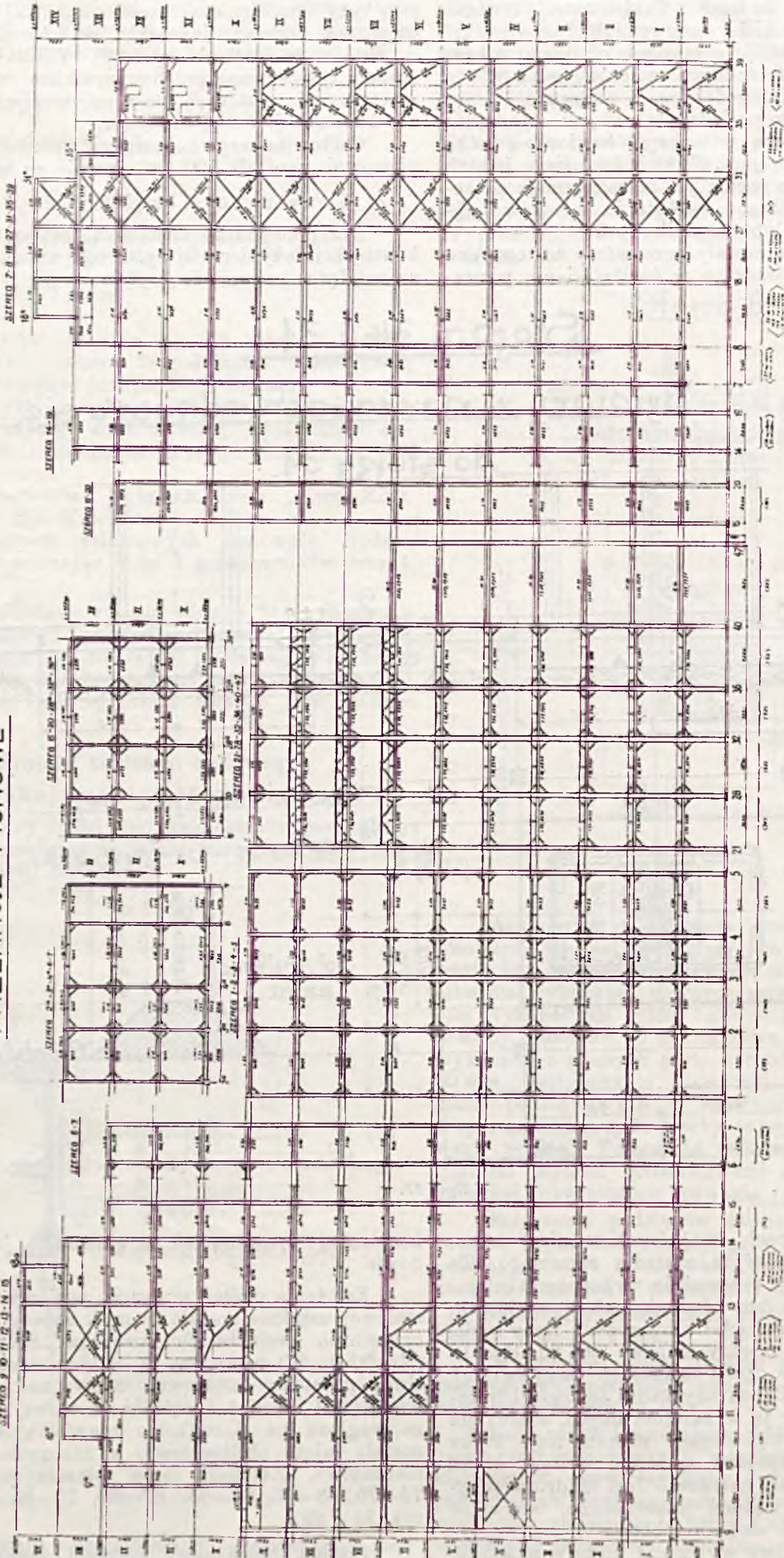
Projekt konstrukcji stalowej przewidział słupy złożone prawie wyłącznie z ceówek, zwróconych do

OPIS PRZEKROJÓW I CZĘŚCI KONSTRUKCYJNE
W HATOWICACH

PRZEKROJE PIONOWE

NR ZAM-271.

PROJEKTOWA I BUDOWLANA S. BUDOWLANA



A30604

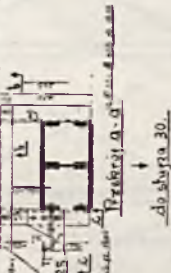
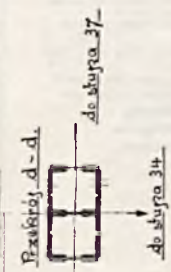
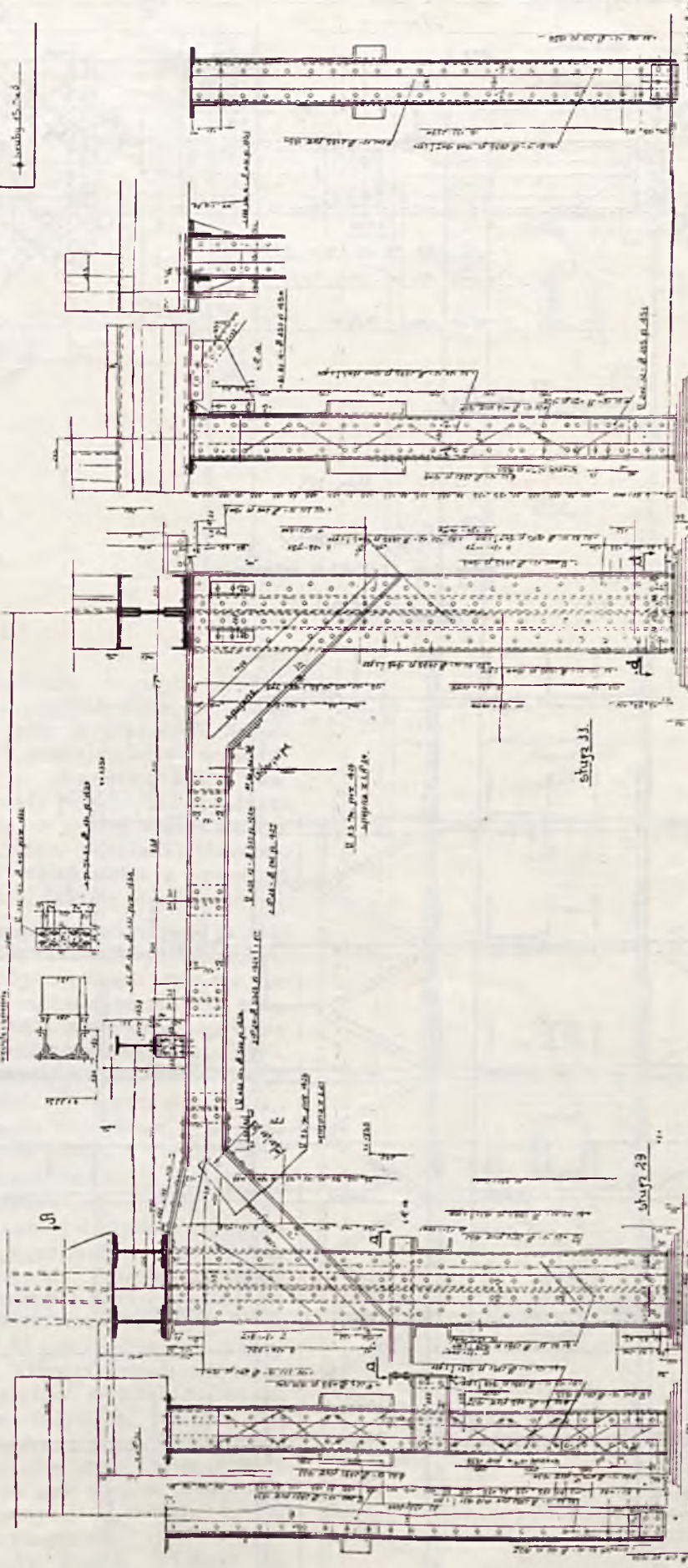
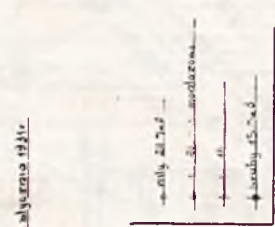
Rys. 18.

