

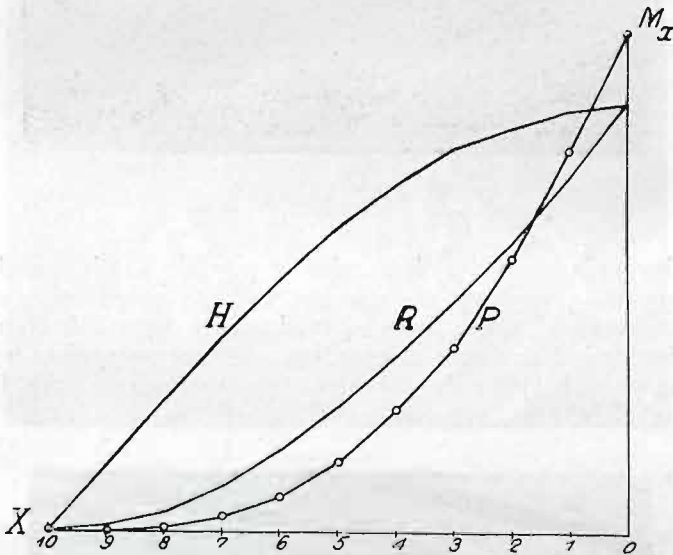
gdzie wielkości T_1 i M_1 są proporcjonalne do H , zaś T_2 i M_2 zależą od P .

Funkcje:

$$F_1 = \frac{T_1}{H} \cdot \frac{l^2}{2EI} + \frac{M_1}{H} \cdot \frac{l}{EI} \quad (64)$$

$$F_2 = \frac{T_2 l^2}{2EI} + \frac{M_2 l}{EI} \quad (65)$$

możemy przedstawić na wykresie za pomocą wzorów (14), (15) i t. d.; dla przykładu na rys. 5 przytoczone są krzywe, wyrażające momenty Hh_x , Rk_x , oraz momenty zależne wyłącznie od obciążenia P dla ramy, przedstawionej na rys. 4. Otrzymane w ten sposób krzywe zastępujemy przez krzywe interpolacyjne drugiego, trzeciego i wyższych stopni w zależności od kształtu wykresów i od pożądanej dokładności obliczenia. Krzywe te zawierają odpowiednio 3,4 i więcej niewiadomych współczynników.



Rys. 5.

Wybieramy na wykresie szereg punktów charakterystycznych i wyznaczamy nieznanne współczynniki wzorów interpolacyjnych w ten sposób, aby te wzory czyniły zadość wartościom współrzędnych dla obranych 3,4 lub odpowiednio więcej punktów wykresu. Otrzymane tą drogą przybliżone funkcje F_1 i F_2 nakładamy rysunkowo na funkcje bezpośrednio otrzymane i sprawdzamy, czy oba rodzaje krzywych nakładają się na siebie z dostateczną dokładnością, przyczem dokładność

2–3 procentów może tu być uważana za wystarczającą.

Przedstawiamy więc np. w następujący sposób funkcje:

$$F_1 = a_1 x^3 + b_1 x^2 + Cx + d_1 \quad (66)$$

$$F_2 = a_2 x^3 + b_2 x^2 + c_2 x + d_2 \quad (67)$$

skąd dla funkcji φ_x dochodzimy do wyrażenia typu:

$$\varphi_x = ax^3 + bx^2 + cx + d, \quad (68)$$

gdzie:

$$\left. \begin{aligned} a &= H a_1 + a_2 & b &= H b_1 + b_2 \\ c &= H c_1 + c_2 & d &= H d_1 + d_2 \end{aligned} \right\} \quad (69)$$

Równanie (5) przybiera w tym przypadku postać:

$$\omega_x - \omega_{x-1} = ax^3 + bx^2 + cx + d. \quad (70)$$

Rozwiązanie tego równania, jak równania bez wyrazu ostatniego, daje tu omówiony wyżej wzór (24). Gdy chodzi zaś o całkę szczególną równania całkowitego (70), to powinniśmy jej poszukiwać pod postacią:

$$z_x^0 = (Ax^4 + Bx^3 + Cx^2 + Dx) \cdot 1^x. \quad (71)$$

Funkcja algebraiczna, stanowiąca poszukiwane rozwiązanie, posiada stopień o jedność wyższy, niż funkcja przedstawiająca ostatni wyraz równania (70), gdyż 1 jest w danym razie jednokrotnym pierwiastkiem równania charakterystycznego.

