

BUDOWNICTWO LADOWE

No 44

LIGHTWEIGHT CONCRETE

Contribution to the Symposium CEB

BETONY LEKKIE

Materiały na Sympozjum CEB
(Comité Européen du Béton)

TECHNOLOGICAL UNIVERSITY OF CRACOW
SPECIAL PUBLICATION No 3 CRACOW 1973

POLITECHNIKA KRAKOWSKA
ZESZYT SPECJALNY NR 3 KRAKÓW 1973

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000331602

CIVIL ENGINEERING
BUDOWNICTWO ŁĄDOWE
No 44

LIGHTWEIGHT CONCRETE

Contribution to the Symposium CEB

BETONY LEKKIE

Materiały na Sympozjum CEB

(Comité Européen du Béton)

TECHNOLOGICAL UNIVERSITY OF CRACOW
SPECIAL PUBLICATION No 3 CRACOW 1973

POLITECHNIKA KRAKOWSKA
ZESZYT SPECJALNY NR 3 KRAKÓW 1973

PRZEWODNICZĄCY KOLEGIUM REDAKCYJNEGO
WYDAWNICTW POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ
Roman Ciesielski

ZASTĘPCA PRZEWODNICZĄCEGO
Tadeusz Środulski

KIEROWNIK SEKCJI ZESZYTÓW NAUKOWYCH
Marian Zabłocki

REDAKTOR NAUKOWY PRACY
Sylwester Oleszkiewicz

SEKRETARZ SEKCJI
Marta Kupłowska

ADRES REDAKCJI
Kraków, ul. Warszawska 24



A-108

Wykonano w Zakładzie Graficznym Politechniki Krakowskiej w Krakowie. Nakład 300 + 25 egz. Ark. wyd. 7. Ark. druk. 8,75. Papier offsetowy III kl. 80 g 70 x 100. Oddano do druku 27.IV.1973. Druk ukończono w maju 1973 r.

INTRODUCTION

This volume contains seven papers received by the Organizing Committee of the CEB Symposium on Lightweight Concrete in April 1973.

These papers, prepared by the staff members of the Technological University of Cracow, are arranged in groups referring to the chapters of CEB Manual Lightweight Concrete and to the Contributions to the Symposium on Lightweight Concrete prepared the Polish National Group of CEB. The numbers of the papers of this volume follow the members of those papers contained in the Contributions to the Symposium on Lightweight Concrete prepared by Polish National Group of CEB.

Suggestions for CEB Manual from the submitted papers have been derived by professor Kopyciński, the Chairman of the Concrete Division of the Polish Academy of Sciences, as a continuation of the Final Suggestions for the Second Draft of CEB Manual Lightweight Concrete prepared by professor Lewicki, the Chairman of Polish National Group of CEB.

INTRODUCTORY NOTICES ON RAW MATERIALS FOR THE REGIONAL PRODUCTION OF LIGHTWEIGHT AGGREGATES

2.3

- written by

Władysław Muszyński, Tadeusz Domin

The lightweight aggregates made on the basis of mineral raw materials and used nowadays in the Polish building engineering are: foamed slag, Aglit and Keramsite. Clay agglomerate is also used though in a smaller part because of its reduced production and not quite satisfactory technical characteristics. It has to be pointed out, however, that each type of lightweight aggregate may find application in the production of some building elements or precast concrete and building structures where its technical characteristics would be utilized in an optimal way. The main condition, from the point of sensible use of lightweight aggregates in building engineering, is to produce them but supplied with possibly uniform and stable technical characteristics of their respective components, and coming from various stages of their manufacturing process. This condition may be complied in case of Keramsite and Aglit. Besides coarse aggregates it is necessary to produce fine fractions of manufactured aggregates. The latest ones are indispensable to make lightweight concretes of proper strength and insulation properties.

In the last few years many of home centers dealing with this problem had undertaken studies on the possibility to utilize different raw materials of ceramic types in the production of lightweight aggregates. As a result of these studies several types of clay formations with satisfactory characteristics had been chosen answering the specific requirements of the lightweight aggregate technology of production. As a preliminary criterion of clay materials usability in the production of lightweight aggregates Keramsite type one may adopt the verification of Gerwids' formula calculated on the basis of chemical analysis of raw materials. Then a full test of mineral composition should be carried out (X-ray and derivatographic tests) as well as high temperature microscope tests.

A vital importance, however, have the results of laboratory tests taking into account the expansion power of material during its heating in

an electric furnace. These tests are able to determine the effect of heating parameters, such as temperature rise rate and maximum temperature value, on the expansion coefficient of clay material.

Finally the technological factors decide of the productive usability of expanded clay aggregates and these factors also enable to apply the economical technology of production derived from the fullest results.

The education of a proper amount of gases under pressure fluffing the obtained plastic mixture after its heating up to the pyroplastic state is an important criterion of its usability for the aggregate production of Keramsite type. It is recommended that the optimal pyroplastic state range should be appropriately wide. In this way it is possible to obtain the uniform lightweight aggregate of high quality. The occurrence of a too narrow interval of such a pyroplastic state is just the main impediment in the utilization of some clay raw materials.

This problem was the object of studies carried out by many scientific centers. The purpose of these studies was to outline measures improving the properties of the natural raw material and the same way to create possibilities for its utilisation as a making material in lightweight aggregate production.

Studies on the possibility to utilize some clay materials occurring on the territory of South Poland have been also carried out at the Technological University of Cracow. Clays from Chmielów and Kolbuszowa regions (Miocene Loam) and cretaceous clay from Frysztak region have

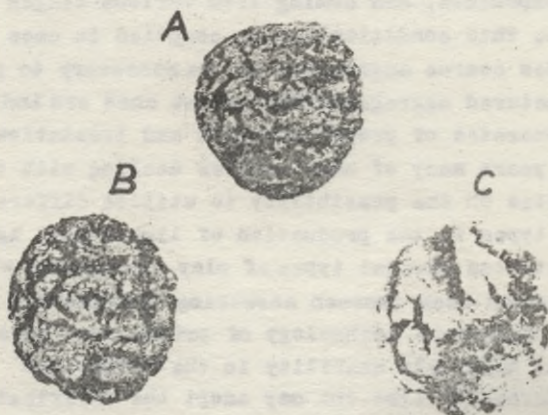


Fig. 1. Sample: A - the sample of Miocene loam in its natural state, B - the sample powdered with cretaceous clay, C-the sample powdered with fine quartz sand

been investigated. The investigation of these raw materials was justified by the necessity to find eventual materials for the production of lightweight aggregates in regions where they are needed.

The investigation of the usability of raw materials occurring in this region for the production of lightweight aggregates would allow to find basis for the working out program about the development of lightweight aggregate production. Full laboratory tests on the Miocene Loam from Chmielów and Kolbuszowa regions had been carried out. They proved the considerable similarity of these clays in chemical analysis, mineral composition and technological characteristics. The expansion coefficient in optimal conditions of burning temperature of about 1200°C was at its average 3,7. This coefficient is quite sufficient. Bulk density was from $0,5 - 0,7 \text{ g/cm}^3$ depending on the maximum of burning temperature. A serious disadvantage of the investigated clays, in spite of their good expansion properties, is a too narrow interval of the optimal pyroplastic state. It only closes between $25 - 30^{\circ}$ and represents a serious technological difficulty. Further tests have been carried out, therefore, with the purpose to analyse the possibilities to enlarge the interval of the adequate pyroplastic state and to avoid the agglutination of the particular grains during the expansion by adding some cretaceous clay and guard sand to the basic raw material. For the same purpose powdering of grain surface with these materials was also applied.

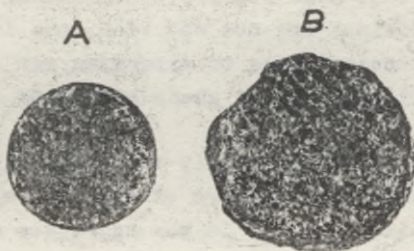


Fig. 2. Sample: A - the sample of cretaceous clay burned in its natural state, B - the sample of cretaceous clay burned with an addition of an organic matter

During the tests it has been stated that the addition of sand to the basic raw material produced a rise of bulk density without protecting

them from agglutination during the expansion. More satisfactory results have been obtained when introducing oretaceous clay as an addition to the basic raw material.

A thorough, homogeneous blending of the two raw materials seems, however, difficult to achieve because of not always right equipment in the technological process. The most satisfactory results have been obtained in the tests where the samples coated with oretaceous clay powder characterized by a high melting temperature have been subjected to burning. It was stated that the samples had a dull, coarse surface and when burned did not agglutinate even when contacted together under some pressure. This represents a possibility to obtain a no-agglutinated aggregate of a regular oval shape - what is of great importance for the working out the proper technology of production of lightweight aggregates made of this raw material.

The studies on the possibility to utilize oretaceous clay occurring in the Frysztak region for the production of lightweight aggregates have also given positive results. It was noticed that this raw material has very satisfactory expansion properties under the condition that 1 - 2% of organic matter would be mixed to it. The mean coefficient of maximum expansion at the temperature of 1200°C was of 4,2 thus quite sufficient for the obtaining of a lightweight aggregate of fine quality. The necessity to add organic matter in purpose to obtain the expansion of a material which does not expand when heated in its natural state, represents, of course, some impediment. Yet, taking into account the fact that home sources of expanding raw clays or requiring refining additions are not too rich, one is induced to analyse the utilization possibilities of expanding raw materials after introduction of a small quantity of cheap additions causing the expansion effect.

Nevertheless, though the necessity to apply additions involves some technological difficulties in form of the prolonged process, it seems that with the technical progress in the aggregate manufacturing plants these impediments should not be too serious and the mining materials requiring refining additions will substantially enlarge the raw material sources for lightweight aggregate industry.

The presented above results of the investigation on raw materials which in their natural state are not good enough for lightweight aggregates production let us assert that after correction and improving of their chemical and mineral composition as well as adopting the appropriate technology they can be utilized as worthful resources for the synthetic aggregate production. As a result, the expansion abili-

ty of those materials may be sufficiently increased. In this way it is possible to obtain even a very light aggregate of $0,5 - 0,7 \text{ g/cm}^3$ bulk density. Because clays with good expansion ability do not commonly occur in their natural state it is advisable when classifying raw materials and technologies in the CEB Manual Lightweight Concrete to take into account the additional technological manipulations which are necessary for manufacturing the aggregate with the raw materials that require some supplementary treatment. By supplementary treatment it is meant: powdering the basic raw material with another one but of different though advantageous properties of mixing into it the refining their mineral composition ingredients as well as some organic matter.

R e f e r e n c e s

- [1] P.Ż. Budnikow, E.A. Kolesnikow, A.S. Demina: Wlijanije dispersnosti dispersnosti kwarcowego pieska, primieniajemogo dla obwalakiwania granuł keramzita, na temperaturnyj interwał wspieoziwanija. Trudy Wsiesojuzu i-i Inst. Stroitielnyoh Materialów 9/37/, 1967.
- [2] T.Domin, B.Książek: Badania wpływu substancji organicznej na pęcznienie iłu pstrego. "Czasopismo Techniczne" z.9-B/131/, 1969.
- [3] I.D. Gerwids: Stroitielnaja promysliennost" nr 7, 1956.
- [4] M.Pernica: Podil kysliôñniku železitieho na nadymani hornin. Sylika-ty 1963.

UWAGI DOTYCZĄCE SUROWCÓW DO REGIONALNEJ PRODUKCJI KRUSZYW LEKKICH

23

napisali

Władysław Muszyński, Tadeusz Domin

Kruszywa lekkie wytwarzane na bazie surowców mineralnych i stosowane obecnie w polskim budownictwie, to: spieniony żużel, łupkoporyt (agilit) i keramzyt. Stosowany jest także, chociaż w mniejszym zakresie z uwagi na ograniczoność produkcji i nie całkiem wystarczająco dobre własności techniczne, glinoporyt.

Należy jednak podkreślić, że każdy rodzaj kruszywa lekkiego może znaleźć zastosowanie w produkcji określonych elementów budowlanych lub prefabrykatów, gdzie jego własności techniczne mogą zostać wykorzystane w optymalnym zakresie.

Podstawowym warunkiem z punktu widzenia racjonalnego użytkowania kruszyw lekkich w budownictwie jest wytwarzanie ich o możliwie jednolitych i stałych cechach technologicznych dla różnych partii kruszywa pochodzącego z różnych okresów jego wytwarzania. Warunek ten jest spełniony w przypadku keramzytu lub kruszyw spiekanych (łupkoporyt itp.) Przy wytwarzaniu tych kruszyw o frakcjach zwirowych należy jednocześnie uwzględnić produkcję frakcji piaskowych. Te ostatnie niezbędne są do wytwarzania betonów lekkich o wyższej wytrzymałości i dobrych własnościach izolacyjnych.

Badania nad możliwością zastosowania surowców ceramicznych do produkcji kruszyw lekkich podjęło w ostatnich latach wiele ośrodków krajowych zajmujących się tą problematyką.

Wynikiem tych prac było wytypowanie różnego rodzaju utworów ilastych, posiadających odpowiednie własności, istotne z uwagi na specyficzne wymagania technologii produkcji kruszyw lekkich.

Jako wstępne kryterium przydatności surowców ilastych do produkcji kruszyw lekkich typu keramzytu posłużyć może sprawdzenie wskazówki Gerwidsa wyliczonej ze składu chemicznego surowca. Następnie należy wykonać kompleksowe badania składu mineralnego (rentgenografia, derywatografia) oraz badania za pomocą mikroskopu wysokotemperaturowego.

Decydujące jednakże znaczenie posiadają wyniki badań laboratoryjnych, uwzględniających zdolność surowca do pęcznienia podczas jego ogrzewania, które wykonuje się w piecu elektrycznym. Badania te pozwalają określić wpływ parametrów ogrzewania, takich jak szybkość wzrostu temperatury oraz wysokość temperatury maksymalnej, na wielkość współczynnika pęcznienia surowca ilastego.

Ostatecznie jednak o przydatności do produkcji kruszywa z glin i ilów pęczniących decydują względy technologiczne, umożliwiające zastosowanie ekonomicznej technologii produkcji ustalonej na podstawie wyników z przeprowadzonych wcześniej badań.

Wydzielanie się odpowiedniej ilości prężnych gazów spulchniających masę plastyczną, powstałą po ogrzaniu surowca do stanu piroplastycznego, jest ważnym kryterium przydatności surowca do produkcji keramzytu.

Wskazane jest również, aby zakres optymalnego stanu piroplastycznego był odpowiednio szeroki. Umożliwia to bowiem otrzymanie kruszywa lekkiego jednorodnego o wysokiej jakości.

Występowanie zbyt wąskiego interwału takiego stanu piroplastycznego jest często główną przeszkodą w możliwościach wykorzystania określonych surowców ilastych. Problem ten był przedmiotem badań prowadzonych przez wiele placówek naukowo-badawczych. Badania te miały na celu określenie sposobów polepszenia własności surowca naturalnego, a zatem stworzenie możliwości zastawienia go jako materiału do produkcji kruszyw lekkich.

Badanie nad możliwością wykorzystania niektórych surowców ilastych, występujących na terenie Polski południowej, wykonywane były również w Politechnice Krakowskiej. Przeprowadzono badania ilu mioceńskiego z rejonu Chmielowa i Kolbuszowej oraz ilu kredowego z rejonu Frysztaka.

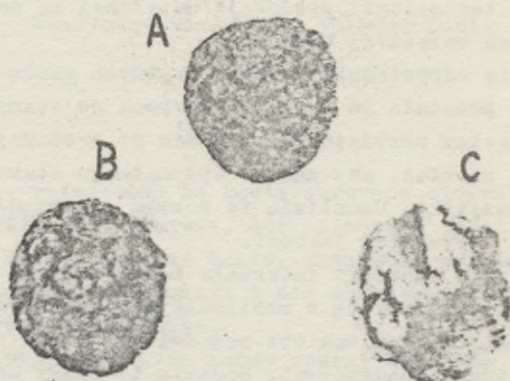
Przeprowadzenie badań tych surowców uzasadnione było koniecznością wyszukiwania ewentualnych surowców, które stanowić mogą bazę dla produkcji kruszyw lekkich w rejonie odczuwającym ich brak.

Sprawdzenie przydatności do produkcji kruszyw lekkich surowców występujących w tym rejonie pozwoli na zebranie materiałów dla opracowania planów rozwoju produkcji kruszyw lekkich.

Wykonane zostały pełne badania laboratoryjne ilu mioceńskiego z rejonu Chmielowa i Kolbuszowej. Wykazały one duże ich podobieństwo w zakresie składu chemicznego, mineralnego oraz własności technologicznych.

Współczynnik pęcznienia w warunkach optymalnych (temperatura wypału 1210°C) wynosił ok. 3,7, a zatem był wystarczająco wysoki. Gęstość pozorną granul zależnie od temperatury maksymalnej wynosiła 0,5 do 0,7 g/cm².

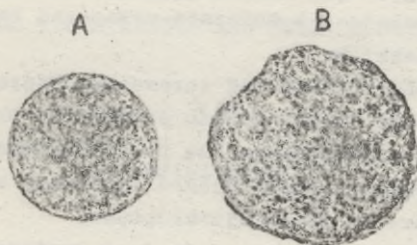
Poważną wadą badanych ilów jest, pomimo dobrych własności pęcznienia, zbyt wąski przedział optymalnego stanu piroplastycznego. Wynosi on 25 do



Fot. 1: A - próbka iłu miocenińskiego wypalona w stanie naturalnym, B - próbka opudrowana iłem kredowym, C - próbka opudrowana piaskiem kwarcowym

30°C, co stanowi poważne utrudnienie technologiczne. Wykonano zatem dalsze badania mające na celu sprawdzenie możliwości rozszerzenia interwału odpowiedniego stanu piroplastycznego oraz zapobieżenia sklejanii się granul w czasie pęcznienia przez zastosowanie domieszek iłu kredowego oraz piasku kwarcowego do surowca podstawowego. Zastosowane również opudrowywanie powierzchni granul tymi materiałami. Podczas badań stwierdzono, że dodatek piasku do surowca podstawowego spowodował podwyższenie gęstości pozornej granul, nie zabezpieczając ich przed zlepianiem podczas pęcznienia.

Lepsze wyniki uzyskano podczas wprowadzenia iłu kredowego jako dodatku do surowca podstawowego. Dokładne mieszanie obu tych surowców wydaje się być na razie kłopotliwe z uwagi na trudności technologiczne związane z koniecznością stosowania odpowiednich urządzeń przemysłowych.



Podł. 2%, A - próbka iłu kredowego wypalona w stanie naturalnym,
B - próbka iłu wypalona z dodatkiem substancji organicznej

Najbardziej zachęcające wyniki uzyskano w przypadku prób, podczas / których wypalano próbki otoczone proszkiem iłu kredowego, charakteryzującego się wysoką temperaturą topnienia. Stwierdzono, że próbki posiadały powierzchnię matową, szorstką i przy wypalaniu zetknięte ze sobą nawet pod pewnym naciskiem nie uległy zlepianiu. Daje to możliwość uzyskania kruszywa o prawidłowym, owalnym kształcie, nie zlepionego ze sobą, co posiada zasadnicze znaczenie dla możliwości opracowania właściwej technologii produkcji kruszywa lekkiego z tego surowca.

Badania nad możliwością zastosowania, występującego w rejonie Frysz-taka, iłu kredowego do produkcji kruszywa lekkiego dało pozytywne wyniki. Stwierdzono, że jest to surowiec o bardzo dobrych własnościach pęcznienia, pod warunkiem wprowadzenia do niego dodatku 1-2% substancji organicznej. Współczynnik maksymalnego pęcznienia w temperaturze 1200 °C wynosił ok. 4,2, a więc był wystarczający dla otrzymania bardzo lekkiego kruszywa.

Konieczność dodawania substancji organicznej w celu uzyskania pęcznienia surowca, który w stanie naturalnym nie pęcznieje, stanowi oczywiście pewną przeszkodę. Fakt, że krajowa baza surowców glin pęczniących bez dodatków uszlachetniających nie jest zbyt szeroka, skłania do rozpatrywania możliwości stosowania surowców pęczniących po zastosowaniu niewielkiej ilości taniego dodatku, wyzwalającego zjawisko pęcznienia.

Chociaż konieczność stosowania domieszek pociąga za sobą pewne trud-

ności technologiczne w postaci przedłużonego procesu, to jednak wydaje się, że wraz ze wzrostem postępu technicznego w zakładach kruszyw lekkich przeszkody te mogą być pokonane i surowce wymagające stosowania domieszek uszlachetniających znacznie rozszerzą bazę surowcową dla produkcji kruszyw lekkich.

Przedstawione wyniki badań nad surowcami, które w stanie naturalnym nie stanowią materiału wystarczającego do produkcji kruszywa lekkiego, pozwalają na stwierdzenie, że po skorygowaniu ich składu lub zastosowaniu odpowiedniego procesu technologicznego mogą stanowić pełnowartościowy surowiec do produkcji kruszywa.

Zdolność specznienia tych surowców jest wystarczająco wysoka i zapewnia otrzymanie materiału bardzo lekkiego, o gęstości porowatej 0,5 do 0,7 g/cm³.

Biorąc pod uwagę fakt, że występowanie surowców późniejszych w stanie naturalnym nie jest powszechne, celowe wydaje się uwzględnienie przy dokonywaniu klasyfikacji surowców i technologii dodatkowych czynności technologicznych, niezbędnych dla otrzymania kruszywa z surowców wymagających dodatkowych operacji.

Do takich operacji należeć będą: otoczenie surowca podstawowego innym surowcem o odmiennych, ale korzystnych właściwościach lub stosowanie dodatków korygujących skład mineralny lub wprowadzających substancje organiczne.

L i t e r a t u r a

- [1] P.P. Budnikow, E.A. Kolesnikow, A.S. Demina: Wlijanije dispersnosti kwarcowego pieska, primieniajemogo dla obwalakiwania granuł keramzita, na temperaturnyj interwał wspieczywanija. Trudy Wsiesojuzu i-i Inst. Stroitielnych Materiałow, 9/37, 1967.
- [2] T.Domin, B.Książek: Badania wpływu substancji organicznej na pęcznienie iłu pstręgo. "Czasopismo Techniczne" 9-B(131), 1969.
- [3] W.D. Gerwids: Stroitielnaja promysziennost, nr 7, 1956.
- [4] M.Pernica: Podil kyslicôniku żelazitiego na nadymani hornin. Sylikaty 1963.

SELECTION OF THE GRADATION PILE FOR EXPANDED CLAY CONCRETE AND THE EFFECT OF CONCRETE MIXING AND VIBRATION TIME ON ITS STRENGTH AND BULK DENSITY

33

written by

Zbigniew Janowski

1. Analytical method of the gradation pile selection

On the basis of tests and method of iteration [1] the gradation pile has been analytically determined by introduction of the notion of density which should be aggregate dry weight to bulk density ratio. To determine the gradation pile in expanded clay concrete two characteristic factors have been introduced: fineness modulus U and density coefficient S_j .

The fineness modulus U has been adopted according to the definition of Abrams fineness modulus, i.e. as the total of the percent remnants of in Standard Polish sieve expressed in proper fraction against the whole volume of the screened aggregate.

The density coefficient S_j has been adopted as aggregate dry weight bulk density ratio [2]. Of two kinds of concrete of similar strength, more economic is the one containing a larger aggregate volume, at a maximum fineness modulus. Bearing this in mind the gradation pile has been selected by way of iteration. Taking into account the synthesis of particular aggregate fractions, when bringing together particular fractions by way of iteration the most limited scatter of results is obtained when we add fine aggregate to the coarse one. Consequently to the 10 - 20 mm fraction aggregate has been added 4 - 10 mm aggregate and then 0 - 4 mm one.

During the iteration following designations have been adopted:

10 - 20 mm fraction	aggregate - a,
4 - 10 mm fraction	aggregate - b,
0 - 4 mm fraction	aggregate - c.

Dry weights and bulk density of particular fractions of the expanded clay aggregate used for test are as follows:

0 - 4 mm fraction	$\rho = 746 \text{ kg/m}^3$	$\rho_{pa} = 1300 \text{ kg/m}^3$,
4 - 10 mm fraction	$\rho = 682 \text{ kg/m}^3$	$\rho_{pb} = 960 \text{ kg/m}^3$,
10 - 20 mm fraction	$\rho = 623 \text{ kg/m}^3$	$\rho_{pc} = 795 \text{ kg/m}^3$.

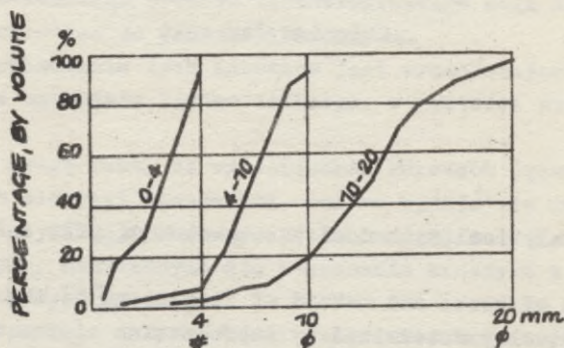


Fig. 1. Grading curves of three fractions

The grading curve for particular fractions are shown in fig. 1. The selected two kinds aggregate a - b as well as the adequate values of S_{JA} coefficient and U_A modulus are quoted in the table 1.

Aggregate mix has been designated: $a + b = A$,
 $A + c = B$.

Bulk density ρ_p has been calculated after the formula:

$$\rho_p = \frac{\rho_{pa} \cdot n_a + \rho_{pb} \cdot n_b}{n_a + n_b} \quad (1)$$

where: ρ_{pa} - bulk density of fraction - a,
 ρ_{pb} - bulk density of fraction - b,
 n_a, n_b - adequate weight quantities of mixed aggregates.

As it results from table 1, the value determining the maximum density is obtained with the proportion of aggregates $a : b = 1 : 0,9 (A_9)$ and $a : b = 1 : 1 (A_{10})$. The values of fineness modulus and density coefficient for A_9 and A_{10} of mixed aggregates are as follows:

Table 1

S_{JA} and U_A factors values for two aggregate fractions
10 - 20 and 4 - 10 mm

Aggregate weight proportion a : b	Dry weight kg/m ³	Bulk density kg/m ³	Coefficient of density S_{JA}	Fineness modulus U_{BA}	Index
1 : 0,4	530	843	0,628	7,72	A4
1 : 0,5	535	850	0,630	7,66	A5
1 : 0,6	548	858	0,639	7,63	A6
1 : 0,7	558	865	0,646	7,59	A7
1 : 0,8	565	870	0,649	7,56	A8
1 : 0,9	570	875	0,651	7,53	A9
1 : 1,0	572	880	0,651	7,50	A10
1 : 1,1	574	885	0,649	7,48	A11
1 : 1,2	573	885	0,646	7,46	A12
1 : 1,3	574	890	0,645	7,44	A13
1 : 1,4	575	895	0,642	7,41	A14

Table 2

S_{JB} and U_B factors values for aggregate fractions
10 - 20, 4 - 10 and 0 - 4 mm

Aggregate weight proportion A9 : c	Dry weight kg/m ³	Bulk density kg/m ³	Coefficient of density S_{JB}	Fineness modulus U_B	Index
1 : 0,25	550	906	0,651	7,11	B1
1 : 0,50	615	926	0,663	6,82	B2
1 : 0,75	640	943	0,678	6,62	B3
1 : 0,90	648	950	0,682	6,51	B4
1 : 1,00	650	955	0,682	6,46	B5
1 : 1,10	651	957	0,680	6,40	B6
1 : 1,25	655	963	0,678	6,43	B7
1 : 1,50	659	968	0,677	6,25	B8

$$A_9 - U_A = 7,53$$

$$S_{jA} = 0,651,$$

$$A_{10} - U_A = 7,50$$

$$S_{jA} = 0,651$$

Considering the higher value of the fineness modulus for A_9 mix, this one was selected for further testing with the aggregate c. The results obtained from the tests for mixed aggregates A_9 and c are cited in the table 2. The maximum density is reached for B_4 and B_5 . The values of fineness modulus and density coefficient for B_4 and B_5 are as follows:

$$B_4 - U_B = 6,51$$

$$S_{jB} = 0,682,$$

$$B_5 - U_B = 0,646$$

$$S_{jB} = 0,682.$$

For the values of S_B coefficient and U_B modulus square parabola equation has been determined after the least square method. The equation is shaped as follows:

$$S_B = -0,049 U_B^2 + 0,622 U_B - 1,287. \quad (2)$$

The maximum co-ordinates are:

$$U_B \text{ max} = 6,329$$

$$S_{jB} \text{ max} = 0,680.$$

The relationship between U modulus and S_j coefficient is graphically represented in fig. 2.

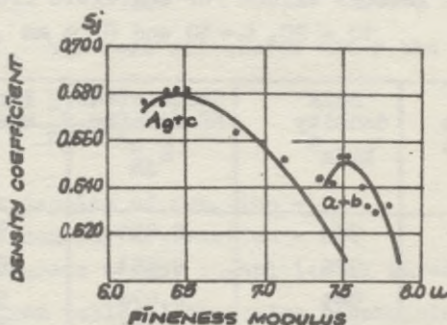


Fig. 2. Relationship between the U modulus and S_j coefficient

The determined gradation pile (of three fractions) is characterized by the greatest density contained in the limits $0,672 \leq S_j \leq$

$\leq 0,688$. Particular fractions percentage obtained from the test is as follows:

0 - 4 mm fraction	47,3 - 50,0 %,
4 - 10 mm fraction	23,6 - 26,3 %,
10 - 20 mm fraction	25,0 - 27,7 %.

The dust content in the f_1 fraction (0,00 - 0,05 mm) determined by washing method is of 0,8 %.

Expanded clay analysis in seven sieves for upper and lower curves of the best gradation pile is shown in fig. 3 (table 3).

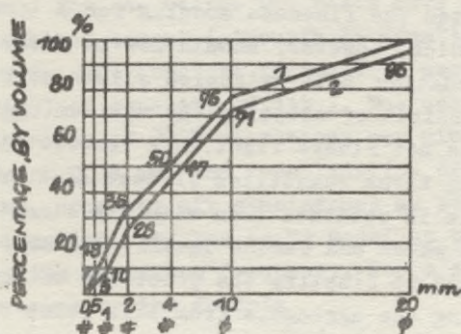


Fig. 3. Limit curves of dense size grading: 1 - upper curve, 2 - lower curve

Table 3

Analysis of mean particle size for seven sieves

Fractions (mm)	Symbol	Upper curve		Lower curve	
		f_i %	$\sum_{i=1}^{i=10} f_i$ %	f_i %	$\sum_{i=1}^{i=10} f_i$ %
0,0 - 0,5	$\sum_{i=1}^{i=6} f_i$	7	7	5	5
0,5 - 1,0	f_5	11	18	5	10
1 - 2	f_6	18	36	18	28
2 - 4	f_7	14	50	19	47
4 - 10	f_8	26	76	24	71
10 - 20	f_9	24	100	25	96
20 - 40	f_{10}	-	100	4	100
		100	$B = 387$	100	$B = 357$

Fineness modulus U has been calculated after the formula:

$$U = 10 - 0,01 (B + 2,39 f_1 + 0,61 \sum_{j=1}^{i=4} f_i), \quad (3)$$

For the upper grading curve (fig. 3)

$$U = 10 - 0,01 (387 - 2,39 \cdot 0,8 + 0,61 \cdot 7) = 6,08.$$

For the lower grading curve (fig. 3)

$$U = 10 - 0,01 (357 - 2,39 \cdot 0,8 + 0,61 \cdot 5) = 6,38.$$

For other aggregates the fineness modulus for a gradation pile might take other values, which, however, should not be lower than 6,0. The adopted method of gradation pile selection allows to reach its maximum density. Yet the principle of adopting the maximum aggregate density as an optimum density is not always right. This reservation applies to the aggregates containing large quantities of dust-sand fraction. The packing of the gradation pile is obtained then with the finest fractions what causes a substantial water and cement demand. The adoption of a constant gradation pile allows to simplify the procedure of lightweight concrete designing. Considering the aggregate from this point of view we would have a single unknown for aggregate and with cement and water it may be determined after three formulas. The formulas for concrete ingredients calculation are shaped then as follows:

$$\text{- strength formula e.g. } R_b = A_1 \left(\frac{C}{W} - a_1 \right) \quad (4)$$

$$\text{- water demand formula } w = w_a \cdot a + w_c \cdot c \quad (5)$$

$$\text{- density formula } \frac{A}{\rho_A} + \frac{C}{\rho_C} + n \frac{w}{1000} = 1 \quad (6)$$

where: w_a, w_c = index of aggregate and cement water demand,

A_1, a_1 - experimental coefficients,

n - experimental coefficient taking in the aggregate grains ($n < 1,0$).

The discussed method is proper for selection of structural lightweight concrete, when its strength and when its not bulk density is the decisive factor.

