

STRUCTURE AND ENVIRONMENT

ARCHITECTURE, CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENTAL ENGINEERING AND ENERGY

No. 3/2015 vol. 7 PL ISSN 2081-1500 www.sae.tu.kielce.pl KIELCE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



Contents

structure

MAREK IWAŃSKI, RYSZARD ORZECOWSKI

EFFECTS OF RTFOT AGING ON SELECTED PROPERTIES OF BITUMEN 50/70 MODIFIED WITH RUBBER AND SYNTHETIC WAX	105
--	------------

ZDZIŚŁAWA OWSIAK, PAULINA SZYMKIEWICZ

ACTION OF CHLORIDES ON CONCRETE ELEMENTS OF AN INDOOR SWIMMING POOL	112
--	------------

AGNIESZKA DUDZIK, URSZULA RADOŃ

RELIABILITY ANALYSIS OF THE SUPPORTING STRUCTURE SUBJECTED TO THE ACTION FORCED VIBRATIONS	118
---	------------

JERZY WAWRZEŃCZYK, MACIEJ LECH

ESTIMATION, BASED ON THE MATURITY FUNCTION, OF THE STRENGTH OF EARLY AGE CONCRETE CURED AT ELEVATED TEMPERATURE	123
--	------------

environment

MAGDALENA WOJNOWSKA-HECIAK

THE SIGNIFICANCE OF ENVIRONMENTAL FACTORS IN URBAN DESIGN	135
--	------------

ILONA KALETA, ANNA LIWOCHA, ANNA TYBURCZYK

THE USE OF PASSIVE SHIELD TO REDUCE THE GAINS OF IRRADIATION	142
---	------------

HOW TO PREPARE THE MANUSCRIPT	149
--	------------

THE REVIEW PROCESS	150
---------------------------------	------------

EDITORIAL BOARD

Main Editor Jerzy Z. Piotrowski

Editor Radosław Zaborek

Secretary of the Editorial Board Łukasz Orman

Sectional Editor STRUCTURE Marek Iwański

Sectional Editor ENVIRONMENT Lidia Dąbek

SCIENTIFIC BOARD

STRUCTURE

Chairmanship Jerzy Wawrzeńczyk

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

ENVIRONMENT

Chairmanship Tomasz Kozłowski

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

Photos on the cover Mexico City — author Jerzy Z. Piotrowski

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

PL ISSN 2081-1500

© Copyright by Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej, 2015

25-314 Kielce, al. Tysiąclecia Państwa Polskiego 7

tel. 41 34 24 581

www.wydawnictwo.tu.kielce.pl



Kielce University of Technology
2015



structure
structure

MAREK IWAŃSKI¹

RYSZARD ORZECZOWSKI²

Kielce University of Technology

¹e-mail: iwanski@tu.kielce.pl

²e-mail: orzechowski@tu.kielce.pl

EFFECTS OF RTFOT AGING ON SELECTED PROPERTIES OF BITUMEN 50/70 MODIFIED WITH RUBBER AND SYNTHETIC WAX

Abstract

This paper presents the results and analysis of the study devoted to the effect of RTFOT aging on selected properties of bitumen 50/70 modified with rubber and Fischer-Tropsch synthetic wax. The bitumen used in the tests had 10% and 15% addition of crumb rubber and 1÷2% addition of synthetic wax. The graphs prepared using the Statistica program illustrate the results of tests carried out to determine penetration, softening point, Fraass breaking point, elastic recovery, tensile force and viscosity. Other parameters established in the tests included the penetration index and the temperature range of plasticity. The tests were repeated for all the test series following the RTFOT aging. The results showed that RTFOT aging has a significant effect on the properties of bitumen 50/70.

Keywords: asphalt binder, modification with rubber, synthetic wax, asphalt aging, RTFOT

1. Introduction

Properties of road bitumens during the production of bituminous mixtures and under the road pavement service conditions are subjected to detrimental changes referred to as aging. These changes make the bitumen lose its viscoelastic properties. A bituminous mixture containing such a binder fails to resist dynamic loads from traffic and climatic conditions, becoming susceptible to damage [1]. Bitumen changes its properties when heated, with temperature and the duration of heating as determinative factors. The processes occurring in heated bitumen cause evaporation of oil fractions, acceleration of bitumen oxidation, decreased penetration, increased softening point, increased (worsened) breaking point, reduced ductility and increase in viscosity [2]. The aging process is especially intense during mixing bitumen with aggregates at a high temperature. This process is called short-term aging. Long-term aging occurs during service in pavement [2]. The RTFOT laboratory test was used to simulate physical and chemical changes in bitumen during short-term aging at an elevated temperature [3]. In addition to parameters such as time and temperature, all kinds of additives used in bitumen

influence the course of aging processes. An addition of rubber delays aging through oxidation inhibitors present in the rubber [4]. Increased thickness of the rubber-bitumen coating on the surface of aggregate grains in a bituminous mixture decreases the aging process in the binder [5]. Aging of binders with paraffin content differs from that of traditional bitumens and occurs mainly in the short-term aging range [6].

2. Characteristics of the material

Ordinary bitumen 50/70, which meets the requirements laid down in PN-EN 12591, was used in the tests. The test samples were taken in compliance with PN-EN 58 and prepared to PN-EN 12594. Rubber material with 0÷0.8 mm grain size derived from worn tyres and F-T synthetic wax were used to modify the bitumen.

