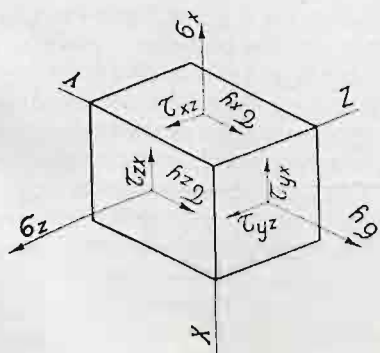


STOSUNEK TEORJI DO DOŚWIADCZALNYCH BADAŃ WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH

Prof. inż. dr. M. T. Huber, Warszawa

Wiadomo, że t. zw. obliczenia części budowli i maszyn, wykonywane przez projektującego inżyniera opierają się głównie na wskazaniach teorii odkształcenia ciał stałych, jako materiałów konstrukcyjnych. Praźródłem tej teorii jest oczywiście doświadczenie, które przedewszystkiem stwierdziło, że dostatecznie małe odkształcenia do pewnych granic (właściwych materiałowi) mogą być z wielką dokładnością traktowane jako sprężyste, a związek między odkształceniami i naprężeniami określa uogólnione prawo Hooke'a. (Składowe stanu odkształcenia są linjowemi i jednorodnemi funkcjami składowych stanu napięcia).

Naukowa teoria odkształceń takich ciał, zwana powszechnie teorią sprężystości, powstała we Francji w pierwszej połowie XIX wieku i została następnie rozbudowana wysiłkiem matematyków, fizyków i inżynierów-badaczy wielu narodów. Jej naturalnym punktem wyjścia, a zarazem niewzruszoną podstawą są równania różniczkowe równowagi, t. j. równania równowagi wewnętrznej, odniesione do elementu ciała o wymiarach zdążających do zera. Element taki jest wprawdzie wytworem naszej wyobraźni — uproszczonym modelem, w którym niejako zatarto wszelkie ślady rzeczywistej budowy molekularnej, rozprawdając materję w modelu w sposób ciągły — ale ta fikcja okazała się niezmiernie pożyteczną i wystarczającą do zbudowania żywotnej teorii fenomenologicznej, zdolnej do ilościowego przepowiadania zjawisk z wielką dokładnością.



Rys. 1.

Dzięki powyższemu uproszczeniu modelu i przyjęciu nietylko ciągłości w rozmieszczeniu masy, ale w naturalnej konsekwencji także ciągłości w rozmieszczeniu sił wewnętrznych (naprężeń), równania, równowagi otrzymały znaną postać różniczkową (rys. 1).

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + \frac{\gamma}{g} X &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + \frac{\gamma}{g} Y &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + \frac{\gamma}{g} Z &= 0 \end{aligned} \quad (1)$$

Tutaj oznaczają $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ naprężenia normalne w przekrojach elementarnych prostopadłych do osi X, Y, Z ; zaś τ naprężenia styczne w tychże przekrojach, przyczem pierwszy wskaźnik określa kierunek normalnej do przekroju, a drugi kierunek naprężenia. X, Y, Z oznaczają składowe zewnętrznej siły masowej odniesionej do jednostki masy, a $\frac{\gamma}{g}$ gęstość.

Ta postać równań jest stosowalna do wszelkich ciał przyrody bez względu na ich stan skupienia i to dokładnie, jeżeli układ współrzędnych i podział na elementy odnosi się do ciała już odkształconego (w równowadze), natomiast tylko w większym lub mniejszym przybliżeniu, jeżeli ten układ i podział odnosi się do ciała jeszcze nie odkształconego, a odkształcenia w rozpatrywanym stanie równowagi są dostatecznie małe.

Równania równowagi nie wystarczają jednak do rozwiązania zadania, t. j. do obliczenia naprężeń i odkształceń z danych sił obciążających; jest ich bowiem tylko 3, a zawierają 6 niewiadomych. Potrzebnych jeszcze równań dostarcza dla ciał stałych sprężystych uogólnione prawo Hooke'a, oraz wyrażenia sześciu składowych tensora odkształcenia przez pochodne cząstkowe trzech składowych wektora przemieszczenia u, v, w . Tak powstały klasyczne równania różniczkowe teorii sprężystości w postaci:

$$\begin{aligned} \nabla^2 u + \frac{1}{1-2\nu} \frac{\partial \Theta}{\partial x} + \frac{\gamma}{g} \frac{X}{G} &= 0 \\ \nabla^2 v + \frac{1}{1-2\nu} \frac{\partial \Theta}{\partial y} + \frac{\gamma}{g} \frac{Y}{G} &= 0 \\ \nabla^2 w + \frac{1}{1-2\nu} \frac{\partial \Theta}{\partial z} + \frac{\gamma}{g} \frac{Z}{G} &= 0 \end{aligned}$$

Tutaj jest

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$$

skróconym symbolem t. zw. operacji Laplace'a, ν liczbą Poisson'a, G modułem sprężystości postaci, zaś

$$\Theta = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z}$$

Równania powyższe stosują się ściśle do ciał

sprężystych o dowolnej postaci pod warunkiem, że przemieszczenia u , v , w są nieskończenie małe w porównaniu do wszelkich wymiarów ciała, a zarazem, że pochodne $\frac{\partial u}{\partial x}$, $\frac{\partial u}{\partial y}$ i t. d.

są nieskończenie małe wobec 1. Ich przybliżona ważność zachodzi, gdy te wielkości są dość małe. Natomiast nie mogą dać wogóle nawet grubego przybliżenia, jeżeli u , v , w przewyższają niektóre wymiary ciała, chociażby $\frac{\partial u}{\partial x}$, $\frac{\partial v}{\partial y}$... pozostawały w całym obszarze ciała dość małe. Taki przypadek zachodzi np. przy odkształceniu sprężystym cienkich drutów, wstęg, sprężyn i t. p. Stosowalność równań klasycznej teorii sprężystości pozostaje wtedy w mocy jako wystarczające przybliżenie dla poszczególnych części takich ciał wydzielonych dostatecznie bliskimi przekrojami poprzecznymi. Dlatego teoria odkształceń sprężystych cienkich prętów, płyt i powłok (skorup) idzie odrębnymi drogami, opierając się tylko częściowo na wynikach ogólnej teorii sprężystości.

Gorzej jeszcze przedstawia się zastosowanie klasycznej teorii sprężystości do modeli z gumy, czyli miękkiego kauczuku. Głównym powodem tego jest bardzo wielka odkształcalność sprężysta tego materiału i co za tem idzie utrata ważności prawa Hooke'a dla całego przedziału odkształcalności. Mówi się wprawdzie o module wydłużenia sprężystego E np. cięgna gumowego, ale nie jest to wartość stała stosunku naprężenia σ do odpowiedniego wydłużenia jednostkowego ϵ , lecz zmieniająca się z odkształceniem wartość ilorazu różniczkowego $\frac{d\sigma}{d\epsilon}$, bez względu na to czy na-

prężenie odnosimy do pola przekroju pierwotnego czy też (racjonalniej) do odkształconego. Teoria sprężystości, któraby w ścisły sposób odzwierciedlała stan odkształcenia i napięcia w modelach gumowych musiałaby się opierać na (częściowo już zresztą opracowanej) teorii odkształceń skończonych i na ogólniejszym od prawa Hooke'a prawie sprężystości. Komplikacja wprowadzona przez to nowe prawo nastęrcza ogromne trudności, które być może zostaną kiedyś przezwyciężone przez stosowne narzędzia matematyczne, ale na razie nie ma na to widoków. Jeżeli mimo to posługujemy się niekiedy w laboratorjach modelami z gumy, to tylko dla przybliżonej orientacji w trudnych przypadkach, lub dla celów dydaktycznych. Obserwacja odkształceń na takim modelu może dać tylko wskazówkę (niezbyt zresztą pewną) gdzie szukać miejsca największego wyteżenia materiału, ale o pomiarze tego wyteżenia z jaką taką dokładnością nie może być mowy.

Z podobnym przybliżeniem otrzymujemy rozkład odkształceń także sporządzając model z ołowiu i poddając go dość znacznemu odkształceniu plastycznemu, które można mierzyć na sieci kwadratów narysowanej przed doświadczeniem na powierzchni modelu. Jest bowiem rzeczą jasną, że obraz odkształceń plastycznych będzie niezbyt wiele odbiegał od obrazu odkształceń sprężystych po-

dobnie jak obraz odkształceń sprężystych modelu gumowego niezbyt odbiega od takiegoż obrazu rzeczywistej części konstrukcyjnej ze stali. Stopień przybliżenia jest jednakże, z powodów wyżej wyłuszczonych, zgoła niewystarczający, ażeby nawet z pomiarów wykonanych na silnie odkształconym modelu gumowym wysnuwać jakiegokolwiek wnioski ilościowe.

W przypadkach kiedy nie potrafimy wyznaczyć stanu odkształcenia i napięcia drogą ścisłego rozwiązania równań równowagi klasycznej teorii sprężystości, albo należycie uzasadnioną metodą przybliżoną, wypada w celu rozwiązania zadania zająć się ilościowym badaniem laboratoryjnym. Stosujemy przytem sposoby następujące:

I. Doraźne badanie wytrzymałościowe przez obciążenie części konstrukcyjnej rzeczywistej, lub zmniejszonego modelu z tych samych materiałów, oczywiście w sposób możliwie zbliżony do pracy tej części w zespole. Wartość obciążenia wywartego w stosowny sposób (np. przy pomocy maszyny wytrzymałościowej) zwiększamy stopniowo, śledząc jednocześnie miejsca w których pojawiają się bądź to wyraźne odkształcenia plastyczne, bądź też pęknięcia, aż do największego obciążenia P_w , przy którym zachodzi zniszczenie części (obciążenia niszczącego). Sposób ten daje niewątpliwie cenne wskazówki dla praktyki konstrukcyjnej, pozwalając uproszczone wzory wytrzymałościowe poprawić współczynnikiem doświadczalnym, lub ustalić stosowną wartość rachunkowego „naprężenia bezpiecznego”. Jego słabą stroną jest trudność, lub nawet niemożliwość przeniesienia wyników na części o nieco zmienionej postaci lub z innego materiału.

II. Badania zmęczeniowe, wykonywane na maszynach wytrzymałościowych z pulsatorem. Maszyny takie wywierają obciążenia okresowo zmienne przez czas wystarczający do wywołania w końcu pęknięcia próbki. Badania takie są szczególnie ważne dla części maszyn, pojazdów, samolotów i t. p. Bez rozwiązania teoretycznego wszakże nie dają one nic ponad wskazówkę dla jednej wielkości, kształtu i materiału badanej części.

III. Doświadczalne szukanie miejsc niebezpiecznego na powierzchni badanej części. Sposób ten w zastosowaniu do części metalowych wymaga wypolerowania powierzchni przynajmniej w miejscach gdzie spodziewamy się największego wyteżenia. Obciążenie odpowiadające pojawieniu się odkształceń plastycznych (czyli przekroczenie praktycznej granicy sprężystości) zdradza się liniami Lüders'a ukazującymi się w miejscach największego wyteżenia. Sposób nader cenny i ważny nawet wtedy, gdy znamy odnośne rozwiązanie teoretyczne, albowiem pozwala sprawdzić słuszność hipotezy wytrzymałościowej przyjętej za podstawę obliczenia wyteżenia materiału.