2. The influence of the mixing and vibration time on weight and strength

In this study the optimum time of ingredients mixing and concrete mix vibration have been determined to obtain concrete of the maximum compressive strength. During the mixing of concrete ingredients the lightweight aggregate grains become partly crushed. This occurrence influences both the bulk density as well as the strength of concrete made with lightweight aggregates. This study deals with expanded clay concrete with an expanded clay of sand fraction. A concrete with a gradation pile composed of three fractions viz. 0 - 4, 4 - 10 and 10 - 20 mm [3]., has been used for the tests. The tests have been carried out for two volumes of portland cement (strength 35 N/mm²), viz. 250 and 350 kg per 1 m³ of concrete. The concrete ingredients were mixed in a forced mixer (type BP-135E) of capacity of 135 l. The concrete mix was compacted on a table vibration of 2900 vibrations per minute frequency and vibration amplitude of 0,34 mm. The consolidation of concrete depends on the vibration time, concrete mix consistence as well as on the vibration rate. The vibration rate has to be meant as the product of vibrator amplitude and its vibration frequency. For a sinusoidal vibration course it is expressed by the formula

$$I = A_v \cdot f_v \quad (\text{mm}^2/\text{s}^3) \quad (7)$$

where: A_v - vibrator amplitude,
 f_v - vibration frequency of the vibrator.

The vibration rate of the vibrator adopted for the tests was of 1,30 mm²/s³. The tests were carried out on cylinders 16 x 16 cm. The results of strength and bulk density measurements have been determined as the mean of five definitions. In our tests for each volume of concrete per 1 m³ of concrete following mixing time ($t_m = 1,3,5,6,8$ and 10 minutes) and vibration time ($t_v = 20, 30, 50, 60, 80, 100$ and 120 seconds) have been adopted. The w/c proportion in the concrete was w/c = 0,75 for 250 kg of cement per 1 m³ of concrete and w/c = 0,65 for 350 kg of cement per 1 m³ of concrete. The concrete had a constance of ab. 18°H determined with a Ve-Be apparatus.

To determine the relationship between concrete mixing and vibration time, 42 different tests have been made for the concrete volume of 250 kg per 1 m³ of concrete and 36 tests for the cement volume of 350 kg per 1 m³ of concrete.

According to the adopted test program the concrete ingredients were mixed during 1,3,5,6,8 and 10 minutes and each mixing was followed by

concrete mix vibration during 20,30,50,60,80, 100 and 120 seconds. This allows to determine the relationship between the concrete mixing and vibration time on one side and its compressive strength and bulk density on the other. In the tables 4 and 5 the relationship is shown concerning the cement volumes of 250 kg and 350 kg per 1 m³ of concrete. In the tables are also cited mean strength and bulk density for the constant and variable mixing time and for the variable and constant vibration time.

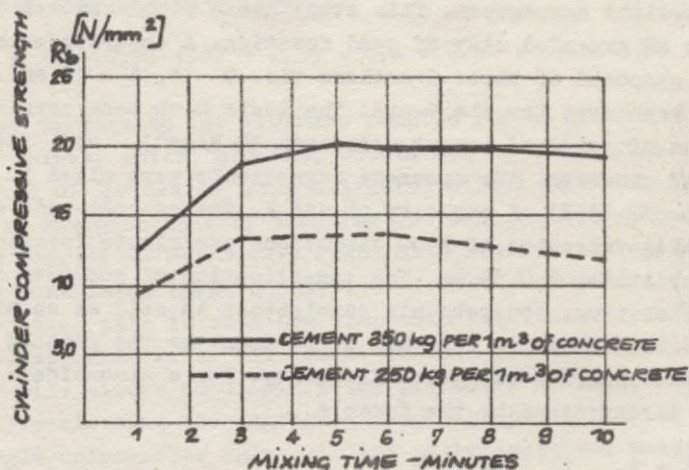


Fig. 4. Relationship between main compressive strength and mixing time

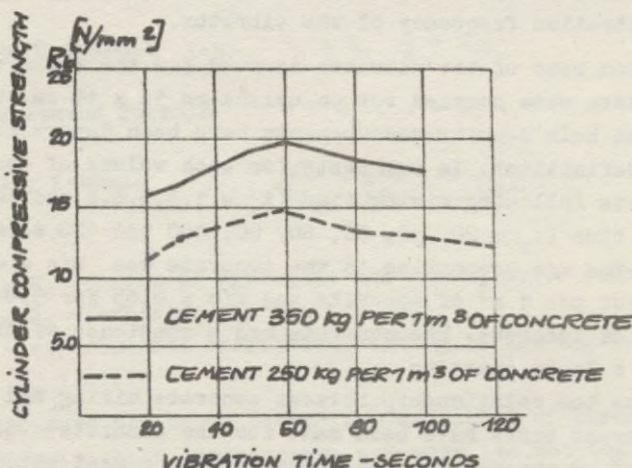


Fig. 5. Relationship between main compressive strength and vibration time

Table 4

Compression strength and bulk density as a function of mixing (t_m) and vibration (t_v) time's for 250 kg of cement in 1 m^3 of concrete

Vibration t_v (s)	Mixing time (t_m) in minutes											Mean values $\frac{R_b}{\rho_p}$	
	1		3		5		6		8		10		
	Compression strength R_b (N/mm ²) and bulk density ρ_p kg/m ³												
	R_b	ρ_p	R_b	ρ_p	R_b	ρ_p	R_b	ρ_p	R_b	ρ_p	R_b		ρ_p
20	9,0	1210	11,3	1260	11,8	1320	14,2	1320	11,3	1340	13,7	1360	11,9/1300
30	10,1	1250	14,2	1310	14,2	1360	15,2	1380	14,7	1390	11,3	1400	13,3/1350
50	10,3	1260	15,3	1370	15,7	1380	16,1	1410	14,2	1420	15,3	1450	14,4/1380
60	11,3	1280	15,3	1380	16,1	1370	16,1	1420	15,7	1420	14,7	1410	14,8/1380
80	9,8	1310	15,7	1380	15,2	1400	15,7	1440	15,2	1450	13,0	1470	14,0/1410
100	11,3	1320	14,2	1400	15,7	1410	14,2	1460	14,2	1470	11,3	1500	13,5/1430
120	11,8	1330	15,3	1420	15,2	1440	13,0	1480	11,8	1480	10,1	1520	12,9/1450
Mean values	10,5	1280	14,5	1360	14,8	1380	14,9	1410	13,9	1420	12,8	1440	-

Table 5

Compression strength and bulk density as a function of mixing (t_m) and vibration (t_v) time's for 350 kg of cement in 1 m^3 of concrete

Vibration t_v (s)	Mixing time (t_m) in minutes										Mean/ values $\frac{R_b}{\sum p}$		
	1		3		5		6		8			10	
	Compression strength R_b (N/mm ²) and bulk density $\sum p$ (kg/m ³)												
	R_b	$\sum p$	R_b	$\sum p$	R_b	$\sum p$	R_b	$\sum p$	R_b	$\sum p$		R_b	$\sum p$
	R_b	$\sum p$	R_b	$\sum p$	R_b	$\sum p$	R_b	$\sum p$	R_b	$\sum p$		R_b	$\sum p$
20	12,1	1310	11,3	1370	17,6	1440	19,3	1460	18,1	1460	18,9	1470	16,2/1420
30	13,0	1330	16,1	1450	18,9	1490	18,1	1490	19,9	1500	17,9	1520	17,3/1460
50	14,2	1400	19,9	1470	21,6	1490	21,1	1510	20,6	1530	10,0	1560	19,4/1490
60	14,2	1390	20,6	1460	21,1	1530	21,6	1540	20,6	1530	19,9	1500	19,7/1490
80	11,8	1410	21,1	1490	22,1	1550	18,9	1570	18,9	1570	19,9	1580	18,8/1530
100	10,8	1420	18,1	1510	19,9	1580	19,9	1560	21,1	1590	17,9	1570	18,0/1540
Méan/ values	12,7	1300	17,8	1460	20,2	1510	19,8	1520	19,9	1530	18,9	1530	-

As the optimum mixing time of concrete ingredients mean concrete strength has been adopted at variable mixing time. On the other hand, as the optimum time for concrete mix vibration the maximum concrete strength and variable ingredient mixing time has been adopted.

The relationship between the mean compressive strength and mixing times for all vibration time is shown in fig. 4. The relationship between the mean compressive strength and the vibration time is shown in fig. 5. The relationship between the concrete mean bulk density and mixing and vibration times is shown in fig. 6 and 7.

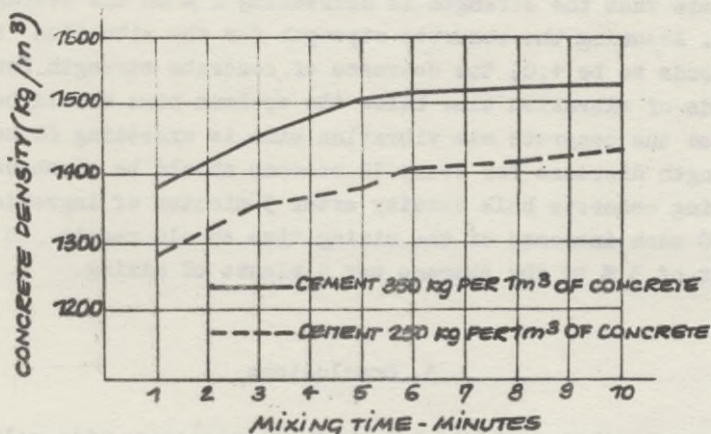


Fig. 6. Relationship between concrete bulk density and mixing time

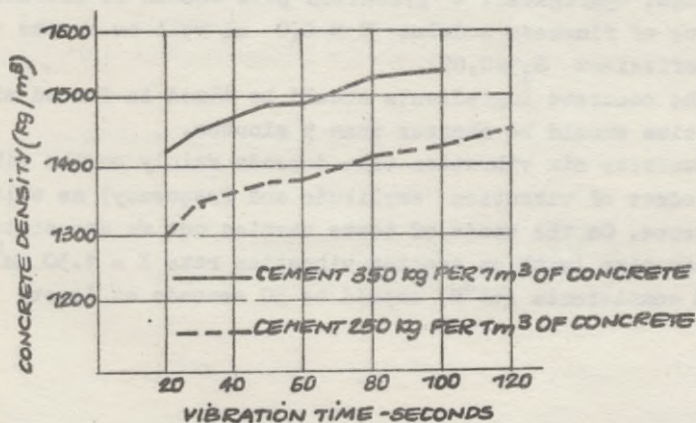


Fig. 7. Relationship between concrete bulk density and vibration time

On the basis of the mentioned results cited in the tables 4 and 5 it may be seen that maximum strength for structural expanded clay concrete is reached when adopting concrete ingredient mixing time in the range of 5 - 6 minutes and the concrete mix vibration time of 50 - 60 seconds. Assuming the concrete strength for mixing time $t_m = 5$ minutes to be 1,0 the concrete strength after a minute of ingredient mixing should be about 0,70 R_5 and after three minutes - about 0,90 R_5 . When increasing the concrete ingredient mixing time for 5 to 10 minutes we might state that the strength is decreasing 2 % on the average every 1 minute. Assuming the concrete strength for the vibration time $t_v = 50$ seconds to be 1,0, the decrease of concrete strength for every 10 seconds of vibration time below the optimum time should be of about 10 %. When the concrete mix vibration time is exceeding 60 seconds, then the strength decrease for every 10 seconds should be of about 2 %.

Assuming concrete bulk density after 5 minutes of ingredient mixing to be 1,0 each increase of the mixing time should result in a weight increment of 3 % on the average per 1 minute of mixing.

3. Conclusions

1. The described analytical method of gradation pile selection allows to determine the gradation pile for lightweight concrete after the grading curve and the knowledge of dry weight and bulk density of lightweight aggregates. A gradation pile should be characterized by the value of fineness modulus $U > 6,0$ as well as by the value of density coefficient $S_d > 0,67$.

2. The concrete ingredients should be mixed in forced mixers and the mixing time should be shorter than 5 minutes.

3. Concrete mix vibration time depends mainly on the vibration rate (the product of vibration amplitude and frequency) as well as on the consistence. On the basis of tests carried out we may state that the vibration time (with an adopted vibration rate $I = 1.30 \text{ mm}^2/\text{s}^3$) for the adopted consistence (18^{OH}) should be 50 seconds at least.

R e f e r e n c e s

- [1] W. Kuczyński: [Betony konstrukcyjne - projektowanie metodą kolejnych przybliżeń]. Structural concrete - design after iteration method. Budownictwo i Architektura. Warszawa 1956.

- [2] Z. Janowski: [Projektowanie zwartych betonów keramzytowych] . Design of dense expanded clay concrete. Archiwum Inżynierii Lądowej, tom XV, z. 1 - 2 / 1969.
- [3] Z. Janowski: [Wpływ czasu mieszania i wibrowania masy betonowej na wytrzymałość i ciężar betonu keramzytowego]. Influence of cast concrete of mixing and vibration time on compressive strength and bulk density of expanded clay concrete. [XVI Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii PAN i Komitetu Nauki PZITB - Krynica 1970].

DOBÓR SZCZELNEGO STOSU OKRUCHOWEGO DLA BETONU KERAMZYTOWEGO
ORAZ WPLYW CZASU MIESZANIA I WIBROWANIA BETONU NA JEGO WY-
TRZYMAŁOŚĆ I CIĘŻAR OBJĘTOŚCIOWY

3.3

napisał

Zbigniew Janowski

1. Analityczna metoda doboru szczelnego stosu
okruchowego

Na podstawie przeprowadzonych badań oraz metody iteracji [1] określono analitycznie stos okruchowy, wprowadzając dla jego wyznaczenia pojęcie szczelności, jako wartości stosunku ciężaru nasypowego do ciężaru objętościowego kruszywa.

W celu określenia szczelnego stosu okruchowego w betonach keramzytowych wprowadzono dwa czynniki charakteryzujące go: wskaźnik uziarnienia U i wskaźnik szczelności S_j .

Wskaźnik uziarnienia U przyjęto zgodnie z definicją wskaźnika młakości Abramsa. Jest to suma procentowych pozostałości kruszywa na polskich sitach normowych, wyrażona w postaci ułamków właściwych w stosunku do całości przesiewanego kruszywa.

Wskaźnik szczelności S_j przyjęto jako stosunek ciężaru nasypowego kruszywa do jego ciężaru objętościowego [2].

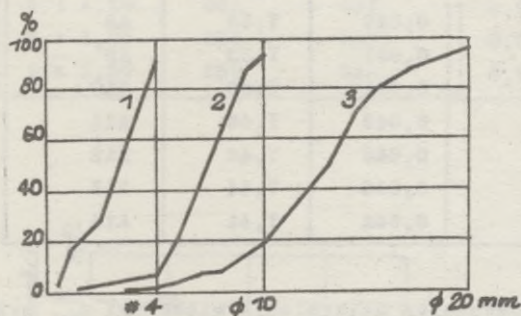
Z dwóch betonów o jednakowej wytrzymałości ekonomiczniejszy jest ten, który zawiera większą ilość kruszywa, przy najwyższym wskaźniku uziarnienia. Uwzględniając to dokonano doboru stosu okruchowego, wzięwszy pod uwagę syntezę poszczególnych frakcji kruszywa, w drodze iteracji. Przy łączeniu poszczególnych frakcji według metody iteracji najmniejszy rozrzut wyników uzyskuje się przy dodawaniu kruszywa drobnego do grubego. W związku z tym do kruszywa frakcji 10 - 20 mm dodawano kruszywo frakcji 4 - 10 mm i następnie kruszywo frakcji 0 - 4 mm.

Podczas iteracji przyjęto następujące oznaczenia:

frakcja 10 - 20 kruszywo a,
 frakcja 4 - 10 kruszywo b,
 frakcja 0 - 4 kruszywo c.

Ciężary nasypowe i objętościowe poszczególnych frakcji kruszywa keramzytowego przyjętego do badań wynoszą:

frakcja 0 - 4 mm, $\gamma = 746 \text{ kg/m}^3$, $\gamma_{pa} = 1300 \text{ kg/m}^3$,
 frakcja 4 - 10 mm, $\gamma = 682 \text{ kg/m}^3$, $\gamma_{pa} = 960 \text{ kg/m}^3$,
 frakcja 10 - 20 mm, $\gamma = 623 \text{ kg/m}^3$, $\gamma_{pa} = 795 \text{ kg/m}^3$.



Rys. 1. Krzywe przesiewu trzech frakcji:
 1 - 0 + 4, 2 - 4 + 10, 3 - 10 +
 + 20

Krzywe przesiewu dla poszczególnych frakcji podano na rysunku 1. Dobór dwóch kruszyw a - b oraz odpowiadające im wartości współczynników S_{JA} i U_A podano w tabelicy 1.

Mieszanki kruszywa ozna-

czono: $a + b = A$,
 $A + c = B$.

Ciężar objętościowy γ_p obliczono według wzoru:

$$\gamma_p = \frac{\gamma_{pa} \cdot n_a + \gamma_{pb} \cdot n_b}{n_a + n_b} \quad (1)$$

gdzie: γ_{pa} - ciężar objętościowy frakcji a,

γ_{pb} - ciężar objętościowy frakcji b,

n_a, n_b - odpowiednie ilości wagowe zmieszanych kruszyw.

Z tabelicy 1 wynika, że wartość określającą największą szczelność uzyskuje się przy stosunku kruszywa a : b = 1 : 0,9 A_9 oraz a : b = 1,0 A_{10} . Wartości wskaźników uziarnienia oraz szczelności dla mieszanek A_9 i A_{10} wynoszą:

$$A_9 - U_A = 7,53, \quad S_{JA} = 0,651,$$

$$A_{10} - U_a = 7,50, \quad S_{JA} = 0,651.$$

Tablica 1

Wartości wskaźników S_{JA} i U_A dla dwóch frakcji kruszywa 10 - 20 i 4 - 10 mm

Stosunek wagowy kruszywa a+b	Ciężar nasypowy kg/m ³	Ciężar objętościowy kg/m ³	Wskaźnik szczelności S_J	Wskaźnik uziarnienia U_A	Oznaczenie
1 : 0,4	530	843	0,628	7,72	A4
1 : 0,5	535	850	0,630	7,66	A5
1 : 0,6	548	858	0,639	7,63	A6
1 : 0,7	558	865	0,646	7,59	A7
1 : 0,8	565	870	0,649	7,56	A8
1 : 0,9	570	875	0,651	7,53	A9
1 : 1,0	572	880	0,651	7,50	A10
1 : 1,1	574	885	0,649	7,48	A11
1 : 1,2	573	885	0,646	7,46	A12
1 : 1,3	574	890	0,645	7,44	A13
1 : 1,4	575	895	0,642	7,41	A14

Z uwagi na wyższą wartość wskaźnika uziarnienia mieszanki A_9 , wybrano ją do dalszej kombinacji z kruszywem c. Wyniki uzyskane z doświadczeń dla mieszanek kruszywa A_9 oraz c przedstawiono w tablicy 2.

Największą szczelność uzyskuje się dla mieszanek B_4 i B_5 . Wartości wskaźników uziarnienia oraz szczelności dla mieszanek B_4 i B_5 wynoszą:

$$B_4 - U_B = 6,51, \quad S_{JB} = 0,682,$$

$$B_5 - U_B = 6,46, \quad S_{JB} = 0,682.$$

Dla wartości wskaźników S_{JB} i U_B wyznaczono równanie paraboli drugiego stopnia metodą najmniejszych kwadratów. Postać tego równania przedstawia się następująco:

$$S_B = -0,049 U_B^2 + 0,622 U_B - 1,287. \quad (2)$$

Współrzędne maksimum równania wynoszą:

$$U_{Bmax} = 6,329 \quad S_{JBmax} = 0,680.$$

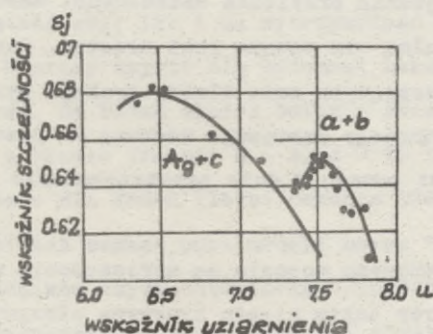
Zależność, która zachodzi pomiędzy wskaźnikami U i S_J pokazano gra-

ficznie na rysunku 2.

Tablica 2

Wartości wskaźników S_{jB} i U_B dla trzech frakcji kruszywa 0 - 4, 4 - 10 i 10 - 20 mm

Stosunek wagowy kruszywa $A_9 : c$	Ciężar nasypowy kg/m^3	Ciężar objętościowy kg/m^3	Wskaźnik szczelności S_j	Wskaźnik uziarnienia U_B	Oznaczenie
1 : 0,25	550	906	0,651	7,11	B1
1 : 0,50	615	926	0,663	6,82	B2
1 : 0,75	640	943	0,678	6,62	B3
1 : 0,90	648	950	0,682	6,51	B4
1 : 1,00	650	955	0,682	6,46	B5
1 : 1,10	651	957	0,680	6,40	B6
1 : 1,25	655	963	0,678	6,43	B7
1 : 1,50	659	968	0,677	6,25	B8



Rys. 2. Zależność pomiędzy wskaźnikami U i S_j

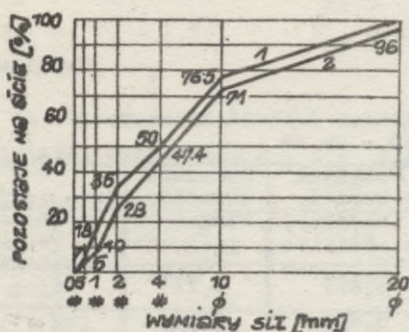
Określony stos okruszowy

/z trzech frakcji/ charakteryzuje się największą szczelnością zawartą w granicach - 0,672 $\leq S_j \leq$ 0,688.

Procentowy udział poszczególnych frakcji otrzymany z badań przedstawia się następująco:

frakcja 0-4 - 47,3 - 50,0%,
frakcja 4-10 - 23,6 - 26,3%,
frakcja 10-20 - 25,0 - 27,7%.

Ilość pyłów frakcji $f_1/0,00 - 0,05$ mm/ określona metodą płukania wynosi 0,8%. Analiza sitowa kruszywa keramzytowego przy użyciu siedmiu sit dla krzywej 1 dolnej optymalnie szczelnego stosu okruszowego podana jest w tablicy 3. /rys. 3/.



Rys. 3. Krzywe graniczne szczelnego stosu okruskowego:
1 - krzywa górna, 2 - krzywa dolna

wartość wskaźnika uziarnienia dla szczelnego stosu granulometrycznego może przybierać inne wartości, które jednak nie powinny być mniejsze od 6,0.

Przyjęta metoda doboru stosu okruskowego pozwala na uzyskiwanie maksymalnej jego szczelności. Zasada jednak przyjęcia szczelności maksymalnej kruszywa za szczelność optymalną nie zawsze jest słuszna. Zastrzeżenie to odnosi się do kruszyw zawierających duże ilości frakcji pyłowo-piaskowej. Uszczelnienie stosu okruskowego następuje wówczas za pomocą frakcji najdrobniejszych, a to z kolei powoduje duże zapotrzebowanie wody i cementu.

Wprowadzenie stałego stosu okruskowego pozwala na uproszczenie metody projektowania betonów lekkich. Przy takim ujęciu kruszywa otrzymujemy jedną niewiadomą, którą wraz z cementem i wodą wyznaczyć można z trzech równań. Równania do obliczania składników betonu mają wówczas następującą postać:

- równanie wytrzymałości, np. $R_b = A_1 \left(\frac{0}{w} - a_1 \right)$ (4)

- równanie wodociepności $W = W_a \cdot A + W_c \cdot C$ (5)

- równanie szczelności $\frac{A}{\rho_p} + \frac{C}{\rho_o} + n \cdot \frac{W}{1000} = 1$ (6)

Wskaźnik uziarnienia U obliczono według wzoru

$$U = 10 - 0,01 / B + 2,39 f_1 + 0,61 \sum_{i=1}^4 f_i / \quad (3)$$

Dla krzywej górnej /rysunek 3/

$$U = 10 - 0,01 / 387 - 2,39 \cdot 0,8 + 0,61 \cdot 7 = 6,08.$$

Dla krzywej dolnej /rysunek 3/

$$U = 10 - 0,01 / 357 - 2,39 \cdot 0,8 + 0,61 \cdot 5 = 6,38.$$

Dla innych rodzajów kruszywa

gdzie: W_a, W_o - wskaźniki wodożądności kruszywa i cementu,

A_1, a_1 - współczynniki doświadczalne,

n - współczynnik doświadczalny uwzględniający ilość wody znajdującej się wewnątrz ziarn kruszywa / $n < 1,0$ /.

Przedstawioną metodę stosuje się przy doborze kruszywa dla konstrukcyjnych betonów lekkich, gdy decydującym czynnikiem jest jego wytrzymałość, a nie ciężar objętościowy.

2. Wpływ czasu mieszania i wibrowania na ciężar i wytrzymałość

W niniejszej pracy określono optymalny czas mieszania składników i wibrowania masy betonowej z uwagi na możliwość uzyskania betonów o najwyższej wytrzymałości na ściskanie.

Podczas mieszania składników betonu ziarna kruszyw lekkich ulegają częściowo rozkruszeniu. Zjawisko to wywiera wpływ zarówno na ciężar objętościowy, jak i na wytrzymałość betonu z kruszyw lekkich.

W pracy zajęto się betonami keramzytowymi z frakcją piaskową keramzytową. Do badań służył beton o szczelnym stosie okrucowym, składający się z trzech frakcji 0 - 4, 4 - 10 i 10 - 20 mm [3]. Badania przeprowadzano dla dwóch ilości cementu 250 i 350 kg w 1 m³ betonu. Wykorzystany został cement portlandzki marki "350" / "35" N/mm²/. Do mieszania składników użyto betoniarkę współbieżną /typ BP-135E/ o pojemności 135 l. Do zagęszczania masy betonowej służył stół wibracyjny o częstotliwości 2900 drgań/min i amplitudzie drgań 0,34 mm.

Zagęszczanie betonu zależne jest od czasu wibrowania, konsystencji masy betonowej oraz od intensywności wibracji. Pojęcie intensywności wibracji odpowiada iloczynowi amplitudy wibratora i jego częstotliwości drgań. Wyraża się ona dla sinusoidalnego przebiegu wibracji wzorem

$$I = A_v \cdot f_v \quad / \text{mm}^2/\text{s}^3 / \quad (7)$$

gdzie: A_v - amplituda wibratora,

f_v - częstotliwość drgań wibratora.

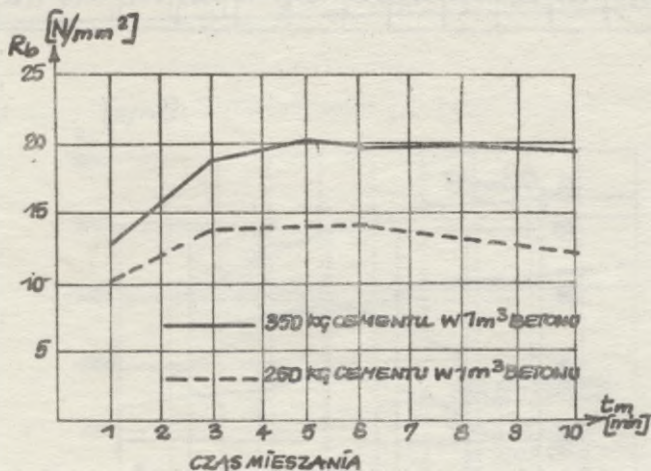
Intensywność wibratora służącego do badań wynosiła $1,30 \text{ mm}^2/\text{s}^3$. Badanie elementów próbných przeprowadzono na walcach o wymiarach $16 \times 16 \text{ cm}$. Wyniki pomiarów wytrzymałości i ciężaru objętościowego określono jako średnią z pięciu oznaczeń. W niniejszych badaniach dla każdej ilości cementu w 1 m^3 betonu przyjęto następujące czasy mieszania $t_m = 1, 3, 5, 6, 8$ i 10 minut, wibrowania $t_w = 20, 30, 50, 60, 80, 100$ i 120 sekund. Betony posiadały stosunek $w/c = 0,75$ dla 250 kg cementu w 1 m^3 betonu oraz $w/c = 0,65$ dla 350 kg cementu w 1 m^3 betonu, a także konsystencję gęsto-plastyczną, oznaczoną za pomocą aparatu Ve-Be, wynoszącą około 18°H . Aby określić zależność jaka zachodzi pomiędzy czasem mieszania i wibrowania betonu, wykonano 42 różne mieszanki dla ilości cementu 250 kg w 1 m^3 betonu oraz 36 mieszanki dla 350 kg w 1 m^3 betonu.

Według założonego programu badań każdemu czasowi mieszania składników betonu, wynoszącemu $1, 3, 5, 6, 8$ i 10 minut, odpowiadały czasy wibrowania składników masy betonowej $20, 30, 50, 60, 80, 100$ i 120 sekund. Pozwoliło to na określenie zależności jaka zachodzi pomiędzy czasem mieszania i wibrowania betonu, a wytrzymałością na ściskanie i jego ciężarem objętościowym. W tablicach 4 i 5 zależności te przedstawiono dla odpowiednich ilości cementu 250 i 350 kg na 1 m^3 betonu. W tablicach podano również średnie wytrzymałości i ciężary objętościowe dla stałych czasów mieszania i zmiennych czasów wibrowania oraz stałych czasów wibrowania i zmiennych mieszania. Jako optymalny czas mieszania składników betonu przyjęto jego średnią wytrzymałość, przy zmiennych czasach wibrowania. Natomiast jako optymalny czas wibrowania masy betonowej przyjęto maksymalną wytrzymałość betonu przy zmiennych czasach mieszania składników. Zależność, która zachodzi pomiędzy średnią wytrzymałością na ściskanie a czasami mieszania dla wszystkich czasów wibrowania przedstawiono na rysunku 4. Zależność pomiędzy średnią wytrzymałością na ściskanie a czasem wibrowania dla wszystkich czasów mieszania przedstawiono na rysunku 5. Zależność pomiędzy średnim ciężarem objętościowym betonu a czasem mieszania i wibrowania przedstawiono na rysunkach 6 i 7.