Dalsze obliczenie ramownicy odbywa się według schematu podanego na początku tej pracy i sprowadza się do sumowania szeregów: $\sum x^4$, $\sum x^3$, $\sum x^2$, $\sum x$, co nie natrafia na żadne trudności.

W razie utwierdzonych na podporach ram symetrycznych i symetrycznie obciążonych mamy do wyznaczenia dwie wielkości nadliczbowe H_A i M_A .

W tym wypadku zamiast wzorów (69) otrzymujemy wzory:

$$\left. \begin{aligned} a &= H_A a_1 + M_A a_2 + a_3 \\ b &= H_A b_1 + M_A b_2 + b_3 \end{aligned} \right\} \quad (72)$$

gdzie wielkości $a_1, b_1 \dots$ oznaczają współczynniki równania krzywej zastępczej, dotyczące tej części wyrażenia analogicznego do (63), która jest proporcjonalna do parcia poziomego H_A , $a_2, b_2 \dots$ oznaczają współczynniki tej części tego wyrażenia, która jest proporcjonalna do M_A , czyli momentu podporowego w punkcie A , wreszcie $a_3, b_3 \dots$ są współczynniki zależne od bezpośredniego obciążenia ramy.

Ostatnio omówiony sposób wyznaczania kątów ω_x dotyczy i ram niesymetrycznie obciążonych, byleby tylko wykresy otrzymane dla T_x i M_x nie posiadały zbyt wyraźnych załamań.

Prof. Dr. Inż. Stefan Bryła i Dypl. Inż. Henryk Griffel.

Budowa 14-stopiętowego gmachu o szkieletcie stalowym w Katowicach.

(Ciąg dalszy).

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 łopatom 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 gładronem ścian oporowych dolnych kondygnacji. Ponieważ głębokość podszwy fundamentu została określona na $-6,60 m$, a więc znacznie głębiej niż normalne podszwy 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 od razu w całości, ro-

boty 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.



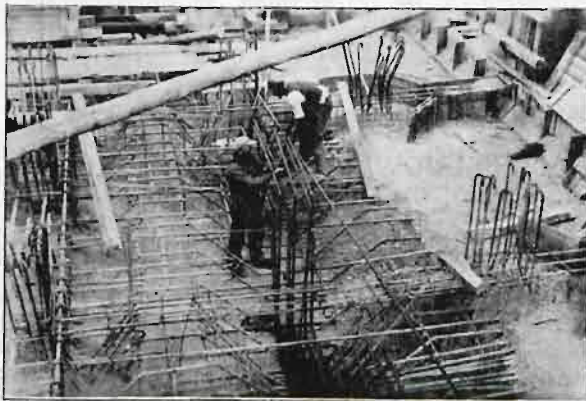
Ryc. 9.

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, dokonaniem 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 zbytniego 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.



Ryc. 10.

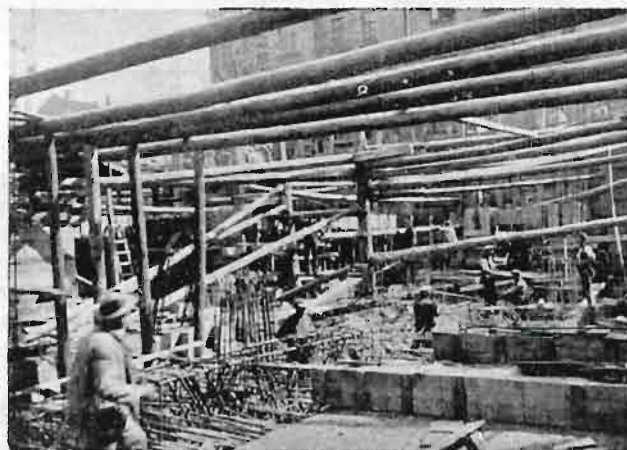
Roboty rozpoczęto dnia 14 lipca 1930 przez dokładne skontrolowanie, czy wymiary wykopu odpowiadają projektowi, zaś następnie po usunięciu drobnych niedokładności w wykopie zabetonowano pod płytę podkład betonowy z cementu „Siccifix“ grubości 10 cm o stosunku mieszaniny 1:5.