Dozwolone przez Sąd
i Urząd

Rama na parterze między słupkami 29 i 33.

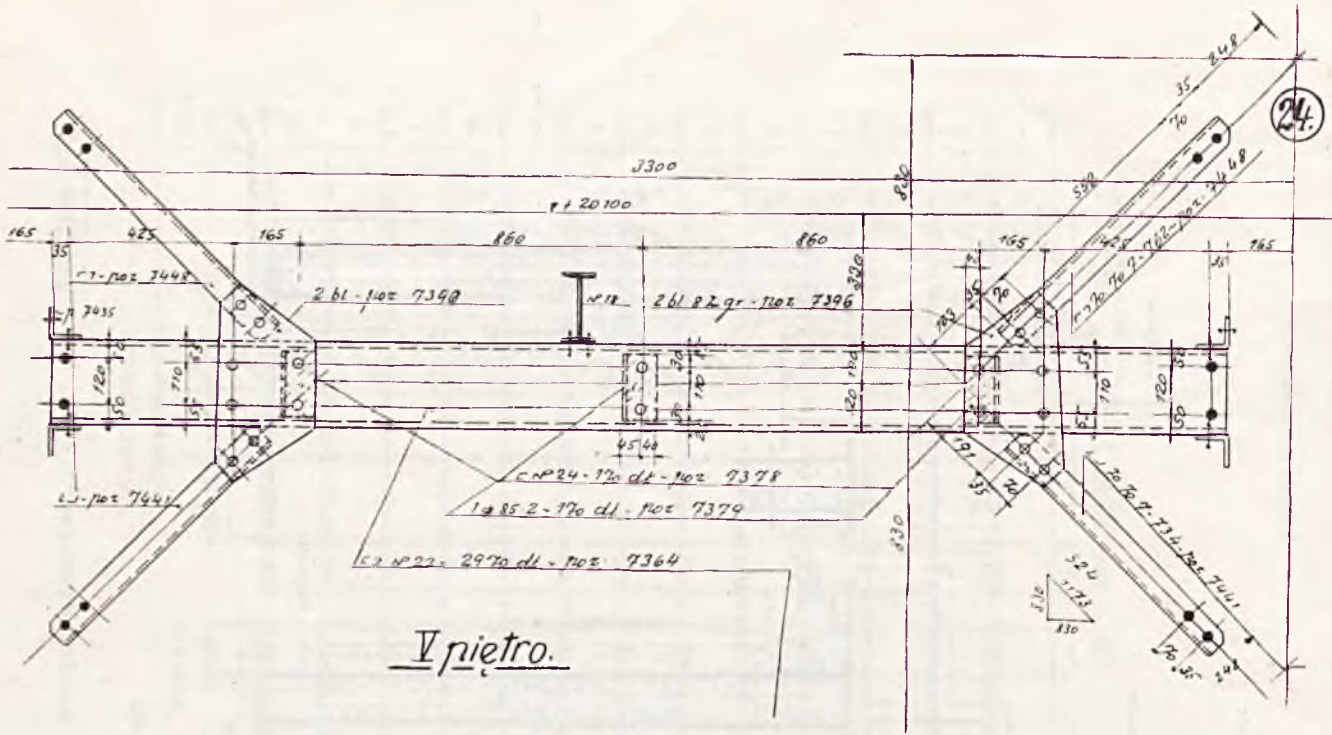
№ zam 271.

Wzrost, data i miejsce urodz.



A 3060 33

Rys. 10.

