

STRUCTURE AND ENVIRONMENT

ARCHITECTURE, CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENTAL ENGINEERING AND ENERGY

No. 2/2011 vol. 3 PL ISSN 2081-1500 www.sae.tu.kielce.pl KIELCE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



Contents

structure

MAŁGORZATA CHOLEWIŃSKA, MAREK IWAŃSKI

MODIFICATION OF PETROLEUM ROAD BITUMEN 50/70 WITH NATURAL ASPHALT GILSONITE	5
--	----------

ANNA KOTWA

INFLUENCE OF SUB-ZERO TEMPERATURE AND INITIAL SET TIME ON THE PROPERTIES OF HARDENED CONCRETE	11
--	-----------

ZDZISŁAWA OWSIAK, PRZEMYSŁAW CZAPIK

METHODS OF INVESTIGATION OF ALKALI-CARBONATE REACTION IN CONCRETE BASED ON THE TESTS OF AGGREGATE REACTIVITY	18
---	-----------

VIKTOR PROSKURYAKOV

THE DEVELOPMENT OF PROGRESSIVE TYPOLOGICAL IDEAS BY ARCHITECTURAL SCHOOLS FROM LVIV AND DRESDEN (based on results of international Ukrainian and German educational and designed seminars)	25
---	-----------

environment

JERZY ZBIGNIEW PIOTROWSKI, ANATOL FIODOR STROJ

AIR HEATING AT ITS MOVEMENT ALONG CHANNELS IN SYSTEMS WITH THE INDIVIDUAL AIR SUBMISSION IN PREMISES	35
---	-----------

JUSTYNA MRUGAŁA

SOIL STABILIZATION WITH FOAMED BITUMEN	40
---	-----------

HOW TO PREPARE THE MANUSCRIPT	47
--	-----------

THE REVIEW PROCESS	48
---------------------------------	-----------

EDITORIAL BOARD

Main Editor Jerzy Z. Piotrowski

Editor Ludwik Śliwa

Secretary of the Editorial Board Radosław Zaborek

Sectional Editor STRUCTURE Zdzisława Owsiak

Sectional Editor ENVIRONMENT Lidia Dąbek

SCIENTIFIC BOARD

Chairmanship Tomasz Kozłowski

STRUCTURE

Tomasz Arciszewski (USA), Lesław Brunarski, Go Iwahana (Japan), Marek Iwański, Zbigniew Kowal, Jozef Melcer (Slovakia), Michail V. Nemchinov (Russia), Victor Proskuriakow, Zbigniew Rusin, Bohdan Rymaszewski, Wacław Seruga, Małgorzata Wilczkiewicz (USA)

ENVIRONMENT

Satoshi Akagawa (Japan), Elżbieta Bezak-Mazur, Dorota Chwieduk, Graham Herbertson (Scotland), Andrzej Kapłon, Andrzej Kuliczkowski, Janusz Łomotowski, Paweł Purgał, Leszek Radziszewski, Anatol Stroy (Ukraine), Maria Żygadło

www.sae.tu.kielce.pl

sae@tu.kielce.pl

The quarterly printed issues of Structure and Environment are their original versions

The Journal published by the Kielce University of Technology
Faculty of Civil and Environmental Engineering

PL ISSN 2081-1500

© Copyright by Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej, 2011

25-314 Kielce, al. Tysiąclecia Państwa Polskiego 7

tel. 41 34 24 581

www.tu.kielce.pl/organizacja/wydawnictwo



Kielce University of Technology
2011



structure
structure

MAŁGORZATA CHOLEWIŃSKA¹
MAREK IWANSKI²

Kielce University of Technology
Faculty of Civil and Environmental Engineering
al. Tysiąclecia Państwa Polskiego 7
25-314 Kielce, Poland

¹ e-mail: m.cholewinska@tu.kielce.pl

² e-mail: iwanski@tu.kielce.pl

MODIFICATION OF PETROLEUM ROAD BITUMEN 50/70 WITH NATURAL ASPHALT GILSONITE

Abstract

The research and analysis presented in this paper is to assess the effect of the addition of natural asphalt Gilsonite at 5%, 10% and 15% on changes a petroleum bitumen 50/70 properties. The research area includes the study: penetration at 25°C, softening point "Ring and Ball", Fraass breaking point and dynamic viscosity at 60°C and 135°C. The results showed a beneficial effect of the addition of natural asphalt Gilsonite on the properties of bitumen 50/70. The use of natural asphalt resulted in a reduction of penetration grade and increasing of softening point, at the same time a small change in breaking point of asphalt 50/70. Tests also showed an effective increase of the dynamic viscosity in operate temperature of 60°C, as well as temperature of 135°C.

Keywords: modification, road bitumen, natural asphalt, Gilsonite

1. Introduction

The increasing amount of traffic, increasing of axle load cars and more demands from road users in Europe and the world, sped up the development of new roads technologies and has resulted appear of modified bitumen technology.

The aim is to improve the modified asphalt performance of bituminous mixtures and life extension of the road pavement. This requires an increase in surface deformation resistance, fracture, fatigue, aging and external factors [1]. One of the modifying additives of the bitumen, which is achieved through a mixture of asphalt with improved performance characteristics, especially the increased resistance to permanent deformation, is Gilsonite [2].

Gilsonite is a natural, solid hydrocarbons extracted in the mines in the east of the state of Utah, USA. The appearance resembles coal or hard rock asphalt [3].

The production of this unique material began in 1885 when Samuel H. Gilson described the ore discovered in 1860 and named it Gilsonite. Currently, this unique mineral is used in more than 100 products, primarily in the dark paints and varnishes, toners and printing inks, drilling fluids, as a modifier for asphalt and the addition of a wide range of chemical products.

Gilsonite material is brittle and lightweight, crushed a variety of industrially and used as an additive to bitumen form in granulation 0/2 mm or in powder form. It occurs naturally in very clean condition, and because it allows him to direct dosing tank or a mixer with a bituminous mix. After dissolving the asphalt is a durable, stable solution does not undergo dissection.

This raw material in its chemical composition contains: Carbon – 84.9%, Hydrogen – 10.0%, Nitrogen – 3.3%, Sulfur – 0.3%, Oxygen – 1.4% and trace elements – 0.1%. The high content of nitrogen, an element that is chemically bound to the amide and amino groups, causes the formation of a kind of anchor to bind to the surface of the polar environment of asphalt mixture, which is more beneficial effect than, for example, use large amounts of paraffins [4]. Due to the low sulfur content Gilsonite not cause environmental pollution. It is not-carcinogenic. Large molecular weight – about 3000, which is 10 times higher than conventional asphalt products from crude oil refineries, it makes Gilsonite to behave similarly to polymers – mass of petroleum asphalt hardening while strengthening and significantly increasing their viscosity.

These advantages of Gilsonite as a modifier for bitumen have been confirmed in practical applications

in other European countries including Austria, Belgium, Finland and Slovenia. It was applied to several sections of road. In Poland, this material is still not completely understood, therefore, in this paper was carried out experiment which concerned a influence Gilsonite on bitumen 50/70 properties.

2. Methodology and test results

The research, as a input material, was used a petroleum road bitumen 50/70. Modifier – natural asphalt Gilsonite, which appears in the form of powder, was added in an amount of 5%, 10% and 15%. In this way the following samples were prepared:

- asphalt 50/70 with 5% of the natural asphalt Gilsonite,
- asphalt 50/70 with 10% of the natural asphalt Gilsonite,
- asphalt 50/70 with 15% of the natural asphalt Gilsonite.

To determine the effect of the addition of natural asphalt Gilsonite on properties of petroleum road bitumen 50/70 the following research were performed:

- penetration at 25°C, in accordance with PN-EN 1426,
- softening point “Ring and Ball”, in accordance with PN-EN 1427,
- Fraass breaking point, in accordance with BS EN 12593,
- dynamic viscosity at temperature 60°C and 135°C.

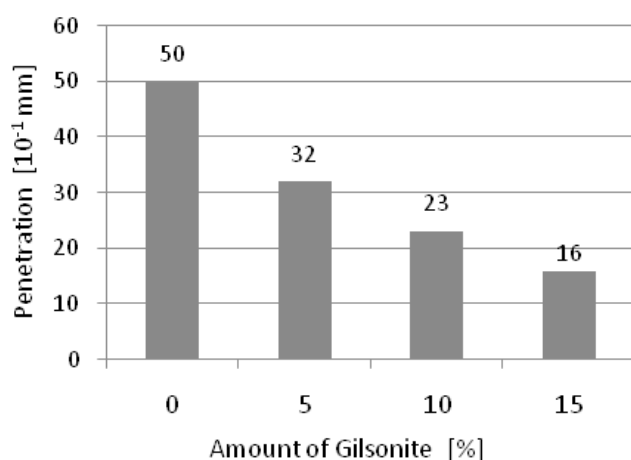


Fig. 1. Penetration value at 25°C versus Gilsonite content

Changes in the basic properties of asphalt, i.e. penetration and softening point depending on the amount of added modifier are shown in Figures 1 and 2.

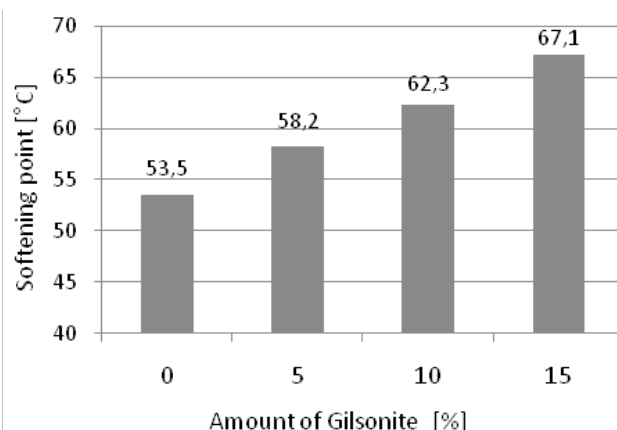


Fig. 2. Softening point “Ring and Ball” value versus Gilsonite content

The analysis results indicate that the natural asphalt Gilsonite, with an increase in its quantity, affect the changes of selected rheological characteristics of bitumen. Addition of modifier causes significant reduction in the penetration (from 50·10⁻¹mm – bitumen 50/70 to 16·10⁻¹mm – bitumen 50/70 + 15% added Gilsonite) and a proportional increase in softening point. This means that bituminous pavement made of asphalt mix with Gilsonite less susceptible to deformation of the pavement at high temperatures, in comparison with other additives, for example natural asphalt Trinidad Epuré [5].

The results of determination by means of Fraass breaking point shown in Figure 3.

As a breaking point temperature increased as level of Gilsonite get higher. However, this is just a small change in temperature, so you can consider that Gilsonite contributes to crack fracture surfaces at low temperatures.

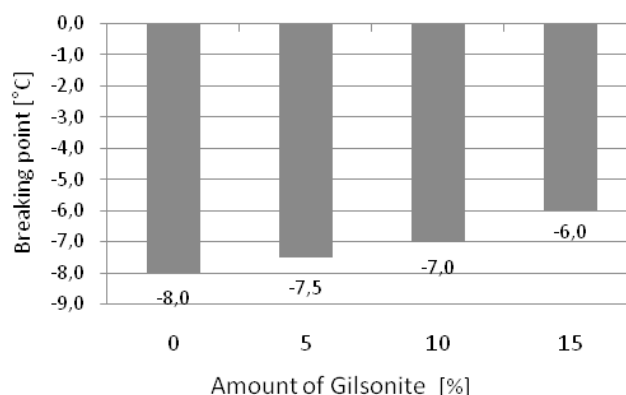


Fig. 3. Fraass breaking point versus a Gilsonite dosage

Based on the test results of penetration at 25°C, softening point and breaking point, the penetration

index PI and temperature range of plasticity TZP were calculated by using formulas [6]:

$$PI = \frac{20 \cdot T_{PIK} + 500 \cdot \lg P - 1952}{T_{PIK} - 50 \cdot \lg P + 120} \quad (1)$$

where: T_{PIK} – softening point, °C,
 P – penetration grade at 25°C, 0,1 mm.

$$TZP = T_{PIK} - T_{lam} [^{\circ}C] \quad (2)$$

where: T_{PIK} – softening point “Ring and Ball”, °C,
 T_{lam} – Fraass breaking point, °C.

Calculation according to the formula (1) and (2) the penetration index and the temperature range of plasticity of asphalt 50/70 modified with the addition of Gilsonite shown in Figures 4 and 5.

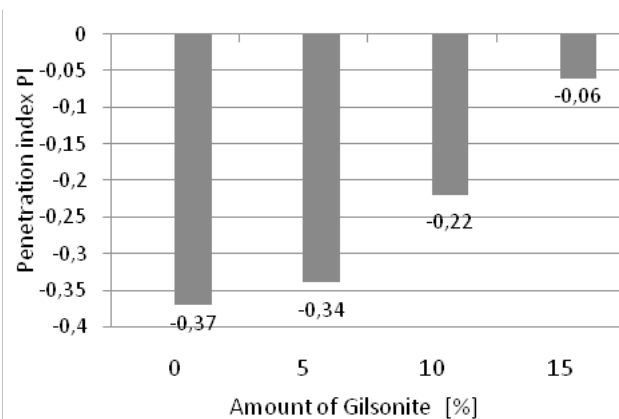


Fig. 4. Penetration index PI versus Gilsonite content

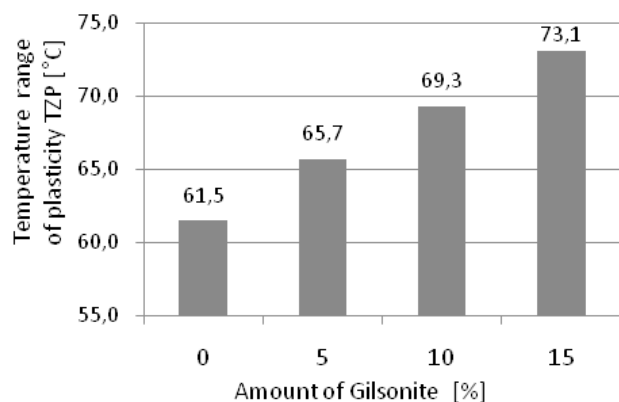


Fig. 5. Temperature range of plasticity TZP versus Gilsonite content

Analyzing the results obtained from experiments, it should be noted that increasing of Gilsonite content, cause growing of penetration index and reduce the temperature sensitivity of the bitumen. Temperature range of plasticity correlates with the penetration index value, which means that as temperature range

of plasticity increases, the penetration index also increases.

An important element of the study was to evaluate the effect of the addition of asphalt Gilsonite on the dynamic viscosity of bitumen 50/70 (Fig. 6 and 7), which is one of the most important parameters of assessment of the bitumen behavior in case of long-term load of road pavement [7].

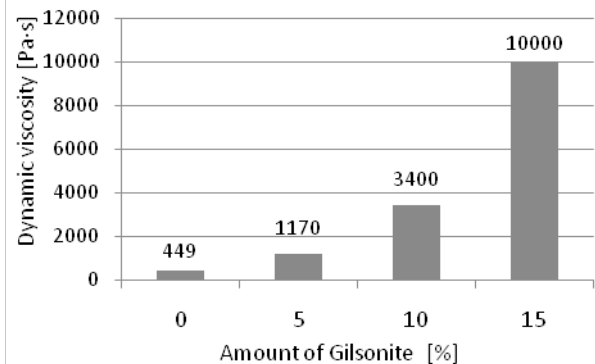


Fig. 6. Dynamic viscosity at 60°C

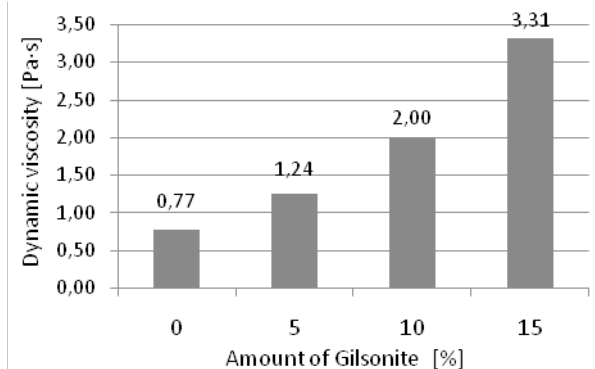


Fig. 7. Dynamic viscosity at 135°C

Based on the analysis of test results which were shown in Figure 6 and 7 it can be seen considerable increase viscosity in operation temperature of 60°C, as well as at temperature of 135°C. Particularly significant increase was noted at 60°C, where the value of dynamic viscosity of bitumen 50/70 with 15% addition of Gilsonite is 10000 Pa·s and it is over twenty times higher than the dynamic viscosity of the unmodified petroleum bitumen. Therefore, the asphalt which was made on the basis of modified bitumen will be more resistant to the deformations than using a reference unmodified bitumen.

3. Conclusions

On the basis research of road bitumen 50/70 with the addition of natural asphalt Gilsonite the following conclusions can be drawn:

1. Road bitumen 50/70 modified by natural asphalt Gilsonite was characterized by increasing of a softening point in relation to the road bitumen and lower penetration in each variant of dosage.
2. Increase in the amount of natural asphalt Gilsonite additive significantly affect the increase of the dynamic viscosity at 60°C, as well as at 135°C.
3. Modifier additive contributes to the lower thermal sensitivity of bitumen 50/70 and increasing of the penetration index values.

References

- [1] Gawel J., Kalabińska M., Piłat J., *Asfalty drogowe*, WKiŁ, Warszawa 2001.
- [2] Błazejewski K., Styk S., *Technologie warstw asfaltowych*, WKiŁ, Warszawa 2009.
- [3] Piłat J., Radziszewski P., *Nawierzchnie asfaltowe*, WKiŁ, Warszawa 2004.
- [4] Iwański M., Mazurek G., *Odporność na oddziaływanie wody i mrozu betonu asfaltowego z modyfikatorem niskowiskozowym*, 56 Konferencja Naukowa, Krynica 2010, s. 295-302.
- [5] Grabowski W., Słowik M., Bilski M., *Ocena wpływu dodatku asfaltu naturalnego Trynidad Epuré na wybrane właściwości asfaltów drogowych*, Proc. of 56 Conf., Krynica 2010, s. 279-286.
- [6] Kalabińska M., Piłat J., Radziszewski P., *Technologie materiałów i nawierzchni drogowych*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2003.
- [7] Stefańczyk B., Mieczkowski P., *Mieszanki mineralno-asfaltowe. Wykonawstwo i badania*, WKiŁ, Warszawa 2008.

Małgorzata Cholewińska
Marek Iwański

Modyfikacja ponaftego asfaltu drogowego 50/70 asfaltem naturalnym Gilsonit

1. Wstęp

Rosnące natężenie ruchu samochodowego, coraz większe obciążenie osi samochodowych oraz zwiększające się wymagania użytkowników dróg w Europie i na świecie przyspieszyły rozwój nowych technologii drogowych oraz zaowocowały powstaniem technologii asfaltów modyfikowanych.

Celem modyfikacji asfaltu jest poprawa właściwości użytkowych mieszanek mineralno-asfaltowych oraz wydłużenie okresu eksploatacji nawierzchni drogowej. Wymaga to zwiększenia odporności nawierzchni dróg na odkształcenia trwałe, pękanie, zmęczenie, starzenie oraz na oddziaływanie czynników zewnętrznych [1]. Jednym z dodatków modyfikujących do asfaltu, dzięki któremu uzyskuje się mieszanki mineralno-asfaltowe o lepszych parametrach użytkowych, przede wszystkim zwiększonej odporności na odkształcenia trwałe, jest Gilsonit [2].