Tablica 3

Analiza sitowa dla siedmiu sit

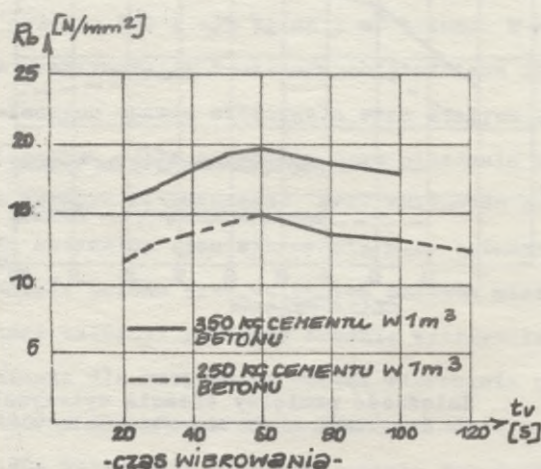
Frakcja /mm/	Symbol	Krzywa górna		Krzywa dolna	
		f_i /%/	$\sum_{i=1}^{i=10} f_i$ /%/	f_i /%/	$\sum_{i=1}^{i=10} f_i$ /%/
0,0 - 0,5	$\sum_{i=1}^{i=4} f_i$	7	7	5	5
0,5 - 1,0	f_5	11	18	5	10
1 - 2	f_6	18	36	18	28
2 - 4	f_7	14	50	19	49
4 - 10	f_8	26	76	24	71
10 - 20	f_9	24	100	25	96
20 - 40	f_{10}	-	100	4	100
		100	B = 387	100	B = 357



Rys. 4. Zależność pomiędzy średnią wytrzymałością na ściskanie a czasem mieszania

Zależność wytrzymałości na ściskanie i ciężaru objętościowego od czasu mieszania $/t_m/$ i czasu wibrowania $/t_v/$ dla 250 kg cementu w $1 m^3$ betonu

Czas wibrowania t_w /s/	Czas mieszania t_m w minutach										Wartości R_b		
	1		3		5		6		8			10	
	Wytrzymałość na ściskanie R_b /N/mm ² / i ciężar objętościowy S_p /kg/m ³ /												
	R_b		R_b		R_b		R_b		R_b			R_b	
20	9,0	1210	11,3	1260	11,8	1320	14,2	1320	11,3	1340	13,7	1360	11,9/1300
30	10,1	1250	14,2	1310	14,2	1360	15,2	1380	14,7	1390	11,3	1400	13,3/1350
50	10,3	1260	15,3	1370	15,7	1380	16,1	1410	14,2	1420	15,3	1450	14,4/1380
60	11,3	1280	15,3	1380	16,1	1370	16,1	1420	15,7	1420	14,7	1410	14,8/1380
80	9,8	1310	15,7	1380	15,2	1400	15,7	1440	15,2	1450	13,0	1470	14,0/1410
100	11,3	1320	14,2	1400	15,7	1410	14,2	1460	14,2	1470	11,3	1500	13,5/1430
120	11,8	1330	15,3	1420	15,2	1440	13,0	1480	11,8	1480	10,1	1520	12,9/1450
wartości średnie	10,5	1280	14,5	1360	14,8	1380	14,9	1410	19,9	1420	12,8	1440	-

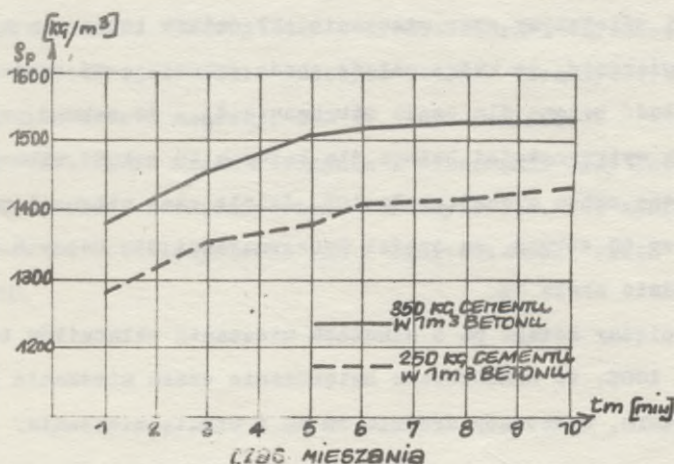


Rys. 5. Zależność pomiędzy średnią wytrzymałością na ściskanie a czasem wibrowania

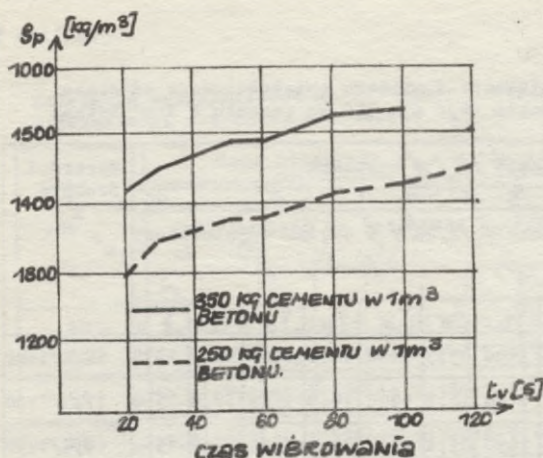
Tablica 5

Zależność wytrzymałości na ściskanie i ciężaru objętościowego od czasu mieszania $/t_m/$ i czasu wibrowania $/t_v/$ dla 350 kg cementu w $1 m^3$ betonu

Czas wibro- wania t_w /s/	Czas mieszania $/t_m/$ w minutach												Wartości średnie R_b
	1		3		5		6		8		10		
	Wytrzymałość na ściskanie $R_b/N/mm^2$ i ciężar objętościowy $\rho_p /kg/m^3/$												
	R_b	ρ_p	R_b	ρ_p	R_b	ρ_p	R_b	ρ_p	R_b	ρ_p	R_b	ρ_p	
20	12,1	1310	11,3	1370	17,6	1440	19,3	1460	18,1	1460	18,9	1470	16,2/1420
30	13,0	1330	16,1	1450	18,9	1490	18,1	1490	19,9	1500	17,9	1520	17,3/1460
50	14,2	1400	19,9	1470	21,6	1490	21,1	1510	20,6	1530	10,0	1560	19,4/1490
60	14,2	1390	20,6	1460	21,1	1530	21,6	1540	20,6	1530	19,9	1500	19,7/1490
80	11,8	1410	21,1	1490	22,1	1550	18,9	1570	18,9	1570	19,9	1580	18,8/1430
100	10,8	1420	18,1	1510	19,9	1580	19,9	1560	21,1	1590	17,9	1570	18,0/1540
wartości średnie	12,7	1300	17,8	1460	20,2	1510	19,8	1520	19,9	1530	18,9	1530	-



Rys. 6. Zależność pomiędzy ciężarem objętościowym betonu a czasem mieszania



Rys. 7. Zależność pomiędzy ciężarem objętościowym betonu a czasem wibrowania

nut przyjmiemy za 1,00, to po minucie mieszania składników betonu wytrzymałość wynosić będzie około $0,70 R_5$, a po trzech minutach około $0,90 R_5$.

Jeśli zwiększymy czas mieszania składników betonu od 5 do 10 minut, to można stwierdzić, że wytrzymałość spada średnio o 2% co 1 minutę. Jeśli wytrzymałość betonu dla czasu wibrowania $t_w = 50$ sekund przyjąć za 100%, to spadek wytrzymałości betonu dla każdych 10 sekund wibrowania poniżej optymalnego czasu wynosi około 10%. Jeżeli czas wibracji masy betonowej przekroczy 60 sekund, to spadek wytrzymałości dla każdych 10 sekund wynosić będzie około 2%.

Gdy ciężar betonu po 5 minutach mieszania składników betonu przyjmiemy za 100%, to każdorazowe zwiększenie czasu mieszania powoduje przyrost ciężaru, wynoszący średnio 3% na 1 minutę mieszania.

3. Wnioski

1. Podana metoda analityczna doboru stosu okruszowego pozwala na podstawie krzywej przesiewu oraz znajomości ciężarów nasypowych i obję-

Na podstawie przedstawionych wyników, podanych w tablicach 1 i 2 można stwierdzić, że najwyższe wytrzymałości dla zwartych betonów keramzytowych otrzymuje się stosując czas mieszania składników betonu w granicach 5-6 minut i czas wibracji masy betonowej 50-60 sekund. Jeżeli wytrzymałość betonu dla

czasu mieszania $t_m = 5$ mi-

tościowych kruszyw lekkich określić szczelny stos okrucowy. Szczelny stos okrucowy powinien się charakteryzować wielkościami wskaźnika uziarnienia $U > 6,0$ oraz wielkościami wskaźnika szczelności $S_j > 0,67$.

2. Mieszanie składników betonów lekkich powinno odbywać się za pomocą betoniarek współbieżnych lub przeciwbieżnych, a czas mieszania masy betonowej nie powinien być krótszy niż 5 minut.

3. Czas wibrowania masy betonowej zależy jest głównie od intensywności wibracji, co łączy się z amplitudą i częstotliwością. Na podstawie przeprowadzonych badań można stwierdzić, że czas wibracji /przy przyjętej intensywności wibracji $I = 1,30 \text{ mm}^2/\text{s}^3$ / oraz przyjętej konsystencji 18°H powinien wynosić nie mniej niż 50 s.

L i t e r a t u r a

- [1] W.Kuczyński: Betony konstrukcyjne - projektowanie metodą kolejnych przybliżeń. "Budownictwo i Architektura". Warszawa 1956.
- [2] Z.Janowski: Projektowanie zwartych betonów keramzytowych. Archiwum Inżynierii Lądowej, Tom XV, z.1 - 2/1969.
- [3] Z.Janowski: Wpływ czasu mieszania i wibrowania masy betonowej na wytrzymałość i ciężar betonu keramzytowego. XVI Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii PAN i Komitetu Nauki PZITB - Krynica 1970.

THE EFFECT OF VACUUM TREATMENT ON THE MECHANICAL PROPERTIES, OF LIGHTWEIGHT CONCRETES

4.3

written by

Władysław Ziobroń

1. Possibilities and conditions of vacuum process application

The vacuum treatment as one of the methods for concrete mix consolidation can be adopted only for structural lightweight concretes with a dense grain composition.

It should be kept in view that the porosity of lightweight aggregates might exert a detrimental influence on the vacuum treatment effectiveness, particularly when air is present in the connected aggregate pores, the shittering is untight or the time of vacuum treatment is too long. Results of strength tests carried out on vacuum treated concretes made with pumice-, expanded clay and calcareous aggregates are cited below. Vacuum treatment effect(e) is represented by the percentage increase of vacuum treated concrete to ordinary concrete strength ratio.

2. Pumice aggregate

Concrete mix ingredients are cited in the table 1.

Table 1

Concrete ingredients	Volumes of ingredients in kg/m ³
portland cement 350	350
pumice 0-4 mm	470
pumice 4-10 mm	350
pumice 10-20 mm	350
water	250

The object of the preliminary test series was to determine the optimum time for vacuum treatment process. On this purpose the strength effect of 10, 15, 20 and 25 minutes vacuum treatment has been established. The results of preliminary tests are cited in the table 2.

Table 2

Age of concrete	e effect % for a time of vacuum treatment of			
	10 mns	15 mns	20 mns	25 mns
7 days	12	44	2	-4
14 days	2	28	1	-2
28 days	3	21	-2	-8

Thus the optimum time for vacuum treatment in the given conditions is of 15 mns (fig. 1).

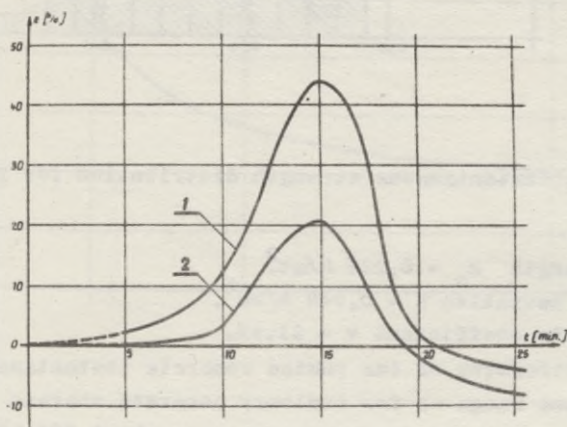


Fig. 1. The influence of vacuum treatment time on the strength effect of pumice concrete: 1) after 7 days, 2) after 28 days

Then full strength characteristic tests of the vacuum treated concrete have been carried out for the vacuum process time determined above. The following properties have been tested:

- a) instantaneous strength test,
- b) strength increase test in the first hardening stage,
- c) 28 day strength.

As a result of instantaneous strength test the following distribution parameters have been obtained (fig. 2).

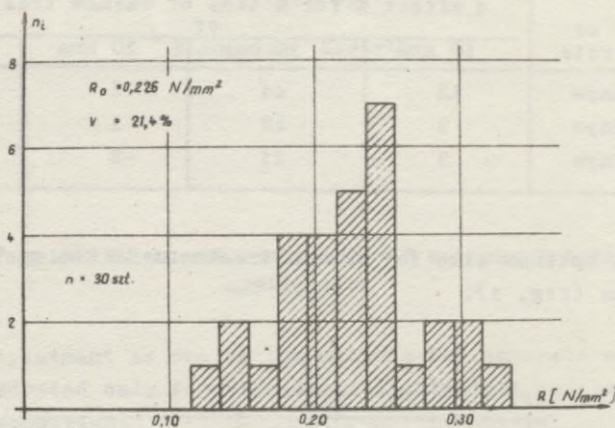


Fig. 2. Instantaneous strength distribution for pumice concrete

mean strength $R_0 = 0,226 N/mm^2$,
 standard deviation $s = 0,048 N/mm^2$,
 variability coefficient $v = 21.4\%$.

The uniformity of the pumice concrete instantaneous strength is of the same range as for ordinary concrete whereas the mean instantaneous strength of pumice concrete is about 50% higher against in comparison with the instantaneous strength of ordinary concrete. For this property may be accounted the increase of friction forces due to the substantial roughness of pumice grain surface.

The increased instantaneous strength may be well utilized for the direct stripping of structures working under compression, such as wet moulded walls in portable shutterings, columns etc.

The results of the hardening process test for pumice concrete are cited in table 3.

Table 3

Concrete type	Strength in N/mm^2 after				
	1 day	3 days	7 days	14 days	28 days
ordinary concrete	-	-	7,4	10,4	12,0
vacuum treated concrete	2,5	6,5	10,6	13,4	14,5
Δ effect %	-	-	44	28	21

As one may see, the range of vacuum treatment effect in the period of 7-28 days is similar as in the case of tests carried out on ordinary concretes (fig. 3).

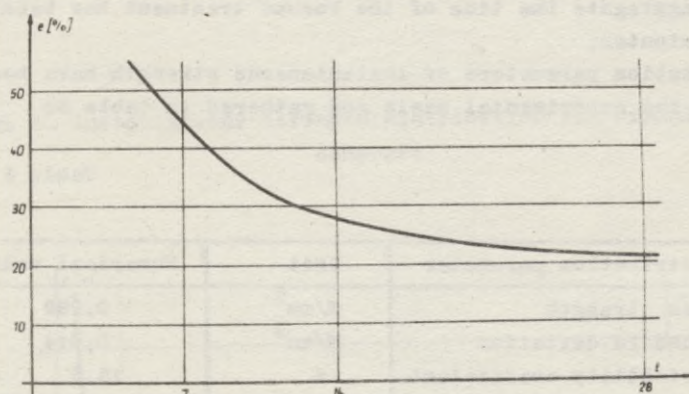


Fig. 3. Diagram of vacuum treatment effect for pumice concrete

3. Expanded clay aggregates

A concrete mix with following ingredients has been designed (table 4).

Table 4

Concrete ingredients	Volume of ingredients kg/cm ²
portland cement 350	400
expanded clay 0-4 mm	360
expanded clay 4-10 mm	310
expanded clay 10-20 mm	310
sand	155
water	185

After filling the tested cylinders of 16 cm diameter put into the shutterings with concrete mix, vacuum treatment has been performed at a negative pressure of 0.70 psi. Because of the plugged pores of the expanded aggregate the time of the vacuum treatment has been extended up to 20 minutes.

Distribution parameters of instantaneous strength have been established on the experimental basis and gathered in table 5.

Table 5

Distribution parameter	Unit	Numerical values
mean strength	N/mm ²	0,089
standard deviation	N/mm ²	0,014
variability coefficient	%	15,6

The distribution histogram is shown in fig. 4.

It is probable that a reduction of friction forces occurred due to the smooth surface of the expanded clay grains what in turn induced to the lowering of the mean instantaneous strength. On the other hand the increase of strength uniformity is due to a better granulation homogeneity. The variability coefficient diminished by 25% in respect to the pumice aggregate.

The investigation of the hardening process (see table 6) revealed a rather feeble vacuum treatment effect at the early stage. Nevertheless some increase of this effect may be noticed after 28 days.

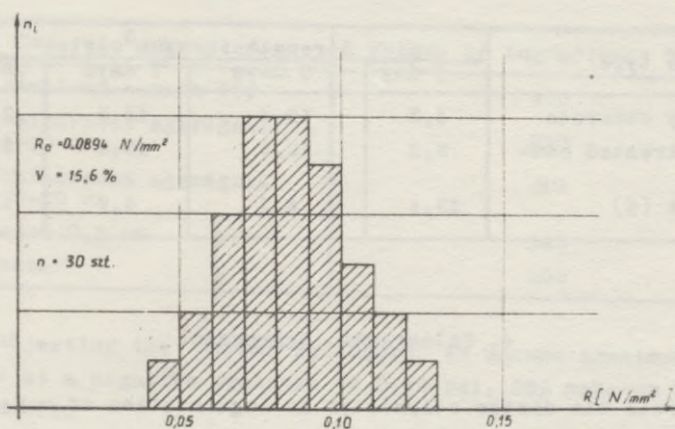


Fig. 4. Instantaneous strength distribution for expanded clay concrete

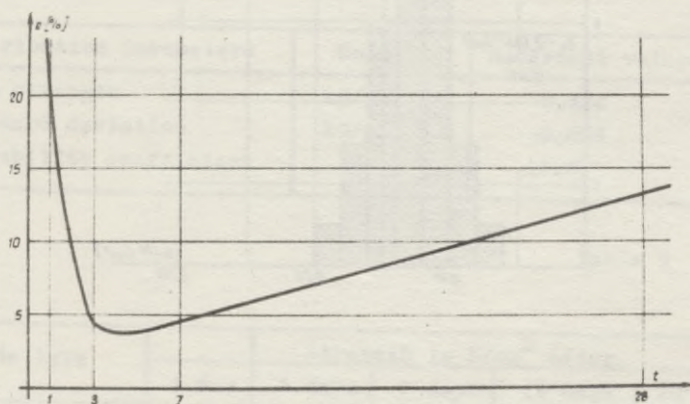


Fig. 5. Strength effect for vacuum treated expanded clay concrete

Table 6

Concrete type	Strength in N/mm^2 after			
	1 day	3 days	7 days	28 days
ordinary concrete	4,2	12,4	14,5	22,7
vacuum treated concrete	5,2	12,9	15,2	25,7
e effect (%)	23,4	4,1	4,6	13,2

4. Calcareous aggregate

The concrete mix design stipulates an augmentation of make-up water volume because of the substantial absorbability of the calcareous aggregate (see table 7).

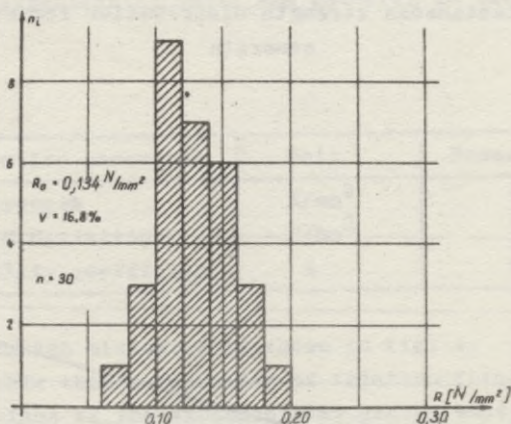


Fig. 6. Instantaneous strength distribution for concretes made with calcareous aggregate

Table 7

Concrete ingredients	Volume of ingredients kg/cm^3
portland cement 350	400
calcareous aggregate 2-10 mm	620
calcareous aggregate 10-20 mm	410
sand 0,2 mm	340
water	268

When subjecting the tested cylinders to vacuum treatment during 20 minutes at a negative pressure of 0,70 psi, 25% make-up water have been drawn off.

Instantaneous strength distribution parameters (see table 8) for concrete made with calcareous aggregate do not show substantial differences in comparison with the ordinary concretes, the strength effect, however, has also been underrated just as in the case of expanded clay aggregates, as it may be seen from the table 9:

Table 8

Distribution parameters	Unit	Numerical values
mean strength	kg/mm^2	0,134
standard deviation	kg/mm^2	0,023
variability coefficient	%	16,8

Table 9

Concrete type	Strength in N/mm^2 after				
	1 day	3 days	7 days	14 days	28 days
ordinary concrete	2,87	6,57	8,38	11,09	12,89
vacuum treated concrete	4,44	6,92	9,03	11,71	15,08
e effect %	55,0	5,3	7,8	5,6	16,9

5. The intensity of the lightweight concrete hardening process

With the known function of strength increase in time $R = f(t)$, the hardening increase rate may be expressed as follows:

$$I_t = \frac{dR}{dt} \quad (1)$$

In the practice the course of the concrete strength increase is rather well illustrated by the Klokner's logarithmic curve

$$R = a \ln t + b \quad (2)$$

where the hardening process rate:

$$J_t = \frac{a}{t} \quad (3)$$

is proportional to the parameter (a). On the other hand the parameter (b) does match with the 1 day concrete strength.

Due to the adoption of the regression method, curves of strength increase for lightweight concrete have been determined. Curve parameters are compared in the table 10.

Table 10

Aggregate type	Concrete type	Increase curve parameters	
		a	b
pumice aggregates	ordinary	3,66	2,76
	vacuum treated	8,61	4,32
expanded clay aggregates	ordinary	12,24	5,00
	vacuum treated	12,53	5,46
calcareous aggregates	ordinary	6,87	2,98
	vacuum treated	7.19	3.81

The best influence on the intensity of the hardening process rate was achieved with vacuum treatment of pumice concrete whereas for concretes made with expanded clay or Calcareous aggregates the increase rate has been rather inconsiderable.

6. Conclusions

6.1. The investigations have proved the vacuum treatment advantageous influence on the lightweight concrete strength properties. The highest strength effect has been stated in case of vacuum treatment on the concrete made with pumice aggregate and it has been stated for the instantaneous strength as well as the strength increase in time of hardening process.

6.2. The stipulations about the adoption of vacuum process for lightweight concretes should be included into the discussed "Manual Lightweight Concrete". Vacuum treatment is particularly advantageous for concretes with a rough aggregate surface and closed pores.

6.3. It is suggested here to introduce into "Manual Lightweight Concrete" the stipulation about the tests on hardening process intensity for lightweight concretes after the method discussed in Section 5 as follows:

The course of rate investigation should be as follows:

- manufacturing of a series of 25 test elements,
- testing of the sample strength after 1, 3, 7, 14 and 28 days (5 samples for each period)
- determination of experimental factors (a and b) in the equation (2) after the regression method.
- hardening intensity calculation after formula (3).

WPLYW PRÓŻNIOWANIA NA WŁASNOŚCI WYTRZYMAŁOŚCIOWE
BETONÓW LEKKICH

4.3

napisał

Władysław Ziebroń

1. Możliwości i warunki zastosowania metody próżniowania

Próżniowanie betonu jako jedna z metod zagęszczania masy betonowej może być stosowane jedynie dla konstrukcyjnych betonów lekkich, posiadających szczelny stos okruszowy.

Należy pamiętać, że porowatość kruszyw lekkich może ujemnie wpływać na efekt próżniowania, zwłaszcza w przypadku występowania powietrza w połączonych porach kruszywa, nieszczelności deskowania i nadmiernego przedłużenia czasu próżniowania.

Nież przedstawiono wyniki badania wytrzymałości betonów próżniowanych na kruszywach: pumekсовym, keramzytowym i wapiennym. Efekt wytrzymałościowy próżniowania (e) wyrażone w postaci procentowego przyrostu wytrzymałości betonu próżniowanego w stosunku do wytrzymałości betonu zwykłego.

2. Kruszywo pumekсовe

Składniki mieszanki betonowej podane w tablicy 1.

Tablica 1

Składniki betonu	Ilości składników
	kg/m ³
cement portlandzki 350	350
pumeks 0 - 4 mm	470
pumeks 4 - 10 mm	350
pumeks 10 - 20 mm	350
woda	250

Wstępna seria badań miała na celu ustalenie optymalnego czasu próżniowania. W tym celu określono efekt wytrzymałościowy dla 10, 15, 20 i 25 minut próżniowania. Wyniki badań wstępnych podano w tablicy 2.

Tablica 2

Wiek betonu	Efekt e /% dla czasu próżniowania			
	10 min	15 min	20 min	25 min
7 dni	12	44	2	-4
14 dni	2	28	1	-2
28 dni	3	21	-2	-8

Optymalny czas próżniowania wynosi zatem w danych warunkach 15 min.

/rys.1/.

Dla ustalonego wyżej czasu próżniowania przeprowadzono następnie badania pełnej charakterystyki wytrzymałościowej betonu próżniowanego:

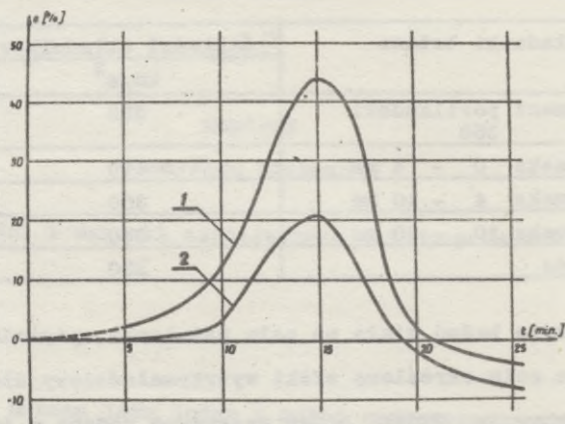
- a/ wytrzymałości natychmiastowej,
- b/ przyrostu wytrzymałości w pierwszym okresie twardnienia,
- c/ wytrzymałości 28-dniowej.

W wyniku badania wytrzymałości natychmiastowej uzyskano następujące parametry rozkładu /rys.2/:

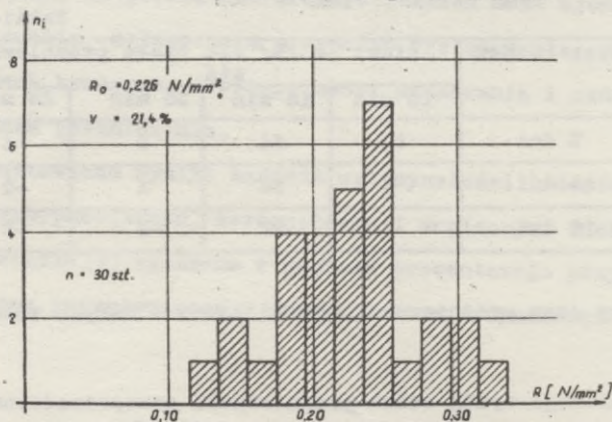
wytrzymałość średnia $R_0 = 0,226 \text{ N/mm}^2$,

odchylenie standardowe $s = 0,048 \text{ N/mm}^2$,

współczynnik zmienności $v = 21,4\%$.



Rys. 1. Wpływ czasu próżniowania na efekt wytrzymałościowy betonu na kruszywie pumeksowym: 1/ po 7 dniach, 2/ po 28 dniach



Rys. 2. Rozkład wytrzymałości natychmiastowej betonu na kruszywie pumeksowym

Jednorodność wytrzymałości natychmiastowej jest tego samego rzędu jak w przypadku betonów na kruszywie zwirowym, natomiast średnia wytrzymałość betonu na kruszywie pumeksowym jest o około 50% wyższa w porównaniu z wytrzymałością natychmiastową betonów zwirowych. Powyższą własność można uzasadnić wzrostem sił tarcia na skutek znacznej szorstkości powierzchni ziarn pumeksu.

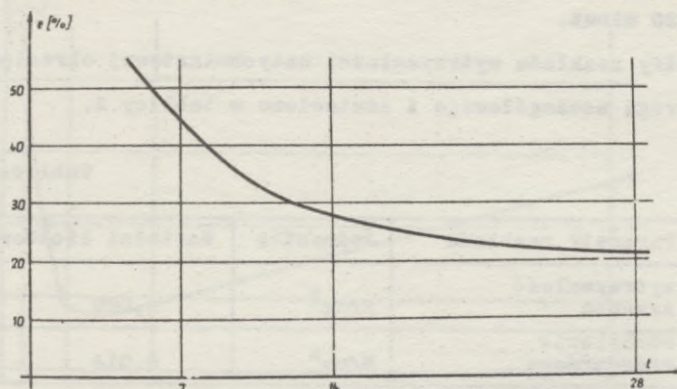
Zwiększona wytrzymałość natychmiastowa może być z powodzeniem wykorzystana do bezpośredniego rozdeskowania konstrukcji pracujących na ściskanie, jak: ściany odlewane na mokro w deskowaniach inwentaryzowanych, słupy itp.

Wyniki badań procesu twardnienia betonu na kruszywie pumekсовym podano w tablicy 3.

Tablica 3

Rodzaj betonu	Wytrzymałość N/mm^2 po upływie				
	1 dnia	3 dni	7 dni	14 dni	28 dni
beton zwykły	-	-	7,4	10,4	12,0
beton próżniowany	2,5	6,5	10,6	13,4	14,5
efekt e /% /			44	28	21

Jak widać, zakres efektu próżniowania w okresie 7 - 28 dni jest podobny jak w przypadku badań dla betonów na kruszywach żwirowych /rys. 3/.



Rys. 3. Wykres efektu próżniowania betonu na kruszywie pumekсовym

3. Kruszywo keramzytowe

Zaprojektowano mieszankę betonową o następującym składzie /tablica

4/:

Tablica 4

Składniki betonu	Ilość składników
	kG/m ³
cement portlandzki 350	400
keramzyt 0-4 mm	360
keramzyt 4-10 mm	310
keramzyt 10-20 mm	310
piasek	155
woda	185

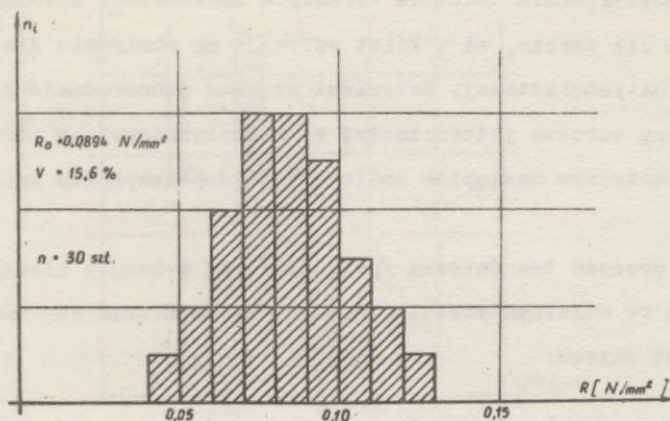
Pe wypełnieniu mieszanką betonową deskowania wraz z formami dla walców próbnych $\varnothing$ 16 cm przeprowadzono próżniowanie przy podciśnieniu 0,70 atm. Czas próżniowania ze względu na zasklepienie pory keramzytu przedłużono do 20 minut.

Parametry rozkładu wytrzymałości natychmiastowej określono na podstawie szeregu szczegółowego i zestawiono w tablicy 5.

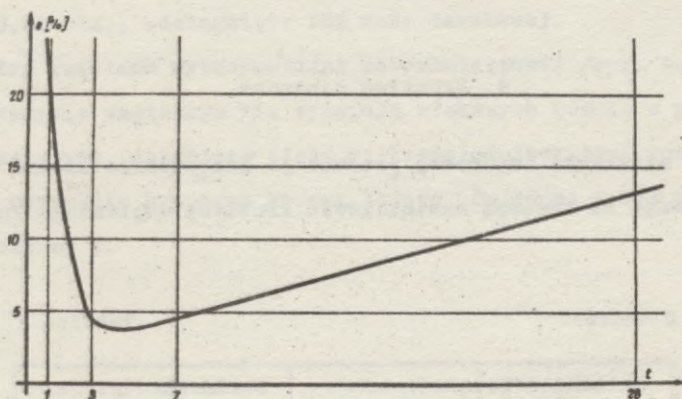
Tablica 5

Parametr rozkładu	Jednostka	Wartości liczbowe
wytrzymałość średnia	N/mm ²	0,089
odchylenie standardowe	N/mm ²	0,014
współczynnik zmienności	%	15,6

Histogram rozkładu przedstawiono na rys. 4.



Rys. 4. Rozkład wytrzymałości natychmiastowej betonu na kruszywie keramzytowym



Rys. 5. Efekt wytrzymałościowy betonu próżniowanego na kruszywie keramzytowym

Gładka powierzchnia kruszywa keramzytu spowodowała prawdopodobnie zmniejszenie sił tarcia, co z kolei wpłynęło na obniżenie średniej wytrzymałości natychmiastowej. Natomiast większa jednorodność granulacji jest przyczyną wzrostu jednorodności wytrzymałościowej. W porównaniu z kruszywem pumekowym nastąpiło zmniejszenie współczynnika zmienności o 25%.

Badania procesu twardnienia /por. tabl. 6/ wykazały niewielki efekt próżniowania we wczesnym okresie. Pewien wzrost efektu obserwujemy natomiast po 28 dniach.

Tablica 6

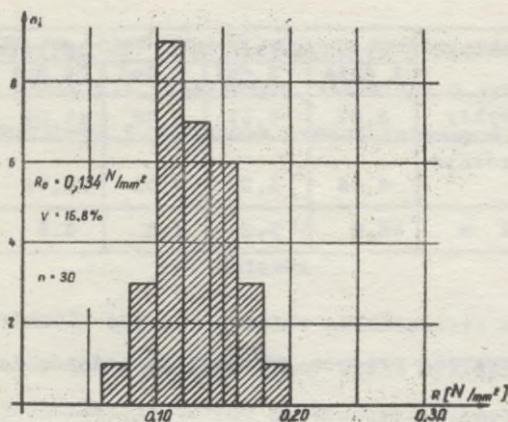
Rodzaj betonu	Wytrzymałość N/mm^2 po upływie			
	1 dnia	3 dni	7 dni	28 dni
beton zwykły	4,2	12,4	14,5	22,7
beton próżniowany	5,2	12,9	15,2	25,7
efekt e /% /	23,6	4,1	4,6	13,2

4. Kruszywo wapienne

Projekt mieszanki betonowej przewiduje zwiększenie ilości wody zarobowej z uwagi na znaczną nasiąkliwość kruszywa wapiennego /por. tabl. 7/.

Tablica 7

Składniki betonu	Ilość składników kg/m^3
cement portlandzki 350	400
kruszywo wapienne 2-10 mm	620
kruszywa wapienne 10-20 mm	410
piasek 0;2 mm	340
woda	268



Rys. 6. Rozkład wytrzymałości natychmiastowej betonu na kruszywie wapiennym

W wyniku próżniowania walców próbnych, trwającego 20 minut przy podciśnieniu 0,70 atm., odciągnięto 25% wody zarobowej.

Parametry rozkładu wytrzymałości natychmiastowej /por. tabl. 8/ betonu na kruszywie wapiennym nie wykazują większych różnic w porównaniu z betonem żwirowym, natomiast efekt wytrzymałościowy jest również zaniżony jak w przypadku kruszywa keramzytowego. Świadczą o tym wartości podane w tablicy 9.

Tablica 8

Parametry rozkładu	Jednostka	Wartości liczbowe
wytrzymałość średnia	N/mm^2	0,134
odchylenie standardowe	N/mm^2	0,023
współczynnik zmienności	%	16,8

Tablica 9

Rodzaj betonu	Wytrzymałość N/mm ² po upływie				
	1 dnia	3 dni	7 dni	14 dni	28 dni
beton zwykły	2,87	6,57	8,38	11,09	12,89
beton próżniowy	4,44	6,92	9,03	11,71	15,08
efekt e %	55,0	5,3	7,8	5,6	16,9

5. Intensywność procesu twardnienia betonów lekkich

Jeśli dana jest funkcja wzrostu wytrzymałości w czasie $R = f(t)$, wówczas intensywność wzrostu procesu twardnienia można wyrazić w postaci:

$$J_t = \frac{dR}{dt} \quad (1)$$

W praktyce charakter wzrostu wytrzymałości betonu stosunkowo dobrze opisuje logarytmiczna krzywa Klocknera:

$$R = a \ln t + b \quad (2)$$

dla której intensywność procesu twardnienia:

$$J_t = \frac{a}{t} \quad (3)$$

jest proporcjonalna do parametru a . Natomiast parametr b odpowiada 1-dniowej wytrzymałości betonu.