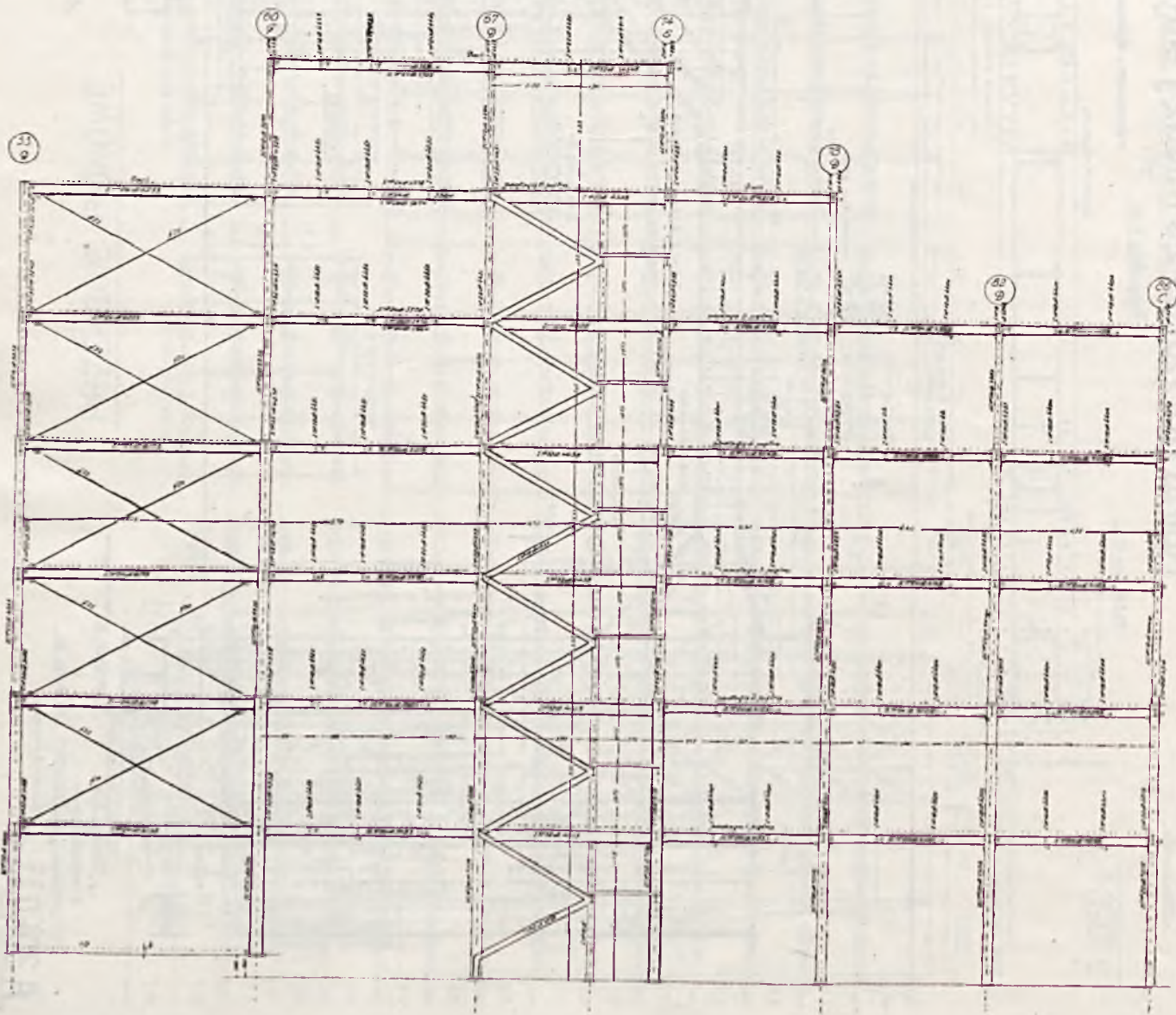


Rys. 20.

Дана вычерканы
и табл. таблица
в Таблице.

Презервация
проект шп. 53-60-67-74-78-82-86.

Шкала 1:50



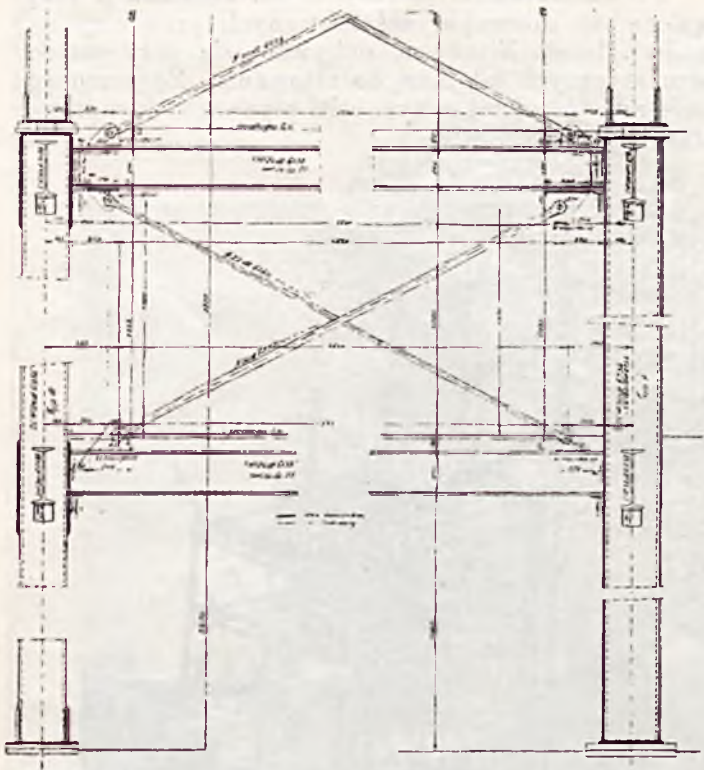
Rys. 21.

siebie, lub też w razie większych sił, z ceówek połączonych przykładkami (rys. 23).

Wymiar szczytowej
Tęba szczytowa
Kolumna a-b-

Szczegół 2 Słupy 74, 75
W słupach tych wszystkie wymiary są
identyczne z wyjątkiem wymiarów
a, b, c, d
które należy wziąć z ta-
bliki poniżej -

Rys. 22



Rys. 22.

Dźwigary stropowe dochodzą do nich po największej części do każdego z czterech stron, a odstęp ich jest wogóle zbyt mały, aby je przepuścić bezpośrednio — chodziło bowiem o jaknajmniejsze wymiary słupów. Ponadto dźwigary w obu kierunkach wzajemnie krzyżujących się musiały przechodzić w jednym poziomie. Z tego też powodu w górnej części słupów na stopkach ceówek zastosowano podkładki blaszane, dospojone do ceówek ze wszystkich stron, a nawet od wewnątrz (na długości, na jakiej dało się to uskutecznić).

Do tych podkładek dospojono w warsztacie krótkie kątowniki, których cel był często montażowy: ułatwienie ustawienia dźwigarów w odpowiednim miejscu na montażu. Samo połączenie dźwigarów ze słupami przewidziane było po tem ustawieniu przez nałożenie spoin tak wzdłuż ścianki, jakoteż wzdłuż stopek, tak silnych, aby przenieść mogły moment utwierdzenia. Naprężenie w spoinach obliczono na podstawie wzoru $\sigma = \sqrt{\sigma_p^2 + \sigma_m^2}$, w którym to wzorze σ_p oznacza naprężenie z powodu siły pionowej, zaś σ_m z powodu momentu utwierdzenia.