Gilsonit jest naturalnym, stałym węglowodorem wydobywanym w kopalniach na wschodzie stanu Utah w USA. Z wyglądu przypomina węgiel lub twardą skałę asfaltową [3]. Produkcja tego unikalnego materiału rozpoczęła się w 1885 roku, kiedy

to Samuel H. Gilson scharakteryzował rudę odkrytą w 1860 roku i nazwał ją Gilsonitem. Obecnie ten wyjątkowy minerał jest używany w ponad 100 produktach, przede wszystkim w ciemnych farbách i lakierach, tonerach i tuszach drukarskich, płuczkach wiertniczych, jako modyfikator do asfaltu oraz dodatków w szerokim wachlarzu produktów chemicznych.

Gilsonit jest materiałem kruchym i lekkim, kruszony jest różnymi metodami przemysłowymi i stosowany jako dodatek do asfaltu destylacyjnego w postaci rozdrobnionej 0/2 mm lub w postaci sproszkowanej. W warunkach naturalnych występuje w bardzo czystym stanie, co pozwala na bezpośrednie dozowanie go do zbiornika lub mieszalnika z mieszaną mineralno-asfaltową. Po rozpuszczeniu w asfalcie stanowi trwałą, stabilną roztwór, nieulegający rozwarstwieniu.

Surowiec ten w swoim składzie chemicznym zawiera: węgiel – 84,9%, wodór – 10,0%, azot – 3,3%, siarkę – 0,3%, tlen – 1,4% oraz pierwiastki śladowe – 0,1%. Wysoka zawartość azotu, czyli pierwiastka związanego chemicznie w grupach amidowych i aminowych, powoduje tworzenie się swoistego rodzaju kotwic do wiązania powierzchni bieżących w śro-

dowisku mieszanek asfaltowych, co ma korzystniejszy wpływ niż na przykład zastosowanie dużej ilości parafin [4]. Ze względu na niską zawartość siarki Gilsonit nie powoduje zanieczyszczenia środowiska naturalnego. Nie jest rakotwórczy. Duża masa cząsteczkowa – ok. 3000 (czyli 10 razy większa w porównaniu z konwencjonalnymi produktami asfaltowymi z ropy naftowej) powoduje, iż Gilsonit zachowuje się podobnie do polimerów – utwardza ropopochodne masy asfaltowe, jednocześnie wzmacniając i znacząco zwiększając ich lepkość.

Wymienione zalety Gilsonitu jako modyfikatora do asfaltu zostały potwierdzone w praktycznych zastosowaniach w innych krajach europejskich m.in. w Austrii, Belgii, Finlandii czy Słowenii, gdzie powstało już kilkanaście odcinków dróg z zastosowaniem mieszanek mineralno-asfaltowych z tym materiałem. W Polsce nadal materiał ten nie jest do końca poznany, dlatego podjęto próbę zbadania wpływu asfaltu naturalnego Gilsonit na właściwości asfaltu ponaftowego 50/70.

2. Metodyka oraz wyniki badań

W badaniach jako materiał wyjściowy zastosowano ponaftowy asfalt drogowy 50/70. Modyfikator – asfalt naturalny Gilsonit, występujący w postaci sproszkowanej, dodawano w ilości 5%, 10% i 15%. Przygotowano w ten sposób następujące próbki:

- asfalt 50/70 z dodatkiem 5% asfaltu naturalnego Gilsonit,
- asfalt 50/70 z dodatkiem 10% asfaltu naturalnego Gilsonit,
- asfalt 50/70 z dodatkiem 15% asfaltu naturalnego Gilsonit.

W celu określenia wpływu dodatku asfaltu naturalnego Gilsonit na właściwości ponaftowego asfaltu drogowego 50/70 wykonano następujące badania:

- penetracja w temperaturze 25°C, zgodnie z PN-EN 1426,
- temperatura mięknięcia wg metody „Pierścień i Kula”, zgodnie z PN-EN 1427,
- temperatura łamliwości wg Fraassa, zgodnie z PN-EN 12593,
- lepkość dynamiczna w temperaturze 60°C i 135°C.

Zmiany podstawowych właściwości asfaltu tj. penetracji i temperatury mięknięcia w zależności od ilości dodanego modyfikatora przedstawiono na rysunkach 1 i 2.

Analiza wyników badań pozwala stwierdzić, iż asfalt naturalny Gilsonit, wraz ze wzrostem jego ilości,

wpływa na zmiany wybranych cech reologicznych asfaltu 50/70. Dodatek modyfikatora powoduje znaczne zmniejszenie się penetracji (z $50 \cdot 10^{-1} \text{ mm}$ – asfalt 50/70 do $16 \cdot 10^{-1} \text{ mm}$ – asfalt 50/70 + 15% dodatku Gilsonitu) oraz proporcjonalny wzrost temperatury mięknięcia. Oznacza to, iż nawierzchnie wykonane z mieszanek mineralno-asfaltowych z dodatkiem Gilsonitu są mniej podatne na rozmiękanie, deformacje i zniszczenie nawierzchni w wysokich temperaturach, niż w przypadku stosowania innego dodatku – asfaltu naturalnego Trynidad Epuré [5].

Wyniki oznaczenia temperatury łamliwości wg Fraassa przedstawiono na rysunku 3.

Wartość temperatury łamliwości wraz ze wzrostem ilości dodatku asfaltu naturalnego Gilsonit nieznacznie rośnie. Jest to jednak niewielka zmiana temperatury, aby można było uznać, że Gilsonit przyczynia się do pęknięcia nawierzchni w niskich temperaturach.

Na podstawie wyników oznaczenia penetracji w temperaturze 25°C, temperatury mięknięcia oraz temperatury łamliwości obliczono wartości indeksu penetracji *PI* oraz temperaturowy zakres plastyczności *TZP* korzystając ze wzorów (1) i (2). Obliczone wg wzoru (1) i (2) wartości indeksu penetracji oraz temperaturowy zakres plastyczności asfaltu 50/70 modyfikowanego dodatkiem Gilsonitu przedstawiono na rysunkach 4 i 5.

Analizując otrzymane wyniki należy stwierdzić, iż wraz ze wzrostem ilości dodawanego Gilsonitu wartość indeksu penetracji rośnie, tym samym obniża się wrażliwość temperaturowa lepiszcza. Temperaturowy zakres plastyczności koreluje z wartością indeksu penetracji, przez co ulega wzrostowi, co oznacza, iż zwiększa się zakres temperatur, w których asfalt zachowuje właściwości lepkosprężyste.

Istotnym elementem badań była ocena wpływu dodatku asfaltu Gilsonit na lepkość dynamiczną asfaltu 50/70 (rys. 6 i 7), która jest jednym z najważniejszych parametrów oceny zachowania się asfaltu w przypadku wystąpienia długotrwałych obciążeń nawierzchni drogowych [7].

Na podstawie analizy wyników przedstawionych na rysunkach 6 i 7 można zauważyć wzrost lepkości dynamicznej oznaczonej zarówno w temperaturze eksploatacji 60°C, jak i w temperaturze wbudowywania 135°C. Szczególnie znaczący wzrost widać w temperaturze 60°C, gdzie wartość lepkości dynamicznej asfaltu 50/70 z 15% dodatkiem Gilsonitu wynosi 10 000 Pa·s i jest ponad 20-krotnie wyższa od lepkości niemodyfikowanego asfaltu ponaftowego. Tym samym nawierzchnia asfaltowa wykonana

na bazie modyfikowanego asfaltu będzie bardziej odporna na powstawanie odkształceń niż kiedy stosuje się tylko asfalt zwykły.

3. Wnioski

Na podstawie wykonanych badań asfaltu drogowego 50/70 z dodatkiem asfaltu naturalnego Gilsonit można sformułować następujące wnioski:

1. Asfalt 50/70 modyfikowany asfaltem naturalnym Gilsonit charakteryzuje się wzrostem temperatury mięknięcia w porównaniu do asfaltu zwykłego oraz niższą penetracją w każdym wariantcie dozowania.
2. Wzrost ilości dodatku asfaltu naturalnego Gilsonit istotnie wpływa na zwiększenie się lepkości dynamicznej zarówno w temperaturze 60°C, jak i w temperaturze 135°C.
3. Dodatek modyfikatora przyczynia się do mniejszej wrażliwości termicznej asfaltu 50/70 i powoduje wzrost wartości indeksu penetracji.

ANNA KOTWA

Kielce University of Technology
Faculty of Civil and Environmental Engineering
al. Tysiąclecia Państwa Polskiego 7
25-314 Kielce, Poland
e-mail: a.ceglarska@tu.kielce.pl

INFLUENCE OF SUB-ZERO TEMPERATURE AND INITIAL SET TIME ON THE PROPERTIES OF HARDENED CONCRETE

Abstract

This study covered the issues of concreting in low temperatures. The analysis concerned the effect of gradual cooling of fresh concrete on compressive strength drops after 28 days of maturing. The investigations were conducted for specimens of class C20/25 concrete prepared from cements: CEM I 32.5R, CEM I 42.5R, CEM II/B-V 42.5R and dolomite aggregate. The linear relationship between the concrete volume gain and strength drop was determined.

Keywords: compressive strength, sub – zero temperature

1. Introduction

Cold weather concreting requires creating such conditions for concrete maturing that ensure obtaining the highest concrete strength in the shortest time. Cold weather is defined as a period when the average daily temperature falls below 5°C, and the minimum temperature falls below 0°C [1]. National guidelines related to concreting performed in the winter months are included in ITB Guidelines No. 282 [2]. The document recommends, depending on the cement type used, sample setting times for various concretes at steady actual temperatures (0°C – 30°C). In reality, concrete matures at variable temperatures, which impedes the determination of its strength. Estimating the strength development on the basis of the guidelines above can lead to errors. It is then necessary to skilfully choose the suitable basic inalterable procedures and combine them with the latest advancements in materials technology [3]. Obtaining data on actual concrete strength on the basis of maturity function is a fundamental problem in engineering approach.

The codes define the strength value, f_{cmin} , having reached which, the concrete is deemed frost-resistant. Canadian Standards Association CSA recommends minimum compressive strength of the order of 7.0 MPa, whereas American Concrete Institute ACI accepts the value of more than 3.5 MPa. Swedish code

prescribes the minimum strength of the order of 5.0 MPa. According to Neville, $f_{cmin} = 3.5$ MPa, in other authors $f_{cmin} = 2$ MPa for Portland cements concretes. The question arises how much time is necessary for the concrete to achieve the designed strength. The specified strength, especially the setting period, is directly connected with other important aspects such as the removal of framework and establishing the load the concrete element is able to withstand [4].

The assessment of the compressive strength is expressed with the aid of maturity function dependent on temperature and curing time. The basic difficulty is adopting the proper cement activation energy. It is recommended that such energies be determined experimentally [5].

The paper presents the test results for concrete specimens subject to one-time freezing at temperatures –3°C and –8°C following the initial curing period of 2 to 8 h. The determined values included strength gain and drop as well as the concrete deformation. The objectives included determination of the relationship between then concrete strength drops and deformations occurred during freezing of the fresh concrete, and determination of activation energies.

2. Research design

The tests were conducted with concrete specimens made from three cement types:

CEM I 32.5R (A), CEM I 42.5R (B) and CEM II/B-V 32.5R (C). The concrete mixtures were prepared at the same ratio of water/cement content $w/c=0.54$. The first run of the test was focused on the determination of concrete compressive strength drops. 480 specimens of concrete class C20/25 were made.

Table 1. Concrete mix composition

Concrete mix components	Quantity [kg/m ³]
Cement	334
Sand 0-2 mm	625
Aggregate 4/8 mm	581
Aggregate 8/16 mm	581
Water	181

A parallel test was performed on frozen specimens and on witness concrete specimens which cured under laboratory conditions in the water bath of the temperature of $+18^{\circ}\text{C}$. Each set was immersed in water, subject to initial maturity process for the period of $t_0 = 2, 5, 8$ hours. Then the specimens were carried to the environmental chamber, where they were cooled in the air to the temperature of $T_{\min} = -3^{\circ}\text{C}, -8^{\circ}\text{C}$ for 15, 24, 36 hours. After that time the specimens cured till day 28 in the water of the temperature of $+18^{\circ}\text{C}$. Concrete compressive strength was determined after 2, 5, 8, 16, 24, 36, 48 h and 3, 7, 28 days.

The test formwork mould was made of 5 cm thick polystyrene panels; the bottom of the mould was 1 mm thick metal sheet, cemented to the polystyrene. In order to create conditions for determining the strength of the fresh concrete, the specimens were compressed together with the polystyrene mould, using a $100 \times 100 \times 20$ mm upper platen (Fig. 1). The specimens to be taken out of moulds were made in plastic moulds. After the removal of the moulds, the specimens were insulated on the four sides with 5 cm thick polystyrene.

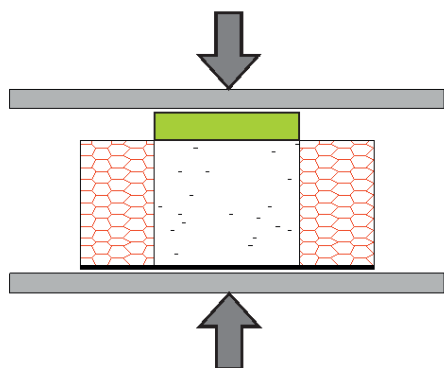


Fig. 1. Specimen under compression-press test

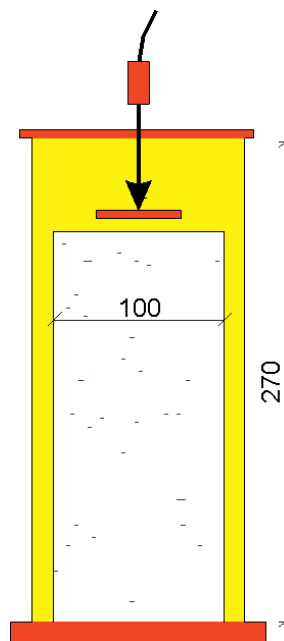


Fig. 2. Deformation measurement

The second cycle of tests was focused on measuring frozen concrete deformations. Cylindrical specimens 27 cm in height and 10 cm in diameter (Fig. 2) were placed in moulds and subjected to initial maturing at the ages of 2, 5, 8, 16, 24 and 36 h at the temperature of $+15^{\circ}\text{C}$. After that, they were cooled one time to temperatures of $-5^{\circ}\text{C}, -10^{\circ}\text{C}$. The deformation sensor, placed vertically from the top measured the deformations, which were recorded together with the temperature changes inside the specimen.

The third cycle of tests was designed to determine the early strength gain of concrete specimens, which having been placed in moulds, matured for the period of 28 days at steady temperatures of $+5^{\circ}\text{C}, +20^{\circ}\text{C}, +35^{\circ}\text{C}$. Compressive strength was assessed after 2, 5, 8, 16, 24, 36, 48 h and 3, 7, 28 days.

The tests designed in that way made it possible to determine both, activation energies and the relationship between deformations and compressive strength drops.

3. Analysis of the results

The diagrams below presents the gains in early strength for concretes maturing at steady temperatures of $+5^{\circ}\text{C}, +20^{\circ}\text{C}, +35^{\circ}\text{C}$ made from cements designated as A, B, C.

The type of cement used in the concrete mix has a decisive importance for the gain in early compressive strength. The highest gain was recorded for the concrete made from CEM I 42,5R cement maturing at constant temperature of $+35^{\circ}\text{C}$.

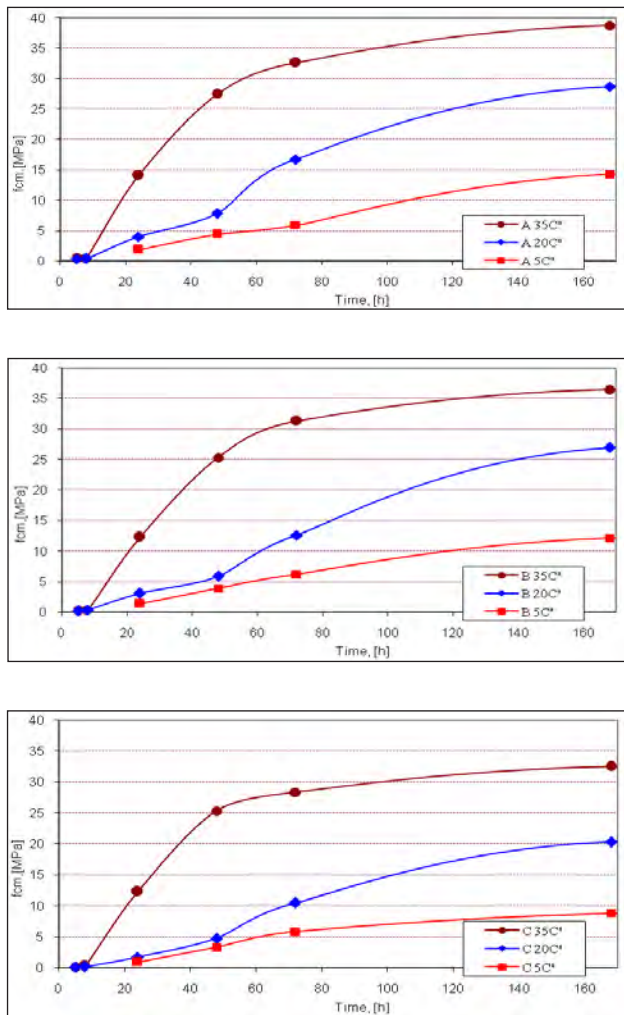


Fig. 3. Compressive strength gain for concrete placed in water to mature at the temperatures of +5°C, +20°C, +35°C made of cements A, B, C

Specimens made from cements A, B, C were subjected to initial maturing at the age of 2, 5, 8 h above the water at the temperature of +18°C, prior to being cooled one time to temperatures -3°C, -8°C. The results of the measurements are presented in Figure 4. The analysis of the results indicated that the shorter the time of initial maturing and the lower the freezing temperature, the higher strength drops. The general tendency is, that the lower strength at the moment the concrete freezes, the higher compressive strength drops. The highest strength drop, 52.3%, was recorded for concrete made from CEM II/B-V 32,5R cement, which was frozen to the temperature of -8°C after 2 hours of initial maturing. The lowest strength drop, 11.8%, was recorded for concrete made from CEM I 42,5R cement, cooled to the temperature of -3°C after 8h of initial maturing.

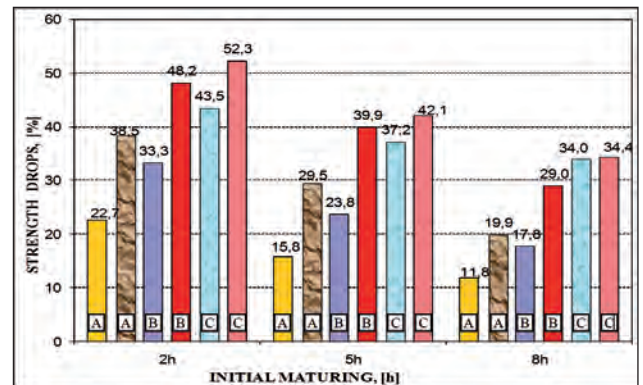


Fig. 4. Strength drops for concretes subjected to one-time freezing to temperatures of -3°C, -8°C

In an effort to describe the results obtained from the tests the maturity functions proposed by A.M. Neville and recommended by ITB Guidelines No. 282 were used. The application of those functions to concretes tested in this study leads to serious errors. In fact, the calculated values are much higher than the strength value obtained in the tests. Overestimation for concretes in the initial phase of maturing can reach 100%.