3. Testing

To determine the effect of the rubber and the synthetic wax on the properties of bitumen 50/70, six test series were made. The bitumen samples were prepared to PN-EN 12594 and then blended with rubber and wax in varying proportions. The crump rubber was added in the amounts of 10% and 15% of

the total binder mass. The synthetic wax in the form of granules was added in the amount of 1% and 2% of the total binder mass. The mixture of bitumen 50/70, rubber and synthetic wax was heated up to 180°C prior to them being mixed with a high-speed mixer for five minutes. During mixing the containers with the samples were placed in a special flask to prevent loss of heat. Having been mixed, the mixture was dried at the temperature of 180°C in a dryer for 60 minutes. Following the baking process, the following tests were performed:

- penetration at the temperature of 25°C to PN-EN 1426,
- softening point using the Ball and Ring method to PN-EN1427,
- Fraass breaking point to PN-EN 12593,
- elastic recovery at the temperature of 25°C to PN-EN 13398,
- determining tensile force for modified bitumens to PN-EN 13589,
- determining dynamic viscosity to PN-EN 13302,
- RTFOT aging,
- following the RTFOT aging, all the parameters were re-tested.

4. Effect of rubber and synthetic wax on parameters of bitumen 50/70 after RTFOT aging

Analysis of the test results was performed using a three-way ANOVA in the Statistica program. The interaction effect for the investigated factors was tested. Interaction means the impact of one factor on the values taken by the second factor. Vertical bars represent 0.95 confidence intervals. From the diagrams in Figure 1 it follows that the binder modified with crump rubber and synthetic wax is characterized by aging changes dependent on the modifier content. The higher the rubber and wax content in the binder, the smaller the penetration change. An interesting phenomenon occurs here as before aging, penetration decreases with an increase in the rubber content and after aging, the penetration value increases with increasing content of the rubber. All the effects obtained in this study are statistically significant. Interaction does not occur only between the rubber content and the wax.

Diagrams in Figure 2 show that the higher rubber content in the binder, the lower softening point increase after RTFOT aging. The softening temperature increases with increasing amount of rubber added to the binder. All the effects are statistically significant and interaction occurs among all the factors.

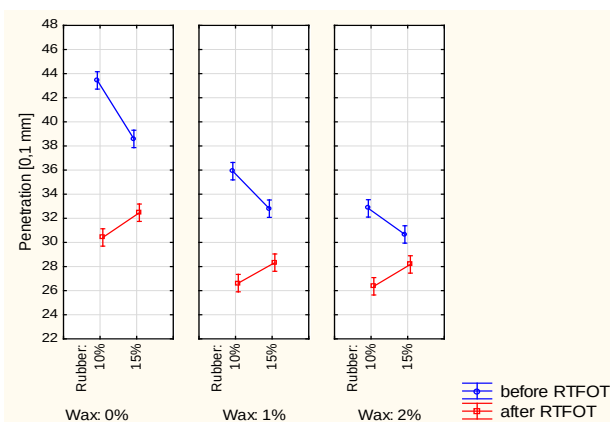


Fig. 1. Effect of rubber and synthetic wax content on bitumen 50/70 penetration before and after RTFOT aging

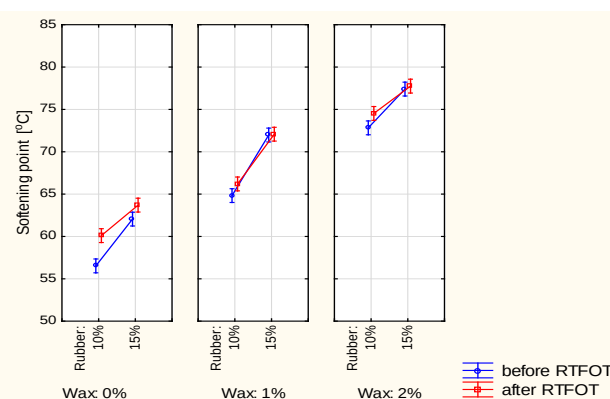


Fig. 2. Effect of rubber and synthetic wax content on bitumen 50/70 softening point before and after RTFOT aging, determined by a Ring and Ball method.

A slight reduction in the penetration index occurs following the RTFOT aging of the bitumen modified only with rubber, Figure 3. An addition of wax has a clear impact on the increase in the values of the penetration index and the temperature range of plasticity TZP, Figure 4.

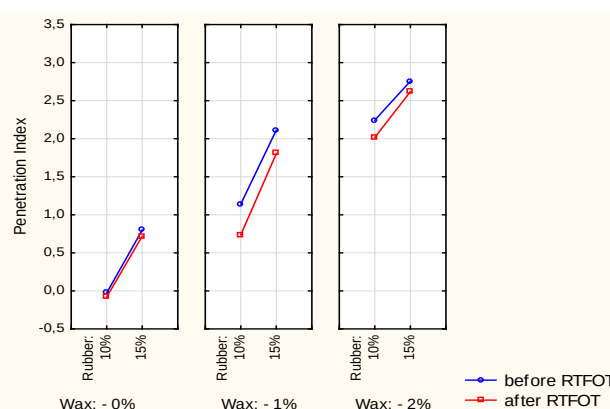


Fig. 3. Effect of rubber and synthetic wax content on bitumen 50/70 penetration before and after RTFOT aging