Styki słupów zostały przewidziane co dwa piętra poprzeczne, ze względu na ułatwienie montażu. Mianowicie podstawa i głowica każdej dwupiętrowej części słupa wykonane są z płyt o grubości 10 do 30 mm. Przez umieszczone w nich otwory przeciągane miały być śruby montażowe, a następnie płyty spajane na krawędziach.

Układ słupów dany był do pewnego stopnia z góry projektem architektonicznym. Nieregularność, jaką tenże przewidywał, miłą pod względem architektonicznym, niekorzystną ze stanowiska inżyniera, starano się w konstrukcji możliwie zredukować przez przesunięcie słupów, a tem samem i podciągów możliwie w te same osie poprzeczne. Wskutek tego osie słupów przesunęły się względem osi filarów okiennych, za to układ zyskał na jasności i walorach konstrukcyjnych.

Odpowiednio do rozkładów słupów założone zostały belki (żebra) tak płyty fundamentowej części 14-stopiętrowej, jakoteż wszystkich stropów żelbetowych.

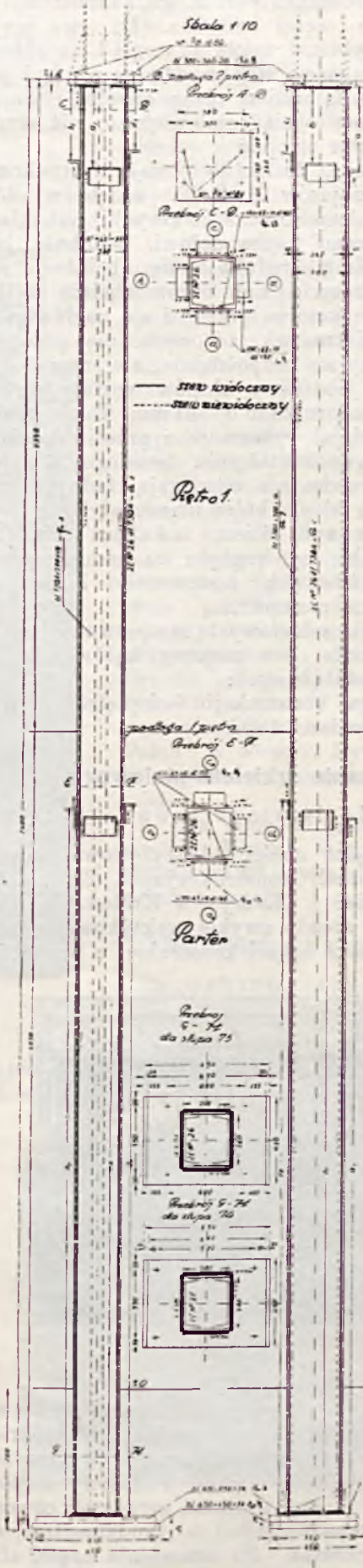


Tabela dla słupów 74, 75

Wysokość	a	b	c	d
74	367	242	262	302
75	302	302	322	-

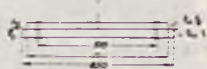
Uwaga: Wymiary a, b, c, d
liczą się od płyty pod-
stawowej

Tabela dla słupów 74, 75

Wysokość	a	b	c	d
74	367	242	262	302
75	302	302	322	-

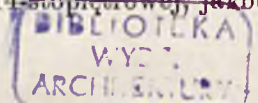
Uwaga: Wymiary a, b, c, d
liczą się od płyty pod-
stawowej

Podstawa dla słupa 74



Uwaga: Otwory w płytach
podstawowych dostosować
do wymaganych śrub!

Rys. 23.



Obciążenie tak słupów, jak i fundamentów, były wogóle bardzo nieregularne i rozmaite — do tego stopnia, że tylko dwie pary słupów dźwigały ciężary identyczne. Ta nierównomierność obciążeń spowodowana była przede wszystkim nieregularnością architektoniczną, tak samo rzutu poziomego, jakoteż wysokości poszczególnych części budynku. Do tego przyczynił się jednak wybitnie także i wzgląd na różnorodność obciążeń. Kilkanaście słupów dźwiga windy i paternostry i obciążone są nimi w różny sposób; również schody oddają słupom obciążenia większe, niż słupy dźwigające tylko ciężar stropów.

Należy zaznaczyć, że pełne obciążenie ruchome schodów (według przepisów M. R. P.) wzięto w obliczeniu wszystkich elementów schodowych, natomiast w słupach zredukowano je ku dołowi, podobnie, jak wedle tychże przepisów, redukuje się obciążenie ruchome stropów. Wreszcie zaś komin obciąża tylko cztery słupy, — ciężar kominy przenosi się na dźwigary stropowe każdego piętra, tak, że ostatecznie przenosi się on na fundamenty nie bezpośrednio, ale przez słupy.

Również dolne podstawy słupów zostały wykonane z grubych płyt o grubości do 40 mm. Takie grube płyty nie tylko ułatwiają wykonanie i przeciwstawiają się dobrze wszelkim odkształceniom termicznym z powodu spawania, ale nadto nie wymagają żadnych trapezowych węzłowych blach, które utrudniałyby w wysokim stopniu wykonanie ścian, zaś poza ścianami byłyby niedopuszczalne ze względu na pomieszczenie wewnętrzne. W podstawach zastosowano kotwy ze względu na ułatwienia montażu.

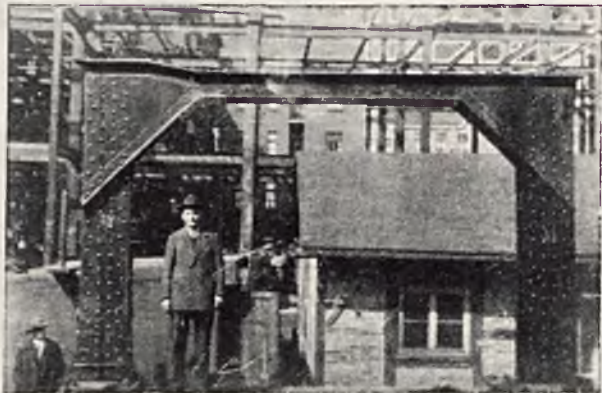
Przy dźwigarach schodowych zastosowano bezpośrednie przytwierdzenie bez pomocy kątowników, albo innych elementów montażowych.