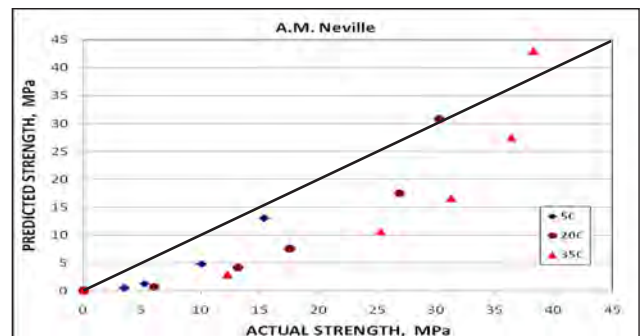


Fig. 5. Compressive strength predicted by the maturity function specified by A.M. Neville in relation to the values obtained from the tests

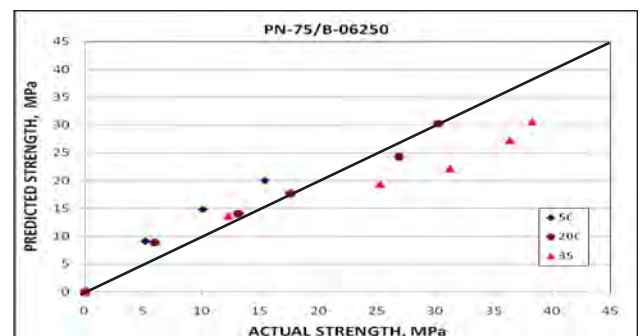


Fig. 6. Compressive strength predicted by the maturity function specified by ITB Guidelines No. 282 in relation to the values obtained from the tests

With the aid of the maturity function specified by Hansen and Pedersen, helping determine the

compressive strength of concrete in relation to its temperature and age, activation energies E_a were determined experimentally for the cements in Table 2.

Table 2. Activation energies E_a for particular cements

Cement	CEM I 42,5R	CEM I 32,5R	CEM II/B-V 32,5R
Activation energy, E_a [kJ/mol]	44	40	12

The activation energies for the tested cements help accurately assess compressive strength in relation to temperature and maturing time. For Portland cements ASTM C 1074 standard specifies the range $E_a = 40$ -45 kJ/mol [5]. The value of up to 26 kJ/mol is recommended for Portland cement with ash content.

Application of different cements has a decisive effect on the change volume in the fresh concrete cooled one time at the one-way heat transfer. The charts indicate an evident linear correlation between deformations and compressive strength drops. It can be concluded that the type of cement used in the mix does not affect the relationship in a significant way. The parameters can also be used interchangeably. Instead of conducting burdensome measurements of strength drops, we can measure the deformations.

Proving the linear dependence is vital in practice as establishing volume changes is less labour and time consuming than establishing concrete strength drops.

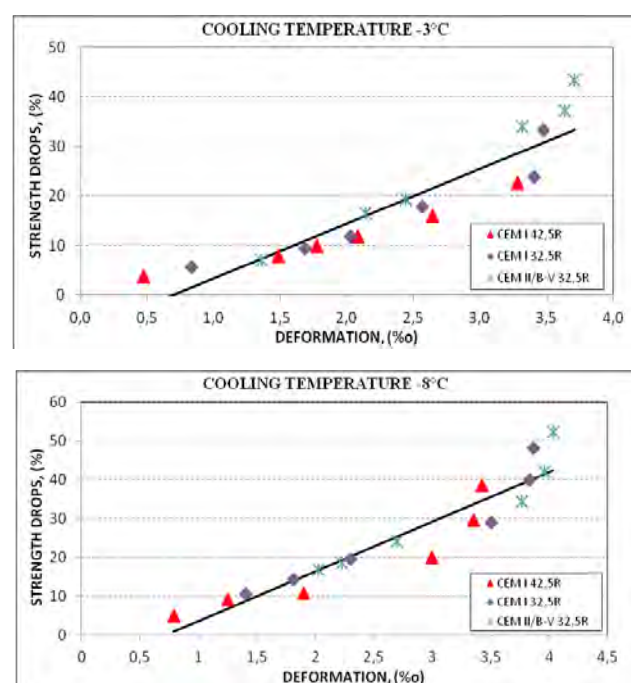


Fig. 7. Concrete strength drop-deformation size relationship

4. Summary

The results of the conducted research indicate quite close relationship between deformations and one-time frozen concrete strength drops. By measuring the deformations we can establish strength drops after 28 days of maturing for one-time frozen specimens. In order to confirm the results obtained from the tests, further research is necessary. A general trend can be seen after the results analysis; concrete frozen to a lower temperature following a shorter initial maturing period shows the highest compressive strength drops. The determined activation energies help establish actual compressive strength in relation to concrete time history and temperature.

References

- [1] Jamróży Z., *Beton i jego technologie/Concrete and its technologies*, PWN, Warszawa 2003 [in Polish].
- [2] ITB Guidelines No. 282, *Guidelines for construction and assembly works in the period of low temperatures*, Warszawa 1995 [in Polish].
- [3] Bajorek G., *Betonowanie zimą/Winter concreting*. Construction, Technology Architecture, Polish Cement, October 2007, No. 4, pp. 48-53 [in Polish].
- [4] Jasiczak J., *Wpływ okresowego zamrożenia betonu zwykłego i modyfikowanego domieszkami na ich 28-dniową wytrzymałość/Effect of temporary freezing of ordinary and modified concrete on its 28-day strength*, XVI Scientific Conference, Jadwisin 1998.
- [5] ASTM C 1074, 1998, "Practice for Estimating Concrete Strength by the Maturity Method", 2000 ASTM Standards, Vol. 04.02, ASTM, West Conshohocken, PA.

The research described above was partially financed from grant No. POIG 01.01.02-10-106/09-00.

Anna Kotwa

Wpływ temperatury ujemnej i czasu wstępnego dojrzewania na właściwości stwardniałego betonu

1. Wprowadzenie

Przy wykonywaniu robót betonowych w obniżonej temperaturze zaleca się stworzenie warunków dojrzewania pozwalających na uzyskanie najwyższej wytrzymałości betonu w jak najkrótszym czasie. Przez pojęcie niskiej temperatury należy rozumieć okres, w którym średnia temperatura dobową jest niższa od $+5^{\circ}\text{C}$, a temperatura minimalna spada poniżej 0°C [1]. Krajowymi wytycznymi dotyczącymi robót betonowych prowadzonych w okresie zimowym jest Instrukcja ITB nr 282 [2], która podaje w formie tabelarycznej, w zależności od rodzaju cementu, przykładowe czasy twardnienia poszczególnych betonów w stałych temperaturach rzeczywistych (0°C - 30°C). W rzeczywistości beton dojrzewa w zmiennych temperaturach, co utrudnia określenie wytrzymałości. Szacowanie wytrzymałości na podstawie Instrukcji ITB prowadzić może do błędnych wartości. Trzeba zatem umiejętnie wybrać te podstawowe niezmiennicze reguły postępowania i połączyć je z najnowszymi osiągnięciami technologiczno-materiałowymi [3]. Podstawowym problemem w podejściu inżynierskim jest uzyskanie informacji o rzeczywistej wytrzymałości w oparciu o funkcję dojrzłości, która wiąże rzeczywistą wytrzymałość z dojrzłością betonu.

Zalecenia najczęściej określają wartość wytrzymałości f_{cmin} , po uzyskaniu której beton uważa się za odporny na działanie mrozu. CSA Standard w Kanadzie zaleca uzyskanie przez beton minimalnej wytrzymałości na ściskanie na poziomie $7,0\text{ MPa}$, natomiast ACI przyjmuje wytrzymałość powyżej $3,5\text{ MPa}$. Szwedzi zalecają uzyskanie przez beton minimalnej wytrzymałości wynoszącej $5,0\text{ MPa}$. Neville zaleca wytrzymałość $f_{\text{cmin}} = 3,5\text{ MPa}$, inni autorzy $f_{\text{cmin}} = 2\text{ MPa}$ dla betonów z cementu portlandzkiego. Pojawia się problem związany z określeniem czasu, jaki jest potrzebny aby beton uzyskał oczekiwaną wytrzymałość. Uzyskanie tej wytrzymałości, a zwłaszcza czas potrzebny do jej uzyskania, bezpośrednio wiąże się z innymi ważnymi aspektami, a mianowicie z problemem rozdeskowania betonowego elementu, a także

określenia stopnia w jakim można obciążyć wykonany element [4].

Szacowanie wytrzymałości na ściskanie opisuje się za pomocą [5] funkcji dojrzłości w zależności od temperatury i czasu dojrzewania. Podstawową trudnością jest przyjęcie odpowiedniej wartości współczynnika aktywacji cementu. Zaleca się, aby takie współczynniki wyznaczano doświadczalnie.

W artykule przedstawiono wyniki badań próbek betonowych poddanych jednokrotnemu zamrożeniu do temperatur -3°C i -8°C po wstępnym okresie dojrzewania wynoszącym od 2 do 8 h. Oznaczano przyrost i spadek wytrzymałości oraz odkształcenia betonu. Celem badań było określenie zależności pomiędzy spadkami wytrzymałości a odkształceniami powstałymi podczas zamrażania młodego betonu oraz wyznaczenie współczynników aktywacji.

2. Badania własne

Badania przeprowadzono na próbkach betonowych wykonanych z trzech cementów CEM I 32,5R (ozn. A), CEM I 42,5R (ozn. B) oraz CEM II/B-V 32,5R (ozn. C). Mieszanki betonowe do pomiarów przygotowane zostały przy jednakowym stosunku $w/c = 0,54$. Pierwsza seria badań dotyczyła określenia spadków wytrzymałości betonu na ściskanie. Zakres badań obejmował wykonanie 480 próbek z betonu klasy C20/25.

Równolegle prowadzono badania na próbkach zamrażanych i próbkach świadkach dojrzewających w warunkach laboratoryjnych w wodzie o temperaturze $+18^{\circ}\text{C}$. Każda seria umieszczana była nad wodą, gdzie podlegała wstępnemu dojrzewaniu przez okres $t_0 = 2, 5, 8$ godzin, a następnie próbki przenoszono do komory klimatyzacyjnej gdzie podlegały schładzaniu w powietrzu do temperatur $T_{\text{min}} = -3^{\circ}\text{C}$, -8°C przez okres 15, 24, 36 godzin. Po tym czasie próbki dojrzewały do 28 dnia w wodzie w temperaturze $+18^{\circ}\text{C}$. Spadki wytrzymałości betonu na ściskanie określano po upływie 2, 5, 8, 16, 24, 36, 48 godzin oraz 3, 7, 28 dni.

Formę do badań wykonano z płyt styropianu o grubości 5 cm , zaś dno formy stanowiła blacha o grubo-

ści 1 mm, która była przyklejona do styropianu. Aby umożliwić określenie wytrzymałości młodego betonu, próbki ściskano razem z formą styropianową, a na górze zastosowano podkładkę metalową 100x100x20 mm (rys. 1). Próbkę, które nadawały się do rozformowania wykonywane były w formach plastikowych. Po rozformowaniu próbki izolowane były z czterech stron styropianem o grubości 5 cm.

Druga seria badań dotyczyła pomiaru odkształceń zamrożonego betonu. Do badań zastosowano próbki w kształcie walca o wysokości 27 cm i średnicy 10 cm (rys. 2), które po zaformowaniu podlegały wstępnemu dojrzewaniu przez okres 2, 5, 8, 16, 24, 36 godzin w temperaturze $+15^{\circ}\text{C}$. Po tym czasie próbki podlegały jednokrotnemu schłodzeniu do temperatur -5°C , -10°C . Pomiar odkształceń następował za pomocą czujnika odkształceń umieszczonego pionowo od góry. Rejestrowano przebieg odkształceń i zmian temperatury wewnątrz próbki.

Trzecia seria badań polegała na określeniu przyrostu wczesnej wytrzymałości próbek betonowych, które po zaformowaniu dojrzewały przez okres 28 dni w stałych temperaturach $+5^{\circ}\text{C}$, $+20^{\circ}\text{C}$, $+35^{\circ}\text{C}$. Wytrzymałość na ściskanie określano po 2, 5, 8, 16, 24, 36, 48 godzinach oraz po 3, 7, 28 dniach.

W ten sposób zaplanowane badania pozwoliły na określenie zależności pomiędzy odkształceniami a spadkami wytrzymałości betonu na ściskanie oraz na wyznaczenie współczynników aktywacji.

3. Analiza wyników

Na wykresach przedstawiono wyniki oznaczeń przyrostu wczesnej wytrzymałości betonów dojrzewających w stałych temperaturach $+5^{\circ}\text{C}$, $+20^{\circ}\text{C}$, $+35^{\circ}\text{C}$ wykonanych z cementów A, B, C.

Zastosowanie różnych rodzajów cementów ma decydujący wpływ na przyrost wczesnej wytrzymałości betonu. Największy przyrost wytrzymałości odnotowano dla betonu wykonanego z cementu CEM I 42,5R dojrzewającego w stałej temperaturze $+35^{\circ}\text{C}$.

Próbki betonowe wykonane z cementów A, B, C podlegały wstępnemu dojrzewaniu przez okres 2, 5, 8 godzin nad wodą w temperaturze $+18^{\circ}\text{C}$, a następnie zostały jednokrotnie schłodzone do temperatur -3°C , -8°C . Wyniki pomiarów przedstawiono na rysunku 4. Z analizy badań wynika jednoznacznie, że im krótszy czas wstępnego dojrzewania i niższa temperatura zamrożenia, tym większe spadki wytrzymałości. Widoczna jest ogólna tendencja im mniejsza wytrzymałość w momencie zamrożenia tym większe spadki wytrzymałości betonu na ściskanie.

Największy spadek wytrzymałości zanotowano dla betonu wykonanego z cementu CEM II/B-V 32,5R, który został zamrożony do temperatury -8°C po 2 godzinach wstępnego dojrzewania i wynosi 52,3%. Najmniejszy spadek zaś dla betonu z cementu CEM I 42,5R schłodzonego do temperatury -3°C po 8 godzinach wstępnego dojrzewania – 11,8%.

Uzyskane wyniki badań próbowano opisać za pomocą funkcji dojrzłości podanej przez A.M. Neville'a i Instrukcję ITB nr 282. Stosowanie tych funkcji dla badanych betonów prowadzi do dużych błędów. W rzeczywistości wartości obliczeniowe są dużo większe niż wytrzymałość uzyskana doświadczalnie. Przeszacowanie dla betonów w początkowym okresie dojrzewania może wynosić 100%.

Wykorzystując funkcję dojrzłości podaną przez Hansena i Pedersena, która pozwala określić wytrzymałość betonu na ściskanie w zależności od jego temperatury i czasu dojrzewania, wyznaczono doświadczalnie współczynniki aktywacji E_a dla cementów (tab. 2).

Otrzymane współczynniki aktywacji dla badanych cementów pozwalają dokładnie oszacować wytrzymałość na ściskanie w zależności od temperatury i czasu dojrzewania. Dla cementów portlandzkich norma ASTM C 1074 podaje przedział $E_a = 40\text{--}45$ kJ/mol [5]. Dla cementu portlandzkiego z popiołem literatura podaje przedział do 26 kJ/mol.

Zastosowanie różnych cementów ma decydujący wpływ na wielkość zmian objętości młodego betonu jednokrotnie schładzanego przy jednokierunkowej wymianie ciepła. Na wykresach zachodzi widoczna liniowa korelacja między odkształceniami a spadkami wytrzymałości betonu na ściskanie. Wnioskować można, że rodzaj cementu nie ma istotnego wpływu na tę zależność. Parametry te można stosować zamiennie. Zamiast przeprowadzać uciążliwe badanie pomiaru spadków wytrzymałości betonu, możemy pomierzyć odkształcenia.

Potwierdzenie liniowej zależności ma istotne znaczenie dla praktyki, ponieważ wyznaczanie zmian objętości jest mniej pracochłonne i czasochonne niż wyznaczanie spadków wytrzymałości betonu.

4. Podsumowanie

Z przeprowadzonych badań wynika dość ścisła zależność pomiędzy odkształceniami a spadkami wytrzymałości betonów jednokrotnie zamrożonych. Dokonując pomiaru odkształceń możemy określić spadki wytrzymałości po 28 dniach dojrzewania dla próbek jednokrotnie zamrożonych. Istnieje potrzeba

dalszych badań, aby potwierdzić uzyskane wyniki. Z analizy badań wynika ogólna tendencja, że beton zamrożony po krótszym czasie wstępnego dojrzewania do niższej temperatury wykazuje największe spadki wytrzymałości na ściskanie. Obliczone współczynniki aktywacji pozwalają określić rzeczywistą wytrzymałość na ściskanie w zależności od temperatury i czasu dojrzewania betonu.

Badania opisane w artykule zostało częściowo sfinansowane z dotacji Nr POIG 01.01.02-10-106/09-00.

METHODS OF INVESTIGATION OF ALKALI-CARBONATE REACTION IN CONCRETE BASED ON THE TESTS OF AGGREGATE REACTIVITY

Abstract

There are numerous methods of testing aggregate reactivity, most of which can be classified into a few basic groups, with regard to the object of research. With the knowledge on what particular methods are capable of, it is possible to plan the appropriate course of action. It is especially important when the reaction mechanisms are not exactly known, as in the case of the reaction of alkalis with carbonate aggregate (ACR). The properties of these aggregates make the application of testing methods different than those for silica aggregates not only advisable, but sometimes also necessary. The tests on the reactivity of silica aggregates provide the basis for the formulation of the majority of standards for AAR testing that are in force today. The objective of this paper is to present the methodology of ACR testing, taking into consideration the properties of this aggregate.

Keywords: carbonate aggregate, alkali-carbonate reaction, testing methods

1. Introduction

The alkali-carbonate reaction (ACR) is the second cause (after the alkali-silica reaction – ASR) of the inner concrete corrosion, resulting from the unfavourable interaction between cement and aggregate. It leads to the emergence of a swelling gel, causing the increase of the concrete volume, accompanied with the emergence of cracks decreasing its strength and increasing its absorbability. The mechanism of alkali-carbonate reaction is less known than the mechanism of the more common alkali-silica reaction. That is the reason why the majority of the testing methods of the alkali-aggregate reaction have been developed for the alkali-silica reaction. Furthermore, it is presently believed, as in the case of Katayama [1, 2], that the alkali-carbonate reaction is in fact a kind of alkali-silica reaction, and it is the cryptocrystalline quartz or opal present in the aggregate that is responsible for the expansion of the concrete with carbonate aggregate. According to other theories, the essential effect of the alkali-carbonate reaction is connected with the process of dedolomitization and the formation of brucite, or with the swelling of clayish minerals

present in aggregate, or with the action of osmotic forces resulting from the activity of clayish minerals surrounding the carbonate grain as a semi-permeable membrane (it lets the water molecules through, but stops sodium and potassium ions) [3]. As there is a multitude of factors that could theoretically evoke the expansion of concrete with carbonate aggregate, and since the exact mechanisms of the process are unknown, the methods testing whether a particular aggregate is reactive should be very carefully selected. It is especially important in this case, since many tests aiming at the detection of an aggregate reactivity are of the long-term character.