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



Ryc. 11.

uzbrojenia było dosyć żmudne z powodu trudnego dostępu do podeszwy 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).

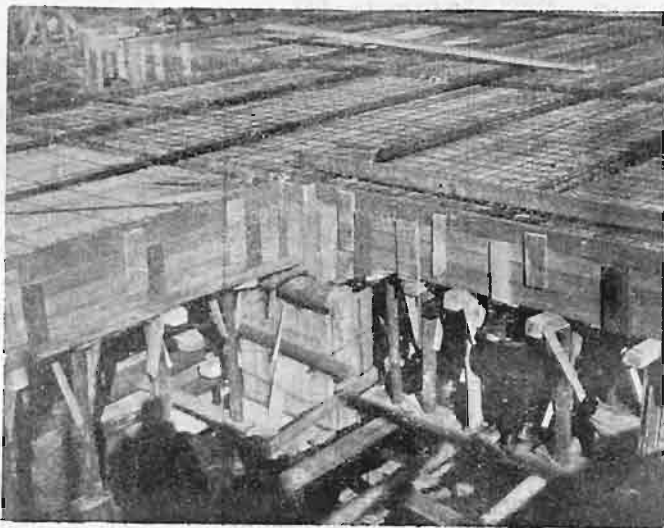


Ryc. 12.

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 pomocy 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, które służyły do odmierzenia 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 tem

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 przykryty 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. 13.

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.

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 obsunięciu 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 odpowiednio 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. Pierwszem zarządzeniem było bezwzględne 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 hakami, zaś u góry gwintem i nakrętkami, 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 odmieszanemu, 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 odmieszanemu 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 laniego 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 odmieszanemu. 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 zwykłych warunkach wystarczająca; przy odpowiedniej robocie i dobrem kruszywie można otrzymać dość wielkie wytrzymałości, jak to próby belkowe regularnie na budowie przeprowadzane wykazały.

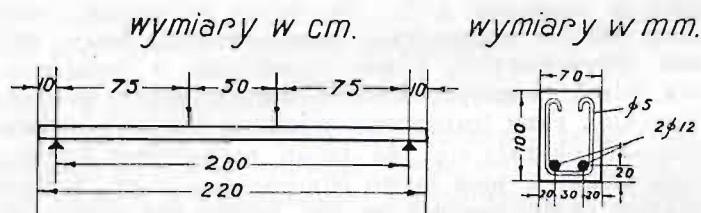
Jako kruszywa, użyto żwiru wiślanego z pod Oświęcimia. Żwir ten, bardzo czysty, bez różnych szkodliwych pomieszek badano podczas budowy kilkakrotnie. Badanie to ograniczało się do badania składu metodą przesiewu, gdyż zresztą nie było potrzeby przy tak czystym żwirze przeprowadzania innych badań. Do badań metodą przesiewu używano garniturę 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 „Szczałkowa“.

Belka Nr. 3.

Złamanie nastąpiło przy 1008 + 30 + 60 = 1098 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 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 „Szczałkowa“.

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 obydwie 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 „Fuso di 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.

Prof. A. Kuryłło.

Wzrost wytrzymałości betonu z biegiem czasu.

Że wytrzymałość betonu wzrasta z jego wiekiem jest rzeczą ogólnie znaną. Pouczają o tem badania laboratoryjne i obserwacja na budowie, oczywiście wtedy, gdy użyto betonu starannie wytworzonego i gdy przy wykonaniu zachowano wszelkie środki ostrożności wskazane charakterem konstrukcji. Dla wielu inżynierów, zajmujących nawet kierujące stanowiska, fakty te nie zawsze są przekonujące, gdy chodzi o decyzję przy zatwierdzaniu projektów konstrukcyjnych żelbetowych. Odnosi się to zwłaszcza do konstrukcyjnych mostowych, a w szczególności do mostów kolejowych o większych rozpiętościach.



Ryc. 1.

Wiadukt pod Langwies w Szwajcarii. Rozpiętość teoretyczna łuku $l=100 \text{ m}$.