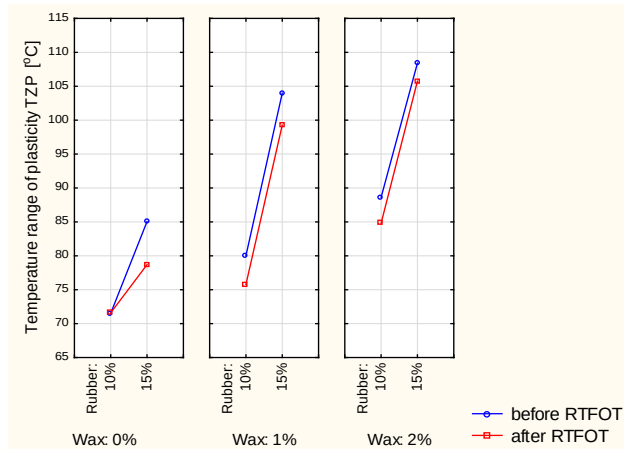


Fig. 4. Effect of rubber and synthetic wax content on bitumen 50/70 TYP before and after RTFOT aging

Short-term aging reduces the value of the Fraass breaking point. The best results were obtained when the bitumen was modified with 15% crumb rubber and 1% synthetic wax contents, Figure 5.

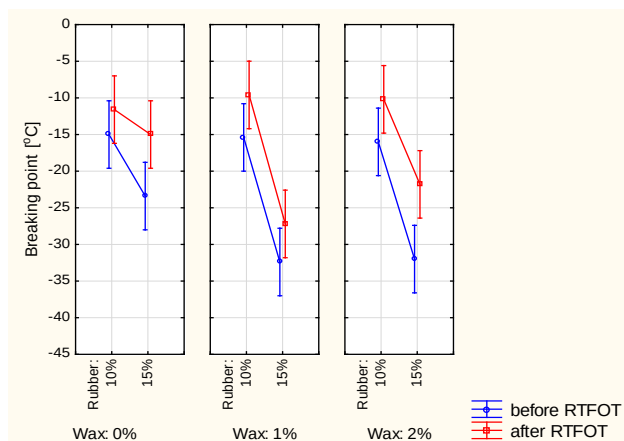


Fig. 5. Effect of rubber and synthetic wax content on bitumen 50/70 Fraass breaking point before and after RTFOT aging

No interaction occurs between the aging and the rubber content or the synthetic wax content for the breaking point. All the remaining effects are statistically significant.

Elastic recovery after RTFOT aging and when the binder contains 10-15% of rubber is much higher than before aging. The aging improved the properties of the elastic recovery. An addition of the wax to the rubber-bitumen binder before aging contributes to the increase in the elastic recovery value, with a slight decrease observed after aging, Figure 6. Univariate significance tests for the elastic recovery found the action of rubber and the interaction effect between the RTFOT and synthetic wax to be the only significant effects.

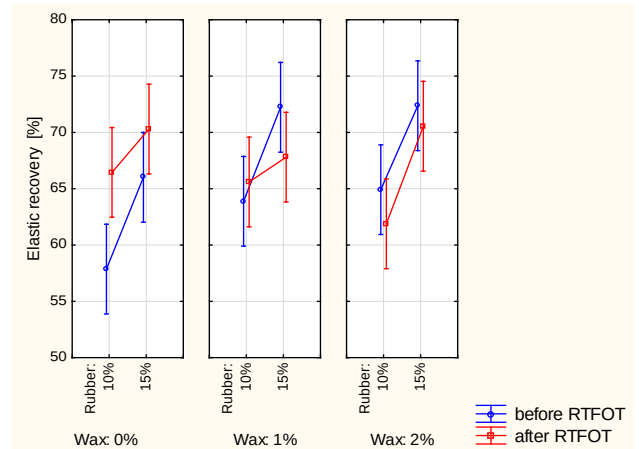


Fig. 6. Effect of rubber and synthetic wax content on bitumen 50/70 elastic recovery before and after RTFOT aging

RTFOT aging contributes to the increase of the maximum value of the breaking force. The higher rubber and wax content in the binder, the higher value of the breaking force. This increase, however, is slower than that observed for the binder before aging. In the case of the binder containing 2% wax, the breaking force value decreased, Figure 7.

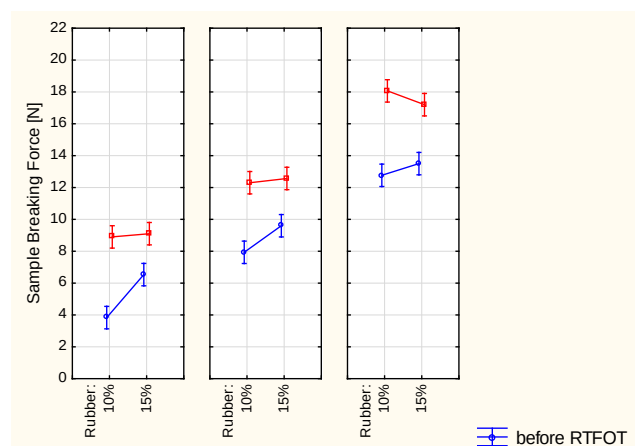


Fig. 7. Effect of rubber and synthetic wax content on the bitumen 50/70 breaking strength before and after RTFOT aging

Analysis of Figures 8-9 indicates that at the temperatures of 60°C and 90°C, there is an increase in the binder viscosity, occurring along the increase in the rubber and wax modifiers content. RTFOT aging has a considerable effect on the increase in the dynamic viscosity (stiffening of the binder at service temperatures). The higher the rubber content, the smaller differences occur between viscosities before and after RTFOT. At the temperature of 135°C, viscosity of the binder increases with an increase in the rubber content. The RTFOT has an influence on

a considerable increase in the viscosity of the binder modified with rubber. An addition of synthetic wax at a 10% content of rubber in the binder causes a slight decrease in viscosity, occurring both before and after the RTFOT. When the rubber content increases to 15%, the effect of RTFOT aging on the binder viscosity increase is definitely smaller.