2. Methods of testing

In order to systematize numerous methods testing the alkali-aggregate reaction, they can be divided into three basic groups, with regard to their objectives. This division is presented as a diagram in Figure 1. In order to examine the reactive aggregate it is recommended that tests be conducted starting with group I and finishing with group III. Group I includes tests concerning the composition and properties

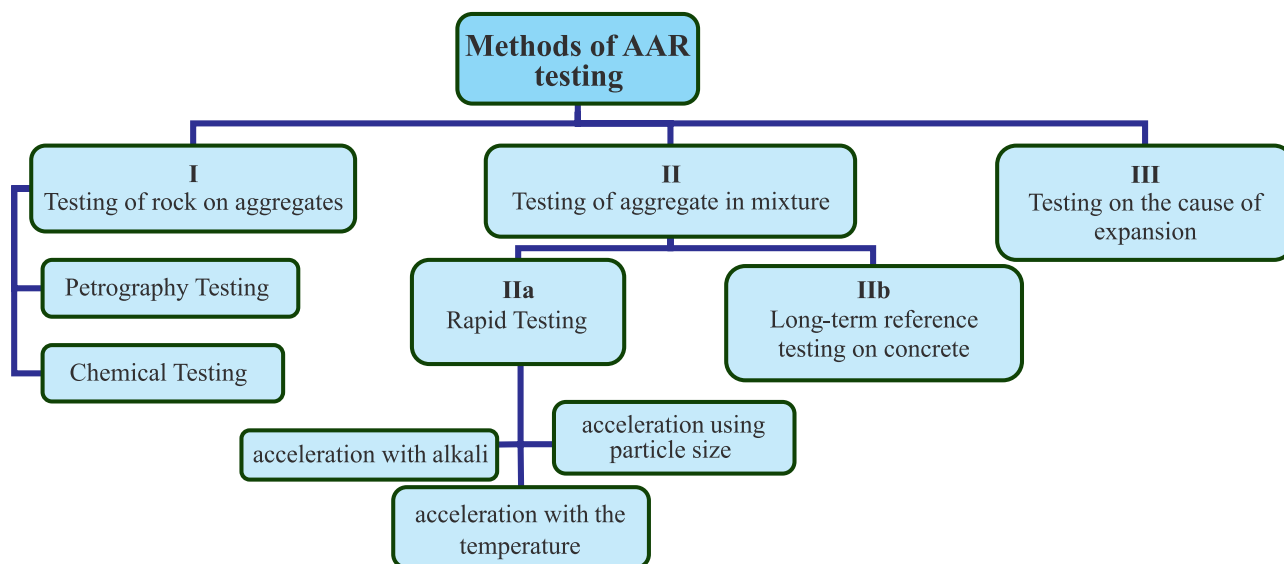


Fig. 1. Distribution methods of AAR testing

of the aggregate itself. Among those tests one can distinguish chemical and petrographic tests aiming at the detection of potentially reactive phases in the aggregate and determining whether their number poses a threat for the concrete durability. The chemical tests are described i.a. in RILEM AAS-1 annex [4], or in ASTM C289-07 [2], or in the standard being in force in Poland PN-B-06714-47 [5]. Tests of this type may lead to the loss of the aggregate weight, caused by the fact that a part of its components pass into the NaOH solution as a result of the reaction with alkalis, taking place in a particular time. Similar tests are conducted also using HBF_4 , or HCl in the case of carbonate aggregates [4]. Most standards expect that such tests should be conducted in a heightened temperature in order to shorten their duration. Examining dolomite rocks specified in the standard ASTM C586-05 [6], which is a certain modification of the above method, can also be included among the methods testing the aggregate properties. Instead of defining the change in weight, the method defines the length changes in the rock cylinder. The rock is designed as the concrete aggregate and is immersed in 1 N NaOH solution in the room temperature.

The reactive components of aggregates can be also detected through their X-ray powder diffraction (XRD) or observations with the use of the optical microscope and through SEM combined with EDS analysis. One should however take into consideration the limitations of those methods.

Group I tests enable the detection of potentially reactive aggregate. However, the tests do not give a full picture of how a particular aggregate will behave

when added to the concrete mixture. A short time required to do those tests is the advantage of this tests, therefore they are suitable for the initial detection of potentially reactive aggregate.

It is only the group II tests that give the full answer to the question of whether a particular aggregate will react with the alkalis in concrete. Those tests deal with the interaction of aggregates with the environment in which they will find themselves. This interaction results in the changes of the sample lengths measured e.g. with a Graf-Kaufman apparatus. During those tests one can also observe the development of cracks on the concrete surface. But, the analysis of the cracks formation is dealt with by group III tests. In this group one can distinguish two subgroups. The first subgroup includes accelerated tests, in which the mixture composition and the conditions in which the reaction takes place, are modified. The second subgroup includes tests on concrete samples, performed in the conditions comparable to the operational ones (ASTM C1293-08B [7], RILEM AAR-3 [8]). Due to the above reasons these tests take the longest time to be performed.

In order to accelerate the tests, the applied mixtures contain only the most reactive aggregate fractions (ASTM C227-10 C441-05, C1567-08 [7], RILEM AAR-2, 5 [8]), or alternatively the tests are conducted in heightened temperature (ASTM C1567-08 [7], RILEM AAS-2, 4, 5 [8]), or the amount of alkali in the system is increased (ASTM C1567-08 [7]). Frequently both modifications are used in order to shorten the testing time. Due to the way they are conducted these tests provide only the qualitative information

on whether a particular aggregate is reactive. It is only the examination of concrete samples performed in ordinary conditions that can give the quantitative information on the behaviour of an aggregate in concrete.

Group III tests are designed to provide information on the cause of the concrete swelling, on the course of the reaction mechanism and on the changes in the concrete microstructure. In order to obtain this information, the most frequently conducted tests include X-ray powder diffraction (XRD) and SEM analysis combined with EDS analysis in micro-areas.

The research material for this investigation may come from the powdered samples from group II tests, but this means the investigation can only be conducted after the tests on mortar or concrete samples have been finished, and such tests may take many weeks to be performed. Sample investigations after petrographic research are also possible, however their limitations should be borne in mind. For that reason the samples designed exclusively for group III tests are also obtained. Separate bars are made and after being powdered they provide material solely for those tests. The investigation of samples cut out of the rock cylinder immersed in the cement paste permits a thorough examination of the changes in the composition and microstructure resulting from alkali-aggregate reaction taking place in different concrete micro-zones [9].

3. Testing of carbonate aggregates

The initial stage of the test on aggregate's susceptibility to their reaction with alkali, regardless of the kind of the aggregate, should be the petrographic test, as suggested by RILEM AAR-0 [8]. It is during those tests that it can be confirmed whether a particular aggregate is in fact carbonate and its reactivity can be initially defined (typically either the lack of reactivity or else a medium or high level of reactivity). In the chemical tests commonly applied for silica aggregate the content of the soaked grains is defined for the aggregate immersed in NaOH solution and the content of the silica dissolved in the solution is also defined.

Testing carbonate aggregates, obtained as a result of crushing massive rock, makes it possible to follow the changes in the linear dimensions of the samples cut out from the rock destined for aggregate. It is not possible in the case of silica aggregates (which may also appear as eg. gravel).

The ASTM C586-05 [6] standard is an example of such a test. The obtained value of the length difference

has the advantage of being translated directly into the key effect of the alkali-aggregate reaction, i.e. the concrete expansion. It is especially important, as the exact mechanism resulting in this volume increase is unknown. Hence it is difficult to translate the weight changes of the carbonate aggregate subjected to NaOH into its reactivity. This method permits e.g. defining to what extent the aggregate expansion can be accumulated by the cement paste. In comparison to chemical tests measuring the weight loss, the C586-05 test takes a long time to be conducted (in ordinary conditions) and it is a disadvantage of this method.

While examining the composition of the carbonate aggregate using the XRD or SEM-EDS, the limitation of these methods should be borne in mind [2]. SEM-EDS testing may not detect tiny, dispersed quartz crystals contained in the aggregate. Detecting the presence of amorphous phases like opal may also cause difficulties, as they are nearly invisible in the X-ray diffractogram.

In the accelerated tests on the carbonate aggregate samples in order for the clearest results to be obtained in the shortest possible time, it is recommended that the coarser aggregate fractions be used (typically 4-10 mm) [10, 11]. It may result from the fact that a considerable part of the ACR reaction for the finer aggregate may already take place at an early hydration stage on its surface, whereas for the coarser aggregate it occurs later, when the concrete has hardened, since the alkalis must first enter into the inner structure of the aggregate with its reactive phases. The increased reactivity of these carbonate aggregate fractions can be explained (assuming that ACR = ASR) by the fact that most of the alkali gel emerging in the alkali-silicate reaction (ASR) around large grains remain unchanged through the process of carbonatization, which permits the expansion increase. Furthermore, in contrast to small grains, in the large ones it is more difficult to limit the pressure exerted by the ASR gel filling the pores resulting from the dedolomitization [1].

The ACR acceleration is achieved by higher temperatures of the sample storage, as in the case of the ASR acceleration, where samples are usually stored at 80°C. Among the ACR tests there are also those conducted at higher temperatures 150°C [11], i.e. in hydrothermal conditions, which can largely shorten the time required for the test to be performed and for the clearer results to be obtained. In these tests one should be concerned whether the processes correspond to those taking place at room temperature. The expansion acceleration is also facilitated by the fact that, with a

defined alkali content in the system, the cements with lower alkali content are used in the tests and the missing amount of alkali is added with the molding water [11].

Examining the ACR course and the changes that it makes in the concrete microstructure is more complicated than in the case of ASR. It is caused by the fact that the mechanisms of this reaction are not yet fully known. It is necessary not only to investigate the emergence of the gel resulting from the ASR, but also to pay attention to changes connected with the dedolomitization process, the action of the osmotic forces [1, 3]. Nevertheless, carbonate aggregates make it possible to take rock samples, which can then be immersed in the cement paste, thus facilitating the investigation of appropriate zones of the system [9]. Such samples facilitate the selection of places for SEM observation.

4. Conclusions

Although testing carbonate aggregate reactivity is based on the same principles as testing silicate aggregate, ACR has its own special character. Therefore its testing should be conducted in a modified way. In the case of carbonate aggregate the research can be conducted on rock segments and at higher temperatures. Since the ACR mechanism is not yet fully known, several testing methods should be applied. It is a matter of great importance that the obtained tests results are as accurate as possible. It should also be remembered that the X-ray examination of the aggregate, while enabling the identification of its many components, is not a perfect method as it does not detect the reactive silica.

References

- [1] Katayama T.: *Materials Characterization* 53 (2004), pp. 85-104: How to Identify carbonate rock reaction in concrete.
- [2] Grattan-Bellew P.E., Mitchell L.D., Mergeson J., Min D.: *Cement and Concrete Research* 40 (2010), pp. 556-562: Is Alkali-Carbonate Reaction Just a Variant of Alkali-Silica Reaction ACR = ASR.
- [3] Kurdowski, W.: *Chemia cementu i betonu*. SPC, Kraków 2010.
- [4] Sims I., Nixon P.: *Materials and Structures* 36 (2003), pp. 480-496: RILEM recommended Test Method AAR-1: Detection of Potential Alkali-Reactivity Potential of Aggregates – Petrographic method.
- [5] PN-B-06714-47:1988 *Mineral aggregates. Testing. Determination of potential alkali reactivity. Determination of soluble silica in sodium hydroxide content*.
- [6] ASTM C586–05 *Standard Test Method for Potential Alkali Reactivity of Carbonate Rocks as Concrete Aggregates*.
- [7] Thomas M. et al. *Cement and Concrete Research* 36 (2006), pp. 1842-1856: The Test Methods for Evaluating Preventive for Controlling Expansion Due to Alkali-Silica Reaction in Concrete.
- [8] Sims I., Nixon P.: *Materials and Structures* 36 (2003), pp. 472-479: RILEM recommended Test Method AAR-0: Detection of Alkali-Reactivity Potential in Concrete – Outline guide to the use of RILEM methods In assessment of aggregates for potential alkali-reactivity.
- [9] Tong L., Tang M.: *Cement and Concrete Research* 21 (1999), pp. 361-373: Expansion Mechanism of Alkali-Dolomite and Alkali-Magnesite Reaction.
- [10] Sommer H., Sims I., Nixon P.: *Materials and Structures* 38 (2005): AAR-5, pp. 787-792: Rapid Preliminary screening test for carbonate aggregates.
- [11] Xu Z., Lan X., Deng M., Tang M.: *Cement and Concrete Research* 32 (2002), pp. 851-857: A New Accelerated Method for Determining the Potential Alkali-Carbonate Reactivity.

Zdzisława Owsiak
Przemysław Czapik

Metody badań reakcji alkalia-węglany w betonie na tle badań reaktywności kruszywa

1. Wstęp

Reakcja alkaliów z kruszywem węglanowym (ACR) jest drugą po reakcji alkaliów z krzemionką (ASR) przyczyną korozji wewnętrznej betonu, będącą wynikiem niekorzystnego oddziaływania zachodzącego pomiędzy cementem, a kruszywem. Skutkiem tego jest powstanie pęczniącego żelu powodującego zwiększanie się objętości betonu (czemu towarzyszy powstawanie rys, obniżających jego wytrzymałość) i zwiększającego jego nasiąkliwość. Mechanizm reakcji alkaliów z węglanami, jest mniej poznany niż mechanizm bardziej rozpowszechnionego zjawiska reakcji alkaliów z krzemionką. Z tych powodów większość metod badań reakcji alkaliów z kruszywem jest opracowywanych dla reakcji alkalia-krzemionka. Co więcej, funkcjonuje obecnie pogląd prezentowany przez Katayamę [1, 2], że w rzeczywistości reakcja alkalia-węglany jest odmianą reakcji alkalia-krzemionka i za ekspansję betonu z kruszywem węglanowym odpowiedzialny jest zawarty w kruszywie kryptokrystaliczny kwarc lub opal. Inne teorie wiążą zasadnicze działanie reakcji alkalia-węglany z procesem dedolomityzacji i powstawaniem burcytu, bądź pęcznieniem minerałów ilastych zawartych w kruszywie, albo działaniem sił osmotycznych powstałych wskutek działania minerałów ilastych otaczających ziarno węglanowe jak półprzepuszczalna membrana (przepuszcza cząstki wody, a nie przepuszcza jonów sodu i potasu) [3]. Z względu na taką mnogość czynników mogących teoretycznie wywołać ekspansję betonu z kruszywem węglanowym oraz z uwagi na nieznaną dokładnych mechanizmów tego procesu, należy uważnie dobierać metody badań służących do określenia czy dane kruszywo jest reaktywne. Jest to szczególnie ważne w tym przypadku gdyż znaczna część badań, mających wykryć reaktywność kruszywa są badaniami długoterminowymi.

2. Metody badań

Celem uporządkowania licznych metod badań reakcji kruszyw z alkaliami można je podzielić na trzy zasadnicze grupy, ze względu na cele ich przeprowa-

dzania. Podział ten schematycznie ukazano na rysunku 1. W celu badania reaktywnego kruszywa zalecane jest przeprowadzanie badań w kolejności od grupy pierwszej do trzeciej. Do pierwszej z nich wchodzi badania dotyczące składu i właściwości samego kruszywa. Wśród tych badań można wyróżnić badania chemiczne i petrograficzne, mające na celu wykrycie obecności potencjalnie reaktywnych faz w kruszywie i określenie czy ich ilość zagraża trwałości betonu. Badania chemiczne opisywane są m.in. w RILEM AAS-1 [4], albo ASTM C289-07 [2], czy w obowiązujące w Polsce normie PN-B-06714-47:1988 [5]. W wyniku badań tego rodzaju może powstać ubytek masy kruszywa spowodowany przejściem części jego składników do roztworu NaOH w wyniku reakcji z alkali, zachodzącej w określonym czasie. Podobne badania przeprowadza się też z użyciem HBF₄ czy w wypadku kruszyw węglanowych HCl [4]. Większość norm przewiduje wykonywanie takich badań w podwyższonej temperaturze w celu skrócenia czasu ich trwania.

Do badań właściwości kruszywa, można też zaliczyć badanie skał dolomitowych przewidziane normą ASTM C586-05 [6], które jest pewną modyfikacją powyższej metody. Określane w nim są zamiast zmian masy, zmiany długości walca skały przeznaczonej na kruszywo do betonu zanurzonej w 1 N roztworze NaOH, w temperaturze pokojowej.

Reaktywne składniki kruszyw można też wykrywać poprzez ich analizę rentgenowską (XRD) oraz obserwacje pod mikroskopem optycznym i SEM w połączeniu z analizą EDS. Należy tu jednak mieć na uwadze ograniczenia tych metod.

Dzięki badaniom należącym do pierwszej grupy można wykryć potencjalnie reaktywne kruszywo, ale nie dają one pełnej odpowiedzi, jak dane kruszywo zachowa się po zastosowaniu go do mieszanki betonowej. Zaletą badań petrograficznych jest jednak szybki czas ich wykonywania, dlatego nadają się do wstępnego wykrywania potencjalnie reaktywnego kruszywa.

Pełną odpowiedź na pytanie czy dane kruszywo będzie reagować z alkaliąmi w betonie dają dopiero badania z drugiej grupy. Obiektem tych badań jest wzajemne oddziaływanie kruszyw, ze środowiskiem, w którym będą się znajdować (matrycą cementową, w której są zanurzone), czego wynikiem są zmiany długości próbek (wykonywanych w formie belek o różnych wymiarach) mierzonych np. aparatem Graf-Kaufmana. Podczas tych badań obserwować też można rozwój spękań na powierzchni betonu, ale analiza powstawania spękań w betonie wchodzi już w obszar badań z grupy trzeciej. W tej grupie badań można wyróżnić dwie podgrupy. Do pierwszej z nich wchodzi badania przyspieszone, w których modyfikuje się skład mieszanek i warunki w jakich zachodzi reakcja kruszywa z alkaliąmi. Do drugiej podgrupy zalicza się badania na próbkach betonowych, wykonywane w warunkach zbliżonych do eksploatacyjnych (ASTM C1293-08B [7], RILEM AAR-3 [8]). Z tych względów są to badania o najdłuższym czasie trwania.

W celu przyspieszenia wykonywania badania zwykle stosuje się mieszanki, w których wykorzystuje się tylko najbardziej reaktywne frakcje kruszywa (ASTM C227-10, C441-05, C1567-08 [7], RILEM AAR-2 i 5 [8]) albo wykonuje się je w podwyższonej temperaturze (ASTM C1567-08 [7], RILEM AAS-2, 4, 5 [8]), lub zwiększa się ilość alkaliów w układzie (ASTM C1567-08 [7]). Często w celu skrócenia czasu badania stosuje się obie powyższe modyfikacje. Ze względu na ich stosowanie badania te dają nam tylko jakościową informację na temat czy kruszywo jest reaktywne. Dopiero badanie próbek betonowych w warunkach normalnych pozwala na uzyskanie ilościowej informacji o zachowaniu się kruszywa w betonie.

Przeznaczeniem badań należących do trzeciej grupy jest uzyskanie informacji co spowodowało pęczenie betonu, jak zachodzi mechanizm reakcji i jak zmienia się mikrostruktura betonu. W tym celu najczęściej przeprowadza się badanie rentgenograficzne XRD oraz obserwacje SEM połączoną z analizą EDS w mikroobszarach. W tym etapie badań funkcjonują też normy RILEM AAR-6, 7 i 8.

Materiału badawczego do tych badań mogą dostarczyć sproszkowane próbki z badań należących do grupy drugiej, ale wymusza to wykonywanie badań dopiero po zakończeniu, (mogących trwać wiele tygodni) badań próbek zaprawowych lub betonowych. Zdarzają się też badania próbek po badaniach petrograficznych, przy czym należy pamiętać o ich ograniczeniach. Z tej przyczyny wykonuje się też próbki przeznaczone jedynie do badań trzeciej grupy, pole-

gające na wykonaniu oddzielnych beleczek, które po sproszkowaniu mają zapewnić tylko materiał do tych badań. Dokładne badania zmian składu i mikrostruktury, wynikających z zachodzenia reakcji alkalia-kruszywo w różnych mikrostrefach betonu umożliwiają badania próbek wyciętych z walca skalnego zanurzonego w zaczynie cementowym [6].