Dzięki zastosowaniu metody regresji określono krzywe wzrostu wytrzymałości dla betonów na kruszywach lekkich. Parametry krzywych zestawiono w tabeli 10.

Tablica 10

Rodzaj kruszywa	Rodzaj betonu	Parametry krzywej wzrostu	
		a	b
pumeksowe	zwykły	36,6	27,6
	próżniowany	86,1	43,2
keramzytowe	zwykły	122,4	50,0
	próżniowany	125,3	54,6
wapienne	zwykły	68,7	29,8
	próżniowany	71,9	38,1

Największy wpływ na intensywność procesu twardnienia wykazało próżniowanie betonu na kruszywie pumekсовym. Natomiast w przypadku betonu na kruszywach keramzytowym i wapiennym wzrost intensywności jest nieznaczny.

6. Wnioski

6.1. Badania wykazały korzystny wpływ próżniowania na własności wytrzymałościowe betonów lekkich. Największy efekt wytrzymałościowy stwierdzono w przypadku próżniowania betonu na kruszywie pumekсовym zarówno pod względem wytrzymałości natychmiastowej, jak i przyrostu wytrzymałości w czasie.

6.2. Zalecenie dotyczące stosowania metody próżniowania do betonów lekkich winno być objęte przepisami normy. Zabieg próżniowania jest szczególnie korzystny dla betonów o szorstkiej powierzchni kruszywa i zamkniętych porach.

6.3. Proponuje się wprowadzenie do projektu normy zalecenia, dotyczącego badania intensywności procesu twardnienia betonów lekkich, według sposobu opisanego w p. 5. Przebieg badania intensywności byłby następujący:

- wykonanie serii 25 elementów próbnych,
- badanie wytrzymałości próbek po 1, 3, 7, 14 i 28 dniach /po 5 próbek dla każdego okresu/,
- określenie współczynników doświadczalnych /a i b/ w równaniu (2) metodą regresji,
- obliczenie intensywności zgodnie z wzorem (3).

THE ANALYSIS OF LIGHTWEIGHT CONCRETE DEFORMATION

5.8

written by

Sylwester Oleszkiewicz

The characteristic of concrete deformation is of a significant importance for the design methods of structure produced by use of this material. In the 5.3 section of the Manual on Lightweight Concrete a distinction is made between the deformation due to external loading (elastic deformation and creep) and the volumetric changes due to hardening and variation in the moisture contents as well as to temperature variations.

In the following sections consideration is given to the characteristic of the lightweight aggregate concrete deformation due to external loads of short duration in relation to that of ordinary concrete.

1. Stress-strain diagrams

The stress strain diagram for ordinary concrete due to external loads of short duration may be expressed, with a fair accuracy, in the form of second degree parabola, accepted by CEB in Madrid 1956:

$$\frac{\sigma_b}{R'_b} = \frac{\epsilon_b}{\epsilon_{bu}} \left(2 - \frac{\epsilon_b}{\epsilon_{bu}} \right) \quad (1)$$

where: σ_b - the actual stress of concrete in N/mm^2 ,
 R'_b - the compressive strength of concrete in N/mm^2 ,
 ϵ_b - the actual strain of concrete,
 ϵ_{bu} - the concrete ultimate strain reached in compression at the peak load.

Afterwards, this relation has been confirmed by a great number of tests results carried out in different research centers.

Into the relation (1) the ultimate strain ϵ_{bu} is introduced, which

is a characteristic property of given concrete. Experimental formulas for ultimate strain of ordinary concrete have been derived by Emperger, Brandtzaeg, Saliger, Jaeger and others, which may be expressed in a general form by:

$$\epsilon_{bu} = f(R'_b). \quad (2)$$

This type of formula enables to introduce one characteristic property of concrete, that is its strength, only. There is no possibility to introduce a characteristic of deformation property of given concrete due to sort of aggregate and matrix used.

From the physical point of view, any concrete even the weakest one, as a brittle material, has a clear deformation limit and after its excess the resistance of concrete against the external loading rapidly decreases. Approaching the smallest strength of given concrete type, theoretically zero, its inferior ultimate strain ϵ_{ou} may be established.

To determine the increase of the ultimate strain due to the increase of the concrete strength a concept of a modulus of ultimate deformation increment E_{ou} is introduced here. The relation between ultimate strain increase and strength of concrete is expressed by:

$$\Delta \epsilon_{bu} = \frac{R'_b}{E_{ou}}. \quad (3)$$

Thus the relation between the strength of concrete and its strain is expressed by:

$$\epsilon_{bu} = \epsilon_{ou} + \frac{1}{E_{ou}} R'_b \quad (4)$$

where: ϵ_{ou} - the inferior ultimate strain of concrete,
 E_{ou} - the modulus of ultimate deformation increment in N/mm^2 .

The parameters ϵ_{ou} and E_{ou} describe the deformation properties of the given type of concrete.

The results of tests carried out at the Building Research Institute of the Technological University of Cracow have shown that the relation (4) may be assumed linear as it is presented in the fig. 1. It means that the modulus of ultimate deformation increment is a constant value for a given type of concrete.

The test results presented in fig. 5.7 of the Manual are also shown in the fig. 1 of this paper. These test results for concrete made with normal aggregate (N/15, N/25, N/45) and with lightweight concrete Lia-

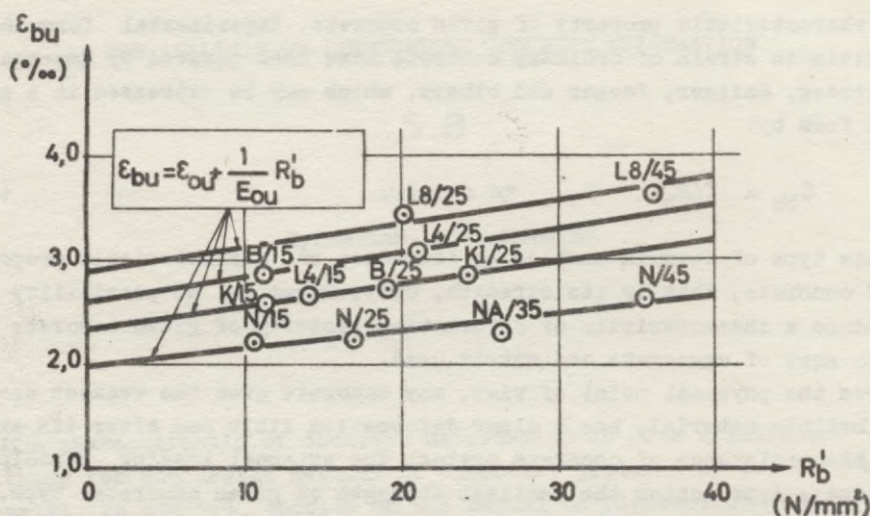


Fig. 1. Relation between ultimate strain and compressive strength of concrete

por 8 (L 8/25, L 8/45) as well as the results of the test carried out at the Technological University of Cracow (NA/35, K/15, KI/25) have proved the linear shape of the relation (4). It seems, though, that the concretes made with Berwilit and Liapor 4 may possess the different deformation properties due to the other ingredients. Taking the above into account the test results B/15 and L4/25 may be found on the same line thus be in possession of the same deformation characteristic and the test results L4/15 and B/25 may be found on the other line. The assumption that the ultimate strain of concrete made with Berwilit grows smaller with its strength increment and the other way round that it rapidly increases for concrete Liapor 4 when its strength grows bigger cannot be accepted.

As it may be observed from fig. 1 the inferior ultimate strains ϵ_{ou} range from about 2.0 ‰ for ordinary concrete up to about 3.0 ‰ for lightweight concretes according to the kind of aggregate and matrix used.

Furthermore, the modulus of ultimate deformation increment E_{ou} ranges from about 30 000 N/mm^2 for lightweight concretes to about 60 000 N/mm^2 for ordinary concrete. Those values have been established on the basis of limited number of test results and their experimental verification would be desired.

In the Manual the stress-strain diagram for lightweight concretes are drawn in the fig. 5.7 for different aggregates and different strength classes of concrete but no analytical expression for that relation has been proposed. This could create some difficulties in the interpretations of different phenomena in concrete structures and misunderstanding among different authors.

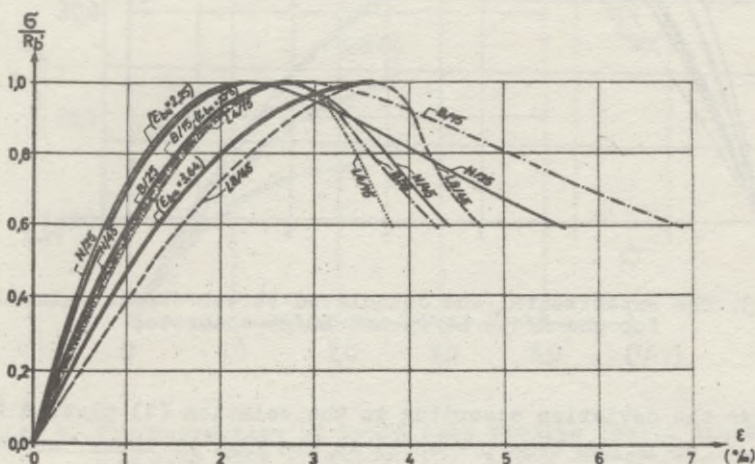


Fig. 2. The experimental and calculated stress-strain relations for the N/25, N/45, B/15, B/25, L/14 and L8/45 concretes

It may be noticed that some of the diagrams plotted on the fig. 5.7 have the shape of second degree parabola. The diagrams for concretes N/45, B/15, B/25, L4/15 are very close to one another, and when compared with the formula (1) plotted for the average ultimate strain 2,75 ‰ a satisfactory confidence may be observed (see fig. 2).

In the fig. 2 may be obtained a similar agreement between the diagram of N/25 and the formula (1) drawn for the ultimate strain of 2,25 ‰ and between L8/25 diagram and the relation (1) for $\epsilon_{bu} = 3,04 \%$ presented in the fig. 3, however, the deviation for the latter is slightly bigger.

The only deviation which may have already been of some practical meaning are shown by N/15 and L4/25 concretes whose stress-strain diagrams together with the relation (1) plotted respectively for $\epsilon_{bu} = 2,21 \%$ and $\epsilon_{bu} = 3,04 \%$ are presented in the fig.3. The L8/25 concrete diagram

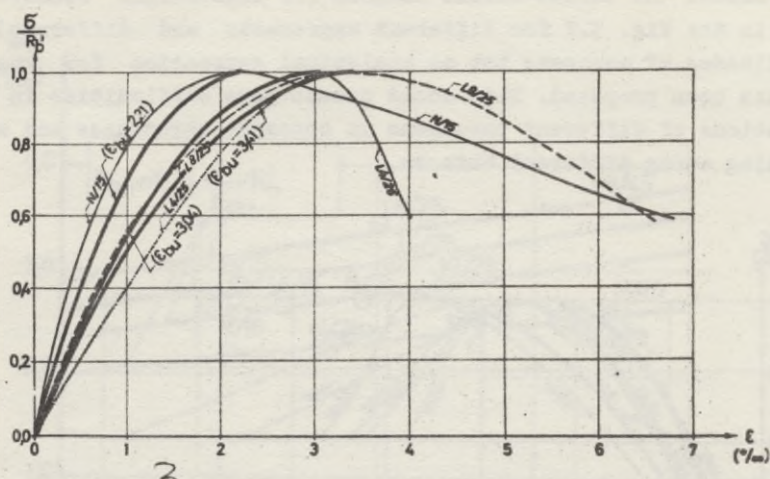


Fig. 3. The experimental and calculated stress-strain relations for the N/15, L4/25 and L8/25 concretes

also shows the deviation according to the relation (1) plotted for $\epsilon_{bu} = 3,42\%$ as it has been presented in the fig. 2. Those deviations can be hardly explained because the relation (1) has been confirmed for the all considered aggregates and for the whole range of tested concretes that is from 14,1 to 35,3 N/mm². As it is presumed here it might be due to some possible inaccuracies that could have happened during sample preparation or the testing process. It might be useful to verificate the results of these three rather strange diagrams.

The formula (1) has been also confirmed in other investigations. For example, the tests on short lightweight aggregate concrete columns carried out at the University of Leeds under Professor R. H. Evans, where the diagrams for stress-strain relation have been made. The lightweight aggregate so called "Lytag" manufactured on the basis of a sintered pulverized fuel ash was used for this purpose. Medium grade 4 - 10 mm and fine grade 0 - 4 of Lytag with ordinary portlandcement were used for the concrete production.

Stress-strain diagrams of Lytag concrete in compression were obtained from testing of the 10 x 10 x 50 cm samples made of concrete mixes 1 : 1,29 : 2,82, 1 : 3,0 : 4,4 and 1 : 5,0 : 5,0. The result of the tests are presented by diagrams in the fig. 4. The ultimate strain of the 1 : 5 : 5 mix is 2,05 % by the peak stress of 15,49 N/mm² and for the other one 1 : 3 : 4,4 it is 2,6 % by the peak stress

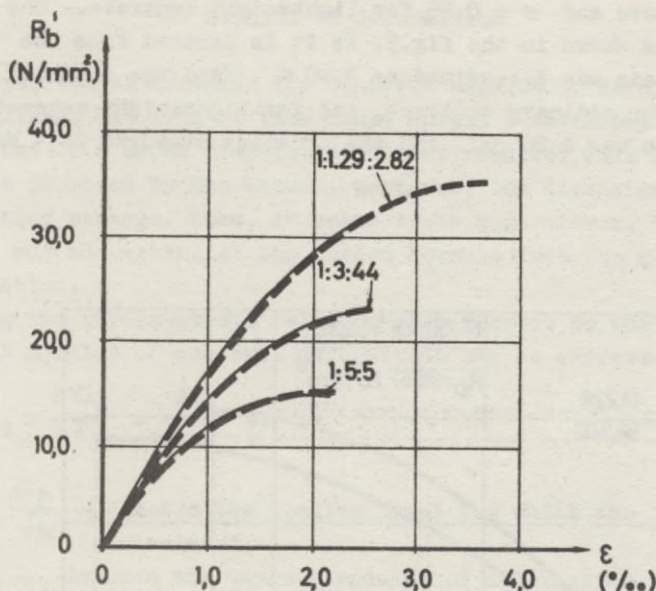


Fig. 4. The University of Leeds test results (solid lines) compared with relation (1) (dash lines)

of $23,0 \text{ N/mm}^2$. For the third used mix the strain is much bigger as it may be noticed from the diagram but unfortunately it was not measured. Assuming the ultimate strain of that mix, according to the shown part of the diagram, as $3,60\%$ and the concrete strength $R'_b = 35,0 \text{ N/mm}^2$, a good agreement between the relation (1) and the test results may be obtained, what may be observed in the fig. 4.

For another example may stand the results of investigation carried out at the Technological University of Cracow in 1970/72. Tests on stress-strain relation on lightweight and ordinary concretes were carried out where the expounded clay namely keramsite and the normal aggregate together with the portland cement were used for the production of concretes. The prism samples of $15 \times 15 \times 60 \text{ cm}$ were introduced in these tests for both concretes.

The test results of load-strain relation under axial compression have been approximated by the use of a second degree parabola, as follows:

$$N = a\varepsilon^2 + b\varepsilon$$

The obtained coefficients of correlation amounted $r = 0.987$ for ordinary concrete and $r = 0.96$ for lightweight concrete. The results of this study is shown in the fig.5. As it is derived from the above the ultimate strain was determined as 2,40 %. and the crushing strength 26,6 N/mm² for ordinary concrete, and for lightweight concrete the ultimate strain was 2,86 %. and the crushing strength 24,4 N/mm².

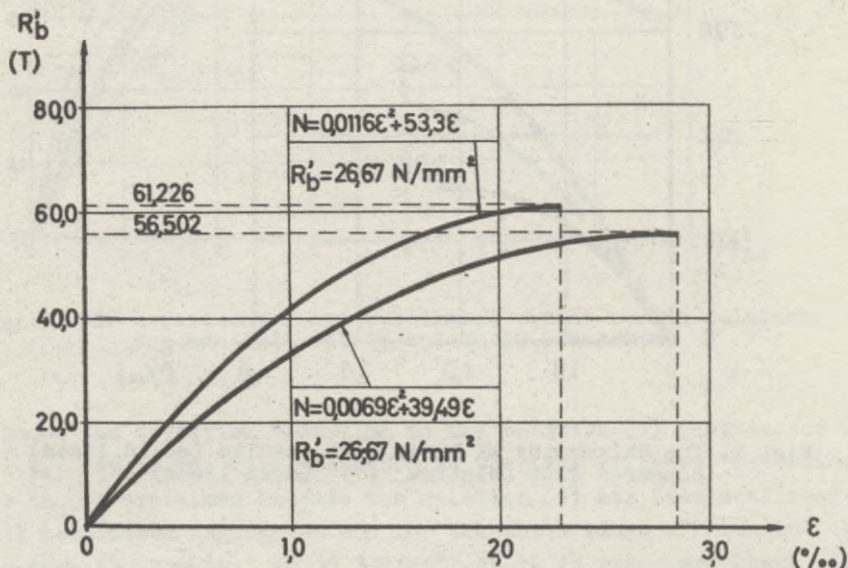


Fig. 5. The Technological University of Cracow tests results of stress-strain relations for ordinary concrete (upper line) and for keramzit concrete (lower line)

As it may be noticed from the plotted diagrams and the coefficient of correlation the cited investigations confirmed the earlier observed general tendency that the stress-strain relation for lightweight as well as for ordinary concretes, may be established in the shape of the formula (1).

2. Modulus of deformation

Some experimental formulas for concrete modulus of deformation have been established but none of them could obtain a satisfactory confidence because of a broad dispersion of test results. This also affects the formula proposed by the Manual, moreover, the dimension of this formula is rather strange. Thus, it seems to be more clever, to follow the analytical way and establish the needed formula from the given stress-strain relation.

Assuming the stress-strain relation with respect to the formula (1), the tangent modulus of concrete deformation may be expressed by

$$E_t = \frac{d \sigma_b}{d \epsilon_b} = \frac{2R'_b}{\epsilon_{bu}} \sqrt{1-a}$$

where: $a = \frac{\sigma_b}{R_b^2}$ - denotes the loading level for which the modulus is calculated,

E_t - denotes the tangent modulus of deformation.

Furthermore, the secant modulus of concrete deformation E_b is assumed as the ration of the actual stress to the actual strain. The actual strain according to the relation (1) may be expressed by:

$$\epsilon_b = \epsilon_{bu} (1 - \sqrt{1-a}) \quad (5)$$

and the actual stress by $\sigma_b = a R_b^2$, thus the secant modulus of concrete deformation may be derived as:

$$E_b = \frac{\sigma_b}{\epsilon_b} = \frac{a}{1 - \sqrt{1-a}} \frac{R_b^2}{\epsilon_{bu}} \quad (6)$$

Taking the ultimate strain of concrete after the relation (4) the secant modulus of concrete deformation may be expressed as the following:

$$E_b = \frac{a}{1 - \sqrt{1-a}} \frac{R'_b}{\epsilon_{ou} + \frac{1}{E_{ou}} R'_b} \quad (7)$$

This relation has been confirmed by the test results taken from the Manual in the fig. 5.8 which together with the diagrams of the relation (7) are presented here in the fig. 6. The values of ϵ_{ou} and E_{ou} are taken from the fig. 5.

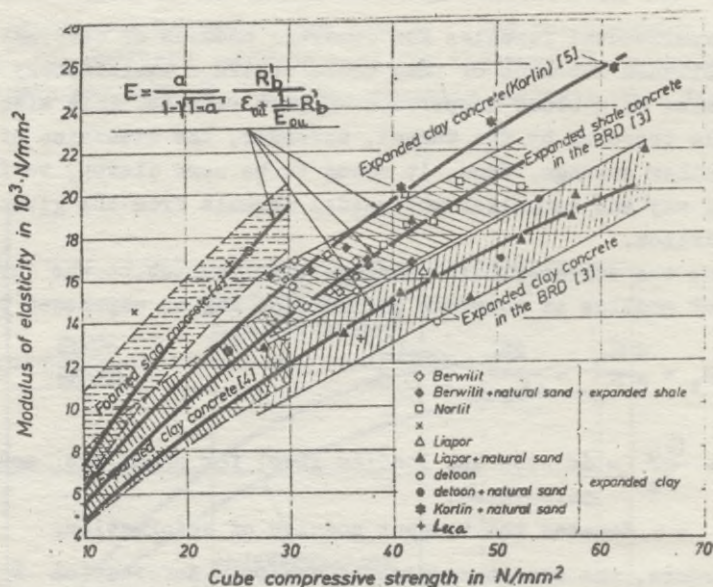


Fig. 6. The tests results of modulus of deformation cited in fig.5.8 of the Manual and relation (7) plotted against compressive strength of different concretes

As it can be seen from the fig. 6 the test results of the modulus of deformation for concrete made with Berwilit are gathered along two curves. One part the test results carries the deformation properties close to those of concrete made with Korlin whereas the other one carries the deformation properties close to those of concrete made with Norlit. It proves the notices made while describing the fig. 1.

It can be stated from the fig. 6 that the relations (4) and (7) introduced by the author allow to describe with a fair accuracy the deformation of lightweight as well as ordinary concretes. For the more exact determination of the values of inferior ultimate strain ϵ_{ou} and for the modulus of ultimate deformation increment E_{ou} the further tests should be continued.

3. Conclusions

1. A stress-strain relation of lightweight aggregate concrete in an analytical form, should be suggested for the practical use. Since the stress-strain diagrams for concrete of both ordinary and lightweight aggregates do not differ virtually it is suggested to recommend the second degree parabola for the stress-strain diagram of the lightweight aggregate concrete as it has been done for the ordinary one.

2. The ultimate strain of concrete as a property of a significant importance should be established for given type of concrete in relation to its strength. It is suggested to recommend the following relation:

$$\epsilon_{bu} = \epsilon_{ou} + \frac{1}{E_{ou}} R'_b$$

for determination of the ultimate concrete strain, where:

ϵ_{ou} - the inferior ultimate strain,

E_{ou} - the modulus of the concrete ultimate deformation increment in N/mm^2 ,

R'_b - the compressive strength of concrete.

3. When the concrete strength and its ultimate strain are established and the stress-strain relation may be expressed in the form of the rectangular parabola, it is suggested to recommend the relation

$$E_b = \frac{a}{1 - \sqrt{1-a}} \frac{R'_b}{\epsilon_{ou} + \frac{1}{E_{ou}} R'_b}$$

for determination of lightweight aggregate concrete deformation modulus, where

$$a = \frac{\sigma_b}{R'_b}$$

denotes the loading level.

References

- [1] Manual Lightweight Concrete, Comité Européen du Béton, Second draft - May 1972.
- [2] J. Oleszkiewicz: [Nośność i odkształcalność krępych słupów keramzyto-betonowych] Ultimate Strength and Deformation of Axially Loaded Short Reinforced Lightweight (Keramsite) Concrete Columns, Politechnika Krakowska, Zeszyt Naukowy nr 2, Kraków 1973.
- [3] C.O. Orangun: Axial Loading Tests on Short Lightweight-aggregate (Lytag) Concrete Columns. The Structural Engineer, Vol. 44 No 9, 1966.
- [4] K. Piwowarski: Cechy fizyko-mechaniczne konstrukcyjnego betonu pumeksowego. "Przegląd Budowlany" nr 10, 1970 r.

ANALIZA ODKSZTAŁCALNOŚCI BETONÓW LEKKICH

5.8

napisał

Sylwester Oleszkiewicz

Charakterystyka odkształceń betonu wywiera poważny wpływ na dokładność metod projektowania konstrukcji wykonanych z tego materiału. W rozdziale 5.3 "Manual - Lightweight Concrete" dokonany jest podział odkształceń na wywołane obciążeniami zewnętrznymi odkształcenia sprężyste i pełzanie oraz na zmiany objętości zależne od przebiegu procesu twardnienia, zmian temperatury i zawartości wody.

W niniejszym opracowaniu dyskutowane są odkształcenia betonów lekkich pod wpływem zewnętrznych obciążeń krótkotrwałych w odniesieniu do takich odkształceń betonów zwykłych.

1. Zależność pomiędzy odkształceniami i naprężeniami

Odkształcenia betonu zwykłego pod wpływem krótkotrwałych obciążeń zewnętrznych z dużą dokładnością można wyrazić w postaci paraboli drugiego stopnia, zaakceptowanej przez CEB w Madrycie w 1956 roku:

$$\frac{\sigma_b}{R_b} = \frac{\epsilon_b}{\epsilon_{bu}} \left(2 - \frac{\epsilon_b}{\epsilon_{bu}} \right) \quad (1)$$

gdzie: σ_b - aktualne naprężenie betonu w N/mm^2 ,

R_b - wytrzymałość betonu na ściskanie w N/mm^2 ,

ϵ_b - aktualne odkształcenie betonu,

ϵ_{bu} - graniczne odkształcenie betonu przy ściskaniu.

Zależność ta była wielokrotnie potwierdzona badaniami przeprowadzonymi w różnych ośrodkach naukowo-badawczych.

W zależności (1) występuje graniczne odkształcenie ϵ_{bu} , które jest charakterystyczną własnością danego betonu. Empiryczne wzory dla okre-

ślenia odkształceń granicznych betonu zwykłego wyprowadzili Emperger, Brandtzaeg, Saliger, Jaeger i inni, które można wyrazić w ogólnej formie przez

$$\varepsilon_{bu} = f(R'_b). \quad (2)$$

Ta forma wzorów pozwala uwzględnić tylko jedną charakterystyczną własność betonu, to jest jego wytrzymałość. Brak jest natomiast możliwości uwzględnienia własności odkształceniowych danego betonu, związanych z rodzajem użytego kruszywa i zaprawy.

Z fizycznego punktu widzenia każdy, nawet najsłabszy beton, jako ciało kruche, posiada wyraźną granicę odkształcalności, po przekroczeniu której opór betonu przeciwko działaniu obciążeń zewnętrznych gwałtownie maleje. Zbliżając się do najniższej wytrzymałości danego rodzaju betonu, teoretycznie do zera, można wyznaczyć jego początkowe odkształcenie graniczne ε_{ou} . Dla określenia przyrostu odkształceń granicznych, związanych ze wzrostem wytrzymałości tego betonu, wprowadzone zostało tutaj pojęcie modułu przyrostu odkształceń granicznych E_{ou} . Zależność pomiędzy przyrostem odkształceń granicznych $\Delta\varepsilon_{bu}$ oraz wytrzymałością betonu wyrażona jest przez:

$$\Delta\varepsilon_{bu} = \frac{R'_b}{E_{ou}}. \quad (3)$$

Odształcenie graniczne danego betonu można więc wyrazić za pomocą zależności:

$$\varepsilon_{bu} = \varepsilon_{ou} + \frac{1}{E_{ou}} R'_b \quad (4)$$

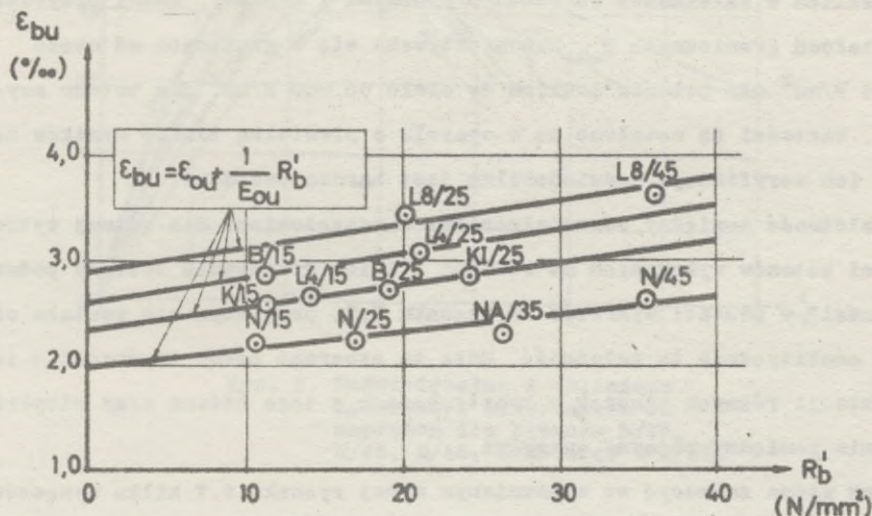
gdzie: ε_{ou} - początkowe odkształcenia graniczne betonu,

E_{ou} - moduł sprężystości odkształceń granicznych w N/mm^2 .

w zależności (4) wyrażenia ε_{ou} oraz E_{ou} określają charakterystyczne własności odkształceniowe danego betonu.

Rezultaty badań prowadzonych w Instytucie Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Politechniki Krakowskiej wykazały, że zależność (4) może być

przyjęta jako liniowa w stosunku do R_b^i , jak to pokazują linie ciągłe na rysunku 1. Oznacza to, że moduł przyrostu odkształcalności granicznej ϵ_{ou} jest wartością stałą dla danego rodzaju betonu.



Rys. 1. Zależność pomiędzy granicznym odkształceniem a wytrzymałością betonu

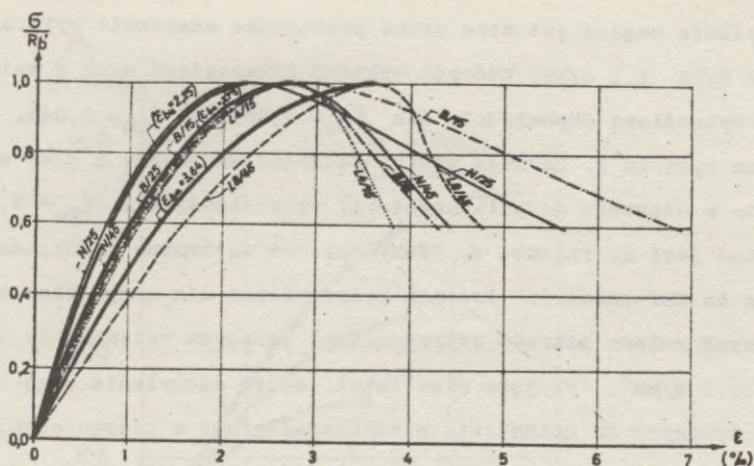
Wyniki badań betonów wykonanych na różnych kruszywach, podane w "Manual" na rysunku 5.7, zostały naniesione na rysunek 1 niniejszego opracowania. Te wyniki badań dla betonów wykonanych na kruszywie normalnym (N/15, N/25, N/45) oraz na lekkim kruszywie Liapor 8 (L 8/25, L 8/45), jak również wyniki wykonanych na Politechnice Krakowskiej badań oznaczone (NA/35, K/15, KI/25) potwierdziły liniowy kształt zależności (4). Natomiast wydaje się, że betony wykonane na kruszywach Berwilit i Liapor 4 mogą wykazywać różne własności odkształceniowe w zależności od pozostałych składników. Przy takim założeniu wyniki B/15 i L 4/25 mogą leżeć na jednej linii, czyli posiadać tę samą charakterystykę odkształcalności, a wyniki L 4/15 i B/25 na innej linii. Nie do przyjęcia jest bowiem założenie, że odkształcenie graniczne betonu wykonanego na lekkim kruszywie Berwilit maleje w miarę wzrostu jego wytrzymałości i odwrotnie, że odkształcenie graniczne betonu wykonanego na lekkim kruszywie Liapor

4 gwałtownie rośnie ze wzrostem jego wytrzymałości.

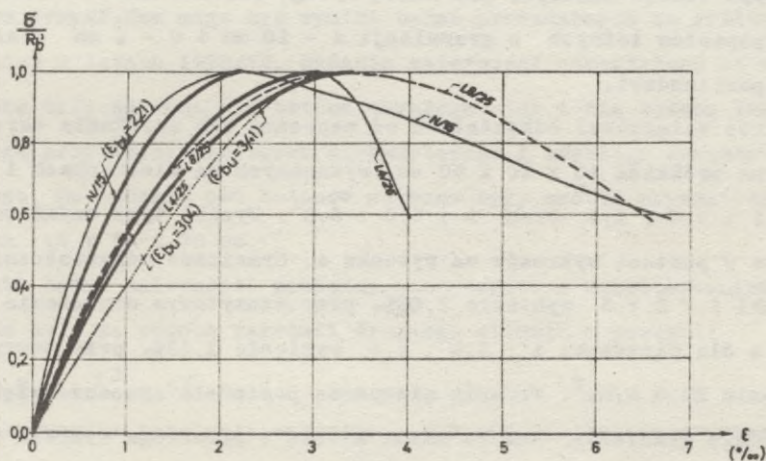
Z rysunku 1 wynika również, że dolne odkształcenia graniczne ϵ_{ou} wahają się od około 2,0‰ dla betonu zwykłego do około 3,0‰ dla betonów lekkich w zależności od rodzaju kruszywa i zaprawy. Moduł przyrostu odkształceń granicznych E_{ou} natomiast waha się w granicach od około 30 000 N/mm² dla betonów lekkich do około 60 000 N/mm² dla betonu zwykłego. Wartości te ustalone są w oparciu o niewielką liczbę wyników badań i ich weryfikacja doświadczalna jest bardzo pożądana.