Celem niniejszej notatki jest zestawienie niektórych wyników badań jednego z wielkich mostów kolejowych, przeprowadzonych przez profesora Politechniki w Zurychu Dra M. Roša¹⁾. Przedmiotem badań był, wykonany w latach 1912–1914, most pod Langwies kolei elektrycznej Chur-Arosa w Szwajcarii (ryc. 1).

Przed wykonaniem budowy przeprowadzono wstępne badania materiałów składowych betonu i ustalono wzajemny ich stosunek, który był podstawą do wytwarzania betonu na placu budowy. Naogół tak wytwarzanie betonu jak i samo przeprowadzenie budowy było niezwykle staranne i poprzedzone całym szeregiem studjów, o czem informuje obszernie i sumienne sprawozdanie Inż. Schürcha.

Stosunek mieszanki betonu określono w ten sposób, że 300 kg cementu portlandzkiego przypadało na 400 l piasku i 833 l kamienia; ilość dodanej wody wy-

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

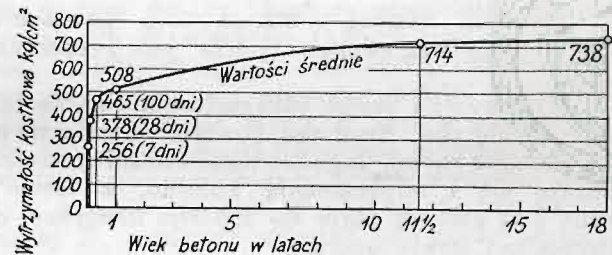
Przy robotach żelbetowych pracowało średnio 50 robotników wliczając w to i przodowników oraz 1 podmajstrzy.

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. (C. d. n.).

nosila 150 l tj. średnio 6,5% ciężaru składowych materiałów sypkich. Mieszanka ta dawała beton słabo plastyczny.

Podczas budowy wykonywano codziennie próbki dla kontroli betonu. Na każde 60 m³ musiano wykonać co najmniej serję czterech kostek 20×20×20 cm. Każda szósta serja poddawana była próbie zgniatania. Średnie wartości wytrzymałości kostkowej podczas budowy wynosiły:

	Wiek 7	28	56	100 dni
Łuk	263	382	424	487 kg/cm ²
Słupy pomostowe i filary	248	382	424	456 "
Pomost	257	370	382	420 "
Średnia ogólna	256	378	418	465 kg/cm ²



Rys. 2.

Średnie wartości wytrzymałości kostkowej wiaduktu pod Langwies w Szwajcarii. Próbkę z betonu jezdnii, filarów, słupów pomostowych i łuku. Górna granica wieku próbek 18 lat.

W latach 1925 i 1930/31 odkryto na dawnym placu budowy kostki próbne, wykonane podczas budowy mostu. Próbkę te podlegały zatem takim samym wpływom atmosferycznym, jak sam most. Kostki, znalezione po kilkunastu latach od ukończenia budowy, poddano także próbie zgniatania. Wyniki próby ostatniej wraz z wynikami z czasu budowy zestawiono na rys. 2. Jak widać z zestawienia wytrzymałość po latach 18 tu w stosunku do wytrzymałości podstawowej po 28 dniach wzrosła prawie o 100%.

Oprócz prymitywnych prób ze zgniataniem kostek przeprowadzono w listopadzie 1929 obciążenie próbne pociągami o długości 53 m, a o całkowitym ciężarze 120 t. Tu dodam, że pierwsze obciążenie próbne w październiku 1914 r. składało się z jednej trójosowej lokomotywy o ciężarze 30 t i trzech wagonów ciężarowych po 21 t; całkowite obciążenie próbne wynosiło więc wówczas 93 t. Celem obciążenia próbnego w r. 1929 była ogólna kontrola mostu przez wykonanie pomiarów odkształceń, które dały podstawę do stwierdzenia obecnej wielkości współczynnika sprężystości, do obliczenia natężeń w poszczególnych przekrojach itp. Ugięcie w kluczu wynosiło przy obciąże-

¹⁾ M. Roš: „Belastungsversuche an der Eisenbeton-Bogenbrücke der Chur-Arosa-Bahn bei Langwies“. *Schweiz. Bauztg.* 1931, Bd. 98, Nr. 15.

²⁾ Por. H. Schürch: „Der Bau des Talüberganges bei Langwies an der elektrischen Bahn Chur-Arosa“. *Armierter Beton* 1915, 1916.