3. Badania kruszywa węglanowego

Przystępując do badania kruszywa na jego podatność na reakcję z alkaliąmi, niezależnie od jego rodzaju, jak sugeruje RILEM AAR-0 [8], należy rozpocząć od badań petrograficznych. To właśnie w ich trakcie potwierdza się czy rzeczywiście badane kruszywo jest węglanowe oraz wstępnie określa się jego reaktywność (zwykle jej brak albo średni bądź wysoki poziom). Badania chemiczne opracowywane są zwykle dla kruszywa krzemionkowego i oprócz ubytku masy (oprócz części, które przeszły do roztworu) odseparowywane są również rozmiękłe ziarna, w których zaszła reakcja, określa się również ilość reaktywnej krzemionki z przesączu. Tej dodatkowej operacji nie wykonuje się dla kruszywa węglanowego (chyba, że zakłada się $ACR = ASR$).

Badania kruszyw węglanowych, pozyskiwanych w wyniku kruszenia litej skały, umożliwiają – w przeciwieństwie do kruszyw krzemionkowych (które mogą występować też w formie żwiru lub gruzu) – śledzenie zmian wymiarów liniowych próbek wyciętych z skały przeznaczonej na kruszywo. Przykład takiego badania prezentuje norma ASTM C586-05 [6]. Uzyskany wynik zmian długości ma tą zaletę, że przedkłada się on bezpośrednio na kluczowy efekt reakcji alkaliów z kruszywem jakim jest ekspansja betonu. Jest to ważne, gdyż nie znamy dokładnego mechanizmu reakcji, których wynikiem jest ten wzrost objętości z czym wiąże się trudność przenoszenia zmian masy kruszywa węglanowego poddanemu działaniu NaOH na jego reaktywność. Dzięki tej metodzie można też na przykład określić w jakim stopniu rozszerzanie się kruszywa może zostać zakumulowane przez matrycę cementową. Wadą metody C586-05 jest jednak długi czas przeprowadzania badania (w warunkach normalnych) w porównaniu z badaniami chemicznymi mierzącymi ubytek masy.

Badając skład kruszywa węglanowego metodą XRD, albo SEM-EDS, pamiętać należy o ograniczeniach tych metod [2]. Badanie SEM-EDS może nie wykryć rozproszonych, niewielkich kryształów kwarcu zawartych w kruszywie. Problem stanowić też może obecność faz amorficznych (np. opalu), któ-

re na dyfraktogramie rentgenowskim zaznaczają się jedynie podniesieniem tła.

W badaniach przyspieszonych próbek z kruszywem węglanowym, w celu uzyskania jak najwyraźniejszych wyników, w jak najkrótszym czasie zalecane jest stosowanie grubszych frakcji kruszywa (zwykle 4-10 mm) [10, 11]. Wynikać to może, z tego, że znaczna część reakcji ACR dla drobniejszego kruszywa może się odbyć jeszcze we wczesnym etapie hydratacji na jego powierzchni, natomiast dla kruszywa grubszego odbywa się ona później, gdy beton stwardnieje, gdyż najpierw alkalia muszą wnikać do wnętrza kruszywa, w którym znajdują się jego reaktywne fazy. Zwiększoną reaktywność tych frakcji kruszywa węglanowego można tłumaczyć (zakładając $ACR = ASR$) tym, że większość alkalicznego żelu powstałego w reakcji alkalia-krzemionka (ASR) wokół dużych ziarn pozostaje niezmienniona przez proces karbonatyzacji, co umożliwia narastanie ekspansji. Ponadto w przeciwieństwie do małych ziarn, w dużych ziarnach trudniej jest zniwelować ciśnienie wytwarzane przez żel ASR wypełniający pory wytworzone w wyniku dedolomityzacji [1].

Przyspieszenia reakcji ACR uzyskuje się stosując podwyższone temperatury przechowywania próbek, podobnie jak dla przyspieszenia reakcji ASR, kiedy zwykle próbki przechowywane są w temperaturze 80°C. Dla badań ACR można jednak spotkać przykłady badań przeprowadzanych w wyższej temperaturze, 150°C [11], czyli już w warunkach hydrotermalnych, które w większym stopniu mogą skrócić czas potrzebny na przeprowadzenie badania i uzyskanie wyraźniejszych wyników. W takich badaniach należy jednak mieć na uwadze czy zachodzące procesy opowiadają tym zachodzącym w temperaturze pokojowej. Przyspieszeniu ekspansji sprzyja też, przy ustalonej zawartości alkaliów w układzie, używanie do badań cementów o mniejszej zawartości alkaliów i dodawanie brakującej ilości alkaliów wraz z wodą zarobową [11].

Badania przebiegu reakcji ACR i zmian, które wywołuje ona w mikrostrukturze betonu są bardziej skomplikowane niż ma to miejsce w przypadku reakcji ASR. Powodem tego są jeszcze nie w pełni poznane mechanizmy tej reakcji. Potrzebne jest również (oprócz badania występowania żelu będącego wynikiem reakcji alkaliów z krzemianami), zwrócenie uwagi na zmiany związane z procesem dedolomityzacji, czy działaniem sił osmotycznych [2, 4]. Kruszywa węglanowe umożliwiają jednak pobieranie próbek skalnych, które następnie można zanurzać

w zaczynie cementowym, po czym łatwo badać odpowiednie strefy tego układu [6]. Takie próbki umożliwiają łatwy wybór miejsc do obserwacji SEM.

4. Podsumowanie

Badanie reaktywności kruszywa węglanowego (choć opiera się na tych samych zasadach co badanie reaktywności kruszywa krzemionkowego), w celu optymalizacji powinno przebiegać w zmodyfikowany sposób, nawet przy założeniu, że jest to tylko specyficzny rodzaj reakcji z uwagi na mechanizmy towarzyszące procesom ekspansji. Trzeba też pamiętać o dodatkowych możliwościach jakie stwarza badanie tego kruszywa, czyli przeprowadzaniu badań na wycinkach skały, oraz wyższej temperaturze w badaniach przyspieszonych. Jest to ważne, gdyż uzyskiwanie jak najdokładniejszych wyników badań jest szczególnie istotne, gdyż nieznane są dokładne mechanizmy reakcji ACR. Nie należy również zapominać, że badania rentgenograficzne kruszywa, choć pozwalają zidentyfikować wiele jego składników, nie są idealne i mogą nie rozpoznać w kruszywie krzemionki, która czyni je reaktywnym.

VIKTOR PROSKURYAKOV

Lviv National Polytechnic University
Department of architectural environment design

THE DEVELOPMENT OF PROGRESSIVE TYPOLOGICAL IDEAS BY ARCHITECTURAL SCHOOLS FROM LVIV AND DRESDEN

(based on results of international Ukrainian and German educational and designed seminars)

Abstract

In this article real results of international conceptual designing based on educational seminars between the Institute of architecture of Lviv National Polytechnic University and the faculty of architecture from Dresden Technical University that can stimulate a development of modern architectural typology in historical cities of Europe are observed.

Keywords: searching, experimental, educational, conceptual designing, architectural typology, space, environment

1. Introduction

Searching for modern ideas in an architectural environment design is a continual process of a conceptual, competitive and searching design. That is impossible to do without attraction and enriching of young architects potential, such as students, post-graduate students and lecturers. The other important component of this process is observing of architectural environment designing problems from different points of view, using conceptions and different cultural systems. That's why the Department of Architectural Environment Design of the Institute of Architecture of Lviv National Polytechnic University started to collaborate with the Departments of Urbanization and Reconstruction and the faculty of architecture from Dresden Technical University (Germany). The results of this collaboration have given the possibility to combine knowledge and enthusiasm of students and lecturers that are not only representatives of different designing trends, but also of national architectural schools different methods. They have also given the possibility to speak about searching and application [use] of spatially-environmental architecturally-typological ideas in design and architecture.

A lot of designed seminars (workshops), organized by these two higher educational establishments in 2009-2010 were dedicated to problems of searching of the new ideas, connected with a development of historical centers such cities as Lviv, Dresden and Berlin. The first workshop was called "The center of

Europe is situated in the East" and took place in Lviv in May, 2009. The second one was called "Ways across Dresden. Urban designing in Dresden" and took place in Dresden in November, 2009. It included themes, connected with Dresden and the theme, connected with the renovation of Alexanderplatz architectural environment in Berlin. The third educationally-designed seminar took place in October, 2010 and was dedicated to a territory on the banks of the river Elbe in Dresden. It was more complicated because of its denomination "The city and its silhouette".

The concept and the design of the seminars were elaborated by professors H. Schellenberg and T. Will from Dresden and Lviv's professor V. Proskuryakov. Active participants of this process were the leading lecturers of these higher educational establishments: B. Harbaum, B. Goy, Yu. Bohdanova, D. Hamann and K. Kepke.

At the end of the XX century and at the beginning of the XXI century a lot of scientific works appeared in Ukraine. They were written among others by: I. Fomin, V. Proskuryakov, V. Kutsevych, V. Timokhin, V. Vadymov, Yu. Bilokin at the level of fundamental investigations. Scientific works, written by B. Goy, O. Proskuriakov, Yu. Bohdanova, O. Kordunian, R. Stotsko, L. Shuldan were dedicated to investigations of separate or special architectural trends connected with analysis of progressive architectural ideas formed by individual creators and architectural schools [1, 2, 3, 4, 5].

However, not enough was written about the influence of these ideas on a national or international architecture. And, in particular: on the development of progressive typological architectural ideas; their development in time and space; and the issue, that it does not depend on ideological, political, sociological circumstances and conditions.

It is easy to notice it on a background of different vector less publications about achievement of a world and a national architecture in our rare almost layman's publications like "Architekturnyi Visnyk", "Buduimo Inakshe", "An Architect", "Archi Idea", "Civilization", "A10", etc. There are no publications there about a role, a real level and a creation algorithm of a modern architecture, its perspective, expediency and effectiveness today and in future. Nowadays a modern architecture is not separate, original and authentic phenomenon. It is an international way of common purpose decisions. They include common scientific searching, educational experimental real projects and buildings as a form of control.

That's why the aim of this publication is to explain the progressive architectural typological ideas development trends. They can be found out by comparing the results, received in projects of students from Lviv and Dresden architectural schools. They can be catalytic agents of a modern architecture typology development in historical cities in the world.

In space, time and action - these educationally designed seminars were planned in such a way, that each of them started with one of educational terms. During this period searching tasks and scientific research were done, the city tours by car and pedestrian excursions around the city to general and specific sites were held. The common Ukrainian and German designed groups were also created. After that they finished the first stage in a form of spatial city-building architectural sketch projects, the results were presented and widely discussed. Then, in the next stage they fulfilled not only educational purposes, but were also turned into scientific projects. As there were the features of searching experimental projects with specific themes, which were later presented at different exhibitions, organized both: in Ukraine and in Germany.

2. Basic material statement

Among almost 100 projects, elaborated by students from Lviv and Dresden architectural schools for Lviv, Dresden and Berlin, the most interesting to discuss are the following:

In a designed seminar entitled: "The center of Europe is situated in the East" the participants determined the territory of the Citadel Mountain as one of the most perspective territories for development of central public part of Lviv. Ukrainian and German participants of the seminar have proposed several projects for it.

In these projects a lot of historical and spatially-environmental factors were taken into consideration.

Lviv Citadel Mountain is a unique Ukrainian complex of fortification reinforcements, dated back to the middle of the XIX century that has not been changed since. Nowadays the Citadel Mountain is situated in the central part of the city. It is the most problematic zone in a city-building territory of Galicia capital. The main reason of this territory decline is not only a complicated relief and absence of transport-pedestrian connection with the centre of Lviv but also a historical memory, that is cultivation there a militarist function during a long period of time.

In general this site has an extraordinary potential for development. However, for its rational use it is required to elaborate on some integral city-building and architecturally designed concepts. Thus, they should be able to attract here tourists, city inhabitants, its business, art and scientific investments and to revitalize interesting modern urban space within the city.

The next participants of the seminar had the similar ideas.

O. Kolodiy and S. Abramkin (the supervisor is the professor V. Proskuryakov) in their projects have proposed to build the newest multifunctional complexes in a geometrical centre of the Citadel Mountain that hang over verdure and historical building of its slopes.

O. Kolodiy observed this complex as a huge clock in which a new structure is proposed. It is a huge elliptic clock-face. Its hands are existent barracks in a form of letter V. This decision forms unitary spatial-environmental concept for determination of the whole complex of the Citadel Mountain. It also symbolizes the link, between old and modern buildings.

S. Abramkin has also proposed the newest multifunctional building that would be able to widen functions of the city public centre of Lviv. It is hoisted with help of sand-clock holders above a historical plateau of the Citadel. But in this project the object is observed in attractive modern architectural forms that are influenced by famous West-European architects such as Hans Hollein and architecturally designed group "Gimelb(l)au".

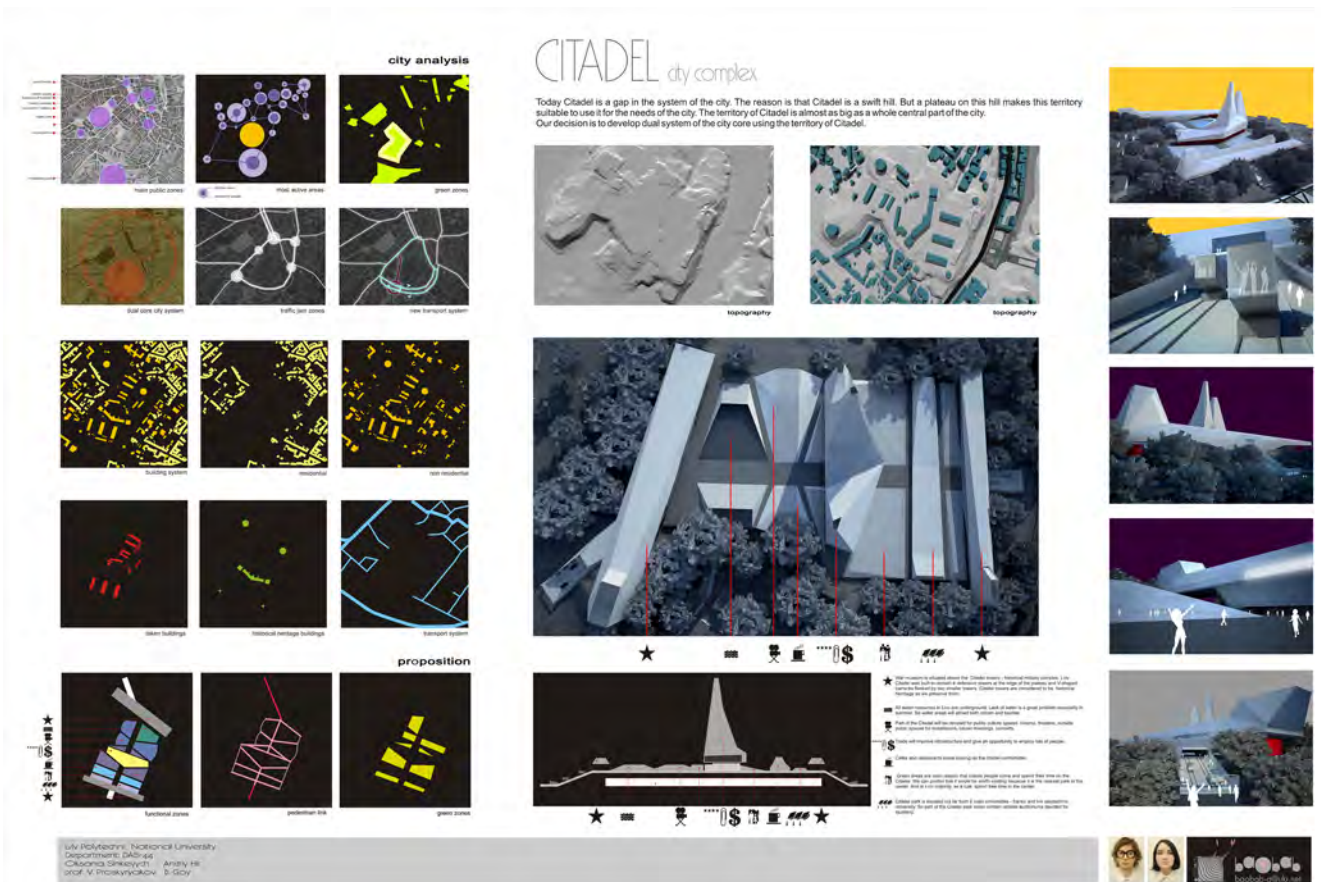


Fig. 1. Project of new city-centre “Citadel”. Authors: students A. Khir and O. Sinkevych, the supervisors: professor V. Proskuryakov and senior lecturer B. Goy

Except of these two projects the other scientific works were proposed. They have planned possible ways of complex decision of the Citadel Mountain territory. These are the projects of students A. Khir and O. Sinkevych (the supervisors are the professor V. Proskuryakov and the senior lecturer B. Goy) from Ukraine and the project of the student Benjamin Sonntag (the supervisor is the professor H. Schellenberg) from Germany.

In the project of A. Khira and O. Sinkevych a designed centre is an autonomous city creation that is integrated into the existent centre of Lviv (Fig. 1). There are a lot of buildings in this complex. It must include some actual functions such as educational, cultural-entertaining, trading, recreational and the like. Herewith it must be a closed for the traffic pedestrian zone. A connection of the designed complex with other parts of the city will be realized with help of funiculars towards M. Kopernyk Street and B. Khmelnytskyi Park. It means that it is proposed to form an axis the City Centre- the Citadel- B. Khmelnytskyi Park. The dynamic composition of different height volumes is an architecturally-spatial

form, proposed by authors. It intensifies a dominant role of the Citadel Mountain in the city silhouette.

It was proposed an additional underground connection between I. Franko Street and M. Kopernyk Street as a decision of transport problem. So, it will be possible to unload existent transport streams. The authors proposed also an additional transport roundabout along streets named after I. Franko and Sh. Rustavelli and an arrangement of underground parkings in a thickness of the mountain. So, it will be possible to decide parking problems of the central part in our city.