Zależność pomiędzy odkształceniami a naprężeniami dla różnej wytrzymałości betonów wykonanych na różnych lekkich kruszywach zostały podane w "Manual" w postaci wykresów na rysunku 5.7, przy czym nie została określona analitycznie ta zależność. Może to stwarzać pewne trudności w interpretacji różnych zjawisk w konstrukcjach z tego betonu oraz nieporozumienia pomiędzy różnymi autorami.

Jak można zauważyć we wspomnianym wyżej rysunku 5.7 kilka wykresów zależności pomiędzy odkształceniami a naprężeniami posiada kształt paraboli drugiego stopnia. Wykresy odkształceń dla betonów N/45, B/15, B/25, L 4/15 są do siebie bardzo zbliżone i porównane z wykresem zależności (1) dla średniej wartości odkształceń granicznych $\epsilon_{bu} = 2,75\%$ potwierdzają w pełni jej zgodność z wynikami badań /patrz rys. 2/. Podobną zgodność można zauważyć pomiędzy wykresem N/25 a zależnością (1), wykreśloną dla odkształcenia granicznego $\epsilon_{bu} = 2,25\%$ na rysunku 2, oraz pomiędzy wykresem L 8/25 a zależnością (1) wykreśloną dla $\epsilon_{bu} = 3,41\%$, pokazaną na rysunku 2, jakkolwiek w tym ostatnim przypadku odchylenie jest nieco większe,



Rys. 2. Doświadczalne i obliczone zależności odkształceń od naprężeń dla betonów N/25, N/45, B/15, B/25 oraz L 8/45

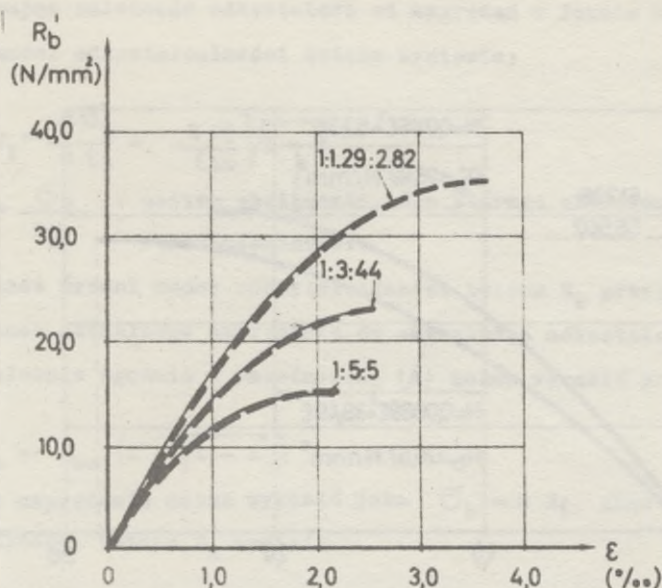


Rys. 3. Doświadczalne i obliczone zależności odkształceń od naprężeń dla betonów N/15, L 4/25 oraz L 8/25

Odchylenie mogące już mieć pewne praktyczne znaczenie wykazują tylko betony N/15 i L 4/25, których wykresy odkształceń wraz z zależnością (1), wykreśloną odpowiednio dla $\epsilon_{bu} = 2,21\%$ i $\epsilon_{bu} = 3,04\%$, pokazane są na rysunku 3. Również wykres odkształceń betonu L 8/45 wykazuje odchylenie w stosunku do zależności (1) wykreślonej dla $\epsilon_{bu} = 3,64\%$, co pokazane jest na rysunku 2. Odchylenia te są trudne do wyjaśnienia, zwłaszcza że zależność (1) została potwierdzona dla wszystkich badanych kruszyw oraz całego zakresu wytrzymałości badanych betonów, to jest od 14,1 do 35,3 N/mm². Przyjęto więc tutaj, że te odchylenia mogą być spowodowane trudnymi do uniknięcia niedokładnościami w przygotowaniu próbek oraz procesie badania. Celowe byłoby więc zweryfikowanie wyników badań tych trzech raczej nietypowych wykresów.

Zależność (1) została również potwierdzona przez inne badania, na przykład badania krótkich słupów z betonu lekkiego prowadzone na Uniwersytecie w Leeds pod kierunkiem prof. R.H.Evansa, gdzie wykonane zostały wykresy zależności pomiędzy odkształceniami a naprężeniami. Do badań użyte było lekkie kruszywo pod nazwą Lytag, produkowane na bazie spiekanych popiołów lotnych o granulacji 4 - 10 mm i 0 - 4 mm oraz zwykły cement portlandzki.

Wykres zależności odkształceń od naprężeń dla ściskania określony został na próbkach 10 x 10 x 50 cm, wykonanych na mieszankach 1 : 1,29 : 2,82; 1 : 3,0 : 4,4 oraz 1 : 5,0 : 5,0. Wyniki tych badań są przedstawione w postaci wykresów na rysunku 4. Graniczne odkształcenie dla mieszanki 1 : 5 : 5 wyniosło 2,05% przy szczytowym naprężeniu 15,5 N/mm², a dla mieszanki 1 : 3,0 : 4,4 wyniosło 2,63% przy szczytowym naprężeniu 23,0 N/mm². Trzecia mieszanka posiadała znacznie większe odkształcenie graniczne, jak to można sądzić z przebiegu wykresu odkształceń, ale niestety nie zostało ono pomierzone. Przyjmując dla tej mieszanki graniczne odkształcenie stosownie do pokazanej części wykresu, w wysokości 3,60% przy szczytowym naprężeniu 35,0 N/mm², uzyskuje się dobrą zgodność zależności (1) z wynikami badań dla wszystkich trzech mieszanek, co można zaobserwować na rysunku 4.



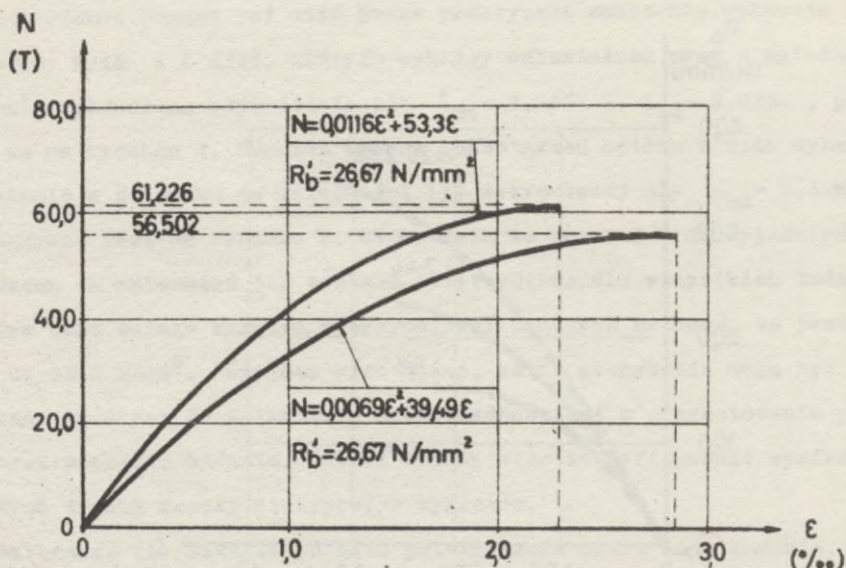
Rys. 4. Wyniki badań Uniwersytetu w Leeds /linia ciągła/ porównane z zależnością (1) /linia przerywana/

Innym przykładem mogą być wyniki badań prowadzonych na Politechnice Krakowskiej w latach 1970/72. Badania zależności odkształceń od naprężeń prowadzone były zarówno dla betonu zwykłego, jak i dla betonu lekkiego, wykonanego przy użyciu kruszywa keramzytowego i zwykłego cementu portlandzkiego. Do badania obu betonów używane były próbki pryzmatyczne o wymiarach 15 x 15 x 60 cm.

Wyniki badań zależności pomiędzy obciążeniem a odkształceniem aproksymowane były za pomocą parabolii drugiego stopnia w postaci:

$$N = a \epsilon^2 + b \epsilon.$$

Współczynniki korelacji wynosiły $r = 0,987$ dla betonu zwykłego oraz $r = 0,96$ dla betonu lekkiego. Wyniki tych badań przedstawione są na rysunku 5, gdzie graniczne odkształcenie dla betonu zwykłego wyniosło 2,40‰ przy naprężeniu 26,6 N/mm², a dla betonu lekkiego 2,88‰ przy naprężeniu 24,4 N/mm².



Rys. 5. Wyniki badań Politechniki Krakowskiej zależności odkształceń od naprężeń dla betonu zwykłego /linia wyższa/ oraz dla betonu keramzytowego /linia niższa/

Jak można zauważyć z przedstawionych wykresów odkształceń oraz uzyskanych współczynników korelacji, cytowane badania potwierdzają wcześniej już zauważoną ogólną tendencję, że zależność pomiędzy odkształceniami a naprężeniami dla betonów lekkich, podobnie jak dla betonu zwykłego, może być przyjęta w formie zależności (1) .

2. Moduł odkształcalności

Kilka empirycznych wzorów na moduł odkształcalności betonu zostało ustalonych, ale żaden z nich nie mógł uzyskać powszechnej aprobaty z powodu dużej dyspersji wyników badań w tym zakresie. Dotyczy to również wzoru proponowanego w "Manual" zwłaszcza, że jego dymensja jest raczej dość dziwna. Dlatego też wydaje się bardziej właściwe wyprowadzenie potrzebnego wzoru w drodze analitycznej, wychodząc z danej zależności odkształceń od naprężeń.

Przyjmując zależność odkształceń od naprężeń w formie wzoru (1), chwilowy moduł odkształcalności betonu wyniesie:

$$E_t = \frac{d \sigma_b}{d \varepsilon_b} = \frac{2 R'_b}{\varepsilon_{bu}} \sqrt{1-a}$$

gdzie: $a = \frac{\sigma_b}{R'_b}$ - poziom obciążenia, dla którego obliczony jest moduł odkształcalności.

Natomiast średni moduł odkształcalności betonu E_b przyjmowany jest jako stosunek aktualnego naprężenia do aktualnego odkształcenia. Aktualne odkształcenie zgodnie z zależnością (1) można wyrazić przez:

$$\varepsilon_b = \varepsilon_{bu} (1 - \sqrt{1-a}) \quad (5)$$

a aktualne naprężenie można wyrazić jako $\sigma_b = a R'_b$, skąd średni moduł odkształcalności betonu E_b wynosi:

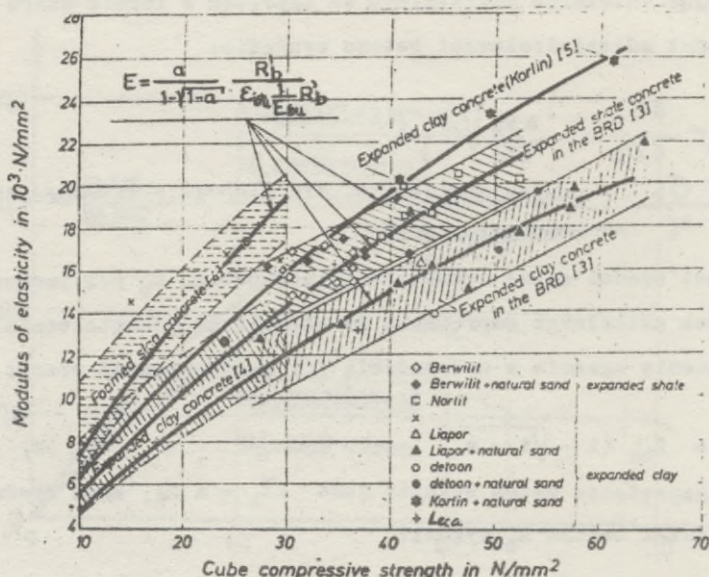
$$E_b = \frac{\sigma_b}{\varepsilon_b} = \frac{a}{1 - \sqrt{1-a}} \frac{R'_b}{\varepsilon_{bu}} \quad (6)$$

Przyjmując graniczne odkształcenia betonu według zależności (4) średni moduł odkształcalności betonu można określić za pomocą zależności:

$$E_b = \frac{a}{1 - \sqrt{1-a}} \frac{R'_b}{\varepsilon_{ou} + \frac{1}{E_{ou}} R'_b} \quad (7)$$

Zależność tę potwierdzają wyniki badań podane w "Manual" na rysunku 5.8, które wraz z wykresami zależności (7) przedstawione są na rysunku 6 niniejszego opracowania, gdzie wielkości ε_{ou} oraz E_{ou} przyjęte zostały według rysunku 1.

Na rysunku 6 widać, że moduł odkształcalności betonu wykonanego na kruszywie Berwilit rozkłada się wzdłuż dwóch krzywych. Jedna część wyników posiada charakterystykę zbliżoną do betonu na kruszywie Korlin, druga natomiast posiada charakterystykę zbliżoną do betonu wykonanego na kruszywie Nerlit. Potwierdza to spostrzeżenia poczynione w opisie rysunku 1.



Eys. 6. Wyniki badań modułu odkształcalności cytowane w "Manual" na rysunku 5.7 oraz zależność (7) wykreślona dla różnych betonów

Z rysunku 6 wynika, że wyprowadzone przez autora zależności (4) i (7) pozwalają opisać z dużą dokładnością odkształcalność betonów zarówno lekkich, jak i zwykłych. Dla dokładniejszego określenia wielkości początkowego odkształcenia granicznego ϵ_{ou} oraz modułu przyrostu odkształceń granicznych E_{ou} prowadzić się powinno dalsze badania.

3. Wnioski

1. Celowe wydaje się podanie sugestii analitycznego ujęcia zależności pomiędzy odkształceniami a naprężeniami dla betonów lekkich. Ponieważ zależność ta dla betonów na kruszywach normalnych i lekkich nie różni się zasadniczo, proponuje się zalecić parabolę drugiego stopnia dla betonów lekkich, podobnie jak to zostało uczynione dla betonów ciężkich.
2. Graniczne odkształcenie betonu, jako własność o ważnym znaczeniu, powinno być ustalone dla danego typu betonu w zależności od jego

wytrzymałości. Proponuje się przyjąć następującą zależność

$$\varepsilon_{bu} = \varepsilon_{ou} + \frac{1}{E_{ou}} R'_b \quad \text{dla określenia granicznych odkształceń,}$$

gdzie: ε_{ou} - oznacza początkowe odkształcenie graniczne,

E_{ou} - oznacza moduł przyrostu odkształceń granicznych betonu
N/mm²,

R'_b - oznacza wytrzymałość betonu na ściskanie w N/mm².

3. Przy ustalonej wytrzymałości betonu i ustalonym jego odkształceniu granicznym oraz przy założeniu zależności pomiędzy odkształceniami a naprężeniami w postaci paraboli drugiego stopnia, proponuje się zalecić zależność

$$E_b = \frac{a}{1 - \sqrt{1-a}} \cdot \frac{R'_b}{\varepsilon_{ou} + \frac{1}{E_{ou}} R'_b}$$

dla określenia modułu odkształcalności dla betonów lekkich, gdzie

$a = \frac{\sigma_b}{R'_b}$ oznacza poziom obciążenia.

R e f e r e n c e s

- [1] Manual Lightweight Concrete, Comité Européen du Béton, Second draft-May 1972.
- [2] J. Oleszkiewicz: Nośność i odkształcalność krępych słupów keramzyto-betonowych [Ultimate Strength and Deformation of Axially Loaded Short Reinforced Lightweight Keramsite Concrete Columns], Politechnika Krakowska, Zeszyt Naukowy nr 2, Kraków 1973.
- [3] C.O. Orangun: Axial Loading Tests on Short Lightweight-aggregate /łytag/ Concrete Columns. The Structural Engineer, Vol. 44,

No 9, 1966.

[4] K. Piwowski: Cechy fizyko-mechaniczne konstrukcyjnego betonu pumeksowego. "Przegląd Budowlany" nr 10, 1970.

STUDIES ON THE STRENGTH OF PUMICE CONCRETE ELEMENTS UNDER CONCENTRATED LOADING

5.9

written by

Krzysztof Piwowarski, Jerzy Dydenko, Wiesława Zarębska

1. Preliminaries

Generally, in the engineering practice, empiric formulas recommended by country standards or shaped by various authors are used for the determination of the analytical strength of plain concrete under concentrated loading. These formulas have been verified for normal structural concretes, whereas their usefulness and the scope of their application for the lightweight structural concretes remains an open problem.

On the basis of tests carried out on clay concrete elements the CEB have recommended to adopt for lightweight concretes a formula shaped by Bauschinger, after which the permissible stress under concentrated loading is a product of the compressive strength and the cube root of the central area to cross-sectional area ratio ($B : B_0$).

At The Building Research Institute of The Cracow Technological University in the frame of studies carried out on the properties of pumice concrete was also investigated the problem of the strength of pumice concrete elements under local concentrated loading.

2. Object and scope of the tests

The object of the tests was to determine the strength of pumice concrete elements under concentrated loading as well as to compare the obtained results with the values calculated according the formulas cited in the literature for normal concrete.

The tests were carried out on pumice concrete elements of various strength and with a variable central area to cross-sectional area ratio.

As a measure of the increasement of concrete strength under concentrated

loading coefficient was adopted calculated on the basis of test results.

$$\omega = \frac{R'_{b0}}{R'_b} = \frac{F_1}{B_0 R'_b} \quad (1)$$

The obtained values have been compared with the ones calculated after:

- a) the CEB - Bauschinger formula

$$\omega = \sqrt[3]{\frac{B}{B_0}} \quad (2)$$

- b) the Gwozdiew's formula

$$\omega = 4 - 3 \sqrt{\frac{B_0}{B}} \quad (3)$$

- c) the German standard (the formula recommended by CEB for normal concrete)

$$\omega = \sqrt{\frac{B}{B_0}} \quad (4)$$

- d) the French standard (the formula adopted by the project of the new Polish standard)

$$\omega = 4 - 5 \sqrt{\frac{B_0}{B}} + 2 \frac{B_0}{B} \quad (5)$$

In the formulas cited above:

R'_b - concrete compressive strength,

R'_{b0} - concrete strength under concentrated loading,

F_1 - crushing force of concentrated loading,

B_0 - central area,

B - cross-section area.

3. Description of the tests

The tests were carried out on prismatic elements of a section 20 x 20 cm and a height of 80 cm.

The elements were made of pumice concrete of a compressive strength of 3,94, 12,20 and 19,30 N/mm². A press of Polish manufacture, type "Poreba", with a hydraulic drive and of a maximum lifting capacity of 1,96 x 10⁶ N was used for the tests. The load from the press was transferred on the investigated blocks through square steel pressure plates of 100, 169 and 259 cm².

To ensure the axial action of the force, the faces of the tested elements have been evened up with cement mortar, a spacer of softboard was inserted between the loaded concrete area and the pressure plates; and the pressure plates themselves provided with a spherical joint were stabilized with a special templet.

3 test series were carried out for each of the tested concretes, using in turn pressure plates of 100, 169 and 259 cm².

Each series involved 6 samples, thus 18 elements had been tested for each investigated concrete strength.

4. Analysis of the test results

4.1. Qualitative analysis

In most of the tested elements no cracking has been noticed up to the load of 96 - 99% of crushing force.

With a further slight increase of the destructive force a rough failure took place independently of the $B : B_0$ ratio.

On the purpose to analyse the cracking process and the failure of the blocks a film has been made at the last work phase of one of them with a "Pentazet 16" camera at a rate of 600 frames per second.

On the basis of the obtained shots it was stated that the whole destructive process from the moment of the first crack development till the complete failure of the elements takes about $1 \cdot 10^{-2}$ sec.

It starts with the appearance of symmetrical vertical cracks simultaneously on the 4 sides. The cracks grow longer rapidly and reach finally the full length of the element. They are widening gradually and at last the whole element falls into 4 symmetrical prisms.

4.2. Quantitative analysis

The ω values calculated on the basis of the crushing loads have been brought together in the table 1 for each series of the tested elements.

The comparison of ω values from the table 1 with the results of analysed empirical formulas is represented graphically on the fig. 1. On the purpose to select the formula most closely approximating to the results of the performed tests, proportional values have been calculated for the error owed to the discrepancy between the ω value determined after various formulas and the mean experimental values.

Table 1

F_1 and ω values for the tested elements ($B = \text{const.} = 400 \text{ cm}^2$).

Concrete compressive strength R'_b [N/mm ²]	Series No	B_0 cm ²	$\frac{B}{B_0}$	Number of elements	Crushing force F_1 [N.10 ⁵]	$\omega = \frac{R'_b}{R'_b} = \frac{F_1}{B_0 R'_b}$	Mean ω
3,94	1	259	1,54	1	1,96	1,95	2,13
				2	2,12	2,11	
				3	2,21	2,20	
	2	169	2,36	1	1,63	2,45	2,80
				2	1,79	2,71	
				3	1,96	2,95	
	3	100	4,00	1	0,94	2,38	3,71
				1	1,29	3,28	
				2	1,46	3,71	
				1	1,63	4,14	
				1	1,96	4,99	
12,20	4	255	1,54	1	4,18	1,33	1,38
				1	4,26	1,36	
				2	4,34	1,38	
				2	4,43	1,41	
	5	169	2,36	1	4,09	1,97	2,02
				4	4,18	2,02	
				1	4,34	2,10	
	6	100	4,00	3	3,62	2,95	3,03
				1	3,69	3,00	
				1	3,75	3,06	
				1	4,00	3,27	
18,30	7	259	1,54	1	4,60	0,99	1,02
				1	4,69	1,01	
				3	4,79	1,03	
				1	4,87	1,05	
	8	169	2,36	2	4,18	1,38	1,48
				1	4,34	1,43	
				1	4,52	1,49	
				1	4,69	1,55	
				1	4,95	1,63	
	9	100	4,00	1	3,15	1,73	1,96
				2	3,60	1,98	
				3	3,69	2,02	

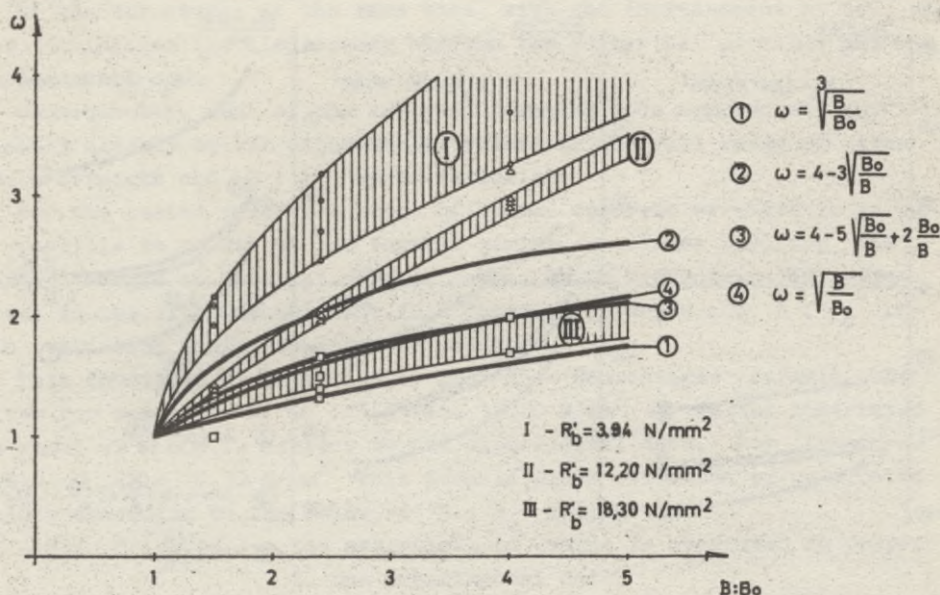


Fig. 1. Results of empirical tests in comparison to empirical formulas

The value of the error has been calculated after the formula

$$\frac{\omega_c - \omega_e}{\omega_e} \times 100\% \quad (6)$$

where: ω_c - analytical value calculated after a respective analysed formula,

ω_e - mean experimental value for the given test series.

The calculation results have been graphically represented on fig.2.

When analysing the drawn diagrams it can be stated that at the minimum strength of the tested pumice concretes ($R'_e = 3.94 \text{ N/mm}^2$) all the analysed formulas give ω values considerably underrated in comparison to the experimental results, and, at the same time, the discrepancy between the analytical ω value and the experimental one is also increasing with the increase of the $B : B_0$ ratio.

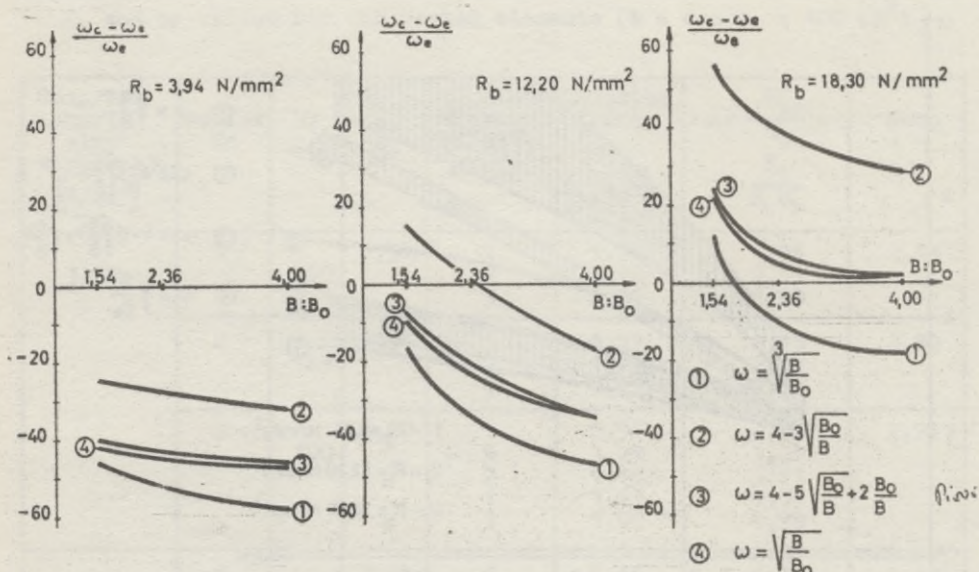


Fig. 2. The relative error of the calculated value ω in relation to the ratio $B : B_0$.

With the increase of tested concrete strength a parallel shift of curves towards positive error values can be noticed.

Consequently for each analysed formula and each $B : B_0$ ratio the deviation of the analytical ω value from the experimental one varies according to the concrete strength.

For pumice concretes of very low strength the obtained ω values are considerably underrated and lay on the safe side.

With the increase of the concrete strength the relative error of the analytical value diminishes.

For each analysed formula and each $B : B_0$ ratio it is possible, with the increasing concrete strength, to find such its value at which the analytical ω value does correspond exactly with the experimental data.

With the further increase of the concrete strength the analytical ω values do develop an incessantly increasing negative error, i.e. they are superior to the data obtained from the tests.

These values are burdened therefore with the error reducing the safety of the structure; at the same time, with the increase of $B:B_0$ ratio, diminishes the discrepancy between the analytical ω value and the experimental one.

Consequently, none of the analysed formulas does approximate sufficiently closely to the experimental values in the full range of concrete strength and $B:B_0$ ratio variations.

For the tested variation range of pumice concrete strength it is only possible to point out the formula giving ω values ensuring the largest margin of safety, i.e. such values which are underrated in respect to the experimental data in a concrete strength and $B:B_0$ ratio variation range as large as possible.

This condition is fulfilled by the CEB - Bauschinger formula, which gives for concretes of $R'_b = 3,94$ and $12,20 \text{ N/mm}^2$ ω values underrated on about 20 - 60% in respect to the experimental data. For the concrete of $R'_b = 18,30 \text{ N/mm}^2$ this formula gives overrated or underrated values according to the value of $B:B_0$ ratio, viz:

- for $B:B_0 < 2$ - the analytical ω value is overrated in respect to the experimental data,
- for $B:B_0 = 2$ - the analytical ω value corresponds with the experimental data,
- for $B:B_0 > 2$ - the analytical ω value is underrated and enhances the safety of the structure.

5. Conclusions

1. All the analysed formulas give for the pumice concrete values burdened with an important error. For each analysed formula the value of this error depends on the concrete strength and $B:B_0$ ratio.

2. For the tested strength of pumice concrete ($R'_b = 3,94; 12,20;$ and $18,30 \text{ N/mm}^2$) with a variable $B:B_0$ ratio = $1,56 - 4,00$, it was stated that CEB - Bauschinger formula gives ω values with the largest margin of safety in comparison to the experimental results.

Consequently, it should be admitted that the dependence

$$\omega = \sqrt[3]{\frac{B}{B_0}}$$

recommended by CEB may be also adopted for structural elements of pumice concrete.

Z BADAŃ NAD NOŚNOŚCIĄ PUMEKSOBETONOWYCH ELEMENTÓW PODDANYCH DZIAŁANIU SKONCENTROWANEGO OBCIĄŻENIA

59

napisali

Krzysztof Piwowarski, Jerzy Dydenko, Wiesława Zarębska

1. Uwagi wstępne

Przy określaniu wytrzymałości obliczeniowej niezbrojonego betonu na docisk wykorzystuje się w praktyce inżynierskiej przede wszystkim wzory empiryczne zalecane przez normy krajowe lub opracowane przez różnych autorów. Wzory te zostały zweryfikowane dla zwykłych betonów konstrukcyjnych, natomiast ich przydatność i zakres stosowalności w odniesieniu do konstrukcyjnych betonów lekkich pozostają sprawą otwartą.

CEB w oparciu o badania przeprowadzone na elementach keramzytobetonowych zalecił do stosowania dla betonów lekkich wzór opracowany przez Bauschingera, wg którego dopuszczalne naprężenie na docisk jest iloczynem wytrzymałości na ściskanie i trzeciego pierwiastka ze stosunku powierzchni docisku do powierzchni rozdziału ($B : B_0$). W Instytucie Budownictwa Politechniki Krakowskiej, w ramach badań nad własnościami pumeksobetonu, podjęto również zagadnienie nośności elementów pumeksobetonowych przy miejscowym docisku.

2. Cel i zakres badań

Celem badań było określenie nośności elementów pumeksobetonowych poddanych działaniu skoncentrowanego obciążenia oraz porównania otrzymanych wyników z wielkościami obliczonymi według wzorów podawanych w literaturze dla betonów zwykłych.

Badania przeprowadzono dla elementów pumeksobetonowych o różnych wytrzymałościach i zmiennym stosunku powierzchni docisku do powierzchni rozdziału.

Za miary wzrostu wytrzymałości betonu na docisk przyjęto obliczony na podstawie wyników badań współczynnik

$$\omega = \frac{R'_{bo}}{R'_b} = \frac{F_1}{B_0 R'_b} \quad (1)$$

Wielkości te zestawiono z wartościami obliczonymi na podstawie:

a) wzoru CEB - Bauschingera

$$\omega = \sqrt[3]{\frac{B}{B_0}} \quad (2)$$

b) wzoru Gwozdiewa

$$\omega = 4 - 3 \sqrt{\frac{B_0}{B}} \quad (3)$$

c) normy niemieckiej (wzór zalecany przez CEB dla betonów zwykłych)

$$\omega = \sqrt{\frac{B}{B_0}} \quad (4)$$

d) normy francuskiej (wzór przyjęty przez projekt nowej normy polskiej)

$$\omega = 4 - 5 \sqrt{\frac{B_0}{B}} + 2 \frac{B_0}{B} \quad (5)$$

We wzorach tych przyjęto:

R'_b - wytrzymałość betonu na ściskanie,

R_{b0} - wytrzymałość betonu na docisk,

F_1 - siła niszcząca przy docisku,

B_0 - powierzchnia docisku,

B - powierzchnia rozdziału.

3. Opis badań

Badania przeprowadzono na elementach pryzmatycznych o przekroju 20x20 cm i wysokości 80 cm.

Elementy te wykonano z betonu pumeksowego o wytrzymałości na ściskanie 3,94; 12,20 i 18,30 N/mm². Do badań użyto prasy polskiej produkcji typu "Poręba" o napędzie hydraulicznym i maksymalnym udźwigu 1,96x10⁶ N.

Ociążenie z prasy na badane słupki przekazywano przez stalowe, kwadratowe płytki dociskowe o powierzchni 100, 169 i 259 cm². Dla zapewnienia osiowego działania siły, oś elementów wyrównywano zaprawą cementową, pomiędzy obciążaną powierzchnią betonową a płytką dociskową układano przekładkę z miękkiej płyty pilśniowej, a same płytki dociskowe zaopatrzone w przegub kulisty stabilizowane były za pomocą specjalnego szablonu.

Dla każdego z badanych betonów przeprowadzono 3 serie badań, używając kolejno płytek dociskowych o powierzchni 100, 169 i 259 cm². Każda seria składała się z 6 ciał próbnych; tak więc dla każdej wytrzymałości betonu zbadano 18 elementów.

4. Analiza wyników badań

4.1. Ocena jakościowa

W większości badanych elementów nie obserwowano zarysowania do obciążenia rzędu 96 - 99% siły niszczonej. Przy dalszym minimalnym przyroście siły następowało gwałtowne zniszczenie, niezależnie od stosunku $B : B_0$.