Całkowita waga konstrukcji 6-ciopiętrowej wyniosła łącznie ze schodami 180 ton.

VII. Wykonanie szkieletu stalowego.

a) Część 14-stopiętrowa.

Całkowity szkielet części 14-stopiętrowej został wykonany w warsztatach konstrukcyjnych Zj. Zakładów Huty Królewskiej i „Laury“ w Królewskiej Hucie. Wykonano go w sposób zwykle praktykowany, t. j. znitowano w warsztacie części konstrukcji o wielkości

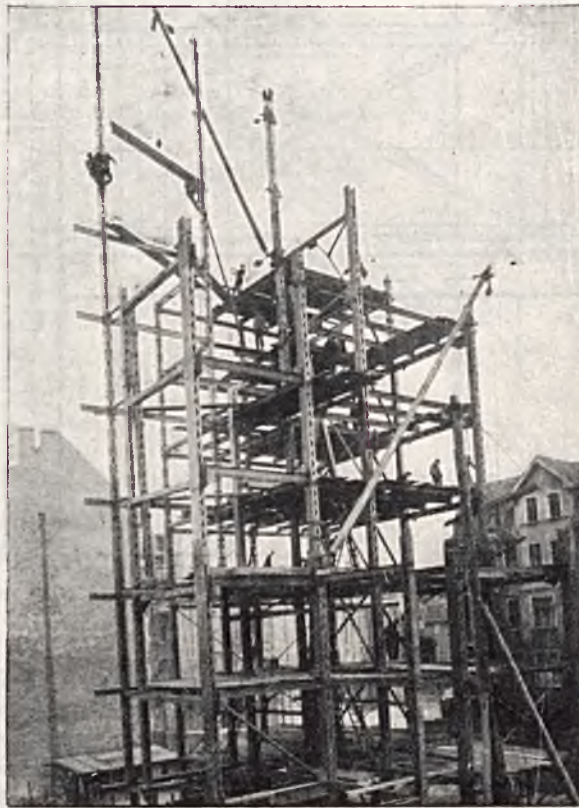


Ryc. 24.

i ciężarze nie większym niżby się nadawały do transportu i montażu, następnie części te przetransportowano na plac budowy celem zmontowania. Montaż zaczęto od ustawienia słupów i ram. Podstawy słupów wykonane z płyt do 60 mm grubości otrzymały otwory pasujące do kotw zapuszczonych do fundamentów, co ułatwiało znacznie montaż. Po ustawieniu części słupów łączono je zaraz odpowiednimi dźwigarami, poczem dźwigano w górę dalsze części. Dźwiganie skutecz-

niono przy pomocy żorawi (w ogólnej liczbie 4) oraz wind ręcznych i motorowych (por. ryc. 24, 25, 26 i 27).

Po zmontowaniu pewnej części konstrukcji przystąpiono do nitowania ześrubowanych prowizorycznie słupów i belek. Nitowanie odbywało się przy pomocy pneumatycznych młotków do nitowania. Zgęszczonego powietrza dostarczał w tym celu przewoźny kompresor ustawiony na budowie.



Ryc. 25.

Po dokładnem ustawieniu całego szkieletu zalano przestrzeń wolną między podstawą słupa a betonem płynnym ołowiem na grubość około 20 mm, (Podstawy słupów były ustawione na klinach stalowych, które potem wyjęto). Podłanie podstaw ołowiem ma na celu

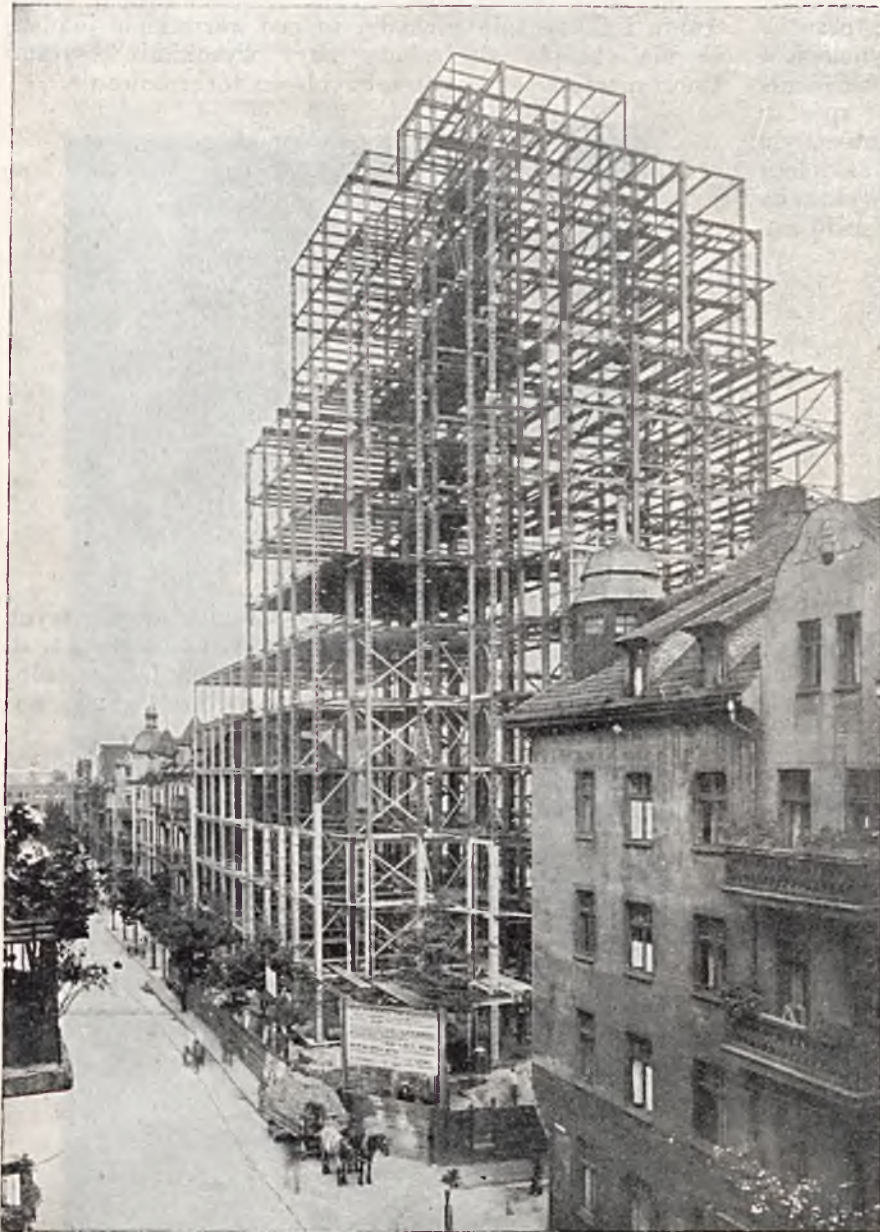


Ryc. 26.

lepszy rozkład ciśnienia, oraz zmniejszenie wstrząśnień i drgań fundamentu, powstających skutkiem ruchu ciężkich pojazdów, a udzielających się łatwo szkieletowi (por. ryc. 29 i 30).