Benjamin Sonntang proposed to build a building complex on the Citadel Mountain in his project, too (Fig. 2). However, in contrast to the previous design, the author considered in his design analysis of the terrain. That's why among many possible ways of this territory building he has chosen the one which fundamentally harmonized with a landscape best of all and does not discord with it. The buildings, proposed by author must have the next functions: museums, restaurants, a concert hall, etc. According to the author's offer an architecturally-figurative decision

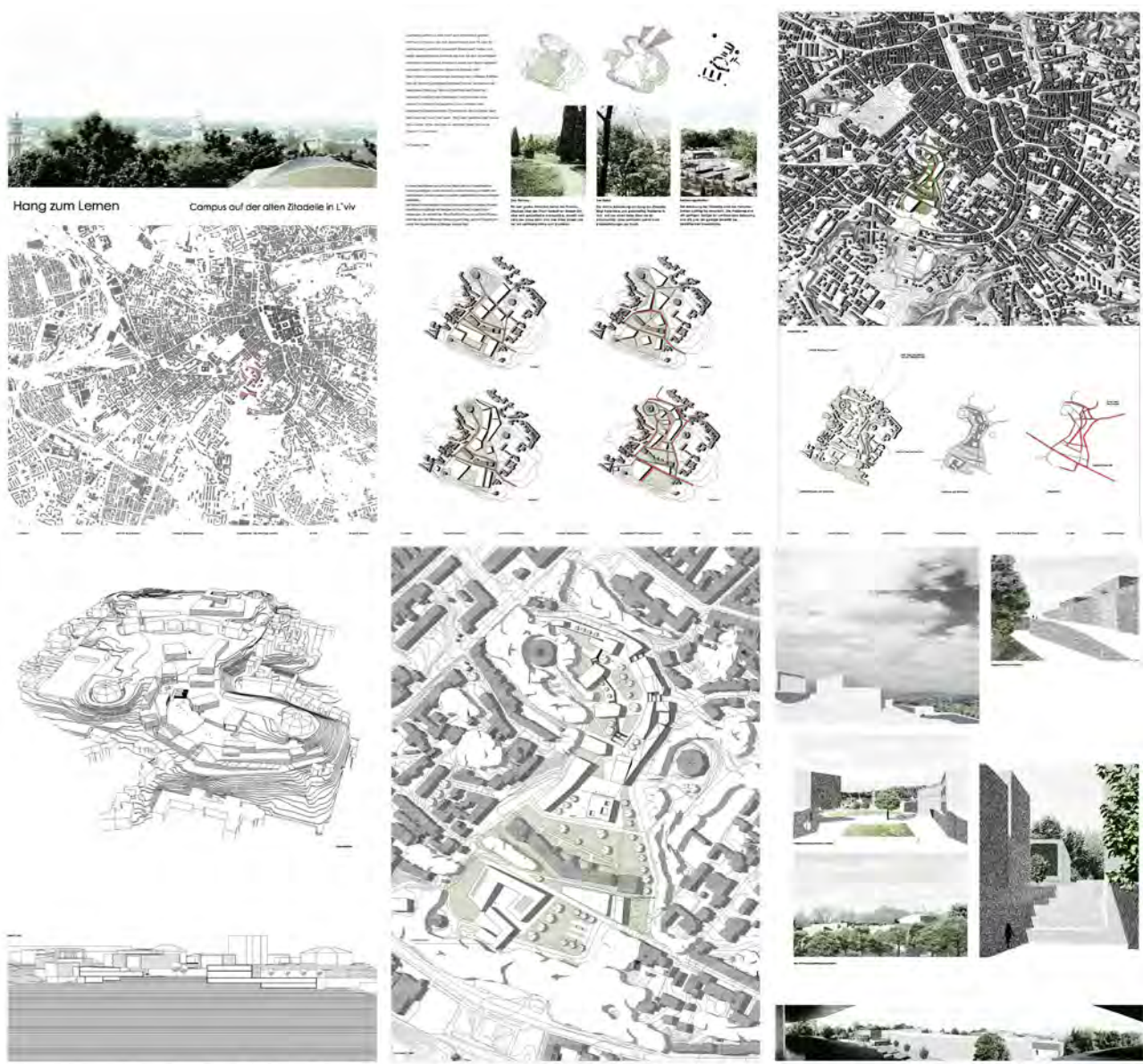


Fig. 2. Project of New Public complex at the mountain "Citadel" in Lviv.

Author – B. Sonntag, the supervisor – professor H. Schellenberg (Dresden Technical University, Germany)

of it can be suprematic concrete forms-blocs that effectively contrast with the natural environment and Neo-Romanticism aesthetic of historical defensive buildings.

Several important urban knots of this city were proposed for functions development for the designed seminar "Ways across Dresden".

One of the tasks was dedicated to renovation and development of former Dresden river's harbor functions. Just that very topic was described in the scientific projects written by Lviv students I. Povazhnyak, Kh. Kukharska and V. Skoblikov.

The aim of V. Skoblikov's project was an improvement of planning, spatially-functional,

technological and transport organization of the harbor scheme. At the same time in the I. Povazhnyak's and Kh. Kukharska's projects the city port was observed as a cultural inspection and elucidative building.

V. Skoblikov designed the new harbor closely connected it with a contour of the previous existent building. The only difference was that he explained architecture of a railway station in such a way that it has been integrated into silhouettes and landscapes of a central historical part of the city because of modern materials. The author's scheme of river transport loading and unloading lets increase and make faster processes of serving. It makes city port work more effective and reasonable.

The harbor was looked upon as a museum of city history in the project of I. Povazhniak. She left on the port front between the city and the river existent building that were redesigned for more flexible transport functions. In the new complex the author designed the museum like an overturned pyramid similar to O. Nimeier museum in Karakas. The most part of this pyramid volume is hidden underground. The pyramid looks like a historical tree. A top of it is lost in ancient centuries. Its levels are connected with historical periods. They are spatial models of the city from different historical eras since 1206.

Kh. Kukharska's project is a combining of harbor and sub harbor's functions with a program of youth centre. The main façade of the centre is hidden behind the existent building of the port. The author connected it with an area of the river Elbe water, consoles-galleries the tasks of which are communication and recreation.

It is not very induced to arrange here an aqua park, a modern art museum and a cinema complex. However, it might be perspective to increase port functions towards additional possibilities connected with service of Dresden citizens and guests.

According to its conception and architectural decision the project of I. Choliy is very interesting, too. It is also partially dedicated to these problems. This student proposed the multicultural centre for cultural actions "The City on water" that is similar to a swimming landing-ship. It looks like a huge ship-constructor centre on water. Its architectural spatially functional parts look like letters from the word "DRESDEN" and are reckoned on different working regimes. It will be able to work as a theatre-ship, a fair-ship, an exhibition-ship and a recreation ship. It will be possible for it to work as integral spatially and functionally connected building and as disperse complex of separate grounds, buildings, amphitheatres, stages, galleries, yards, bridges, piers responsible for exploitation according to individual functional programs. They are delimited in space and time on the both banks of the river Elbe not only in the city but also out of it.

Instead of it German students looked upon the territory of the former harbor as a place for development of new housing [real estates] with certain infrastructure. For example, in the project «Neustadter Hafen Dresden» (the student is B.-R. Kruger, the supervisors are the professors H. Schellenberg i D. Hamann) along a line of harbor near river banks, there were proposed seven blocks.

Houses of 5 or 6 storey are proposed to be built along a perimeter. In their centre there are calm yards. In the north-west part a public centre is planned. One of its buildings will be used as "a lighthouse" (a vertical dominant of building). The berth of the former harbor is suggested as a place of parking for cruise cutters and yachts.

Another interesting topic of this work-shop was a task connected with renovation and reconstruction of retransmitting television tower on suburbs of Dresden.

It was a complicated task for Ukrainian students. Based on their knowledge students V. Kohanovsky and T. Vovk could only incorporate in their design the towers of the television centre.

V. Kohanovsky added to the existent television tower a business centre 135 meters high and destroyed typical floors on the levels plus 71 and 78 meters. That's why this composition became similar to a mast with a sail.

T. Vovk masked the television tower with help of high building volume in general. He used it as a core of strength and a main communication building at the same time. In general the author decided to create a multifunctional building that surrounded the existent tower as a combination of seven blocs of different height, area, volume, different functional programs. This is the first group. After that you can see mini markets, an enlightenment bloc, halls for exhibitions, a park for children's entertainment, a bloc with restaurants, cafes, bars, and a park with exotic plants. And there is a combination of observation grounds above them.

Design works linked with renovation of the television tower were made absolutely differently by German students. In particular, the work "Wege zum Kloster" (the student was Cyril Schmitt, the supervisor was the professor H. Schellenberg) became a very interesting project. He proposed to create a monastery complex on the territory around the broken retransmitting knot. This function is not only in harmony with modern relative isolation of this city's territory, but also creates new sometimes unexpected potential possibilities of contiguous territories development as a sacral environment.

The projects dedicated to renovation of Alexanderplatz in Berlin have taken a special place at the work-shop. Projects made by the students K. Lytveniuk and S. Glukhovecky (the supervisor is the professor V. Proskuryakov) ought to be acknowledged the most successful. The first project was dedicated to a conception of space development



Fig. 3. Fragments of projects of development concepts of space and features of Alexanderplatz in Berlin:

a) the principles of development, author – student K. Lytveniuk; b) the means of development of functions and spaces, author – student S. Gluhoveckiy; supervisors: prof. V. Proskuryakov and Yu. Bohdanova



Fig. 4. Fragment of competitive project of regeneration of Alexanderplatz in Berlin named “Ein Herz für Berlin” (the supervisor – professor H. Schellenberg, Dresden Technical University, Germany)

and to functions of this area; the second one was dedicated to means and steps of development. In the first project the author explained the Alexanderplatz as main civilized coordinate of humanity in general and at the same time as main presentation space of Germany. The author is sure that this area is not only the most important communication space of Berlin that is integrated in a city with help of streets, by-streets, public gardens and parks. It is also an original Agora at modern understanding which space can be transformed into enfilade, closet, general systems in land marks above an area and under it.

Space that can be flexible empty dense, pass on world sides, be closer and more distant, big and small, be informative glad uniting (Fig. 3a). Based on such a conception in the second project, the author proposes a palette of means and steps for creating these spaces. The author proposes to develop entertaining exhibition presentation political recreational and landscape functions using stationary (underground) buildings as well as mobile transformed prefabricated collapsible and movable ones, transforming Alexanderplatz from iron pneumatic plastic traditional materials into a main foyer, a garden restaurant, a fair, space for manifestations, a theatre, a cinema of Berlin, Germany, Europe (it depends on necessity) in a form of buildings, spatial creations, gardens and parks... (Fig. 3b).

Differ from Ukrainian students, representatives of Dresden Technical University mainly observed the territory of Alexanderplatz as a place for dense building with help of new buildings from the original "Berlin Manhattan" in the design work with the slogan "Berlin in Berlin" to the modern interpretation of medieval dense building in the project "Mitte ist?..".

The project, named "Ein Herz für Berlin" (Fig. 4) that proposes to build on this territory nine blocks in a form of wrong tetragons, stringed on the main avenue axis is especially interesting. The television tower that is the main dominant of Alexanderplatz at present, in this project is explained as the main visual landmark which is main horizontal axis reflection in a vertical dimension. And the whole building is a complicated combination of opened and closed spaces that surround buildings which architecturally are transitional links between historical and modern buildings.

The last work-shop called "The city and the silhouette" is the third attempt of common educational designing of Ukrainian and German students. During this seminar designing was held in a centre of Dresden on boundaries between a historical city core and a

post-military Soviet building in the north-eastern part of the city. This event took place in November, 2010 and it is beforehand to analyze its results and define the best design works or peculiarities in works of different architectural schools representatives. However, even at the level of previous drawings we can make a conclusion that scientific works of Ukrainian students were more oriented on emotional perception of the designing task. It is intelligible from their works' names (one of the workshop tasks was to define a name for an own project): "Dresden mirror" (the designed group of students I. Choliy and I. Povazhniak), "Broken stereotypes" (the designed group of students S. Glukhovecky, O. Krasyl'nykov and V. Kurbatov), "Dresden Semiramida's gardens" (the designed group of students Yu. Dyshel, O. Dub) and "My house is my castle" (the designed group of students O. Moroz, N. Pastukh).

The students I. Choliy and I. Povazhniak proposed a silhouette development of the historical centre of the town towards the northern direction along the Elbe River as a mirror reflection of an existent historical core. The difference is, that according to the authors' project the designed part obtained modern hyper supramatic features. And its surfaces reflect surrounding natural and hand-made environment itself.

Another creative group (S. Glukhovecky, O. Krasyl'nykov and V. Kurbatov) elaborated architecture of their complex in the shape of "a boundless building" which architecture had to contrast with the historically formed silhouette between bridges.

The third group (the students O. Dub and Yu. Dyshel) decided to create the multifunctional complex which terraces and roofs look like hills on the left bank of the Elbe River. It includes groves, glades, streams, gardens and parks that are situated above hidden underground null and on the ground floors-levels. Their main tasks are rehabilitation and development of existent historical centre functions: serving, educational, recreational, etc.

In the project, made by N. Pastukh and O. Moroz the designed space has been explained in the form of the structure with blind external facades and visually indistinct boundaries that was made due to opened flexible internal spaces.

German projects were more pragmatic. There are some of their names here: "Compact connection", "Tor zum Platz", "Pirnaische Terasse" and so on.

Ideas polarization of different schools representatives is conditioned at first by different

perception experience of the proposed designing place: the Ukrainians had first of all emotional impressions without deep knowledge in a history of the place; the Germans had perfect knowledge of the city-building tasks, urban and historical limitation for a development of proposed territory building.

The annotations of ideas from the students' projects, given previously will considerably be deepened later on, during term designing in the chamber conditions in the Institute of Architecture in Lviv and on the faculty of Architecture in Dresden. These projects will be visualized in details in photos, schemes, sketches, designing, drawings and models. Then they will be exhibited in the Institute of Architecture in Lviv Polytechnic University and Dresden Technical University during common German and Ukrainian students' exhibitions.

Comparing Ukrainian and German lecturers' and students' projects it is possible to make the statements placed in conclusions, which are directly related to results of these workshops.

3. Research results and Conclusions

1. Modern means of acquiring information gave the students participating in workshop's excursions the possibility to evaluate qualitatively, analyze, generalize and discover peculiarities of proposed designing environment. And, similarly for the students that were participants of "the excursion" seminar part only, as well.
2. Architectural environment modern state of the centers of such cities as Lviv, Dresden and Berlin demands discovering of new modern designing methods in historical cities. Using only existent environment algorithms on purpose to harmonize a new and an existent architecture only in the places of direct designing could not lead up to successful designed decisions. That's why almost all participants of designing have looked for and found fundamental coordinates of genesis and development of city environments in general. They include places of origin and vectors of the first settlements spatial development, main visual natural and anthropomorphic purchases (mountains, towers and so on), changes in location and the layout of rivers, roads, forests, gardens, etc.
3. To achieve the designed purpose the representatives of Lviv architectural school, using local and European architects experience and design and - in conjunction with the analysis of present and past ideas - have proposed their own architectural

solutions. The experience that they have been getting during educational searching and experimental designing in Lviv (Ukraine) became fundamental for them.

4. The workshops proved that a period of specialized designing in historical cities of Europe environment is over (only a restoration, or only a renovation, or only etc). It is a period of opened designing now. And its main synthesized mean is just an environmental design, a design of architectural environment at present and in the future. It does not depend on a type of environment. It can be either a historical environment or another one. For example, an urban design (a design of an architectural environment that borders on professions, trends, groups, types, kinds and planned decisions) and at the same time a landscape design, a spatial design, an action design or an environmental design, i.e. an architectural one.
5. The main conclusion coming from this collaboration is, that only such seminars stimulate a searching for modern cities environmental development ways' and the understanding of their vital problems.

A collaboration of different schools and representatives of different departments gives the possibility to look at all these problems from different points of view. The students' works exclusively are not sufficient, as they are lacking an overview and might not be engaged emotionally. Outlook at "old problems" of students from foreign countries, with another cultural experience, gives at the same time the possibility for us to make another decisions while solving these problems searching for different solutions to these problems.

Experience gained during such a collaboration stimulates development of ideas for solutions to infrastructural problems in the historical centers of Lviv, Dresden and Berlin. They can be successfully used for solving similar problems and questions in other historically formed cities of Ukraine, Europe and the World.

References

- [1] Proskuryakov V.: *Ratusha*, 1993, 116 (438), 6.
- [2] Proskuryakov V.: *Maestro*, 1996, 1, 10-11.
- [3] Timokhin V.: *Suchasni problemy achitektury ta mistobuduvannya*, 1998, 3, 143-151.
- [4] Proskuryakov V., Tcherkes B.: *Sbornik nauchnykh trudov OGASA*, Odessa, 2007, 9-10, 651-662.
- [5] Goy B.: Visnyk Nats. Univ. Lvivska politechnika, 2010, 674, 202-209.



environment
environment

JERZY ZBIGNIEW PIOTROWSKI¹
ANATOL FIODOR STROJ²

Kielce University of Technology
Faculty of Civil and Environmental Engineering
al. Tysiąclecia Państwa Polskiego 7
25-314 Kielce, Poland

¹ e-mail: piotrowski@tu.kielce.pl

² e-mail: stroj@tu.kielce.pl

AIR HEATING AT ITS MOVEMENT ALONG CHANNELS IN SYSTEMS WITH THE INDIVIDUAL AIR SUBMISSION IN PREMISES

Abstract

Derived is the equation to calculate the heating of an air stream along the channels. It can be used to more accurately calculate the heating of an air stream. An example illustrates the use of the derived formula.

Keywords: in flowing air systems, heating of an air stream in channels, gain of heat in channels

1. Introduction

Offered and developed [1, 2] systems with individual incoming air submission in premises find wider and wider application. Such systems allow to receive heat economy for the ventilation purposes due to incoming air heating at its movement along incoming air conduit. However, insufficiently investigated problem for such systems is the question on a degree of incoming air heating. In order to receive dependence which will allow to estimate quantitatively the degree of air heating at its movement along the channel let us consider air heating process in the channel.

2. Mathematical model of air temperature change in the channel

Air movement scheme along the channel is presented on Figure 1. Let us assume that the temperature of channel internal surface is known and does not change along the channel's length. Such simplifying precondition is quite permissible for incoming fresh air conduits located in basements or in wall structures, and also in separate premises.

During the air movement along the channel surface of its temperature will change. Thus, the air temperature will depend on coordinate and time the

air presence in the channel, i.e. $t = f(x, z)$, where x – coordinate (see Fig. 1); and z – time of air presence. At the same time, the coordinate and time of air presence in the channel are connected with the ratio $x = g \cdot z$, where g – air movement velocity. Taking into account the latter ratio it is possible to receive dependence of air temperature change at its movement in the direction from the coordinate x , i.e. $t = f(x)$.

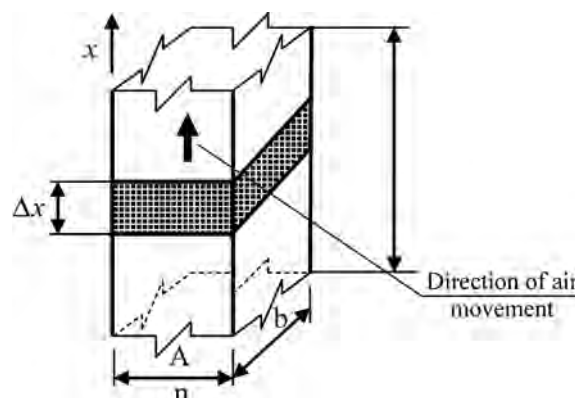


Fig. 1. The scheme of air movement along the channel

Let us single out elementary air volume with the thickness Δx (see Fig. 1). This volume weight can be presented as product of volume on density, i.e. $m = \Delta x \cdot a \cdot b \cdot \rho$, where a and b – channel sizes (see Fig. 1) and ρ – air density. Let us assume that

this elementary volume is at the heating surface time interval Δz . As a result of the heat exchange at this surface which area is equal $\Delta F = 2(a + b) \cdot \Delta x$, the air will be warmed up. The equation of the thermal air balance for elementary volume in this case looks like

$$c \cdot m \cdot \Delta t(x) = \alpha(x) \cdot \Delta F(t_{\Pi} - t_{cp}(x)) \cdot \Delta z \quad (1)$$

or

$$c \cdot a \cdot b \cdot \Delta x \cdot \rho \cdot \Delta t(x) = \alpha(x) \cdot \Delta F(t_{\Pi} - t_{cp}(x)) \cdot \Delta z \quad (2)$$

In the equations (1) and (2) c – air thermal capacity; $\Delta t(x)$ – air heating degree during the time interval Δz , this heating degree depends on coordinate x ; $\alpha(x)$ – convection heat exchange factor at the heating surface, it also depends on coordinate x ; $t_{cp}(x)$ – average air temperature on a sector Δx ; t_{Π} – temperature of the channel internal surface, $t_{\Pi} = \text{const}$.