IIIa. W Niemczech i we Francji zaczęto przed kilku laty szukać miejsca niebezpiecznego na powierzchni obciążonych części konstrukcyjnych w ten sposób, że je przed obciążeniem powlekano cienką warstwą szklivą, które przy obciążaniu pękało w pewnych miejscach. Miejsca te uważano

za niebezpieczne. Źródłem tego pomysłu było widocznie mniemanie, zakorzenione wskutek hipotezy wytrzymałościowej największego wydłużenia jednostkowego (Poncelet, de Saint-Venant), że powłoka (stosunkowo krucha) pęka tam gdzie największe wydłużenie jednostkowe osiąga wartość krańcową, (niebezpieczną). W mniemaniu tem tkwią dwa podstawowe błędy, gdyż po pierwsze wymienionej hipotezy nie potwierdza bynajmniej doświadczenie na metalach elasto-plastycznych (jak konstrukcyjna i t. d.) dla których najdokładniejszą okazała się hipoteza energii odkształcenia postaciowego, wygłoszona po raz pierwszy w r. 1904 (a sprawdzona wielu nowoczesnymi badaniami); powtóre zaś własnościami wytrzymałościowymi kruchej powłoki rządzą prawa różne od praw ważnych dla metali, a do tego prawa jeszcze prawie nieznane.

Z tego powodu sposób ten można co do wartości naukowej zestawzić tylko z badaniem odkształceń na modelach gumowych.

IV. P o m i a r o d k s z t a ł c e ń z a p o m o c ą t e n s o m e r ó w w różnych miejscach na powierzchni badanej części (lub jej modelu metalowego) i obliczanie naprężeń z elementarnych wzorów teorii sprężystości. Sposób ten, w zasadzie słuszny i obecnie często stosowany z powodzeniem w laboratoriach badawczych, ma jednakże tę niedogodność (wspólną zresztą z paru innymi sposobami) że niepodobna wykonywać pomiaru na częściach powierzchni, które są obciążone.

V. B a d a n i e e l a s t o - o p t y c z n e, na modelach z materiału przezroczystego przy pomocy światła spolaryzowanego. Sposób ten polega na zjawisku optycznym, odkrytym już w r. 1816 przez D. Brewster'a w szkłe, które w stanie otrzymanym przez powolne ostudzenie jest najlepszym przedstawicielem materiału izotropowego. Skoro jednakże próbkę z takiego szkła obciążymy, wywołując w niej stan naprężeń, to przechodzący przez nią promień światła doznaje podwójnego załamania, tak jak w kryształach (t. j. ciałach anizotropowych). Prawa tego załamania pozwalają na wykorzystanie pomiarów optycznych do wyznaczenia linii naprężeń głównych i ich wielkości w badanej próbce. Niektórzy inżynierowie badacze (jak A. Mesnager we Francji, E. G. Coker w Anglii, Hönigsberg w Austrii i inni) opracowali pod koniec XIX i na początku XX wieku metodykę pomiarów elasto-optycznych i otrzymali mnóstwo wyników cennych ze stanowiska techniczno-naukowego. Niepodobna tutaj rozwodzić się nad nimi zwłaszcza, że traktuje je dość obszernie monografia A. Mesnager'a ogłoszona w przekładzie w „Przeglądzie Technicznym” z r. 1924 (także w osobnej odbitce p. t.: „Naprężenia ciał stałych w postaci widzialnej”), oraz praca inż. Z. Gubrynowicza p. t.: „Optyczne metody badania rozkładu naprężeń”, która się ukazała w „Przeglądzie Mechanicznym” (Nr. 21, 1935 r.).

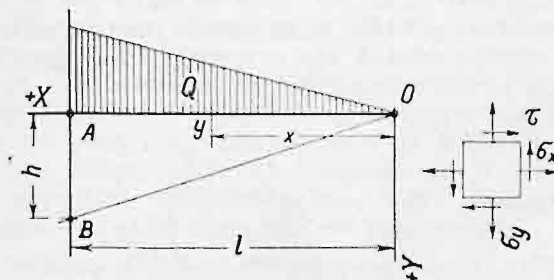
Wypada jednak zaznaczyć, że metoda optyczna stosuje się do zadań, w których naprężenia i odkształcenia zależą tylko od dwu współrzędnych w jednej płaszczyźnie (zagadnienia dwuwymiarowe czyli płaskie). Na szczęście zadania takie wy-

suwa technika na pierwszy plan, sprowadzając do nich świadomie nawet przypadki, kiedy i trzecia współrzędna gra pewną rolę.

Przy zastosowaniu metody optycznej wyłoniło się już wcześniej pytanie, czy znaleziony doświadczalnie stan naprężeń w modelu np. szklanym odpowiada również tak samo obciążonemu modelowi z innego materiału izotropowego. Pod warunkiem, że w obu przypadkach mamy do czynienia z odkształceniami sprężystymi i podlegającymi prawu Hooke'a można dać na to odpowiedź na podstawie rozważań z teorii sprężystości. Ponieważ badania elasto-optyczne wykazały znakomitą zgodność pomiarów z rozwiązaniami teoretycznymi we wszystkich przypadkach, które się rozwiązać dały, przeto odpowiedź na postawione wyżej pytanie musi być twierdząca, jeżeli wyrażenia teoretyczne dla naprężeń składowych albo nie zawierają wcale stałych sprężystości (E i μ), albo też zawierają je tylko pod postacią wspólnego dla wszystkich, współczynnika zbudowanego z tych stałych, wielkości sił obciążających i wymiarów geometrycznych ciała.

Łatwo przytoczyć proste przykłady ścisłych rozwiązań nie zawierających stałych sprężystości i tak:

1. Obciążenie trójkątowe poziomego brzegu płyty trójkątnej OAB o grubości b utwierdzonej brzegiem pionowym AB (ryc. 2). Stan naprężeń określały wzory:



Rys. 2.

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \frac{2Q}{b l^2} \left(-\frac{l^2}{h^2} x + 2 \frac{l^3}{h^3} y \right) \\ \sigma_y &= \frac{2Q}{b l^2} x \\ \tau &= \frac{2Q}{b l^2} \frac{l^2}{h^2} y\end{aligned} \quad \dots (3)$$

Rozwiązanie jest ważne ściśle przy założeniu rozkładu naprężeń w przekroju utwierdzonym AB odpowiadającego powyższym równaniom.

2. Równomierne radialne obciążenie szerokiego pierścienia kołowego (o promieniu wewnętrznym a , zewnętrznym b i stałej grubości) od wewnątrz ciśnieniem p (rys. 3).

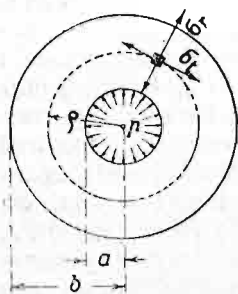
$$\begin{aligned}\sigma_t &= \frac{a^2 p}{b^2 - a^2} \left(\frac{b^2}{\rho^2} + 1 \right) \quad (\text{naprężenie obwodowe}) \\ \sigma_r &= -\frac{a^2 p}{b^2 - a^2} \left(\frac{b^2}{\rho^2} - 1 \right) \quad (\text{naprężenie radialne})\end{aligned} \quad \dots (4)$$

3. Płyta trójkątna o brzegu pionowym OY (ryc. 4) spoczywa ciężarem własnym na podstawie, do której przylega brzegiem poziomym b .

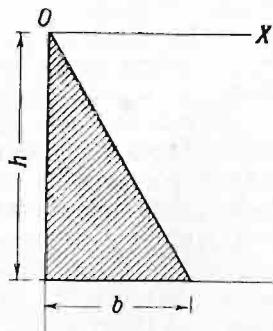
$$\sigma_x = 0; \sigma_y = \gamma \left(y - \frac{h}{b} x \right); \tau = 0. \quad (5)$$

gdzie γ oznacza ciężar właściwy materiału płyty.

Równie łatwo podać proste przykłady rozwiązań ścisłych w których występują stałe sprężystości.



Rys. 3.



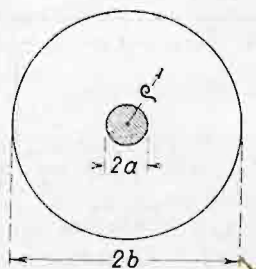
Rys. 4.

4. Wirująca z prędkością obwodową v tarcza kołowa (bez otworu) o promieniu b :

$$\begin{aligned} \sigma_t &= \frac{\gamma}{g} v^2 \frac{3+\mu}{8} \left(1 + \frac{1+3\mu}{3+\mu} \frac{\rho^2}{b^2} \right) \\ \sigma_r &= \frac{\gamma}{g} v^2 \frac{3+\mu}{8} \left(1 - \frac{\rho^2}{b^2} \right) \end{aligned} \quad (6)$$

Skoro np. wartość μ waha się od $1/4$ do $1/3$, to względna zmiana wartości σ_t wynosi od 2,5% (w środku tarczy) do 6,3% na brzegu.

5. Okrągły słup z materiału o stałych E, μ (np. z betonu) z cienkim rdzeniem z innego materiału o stałych E', μ' (np. ze stali) jest ściskany osiowo siłą P tak, że przekroje poprzeczne zbliżają się do siebie nie przestając być płaskimi (rys. 5).



Rys. 5.

Przy założeniu $b > a$ określają stan napięcia w materiale zewnętrznym wzory:

$$\begin{aligned} \sigma_e &= - \frac{P}{\pi [b^2 + (n-1)a^2]}, \quad n = \frac{E'}{E} \\ \sigma_r &= + \frac{a^2}{\rho^2} \frac{(\mu' - \mu)n}{(1+\mu)n + 1 - \mu' - 2\mu\mu'} \\ \tau &= 0 \end{aligned} \quad (7)$$

Z powyższych przykładów widać, że w tych przypadkach, które się nadają do badania elastooptycznego, pojawi się wpływ stałych sprężystości tylko wyjątkowo. Mimo to rozpatrzmy sprawę ogólnie wychodząc z równań różniczkowych zadania płaskiego, które w najogólniejszym przypadku sił masowych mają postać:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau}{\partial y} + \frac{\gamma}{g} X &= 0 \\ \frac{\partial \tau}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\gamma}{g} Y &= 0 \end{aligned} \quad (a)$$

Tutaj oznaczają X, Y , składowe siły masowej odniesione do jednostki masy (a więc mające wymiar przyspieszenia), zaś $\frac{\gamma}{g}$ gęstość.