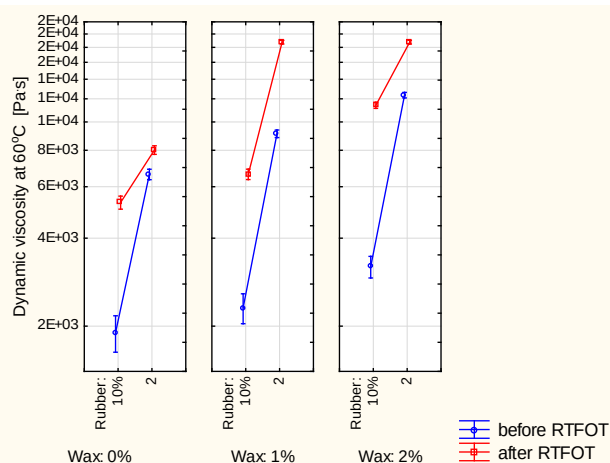


Fig. 8. Effect of rubber and synthetic wax content on bitumen 50/70 dynamic viscosity at 60°C before and after RTFOT aging

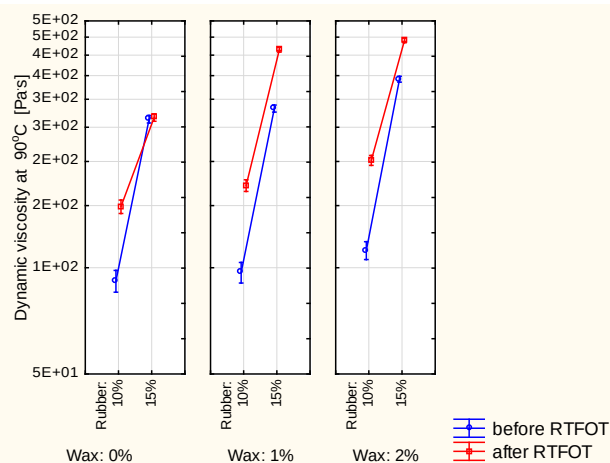


Fig. 9. Effect of rubber and synthetic wax content on bitumen 50/70 dynamic viscosity at 90°C before and after RTFOT aging

Significance tests of the dynamic viscosity at 60°C and 135°C indicated that all the effects of the action of rubber and synthetic wax as well as the interaction between the rubber and the wax are statistically significant. At 90°C, the interaction between the RTFOT and rubber was the only insignificant effect.

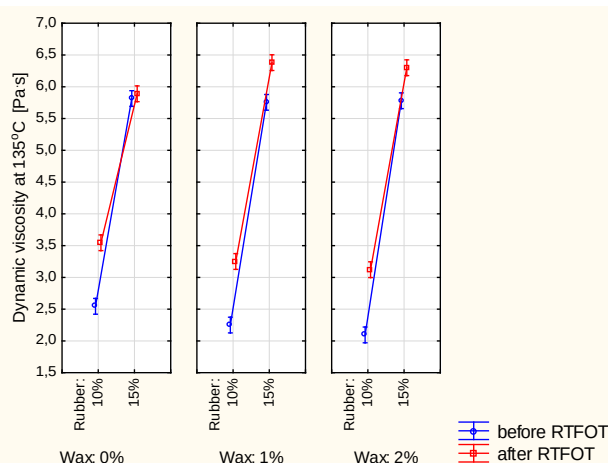


Fig. 10. Effect of rubber and synthetic wax content on bitumen 50/70 dynamic viscosity at 135°C before and after RTFOT aging

Conclusions

Results of the laboratory tests and analyses lead to the following conclusions:

1. Aging of the bitumen modified with rubber and with a combination of rubber and synthetic wax causes a disadvantageous increase in the binder breaking point. An addition of the synthetic wax has an advantageous effect as it reduces the breaking temperature.
2. Aging decreases the penetration of the rubber-bitumen binder. Increased content of rubber reduces the penetration decrease after aging. An addition of wax decreases penetration and contributes to reducing the variation after aging.
3. An addition of rubber contributes to reducing thermal sensitivity of bitumen, increases the penetration index value and the temperature range of plasticity. An addition of wax increases these values. Aging decreases the penetration index. This decrease is not considerable and the binder still has advantageous positive values of the penetration index.
4. The binder analysed here has an advantageous high elastic recovery. Aging of the bitumen with rubber did not reduce the elastic recovery value but caused its increase. An addition of wax makes the binder more rigid and slightly decreases the elastic recovery.
5. Aging increases the breaking force. The variability between the breaking force values before and after RTFOT aging decreases with increasing rubber content.
6. Aging of the bitumen modified with rubber increases dynamic viscosity of the binder. At

low rubber content of 10%, the variability is considerable and decreases with the increase in the rubber content. An addition of synthetic wax at 60°C and 90°C increases viscosity, and at 135°C causes its slight decrease.