Taking into account that

$$\Delta z = \frac{\Delta x}{g}$$

and $\Delta F = 2(a + b) \cdot \Delta x$ let us rewrite the equation (2) in the form of

$$\begin{aligned} c \cdot a \cdot b \cdot \Delta x \cdot \rho \cdot \Delta t(x) &= \\ &= \alpha(x) \cdot 2(a + b) \cdot \Delta x \cdot (t_{\Pi} - t_{cp}(x)) \cdot \frac{\Delta x}{g} \end{aligned} \quad (3)$$

Let us designate the magnitude which characterizes the ratio

$$\frac{l}{\Delta x} = n$$

where l – channel length.

Then

$$n = \frac{z \cdot g}{\Delta z \cdot g} = \frac{z}{\Delta z}$$

where z – time of air presence in the channel.

Let us multiply the left and right side of the equation (3) by the magnitude n , and taking into consideration some transformations we shall receive

$$\begin{aligned} c \cdot a \cdot b \cdot \Delta x \cdot \rho \cdot n \cdot g \cdot \Delta t(x) &= \\ &= \alpha(x) \cdot \Delta x \cdot n \cdot 2(a + b) \cdot (t_{\Pi} - t_{cp}(x)) \cdot \Delta x \end{aligned} \quad (4)$$

Taking into account that $\Delta x \cdot n = l$, and $a \cdot b \cdot \rho \cdot g = G$, where G – mass air consumption, we have

$$\begin{aligned} c \cdot l \cdot G \cdot \Delta t(x) &= \\ &= \alpha(x) \cdot l \cdot 2(a + b) \cdot (t_{\Pi} - t_{cp}(x)) \cdot \Delta x \end{aligned} \quad (5)$$

or

$$c \cdot l \cdot G \cdot \Delta t(x) = \alpha(x) \cdot F \cdot (t_{\Pi} - t_{cp}(x)) \cdot \Delta x \quad (6)$$

where $F = 2(a + b) \cdot l$ – area of the heat exchange surface.

Coming down to infinitesimal quantities the equation (6) can be written down in the differential form

$$c \cdot l \cdot G \frac{dt(x)}{dx} = \alpha(x) F (t_{\Pi} - t_{cp}(x)) \quad (7)$$

This equation characterizes the change of the air temperature at its movement along the heating surface. In order to get the function of the change of the air temperature at its movement along the channel heating surface in its final form we shall present the factor $\alpha(x)$ in the form of its dependence on the air temperature and integrate the equation (7). At natural air movement along the heating surface $\alpha(x)$ may be presented in the form of [3]:

$$\alpha(x) = A \sqrt[3]{t_{\Pi} - t_{cp}(x)} \quad (8)$$

where A – constant factor which depends on the channel location, if the channel is arranged vertically or horizontally.

Taking into consideration the equation (8) differential equation (7) can be re-written in the form of:

$$c \cdot l \cdot G \frac{dt(x)}{dx} = A \cdot F (t_{\Pi} - t(x))^{\frac{4}{3}} \quad (9)$$

The equation (9) is the differential equation with the unknown function $t(x)$. To integrate this equation we shall designate $t_{\Pi} - t(x) = \Theta(x)$, then $dt(x) = -d\Theta(x)$.

Taking into account the designations we shall rewrite the equation (9), and receive:

$$-c \cdot l \cdot G \frac{d\Theta(x)}{dx} = A \cdot F \cdot \Theta(x)^{\frac{4}{3}} \quad (10)$$

Let us divide variables in the equation (10) and integrate it

$$\int_{\Theta(0)}^{\Theta(x)} \Theta(x)^{-\frac{4}{3}} d\Theta(x) = -\frac{A \cdot F}{c \cdot l \cdot G} \int_0^x dx \quad (11)$$

As a result of integration we have

$$\Theta(x)^{\frac{1}{3}} - \Theta(0)^{\frac{1}{3}} = \frac{A \cdot F \cdot x}{3 \cdot c \cdot l \cdot G} \quad (12)$$

Let us substitute the value $\Theta(x)$ into the equation (12) and execute some transformations, and as a result we shall receive

$$\frac{1}{(t_{\Pi} - t(x))^{\frac{1}{3}}} = \frac{1}{(t_{\Pi} - t_H)^{\frac{1}{3}}} + \frac{A \cdot F \cdot x}{3 \cdot c \cdot l \cdot G} \quad (13)$$

or

$$t(x) = t_{\Pi} - \frac{(3 \cdot c \cdot l \cdot G)^3 (t_{\Pi} - t_H)}{(A \cdot F \cdot x \cdot \sqrt[3]{t_{\Pi} - t_H} + 3 \cdot c \cdot l \cdot G)^3} \quad (14)$$

where t_H – air temperature at the input into the channel, i.e. at $x = 0$. The equation (14) allows to define the air temperature incoming conduit at the natural air movement and at any coordinate x value.

3. Calculation example

For the illustration let us consider an example. We shall assume that air enters into the vertical channel at the temperature $t_H = -20^\circ\text{C}$. The channel is located in a basement. The temperature of the internal channel surface is $t_{\Pi} = +5^\circ\text{C}$. It is necessary to determinate the air temperature on the distance $x = 5$ meters from the point of the air entrance. The channel is of the cylindrical type with the diameter $d = 100$ mm. Air consumption along the channel is $G = 18$ kg/h = 0.005 kg/s. The total length of the fresh incoming air conduit is $l = 20$ meters, and the total area of the heating surface is $F = \pi \cdot d \cdot l = 3.14 \cdot 0.1 \cdot 20 = 6.28$ m². Factor $A = 1.98$ [3].

$$\begin{aligned} t|_{x=5} &= t_{\Pi} - \frac{(3 \cdot c \cdot l \cdot G)^3 (t_{\Pi} - t_H)}{(A \cdot F \cdot x \cdot \sqrt[3]{t_{\Pi} - t_H} + 3 \cdot c \cdot l \cdot G)^3} = \\ &= 5 - \frac{(3 \cdot 1000 \cdot 20 \cdot 0.005)^3 (5 - (-20))}{(1.98 \cdot 6.28 \cdot 5 \cdot \sqrt[3]{5 - (-20)} + 3 \cdot 1000 \cdot 20 \cdot 0.005)^3} = \\ &= 5 - \frac{300^3 \cdot 25}{(181.79 + 300)^3} = 5 - \frac{300^3 \cdot 25}{481.79^3} = \\ &= 5 - 6.04 = -1.04^\circ\text{C} \end{aligned}$$

If we set the coordinate $x = 0.5$ m, then the air temperature is equal to $t|_{x=0.5\text{ m}} = -16^\circ\text{C}$, and at $x = 10$ m – $t|_{x=10\text{ m}} = 2.7^\circ\text{C}$, respectively.

4. Conclusions

Thus, the obtained equation (14) allows to estimate quantitatively the degree of air heating at its movement along the channel due to gravitational pressure. The consideration of heat gains of the air flowing in the channel will result in more precise calculations and heat balances to rooms.

References

- [1] Patent 180999. Polska. Indywidualny system nawiewny (An individual in-flow air system)/Piotowski J.Z. (Polska); Urząd Patentowy RP Nr 315305 (in Polish).
- [2] Piotrowski J.Z., *Wymiana powietrza w wielorodzinnych budynkach mieszkalnych przy zastosowaniu indywidualnego systemu nawiewnego* (Air exchange in multifamily buildings with the use of individual air supply), Problemy Budownictwa, Nr 43, 2002, pp. 52-55 (in Russian)
- [3] Kutatieladze S.S., Boriszanskij W.M., *Podstawy wymiany ciepła* (Fundamentals of heat transfer). Gosenergoizdat, Moskwa-Leningrad 1959 (in Russian).

Jerzy Zbigniew Piotrowski
Anatol Fiodor Stroj

Ogrzewanie powietrza przepływającego w kanałach w systemach z indywidualnym dostarczaniem powietrza do pomieszczenia

1. Wstęp

Zaproponowane i szczegółowo opracowane [1, 2] systemy z indywidualnym dostarczaniem powietrza nawiewnego do pomieszczenia znajdują coraz szersze zastosowanie. Takie systemy pozwalają zaoszczędzić ciepło do celów wentylacyjnych, wskutek ogrzewania powietrza nawiewnego przy jego ruchu w nawiewnych kanałach wentylacyjnych. Jednakże, niedostatecznie zbadanym zagadnieniem w takich systemach jest problem stopnia ogrzewania powietrza nawiewnego. W celu otrzymania zależności, która pozwoli ilościowo ocenić stopień ogrzewania powietrza podczas przepływu w kanale zmodelowano proces ogrzewania powietrza w kanale.

2. Matematyczny model zmiany temperatury powietrza w kanale

Schemat ruchu powietrza w kanale przedstawiony został na rysunku 1. Założono, że temperatura wewnętrznej powierzchni kanału jest znana i nie zmienia się na długości kanału. Taka upraszczająca przesłanka jest zupełnie dopuszczalna dla nawiewnych kanałów wentylacyjnych, rozmieszczonych w piwnicznych pomieszczeniach albo w konstrukcjach ścian, a także w poszczególnych pomieszczeniach.

Podczas ruchu powietrza wzdłuż powierzchni kanału jego temperatura będzie się zmieniać. Przy czym, temperatura powietrza zależeć będzie od współrzędnej i czasu przebywania powietrza w kanale, tj. $t = f(x, z)$, gdzie x – współrzędna (patrz rys. 1); a z – czas przebywania powietrza w kanale. Jednocześnie, współrzędna i czas przebywania powietrza w kanale są powiązane współzależnością $x = g \cdot z$, gdzie g – szybkość ruchu powietrza w kanale. Uwzględniając ostatnią współzależność można otrzymać zależność zmiany temperatury powietrza przy jego ruchu w kierunku od współrzędnej x , tj. $t = f(x)$.

Wydzielono elementarną objętość powietrza grubości Δx (patrz rys. 1). Masę tej objętości można

przedstawić jako iloczyn objętości i gęstości, tj. $m = \Delta x \cdot a \cdot b \cdot \rho$, gdzie a i b – wymiary kanału (patrz rys. 1) a ρ – gęstość powietrza. Założono, że ta elementarna objętość znajduje się przy powierzchni ogrzewania w czasie Δz . W wyniku wymiany ciepłej przy tej powierzchni i pola powierzchni, które jest równe $\Delta F = 2(a + b) \cdot \Delta x$, powietrze będzie ulegało podgrzaniu. Równanie bilansu cieplnego powietrza dla objętości elementarnej, w tym przypadku, ma postać (1) lub (2).

W równaniach (1) i (2) oznaczono: c – ciepło-chłonność powietrza; $\Delta t(x)$ – stopień nagrzewania powietrza w czasie Δz (stopień nagrzewania zależy od współrzędnej x); $\alpha(x)$ – współczynnik konwekcyjnej wymiany ciepłej przy powierzchni nagrzewania (także zależy od współrzędnej x); $t_{cp}(x)$ – średnia temperatura powietrza na odcinku Δx ; t_{Π} – temperatura powierzchni wewnętrznej kanału; $t_{\Pi} = \text{const}$.

Uwzględniając, że

$$\Delta z = \frac{\Delta x}{g}$$

a $\Delta F = 2(a + b) \cdot \Delta x$ wprowadzono równanie (2) w postaci (3).

Oznaczono wielkość, która charakteryzuje stosunek

$$\frac{l}{\Delta x} = n$$

gdzie l – długość kanału.

Wtedy
$$n = \frac{z \cdot g}{\Delta z \cdot g} = \frac{z}{\Delta z}$$

gdzie z – czas przebywania powietrza w kanale.

Po przemnożeniu lewej i prawej części równania (3) przez wielkość n , z uwzględnieniem niektórych przekształceń otrzymamy (4). Uwzględniając, że $\Delta x \cdot n = l$, a $a \cdot b \cdot \rho \cdot g = G$, gdzie G to masowy wydatek powietrza, otrzymujemy (5) lub (6). Jeżeli przejdziemy do nieskończenie małych wielkości, to równanie (6) można zapisać w postaci różniczkowej (7).

Równanie to charakteryzuje zmianę temperatury powietrza przy jego ruchu wzdłuż powierzchni ogrzewania. W celu otrzymania w końcowym efekcie funkcji zmiany temperatury powietrza przy jego ruchu wzdłuż powierzchni kanału, przedstawiono współczynnik $\alpha(x)$ w postaci zależności od temperatury powietrza oraz scałkowano równanie (7). Przy naturalnym ruchu powietrza wzdłuż powierzchni ogrzewania, $\alpha(x)$ można przedstawić w postaci (8) [3].

Przy uwzględnieniu równania (8) równanie różniczkowe (7) można zapisać w postaci (9). Równanie (9) – jest równaniem różniczkowym z funkcją nie wiadomą $t(x)$. Aby scałkować to równanie, przyjęto $t_{\Pi} - t(x) = \Theta(x)$ i otrzymano $dt(x) = -d\Theta(x)$. Przy uwzględnieniu oznaczeń, równanie (9) przybierze postać (10). Po rozdzieleniu zmiennych równanie (10) przybierze postać całkową (11). W wyniku całkowania równanie otrzymuje postać (12). Po podstawieniu do równania (12) $\Theta(x)$ i wykonaniu przekształceń, otrzymano (13) lub (14). Równanie (14) pozwala określić temperaturę powietrza w kanale nawiewnym przy naturalnym ruchu powietrza i przy dowolnej wartości współrzędnej x .

3. Przykład obliczeniowy

Założono, że powietrze napływa do pionowego kanału o temperaturze $t_H = -20^\circ\text{C}$. Kanał jest zlokalizowany w pomieszczeniu piwnicznym. Temperatura wewnętrznej powierzchni kanału jest równa $t_{\Pi} = +5^\circ\text{C}$. Konieczne jest określenie temperatury powietrza w odległości $x = 5$ metrów od miejsca wejścia

powietrza. Kanał typu cylindrycznego posiada średnicę $d = 100$ mm. Wydatek powietrza w kanale jest równy $G = 18$ kg/h = 0,005 kg/s. Ogólna długość kanału nawiewnego wentylacyjnego wynosi $l = 20$ metrów, a pole powierzchni ogrzewania $F = \pi \cdot d \cdot l = 3,14 \cdot 0,1 \cdot 20 = 6,28$ m². Współczynnik $A = 1,98$ [3].

$$\begin{aligned} t|_{x=5} &= t_{\Pi} - \frac{(3 \cdot c \cdot l \cdot G)^3 (t_{\Pi} - t_H)}{\left(A \cdot F \cdot x \sqrt[3]{t_{\Pi} - t_H} + 3 \cdot c \cdot l \cdot G \right)^3} = \\ &= 5 - \frac{(3 \cdot 1000 \cdot 20 \cdot 0,005)^3 (5 - (-20))}{\left(1,98 \cdot 6,28 \cdot 5 \cdot \sqrt[3]{5 - (-20)} + 3 \cdot 1000 \cdot 20 \cdot 0,005 \right)^3} = \\ &= 5 - \frac{300^3 \cdot 25}{(181,79 + 300)^3} = 5 - \frac{300^3 \cdot 25}{481,79^3} = \\ &= 5 - 6,04 = -1,04^\circ\text{C} \end{aligned}$$

Jeśli wprowadzimy współrzędną $x = 0,5$ m, to temperatura powietrza wyniesie $t|_{x=0,5 \text{ m}} = -16^\circ\text{C}$, a przy $x = 10$ m – $t|_{x=10 \text{ m}} = 2,7^\circ\text{C}$.

4. Wnioski

Otrzymane równanie (14) pozwala określić ilościowe zmiany temperatury, a tym samym zyski ciepła przy jego ruchu w kanale wskutek naturalnego ciśnienia grawitacyjnego.

Uwzględnienie zysków ciepła przepływającego powietrza w kanale pozwoli na większą precyzję w obliczeniach i bilansach ciepła napływającego do pomieszczeń.

JUSTYNA MRUGAŁA

Kielce University of Technology
Faculty of Civil and Environmental Engineering
al. Tysiąclecia Państwa Polskiego 7
25-314 Kielce, Poland
e-mail: mrugala@tu.kielce.pl

SOIL STABILIZATION WITH FOAMED BITUMEN

Abstract

Foamed bitumen is a new material used for soil stabilisation. Its suitability was assessed by conducting laboratory tests for uniform-grained soil. The contents of foamed bitumen were 3.0% and 3.5%, while the contents of portland cement added to increase the grain quantity were 2.0%, 2.5% and 3.0% respectively. The test results show that soil stabilised with foamed bitumen meets the same criteria as those established for soil stabilised with 6.0% cement and for soil stabilised with recycled base material obtained by applying the foamed bitumen and the M-C-E technology. It is reported that by applying foamed bitumen it is possible to produce a semi-rigid layer of stabilised soil.

Keywords: stabilization, foamed bitumen

1. Introduction

The use of binders in the stabilisation process results in increased compressive strength of the stabilised soil. Consequently, it leads to an increased rigidity and significant shrinking deformations. That usually leads to the formation of cracks across the stabilised layer. As a result of this process considerable cracking on the road surface occurs. This is the cause of a loss in its durability. In order to avoid this destructive process, bitumen binder can be used.

Bitumen is a viscoelastic material. During the soil stabilisation it does not lead to an increase in rigidity. Also, no cracking occurs throughout the operational time of the produced layer of the stabilised soil. Additionally, such a stabilised soil layer can be used as a supporting base of the bitumen type.

Soil stabilisation technologies use liquid bitumen produced with solvents. However, this kind of bitumen binder is expensive. It also can have a negative impact on soil and water as a result of solvent penetration to the ground. The use of bitumen emulsion has also been limited for road building. It is because bitumen emulsion contains lots of water – up to 45%, which results in elongating half-life and maintaining the required stabilised soil parameters for a long time.

Only the introduction of foamed bitumen to the road building technology enabled to use bitumen binder for soil stabilisation [1, 2]. The foamed bitumen technology was developed in Africa and Australia. That is why tests to assess its effectiveness

for local soil stabilisation under the Polish conditions are necessary.

2. The aim and the scope of the investigation

The aim of the project is to determine the impact of foamed bitumen on the properties of the stabilised soil. The scope covered the following two stages:

- a) stage I: recognition of basic bitumen properties, determination of foam bitumen properties, determination of the optimal water content for bitumen foaming,
- b) stage II: recognition of the kind of the granular soil, determination of characteristics of the bitumen binders, performing tests on soil stabilised with foamed bitumen, drawing the conclusions.

3. Material and test results

3.1. Material

For the tests of the impact of foamed bitumen uniform – grained soil was used. It is classified as hardly compactable soil.

Based on the tested parameters listed in Table 1 and granulometric analysis this soil was classified as flour sand. Flour sand is hardly compactable soil.

Despite the fact that sand equivalent was less than 20%, this soil was classified as flour sand (No. 7 in Tab. 1). This classification is due to flour and loam fraction contents and the Feret triangle, according to PN-86-B-02480. It is an exceptional case.

To obtain compaction according to the standards, it is necessary to stabilise this kind of soil.

Table 1. Basic soil properties

No.	Parameter	Value
1.	Sand equivalent	19.7%
2.	Organics content	None
3.	PH	8.0
4.	Optimal humidity	9.2%
5.	Maximal density of the soil matrix	1.987 Mg/m ³
6.	Coefficient of graining non-uniformity	3.6
7.	Flour sand (basing on the areometric analysis)	PN-86-B-02480
		$f_p' = 68-90\%$
		$f_n = 10-30\%$
		$f_i = 0-2\%$
		result
		$f_p' = 80.48\%$
		$f_n = 18.02\%$
		$f_i = 1.5\%$

3.2. Foamed bitumen properties

The fundamental foaming criterion of bitumen is its ability to produce foam of certain quality requirements [3, 4, 5]. During the tests two basic foamed bitumen parameters were assessed:

- expansion ratio (WE),
- half-life of the foamed bitumen ($t_{1/2}$).