Całkowity montaż szkieletu części 14-stopiętrowej o wadze 500 t trwał od 20 marca 1931 do 20 czerwca, zatem równo 3 miesiące.

Roboty wykonały Zj. Zakłady Huty Król. i „Laury“ w Królewskiej Hucie.



Ryc. 27.

b) Część 6-piętrowa.

Konstrukcję spawaną można wykonać całkowicie na budowie — tu jednak obrano drogę pośrednią —



Ryc. 28.

wykonano słupy częściami po 2 piętra w warsztacie „Huty Pokój“ w Nowym Bytomiu oraz przycięto na

miarę podciągi i belki; montaż oraz reszta spawania odbyło się już na budowie. Montaż (ryc. 31) lekkich części konstrukcji spawanej nie przedstawiał żadnych trudności — tem większą wagę jednak należało poświęcić spawaniu, które w tym wypadku było elektryczne (ryc. 32).

Do spawania na budowie użyto tak prądu stałego, pochodzącego z przewodnego agregatu, jak i prądu zmiennego z transformatora. Na tej budowie specjalnej różnicy w jakości szwów spawanych prądem stałym lub zmiennym nie zauważono — również nie było znacznie większych różnic w wytrzymałości przy rwaniu próbek.

Spawaczy, którzy mieli spawać tę konstrukcję poddano egzaminowi; każdy spawacz musiał wykonać szereg przepisanych prób spawania, które zdecydowały o jego dopuszczeniu na budowę. Prócz tego wykonano cały szereg prób, by się przekonać o jakości materiału elektrod (paleczek) użytych do spawania. Próby wypadły naogół dobrze, poczem spawanie mogło się już bez przeszkód odbywać.

Kontrola, oraz odbiór spawek na budowie odbyły się w następujący sposób: Każda spawka bez wyjątku została zbadała na wygląd, oraz ostukana młotkiem, prócz tego wrywkowo poddano niektóre szwy przecięciu dłutem, by przekonać się, czy materiał spawki uległ należytemu przyspojeniu do materiału konstrukcji. Drobne usterki, jakie przy tem badaniu zauważono, zostały naturalnie natychmiast usunięte. Spawanie wykonane przez „Hutę Pokój“ w Nowym Bytomiu odpowiedziało w zupełności swemu zadaniu (por. ryc. 33 i 34).

Na budowie pracowało stale 9 spawaczy. Montaż i spawanie konstrukcji trwały od 23 lutego 1931 do końca maja, zatem niespełna 4 miesiące.

VIII. Obudowa szkieletu stalowego.

a) Ochrona szkieletu od rdzy i od ognia.

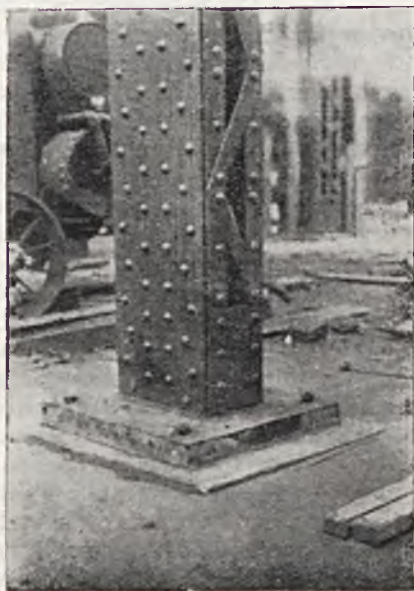
Jak ogólnie wiadomo, tak cenny i poprostu niezastrapiiony materiał jak żelazo, ulega z biegiem czasu zniszczeniu przez rdzę, jeżeli nie jest odpowiednio



Ryc. 29.

chronione. Traci również żelazo na wytrzymałości w wyższych temperaturach, powyżej 500° C wyтры-

małość jego gwałtownie spada, co stanowi wielkie niebezpieczeństwo w razie pożaru. Dźwigające elementy konstrukcji muszą być przeto starannie ochronione przeciw obydwu szkodliwym wpływom t. j. przeciw rdzy i ogniovi i to tem staranniej im budynek jest wyższy, a elementy konstrukcji bardziej obciążone. Ochronę tę można uskutecznić w rozmaity sposób; najczęściej stosowanym sposobem równie skutecznym przeciw rdzy i ogniovi, jest obetonowanie szkieletu na siatce drucianej, przyczem doświadczenie wykazało, że warstwa betonu grubości 5 cm jest w tym celu zupełnie wystarczającą.



Ryc. 30.

W naszym wypadku obetonowanie wykonano metodą, o ile wiadomo po raz pierwszy w Polsce przy tego rodzaju robotach stosowaną, t. j. metodą „torkretowania“. Torkretowaniem nazywamy narzucanie be-



Ryc. 31.

tonu przy pomocy zgęszczonego powietrza i specjalnej patentowanej maszyny, zwanej „działem cementowem“ lub „torkretnicą“ (ryc. 35). Beton w ten sposób wykonany posiada znacznie większą wytrzymałość niż normalny beton lany; jest bardzo zbity i dlatego zredukowano tutaj grubość warstwy ochronnej na średnio

4 cm. System torkretowania posiada tę dogodność, że nie potrzeba zupełnie deskowania, powinien być zatem teoretycznie tańszy, niż zwykle obetonowanie w szalowaniu i faktycznie zachodzi to pod warunkiem jednak, że nie obciąża się roboty zbyt wysokimi kosztami amortyzacji maszyn potrzebnych do torkretowania.



Ryc. 32.