7. Binders containing more rubber demonstrate a higher resistance to aging. Lower content of rubber contributes to the increase in aging-related changes.

References

- [1] Piłat J., Radziszewski P.: *Lepiszczka gumowo-asfaltowa – lepiszcza o zwiększonej odporności na starzenie*, Magazyn Autostrady, 10 (2012), p. 71.
- [2] Błażejowski K., Styk S.: *Technologia warstw asfaltowych*, WKŁ 2004, p. 46.
- [3] Gawęł I., Kłabińska M., Piłat J.: *Asfalty Drogowe*, WKŁ 2001, p. 197.
- [4] Piłat J., Radziszewski P., Sarnowski M.: *Zastosowanie lepiszczy gumowo-asfaltowych do nawierzchni drogowych*; Inżynier Budownictwa, 3 (2013), p. 97.
- [5] Asphalt-Rubber Standard, Practice Guide, Prepared for the Rubber Pavements Association, October 1, Second Edition, 2012, p. 23.
- [6] Król J., Radziszewski P., Kowalski K., Świeżewski P.: *Właściwości niskotemperaturowe lepiszczy asfaltowych z dodatkiem parafin nowej generacji*, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, 283, z 59, 2012, p. 271.

Marek Iwański
Ryszard Orzechowski

Wpływ starzenia technologicznego RTFOT na wybrane właściwości asfaltu 50/70 modyfikowanego gumą i woskiem syntetycznym

1. Wprowadzenie

Właściwości asfaltów drogowych podczas wytwarzania mieszanek mineralno-asfaltowych oraz w czasie eksploatacji nawierzchni drogowych ulegają niekorzystnym zmianom, które określa się terminem starzenia. W wyniku tych zmian asfalt traci swoje właściwości lepkosprężyste. Mieszanka mineralno-asfaltowa zawierająca takie lepiszcze nie jest odporna na działanie dynamicznych obciążeń od ruchu samochodowego oraz od czynników atmosferycznych i szybko ulega uszkodzeniu [1]. Podczas ogrzewania asfalt zmienia swoje właściwości w zależności od temperatury i czasu ogrzewania. Procesy zachodzące w asfalcie podczas ogrzewania powodują: odparowanie frakcji olejowych, przyspieszenie utleniania asfaltu, obniżenie penetracji, wzrost temperatury mięknięcia, wzrost (pogorszenie) temperatury łamliwości, zmniejszenie ciągliwości oraz wzrost lepkości [2]. Podczas mieszania asfaltu z kruszywem w wysokiej temperaturze proces starzenia przebiega bardzo intensywnie. Proces ten nazwano starzeniem technologicznym (krótkoterminowym). Drugi rodzaj starzenia to starzenie eksploatacyjne (długoterminowe)

zachodzące podczas eksploatacji nawierzchni drogowych [2]. Do badania starzenia zastosowano metodę laboratoryjną RTFOT symulującą dobrze zmiany fizyczne i chemiczne asfaltu podczas krótkotrwałego starzenia w podwyższonej temperaturze [3]. Oprócz takich parametrów, jak czas i temperatura na przebieg procesów starzenia mają wpływ różnego rodzaju dodatki coraz częściej dodawane do asfaltu. Dodatek gumy do asfaltu opóźnia starzenie dzięki obecności w gumie inhibitorów utleniania [4]. Zwiększenie grubości powłoki lepiszcza gumowo-asfaltowego na powierzchni ziaren kruszywa w mieszance mineralno-asfaltowej wpływa na zmniejszenie procesu starzenia tego lepiszcza [5]. Starzenie lepiszczy asfaltowych z dodatkami parafinowymi jest inne niż asfaltów tradycyjnych i zachodzi głównie w zakresie starzenia krótkotrwałego [6].

2. Charakterystyka badanego materiału

Do wykonania badań użyto asfaltu zwykłego 50/70 spełniającego wymagania normy PN-EN 12591. Próbkę do badań zostały pobrane zgodnie z wymaganiami PN-EN 58 i przygotowane do badań w sposób zgodny z PN-EN 12594. Do modyfikacji asfaltu zastosowano

miał gumowy o uziarnieniu $0\div 0,8$ mm pochodzący ze zużytych opon samochodowych oraz wosk syntetyczny produkowany metodą Fischera-Tropscha.

3. Przebieg badania

W celu określenia wpływu gumy i wosku syntetycznego na właściwości asfaltu 50/70 wykonano 6 serii badawczych. Próbkę asfaltu przygotowano do badań zgodnie z PN-EN 12594, a następnie mieszano w różnych proporcjach z gumą i woskiem syntetycznym. Gumę w postaci mąłu dodawano do asfaltu w ilościach: 10% i 15% w stosunku do całkowitej masy spoiwa. Wosk syntetyczny w postaci granulek dodawano do asfaltu w ilościach: 1% i 2%, w stosunku do całkowitej masy spoiwa. Mieszaninę asfaltu 50/70, gumy i wosku syntetycznego ogrzewano do temperatury 180°C , a następnie wszystkie składniki mieszano przez 5 minut szybkoobrotowym mieszadłem. Podczas mieszania pojemniki z próbkami umieszczano w specjalnym termosie po to, aby ograniczyć straty ciepła. Po wymieszaniu tak przygotowaną mieszkankę ogrzewano w suszarce w temperaturze 180°C przez 60 minut. Po zakończonym procesie wygrzewania wykonano następujące badania:

- penetracji w temperaturze 25°C wg PN-EN 1426,
- temperatury mięknięcia metodą „pierścień i kula” wg PN-EN 1427,
- temperatury łamliwości Fraassa wg PN-EN 12593,
- nawrotu sprężystego w temperaturze 25°C wg PN-EN 13398,
- oznaczanie siły rozciągania dla asfaltów modyfikowanych wg PN-EN 13589,
- oznaczenie lepkości dynamicznej wg PN-EN 13302,
- starzenia technologicznego RTFOT,
- po zakończeniu starzenia technologicznego RTFOT powtórzono wszystkie w/w badania.