Jeżeli \bar{X}, \bar{Y} oznaczają składowe zewnętrznych sił powierzchniowych (odniesionych do jednostki pola) a normalna zewnętrzna jest nachylona pod kątem α do osi X , to warunki brzegowe wyrażają się równaniami:

$$\begin{aligned} \bar{X} &= \sigma_x \cos \alpha + \tau \sin \alpha \\ \bar{Y} &= \tau \cos \alpha + \sigma_y \sin \alpha \end{aligned} \quad (b)$$

Nadto musi być spełniony warunek współistnienia odkształceń i naprężeń w postaci:

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \right) (\sigma_x + \sigma_y) + \frac{1}{1-\mu} \frac{\gamma}{g} \left(\frac{\partial X}{\partial x} + \frac{\partial Y}{\partial y} \right) = 0 \quad (c)$$

Powyższy układ równań (a) (b) (c) ujmuje matematycznie jednoznacznie określone rozwiązanie zagadnienia stanu napięcia wywołanego danymi siłami powierzchniowymi i masowymi w obszarze jednorodnym pod warunkiem, że przemieszczenia punktów na powierzchni ciała nie są składowe, nie zawierają innej oprócz wewnętrznych sił sprężystości samego ciała i wymienionych sił zewnętrznych. Wtedy warunki brzegowe (b) są widocznie niezależne od stałych sprężystości. Nie zawierają ich także równania równowagi (a), ale znajdują się jeszcze w równaniu (c) przy obecności sił masowych zależnych od współrzędnych. Skoro więc obok danych zewnętrznych sił powierzchniowych występują nadto także siły masowe jako funkcje współrzędnych, to rozwiązanie zadania płaskiego zawiera wogóle stałe sprężystości (jak np. w przypadku wirującej tarczy); wyjąwszy przypadki gdy $\frac{\partial X}{\partial x} = 0, \frac{\partial Y}{\partial y} = 0$. Takie przypadki są

praktycznie nader ważne, zachodzą bowiem gdy siłą masową jest ciężar własny (przykl. 3).

Niekiedy jednakże obok warunków brzegowych rodzaju (b) zachodzą warunki ograniczające przemieszczenia składowe u, v na powierzchni ciała. Do tej kategorii warunków brzegowych należy warunek w przykładzie 5, gdzie przemieszczenia na wewnętrznej powierzchni walcowej betonu muszą być równe przemieszczeniom na zewnętrznej powierzchni pręta uzbrojenia. Takie warunki muszą wogóle prowadzić do rozwiązań zawierających stałe sprężystości chociażby nie było wcale sił masowych, lub były stałe. Wobec tego, że w małych modelach używanych w badaniach elastooptycznych ciężar własny gra znikomą rolę w porównaniu do obciążeń działających na powierzchnię modelu, a warunki brzegowe są z reguły dane siłami, a nie przemieszczeniami, widać jasno, że wyniki badań są stosowalne bardzo dokładnie do części rzeczywistych z innego materiału. Pewne różnice mogłyby dopiero wystąpić przy bardzo wielkim powiększeniu wymiarów, gdyż wtedy ciężar własny stanowiłby obciążenie tego samego rzędu co inne siły zewnętrzne. Atoli ciężar własny można w takich przypadkach zastąpić na zmniejszonym modelu dodatkowym obciążeniem, aby otrzymać dla praktyki wystarczająco dokładny obraz stanu napięcia.

WPŁYW PLASTYCZNOŚCI BETONU NA NAPRĘŻENIA W KONSTRUKCJACH ŻELBETOWYCH

Inż. Dr. Alfred Freudenthal, Bielsko

Jest cechą charakterystyczną badań naukowych, że problemy wydają się być tem mniej skomplikowane, im mniej dokładnie są zbadane. Obserwować to możemy we wszystkich dziedzinach naukowych. Student, n. p., który po wysłuchaniu wykładów ma wrażenie, że jasno pojmuje wszelkie związki między poszczególnymi objawami w danej materji i który po gruntownem studjum tych wykładów nabiera nawet przekonania, iż materję w zupełności opanowuje, traci natychmiast grunt pod nogami, gdy przystąpi do ścisłego, pierwiastkowego zbadania najprymitywniejszych podstaw tych związków. W tej chwili bowiem wszystko to, co zdawało się dotychczas być nauką zaufania godną i ścisłą, przemienia się w kompleks niejasnych i do pewnej granicy tylko właściwych wniosków i rozważań, opartych na faktach, które same nie zostały jeszcze w całej rozciągłości zbadane. Ścisłe związki przyczynowe przekształcają się w prawdopodobieństwa statystyczne, nawet twierdzenia pozornie aksjomatyczne tracą swą cechę nieomyślności, a fakty uważane dotychczas za mało ważne i nieistotne nabierają z nowego punktu widzenia pierwszorzędного znaczenia.

Charakterystyczny przykład takiego przeobrażenia pojęć daje nam rozwój nowoczesnej fizyki. Technika, jako nauka stosowana, w swoim rozwoju nie zawsze dotrzymuje kroku nauce podstawowej i potrzeba zazwyczaj dłuższego czasu zanim wyniki nowych badań w dziedzinie fizyki stosowane są w technice i stają się dobrem ogólnem inżyniera w praktyce. Należy dodać, że inżynierja jest pod tym względem niezawodnie dziedziną najbardziej konserwatywną, o czem nietrudno jest się przekonać, otwierając byle jaki z najbardziej w praktyce używanych podręczników np. nauki o wytrzymałości materiałów i porównując podane tam twierdzenia z ujęciem tego samego problemu w nowoczesnej fizyce.

W stosunku do innych nauk technicznych jest nauka o żelazobetonie bardzo młoda a czasokres naukowych badań na tem polu nie przekracza 25 lat. Pomimo tego rozpowszechnione jest w kołach inżynierskich mniemanie, iż nasza znajomość materiału jest w zupełności wystarczająca i dalsze badania mogą wprawdzie pogłębiać wiadomości nasze w kwestjach drobiazgowych, lecz nie należy się po nich spodziewać nowych i zasadniczych wyników. Przeważa zdanie, że na potrzeby „praktyki” wszystko jest dostatecznie wyjaśnione i chyba technologia betonu ma szanse dalszego rozwoju. Podstawowa zasada dzisiejszej teorii żelbetu, iż zachowanie się betonu odpowiada zasadom zachowania się ciał jednorodnych i elastycznych, przyjęta bywa w praktyce bez zastrzeżeń jako rzecz udowodniona, a tylko w najrzadszych wypadkach in-

żynier zdaje sobie sprawę z tego, iż chodzi o środek pomocniczy, mniej lub więcej zdalny, który ma wogóle umożliwić ujęcie matematyczne, — oczywiście w przybliżeniu, — wytrzymałości konstrukcyj żelbetowych.

W rzeczywistości wiadomości nasze o właściwościach betonu są niebardzo ścisłe, a do doskonałości niezmiernie dużo jeszcze brakuje. Dopiero badania ostatnich lat pozwoliły nam poznać poniekąd dokładniej prawdziwy charakter betonu i spostrzegliśmy, że nasze zasadnicze pojęcie o betonie jako ciele stałym jest mylne i mamy tu do czynienia z materiałem, który obok właściwości ciał stałych posiada także właściwości płynów lepkich. Te ostatnie zmieniają w decydujący sposób stan napięcia i natężenia betonu, a zatem i konstrukcyj betonowych i żelbetowych. Objawy sił molekularnych obok chemicznych wpływają tak silnie na zachowanie się betonu, iż zrozumienie tych związków wymagałoby zajęcia się temi objawami.

Względ na ograniczone miejsce oraz na charakter Zjazdu, który ma być Zjazdem Inżynierów, a nie kongresem do badania materiałów, którego pracy i uchwały zatem mają służyć w pierwszym rzędzie praktyce, zmusza mnie do pominięcia objawów mikroskopijnych i zajęcia się li tylko ich zewnętrznym oddziaływaniem, celem wyciągnięcia z tego wniosków dla praktyki inżynierskiej.

Według definicji Freyssineta beton jest ciałem pozornie stałym (pseudo-solide) t. j. zespołem ziarn złączonych siłami włoskowatości. Na podstawie tej definicji, wprowadzając znane twierdzenie teorii cząsteczkowej, wzgl. termodynamiki, można wytłumaczyć lub przewidzieć charakterystyczne zachowanie się betonu. Siły kapilarne wywołują w ciałach pozornie stałych, podlegających bądźto zmianom temperatury bądźto zmianom stanu mechanicznego, objawy odmienne od objawów w ciałach stałych. Zwłaszcza zmiany wymiarów ciała zależą nie tylko od temperatury i praktycznie stałego współczynnika rozszerzalności, wzgl. od naprężeń mechanicznych i współczynników sprężystości, lecz także od rozkładu i wielkości porów i małych kanałów, napełnionych wodą i powietrzem, od stanu hygrometrycznego ciała i otaczającego je powietrza, od chyżości zmian temperatury wzgl. zmian naprężeń i od wielu innych współczynników. Wszelkie należące tu zjawiska dadzą się zasadniczo podzielić na dwie grupy, a mianowicie na zjawiska wywołane zmianą temperatury, lub stanu hygrometrycznego w ciele lub w atmosferze przy niezmiennym stanie mechanicznym, i na zjawiska, które są następstwem zmiany stanu mechanicznego. Zjawiska pierwszej grupy ujęte są w praktyce

mianem natężeń z powodu zmiany temperatury i skurczu, grupa druga obejmuje zjawiska znane jako plastyczność lub deformacja trwała betonu (déformation lente, time-yield, plastische Dauer-*verformung*). Jak wynika z powyższych rozważań, różnice pomiędzy zjawiskami obu grup nie są zasadnicze lecz tylko funkcjonalne. Podczas gdy jednak problemem skurczu betonu zajmowały się szerokie koła fachowców od pierwszej chwili wprowadzenia betonu, jako materiału budowlanego, zjawisko plastyczności betonu przeoczono przez długie lata. Na niektórych uniwersytetach amerykańskich przeprowadzono wprawdzie kilka doświadczeń w tej dziedzinie, koła inżynierskie jednak nie okazały najmniejszego zainteresowania. Dopiero w ostatnim czasie, dzięki badaniom i referatom na różnych zjazdach znanego inżyniera francuskiego Freyssineta, oraz inżyniera londyńskiego O. Fabera, koła fachowe zaczęły się interesować problemem plastyczności trwałej betonu, nie zdając sobie jednak dotychczas dokładnie sprawy z wielkiej wagi tego zjawiska i jego wpływu na praktyczną pracę inżynierską.