Obetonowanie zatem wszystkich ważniejszych części szkieletu, jakoto słupów, rygli, ramownic i t. d. wykonano metodą torkretowania w następujący sposób: Na część konstrukcji mającą być otorkretowaną, na-

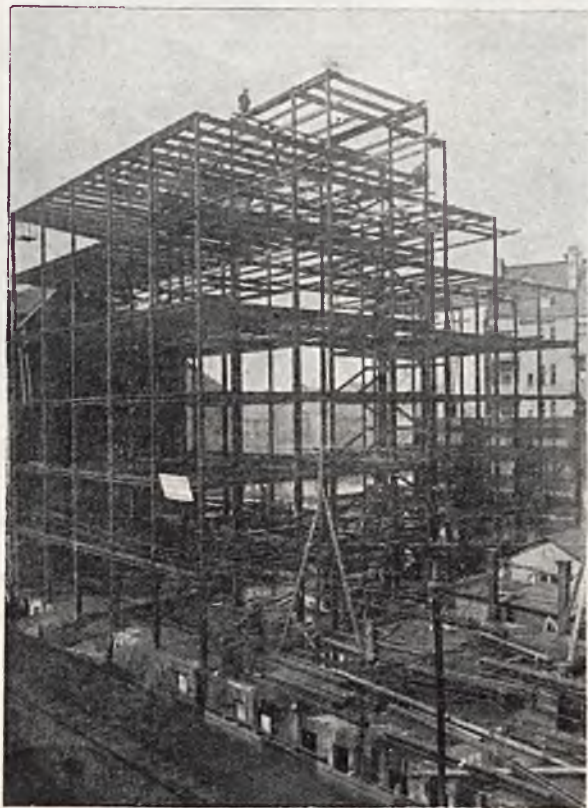


Ryc. 33.

ciągnięto siatkę drucianą, która przy pomocy specjalnie do tego celu zrobionych klocków betonowych utrzymywała się w oddaleniu conajmniej 2,5 cm od wystających części żelaznych (łączników, nitów i t. p.). Na tak naciągniętą siatkę natryskiwano beton, składający się z piasku o wielkości ziarna do 8 mm oraz 400 kg cementu na 1 m³ tegoż piasku. Użyto do tego celu portland cementu szybko twardniejącego.

W rezultacie otrzymaliśmy jako warstwę ochronną uzbrojony płaszcz żelbetowy otulający ściśle konstrukcję

żelazną. Jako pewną dodatkową zaletę warstwy torkretu należy wymienić w tym wypadku znaczną jej chropowatość, przez co dobre trzymanie się murów i wyprawy jest zapewnione.



Ryc. 34

Przy słupach kratowych musiano dodatkowo wypełnić otwory trójkątnymi płytkami betonowymi, które potem weszły w skład płaszcza żelbetowego (por. ryc. 36 i 37).



Ryc. 35.

Do torkretowania przepisano piasek czysty o maksymalnej wielkości ziarn 8 mm, posiadający zaś powyżej 5% drobnych ziarn przechodzących przez sito o 900 oczkach. Wymaganiom tym odpowiedział odpowiednio przesiany piasek wiślany, posiadający jedynie 3% części przechodzących przez sito o 900 oczkach.

Użyty do torkretowania wysokowartościowy portland-cement marki „Firley-Górka“ dobrze odpowiedział swemu zadaniu; o jakości tego cementu świadczą następujące próby wytrzymałości wykonane przez Inż. T. Czaderskiego z 6-ciu wagonów wysłanych na budowę.



Ryc. 36.

Wytrzymałość zaprawy cementowej 1:3:

a) na rozciąganie:

1.	po 2 dniach:	min. 24,1	kg/cm ² ,	max. 28,5	kg/cm ²
2.	" 3 "	" 27,0	" "	" 32,8	" "
3.	" 7 "	" 30,6	" "	" 36,8	" "

b) na ściskanie:

1.	po 2 dniach:	min. 294	kg/cm ² ,	max. 358	kg/cm ²
2.	" 3 "	" 384	" "	" 437	" "
3.	" 7 "	" 533	" "	" 589	" "
4.	" 28 "	" 635	" "	" 678	" "

Próby kombinowane (1+6+21):

(1 dzień we formie, 6 dni we wodzie, 21 dni na powietrzu w temp. 15–20° C).

a)	na rozciąganie:	min. 39,1	kg/cm ² ,	max. 50,0	kg/cm ²
b)	na ściskanie:	" 689	" "	" 745	" "



Ryc. 37.

Ogółem wykonano $3650 m^2$ torkretowania słupów i rygli. Oprócz torkretowania zewnętrznych ścian słupów, wybetonowano znaczną część słupów i rygli wewnątrz, bądź w celu wzmocnienia, bądź też celem ochrony od rdzewienia; ilość do tego celu zużytego betonu wyniosła $140 m^3$. Obetonowanie szkieletu wykonała firma „Fundament“ z Cieszyna.

b) Wykonanie stropów i dachów.

Stropy wykonane zostały z pustaków syst. Kleina między dźwigarami żelaznymi. Pustaki otrzymały wymiar podstawowy 30×25 , grubość zaś 10 lub 15 cm, zależnie od odstępów dźwigarów. Do rozpiętości 1,5 m między dźwigarami użyto pustaków grb. 15 cm. Fugi szerokości około 1,5–2 cm zostały uzbrojone wkładką z żelaza płaskiego, oraz zalane zaprawą cementową 1:3 (por. ryc. 38). Obliczenie takiego stropu, wzgl. płyty między dźwigarami, nie różni się prawie niczem od obliczenia zwykłej płyty żelbetowej; należy jedynie w odpowiednie wzory wstawić zamiast $n=15$, $n=25$, zaś naprężenie dopuszczalne należy obrać odpowiednio do użytych materiałów, zatem cegły i żelaza. Cegła użyta w tych stropach badana w Stacji Doświadczalnej Politechniki Lwowskiej wykazała znaczną wytrzymałość na ciśnienie, przekraczającą $300 kg/cm^2$, zaś wykonany umyślnie w tym celu strop doświadczalny grb. 10 cm, zaś rozpiętości 1,5 m, wytrzymał obciążenie $2000 kg/cm^2$, nie wykazując żadnych widocznych pęknięć.



Ryc. 38.

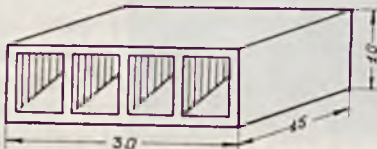
Stropów takich wykonano $7900 m^2$, zużyto zaś cementu $54.000 kg$, czyli $6,8 kg$ na $1 m^2$.