4. Wpływ gumy i wosku syntetycznego na parametry asfaltu 50/70 po starzeniu RTFOT

Analizę uzyskanych wyników badań wykonano z wykorzystaniem analizy wariancji ANOVA dla układów trójczynnika w programie Statistica. Zbadano efekt interakcji czyli współdziałanie analizowanych czynników. Interakcja oznacza wpływ jednego czynnika na wartości przyjmowane przez drugi czynnik. Pionowe słupki oznaczają 0,95 przedziały ufności. Z wykresów przedstawionych na rysunku 1 wynika, że lepiszcze modyfikowane mąłem gumowym i woskiem syntetycznym charakteryzuje się zmianami starzeniowymi zależnymi od zawartości modyfi-

katora. Im więcej gumy w lepiszczu i wosku syntetycznego, tym mniejsza zmiana penetracji. Wystąpiło tutaj interesujące zjawisko, gdyż przed starzeniem penetracja wraz ze wzrostem zawartości gumy maleje, a po starzeniu wartość penetracji wraz ze wzrostem zawartości gumy rośnie. Wszystkie uzyskane efekty w tym badaniu są istotne statystycznie, a jedynie pomiędzy zawartością gumy i woskiem syntetycznym nie występuje interakcja. Z wykresów przedstawionych na rysunku 2 wynika, że im więcej gumy w lepiszczu, tym mniejszy wzrost temperatury mięknięcia po starzeniu RTFOT. Wraz ze wzrostem zawartości gumy w lepiszczu wzrasta temperatura mięknięcia tego lepiszcza. Wszystkie efekty są istotne statystycznie i pomiędzy wszystkimi czynnikami występuje interakcja. W wyniku starzenia technologicznego RTFOT dla asfaltu modyfikowanego tylko gumą występuje nieznaczne obniżenie indeksu penetracji, (rys. 3) Dodatek wosku bardzo wyraźnie wpływa na podwyższenie indeksu penetracji oraz temperaturowego zakresu plastyczności TZP, (rys. 4).

Pod wpływem starzenia technologicznego następuje obniżenie temperatury łamliwości Fraassa. Najkorzystniejsze wyniki uzyskano podczas modyfikacji asfaltu 15% zawartością mąłu gumowego oraz 1% zawartością wosku syntetycznego, (rys. 5). Dla temperatury łamliwości nie występuje interakcja pomiędzy starzeniem i zawartością gumy ani zawartością wosku syntetycznego. Wszystkie pozostałe efekty są istotne statystycznie. Nawrót sprężysty po starzeniu RTFOT przy zawartości gumy w lepiszczu 10-15% jest dużo wyższy niż przed starzeniem. Starzenie wpłynęło na polepszenie właściwości nawrotu sprężystego. Dodatek wosku do lepiszcza gumowo-asfaltowego przed starzeniem wpływa na podwyższenie wartości nawrotu sprężystego a po starzeniu następuje nieznaczne jego obniżenie, (rys. 6). Jednowymiarowe testy istotności dla nawrotu sprężystego wykazały, że jedynymi istotnymi efektami okazały się efekty oddziaływania gumy oraz efekt interakcji pomiędzy badaniem RTFOT a woskiem syntetycznym.

Starzenie RTFOT wpływa na wzrost wartości maksymalnej siły zrywającej próbkę. Im więcej gumy i wosku w lepiszczu, tym większa wartość siły zrywającej. Wzrost ten jest jednak wolniejszy niż w przypadku lepiszcza przed starzeniem, a w przypadku lepiszcza z 2% zawartością wosku nastąpiło nawet obniżenie wartości siły zrywającej próbkę, (rys. 7). Analizując rysunki 8-9. można stwierdzić, że w temperaturach 60°C i 90°C wraz ze wzrostem w lepiszczu

zawartości modyfikatora w postaci gumy i wosku syntetycznego następuje wzrost lepkości tego lepiszcza. Starzenie technologiczne RTFOT wpływa znacząco na wzrost lepkości dynamicznej (usztywnienie lepiszcza w temperaturach eksploatacyjnych). Im więcej gumy w lepiszczu, tym mniejsze są różnice pomiędzy lepkościami przed i po RTFOT. W temperaturze 135°C wraz ze wzrostem zawartości gumy w lepiszczu następuje wzrost lepkości tego lepiszcza. Badanie RTFOT wpływa na znaczny wzrost lepkości lepiszcza modyfikowanego gumą. Dodatek wosku syntetycznego przy 10% zawartości gumy w lepiszczu powoduje nie znaczne obniżenie lepkości występujące zarówno przed, jak i po badaniu RTFOT. Przy większej zawartości gumy w lepiszczu wynoszącej 15% wpływ starzenia technologicznego RTFOT na wzrost lepkości lepiszcza jest zdecydowanie mniejszy.