Dla przeanalizowania procesu zarysowania i zniszczenia słupków, w ostatniej fazie pracy jednego z nich wykonano film kamerą "Pentazet 16" przy szybkości przesuwu taśmy 600 klatek na sekundę. W oparciu o wykonane zdjęcia stwierdzono, że cały proces zniszczenia od powstania pierwszej rysy do rozpadu elementu trwa około 10^{-2} sek. Rozpoczyna się on powstaniem równocześnie na 4 ścianach symetrycznych pionowych rys, które wydłużając się gwałtownie osiagają pełną długość elementu. Rysy te rozszerzają się i cały element rozpada się na 4 symetryczne graniastosłupy.

4.2. Analiza ilościowa

Obciążenia niszczące i obliczone na tej podstawie wartości ω kolejno dla wszystkich serii badanych elementów zestawiono w tabl. 1.

Wartości z tabl. 1 przedstawiono na tle analizowanych wzorów empirycznych na rys. 1.

Dla wytypowania wzoru najlepiej aproksymującego wyniki przeprowadzonych doświadczeń obliczono procentowe wartości błęd, który daje wartość ω określona różnymi wzorami w stosunku do średnich wartości ω określonych eksperymentalnie. Wartość tego błędu obliczono wg wzoru:

$$\frac{\omega_0 - \omega_e}{\omega_e} \times 100 (\%) \quad (6)$$

gdzie: ω_0 - obliczeniowa wartość wg odpowiedniego analizowanego wzoru,
 ω_e - średnia wartość eksperymentalna dla rozpatrywanej serii badań.

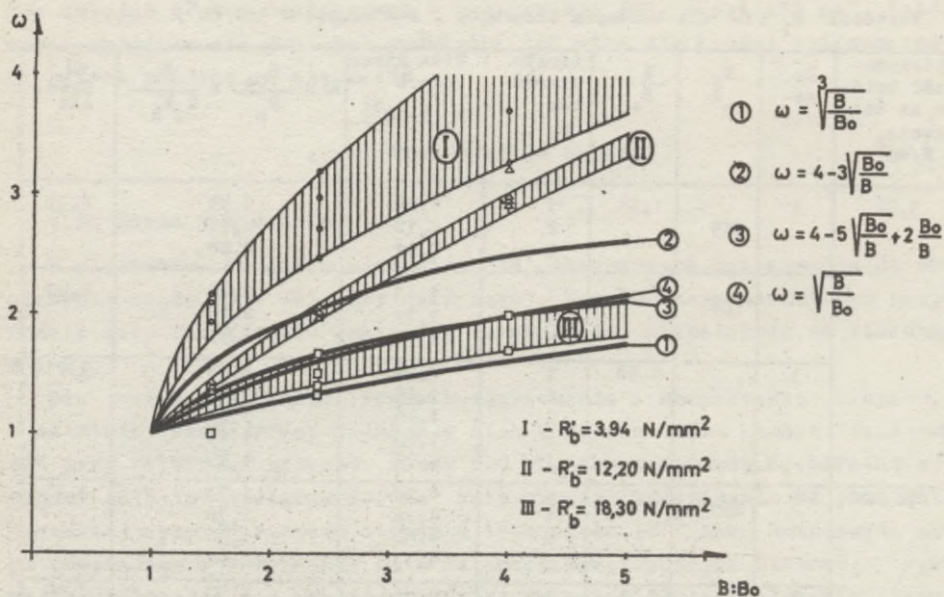
Wyniki obliczeń przedstawiono w formie graficznej na rys. 2.

Analizując przedstawione wykresy stwierdzić można, że przy najniższej badanej wytrzymałości pumeksobetonów ($R_b' = 3,94 \text{ N/mm}^2$) wszystkie

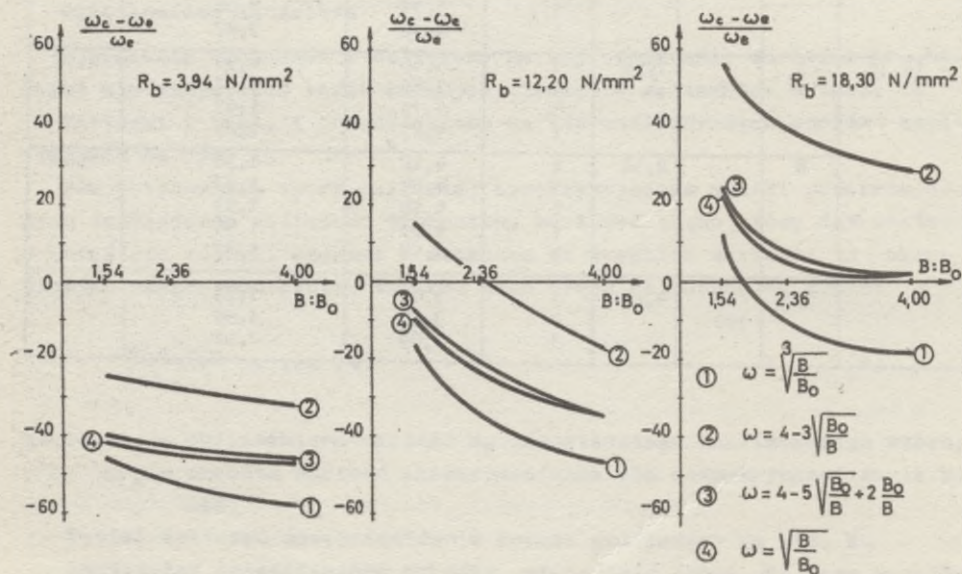
Tablica 1

Wartości F_1 i ω dla badanych elementów / $B = \text{const.} = 400 \text{ cm}^2$ /

Wytrzyma- łość beto- nu na ścis- kanie ₂ R'_b N/mm	Nr se- rii	B_o cm ²	$\frac{B}{B_o}$	Liczba elemen- tów n_i	Siła niszc- zająca F_1 [N·10 ⁵]	$\omega = \frac{R_{bo}}{R'_b} = \frac{F_1}{B_o R'_b}$	ω śred- nia
3,94	1	259	1,54	1	1,96	1,95	2,13
				2	2,12	2,11	
				3	2,21	2,20	
	2	169	2,36	1	1,63	2,45	2,80
				2	1,79	2,71	
				3	1,96	2,95	
	3	100	4,00	1	0,94	2,38	3,71
				1	1,29	3,28	
				2	1,46	3,71	
				1	1,63	4,14	
				1	1,96	4,99	
12,20	4	255	1,54	1	4,48	1,33	1,38
				1	4,26	1,36	
				2	4,34	1,38	
				2	4,43	1,41	
	5	169	2,36	1	4,09	1,97	2,02
				4	4,18	2,02	
				1	4,34	2,10	
	6	100	4,00	3	3,62	2,95	3,03
				1	3,69	3,00	
				1	3,75	3,06	
				1	4,00	3,27	
18,30	7	259	1,54	1	4,60	0,99	1,02
				1	4,69	1,01	
				3	4,79	1,03	
				1	4,87	1,05	
	8	169	2,36	2	4,18	1,38	1,48
				1	4,34	1,43	
				1	4,52	1,49	
				1	4,69	1,55	
				1	4,95	1,63	
	9	100	4,00	1	3,15	1,73	1,96
				2	3,60	1,98	
				3	3,69	2,02	



Rys. 1. Wyniki badań eksperymentalnych na tle wzorów empirycznych



Rys. 2. Błąd względny obliczeniowej wartości ω w zależności od stosunku $B:B_0$

analizowane wzory dają wartości ω znacznie zaniżone w porównaniu z wynikami eksperymentalnymi, przy czym wraz ze wzrostem stosunku $B:B_0$ rośnie również odchylenie ω obliczeniowej od doświadczalnej. Wraz ze wzrostem wytrzymałości badanych betonów obserwuje się przesunięcie równoległe krzywych w kierunku wartości dodatnich błęd.

W konsekwencji dla każdego rozpatrywanego wzoru i każdego stosunku $B:B_0$, odchylenie obliczeniowej wartości ω od eksperymentalnej zmienia się zależnie od wytrzymałości betonu.

Dla pumeksobetonów o bardzo niskich wytrzymałościach otrzymuje się wartości ω znacznie zaniżone, leżące po stronie bezpiecznej. Wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu maleje błąd względny obliczeniowej wartości ω .

Dla każdego analizowanego wzoru i każdego stosunku $B:B_0$ wraz z rosnącą wytrzymałością betonu znaleźć można taką jego wartość (wytrzymałość), dla której obliczeniowa wartość ω pokrywa się dokładnie z danymi eksperymentalnymi.

Przy dalszym wzroście wytrzymałości betonu obliczeniowe wartości ω są już obciążone stale rosnącym błędem dodatnim, tj. są wyższe od danych otrzymanych z badań. Wartości te są zatem obciążone błędem zmniejszającym bezpieczeństwo konstrukcji, przy czym wraz ze wzrostem stosunku $B:B_0$ maleje odchylenie ω obliczeniowej od doświadczalnej. Jak z tego wynika żaden z rozpatrywanych wzorów nie aproksymuje z dostatecznym przybliżeniem wartości eksperymentalnych w pełnym przedziale zmienności wytrzymałości betonu i zmienności stosunku $B:B_0$.

Można jedynie dla badanego zakresu wytrzymałości pumeksobetonu wskazać na wzór, który daje wartości ω z największym zapasem bezpieczeństwa, tj. takie wartości, które w możliwie największym obszarze zmienności wytrzymałości betonu i zmienności stosunku $B:B_0$ są zaniżone w stosunku do danych eksperymentalnych. Warunek ten spełnia wzór CEB - Bausehingera. Wzór ten daje dla betonów o $R'_b = 3,94; 12,20 \text{ N/mm}^2$ wartości zaniżone w stosunku do danych doświadczalnych o około 20 - 60%. Dla betonu o $R'_b = 18,30 \text{ N/mm}^2$ wzór ten zależnie od wartości stosunku $B:B_0$ daje ω zawyżone lub zaniżone i tak:

- dla $B:B_0 < 2$ obliczeniowa wartość ω jest zawyżona w stosunku do danych doświadczalnych,
- dla $B:B_0 = 2$ obliczeniowa wartość ω odpowiada danym doświadczalnym,
- dla $B:B_0 > 2$ obliczeniowa wartość ω jest zaniżona i zwiększa bezpieczeństwo konstrukcji.

5. Wnioski

1. Wszystkie analizowane wzory dają dla pumeksobetonu wartości ω obciążone znacznym błędem. Wartość tego błędu dla każdego z analizowanych wzorów uzależniona jest od wytrzymałości betonu i stosunku $B:B_0$.

2. Dla badanych wytrzymałości pumeksobetonu ($R'_b = 3,94; 12,20; 18,30$ N/mm²) przy zmiennym stosunku $B:B_0 = 1,56 \div 4,00$ stwierdzono, że wzór CEB-Bauschinger daje wartości ω z największym zapasem bezpieczeństwa w stosunku do wyników eksperymentalnych. W związku z tym uznać należy, że zalecona przez CEB zależność

$$\omega = \sqrt[3]{\frac{B}{B_0}} \text{ stosowana być może również dla konstrukcyjnych}$$

elementów pumeksobetonowych.

3. We wszystkich analizowanych wzorach ω uzależniona jest od funkcji stosunku $B:B_0$. Badania wykazały, że wartość ω zależy również od γ' i R'_b . Koncepcja relacji na wartość ω jako $f(\gamma', R'_b, B, B_0)$ jest przedmiotem obecnie prowadzonych badań.

Literatura

- [1] S.Kuś, R.Wilczyński: Obliczenie konstrukcji na docisk. "Inżynieria i Budownictwo" nr 6, 1968.
- [2] B.Lewicki, A.Zarzycki: Nośność ścian betonowych pod obciążeniem skupionym. Biuletyn Informacji Naukowo-Technicznej ITB nr 25, 1968.
- [3] R.Rowe, I.Zieliński: Projektowanie strefy zakotwień elementów kablo-betonowych w świetle doświadczeń. Archiwum Inżynierii Lądowej tom IX, 1/1963.

THE ULTIMATE LOAD OF SHORT LIGHTWEIGHT CONCRETE COLUMNS

6.9

-written by

Sylwester Olęszkiewicz, Jerzy Ruppert, Sharifullah Najib

In the discussed Recommendations for the design and construction of lightweight concrete structures, short columns are not treated differently from normal concrete columns, except that the use of spirals is preferred to ordinary links. Thus, the lateral reinforcement of short lightweight concrete columns with respect to the national codes of practice is stipulated that the binders pitch shall not exceed the least of the following dimensions:

- the least lateral dimension of the column,
- twelve times diameter of the smallest longitudinal bar,
- twelve inches, that is about 30 centimeters.

Furthermore, the diameter of the binders should not be less than one quarter the diameter of the largest longitudinal bars, and in no case less than 5,0 mm.

It seems that these stipulations for lightweight concrete columns require too little transverse reinforcement, which rather does not insure full utilization of lightweight concrete properties in this kind of structural elements.

In the following section consideration is given to this aspect of short lightweight concrete column design in relation to the recent theoretical and experimental findings.

1. Load-strain relation and ultimate load of short lightweight concrete columns

The experimental findings of the different authors show that the stress-strain diagrams for lightweight concretes made of expanded clay and shale may be assumed adequately to those for ordinary concrete, as a second degree parabola in the form:

$$\frac{\sigma}{R} = \frac{2\varepsilon}{\varepsilon_u} - \frac{\varepsilon^2}{\varepsilon_u^2} \quad (1)$$

where: σ and R - denotes respectively the stress and strenght of the concrete in N/mm^2

ε and ε_u - denotes the actual strain and ultimate strain reached in compression at peak load, respectively.

If this is so, then load-strain relation of short longitudinally reinforced concrete columns may be approximately expressed by:

$$N = A_b R_c \left(2 - \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{bu}}\right) \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_t} + A_s E_s \varepsilon_1 \quad (2)$$

where: N - denotes the actual load,

A_b - denotes the total area of concrete,

R_c - denotes the characteristic strenght of concrete measured on column shape samples (eg. 15 x 15 x 60 cm) or defined by adequate ratios of cylinder or cube strength,

ε_1 - denotes the actual longitudinal unit deformation of the column,

ε_{bu} - denotes the ultimate unit deformation of concrete reached in compression at the peak load,

A_s - denotes the area of longitudinal reinforcement,

E_s - modulus of elasticity of reinforcing steel.

The relation (2) may be used for columns without or with a very small transverse reinforcement.

It is clear, that up to a certain value the percentage of binding steel does not materially changes the load-strain diagram for short columns. But an increase above this minimum percentage produces a corresponding change of the column load-strain relation. This change is an effect of a resistance of binders against the transverse deformation of the column core. This resistance is balanced with a transverse concrete pressure σ_{bt} , developed by additional longitudinal stresses $\Delta\sigma_b$, existing in the concrete core [2].

Relation between these additional stresses in concrete core $\Delta\sigma_b$ and the column transverse reinforcement may be obtained from the equality of the binder strain and the concrete transverse deformation. The transverse deformation of concrete is taken as a result of the action of σ_b stresses uniformly distributed over total cross-section

nal area of the column, as it is assumed in unreinforced concrete columns (see fig.1). Equal deformation of binders is resulted by the additional $\Delta\sigma_b$ stresses developing lateral pressure σ_{bt} in the concrete core.

This may be expressed by:

$$\epsilon_t = v \frac{\sigma_b}{E_b} = v \epsilon_1 = \frac{\sigma_{bt} a_t s_t}{m A_{st} E_s} \quad (3)$$

The relation between the additional stress $\Delta\sigma_b$ in the concrete core and the transverse reinforcement takes the shape:

$$\Delta\sigma_b = \frac{\sigma_{bt}}{v} = \frac{m A_{st}}{a_t s_t} E_s \epsilon_1 \quad (4)$$

In the expression (3) and (4):

- $\epsilon_t = v \epsilon_1$ - denotes transverse deformation of a column,
- v - denotes the Poisson's ratio,
- σ_b - denotes the longitudinal stresses uniformly distributed over total area of the concrete,
- E_b - denotes the modulus of concrete deformation,
- σ_{bt} - denotes the lateral preassure in the concrete core developed by the additional stresses,
- A_{st} - denotes the area of one leg of the link,
- s_t - denotes the link pitch,
- m - denotes the leg number of one link,
- a_t - denotes the lateral dimension of the column core.

Thus, load-strain relation of square columns, including the influence of the transverse reinforcement, is:

$$N = A_b R_o \left(2 \frac{\epsilon_1}{\epsilon_{bu}} \right) \frac{\epsilon_1}{\epsilon_{bu}} + \left(A_s + \frac{m A_{st} a_t}{s_t} \right) E_s \epsilon_1 \quad (5)$$

where the core area A_o is assumed as equal to a_t^2 .

The relation (5) is valid for the range of longitudinal deformation ϵ_1 from zero to the lower of the two following values ϵ_{bu} or $\frac{1}{E_s}$.

The above relation (5) extracted from theoretical considerations meets a satisfactory confidence in the experimental findings. At the Technological University of Cracow (TUC), tests on short lightweight concrete columns [1], were carried out, where an expanded clay aggregate, namely keramzit, was used for the production of concrete, with no addition of natural sand. A total number of 34 tested columns measuring

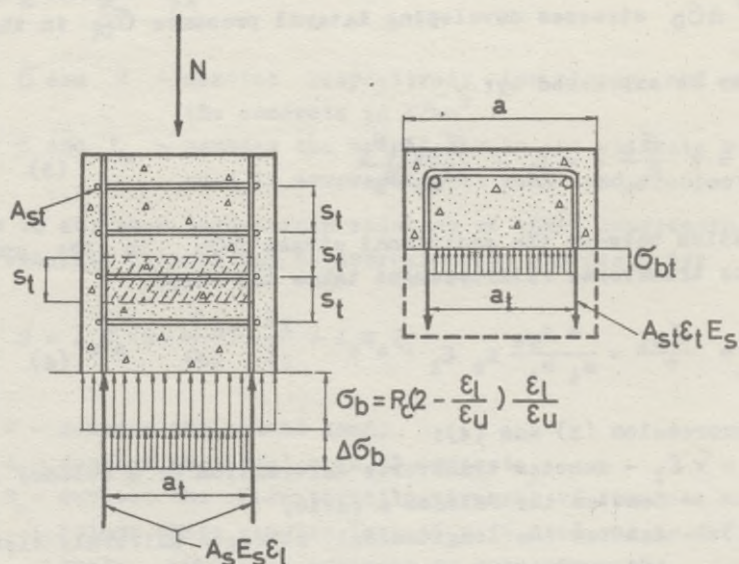


Fig. 1. Assumed stress distribution in a reinforced concrete column

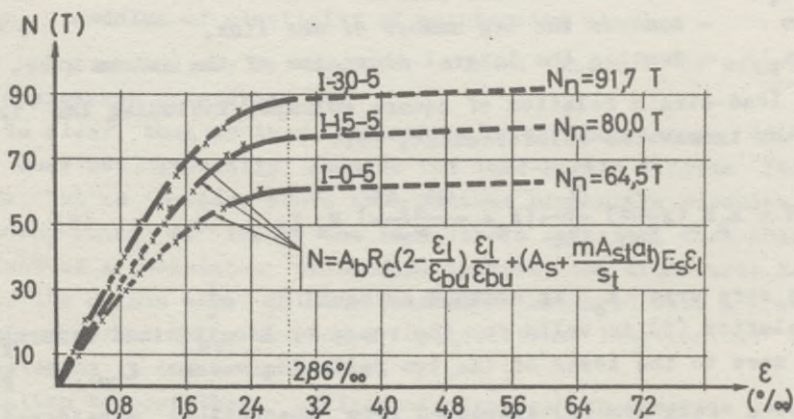


Fig. 2. Load - strain relation of lightweight concrete columns. The TUC test results and the diagrams calculated by formula (5)

15 x 15 x 60 cm, were cast parallelly in horizontal position from the same batch of concrete. The prism strength of plain concrete columns reached $R_0 = 24,4 \text{ N/mm}^2$, by the ultimate strain $\epsilon_{bu} = 0,286 \%$. The area of longitudinal reinforcement, consisting of 4 bars of 10 mm diameter or 14 mm diameter, was equal to $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$ and $A_s = 6,16 \text{ cm}^2$. As a transverse reinforcement, in the form of binders, a wire of cross area $A_{st} = 0,159 \text{ cm}^2$ was used. The binder pitch s_t was varying from 5,0 to 20,0 cm. The lateral dimension of the columns core was $a_t = 12,0 \text{ cm}$. All results of these tests confirmed the relation (5), as it is shown on fig. 2 for series of the binder pitch $s_t = 5,0 \text{ cm}$.

Similar tests on short lightweight concrete columns [3] were carried out at the University of Leeds (UL) in England under prof. R.H. Evans. A sintered pulverized-fuel ash aggregate, called "Lytag", was used in these investigations. A total number of 27 columns, measuring 20,3 x 20,3 x 122 cm, were tested. The cube crushing strength of concrete, varying from 20 to 44 N/mm^2 , was determined from cubes of 15,25 cm and compared with the concrete strength of the plain columns. The average ratio of the prism strength of plain concrete columns to the cube crushing strength is 0,7%.

The longitudinal reinforcement percentage was varying from 0,0244 to 0,079. As a transverse reinforcement, in the form of binders, a wire of cross area $A_{st} = 0,64 \text{ cm}^2$ was used. The binder pitch was about $s_t = 20 \text{ cm}$. The lateral dimension of the columns core was $a_t = 12,7 \text{ cm}$.

The relation (5) for the column concrete strength $R_0 = 14 \text{ N/mm}^2$ and ultimate concrete strain $\epsilon_{bu} = 0,2\%$ is compared with the results of these tests and shown on fig. 3 where a satisfactory confidence maybe observed in range of loading from zero to the yielding load of the column.

When the yielding load of column is reached a rapid increase of the longitudinal as well as transverse strains may be observed. In this range of loading, however, the increase of the transverse strain is more efficient than the longitudinal one, and an increase of the Poisson's ratio may be observed. The findings of the Poisson's ratio, from the keramzit concrete tests carried out at the Technological University of Cracow, plotted against the level loading (1) are shown at the fig. 4. It may be observed, that the Poisson's ratio in the range of loading from zero to about $\frac{N}{N_u} = 0,6$ is approximately constant and amounts about $\nu = 0,16$, where N_u denotes ultimate load. In the range of loading from 0,6 to 1,0 the Poisson's ratio rapidly increases to reach a value of about 0,4 at a load close to the ultimate load of the column.

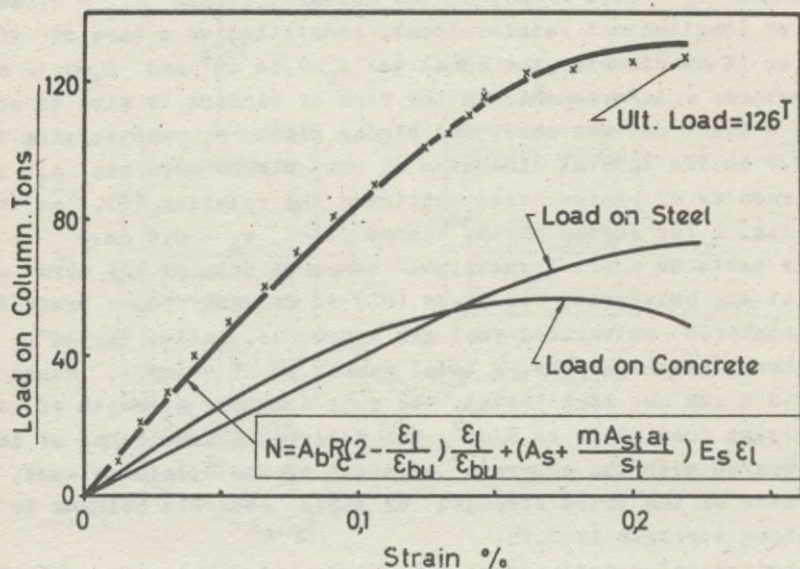


Fig. 3. Load - strain relation of lightweight concrete columns. The UL test results and the diagrams calculated by formula (5).

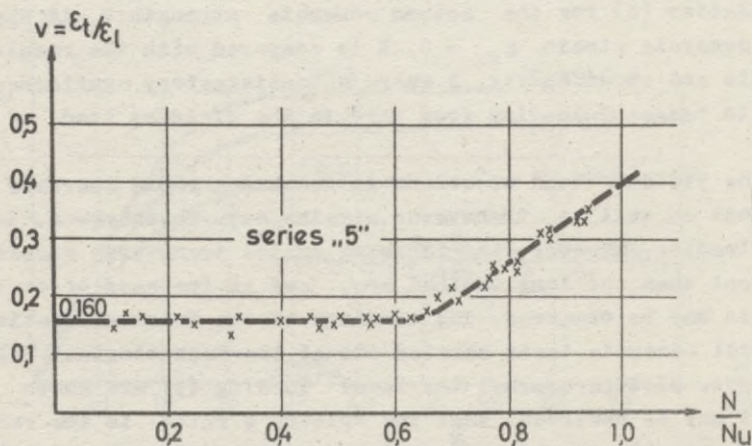


Fig. 4. The TUC test results of Poisson's ratio

An intensive transverse reinforcement limiting a transverse deformation provides a significant ductility of lightweight concrete column. The failure may occur after the yield stresses in binders f_{yt} are reached. In this case the lateral pressure G_{bt} in the column core reaches its ultimate value equal:

$$G_{btu} = \frac{m A_{st} f_{yt}}{a_t s_t} = \text{const} \quad (6a)$$

and the additional core stress becomes ultimate, and equals

$$\Delta G_{bu} = \frac{G_{bt}}{v} = \frac{m A_{st} f_{yt}}{v a_t s_t} \quad (6b)$$

where: f_y - denotes the yielding strength of the longitudinal reinforcement,

f_{yt} - denotes the yielding strength of the transverse reinforcement.

Thus it may be assumed that at the moment of failure strength of concrete as well as yielding of the longitudinal and transverse reinforcement are reached and the ultimate load of the column N_u may be calculated from the expression:

$$N_u = A_b R_c + A_s f_y + \frac{m A_{st} a_t}{v s_t} f_{yt} \quad (7a)$$

If the transverse reinforcement is very rich before the binder yielding a spalling of the outer cover may occur. If it is so then the column core area A_o should be taken into calculations as the total working area of the concrete at column failure, that is:

$$N_u = A_o R_c + A_s f_y + \frac{m A_{st} a_t}{v s_t} f_{yt} \quad (7b)$$

In the expressions (7) the concrete core area A_o is taken for square columns, that is $A_o = a_t^2$.

The ultimate loads of columns tested at the Technological University of Cracow, and calculated by useing of formula (7a) are compared with the test results in the table 1. In the symbols of particular series the second number denotes the percentage of the longitudinal reinforcement (exactly - 0,0; 1,4; 2,74) and the third number denotes the binder pitch (exactly 5,0; 12,5; 20,0 cm). The yielding stresses of the reinforcement were as follows:

- binding wire of 4,5 mm diameter $f_{yt} = 442 \text{ N/mm}^2$,
- longitudinal bars of 10,0 mm diameter $f_y = 503 \text{ N/mm}^2$,
- longitudinal bars of 14 mm diameter $f_y = 466 \text{ N/mm}^2$.

In the last column of the table 1 the error of the formula (7a) calculated in relation to the test results demonstrates a very good confidence of the extracted relations. The error varies in the range from - 1,01 to + 1,11, where all negative errors deal with the largest binder pitch.

Because of the limited number of test results, an exact demarcation between the expressions (7a) and (7b) application is very difficult and further investigations on the cover spalling phenomena as well as on the Poisson's ratio at the failure are very desired.

Table 1

No	Series	Ultimate load (kg)		$\frac{N_u - N_{uc}}{N_{uc}} \cdot 100$
		experimental N_u	calculated N_{uc}	
1	I-0,0-5	65200	64550	+1,00
2	I-0,0-12	60000	59400	+1,02
3	I-0,0-20	56000	58150	-0,26
4	I-1,5-5	81500	80550	+1,11
5	I-1,5-12	75500	75130	+0,49
6	I-1,5-20	73100	73850	-1,01
7	I-3,0-5	93000	92050	+1,03
8	I-3,0-12	87100	86600	+0,57
9	I-3,0-20	85000	85350	-0,41

The experimental and theoretical ultimate load of lightweight aggregate columns

2: Recommended Transverse Reinforcement for Short Lightweight Concrete Columns

If the lightweight concrete columns are to be applied to normal practice, adequate transverse reinforcement must be incorporated to prevent premature column failure due to splitting or to buckling of the individual longitudinal bars, as well as to insure a desired column ductility.

ty. The results of the tests carried out at the University of Leeds as well as those carried out at the Technological University of Cracov have demonstrated that the ultimate loads of all columns with the 20 cm binder pitch were smaller than expected. It may be noticed that the difference grows bigger with the lower concrete strength.

The plain lightweight concrete columns failed by splitting parallel to the longitudinal axis. In the same way fail columns of a very small transverse reinforcement. In this case, after the concrete splitting occurs the transverse reinforcement is ruptured or reaches its yielding stresses, that leads to a fast collapse with no increase of the load.

To avoid the possibility of a sudden collapse or premature failure and to insure a rational utilization of concrete and steel used, a minimum limit of the transverse reinforcement should be established. This minimum limit proceeds from the assumption that transverse reinforcement should be capable of carrying the splitting forces created in the concrete column during the process of loading, that is:

$$m A_{st} f_{yt} > R_b a_t s_t \quad (8a)$$

where:

R_b - denotes the splitting tensile strength of concrete.

Assuming the splitting tensile strength of concrete, accordingly to the proposed Recommendations $R_b = 0,23 R'_b{}^{2/3}$ the percentage of the transverse reinforcement p_t amounts:

$$p_t = \frac{m A_{st}}{a_t s_t} > \frac{R_b}{f_{yt}} = 0,23 R'_b{}^{2/3} f_{yt}^{-1} \quad (8b)$$

This means, that the minimum amount of transverse reinforcement in short L.C. columns depends on the ratio of the concrete strength to the binders yield point as well as on the binder diameter and pitch and on the lateral column dimensions. Since the present codes of practice for normal concrete columns stipulate the binder pitch and its diameter neglecting only the other factors thus the constructive demand for the transverse reinforcement may be introduced just accidentally.

The percentage of transverse reinforcement according to the present codes of practice requirements decreases with an increase of column dimensions as it is shown on the fig. 5. It may be noticed that even the lowest line meets the present requirements of codes. The constructive de-

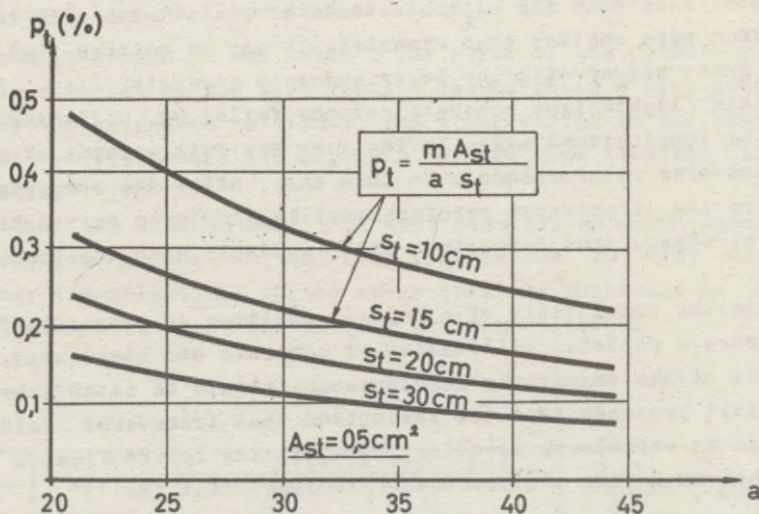


Fig. 5. Lateral reinforcement percentage variation in respect to column dimensions and binder pitch

mand of transverse reinforcement according to the formula (8), is plotted against the cube crushing strength of lightweight concrete on the fig. 6. The discussing problem is the more important that in general the tensile strength of lightweight concrete may be less than that of ordinary concrete of the same compressive strength.

That means that lightweight concrete is more brittle than the ordinary one, and, to utilize its properties in columns, an intensive transverse reinforcement should be applied. This provides not only a higher capacity of the columns but also a significant increase of their ductility. The last enables to utilize high tensile steel for the reinforcement.

It should be assert that the increase of transverse reinforcement does not mean the increase of a total amount of reinforcing steel. The other way round, the increase of transverse reinforcement results an increase of the column ultimate load (see fig. 7) and thus a decrease of longitudinal reinforcement. Since the transverse reinforcement is more effective than the longitudinal one, this way of reinforcing leads to economy.