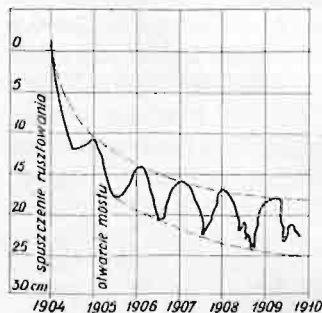
Jakkolwiek sprawozdania z doświadczeń są, szczególnie w literaturze anglosaskiej, bardzo liczne i obszerne, badania zjawiska plastyczności trwałej z uwzględnieniem jego wpływu na stan natężenia konstrukcyj betonowych i żelbetowych znajduje się dopiero w pierwszych początkach i w tym kierunku ogłoszono tylko nieliczne prace. Badania te utrudnione są brakiem wystarczających podstaw empirycznych. Przeprowadzone doświadczenia odnoszą się bowiem przeważnie do ciał trwałe i osiowo ściśniętych oraz w niektórych wypadkach do belek żelbetowych, t. zn. do czystego zginania. Ale i w tych dwóch poniekąd zbadanych sposobach obciążenia kwestja „plastycznego uzdrowienia”, (plastic recovery), t. j. zwrotności objawu jest jeszcze sporna. Podczas, gdy np. Freyssinet uważa zwrotność za daleko idącą, badacze amerykańscy jak Davis są przeciwnego zdania. Niewyjaśniona jest również sprawa plastycznej deformacji części rozciąganych, pomimo, że Davis w jednym ze swoich ostatnich sprawozdań, stwierdza wyraźną zdolność plastycznej deformacji trwałej betonu rozciąganego. Najważniejszy może dla praktyki żelbetowej problem, ściśnięcie mimośrodowe, nie został dotychczas wogóle zbadany z uwzględnieniem deformacji plastycznej betonu, jak również brak wszelkich doświadczeń co do superpozycji krótkotrwałych deformacji elastycznych i trwałych deformacji plastycznych, który to problem ma wielkie znaczenie przy mostach łukowych.

Z powyższego wynika, że niniejszy referat omawia temat, który dotychczas został bardzo powierzchownie zbadany i przy którym napotyka się na każdym kroku na niejasności. Dlatego też zdaniem referenta może być jedynie nakreślenie obecnego stanu naszych wiadomości o danym problemie, oraz próba rzucenia wytycznych do dalszych badań.

Pod nazwą plastycznej deformacji trwałej rozumiemy zjawisko, że zmiana długości ciała betonowego, trwale i osiowo obciążonego, przekracza w ciągu czasu znacznie wartość, powstałą natychmiast po obciążeniu wskutek elastyczności materiału, wzgl., że ugięcie belki żelbetowej, trwale ob-

ciążonej, wzrasta z czasem, przy niezmienionym obciążeniu, dochodząc po kilku latach do wielokrotnej wartości t. zw. ugięcia elastycznego. Struktura wewnętrzna betonu jest podczas tego całego czasu nieskonsolidowana, co należy sobie przedstawić w ten sposób, że wskutek ściskania, próżnie włoskowate zmieniają swą objętość, co idzie w parze z wyparciem wody w nich się znajdującej, które to zjawisko nie może być momentalne ze względu na wpływ lepkości, lecz trwa bardzo długo. Równoczesna obecność wody i powietrza w porach betonu i spowodowane przez to zjawiska włoskowatości powodują, że pod chwilowym obciążeniem objawia się „prowizoryczny” moduł elastyczności, który przy trwałym obciążeniu obniża z biegiem czasu swą wartość, aż po bardzo długim czasie osiąga wartość prawdziwego modułu Younga, odpowiadającego ciału pseudo-stałemu, którego siły kapilarne równają się zeru.

Wzrost deformacji wskutek pozornego zmniejszenia się modułu elastyczności skonstatował po raz pierwszy W. Hatt w Ameryce na belkach żelbetowych, których ugięcie przy trwałym obciążeniu wzrosło o 100% w ciągu 1½ miesiąca. Podobne spostrzeżenia dokonali w r. 1915 Mc. Millan, oraz Fuller i More na stropach żelbetowych. W r. 1917 A. Lord obserwował wzrost ugięcia belek stropowych w budowie w Chicago na pięciokrotną wartość początkową, a to w przeciągu 230 dni. Również cały szereg mostów łukowych wykazuje stałe obniżenie się klucza (rys. 1), co ogólnie uważane



Rys. 1. Ugięcie w kluczu mostowego w Plauzen („Grandes Voutes”, III str. 57)



Rys. 2. Przebieg deformacji betonu ściśnionego.

było jako objaw skurczu betonu. Dopiero Freyssinet przeprowadził podczas budowy mostu nad rzeką Elorn systematyczne doświadczenia porównawcze na belkach żelbetowych trwale obciążonych i nieobciążonych, na podstawie których zdołał przedstawić przebieg plastycznej deformacji trwałej, jako zjawiska zupełnie odrębnego od skurczu. Najobszerniejsze badania pochodzą jednak od Davisa oraz Glanvilla. Obaj badali przede wszystkim wpływ właściwości materiału na przebieg plastycznej deformacji, przyczem Glanville po raz pierwszy zdołał ująć matematycznie zmianę rozkładu naprężeń w przekrojach ściśniętych żelbetowych w sposób zadawalający. Dalsze doświadczenia Richarta, Slatera i Inge Lysa badają wpływ plastycznej deformacji betonu na rozkład naprężeń w słupach żelbetowych i wykazują, iż prawdziwy rozkład naprężeń nie odpowiada bynajmniej założeniom teorii elastyczności, gdyż naprężenia w uzbrojeniu są znacznie wyższe aniżeli wartości,

obliczone za pomocą stosunku $n = E_s : E_b$. — Zasluguje na uwagę, że już w r. 1918 Mörsch zauważył w słupach żelbetowych, wyciętych z kilkuletniego budynku w celu kontroli wytrzymałości, że przy wyjęciu powstały wzdłuż całej długości słupa pęknięcia poprzeczne, 20—50 cm od siebie odległe, które Mörsch uważał jako objaw skurczu. W rzeczywistości zostały one jednak spowodowane plastyczną deformacją betonu, która wywołała nadmierne naprężenie w ściskanym uzbrojeniu. Odpężenie w słupie wyciętym wywołuje wydłużenie prętów żelaznych, a tem samem rozzerwanie betonu.

W przeciwieństwie do modułu elastyczności E_s przy obniżeniu chwilowym, Davis wprowadził do modułu Younga, będącego funkcją czasu, który upłynął od chwili obciążenia, oznaczenie „moduł przekształcenia” $R(t)$ (modul of restance, Formänderungsmodul). W czasie $t = 0$ jest oczywiście $R(t) = E_b$. Uwzględnienie wpływu trwałej deformacji plastycznej przy badaniu stanu naprężeń konstrukcji betonowych i żelbetowych da się zatem najłatwiej przeprowadzić, wprowadzając moduł przekształcenia Davisa do ogólnych rozważań statyki lub nauki o wytrzymałości, przyczem główną jest rzeczą dostosować przebieg funkcji $R(t)$ do wyników doświadczeń.

O ile beton się znajduje pod stałą temperaturą i wilgocą zewnętrzną i pod trwałem obciążeniem niezmienniej wielkości, wtedy zmiany długości tego betonu wywołane być mogą przez trzy rozmaite czynniki, a mianowicie: przez deformację plastyczną, przez skurcz oraz przez zmianę pierwotnego modułu elastyczności materiału. Powyższe trzy funkcje przedstawione są na rys. 2. Jak z niej wynika, wszystkie wpływy rosną bardzo szybko w pierwszym czasie, by się potem coraz bardziej zmniejszyć. Spostrzeżenia przy mostach łukowych prowadzą do wniosku, iż po upływie 5 — 6 lat materiał jest wewnętrznie skonsolidowany i nie podlega dalszym zmianom, gdyż wszelkie procesy molekularne są do tego czasu ukończone.

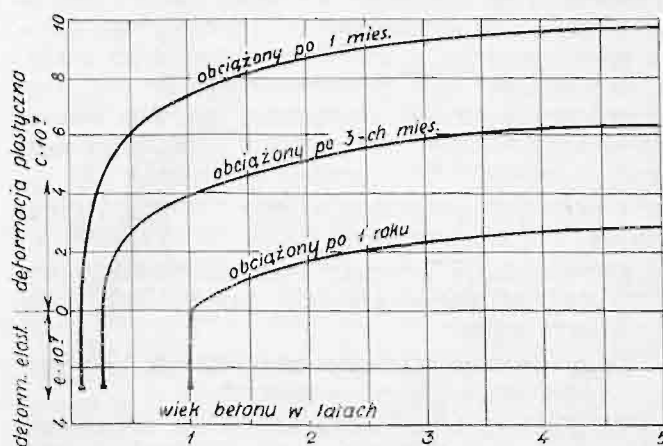
Z wyników istniejących doświadczeń, których celem było badanie plastycznej deformacji trwałej betonu, skonstruować można kilka praw ogólnych, którym zjawiska te podlegają:

- 1) W granicach naprężeń dopuszczalnych deformacja plastyczna jest proporcjonalna do naprężeń działających. Dopiero dla naprężeń bardzo wysokich deformacja wzrasta szybciej aniżeli naprężenie.
- 2) Wielkość deformacji plastycznej jest odwrotnie proporcjonalna do zawartości cementu w betonie, oraz obniża się ze spadającym stosunkiem ilości wody do ilości cementu.
- 3) Deformacja plastyczna jest tem większa, im wcześniej beton został obciążony.
- 4) Deformacja plastyczna zależy od wilgoci w powietrzu i jest dla betonów z cementu portlandzkiego największa w betonach, stwardniałych w atmosferze suchej, najmniejsza w betonach stwardniałych pod wodą. Dla betonów z cementu aluminowego stosunki te są wręcz przeciwnie, tak, że beton stwardniały pod wodą wykazuje największą plastyczność. Z powyższego wynika, że wpływ

klimatu na przebieg i wielkość deformacji plastycznej jest znaczny.

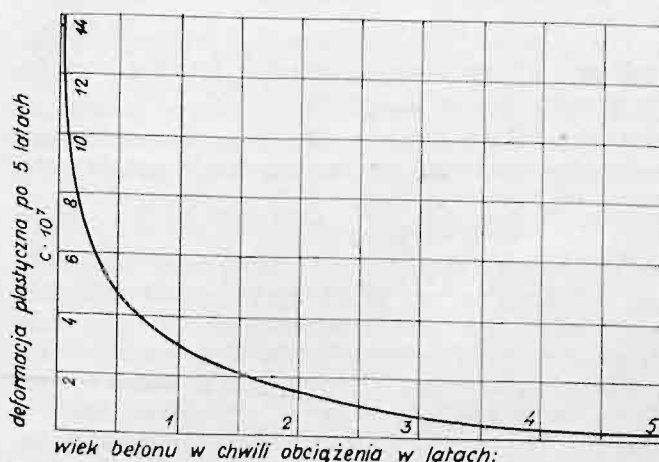
- 5) Deformacja plastyczna jest mniejsza dla cementów wysokowartościowych i aluminowych, aniżeli dla zwykłych cementów portlandzkich.

Z wielkiej ilości doświadczeń Davisa skonstruował Ch. S. Whitney funkcje idealne, mające przedstawiać przebieg deformacji plastycznej dla betonu mieszanego w stosunku 1 : 2 : 4, o module elastyczności okragło 250.000 kg/cm², obciążonego po jednym, wzgl. trzech, wzgl. dwunastu miesiącach w normalnych warunkach klimatycznych, przez przeciąg 5 lat, przyczem wyniki doświadczeń zostały tak zmodyfikowane, iż odpowiadają stosunkom konstrukcji na wolnym powietrzu. Z przebiegu funkcji tych, przedstawionych na rys. 3, wy-



Rys. 3. Trwała deformacja plastyczna betonu obciążonego po 1, 3 i 12 mies.

nika silny wpływ wieku betonu w czasie obciążenia na wielkość deformacji plastycznej. Jeszcze wyraźniej uwydatnia się ten wpływ na rys. 4,



Rys. 4. Całkowita deformacja betonu po 5 latach w zależności od wieku w chwili obciążenia.

gdzie wielkość deformacji plastycznej po upływie 5 lat przedstawiona jest jako funkcja wieku betonu w czasie obciążenia.