Testy istotności lepkości dynamicznej w temperaturze 60°C i 135°C wykazały, że wszystkie efekty oddziaływania: gumy, wosku syntetycznego oraz interakcje pomiędzy gumą a woskiem są istotne statystycznie. W temperaturze 90°C jedynym nieistotnym efektem okazała się interakcja pomiędzy RTFOT a gumą.

Wnioski

Przeprowadzone badania laboratoryjne i analizy pozwalają na wyciągnięcie następujących wniosków:

1. Starzenie lepiszcza modyfikowanego gumą oraz gumą i woskiem syntetycznym powoduje niekorzystny wzrost temperatury łamliwości tego lepiszcza. Dodatek wosku syntetycznego wpływa korzystnie ponieważ obniża temperaturę łamliwości.
2. Starzenie powoduje obniżenie penetracji lepiszcza gumowo-asfaltowego. Wzrost zawartości gumy wpływa na zmniejszenie spadku penetracji po starzeniu. Dodatek wosku obniża penetrację i wpływa na zmniejszenie zróżnicowania po starzeniu.
3. Dodatek gumy przyczynia się do mniejszej wrażliwości termicznej asfaltu, powoduje wzrost wartości indeksu penetracji oraz temperaturowego zakresu plastyczności. Dodatek wosku wpływa na wzrost tych wartości. Starzenie wpływa na obniżenie indeksu penetracji. Obniżenie indeksu penetracji nie jest duże i lepiszcze wykazuje w dalszym ciągu korzystne dodatnie wartości indeksu penetracji.
4. Analizowane lepiszcza charakteryzują się wysokim korzystnym nawrotem sprężystym. Starzenie asfaltu z gumą nie obniżyło nawrotu sprężystego, ale wpłynęło na dalszy jego wzrost. Dodatek wosku usztywnia lepiszcze i wpływa nieznacznie na obniżenie nawrotu sprężystego.
5. Starzenie wpływa na zwiększenie siły zrywającej próbkę. Wraz ze wzrostem zawartości gumy maleje zróżnicowanie pomiędzy wielkością siły zrywającej próbkę, przed i po RTFOT.
6. Starzenie asfaltu modyfikowanego gumą podwyższa lepkość dynamiczną tego lepiszcza. Przy niskiej zawartości gumy w lepiszczu wynoszącej 10% zróżnicowanie jest duże. Wraz ze wzrostem zawartości gumy zróżnicowanie to maleje. Dodatek wosku syntetycznego w temperaturach 60°C i 90°C wpływa na wzrost lepkości, a w temperaturze 135°C powoduje nieznaczny jej spadek.
7. Większą odpornością na starzenie charakteryzują się lepiszcza zawierające więcej dodatku gumowego. Mniejsza zawartość dodatku gumowego wpływa na wzrost zmian starzeniowych.

ACTION OF CHLORIDES ON CONCRETE ELEMENTS OF AN INDOOR SWIMMING POOL

Abstract

The article presents the laboratory tests – based assessment of the condition of concrete elements in the indoor swimming pool. The test were performed on samples extracted from the swimming pool floor. The results from the tests for physical and chemical properties of the concrete as well as for the chloride content in the samples allowed that moisture content varied from layer to layer. This facilitates the movement of water and chloride penetration. The amount of chlorides in the layer located below 80 mm depth exceeds the threshold value 0.4%, which may initiate corrosion of the reinforcement steel.

Keywords: chloride corrosion of concrete

1. Introduction

Substantial degradation due to chloride action has been recently observed in reinforced concrete elements. The severity of the problem is reflected in the majority of modern standards relating to such structures. Chloride salts present in the environment may affect many different structures by gradually permeating through the concrete. Typical indoor swimming pool atmosphere, high in chloride levels, accelerates the penetration. When the chloride concentration is increased to the critical value, the corrosion of steel occurs. A body of research has been recently reported in this field [1].

This paper aims to evaluate, based on the laboratory tests, the condition of concrete in the elements of the indoor swimming pool. The swimming pool, built in the 60s of the twentieth century, has since undergone several renovations focused on the protection of concrete and steel against corrosion. For testing purposes, cylindrical cores extracted from the concrete floor exposed to chlorides were used. The tests included determining physical and chemical properties of the concrete, its composition and chloride content in the specimens.

2. The action of chlorides on concrete elements of the indoor swimming pool

Buildings and building structures deteriorate as a result of being exposed to environmental conditions. Chlorides act on concrete both in the on-shore

structures in marine environments and directly in road pavements and bridges due to their exposure to de-icing agents. Many industrial buildings are subjected to the threat, with indoor swimming pools being most affected [2]. Indoor swimming pools are among the most demanding building environments, operating under extreme conditions, different from those in other projects (offices, dwellings, etc.).

The concrete in swimming pools experiences an acute action of aggressive, eluting pressurized water and chlorides under humid conditions at elevated temperatures [3]. In the fully saturated concrete, chlorides permeate through the concrete cover to reach the steel by diffusion. In partially wet concrete, chlorides may migrate as a result of absorption and capillary suction. When the concentration of chlorides dissolved in the pore solution reaches the threshold value near the reinforcement, the passive layers at the surface of the steel can be damaged leading to corrosion. The corrosion process progresses very rapidly. It can be thus assumed that the time necessary for the chlorides to reach the surface of the steel reinforcement is equal to the service life of the structure [4].