The optimal water content, which ensured the required foaming parameters, was also determined (Tab. 2).

Table 2. Foamed bitumen parameters for the recommended water content for foaming

Kind of bitumen	Water content [%]	WE Expansion ratio		$t_{1/2}$ Half - life [s]	
		Determined	Required	Determined	Required
O 50/70	2.5	6.16	15-20	8.14	10-15
O 70/100	2.0	9.84		11.41	
L 70/100	2.5	6.14		6.97	
EL 70/100E	2.5	8.53		7.14	
Nyfoam 85	2.0	15.85		15.28	
Nyfoam 190	2.0	15.11		10.39	

To enable proper covering of fine soil particles soil stabilisation should be conducted with bitumen

of as little viscosity as possible [1]. Consequently, Nyfoam 190 bitumen was used for soil stabilisation tests. Its foaming characteristics has been presented in Figure 1.

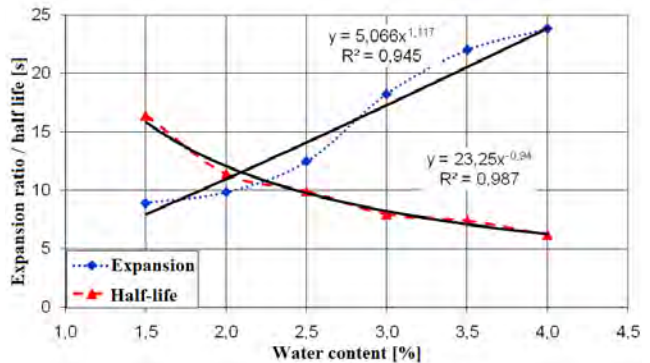


Fig. 1. Foaming characteristics of Nyfoam 190 bitumen

3.3. Test results of the stabilised soil

According to the requirements specified in PN-S-96012:1997 the effectiveness of foamed bitumen to improve soil parameters has been confirmed. It is based on the following characteristics:

- compressive strength after 28 days,
- frost resistance.

Using the foamed bitumen as a stabiliser, the final compressive strength of the stabilised soil is achieved after 28 days, while there are no strength tests after 7 days.

To increase the fine fraction content in the ground and improve tightness of the stabilised layer the cement was added to the mixes.

An important element of the tests was to determine the mechanical parameters of this material. The assessment was conducted based on the requirements for recycled pavement in the M-M-C-E technology [6] and recycled pavement with the foamed bitumen technology [3].

The test results of the impact of the Nyfoam 190 foamed bitumen on the properties of the stabilised soil have been presented in Table 3 and Figure 2.

Table 3. Impact of Nyfoam 190 bitumen on the stabilised soil properties

Material	ASp [%]	C [%]	S mean [kN]	ϵ mean [mm]	S/ ϵ [kN/mm]	R28 mean [MPa]	WR frost
Soil Cement	3.0	2.0	3.92	1.58	2.48	2.65	0.81
	3.0	2.5	2.97	1.85	1.60	1.86	0.74
	3.5	3.0	2.54	1.81	1.48	1.37	0.67

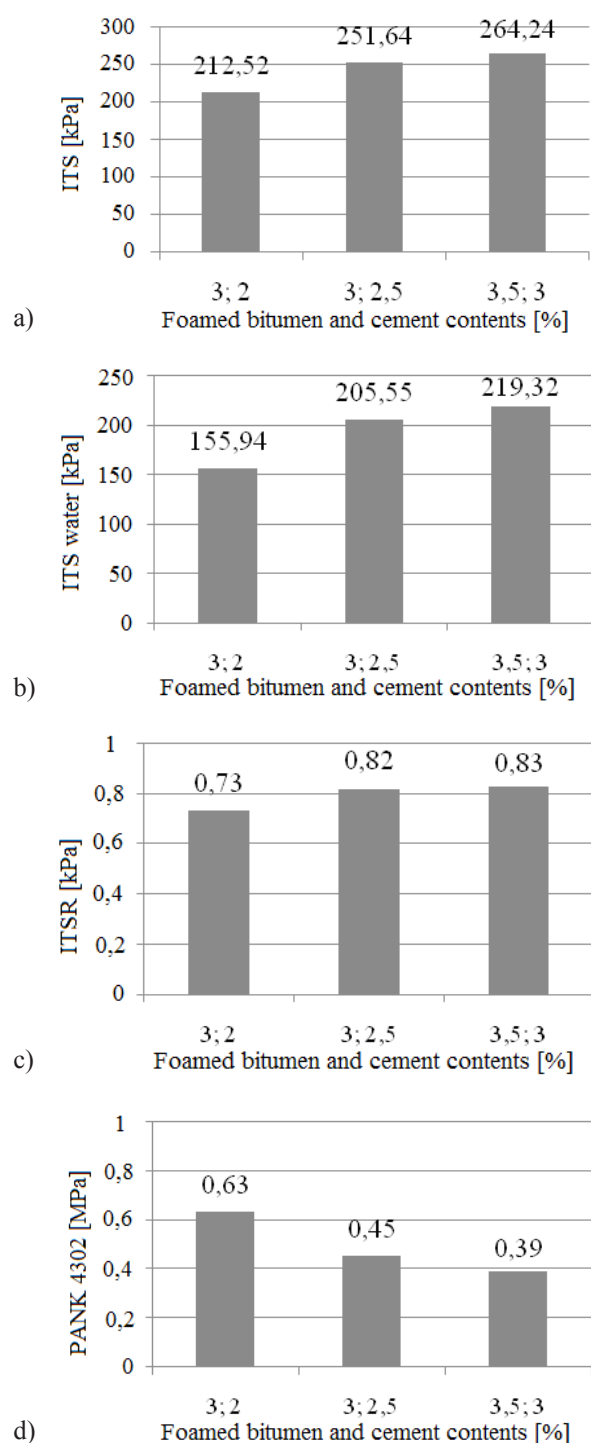


Fig. 2. Impact of the foamed bitumen and cement contents on: a) indirect tensile strength in the dry state ITS, b) indirect tensile strength after soaking with water ITS water, c) resistance to the effects of water ITSR, d) frost resistance according to PANK 4302

The soil stabilised with the foamed bitumen content of 3.0% and cement content of 2.0% has most favourable properties. At these foamed bitumen and cement contents in the stabilised soil ITS meets the

criteria as for the recycled pavement material in the foamed bitumen technology, for which ITS should be over 150 kPa. While ITS_R is higher than 0.7, which also fulfills the minimal requirements with regard to the resistance to the effects of water.

Resistance to low temperature cracking of this soil is also ensured, since ITS < 4.8 MPa according to PANK 4302. Comparing the properties of the stabilised soil with the requirements as for the M-C-E mix it can be stated, that the requirements with regard to Marshall stability and deformations are actually met – as for the road base loaded with KR 1-2 traffic.

4. Conclusions

Based on the laboratory test results the following conclusions can be drawn:

1. The use of 3.0% foamed bitumen and 2.0% cement contents ensures meeting the requirements according to the standards with regard to compressive strength and frost resistance of the stabilised soil.
2. With the addition of foamed bitumen and cement to increase the fine fraction content, it is possible to create a semi – rigid stabilised soil layer, which not only has the proper compressive strength but also indirect tensile strength ITS.
3. The use of foamed bitumen to stabilise uniform – grained soil can create improved ground layer but also a surface base.

References

- [1] Jenkins K.J., Collings D.C., Thesey H.L., Long F.M.: *Interim Technical Guideline: Design and Use of Foamed Bitumen Treated Materials*. Edited by Les Sampson of Asphalt Academy. ISBN 0-7988-7743-6. Asphalt Academy, Pretoria, South Africa, 2003.
- [2] Polakis A., Alevra E.: *Pavement Rehabilitation by Recycling with Foamed Bitumen and Cement*. 2nd International Symposium Treatment and Recycling of Materials for Transport Infrastructure. Paris, 24-26th October 2005, C024
- [3] *Wirtgen Cold Recycling Manual*. Wirtgen GmbH. Windhagen, Germany, 2004.
- [4] Iwański M.: *Podbudowa z asfaltem spienionym (Base with foamed bitumen)*. Drogownictwo, 2006, 3, s. 97-106.
- [5] Iwański M., Chomicz A.: *Przydatność do spienienia asfaltów drogowych stosowanych w Polsce (Applicability of bitumen used in Poland to foaming)*, Drogownictwo, 2006, 8, s. 267-271.
- [6] Zawadzki J., Matras J., Mechowski T., Sybilski D.: *Warunki techniczne wykonywania warstw podbudowy z mieszanki mineralno-cementowo-emulsyjnej (Production technical requirements of base from mineral-cement-emulsion mix)*. Zeszyt 61 IBDiM, Warszawa 1999.

Justyna Mrugała

Stabilizacja gruntu asfaltem spienionym

1. Wprowadzenie

Stosowanie spoiw w procesie stabilizacji powoduje wzrost wytrzymałości na ściskanie gruntu stabilizowanego, a w konsekwencji wzrost sztywności i duże odkształcenia skurczowe, które z reguły wywołują powstawanie spękań poprzecznych w stabilizowanej warstwie. W wyniku tego procesu powstają spękania odbite w nawierzchni, które są przyczyną utraty przez nią trwałości. Aby zapobiec temu destrukcyjnemu procesowi, celowe jest zastosowanie lepiszcza asfaltowego.

Asfalt zaliczany jest do materiałów lepkosprężystych. W czasie stabilizacji gruntu nie powoduje wzrostu sztywności i tym samym w wykonanej warstwie stabilizowanego gruntu nie powstają spękania w czasie eksploatacji. Dodatkowo taka warstwa stabilizowanego gruntu może stanowić podbudowę pomocniczą typu asfaltowego.

Opracowano technologie stabilizacji gruntu za pomocą asfaltu upłynnionego, do wytwarzania którego stosowano rozpuszczalniki. Tego rodzaju lepiszcze asfaltowe jest jednak drogie także może niekorzystnie wpływać na środowisko gruntowo-wodne w wyniku uwalniania rozpuszczalników do gruntu. Zastosowanie emulsji asfaltowej również nie znalazło szerszego wykorzystania w praktyce drogowej, ponieważ emulsja asfaltowa zawiera dużą ilość wody, nawet do 45%, co przyczynia się do wydłużenia czasu jej rozpadu i uzyskiwania wymaganych parametrów przez grunt stabilizowany w długim okresie czasu.

Dopiero wdrożenie do światowego wykonawstwa drogowej technologii asfaltu spienionego pozwoliło na wykorzystanie lepiszcza asfaltowego w tej postaci do stabilizacji gruntów [1, 2]. Technologia asfaltu spienionego rozwinęła się na kontynencie afrykańskim oraz w Australii. Dlatego też niezbędne jest dokonanie oceny skuteczności tej technologii w procesie stabilizacji gruntów miejscowych charakterystycznych dla warunków krajowych.

2. Cel i zakres badań

Celem pracy jest poznanie wpływu asfaltu spienionego na właściwości gruntu stabilizowanego.

Zakres pracy obejmował dwa etapy badań:

- etap I: rozpoznanie podstawowych właściwości asfaltu, wyznaczenie parametrów asfaltu spienionego, określenie optymalnej ilości wody do spieniania asfaltu,
- etap II: rozpoznanie rodzaju badanego gruntu sypkiego, wykonanie charakterystyk stosowanych lepiszczy asfaltowych, wykonanie badań gruntu stabilizowanego asfaltem spienionym, opracowanie wniosków.

3. Materiały i wyniki badań

3.1. Zastosowany materiał

W badaniach wpływu asfaltu spienionego zastosowano grunt sypki równoziarnisty, który zaliczany jest do gruntów trudno zagęszczalnych.

Na podstawie oznaczonych właściwości zestawionych w tabeli 1 oraz analizy granulometrycznej sklasyfikowano badany grunt jako piasek pylasty, który zaliczono do gruntów trudno zagęszczalnych.

Pomimo, że $WP < 20\%$, to jednak ze względu na zawartość frakcji pyłowej i ilowej oraz na podstawie trójkąta Fereta wg PN-86-B-02480 sklasyfikowano grunt jako piasek pylasty (pkt 7 z tabeli 1). Jest to przypadek szczególny.

W celu uzyskania normowego zagęszczenia niezbędna jest stabilizacja tego rodzaju gruntu

3.2. Właściwości asfaltu spienionego

Podstawowym kryterium przydatności asfaltu do spieniania jest możliwość wytwarzania przez niego piany o wymaganych parametrach jakościowych [3, 4, 5]. W czasie badań oceniano dwa podstawowe parametry asfaltu spienionego:

- współczynnik ekspansji (WE),
- czas połowicznego rozpadu piany asfaltowej – rozpad ($t_{1/2}$).

Ustalono również optymalną ilość wody, zapewniającą uzyskanie wymaganych parametrów spieniania asfaltu (tab. 2).

Zgodnie z zaleceniami [1], do stabilizacji gruntów należy stosować asfalty jak najbardziej miękkie, które zapewniają prawidłowe otoczenie drobnych cząstek gruntu. W związku z tym w badaniach do stabili-

zacji gruntu przyjęto asfalt Nyfoam 190, którego charakterystykę spieniania przedstawiono na rysunku 1.

3.3. Wyniki badań gruntu stabilizowanego

Zgodnie z wymaganiami przedstawionymi w PN-S-96012:1997 skuteczność oddziaływania asfaltu spienionego w zakresie ulepszenia gruntu została dokonana w oparciu o następujące charakterystyki:

- wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach,
- wskaźnik mrozoodporności.

Zastosowanie asfaltu spienionego jako stabilizatora, powoduje, że uzyskuje się wytrzymałość końcową po 28 dniach gruntu stabilizowanego; nie bada się wytrzymałości 7 dniowej.

W mieszankach gruntu stabilizowanego asfaltem spienionym zastosowano dodatek cementu, którego zadaniem jest zwiększenie ilości frakcji drobnej w gruncie oraz w pewnym zakresie poprawa szczelności warstwy stabilizowanej.

Istotnym elementem badań było określenie parametrów mechanicznych tego materiału. Jego oceny dokonano na podstawie wymagań stawianych recyklowanym podbudowom w technologii M-C-E [6] oraz podbudowom recyklowanym w technologii asfaltu spienionego [3].

Wyniki badań wpływu asfaltu spienionego Nyfoam 190 na właściwości gruntu stabilizowanego przedstawiono w tabeli 3 oraz na rysunku 2.

Najkorzystniejszymi właściwościami charakteryzuje się grunt stabilizowany przy koncentracji 3,0% asfaltu Nyfoam 190 i zawartości 2,0% cementu. Przy tej koncentracji asfaltu spienionego oraz cementu w stabilizowanym gruncie oznaczony dla niego ITS spełnia wymagania jak dla materiału recyklowa-

nej podbudowy w technologii asfaltu spienionego, dla której ITS powinien być większy od 150 kPa, a wskaźnik ITSR jest większy od 0,7 spełniając minimalne wymagania w zakresie odporności na oddziaływanie wody. Odporność na spękanie niskotemperaturowe tego gruntu stabilizowanego jest również zapewniona, ponieważ spełnia wymagania $ITS < 4,8$ MPa zgodnie z PANK 4302. Natomiast porównując właściwości gruntu stabilizowanego z wymaganiami jak dla mieszanki M-C-E można stwierdzić, że praktycznie spełnione są wymagania w zakresie stabilności i odkształcenia wg Marshalla, jak dla podbudowy drogi obciążonej ruchem KR 1-2.

4. Wnioski

Na podstawie badań laboratoryjnych stabilizowanego gruntu z asfaltem spienionym sformułowano następujące wnioski:

1. Zastosowanie 3,0% asfaltu spienionego i 2,0% cementu zapewnia normowe właściwości badanego gruntu stabilizowanego w zakresie wytrzymałości na ściskanie oraz wskaźnika mrozoodporności.
2. Przez zastosowanie asfaltu spienionego oraz cementu jako materiału do ziarniającego zapewnia uzyskanie półsztywnej warstwy gruntu stabilizowanego, charakteryzującej się nie tylko wytrzymałością na ściskanie ale również na pośrednie rozciąganie ITS.
3. Zastosowanie asfaltu spienionego w procesie stabilizacji gruntu sypkiego równoziarnistego stwarza możliwości uzyskania nie tylko warstwy ulepszonego podłoża ale również i podbudowy.

HOW TO PREPARE THE MANUSCRIPT (Font size 14 pt Times New Roman)

Abstract

The abstract should not exceed 10 lines. It should provide information about the objectives of the work, methods used and test results obtained in the course of the experiments/analyses.

(Font size 10 pt Times New Roman Italic)

Keywords: phrases, words (Font size 10 pt Times New Roman)

1. Introduction

The introduction should present the background of the work (font size 11 pt Times New Roman).

2. Main text

2.1. General information

The paper volume should not exceed 8 pages of A4 size with font size of 11 pt (Times New Roman). The number in square brackets [1] should be used for quotations. The paper should be sent by email to sae@tu.kielce.pl. The papers in the journal are reviewed.

2.2. Figures

Figures (in black and white or colour) should be of good quality and numbered with the sequence of their appearance in the text. They should be centered and have a caption of 10 pt size. High resolution files *.JPG, *.WMF, *.CDR, *.TIFF, *.EPS, *.BMP files should be used and inserted into the text as well as sent as separate files. 10 pt spacing should be left between the figure and the text.

2.3. Tables

Tables should be centered. Titles should be placed above the tables and written with font size of 10 pt (Times New Roman). The same applies to the text in the table (see example below).

Table 1. Title of the table.

No	table	table	table
1	table	table	table
2	table	table	table
3	table	table	table

2.4. Equations

Equations and formulas should be centered and numbered in brackets. 11 pt spacing should be left between the equation and the text above and below it.

3. Conclusions

References (arranged in the citing order):

- [1] Nowak M.: *Modelowanie konstrukcyjne (Structural modelling)*. Postępy Technologiczne 10 (2000), pp. 30-34.
 - [2] Zarylski R.: *Pomiary dynamiczne (Dynamic measurements)*. WNT, Warszawa 1971.
- (Font size 10 pt Times New Roman)

Maria Nowak

Tytuł w języku polskim

1. Wprowadzenie

2. Tekst artykułu

Tekst w języku polskim ma odpowiadać swoim układem wersji angielskiej, może być skrócony. Nie powinien zawierać tabel, rysunków, wzorów, a jedynie odniesienie do tych, które znajdują się w wersji angielskiej. Objętość artykułu nie powinna przekraczać 8 stron czcionką 11 (Times New Roman). Bibliografię należy umieszczać w nawiasie kwadratowym [1] i numerować w kolejności alfabetycznej. Artykuły należy przesłać na adres sae@tu.kielce.pl. Artykuły są recenzowane.

3. Wnioski

THE REVIEW PROCESS

The following requirements need to be met by the paper:

- the title should reflect the content of the paper
- the content should be within the thematic scope of the journal
- the paper should be properly and clearly divided into paragraphs
- original elements need to be part of the paper
- the research method should be properly selected
- adequate references need to be cited
- interpretation and conclusions should match the presented test results
- the paper should not contain parts indicating commercial use

The reviewers:

A. Bartosik, R. Chatys, R. Dachowski, O. Moroz, H. Nowak, L. Lichołai,
Z. Rymarczyk, V. Sidorov, Z. Tartachynska, A. Zwierzchowska