Empiryczne funkcje Whitneya wyprowadzone z najobszerniejszych i do dnia dzisiejszego najdokładniejszych doświadczeń w tej dziedzinie, z doświadczeń Davisa, dobrze się nadają jako podstawa teoretycznych badań wpływu deformacji plastycznej na konstrukcje betonowe i żelbetowe.

W tym celu należy jednak funkcje empiryczne ująć w formie analitycznej. Wprowadzamy

$$c(t) = \frac{at}{1 + bt} \cdot \frac{\sigma}{10^6} \quad (1)$$

jako funkcję najbardziej odpowiednią, obliczając z rys. 3 stałe, a mianowicie dla betonu obciążonego po 1 miesiącu $a = 60$, $b = 4$, dla betonu obciążonego po 3 miesiącach $a = 25$, $b = 2,5$, oraz dla betonu obciążonego po roku $a = 5$, $b = 1$. Oznaczając przez e deformację elastyczną, otrzymujemy z równania 1) wielkość modułu przekształcenia

$$R(t) = \frac{1}{e + c} = E_b \cdot \frac{1 + bt}{1 + \left(\frac{a}{4} + b\right)t} \quad (2)$$

Wprowadzając obliczone wartości stałych poznamy, iż moduł przekształcenia obciążonego betonu spaść może do $\frac{1}{5}$ wartości pierwotnego modułu elastyczności co a priori prowadzi do wniosku, iż wpływ deformacji plastycznej na stan naprężeń w konstrukcjach żelbetowych musi być znaczny.

Wpływ ten jest dwójakiego rodzaju i objawia się:

- a) w zmianie wewnętrznego rozkładu naprężeń w poszczególnych przekrojach konstrukcji;
- b) w zmianie wielkości statycznych ustrojów statycznie niewyznaczalnych.

W niektórych wypadkach istnieje silny wzajemny wpływ tych dwóch rodzajów działania plastyczności, a to wówczas, gdy z powodu zmiany rozkładu naprężeń w przekrojach żelbetowych, wartości deformacji ustroju podstawowego, statycznie wyznaczalnego, służące do obliczenia statycznie niewyznaczalnych, ulegają znacznym zmianom.

Cheąc ustalić wielkość i rodzaj wpływów podanych pod a), należy poszczególne rodzaje obciążenia przekroju zbadać z osobna:

I. **Ś c i s k a n i e o s i o w e.** Stosunki przy ściskaniu osiowym są najbardziej przejrzyste.

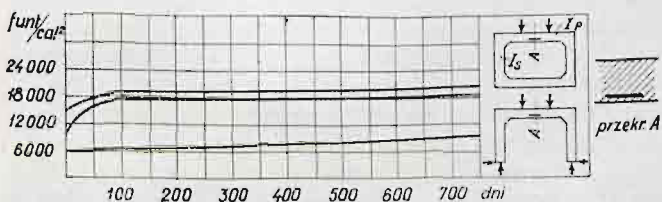
Ze związku $e + c = \frac{\sigma}{R(t)}$ przyczem $(e + c)$ oznacza całkowitą (elastyczną i plastyczną) deformację, wynika, że w przekrojach nieuzbrojonych, przy stałym naprężeniu odkształcenie osiąga wielokrotną wartość odkształcenia elastycznego. Odkształcenia pierwotne e_0 , powstałe wskutek ściskania tą samą siłą, obniżają się z biegiem czasu w stosunku $R(t) : E_b$. Naprężenia σ pozostają takie same. W przekrojach uzbrojonych powoduje deformacja plastyczna betonu wzrost naprężeń w uzbrojeniach przy równoczesnym zmniejszeniu się naprężeń w betonie, a to tak długo, aż naprężenie w uzbrojeniu osiągnie granicę ciastowatości. Od tej chwili dalsze zmniejszenie się naprężenia w betonie staje się niemożliwe. Doświadczenia przeprowadzone z słupami osiowo ściskanymi, oraz spostrzeżenia na budowach potwierdziły, że nawet pod obciążeniem dopuszczalnym naprężenie w uzbrojeniu dochodzi często do granicy plastyczności żelaza i w celu obliczenia prawdopodobnego naprężenia w

przekrojach słupa należy zamiast stosunku $n = E_s : E_b$ wprowadzić stosunek $n = E_s : R(t)$. Wzrost naprężenia w uzbrojeniu jest tem większy, im słabiej słup jest uzbrojony. Wzrost naprężenia w prętach żelbetowych jest nieszkodliwy, o ile wyoboczenie uzbrojenia jest uniemożliwione zapomocą strzemion. Należy zatem doceniać znaczenie strzemion w słupach żelbetowych, podłużnie uzbrojonych.

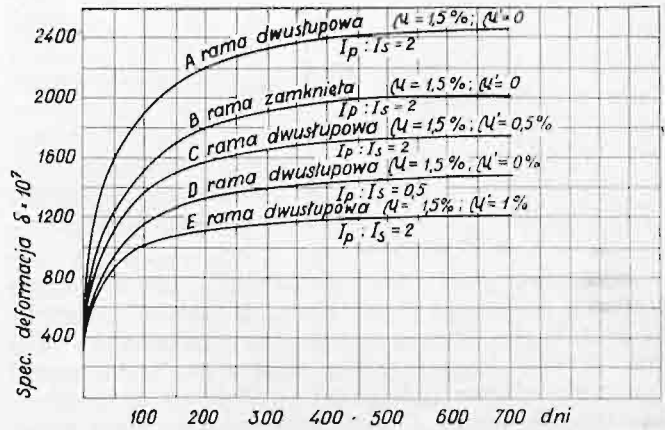
Stosunki przy słupach uzwojonych są bardziej zawiłe, a to w pierwszym rzędzie dlatego, że rozszerzenie się poprzeczne betonu zmienia się również z biegiem czasu. Zachowanie się betonu pod względem rozszerzenia poprzecznego wykazuje szczególnie jasno, że nie mamy do czynienia z ciałem stałym. Na podstawie szeregu doświadczeń, Freyssinet zdołał ustalić, iż stała Poissona po pewnym czasie dojść może do wartości mniejszych od $m = 2$, a zatem że beton, trwale ściskany, zwiększa swą objętość. Zjawisko to można wytłumaczyć tem, iż wskutek ciśnienia osiowego wewnętrzne kanały poprzeczne, napełnione wodą zmniejszają swą objętość, podczas gdy objętość kanałów podłużnych, wchłaniających w siebie wypartą wodę, wzrasta, co wywołuje dodatkowe rozszerzenie poprzeczne betonu. Zjawisko to wpływa bezsprzecznie na działanie uzwojenia, które zależne jest w pierwszym rzędzie od wielkości współczynnika Poissona. Badania w tym kierunku nie zostały jednak dotychczas przeprowadzone, tak, że brak dokładnych i systematycznych danych co do wielkości tego rozszerzenia dodatkowego. Biuro Securitas w Paryżu pracuje obecnie nad wyjaśnieniem tej kwestji. Chwilowo można więc o wpływie plastycznej deformacji na stan naprężenia słupów uzwojonych tylko tyle powiedzieć, że na skutek powiększenia się objętości betonu naprężenie w uzwojeniu, a zatem i naprężenie poprzeczne betonu jest prawdopodobnie większe, aniżeli naprężenie obliczone na podstawie teorii elastyczności. Z tego wynikałoby, że naprężenie uzwojenia wzrasta, naprężenie betonu spada w porównaniu do wartości elastycznych. Ze względu na to, że przy jednakowym naprężeniu podłużnym, naprężenia w słabych uzwojeniach są większe aniżeli w silnych (por. Freudenthal, Verbundstützen, str. 56, Berlin 1933), rozważanie powyższe przemawia za unikaniem słabych uzwojeń, gdyż dodatkowe rozszerzenie betonu przedstawiłoby dla nich niepomierne większe niebezpieczeństwo, niż dla uzwojeń silnych. Problem wpływu deformacji plastycznej na bezpieczeństwo słupów uzwojonych nie nadaje się chwilowo jeszcze do badania teoretycznego, gdyż brakuje nam dotychczas najważniejszych podstaw empirycznych. Tylko doświadczeniami możnaby tę sprawę poniekąd wyjaśnić.

II. **Z g i n a n i e.** Wpływ trwałej deformacji plastycznej na przekroje żelbetowe, obciążone momentami zginającymi ujawnia się w stopniowym przesunięciu osi obojętnej w dół, wywołanym wzrostem stosunku $n = E_s : R(t)$. Przesunięcie to jest większe w przekrojach prostokątnych aniżeli w przekrojach teowych, a dla słabo uzbrojonych przekrojów względnie większe, niż dla silnie uzbrojonych. Skutkiem tego przesunięcia osi obojętnej powstaje nieznaczny wzrost naprężeń w uzbrojeniu