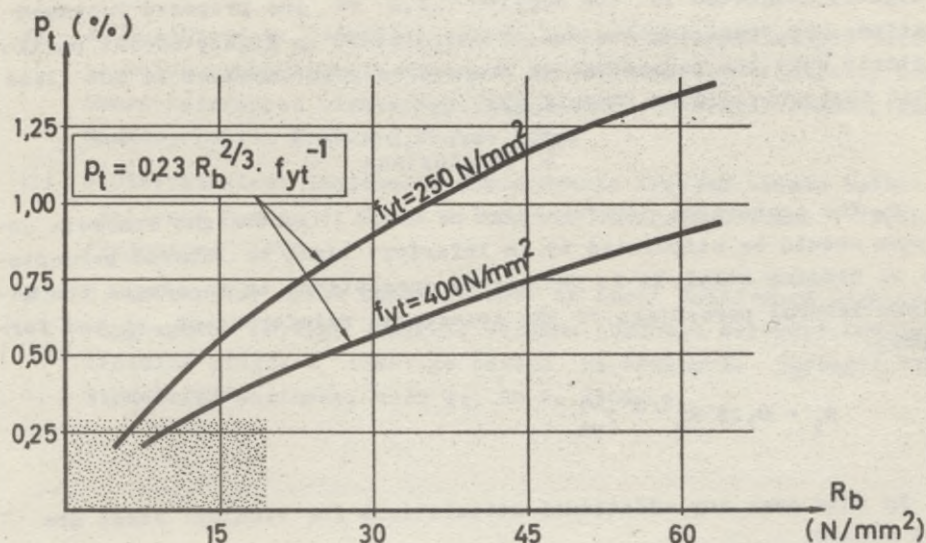


Fig. 6. Percentage of transverse reinforcement recommended by the author

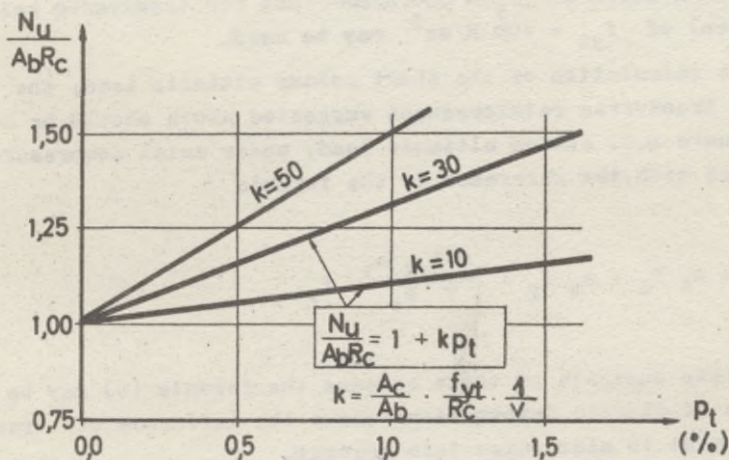


Fig. 7. Influence of transverse reinforcement on short L.C. column load according to the formula (7)

Finally, it should be mentioned that a tendency of more intensive transverse reinforcement for short lightweight concrete columns is slightly suggested in the Section 7.3.2 of the proposed Recommendations, by preferring the use of spirals. It is highly useful particularly when the percentage of transverse reinforcement is not less than that provided by formula (9).

3. Conclusions

1. The transverse reinforcement of short lightweight concrete columns should be stipulated by an inferior limit of lateral percentage of binding steel. It is our strong suggestion, to recommend the minimum lateral percentage of the transverse reinforcement, by the formula

$$p_t = 0,23 R_b^{2/3} f_{yt}^{-1}.$$

In this case any additional stipulations for binding steel are not needed.

2. Since the transverse reinforcement suggested above avoids premature failures and insures a proper ductility of the columns, a high tensile steel could be used for reinforcing. According to the test results [1] of the Technological University of Cracow, for longitudinal reinforcement a steel of $f_y = 600 \text{ N/mm}^2$ and for transverse reinforcement a steel of $f_{yt} = 400 \text{ N/mm}^2$ may be used.

3. In the calculation of the short column ultimate load, the influence of the transverse reinforcement suggested above should be considered. The square L.C. column ultimate load, under axial compression, may be calculated with the reference to the formula

$$N_u = A_b R_0 + A_s f_y + \frac{m A_{st} a_t}{v s_t} f_{yt}.$$

For a stress analysis of these columns the formula (5) may be used, in the range of elastic deformations where the influence of transverse reinforcement is also taken into account.

References

- [1] J.Oleszkiewicz: [Nośność i odkształcalność krępych słupów keramzyto-betonowych] Ultimate Strength and Deformation of Axially Loaded Short Reinforced Lightweight (Keramzite) Concrete Columns. Zeszyt Naukowy Polit. Krak.nr2,Kraków 1973.
- [2] S.Oleszkiewicz: [Racjonalne wymiarowanie krępych słupów żelbetowych] Rational Design of Short Reinforced Concrete Columns . "Problemy Projektowe" 1973.
- [3] C.O. Orangun: Axial Loading Tests on Short Reinforced Lightweight -Aggregate (Lytag) Concrete Columns [Badania osiowo-ściskanych krótkich słupów z lekkiego betonu na kruszywie "Lytag"]. "The Structural Engineer, vol. 44, no 9, 1966.

NOŚNOŚĆ GRANICZNA KRĘPYCH SŁUPÓW Z BETONU LEKKIEGO

6.9

napisali.

Sylwester Oleszkiewicz, Jerzy Ruppert, Sharifullah Najib

W diskutowanych zaleceniach do projektowania i wykonawstwa konstrukcji z betonów lekkich, słupy krępe nie są traktowane odmiennie od normalnych słupów betonowych z wyjątkiem tego, że preferowane jest uzbrojenie spiralne w miejsce zwykłych strzemion. Wynika stąd, że uzbrojenie poprzeczne krępych słupów z betonu lekkiego, stosownie do narodowych norm, jest uwarunkowane odstępem strzemion, który nie powinien przekraczać najmniejszego z poniższych wymiarów:

- mniejszego poprzecznego wymiaru słupa,
- dwanaście średnic najcieńszej wkładki podłużnej,
- dwanaście cali, czyli około 30 centymetrów.

Ponadto średnica strzemion nie powinna być mniejsza niż jedna ózwała średnicy najgrubszej wkładki podłużnej, a w żadnym przypadku nie mniejsza niż 5,0 mm.

Wyda się, że te ustalenia dla słupów przewidują zbyt małe uzbrojenie poprzeczne, które raczej nie zapewnia pełnego wykorzystania własności betonów lekkich w tego rodzaju elementach konstrukcyjnych. W dalszym ciągu niniejszego opracowania rozważony zostanie ten aspekt w wymiarowaniu krępych słupów z betonu lekkiego w nawiązaniu do ostatnich wyników badań teoretycznych i eksperymentalnych.

1^o. Zależność obciążenie - odkształcenie i nośność
krępych słupów z betonu lekkiego

Wyniki badań różnych autorów wskazują, że zależność $\sigma - \epsilon$ dla betonów lekkich, wykonywanych na kruszywach ze spiekanych gliniek i żupków, może być przyjęta, podobnie jak dla zwykłych betonów, jako parabola drugiego stopnia, w postaci:

$$\frac{\sigma}{R} = -\frac{\epsilon^2}{\epsilon_u^2} + \frac{2\epsilon}{\epsilon_u} \quad (1)$$

gdzie: $\sigma_1 R$ - odpowiednio oznaczają naprężenie i wytrzymałość betonu w N/mm^2 ,

ϵ_1 i ϵ_u - oznaczają odpowiednio odkształcenie aktualne i odkształcenie graniczne osiągane przy szczytowym obciążeniu ściskającym.

Przyjmując powyższe założenie, zależność pomiędzy obciążeniem i odkształceniem, dla krępych słupów z betonu lekkiego uzbrojonych podłużnie, można w przybliżeniu zapisać w postaci:

$$N = A_b R_o \left(2 - \frac{\epsilon_1}{\epsilon_{bu}} \right) \frac{\epsilon_1}{\epsilon_{bu}} + A_s E_s \epsilon_1 \quad (2)$$

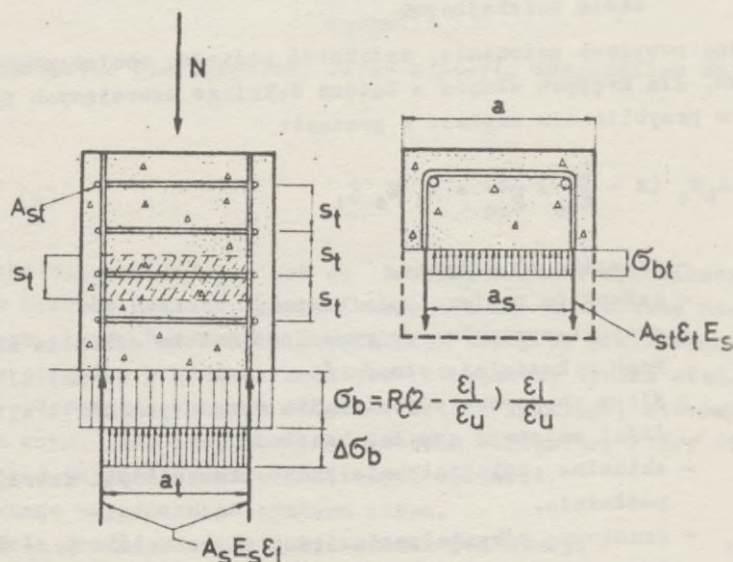
gdzie: N - aktualne obciążenie,
 A_b - całkowita powierzchnia betonu,
 R_o - charakterystyczna wytrzymałość betonu mierzona na próbkach w kształcie słupów (np. 15 x 15 x 60 cm) albo określona za pomocą odpowiednich współczynników z wytrzymałości walcowej czy też kostkowej,
 ϵ_1 - aktualne odkształcenie jednostkowe słupa uzbrojonego podłużnie,
 ϵ_{bu} - graniczne odkształcenie jednostkowe betonu przy szczytowym obciążeniu ściskającym, mierzone na próbkach jak wyżej,
 A_s - powierzchnia przekroju ściskanego zbrojenia podłużnego,
 E_s - moduł sprężystości stali.

Zależność (2) może być stosowana dla słupów o bardzo słabym uzbrojeniu poprzecznym.

Do pewnej wartości procent uzbrojenia poprzecznego praktycznie nie zmienia zależności pomiędzy obciążeniem a odkształceniem w słupach krótkich. Ale pewien wzrost ponad ten minimalny procent wywołuje odpowiednią zmianę zależności pomiędzy obciążeniem i odkształceniem słupa. Zmiana ta jest wynikiem oporu stawianego przez strzemiona przeciwko odkształceniom poprzecznym rdzenia betonowego. Opór ten jest równoważony przez poprzeczne ciśnienie betonu σ_{bt} , wywołane dodatkowymi naprężeniami podłużnymi $\Delta \sigma_b$ występującymi w rdzeniu betonowym.

Zależność pomiędzy tymi dodatkowymi naprężeniami w rdzeniu betonowym $\Delta \sigma_b$ a uzbrojeniem poprzecznym słupa wynika z równości odkształceń strzemion oraz poprzecznych odkształceń betonu. Te poprzeczne odkształcenia betonu przyjmuje się jako wynik działania naprężeń σ_b równomiernie rozłożonych na całej powierzchni przekroju poprzecznego słupa, podobnie jak to jest przyjmowane w betonowych słupach nieuzbrojonych

(patrz rys.1). Równe im odkształcenia strzemion są wywoływane przez dodatkowe naprężenia $\Delta \sigma_b$, powodując powstawanie poprzecznego



Rys. 1. Założony rozkład naprężeń w betonowym słupie uzbrojonym

ciśnienia σ_{bt} w rdzeniu betonowym. Można to zapisać za pomocą zależności:

$$\varepsilon_t = v \frac{\sigma_b}{E_b} = v \varepsilon_l = \frac{\sigma_{bt} a_t s_t}{m A_{st} E_s} \quad (3)$$

Zależność pomiędzy dodatkowymi naprężeniami $\Delta \sigma_b$ w rdzeniu betonowym a uzbrojeniem poprzecznym można więc wyrazić za pomocą zależności:

$$\Delta \sigma_b = \frac{\sigma_{bt}}{v} = \frac{m A_{st}}{a_t s_t} E_s \varepsilon_l \quad (4)$$

gdzie: ε_t - jednostkowe odkształcenie poprzeczne słupa,
 v - liczba Poisson'a,

- σ_b - naprężenia jednostkowe równomiernie rozłożone na całkowitej powierzchni przekroju poprzecznego betonu,
 E_b - moduł odkształcenia betonu,
 σ_{bt} - ciśnienie poprzeczne w betonie rdzenia wywołane dodatkowym obciążeniem,
 a_t - poprzeczny wymiar rdzenia słupa,
 s_t - osiowy odstęp strzemion,
 m - liczba ramion jednego strzemiona,
 A_{st} - powierzchnia przekroju jednego ramienia strzemiona,

Zależność pomiędzy obciążeniami i odkształceniami dla kwadratowych słupów z betonu lekkiego, z uwzględnieniem wpływu uzbrojenia poprzecznego, można w przybliżeniu zapisać w postaci:

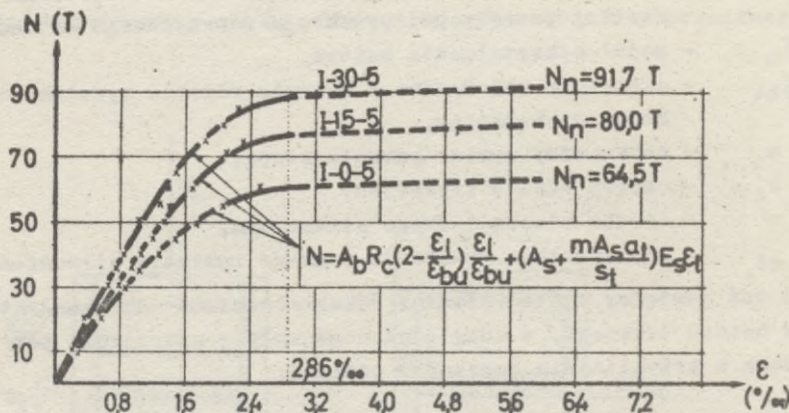
$$N = A_b R_o \left(2 - \frac{\epsilon_1}{\epsilon_{bu}} \right) \frac{\epsilon_1}{\epsilon_{bu}} + \left(A_s + \frac{m A_{st} a_t}{s_t} \right) E_s \epsilon_1 \quad (5)$$

gdzie powierzchnia rdzenia A_o jest przyjęta jak dla słupów kwadratowych, to jest $A_o = a_t^2$. Zależność (5) może być wykorzystana w zakresie odkształceń ϵ_1 od zera do mniejszej z dwu następujących wartości ϵ_{bu} albo $\frac{\epsilon_y}{E_s}$.

Powyższa zależność (5) wyprowadzona na podstawie rozważań teoretycznych uzyskuje zadowalające potwierdzenie w wynikach eksperymentalnych. Na Politechnice Krakowskiej prowadzone były badania krępych słupów [1], gdzie jako kruszywo używano spulchnionych gliniek, dokładnie keramzytu, bez dodatku piasku naturalnego. Ogółem 34 słupy o wymiarach 15 x 15 x 60 cm zostały zabetonowane w pozycji poziomej z tego samego zarobu betonu. Wytrzymałość słupowa mierzona na próbkach niezbrojonych osiągnęła $R_o = 24,4 \text{ N/mm}^2$ przy odkształceniu $\epsilon_{bu} = 0,286\%$. Powierzchnia uzbrojenia podłużnego, składającego się z 4 wkładek o średnicy 10 mm lub o średnicy 14 mm, wynosiła $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$ i $A_s = 6,16 \text{ cm}^2$. Jako zbrojenia poprzecznego, w postaci strzemion, użyto drutu o przekroju $A_{st} = 0,159 \text{ cm}^2$. Odstęp strzemion zmieniał się od 5,0 do 20 cm. Poprzeczny wymiar rdzenia słupa wynosił $a_t = 12,0 \text{ cm}$.

Wszystkie wyniki tych badań potwierdziły zależność (5), analogicznie jak to jest pokazane na rysunku 2 dla serii o odstępie strzemion $s_t = 5,0 \text{ cm}$.

Podobne badania krótkich słupów z betonu lekkiego były prowadzone na uniwersytecie w Leeds w Anglii pod kierunkiem prof. R.H. Evansa [3]. W tych badaniach użyte były spiekane popioły lotne jako kruszywo, nazywane Lytag. Ogółem zbadanych zostało 27 słupów o wymiarach 20,3 x



Rys. 2. Zależności pomiędzy odkształceniami i obciążeniami słupów z betonu lekkiego. Wyniki badań Politechniki Krakowskiej oraz wykresy według wzoru (5)

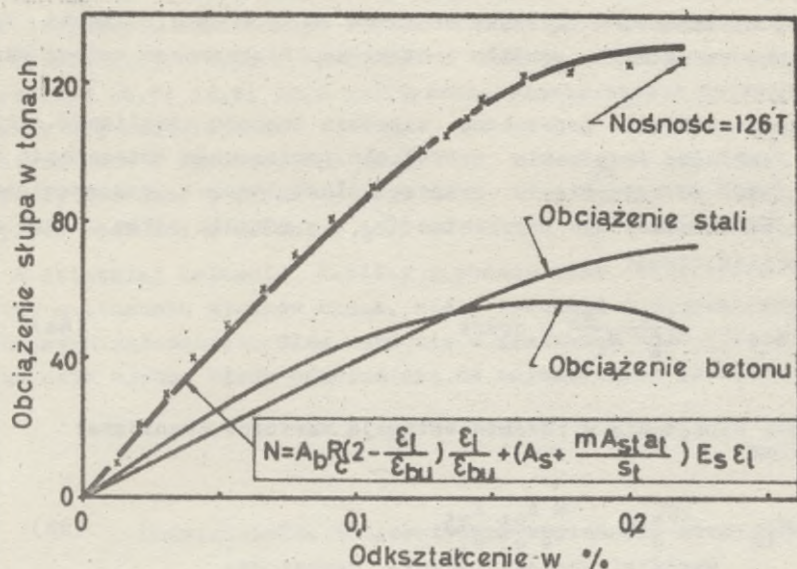
20,3 x 122 cm.

Kostkowa wytrzymałość betonu, zmieniająca się od 20 do 44 N/mm², była badana na kostkach 15,25 cm i porównywana z wytrzymałością betonu słupów niezbrojonych. Średni stosunek wytrzymałości kostkowej wynosił 0,7.

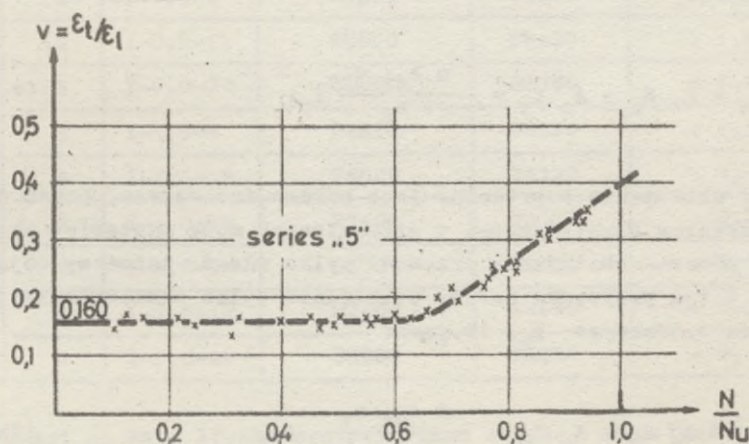
Procent uzbrojenia podłużnego wahał się od 0,0244 do 0,079. Jako uzbrojenie poprzeczne, w postaci strzemion, użyty był drut o przekroju $A_{st} = 0,64 \text{ cm}^2$. Odstęp strzemion wynosił około 20 cm, a poprzeczny wymiar rdzenia słupa wynosił $a_t = 12,7 \text{ cm}$.

Zależność (5) dla wytrzymałości słupowej betonu $R_c = 14,0 \text{ N/mm}^2$ i granicznego odkształcenia betonu $\epsilon_{bu} = 0,2\%$ jest porównana z wynikami tych badań i pokazana na rys. 3, gdzie widoczna jest zadowalająca zgodność wyników teoretycznych i eksperymentalnych, w zakresie obciążeń od zera do obciążenia wywołującego uplastycznienie słupa.

Po osiągnięciu obciążenia uplastyczniającego można obserwować gwałtowny przyrost zarówno odkształceń podłużnych, jak i poprzecznych. W tym zakresie obciążenia przyrost odkształceń poprzecznych jest szybszy niż przyrost odkształceń podłużnych, w związku z czym rośnie również liczba Poisson'a. Rysunek 4 przedstawia zależność liczby Poisson'a ν od poziomu obciążenia dla uzbrojonych słupów z lekkiego betonu wykonanego na kruszywie keramzytowym [1]. Jak widać na tym rysunku



Rys. 3. Zależność pomiędzy obciążeniami i odkształceniami słupów z betonu lekkiego. Wyniki badań UL oraz wykresy według wzoru (5)



Rys. 4. Wyniki badań (Polit. Krak.) liczby Poissona

ku, liczba Poisson'a w zakresie obciążeń od zera do około $\frac{N}{N_u} = 0,6$ jest w przybliżeniu stała i wynosi około $\nu = 0,16$, gdzie N_u oznacza obciążenie niszczące. W zakresie obciążeń od 0,6 do 1,0 liczba Poisson'a szybko wzrasta i w pobliżu obciążenia niszczącego osiąga wartość około 0,4.

Intensywne uzbrojenie poprzeczne zapewnia znaczną ciągłość słupów z betonu lekkiego. Przy takim uzbrojeniu poprzecznym zniszczenie słupów następuje po osiągnięciu granicy plastyczności w strzemionach. W tym przypadku ciśnienie poprzeczne σ_{bt} w rdzeniu słupa osiąga graniczną wartość równą:

$$\sigma_{btu} = \frac{m A_{st} f_{yt}}{a_t s_t} = \text{const} \quad (6a)$$

a dodatkowe naprężenia w rdzeniu osiągają wartości graniczne:

$$\Delta \sigma_{bu} = \frac{\sigma_{btu}}{\nu} = \frac{m A_{st} f_{yt}}{\nu a_t s_t} \quad (6b)$$

gdzie: f_{yt} - oznacza granicę plastyczności uzbrojenia poprzecznego.

Przyjmując, że w chwili niszczenia słupa zarówno wytrzymałość betonu, jak i granica plastyczności uzbrojenia podłużnego i poprzecznego zostają osiągnięte, nośność takich słupów może być obliczana za pomocą wyrażenia:

$$N_u = A_b R_c + A_s f_y + \frac{m A_{st} a_t}{\nu s_t} f_{yt} \quad (7a)$$

Jeżeli uzbrojenie poprzeczne jest bardzo intensywne, przed osiągnięciem granicy plastyczności w strzemionach może nastąpić skruszenie otuliny, wówczas obciążenia przenosi tylko rdzeń betonowy objęty strzemionami. W tym przypadku należy uwzględnić tylko powierzchnię przekroju rdzenia betonowego A_0 , to jest:

$$N_u = A_0 R_c + A_s f_y + \frac{m A_{st} a_t}{\nu s_t} f_{yt} \quad (7b)$$

W wyrażeniach (7a) i (7b) powierzchnia rdzenia A_0 jest przyjęta dla słupów kwadratowych, czyli $A_0 = a_t^2$.

Obciążenia niszczące słupów badanych na Politechnice Krakowskiej obliczone za pomocą wzoru (7a) są porównane w tabelicy 1. W symbolach poszczególnych serii druga liczba oznacza procent uzbrojenia podłużnego (dokładniej - 0,0; 1,4; 2,63) - a trzecia liczba oznacza odstęp strzemion (5,0; 12,5; 20,0 cm). Granice plastyczności uzbrojenia kształtowały się następująco:

- strzemiona o średnicy 4,5 mm $f_{yt} = 442 \text{ N/mm}^2$,
- pręty podłużne o średnicy 10,0 mm $f_y = 503 \text{ N/mm}^2$,
- pręty podłużne o średnicy 14,0 mm $f_y = 466 \text{ N/mm}^2$,

W ostatniej kolumnie tabelicy 1 podany jest błąd wzoru (7a), obliczony w stosunku wyników badań, który wykazuje dużą dokładność wyprobowanych zależności. Błąd waha się w granicach od - 1,01 do + 1,11, przy czym ujemne błędy odnoszą się do największych odstępów strzemion.

Tabela 1

Doświadczalne i teoretyczne obciążenie niszczące
zbrojonych słupów z betonu lekkiego

L.p.	Seria	Obciążenie niszczące (kg)		$\frac{N_u - N_{uc}}{N_{uc}} \cdot 100$
		doświadczalne N_u	obliczeniowe N_{uc}	
1	I-0,0-5	65200	64550	+ 1,00
2	I-0,0-12	60000	59400	+ 1,02
3	I-0,0-20	56000	58150	- 0,26
4	I-1,5-5	81500	80550	+ 1,11
5	I-1,5-12	75500	75130	+ 0,49
6	I-1,5-20	73100	73850	- 0,01
7	I-3,0-5	93000	92050	+ 1,03
8	I-3,0-12	87100	86600	+ 0,57
9	I-3,0-20	85000	85350	- 0,41

Z uwagi na małą liczbę wyników badań ściśle określenie rozgraniczenia w stosowaniu wzorów (7a) i (7b) jest trudne i dalsze badania zjawiska kruszenia się otuliny, jak również wielkości liczby Poisson'a w chwili niszczenia są bardzo pożądane.

2. Zalecane uzbrojenie poprzeczne krótkich słupów z betonów lekkich

Jeżeli słupy z betonu lekkiego mają być stosowane w normalnej praktyce, odpowiednie uzbrojenie poprzeczne musi być zapewnione, aby wykluczyć możliwość przedwczesnego zniszczenia przez rozłupywanie albo wyboczenie pojedynczych wkładek, jak również dla zapewnienia pożądanej ciągliwości słupów. Wyniki badań prowadzonych na Uniwersytecie w Leeds, jak i na Politechnice Krakowskiej wykazały, że obciążenia niszczące wszystkich słupów z 20 cm odstępem strzemion były niższe niż oczekiwano.

Osiowo obciążone słupy z betonów lekkich bez uzbrojenia poprzecznego ulegają gwałtownemu zniszczeniu wzdłuż osi podłużnej. Taki sam rodzaj zniszczenia występuje, gdy uzbrojenie poprzeczne jest zbyt słabe. Równocześnie z pęknięciem betonu następuje zerwanie lub uplastycznienie uzbrojenia poprzecznego, co prowadzi do szybkiego zniszczenia słupa bez przyrostu obciążenia.

Dla uniknięcia gwałtownego niszczenia lub przedwczesnej utraty nośności, a tym samym zapewnienia racjonalnego wykorzystania użytego betonu i stali, powinna być ustalona minimalna granica uzbrojenia poprzecznego. Ta minimalna granica wynika z założenia, że uzbrojenie poprzeczne powinno być zdolne do przejęcia sił rozłupujących słup betonowy, w chwili pęknięcia betonu, to znaczy

$$m A_{st} f_{yt} \geq R_b a_t s_t \quad (8a)$$

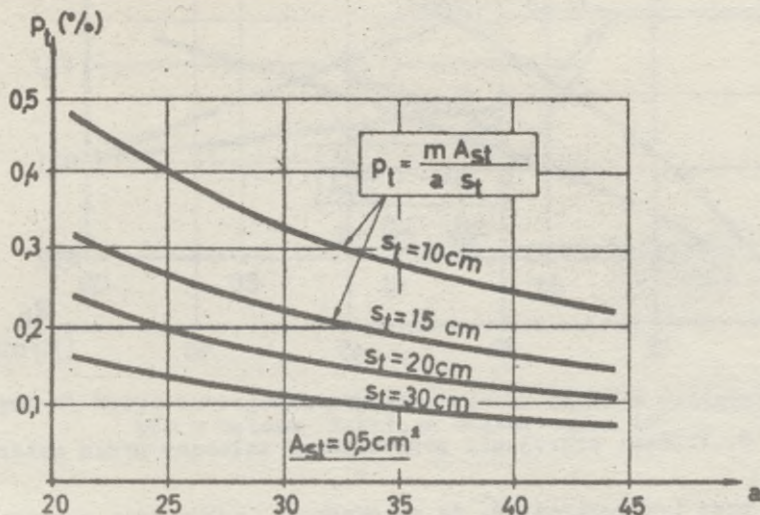
gdzie: R_b - wytrzymałość betonu na rozciąganie przy rozłupywaniu.

Przyjmując wytrzymałość betonu na rozciąganie przy rozłupywaniu stosownie do proponowanych zaleceń $R_b = 0,23 R_b'^{2/3}$, procent uzbrojenia poprzecznego p_t wynosi:

$$p_t = \frac{m A_{st}}{a_t s_t} \geq \frac{R_b}{f_{yt}} = 0,23 R_b'^{2/3} f_{yt}^{-1} \quad (8b)$$

Oznacza to, że minimalna ilość uzbrojenia poprzecznego krępych słupów z betonu lekkiego zależy od stosunku wytrzymałości betonu do granicy plastyczności uzbrojenia poprzecznego, jak również od średnicy i odstępów strzemion oraz poprzecznych wymiarów słupa. Ponieważ obecne normy dla betonu zwykłego określają tylko odległość strzemion

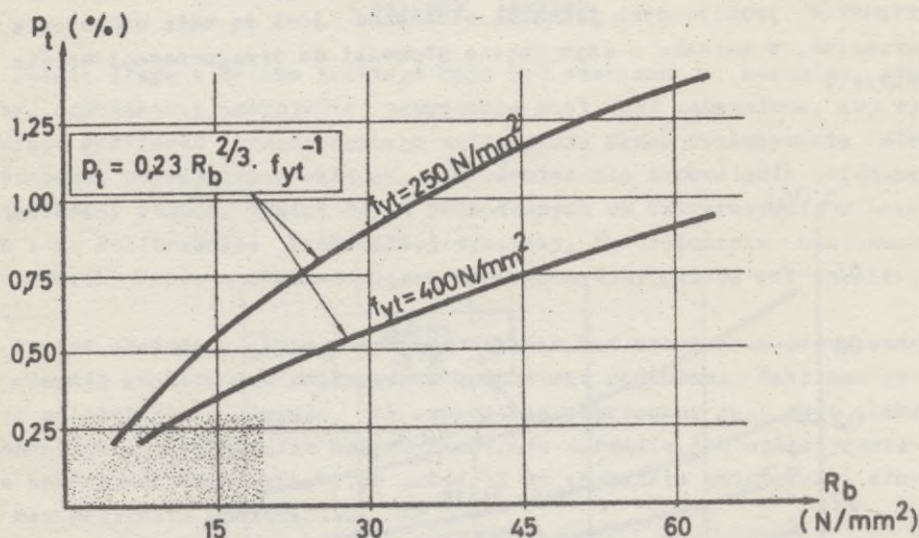
i ich średnicę, zaniehbując inne czynniki, potrzebna ilość uzbrojenia poprzecznego może być zastosowana tylko przypadkowo. W większości przypadków praktycznych jednakże stosowane jest za małe uzbrojenie poprzeczne, w związku z czym często dochodzi do przedwczesnej utraty nośności.



Rys. 5. Zmienność procentu uzbrojenia poprzecznego w zależności od wymiarów słupa i odstępu strzemion

Wymagany procent uzbrojenia poprzecznego, stosownie do obecnie obowiązujących norm, zmniejsza się wraz ze wzrostem wymiarów poprzecznych słupa, jak to pokazane jest na rysunku 5. Z rysunku tego wynika, że nawet najniższa linia spełnia wymagania obecnych norm. Potrzebna ilość uzbrojenia, stosownie do relacji (8), wykreślona jest na rysunku 6, w zależności od wytrzymałości betonu lekkiego. Dyskutowany problem jest tym ważniejszy, że wytrzymałość na rozciąganie betonów lekkich jest w ogólności mniejsza od wytrzymałości na rozciąganie betonów zwykłych, przy tej samej wytrzymałości na ściskanie obu tych betonów.

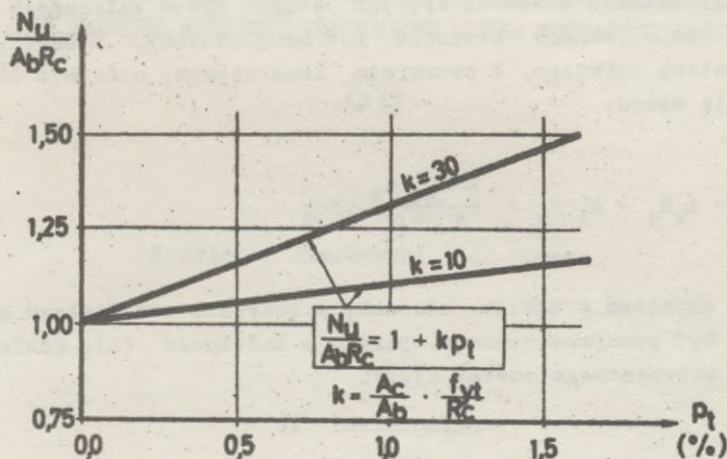
Oznacza to, że lekkie betony są bardziej kruche niż betony zwykłe i dla wykorzystania ich własności w słupach powinno być stosowane intensywne uzbrojenie poprzeczne. Zapewnia to nie tylko większą nośność tych słupów, ale również znaczny wzrost ich ciągliwości. Ta ostatnia umożliwia wykorzystanie do zbrojenia stali o podwyższonej granicy plastyczności.