Dachy płaskie zostały wykonane również jako stropy Kleina, jednak w celu uzyskania izolacji termicznej oraz spadku dla odpływu wody, położono na nich warstwę cegieł porowatych na płask oraz wykonano rodzaj stropu żeberkowego z betonu żuźlowego. Na betonie żuźlowym położono „szlichtę“ cementową 2 cm grubą, na której dopiero wykonano właściwe pokrycie dachu z asfaltu. Dachów takich wykonano przeszło $900 m^2$, ilość wykonanego żuźlobetonu wynosi $110 m^2$.

Stropy i dachy wykonała wymieniona już firma „Karol Korn S. A.“ Bielsko, filja Katowice.

c) Ściany, kominy i wentylacje.

Ściany, które służą do wypełnienia szkieletu, służą tutaj tylko dla zamknięcia przestrzeni budynku i ochrony od wpływów atmosferycznych; wytrzymałość ich i grubość mogą być małe, natomiast zdolność izolacji termicznej możliwie wielka przy jak najmniejszym ciężarze.



Rys. 39.

Również i koszty odgrywają tu naturalnie wielką rolę. W naszym wypadku użyto do wypełnienia szkieletu cegły pustakowej porowatej. Ponieważ grubość ścian 30 cm



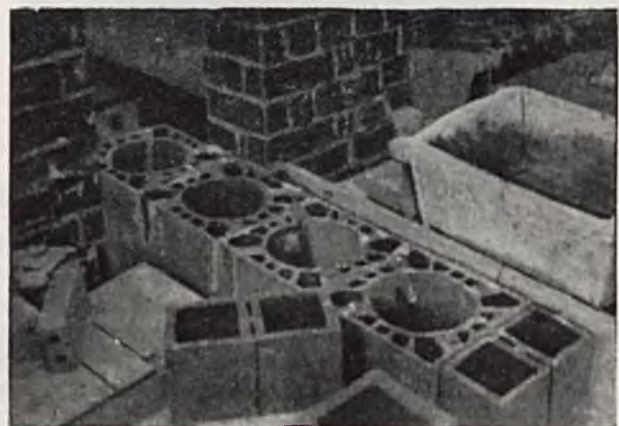
Ryc. 40.

uznano za zupełnie wystarczającą w tym wypadku, określono wymiary cegły: $30 \times 15 \times 10$ cm. (rys. 39). Cegła posiada 4 otwory, które w murze łącząc się, tworzą



Ryc. 41.

poziome kanały, zawierające powietrze i izolujące doskonale. Zdolność izolacyjna ściany wykonanej z takiej



Ryc. 42.

cegły odpowiada izolacji termicznej muru z cegły pełnej 51 *cm* grubości.

Ciężar tej cegły stanowi swego rodzaju rekord, wynosi on w stanie zupełnie suchym około 2,3 *kg*, zaś w stanie wilgotnym nie przekracza 2,6 *kg*. Odpowiada to ciężarowi właściwemu cegły średnio 550 *kg/m³*, zaś ciężar 1 *m²* ściany z tej cegły wykonanej wynosi około 230 *kg*. Wytrzymałość tej cegły, oraz odporność na mróz są przytem zupełnie wystarczające. Wykonanie takiej cegły umożliwił wysoki poziom techniczny przemysłu cegielnianego na Górnym Śląsku (por. ryc. 40 i 41).

Kominy dla kuchen oraz wentylacje wykonano również ze specjalnych pustaków. Prowadzenie przewodów kominowych oraz wentylacyjnych przeszło 50 *m* długich zabrałoby w zwykłej cegle zbyt wiele miejsca, nie mówiąc już o znacznym ciężarze, któryby obciążył konstrukcję. Skonstruowano przeto dla kominów oraz wentylacji osobne pustaki lekkie, nie zabierające dużo miejsca. Sposób wykonania widoczny dobrze na ryc. 42. Jak widać przewód kominowy składa się z 4 pustaków złączonych ze sobą, zaś dwa przewody wentylacyjne mieszczą się w jednym pustaku wentylacyjnym.

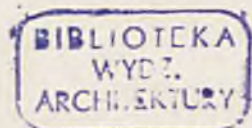
IX. Zakończenie.

Jak każda większa budowa, tak też i ta wymagała sprawnej organizacji, oraz współpracy całego szeregu fachowców. Niestety nie mógł być ten budynek

wykonany w tak krótkim czasie, jak to z początku preliminowano, budowa mogła postępować tylko w miarę kredytów przyznawanych na dany rok budżetowy przez Sejm Śląski, które to kredyty z powodu kompresji budżetu były za małe, by móc rozwinąć należyte tempo budowy. Poszczególne partje robót były oddawane przez Wydział Robót Publicznych w drodze publicznych przetargów firmom budowlanym; robót we własnym zarządzie nie prowadzono. Koszt 1 *m³* budynku jest preliminowany na 80 zł.

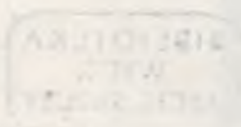
Obecnie wykonany jest budynek całkowicie w stanie surowym. W r. 1932 spodziewane jest całkowite jego wykończenie.

Projekt architektoniczny, oraz plany wykonawcze wykonało biuro konstrukcyjne Wydziału Robót Publ. Śl. Urzędu Wojew. Obliczenie statyczne całego szkieletu, oraz szczegółowy projekt fundamentów żelbetowych i konstrukcji spawanej wykonał prof. Bryła; plany konstrukcji 14-stopiętrowej wypracowało Biuro konstrukcyjne Zj. Zakł. Królewskiej Huty i „Laury“ w Królewskiej Hucie. Kierownictwo budowy z ramienia Śl. Urzędu Wojew. sprawował Inż. H. Griffel. Zwierzchni nadzór należał do Wydziału Robót Publ. Województwa Śląskiego z p. Dr. Inż. Kaufmanem, naczelnikiem tegoż wydziału na czele; w szczególności sprawowali ten nadzór Pp. Inż. Kłębkowski jako kierownik oddziału arch. budowlanego, oraz Inż. Soupper.



SPIS RZECZY.

	Str.
I. Wstęp	1
II. Projekt architektoniczny	2
III. Warunki geologiczne i badanie gruntu	6
IV. Projekt fundamentów żelbetowych	7
V. Wykonanie fundamentów	8
VI. Projekt szkieletu stalowego	12
VII. Wykonanie szkieletu stalowego	18
VIII. Obudowa szkieletu stalowego	19
IX. Zakończenie	23



6276