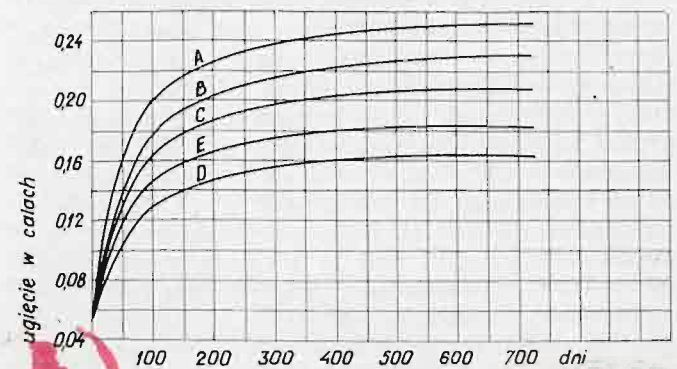
rozciąganiem, natomiast wydatne zmniejszenie naprężenia betonu w ściskanej części przekroju. Obliczenie wykazuje, iż wzrost stosunku n z wartości pierwotnej $n = 10$ na $n = 40$, co według wyników doświadczeń nie należy do rzadkości, wywołuje w przekroju prostokątnym z 0,5% uzbrojeniem, 7%-owy wzrost naprężenia w uzbrojeniu, natomiast 40%-owe obniżenie naprężenia betonu ściskanego, podczas gdy w przekroju o uzbrojeniu 3%-owym naprężenie żelaza wzrasta o 11%, naprężenie betonu zmniejsza się tylko o 25%. Z powyższego wynika, że ze względu na nieznaczne podwyższenie naprężeń w uzbrojeniu rozciąganiem, pewność zginanych konstrukcji żelbetowych, o ile jest ona zależna od wytrzymałości betonu, powiększa się z biegiem czasu, a to tem bardziej, im większa jest deformacja plastyczna, innemi słowy im gorszy jest materiał. Pomijając nieprzyjemne skutki zwiększonego ugięcia pod względem wyglądu budowli, dochodzimy do konkluzji, iż dzięki plastyczności betonu następuje do pewnego stopnia wyrównanie pomiędzy materiałem złym a dobrym, tak, że nawet znaczne przekroczenie naprężenia dopuszczalnego betonu w przekrojach zginanych nie pociąga za sobą niebezpieczeństwa dla pewności ustroju, gdyż w przeciągu dłuższego czasu, który upływa od chwili obciążenia konstrukcji wagą własną, aż do chwili ostatecznego ukończenia i używania, naprężenia betonu tak dalece się zmniejszyły wskutek plastycznej deformacji, iż naprężenia pod obciążeniem stałym i ruchomem leżą w rzeczywistości znacznie poniżej wartości obliczonych na podstawie utartych założeń statyki. Rozwiązania powyższe odnoszą się w pierwszym rzędzie do przekrojów podporowych belek żelbetowych ciągłych, oraz do przekrojów utwierdzenia belek utwierdzonych, gdyż pewność w tych przekrojach, zazwyczaj silnie uzbrojonych, zależna jest najczęściej od wytrzymałości betonu. Dla takich przekrojów zdolność deformacji plastycznej przedstawia rezerwę nośności, którą możnaby niezawodnie w pewnych granicach wykorzystać. Wprowadzenie odnośnych postanowień do przepisów wymagałoby jednak przedtem przeprowadzenia bardzo obszernych i bardzo dokładnych doświadczeń i badań w tym kierunku, by otrzymać systematyczne i zaufania godne wartości miarodajnych współczynników. Istniejące doświadczenia Fabera, Glanvilla, Richarta, Browna i Taylora, przeprowadzone na belkach i konstrukcjach ramowych potwierdzają wprawdzie, iż ugięcia po dłuższym czasie osiągają wielokrotną wartość ugięć w chwili obciążenia, lecz są to doświadczenia, mające raczej na celu, jakościowe zbadanie zjawisk, którym więc brak systematyki, niezbędnej dla doświadczeń, mających stworzyć podstawę dla



Rys. 5. Naprężenie w uzbrojeniu rozciąganiem w przekroju „A”.



Rys. 6. Ściskanie betonu w przekroju w połowie rozpiętości.



Rys. 7. Ugięcie ram w połowie rozpiętości.

zmian oraz uzupełnień przepisów obowiązujących. Dla orientacji podano w rys. 5 — 7 kilka wykresów, uzyskanych z doświadczeń na konstrukcjach ramowych w laboratorium uniwersytetu w Illinois.

III. Ś c i s k a n i e m i m o ś r o d k o w e. Podobnie, jak w przekrojach zginanych, przesuwają się obojętnie także w przekrojach ściskanych mimośrodowo wskutek deformacji plastycznej betonu, powodując w ten sposób rozszerzenie strefy ściskanej przekroju z biegiem czasu, oraz zmianę naprężeń w przekroju. Zmiana ta w uzbrojeniu rozciąganiem jest nieznaczna i nie wpływa na pewność konstrukcji. Natomiast ciśnienie w betonie zmniejsza się bardzo znacznie, naprężenie w uzbrojeniu ściskaniem silnie wzrasta, przyczem naprężenie betonu zostaje tem wydatniej zredukowane, im większa jest mimośrodowość obciążenia, podczas gdy wzrost ciśnienia w uzbrojeniu stoi w odwrotnym stosunku do mimośrodowości. Wielkości zmian naprężeń wskutek deformacji plastycznej najlepiej ocenić można na podstawie przykładu, w którym naprężenia w przekroju prostokątnym, symetrycznie uzbrojonym obliczone zostały raz zapomocą wartości $n = 10$, a następnie zapomocą wartości $n = 40$. Przy uzbrojeniach 0,4% po każdej stronie i mimośrodowości $e = 0,5d$ plastyczna deformacja betonu pociąga za sobą zmniejszenie naprężenia betonu o 40% oraz wzrost naprężenia w uzbrojeniu ściskaniem o 150%, podczas gdy przy mimośrodowości obciążenia $e = 2,0d$ naprężenie betonu spada o 55%, ciśnienia w uzbrojeniu wzrasta o 100%. Gdy przy tej samej mimośrodowości uzbrojenie wynosi 1,5% po każdej stronie,

naprężenie w betonie spada do jednej trzeciej pierwotnej wielkości, naprężenie w uzbrojeniu ściskaniem wzrasta tylko o 100%. Z powyższego przykładu wynika, iż wpływ trwałej deformacji plastycznej w przekrojach ściskanych mimośrodowo jest bardzo korzystny, podnosząc wydatnie bezpieczeństwo konstrukcyj w ten sposób obciążonych, o ile tylko uzbrojenie ściskane chronione jest przed możliwością wyoboczenia.

Zjawisko plastycznej deformacji trwałej konstrukcyj żelbetowych ściskanych mimośrodowo nie zostało dotychczas zbadane w drodze doświadczeń. Byłoby bezspornie zadaniem najbliższym i najważniejszym, stworzyć podstawy niezbędne dla dalszych badań. Chodzi bowiem o problem, który dla rozwoju budownictwa żelbetowego będzie miał wielkie znaczenie.

Przy badaniu wpływów plastycznej deformacji na ustroje żelbetowe konieczny jest podział działających ciężarów na dwie grupy: 1) na ciężary stałe, wywołujące bezpośrednio plastyczną deformację, wpływając zatem bezpośrednio na stan naprężeń; 2) na ciężary działające przejściowo, które nie wywołują plastycznych deformacji ze względu na krótki czas działania, na których stan naprężeń wpływają jednak deformacje plastyczne, wywołane obciążeniem pod 1) wymienionem w sposób pośredni. Dotychczas uwzględniono tylko grupę pierwszą. Działanie pośrednie plastyczności na stan naprężenia dla drugiej grupy obciążeń jest jednak niemniej ważne. Powstaje ono na skutek tego, że wzrost stosunku n z wartości pierwotnych $n = E_s : E_b$ do wartości $n = E_s : R(t)$, pod działaniem obciążenia stałego, wpływa także na naprężenia, wynikające z równoczesnego działania wszystkich obciążeń. Naprężenia te należy obliczyć w ten sposób, że ustala się najpierw faktyczne naprężenia pod obciążeniem stałym σ wprowadzając wartość stosunku $n = E_s : R(t)$ do znanych wzorów teorii żelbetu, poczem wyprowadza się nowe wzory dla obliczenia ostatecznych naprężeń $\sigma_s + \sigma_b$ przy działaniu wszystkich obciążeń, wprowadzając $n = E_s : E_b$ oraz σ_s w poprzednio ustalonej wielkości (Freudenthal, Die Bemessung aussermittig gedrückter Querschnitte..., Beton u. Eisen 1935). Badając w ten sposób np. słupy ramy o wielkiej rozpiętości, które pod obciążeniem stałym są osiowo ściskane, podczas gdy dopiero obciążenie ruchome wywołuje wielkie momenty, znajdujemy, iż po pewnym czasie naprężenia w uzbrojeniu rozciąganiem są znacznie mniejsze od wartości obliczonych przyjętym ogólnie sposobem. Bowiem wzrost naprężenia w uzbrojeniu ściskaniem pod obciążeniem stałym na skutek plastyczności działa w stosunku do superponowanych sił ciągnących, wywołanych momentami obciążenia ruchomego, jako naprężenie pierwotne, zmniejszające naprężenia w rozciąganiu. Zjawisko powyższe ma szczególne znaczenie dla przekrojów w węzłowie utwierdzonych łuków mostowych. Na podstawie normalnego obliczenia zachodzi zazwyczaj potrzeba zaprojektowania silnych uzbrojeń dodatkowych w strefie ciągniętej w pobliżu węzłowie, czasem nawet zwiększenia przekroju, a to przede wszystkim ze względu na momenty wywołane w łuku obniżeniem temperatury

zewewnętrznej. W rzeczywistości jednak naprężenia ściskające w uzbrojeniu pod obciążeniem stałym osiągają po czasie takie wartości, iż superponowane naprężenia rozciągające z obciążenia ruchomego i zmiany temperatury mogą być bezpiecznie przeniesione bez nadmiernego wzmocnienia uzbrojenia lub przekroju. Na skutek przesunięcia osi obojętnej, zmniejsza się także ciśnienie w betonie. Przy badaniu płaskiego, utwierdzonego łuku mostowego o rozpiętości 50 m z uwzględnieniem deformacji plastycznej według rys. 3, przy założeniu, iż rusztowanie zostaje opuszczone po 3 miesiącach, można było uzyskać oszczędności w uzbrojeniu około 30%.

Byłoby rzeczą ważną, by powyższe rozważania teoretyczne zostały skontrolowane przez doświadczenia, a to celem ustalenia wzajemnego oddziaływania trwałych deformacji plastycznych i przejściowych deformacji elastycznych. Dotychczas doświadczeń takich nie przeprowadzono.

Należy zdać sobie sprawę z tego, iż dotychczas używane pojęcie obciążenia „stałego”, ze względu na stosunki faktyczne jest pojęciem idealizowanym, gdyż po wyszalowaniu obciążenie stałe z postępu budowy dalej wzrasta (dalsze piętra przy budowach naziemnych, konstrukcja jezdni przy mostach łukowych), by dopiero po ukończeniu budowy osiągnąć wartość ostateczną. Ze względu na to, że wielkość deformacji plastycznej zależna jest w znacznej mierze od czasu obciążenia konstrukcji (zob. rys. 4) należy fakt ten brać pod uwagę, chcąc ustalić rzeczywiste naprężenia ustroju. Rozporządzamy jednak tylko sposobem przybliżonym, polegającym na tem, iż z programu budowy ustalamy przebieg wzrostu obciążenia stałego w czasie budowy dla badanej części ustroju i obliczamy przynależne naprężenia. Zapomocą rzędnych wykresu na rys. 4 ustalić można następnie dla czasu $t = 5$ lat od chwili wyszalowania plastyczne deformacje, odpowiadające każdorazowemu powiększeniu się obciążenia „stałego”. Suma tych wartości daje całkowitą deformację plastyczną po upływie 5 lat. Odpowiadający moduł przekształcenia obliczyć można ze wzoru

$$R(t)_{t=5} = \frac{\Sigma \sigma}{e + e}$$

gdzie e oznacza całkowitą deformację plastyczną, e deformację elastyczną pod ostatecznym obciążeniem, oraz $\Sigma \sigma$ przynależne naprężenie.