Rys. 6. Procent uzbrojenia poprzecznego zalecany przez autora

Należy przy tym podkreślić, że zwiększenie uzbrojenia poprzecznego nie oznacza zwiększenia całkowitej ilości stali zbrojeniowej. Wręcz odwrotnie, wzrost uzbrojenia poprzecznego powoduje wzrost nośności słupa (patrz rys. 7), a przez to zmniejszenie potrzebnej ilości uzbrojenia podłużnego. Ponieważ uzbrojenie poprzeczne jest bardziej skuteczne niż podłużne, ten sposób zbrojenia prowadzi do oszczędności.

W końcu należy przypomnieć, że w proponowanych Zaleceniach pkt. 7.3.2 znajduje się pewna sugestia bardziej intensywnego uzbrojenia poprzecznego krępych słupów z betonu lekkiego w postaci zalecenia stosowania uzbrojenia spiralnego. Zalecenie to jest szczególnie użyteczne, gdy uzbrojenie poprzeczne jest nie mniejsze niż to, które przewiduje zależność (8).



Rys. 7. Wpływ uzbrojenia poprzecznego na nośność krótkich słupów z betonu lekkiego według wzoru (7)

3. Wnioski

1. Minimalny procent uzbrojenia poprzecznego powinien być określony dla słupów z betonu lekkiego. Autorzy zalecaliby obliczenie go według wzoru

$$p_t = 0,23 R_b^{2/3} f_{yt}^{-1}.$$

W tym przypadku zbędne są dalsze zalecenia dla uzbrojenia poprzecznego.

2. Ponieważ uzbrojenie poprzeczne zalecane wyżej zabezpiecza przed przedwczesną utratą nośności i zapewnia właściwą ciągliwość słupów, stal o podwyższonej granicy plastyczności może być stosowana do uzbrojenia zarówno podłużnego, jak i poprzecznego. Stosownie do badań [1] przeprowadzonych w Politechnice Krakowskiej, dla uzbrojenia podłużnego stosowana może być stal o granicy plastyczności do $f_y = 600 \text{ N/mm}^2$,

a dla uzbrojenia poprzecznego stal o granicy plastyczności do $Q_T = 400$ N/mm².

3. W obliczeniach nośności krępych słupów wpływ zalecanego powyżej uzbrojenia poprzecznego powinien być uwzględniony. Nośność krępych słupów z betonu lekkiego, o przekroju kwadratowym, może być obliczana na podstawie wzoru:

$$N_u = A_b R_o + A_s f_y + \frac{m A_{st} a_t}{v s_t} f_{yt}$$

Analiza naprężeń w takich słupach, w zakresie odkształceń sprężystych, może być przeprowadzona w oparciu o zależność (5), gdzie wpływ uzbrojenia poprzecznego został ujęty.

L i t e r a t u r a

- [1] J.Oleszkiewicz: Nośność i odkształcalność krępych słupów keramzyto-betonowych [Ultimate Strength and Deformation of Axially Loaded Short Reinforced Lightweight (Keramzite) Concrete Columns]. Zeszyt Naukowy Polit. Krak. nr 2, Kraków 1973.
- [2] S.Oleszkiewicz: Racjonalne wymiarowanie krępych słupów żelbetowych [Rational Design of Short Reinforced Concrete Columns]. Problemy Projektowe nr 2, 1973.
- [3] C.O. Orangun: [Axial Loading Tests on Short Reinforced Lightweight-Aggregate (Lytag) Concrete Columns]. Badania osiowo-ściskanych krótkich słupów z lekkiego betonu na kruszywie "Lytag". The Structural Engineer, vol. 44, no 9, 1966.

DEFORMATION OF AERATED STEAM CURED CONCRETE IN VARIOUS MOISTURE CONDITIONS UNDER SUSTAINED LOAD

9.9

written by

Krzysztof Piwowarski, Jan Górski

1. Introduction

Physical and mechanical properties of a building structure material depend on many various factors. Among them the most significant factors for aerated steam cured concrete are the environmental conditions and particularly temperature and humidity.

In this report are discussed the results of the test carried out in purpose to determine the effect of moisture on strain and elasticity of aerated steam cured concrete under sustained load.

The tests and observations have been carried out during several years at Building Structures Works of Skawina.

As a test material has been used the aerated steam cured concrete (ASCC) of O5 and O7 bulk density produced by Building Structures Works of Skawina.

2. Experimental tests

2.1. The following elements have been tested:

- a) cubes of $10 \times 10 \times 10$ cm (for O5 and O7 bulk density)
- b) prisms of $7,5 \times 7,5 \times 30$ cm (for O5 and O7 bulk density)
- c) prisms of $24 \times 24 \times 230$ cm (for O5 bulk density)
- d) unreinforced slabs of $h \times b \times l_t = 12 \times 59 \times 100$ cm (for O7 bulk density)
- e) reinforced slabs of $h \times b \times l = 12 \times 59 \times 299$ cm (for O7 bulk density).

Test elements specified in items a,b,c,d were cut out (taking into account the proper mass increment orientation of unreinforced roof

slabs, moulded simultaneously with the reinforced slabs designed for bending tests.

2.2. Type of tests and adopted test elements

The following have been tested:

- a) relationship between moisture and watering time (cubes of $10 \times 10 \times 10$ cm),
- b) relationship between compressive strength and humidity (cubes of $10 \times 10 \times 10$ cm),
- c) the effect of aerated steam cured moisture degree on:
 - shortening (prisms of $7,5 \times 7,5 \times 130$ cm),
 - elongation (unreinforced and reinforced slabs),
 - deformation modulus (prisms $7,5 \times 7,5 \times 30$ cm and $24 \times 24 \times 230$ cm).

2.3. Test stands and measuring devices

Prisms under sustained load have been tested by use of mechanic lever devices of a special design and structure. Strain values have been measured with mechanic devices of our own design with a basis of 250 and 300 mm provided with dial indicators of 0,001 mm reading accuracy and with Demec type indicators.

3. Test results

Fig. 1 illustrates the relationship between aerated steam cured concrete moisture (ex. for O7 bulk density) and watering time.

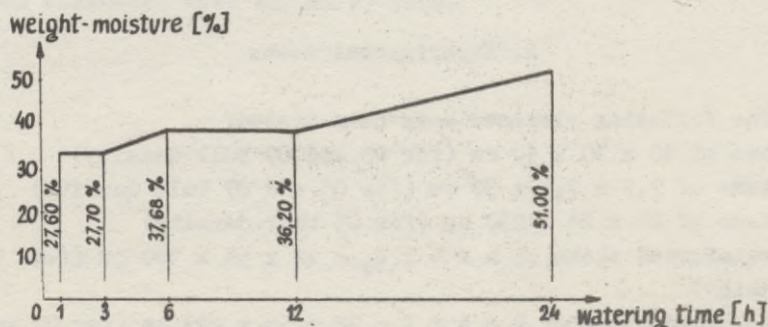


Fig. 1. Relationship between "O7" aerated steam cured concrete moisture and watering time when totally immersed in water

Then the development of the curve for the relationship between cube compressive strength and test element weight-moisture (ex. also for O7 bulk density) has been shown on the fig. 2.

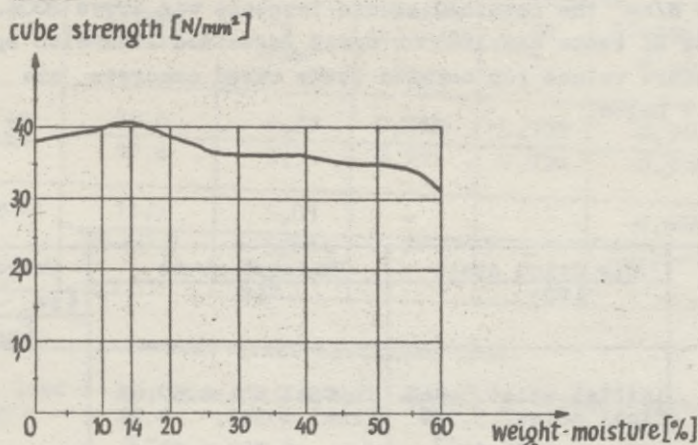


Fig. 2. Relationship between cube strength of "O7" aerated steam cured concrete and weight-moisture

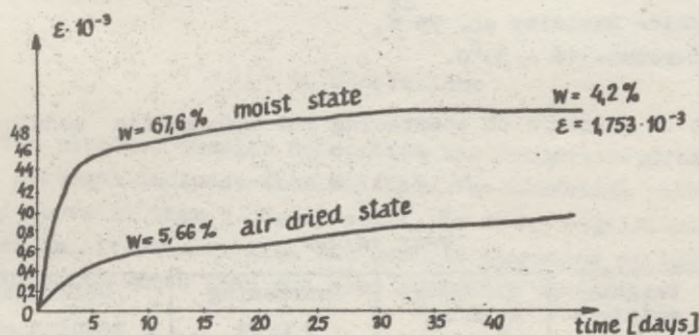


Fig. 3. Strain increase in time of "O7" aerated steam cured concrete under axial compression, for constant stress $\sigma = 2.5 \text{ N/mm}^2$

On the fig. 3 in turn has been shown the strain increase in time for aerated steam concrete of O7 bulk density, under axial compression in dried and moisted states. The strain increase at a rate of

$$\frac{\sigma}{R} = 0,5 \text{ e.g. with } \dots = 2,5 \text{ N/mm}^2 \text{ is of } 135\%.$$

As for the tests carried out in identical conditions but on aerated steam cured concrete of 05 bulk density and with $\dots \frac{\sigma}{R} = 0,2$ e.g. with $\sigma = 0,5 \text{ N/mm}^2$ the obtained strain increase was above 200%.

The results of tests carried out under sustained load with specified adequate moisture values for aerated steam cured concrete are cited in the table 1 below.

Table 1

ASCC bulk density	air dried state ϵ_{tps}	moisted state ϵ_{tps}	increment $\epsilon_{tw} - \epsilon_{tps}$
			ϵ_{tps}
$\sigma = 2,5 \text{ N/mm}^2$ $\frac{\sigma}{R_k} = 0,5$	initial moist. 5,66% final moist. 3,78% $\epsilon_{tps} = 0,75 \times 10^{-3}$	initial moist. 67,6% final moist. 4,2% $\epsilon_{tw} = 1,753 \times 10^{-3}$	135%
$\sigma = 0,5 \text{ N/mm}^2$ $\frac{\sigma}{R_k} = 0,2$	initial moist. 6,67% final moist. 3,59% $\epsilon_{tps} = 0,296 \times 10^{-3}$	initial moist. 73,3% final moist. 4,45% $\epsilon_{tw} = 9,897 \times 10^{-3}$	203%

air relative humidity ab. 75 %,

air temperature 18 - 20°C.

The effect of moisture on shortening and deformation modulus is shown in table 2.

Mean values

Table 2

Bulk density	Weight-moisture %	$R_s \text{ N/mm}^2$	Shortening p o/oo	Deformation modulus $E_{0,3}$
07	3,5	4,2 - 4,9	2,05 - 2,16	39600 - 35300
	31,5	3,1	2,06	18150
	58,1	3,3	2,26	14850
05	3,7	1,710	5,28	21400 - 24500
	9,2	1,605	5,93	15150 - 19700

R_s - prism strength on prisms of 7,5 x 7,5 x 30 cm.

The effect of the moisture on elongation and tensile strength at bending (for O7 ASCG) is illustrated by the table 3.

Mean values

Table 3

	Weight moisture %	R_k N/mm ²	Tensile strength R_{Rzg}	$\frac{R_{Rzg}}{R_k}$	Elongation r o/oo	$E_{ro,15}$
unreinforced slabs	18,6	5,74	0,618	0,108	0,344	43000
	18,6	5,3	0,711	0,134	0,508	31500
reinforced slabs	11,5	5,01	-	-	0,644	-
	56-60,8	$5,01 = R_k$ 3,77	-	-	0,956-1,014	

Deflection increment under sustained load

dead load : $q = g + 15,0 \text{ N/mm}^2$, where g - dead weight

$$\frac{q}{q_n} = 0,34 + 0,46, \text{ where } q_n = \text{breaking load for}$$

weight-moisture of 11,5% $\vartheta = \frac{f_1}{f_{sh}} = 1,84$;

for moisture of 56 - 60,8% $\vartheta = \frac{f_1}{f_{sh}} = 2,61$.

4. Conclusions

4.1. The obtained results do confirm the occurrence of concrete compressive strength decrease when moisted. The numerical values have been specified above in item 3. Some results do stray significantly from the ones cited in literature. Also the quality character of these phenomena is sometimes different than the ones generally cited.

4.2. The development of the relationship between strength and moisture differs from the results cited in literature up to now. Mean strength values obtained from several hundred tests are shown graphically in fig. 2. As it can be seen from the diagram, the decrease of aerated concrete compressive strength starts with the weight-moisture of ab. 10% (in fig. 2 from 14%) whereas from 0% to 10% (14% in fig. 2) the strength increase has been noticed. The numerical values determining strength decrease of moisted ASCG do conform for a weight-moisture above 10%, with the results obtained by other research centers.

4.3. The influence of the moisture under sustained load was strongly marked when testing aerated steam cured concrete of 05 bulk density, viz. by a significant increase of strain values exceeding 200% against air dried elements. Large scatters have been also stated when measuring limit strain (shortening) under the load of short duration.

ODKSZTAŁCALNOŚĆ I SPRĘŻYSTOŚĆ BETONU KOMÓRKOWEGO W RÓŻ- NYCH WARUNKACH WILGOTNOŚCIOWYCH POD OBCIĄŻENIEM DŁUGOTRWAŁYM

9.9

napisali

Krzysztof Piwowarski, Jan Górski

1. Wstęp

Cechy fizyko-mechaniczne materiału stanowiącego element konstrukcji budowlanej zależne są od wielu różnorodnych czynników. Dla betonów komórkowych jednym z czynników o znaczeniu pierwszoplanowym są warunki środowiska, a w szczególności ciepło-wilgotnościowe.

W referacie omówiono wyniki badań wpływu zawilgocenia na odkształcalność i sprężystość pianogazosilikatu pod obciążeniem długotrwałym. Badania i obserwacje prowadzone były przez kilka lat. Miejscem badań był Zakład Produkcji Elementów Budowlanych w Skawinie.

Materiałem użytym do badań był pianogazosilikat autoklawizowany - PGS odmiany 05 i 07, wytwarzany przez wyż.wym. Zakłady Produkcji Elementów Budowlanych w Skawinie.

2. Badania doświadczalne

2. 1. Elementy próbne

Przy prowadzeniu badań korzystano z następujących elementów próbnych:

- a/ kostki o wym. $10 \times 10 \times 10$ cm /dla odmiany 05 i 07/,
- b/ prostopadłościanny o wym. $7,5 \times 7,5 \times 30$ cm /dla odmiany 05 i 07/,
- c/ prostopadłościanny o wym. $24 \times 24 \times 230$ cm /dla odmiany 05/,
- d/ płyty niezbrojone o wym. $h \times b \times l_t = 12 \times 59 \times 100$ cm /dla odmiany 07/,
- e/ płyty zbrojone o wym. $h \times b \times l = 12 \times 59 \times 299$ cm /dla odmiany 07/.

Elementy próbne wymienione w punktach a, b, c, d wycinane były/ z uwzględnieniem odpowiedniego kierunku w odniesieniu do wzoru masy/ z płyt dachowych niezbrojonych, odlewanych jednocześnie z płytami zbrojonymi, przeznaczonymi do badań na zginanie.

2. 2. Rodzaj badań oraz stosowane elementy próbne

Badano:

- a/ zależność wilgotności od czasu moczenia /kostki $10 \times 10 \times 10$ cm/,
- b/ zależność wytrzymałości na ściskanie od wilgotności /kostki $10 \times 10 \times 10$ cm/,
- c/ wpływ stanu zawilgocenia pianogazosilikatu na:
 - skrócenia /prostokąty $7,5 \times 7,5 \times 30$ cm/,
 - wydłużenia /płyty niezbrojone i zbrojone/,
 - moduł odkształcenia /prostokąty $7,5 \times 7,5 \times 30$ cm i $24 \times 24 \times 230$ cm/.

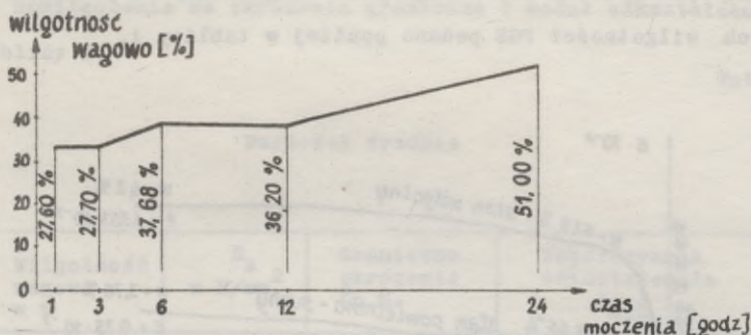
2. 3. Stanowiska badawcze i przyrządy pomiarowe

Badania prostokątów na obciążenie długotrwałe przeprowadzono za pomocą specjalnie zaprojektowanych i zbudowanych urządzeń dźwigniowych o działaniu mechanicznym. Do pomiaru odkształceń użyto przyrządów mechanicznych konstrukcji własnej o bazie 250 ± 300 mm, zaopatrzonych w czujniki zegarowe o dokładności odczytu $0,001$ mm, oraz czujników typu Demec.

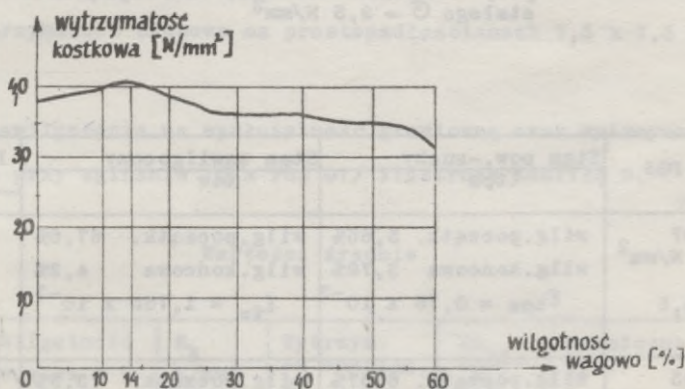
3. Wyniki badań

Na rys. 1 przedstawiono zależność wilgotności pianogazosilikatu /przykładowo dla odmiany 0,7/ od czasu moczenia.

Następnie na rys. 2 podano przebieg krzywej zależności wytrzymałości kostkowej na ściskanie od wilgotności wagowej próbki /przykładowo również dla odmiany 07/.



Rys. 1. Zależność wilgotności pianogazosilikatu "07" od czasu moczenia, przy zanurzeniu całkowitym w wodzie



Rys. 2. Zależność wytrzymałości kostkowej na ściskanie pianogazosilikatu "07" od wilgotności

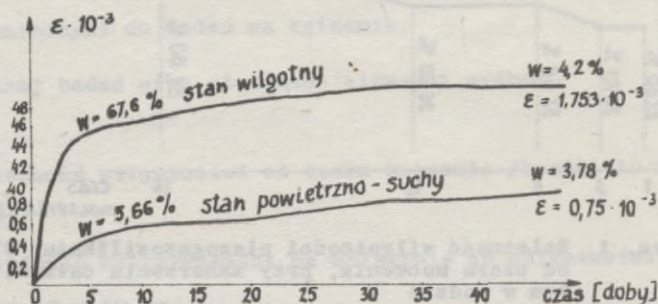
Z kolei na rys. 3 przedstawiono przyrost odkształceń w czasie dla pianogazosilikatu odmiany 07, przy ścisaniu osiowym w stanie powietrzno-suchym oraz zawilgoconym. Przyrost odkształceń przy intensywności

$$\frac{\sigma}{R} = 0,5, \text{ tj. przy } \sigma \approx 2,5 \text{ N/mm}^2, \text{ wynosi } 135\%.$$

W analogicznie przeprowadzonych badaniach, lecz dla PGS odmiany 05 i

$$\frac{\sigma}{R} = 0,2, \text{ tj. przy } \sigma \approx 0,5 \text{ N/mm}^2, \text{ uzyskano przyrost odkształceń po-}$$

nad 200%. Wyniki badań pod obciążeniem długotrwałym z podaniem przy-
 należnych wilgotności PGS podano poniżej w tabelicy 1.



Rys. 3. Przyrost odkształcenia w czasie PGS 07
 przy ścisaniu osiowym, dla naprężenia
 stałego $\sigma = 2,5 \text{ N/mm}^2$

Tabela 1

Odmiana PGS	Stan pow.-suchy ϵ_{tps}	Stan zawilgocony ϵ_{tw}	Przyrost % $\epsilon_{tw} - \epsilon_{tps}$
			ϵ_{tps}
$\sigma = 2,5 \text{ N/mm}^2$ $\frac{\sigma}{R_k} = 0,5$	wilg.początk. 5,66% wilg.końcowa 3,78% $\epsilon_{tps} = 0,75 \times 10^{-3}$	wilg.początk. 67,6% wilg.końcowa 4,2% $\epsilon_{tw} = 1,755 \times 10^{-3}$	135%
$\sigma = 0,5 \text{ N/mm}^2$ $\frac{\sigma}{R_k} = 0,2$	wilg.początk. 6,67% wilg.końcowa 3,59% $\epsilon_{tps} = 0,296 \times 10^{-3}$	wilg.początk. 73,3% wilg.końcowa 4,45% $\epsilon_{tw} = 0,897 \times 10^{-3}$	203%

wilgotność wzgl. powietrza ok. 75%

temperatura powietrza 18 - 20°C.

Wpływ zawilgocenia na skrócenia graniczne i moduł odkształcenia podano w tablicy 2.

Tablica 2

Wartości średnie

Odmiana	Wilgotność wagowa w %	R_s w N/mm^2	Graniczne skrócenie ϵ_p %	Współczynnik odkształcenia $E_{0,3}$
07	3,5	4,2 - 4,9	2,05 - 2,16	39600 - 35300
	31,5	3,1	2,06	18150
	58,1	3,3	2,26	14850
05	3,7	1,710	5,28	21400 - 24500
	9,2	1,605	5,93	15150 - 19700

R_s - wytrzymałość słupowa na prostopadłościanach 7,5 x 7,5 x 30 cm.

Wpływ zawilgocenia na wydłużalność graniczną oraz wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu /dla PGS 07/ ilustruje tablica 3.

Tablica 3

Wartości średnie

	Wilgotność wagowa w %	R_k N/mm^2	Wytrzym. na rozciąg. R_{zg}	$\frac{R_{zg}}{R_k}$	Graniczne wydł. r %	$E_{ro,15}$
płyty niezbr.	18,6	5,74	0,618	0,108	0,344	43000
	18,6	5,3	0,711	0,134	0,508	31500
płyty zbroj.	11,5	5,01	-	-	0,644	-
	56 - 60,8	5,01 = R_k^s 3,77	-	-	0,956+1,014	

Przyrost ugięć pod obciążeniem długotrwałym:

obciążenie stałe: $q = g + 15,0 N/mm^2$, gdzie g - ciężar własny;

$\frac{q}{q_n} = 0,34 - 0,46$, gdzie q_n obciążenie niszczące;

dla wilgotności wagowej 11,5% $\theta = \frac{f_{dl}}{f_{kr}} = 1,84$;

dla wilgotności 56 - 60,8% $\Theta = \frac{f_{dl}}{f_{kr}} = 2,61.$

4. Wnioski

4. 1. Uzyskane wyniki potwierdzają zjawisko obniżenia się wytrzymałości betonu na ściskanie z chwilą jego zawilgocenia. Wartości liczbowe wyników zostały podane powyżej w punkcie 3. Niektóre z wyników znacznie różnią się od podawanych w literaturze. Również i charakter jakościowy zjawisk jest niekiedy odmienny od powszechnie cytowanych.

4. 2. Przebieg zależności wytrzymałości od wilgotności jest odmienny od dotychczas przedstawionych w literaturze wyników. Średnie wartości uzyskane z kilkuset prób przedstawiono graficznie na rys. 2. Z wykresu wynika, że obniżenie wytrzymałości pianogazosilikatu na ściskanie zaczyna się począwszy od wilgotności wagowej ok. 10% /na rys. 2 do 14%, a od 0% do 10% /14% na rys. 2/ zaobserwowano wzrost wytrzymałości. Wartości liczbowe, określające spadek wytrzymałości betonu PGS zawilgoconego, są dla wilgotności wagowej powyżej 10% zgodne z badaniami innych ośrodków badawczych.

4. 3. Wpływ zawilgocenia przy obciążeniu długotrwałym uwidocznił się w szczególności przy badaniu PGS odmiany 05, a mianowicie w znacznym przyroście odkształceń przekraczających 200% w stosunku do elementów w stanie powietrzno-suchym. Dla odmiany tej stwierdzono również znaczne rozrzuty przy badaniu granicznych odkształceń /skróceń/ pod obciążeniem doraźnym.

SUPPLEMENTARY NOTE TO THE FINAL SUGGESTIONS
FOR THE SECOND DRAFT OF CEB MANUAL LIGHTWEIGHT
CONCRETE

10.1

written by

Bronisław Kopyciński

Following the final suggestions for the second draft of CEB Manual Lightweight concrete supplementary suggestions are presented in relation to the last papers published by the Technological University of Cracow.

1. Remarks to Chapter 2 (Aggregates)

It is proposed to implement the item 2.2.2 as follows:

- in the line 37 on the page 9 after the word "preces" and full stop to add the sentence: "Before moulding it is first a thorough homogeneous blending of the ingredients if additives find a use for increasing of the expansion power of raw materials."
- in the line 40 on the page 9 after the word "movement" and full stop to add the sentence: "In order to protect spherical particles from agglutination during their expansion they should be powdered with proper material."

2. Remarks to Chapter 3 (Mix design)

It is suggested to supplement the item 3.1.3 (Grading of the aggregate) as follows:

- at the end of item 3.1.3 to add the sentences:
"As far as the selection of gradation pile is concerned for structural lightweight concrete, analitical methods of hermetic gradation pile may be use. E.g.(see the paper 3.3). To determine the gra-

dation pile in lightweight concrete the grading curve should be known and two characteristic factors introduced, that is:

- fineness modulus U
- density coefficient S_j

A gradation pile should be characterized by the value of fineness modulus $U > 6,0$ as well as by the value of density coefficient $S_j > 0,67$.

3. Remarks to Chapter 4 (Placing, Compacting) and Finishing the Concrete

It is suggested to supplement the item 4.1 (Mixing) as follows:

- at the end of the item to add: "The lightweight concrete ingredients should be mixed in forced mixers and the mixing time should not be shorter than 5 minutes when the dry expanded clay aggregates are used. (3.3).

As far the acceleration of lightweight concrete hardening is concerned the vacuum processing should be considered. When, a gradation pile of lightweight aggregate of rough surface is used, the vacuum processing materialy accelerates the concrete strength increament providing the possibility of quick striping as well as higher homogeneity of concrete (4.3).

It should be mentioned also, that the concrete mix vibration time depends mainly on the vibration rate (I) (the product of vibration amplitude and frequency). For often used consistence (ab. 18⁰H determined with a Ve-Be apparatus), the time of vibration should not be lower than 50 s for concrete mix which is vibrated by law frequency shaker ($J < 5000 H_2$), when cylinder samples of 16 cm are used (3.3).

4. Remarks to Chapter 5 (Properties of Structural Lightweight Concrete)

It is suggested to supplement the item 5.3.1.1 (Stress-strain diagrams) as follows:

- on page 3 after the line 17 to add the sentence: "The stress-strain relations for lightweight and ordinary concretes do not differ considerably and the rectangular parabola diagram of the CEB-FIP Recommendations (49) for ordinary concrete may be used equally well

for lightweight concretes" (5.8). After this supplement the item 5.13.4 on page 16 may be canceled,

- in the line 24 on the page 3 after word "loading" to add: "may 20 to 40 % higher than that of ordinary concrete of the same crushing strength, and" (fig. 5.7 of the Manual),
- the line 25 on the page 3 should be canceled,
- in the lines 27 on page 3 after the word "strength" to add: "and may be approximately determined by:

$$\epsilon_{bu} = \epsilon_{ou} + \frac{1}{E_{ou}} R'_{bj}$$

where: ϵ_{bu} - inferior ultimate strain for a given type of concrete (when its crushing strength approaches zero),
 E_{ou} - the modulus of ultimate deformation increment for a given type of concrete in N/mm^2 ,
 R'_{bj} - the compressive strength of the considered concrete" (5.8).
 and the following sentence starting with the words "This increase ..." to cancel as well as the next point 3 since the decrease of curves becomes clear, when an increase of ultimate concrete strain due to its strength is considered.

Furthermore, it is suggested to implement the item 5.3.2.1 (Modulus of deformation) as follows:

- after the line 23 on the page 4 to add: "Figure 5.8 shows experimental results compared with Oleszkiewicz's formula

$$E_{bj} = \frac{a}{1 - \sqrt{1-a}} \cdot \frac{R'_{bj}}{\epsilon_{ou} + \frac{1}{E_{ou}} R'_{bj}}$$

where: $a = \frac{\sigma'_b}{R'_{bj}}$ - the loading level for which the modulus of deformation is considered,
 ϵ_{ou} - the inferior ultimate strain ranging from about 0,002 for ordinary concrete up to about 0,003 for lightweight concretes of high deformation,
 E_{ou} - the modulus of ultimate deformation increment ranging from about 30 000 N/mm^2 for lightweight concrete up to about 60 000 N/mm^2 for ordinary one, for determination of the secant modulus of deformation.

In general this formula enables to describe the deformation properties for different types of concrete according to the aggregate used

and mix composition. The parameters ϵ_{ou} and E_{ou} should be determined by test for the given type of concrete" (5.8). Consequently, the item 5.13.5 could be canceled.

Moreover, it is suggested to supplement the item 5.6 (Strength under concentrated loading) as follows:

- in the line 9 on page 8 after the "(fig. 5.25)" and full stop to add the sentence: "Tests on punice concrete with a compressive strength of $4,0 - 20 \text{ N/mm}^2$ showed a varying increase of the capacity in relation to the concrete strength R_p , however, in all cases that increase is higher than that of expanded clay concrete". (see fig. 1 of the paper 5.9).

5. Remarks to Chapter 6 (Design Considerations)

As far as the start columns are concerned it is suggested more intensive binding reinforcement for lightweight concrete columns than that presently recommended for ordinary ones. In this case, the influence of transverse reinforcement on the ultimate load of short lightweight concrete columns should be considered.

The calculation method for stress analysis and ultimate load with the influence of transverse reinforcement, as well as the inferior limit of lateral percentage of binding steel for lightweight concrete columns are derived in paper (6.8).

6. Remarks to Chapter 9 (Steam Cured Aerated Concrete)

As far as the mechanical properties of aerated concrete are concerned in the item 3.14, the influence of moisture on the geological properties should be considered. It is proposed to take advantage of the observations contained in paper (9.9) in final redaction of this item.

C o n t e n t s

Introduction	page	3
1./2.3/ W.Muszyński, T.Domin: Introductory notices on raw materials for the regional production of lightweight aggregates.....		5
2./3.3/ Z.Janowski: Selection of the Gradation Pile for Expanded Clay Concrete and the Effect of Concrete Mixing and Vibration on its Strength and Bulk Density.....		15
3./4.3/ W.Ziobroń: The Effect of Vacuum Treatment on the Mechanical Properties of Lightweight Concretes.....		40
4./5.8/ S.Oleszkiewicz: The Analysis of Lightweight Concrete Deformation...		60
5./5.9/ K.Piwowski, J.Dydenko, W.Zarębska: Studies on the Strength of Pumice Concrete Elements under Concentrated Loading.....		83
6./6.9/ S.Oleszkiewicz, J.Ruppert, S.Najib: The Ultimate Load of Short Lightweight Concrete Columns.....		97
7./9.9/ K.Piwowski, J.Górski: Deformation of Aerated Steam Cured Concrete in Various Moisture Conditions under Sustained Load.....		123
8./10.1/B.Kopciński: Supplementary Note to the Final Suggestions for the Second Draft of CEB Manual Lightweight Concrete.....		135

S p i s t r e ś c i

1./2.3/	W.Muszyński, T.Domin: Uwagi dotyczące surowców do regionalnej produkcji kruszyw lekkich.....	10
2./3.3/	Z.Janowski: Dobór szczelnego stosu okruszowego dla betonu keramzytowego oraz wpływ czasu mieszania i wibrowania na jego wytrzymałość i ciężar objętościowy.....	28
3./4.3/	W.Ziobroń: Wpływ próżniowania na własności wytrzymałościowe betonów lekkich.....	50
4./5.8/	S.Oleszkiewicz: Analiza odkształcalności betonów lekkich.....	71
5./5.9/	K.Piowarski, J.Dydenko, W.Zarębska: Z badań nad nośnością pumeksobetonowych elementów poddanych działaniu skoncentrowanego obciążenia.....	90
6./6.9/	S.Oleszkiewicz, J.Ruppert, S.Najib: Nośność graniczna krępych słupów z betonu lekkiego.....	110
7./9.9/	K.Piowarski, J.Górski: Odkształcalność i sprężystość betonu komórkowego w różnych warunkach wilgotnościowych pod obciążeniem długotrwałym.....	129



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



A-108

Cena zł

Archiwum

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000331602