Podczas, gdy wpływy pod a) wymienione rozciągają się na wszelkie konstrukcje żelbetowe, wymienione pod b) mają istotne znaczenie tylko w ustrojach o wielkiej rozpiętości. W konstrukcjach zwykłych deformacja plastyczna wywołuje bowiem mniej lub więcej równomierne zmniejszenie się sztywności całego ustroju, tak że wielkości statycznie niewyznaczalne zostają niezmiennione. Fakt ten potwierdzony jest przez doświadczenia amerykańskie na ramach żelbetowych, które wykazały nieznaczne zmiany momentów na skutek deformacji trwałej. Wpływy wymienione pod b) osiągają dopiero wtedy wartości istotne, gdy wzrost ugięć i zmiana pierwotnego kształtu ustroju nie mogą być pominięte w obliczeniu statycznym. Ma to miejsce w pierwszym rzędzie przy łukach o wielkich rozpiętościach.

Wpływ plastycznej deformacji trwałej na rozkład momentów w łukach utwardzonych został już zbadany przez dwóch badaczy amerykańskich, L. G. Strauba i Ch. S. Whitneya. Pominęli oni jednak w swych rozważaniach wpływ wzrostu ugięcia na wartości momentów, tak, że otrzymane wyniki są nieściśle. Badanie łuku na podstawie teorii deformacyjnej z uwzględnieniem plastyczności betonu wykazuje, że wpływ plastyczności w łukach o wielkiej rozpiętości, zwłaszcza w łukach płaskich, jest dość niekorzystny. Momenty w kluczu rosną bowiem szybko na skutek wzrostu ugięcia, podczas gdy momenty utwardzenia tylko nieznacznie się zmniejszają. Niebezpieczeństwo wybożenia całego ustroju stopniowo wzrasta, a to tem silniej, im wcześniej łuk został zdjęty z rusztowania. Fakt, iż płaskie łuki mostowe mogą być zagrożone na skutek deformacji plastycznej betonu, jest potwierdzony przykładem łuku mostowego o trzech przegubach nad rzeką Allier koło Veudre (Francja) o rozpiętości 72 m, — zbudowanego przez Freyssineta, który w przeciągu kilku miesięcy wykazał silne deformacje oraz 13 cm ugięcie w kluczu. By zapobiec katastrofie łuk został podniesiony zapomocą pras hydraulicznych, rozpierających przekroje w kluczu, poczem nastąpiło zamknięcie przegubu szczytowego. Wpływ deformacji plastycznej zmniejsza się z wzrostem uzbrojenia łuku; w przekrojach o uzbrojeniu 2%-owym wzrost stosunku n z wartości $n = 10$ na $n = 30$, wywołuje zmniejszenie się ciśnienia w betonie o 25%. W tym stosunku zmniejsza się także skrócenie osi łuku, co dodatnio wpływa na nośność ustroju.

Korzystnie odbija się działanie plastyczności w łukach utwardzonych na zmniejszeniu natężeń wskutek skurczu betonu oraz przesunięcia podpór. Ze względu na to, że naprężenia te wzrastają proporcjonalnie do iloczynu $E \cdot l$ zmniejszenie się modułu elastyczności wywołuje odpowiednie zmniejszenie się naprężeń. Na podstawie wyników doświadczeń Glanvilla, które wykazały, iż przebieg skurczu, jako funkcja czasu od chwili obciążenia konstrukcji, podobny jest do przebiegu deformacji plastycznej, można stwierdzić, że skrócenie osi łuku na skutek skurczu wzrasta mniej więcej w takim stosunku, w jakim sztywność systemu maleje. Znaczy to, iż np. dla betonu, obciążonego po 1 miesiącu, naprężenia wywołane skurczem wynoszą nie więcej jak jedną piątą wartości „elastycznych”.

Szczególne znaczenie ma uwzględnienie trwałej deformacji plastycznej przy ocenie skuteczności metody rozpierania łuku Freyssineta, używanej dziś prawie przy wszystkich większych łukach celem zmniejszenia naprężeń drugorzędnych. Postępuje się tak, iż skrócenie elastyczne łuku, wywołujące przy płaskich łukach o wielkiej rozpiętości znaczne momenty dodatkowe, kompensuje się przez rozpieranie łuku zapomocą pras hydraulicznych, umieszczonych w kluczu. Skuteczność tego sposobu staje się jednak wątpliwa w chwili uwzględnienia zdolności deformacji plastycznej betonu, która powoduje, iż naprężenie, odpowiadające skróceniu wywołanemu w chwili obciążenia betonu, spada z biegiem czasu do ułamka swej pierwotnej wartości. Wydłużenie osi łuku przez

rozpieranie o wartość skrócenia elastycznego e wywołuje w chwili wyszalowania momenty, proporcjonalne do iloczynu $E_b \cdot I$. Z biegiem czasu momenty te zmniejszają się w stosunku $E_b \cdot I : R(t)$. I, dla łuku obciążonego po trzech miesiącach więc na $\frac{1}{3}$ wartości pierwotnej. Deformacja plastyczna powoduje zatem, iż momenty dodatkowe spowodowane skróceniem elastycznym osi łuku, a kompensowane metodą Freyssineta przy wyszalowaniu, z biegiem czasu znowu się objawiają, osiągając po kilku latach około $\frac{2}{3}$ kompensowanych wartości. Bezpieczeństwo łuku, zaprojektowanego przy założeniu 100%-owej skuteczności metody Freyssineta, staje się niedostateczne.

By metodę tę uczynić bardziej skuteczną, należy powtórzyć ekspansję łuku po kilku latach, jak to Freyssinet faktycznie uczynił przy moście w Villeneuve-sur-Loire, przy którym nadmierne ugięcie, wynoszące we dwa lata po ukończeniu łuku 15 cm w kluczu, wymagało ponownego podniesienia klucza zapomocą metody rozpierania, lub tak dobrą wartość ekspansji e , by nie tylko skrócenie elastyczne osi, ale i część oczekiwanego skrócenia plastycznego została a priori skompensowana. Trudność w tym ostatnim wypadku polega na tem, iż momenty wytworzone muszą być znacznie mniejsze aniżeli podwójne momenty, mające być kompensowane, gdyż inaczej zatraciłby się cały efekt gospodarczy metody. Ogółem zdaje się na podstawie powyższych rozważań, iż celowość zastosowania dość drogiej metody Freyssineta jest bardzo problematyczna, biorąc pod uwagę wpływ deformacji plastycznej betonu, a należy przypuszczać, że początkowe podwyższenie osi łuku z uwzględnieniem ugięcia plastycznego dać może wyniki o wiele korzystniejsze.

Przy całej różnorodności wpływu trwałej deformacji plastycznej betonu na różne części nośne oraz całe ustroje żelbetowe, jedno zjawisko jest wspólne: silny wzrost naprężenia w uzbrojeniach ściskanych. Zjawisko to tak długo nie wywołuje niebezpieczeństwa, jak długo wybożenie uzbrojenia tego jest niemożliwe. Nie będzie zatem za często wskazywać ciągle na znaczenie i konieczność strzemion, od gęstości których w wysokim stopniu zależy jest bezpieczeństwo przeciw wybożeniu prętów uzbrojenia.

Streszczając dotychczasowe rozważania, można stwierdzić, iż trwała deformacja plastyczna betonu jest charakterystyczną własnością materiału, której wpływ, dodatni lub ujemny, objawia się w każdej konstrukcji żelbetowej, będąc istotnym dla oceny stanu natężenia ustroju. Dla rozwoju żelbetnictwa dokładne teoretyczne i eksperymentalne zbadanie tego zjawiska jest niezmiernie ważne; jego właściwa ocena oraz odpowiednie wykorzystanie umożliwi nie tylko zwiększenie bezpieczeństwa ustrojów żelbetowych, ale także osiągnięcie znacznych korzyści gospodarczych przez zupełniejsze wyzyskanie materiału.

SPIS LITERATURY

1. Freyssinet Théorie générale de la prise des liants hydrauliques etc, Séances du 18 avril, 23 mai et 22 juin 1934 au Centre d'Études Supérieures de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, Paris.

2. R. E. Davis, Flow of Concrete under Sustained Compressive Stress, Proc. Am. Inst. C. I., V. 24, 1928.
3. R. E. Davis and H. E. Davis, Flow of Concrete under Action of Sustained Loads, Proc. Am. Concrete Inst. V. 27, 1931.
4. W. K. Hatt, Notes on the effect of the time element in loading reinforced Concrete Beams, Proc. Am. Soc. for Testing Materials 1907.
5. Mc Millan, Shrinkage and time effects in reinforced concrete, University of Minnesota Bull. 1915.
6. A. H. Fuller and C. C. More, Time test of Concrete, Proc. Am. Concrete Inst. 1916.
7. A. R. Lord, Extensometer Readings in a reinforced concrete building over a period of one year. Proc. Am. Concrete Inst. 1917.
8. Freyssinet, Études sur les déformations lentes des éléments ou retrait, Premier Congrès Int. du Béton et Béton Armé, Liège 1930.
9. W. H. Glanville, The Creep or Flow of Concrete under Load, Building Research Technical Paper No. 12, London 1930.
10. F. E. Richart and G. C. Staehle, Second Progress Report on Column Tests at the Lehigh University, Proc. Am. Concrete Inst. 1931.
11. W. A. Slater and Inge Lyse, Second Progress Report on Column Tests at Lehigh University, Proc. Am. Concrete Inst. 1931.
12. F. E. Richart, Stresses and Strains in Reinforced Concrete Columns, Comptes rendues du Congrès pour l'Essai des Matériaux à Zurich 1931.
13. Inge Lyse, Forth Progress Report on Column Tests made at Lehigh University, Proc. Am. Concrete Inst. 1932.
14. E. Mörsch, Der Eisenbetonbau, 5. Aufl. I./1, Stuttgart.
15. Séjourné P., Grandes Voutes. Paris.
16. Ch. S. Whitney, Plain and Reinforced Concrete Arches, Proc. Am. Concrete Inst., 1932 Discussion, Proc. Am. C. I. 1932, 1933.
17. Freudenthal, Verbundstützen f. hohe Lasten, Berlin 1933.
18. O. Faber, Plastic Yield, Shrinkage and Other Problems and their Effect on Design, Proc. Inst. C. E., V. 225, 1927 — 1928, Congrès del' A. I. P. C., Paris 1932.
19. F. E. Richart, R. L. Brown and T. G. Taylor, The Effect of Plastic Flow in Rigid Frames, Proc. Am. Concrete Inst. 1934.
20. Freudenthal, Die Bemessung aussermittigt gedrückter Eisenbetonquerschnitte mit Berücksichtigung der plastischen Dauerverformung, Beton u. Eisen 1935.
21. L. G. Straub, Plastic Flow in Concrete Arches, Trans. Am. Soc. Civ. Eng. 1931.
22. E. Freyssinet, Le Pont de Villeneuve-sur-Lot, Génie Civil 1921.
23. A. L. Gemeny and C. B. McCullough, The Freyssinet Method of Arch Construction applied to the Rogue River Bridge, Proc. Am. Concrete Inst. 1932.
24. A. Coyne et E. Freyssinet, Le Pont en Béton Armé Albert Loupe sur l'Elorn entre Brest et Plougastel, Génie Civil 1930.
25. S. B. Slack, Behavior of a Reinforced Concrete Arch During Construction, Proc. Am. Concrete Inst. 1929.
26. Freudenthal, Der Einfluss der plastischen Dauerverformung auf den Spannungszustand weitgespannter flacher Bogen aus Eisenbeton. Beton u. Eisen 1935.
27. Freudenthal, Die plastische Verformung des versteiften Stabbogens aus Eisenbeton, Beton. u. Eisen 1936.

KRUSZYWO W BETONIE

Inż. dr. Bolesław Hupczyc, Katowice

Kruszywo stosowane do betonu winno odpowiadać według Polskich Norm *PN/B — 196* następującym głównym warunkom:

- a) powinno posiadać jak najmniej próżni;
- b) powinno umożliwiać wykonanie betonu o dostatecznej ciekłości przy możliwie małej ilości wody i
- c) powinno zapewniać dobrą urabialność betonu.

Nadto kruszywo winno być wolne od domieszek, wpływających szkodliwie na wytrzymałość betonu, a więc tak od dużych ilości pyłów mineralnych, jak też od domieszek pochodzenia organicznego; przyczem norma *B — 196* określa ściśle normalny sposób badania kruszywa na zawartość tychże domieszek. W dalszym ciągu norma określa jeszcze dwie najważniejsze cechy skał tworzących kruszywo, a mianowicie ich wytrzymałość na ściskanie, jako nie mniejszą niż 500 kg/cm^2 i wsiąkliwość, jako nie większą, niż 10% objętości.

Warunkom głównym pod a), b) i c) odpowiadają kruszywa, których krzywe przesiewu leżą w granicach powierzchni dobrego uziarnienia, określonych również przez normę *B — 196*. Oczywiście są to tylko warunki podstawowe, gwarantujące uzyskanie najwyższej wytrzymałości betonu przy użyciu jakościowo i ilościowo tych samych dalszych składników betonu, oraz przy zachowaniu tych samych technologicznych warunków wiązania i przechowywania betonu; nie są to jednak jedyne i wszystkie warunki, odnoszące się do kruszywa, a decydujące o przyszłej wytrzymałości betonu.

Jak wiadomo, wytrzymałość betonu na ściskanie oznacza się przez zgniatanie kostek lub walców próbných o określonych wymiarach (pomiędzy tu metody przybliżone, jak np. metody inż. B. Skramtajewa). Nie wdając się zupełnie w teorię budowy betonu, zauważyć można, obserwując powierzchnię przełomu, że przełom zgniecionej kostki betonowej przechodzi wprost przez ziarna i szkielet gelu cementowo-miałowego, nie omijając samych ziarn kruszywa, względnie przełom omija ziarna kruszywa, przechodząc jedynie przez gel, a ziarna zostają z gelu wyluskane. Świadczy to zwykle o nieodpowiedniej wytrzymałości betonu. Często również zdarzają się wypadki pośrednie, t. zn. część ziarn kruszywa pęka w powierzchni przełomu kostki, część zaś zostaje z powierzchni wyluskana. O wystąpieniu wypadku 1-go względnie 2-go decydują trzy zasadnicze czynniki. Jeden z nich, to samo wykonanie betonu, czyli sposób komprimowania i przechowywania betonu, oraz konsystencja betonu, a więc wartość współczynnika wodo-cementowego *w/c*; drugi, to wytrzymałość, gęstość i przyczepność gelu cementowo-

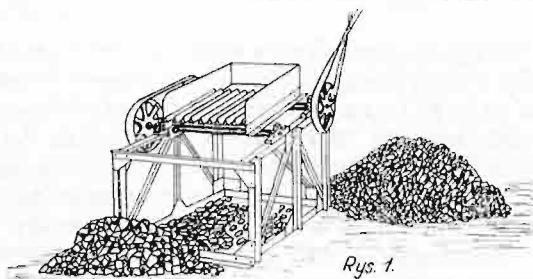
miałowego do ziarn kruszywa; — trzeci, to wytrzymałość, kształt ziarn i uziarnienie samego kruszywa.

Pierwszy czynnik nie wymaga wyjaśnień; beton źle skomprimowany i przechowywany, lub zbyt ciekły nie posiada wysokiej wytrzymałości, a ziarna zostają wyluskane z powierzchni przełomu.

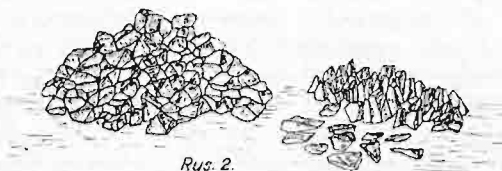
O drugim czynniku, a więc o wytrzymałości, gęstości i przyczepności gelu cementowo-miałowego do ziarn kruszywa decyduje skład ilościowy i jakościowy gelu. W skład gelu wchodzi cement, miał kamienny lub glina oraz woda. Hydratacyjne właściwości cementu powodują wiązanie tej masy, a ilość dodanej wody ponad ilość wody związanej chemicznie przez cement, oraz ilość miału względnie gliny decydują o wytrzymałości gelu. Przyczepność gelu do ziarn kruszywa zależy jedynie od szorstkości powierzchni samych ziarn oraz od ich czystości. Ziarna np. żwiru o powierzchniach wygładzonych mechanicznie, przez tarcie się o siebie w wodzie, wykazują mniejszą przyczepność od szorstkich ziarn tłuczni, często więc bywają wyluskiwane z płaszczyzny przełomu betonu; ponadto zanieczyszczenie powierzchni ziarn kruszywa uniemożliwia wiązanie między gilem a kruszywem. Gлина, pokrywająca ziarna jest najczęściej taką warstwą izolacyjną. Norma *B — 196* dopuszcza maksymalnie 1,7% gliny wagowo w naturalnej mieszance żwiru. Zwrócić tu należy uwagę, że glina najczęściej oblepia ziarna żwiru i stąd tak szkodliwy jej wpływ na podatność danego kruszywa do betonu. Badania przeprowadzone przeze mnie w tym kierunku w ówczesnej Mechanicznej Stacji Politechniki Lwowskiej wykazały, iż glina względnie miał kamienny dodany i przemieszany z cementem w ilości do 15% w stosunku do ciężaru cementu, nie tylko nie obniża wytrzymałości betonu, lecz przeciwnie — podwyższa ją również około 15%. Przyjmując zatem średnio 300 kg cementu na 1 m^3 betonu, czyli na około 1900 kg kruszywa o dobrym uziarnieniu, otrzymamy 2,37% gliny w stosunku do ciężaru kruszywa, jako dodatek korzystny, podwyższający wytrzymałość betonu, z tem jednak zastrzeżeniem, że glina ta nie oblepia powierzchni ziarn kruszywa. Szczególnie korzystnie działa w tym wypadku dodatek miału granitowego, bogatego w kwas krzemowy, podwyższający znacznie wyżej wytrzymałość betonu.

Trzecim czynnikiem, decydującym o wyluskiwaniu się ziarn kruszywa z powierzchni betonu jest wytrzymałość ziarn oraz uziarnienie samego kruszywa. Ziarna o znacznej wytrzymałości i zawartości, a więc ziarna np. granitowe, najczęściej bywają wyluskiwane, gdyż wytrzymałość ich przewyższa kilkakrotnie wytrzymałość samego gelu, (nie świadczy to jednak w tym wypadku o niskiej

wytrzymałości betonu). Zdarza się jednak, że nawet ziarna granitowe pękają, o ile ich forma zewnętrzna nie jest bryłowata. Niestety wypadek ten zachodzi często, — nie wszystkie nasze kamieniołomy zwracają uwagę na kształt ziarn wyrabianych grysów. Szczególnie wśród ziarn drobniejszych znajduje się wiele „płaskowników”, czyli ziarn o kształcie blaszkowatym, odbiegającym znacznie od idealnego tetraedru umiarowego, — a oprócz tego wiele zwietrzałej kory kamiennej. Są to czynniki nadzwyczaj szkodliwe i w tym kierunku należałoby zwrócić baczniejszą uwagę. Kora kamienia jest szkodliwsza, niż glina i wszelkie inne zanieczyszczenia, zwłaszcza w betonach szlachetnych. Płaskowniki z natury rzeczy układają się „na płask” do kierunku komprimowania betonu, gdyż



Rys. 1.



Rys. 2.

jest fizyczną niemożliwością, aby się ustawiły pionowo; w zgniatanym betonie bywają zatem łamane, a nie zgniatanie i, im mniejszą posiadają grubość, tem bardziej obniżają wytrzymałość betonu. Ponadto beton, posiadający wiele płaskowników, okazuje się porowaty; zupełnie wyraźnie w przekroju można zauważyć szereg podłużnych kanałków, komunikujących się ze sobą.

Powyżej podaje stosowane przez niemieckie kamieniołomy sita rusztowe, eliminujące ziarna pł-

skie kruszywa oraz rysunek kruszywa wzorowego, oczyszczonego już z tych ziarn, obrazujący dobrze wielką ich ilość w kruszywie, bezpośrednio po wyjściu z łamaczy i przejściu przez sita walcowe o otworach okrągłych.

Sita te chronione patentem, tańsze zresztą od sit walcowych, wyrabia niemiecka fabryka maszyn Humboldt w Köln-Kalk. Spełniają one to zadanie doskonale i zastąpić ich nie mogą w żadnym wypadku sita o otworach okrągłych. Płaskowniki, bowiem, zamiast przejść przez otwory o średnicy, odpowiadającej ich szerokości, przechodzą przy sitach okrągłych przez otwory o średnicy odpowiadającej ich długości, przez co zaliczone zostają do zupełnie innej frakcji większych ziarn, niż z natury rzeczy powinny należeć. Powoduje to ponadto fałszywy obraz przesiewu takiego kruszywa, pociągający oczywiście za sobą w dalszym ciągu wszelkie szkodliwe skutki stosowania do betonu kruszywa o złym uziarnieniu.

Mając do czynienia z podobnem kruszywem przy fabrykacji bloków betonowych, przy budowie t. zw. „drogi pasowej” na odcinku Łódź — Tomaszów Mazowiecki — Piotrków, zmuszony byłem zastosować z wyżej podanych przyczyn zamiast grysu granitowego poniżej 7 mm średnicy, podzwirek rzeczny z odpowiednim dodatkiem miazły granitowego, uzyskując 28-dniową wytrzymałość betonu = 358 kg/cm² przy 350 kg cementu i 168 l wody na 1 m³ betonu wilgotnego. Skład betonu: 52% podzwirku poniżej $d = 7$ mm + 12% miazły $d = 0/5$ mm + 18% grysu $d = 5/10$ mm + 18% grysu $d = 10/15$ mm. Kruzywo w tym składzie posiadało 28,3% próżni przy wskaźniku miazłkości 5,42. Zaznaczam, że analogicznie wykonany beton z czystego granitu posiadał wytrzymałość = 419 kg/cm² przy możliwej do uzyskania minimalnej ilości próżni w kruszywie 30,6% i wskaźnik miazłkości 4,6. Należy przedewszystkiem podkreślić, że przy zastosowaniu 52% podzwirku procentowa strata na wytrzymałości betonu wynosiła więc tylko 14,5% przy wysokiej oszczędności na kosztach materiału.