The primary mechanisms behind degradation of concrete due to chloride ions include their reaction with calcium hydroxide or the C-S-H phase, resulting in the formation of swelling alkali sodium or

magnesium chlorides. The presence of Friedl salts has been recently regarded a positive factor, owing to the formation of chloride ions bonds and reduction of their content in the liquid phase of the concrete [4]. The presence of chlorides at the level of rebar leads to the destruction of the passive layer and – with moisture and oxygen – induces the corrosion of steel. When steel corrodes, the expansion of the resultant rust creates tensile stresses in the concrete, which can eventually cause cracking, delaminating and spalling [5]. Destructive action of chlorides in indoor swimming pools may be experienced by concrete, reinforcement steel and other metal elements.

Three factors decide about the period between the initiation and propagation of chloride corrosion, the concentration of chlorides on the surface of concrete, the threshold value of free chlorides in the concrete and the rate of Cl ions transport in the concrete cover. Analysis of these three factors leads to the following conclusions [6].



Fig. 1 Corroded area of the concrete floor and exposed rebar in an indoor swimming pool

Anti-corrosion protection of the steel reinforcement is difficult at constant high concentration of chlorides in the atmosphere, even when concrete is dense and chloride transport is slow. With sufficiently high concentration of chlorides in the atmosphere and lowered content of chlorides in the concrete, chloride transport mechanism through the concrete cover is fast enough to initiate corrosion after a relatively short time, even in concretes relatively impermeable for chlorides such as slag concretes with a high content of slag. The corrosion, although delayed, cannot be eliminated in this way. The slower the rate of chloride transport, the longer the service life of concrete when the amount of chlorides present on the concrete surface is maintained at the same level [5]. The conditions to which concrete elements are exposed make initially dense concrete become more pervious over time. Also, the natural process of carbonation promotes chloride contamination. Figure 1 shows deteriorated areas in the indoor swimming pool floor.

3. Materials and methods

The cylindrical test samples were extracted from the floor of the swimming pool. The samples were 6.9 cm in diameter and 8.95 cm in height. Each sample was cut into specimens corresponding to the concrete layers (Fig. 2), and subjected to laboratory tests.



Fig. 2. Layers of concrete cores

Table 1 shows the average results from the tests conducted to evaluate the physical properties of the concrete, including density [7] and moisture content. The concrete layers were also assessed in terms of the chloride content [8]. The results are included in Table 2.

Table 1. Physical properties of the concrete from each layer

Specimen characteristics	Density, kg/dm ³	Moisture content [%]
Outer layer h = 3.1 cm	2.12	4.11
Intermediate layer h = 3.1 cm	2.13	6.40
Inner layer h = 2.75 cm	1.99	9.40

Table 2. Average chloride content in each layer

Specimen characteristics	Chloride penetration depth (mm)	Chloride content by (%) cement mass
Outer layer h = 31 mm	31	2.48
Intermediate layer h = 31 mm	62	0.80
Inner layer h = 27.5 mm	89.5	0.44

4. Analysis of the test results

The results from the tests indicate that the outer layer of the concrete has greater density and less moisture content, which results from the presence of terrazzo in this layer and from the surface drying, which additionally promotes the movement of the solution in the concrete mass. The intermediate layer has smaller density and the moisture content values two times higher than those of the outer concrete layer, which indicates that the concrete used to build it was very low quality concrete and that it was exposed to water saturation conditions. The variation between moisture content in individual concrete layers facilitates the movement of water and chloride ions present in the water.

The tests for the chloride content in the concrete samples indicated that up to 31 mm depth, the chloride content was 2.48%, with 0.80% at the depth of 62 mm and 0.44% at 89.5 mm. Corrosion of steel reinforcement may be initiated when the chloride concentration at the steel surface reaches the critical value. According to the American recommendations (ACI), the critical value is defined as a percent content of chloride ions in the concrete pore solution relative to the cement mass, and must not exceed 0.15% for prestressed concrete or 0.20% for the reinforced concrete. The European standard, along with the British and RILEM requirements, gives the value of 0.40% by mass of the cement as the total permissible chloride content [8].

In addition, the contents determined at three different depths were compared to the threshold value of the chloride content in concrete, which is 0.4%.

The tests results indicated that the layer of concrete that is located at the greatest depth has the least content of chlorides. Despite this fact, the threshold value of 0.4% was exceeded. This shows the extent to which indoor swimming pool concrete is exposed to continuous action of chlorides. At the chloride ions content in excess of 0.4%, the cover of steel reinforcement deteriorates and the steel surface depassivates, which leads to reinforcement corrosion. The rust that thereby forms as a corrosion product increases the volume and the tensile forces thus created lead to cracking, fracture and spalling of concrete, as shown in figure 3. Rusty colour appearing on the concrete surface is indicative of corrosion processes in the steel reinforcement.



Fig. 3. Detachment of concrete

5. Conclusions

The results from the tests lead to the following conclusions:

- Moisture content in the concrete varies from layer to layer, which increases the migration of water and penetration of chloride.
- The results show that terrazzo is less pervious thus having less moisture. Its density is also higher.
- The average chloride content in individual concrete layers indicates that the chloride concentration is high enough to allow the threshold value of 0.4% to be exceeded even at the deepest layer located at the depth 89.5 mm.

References

- [1] Iversen A., Prosek T.: *Atmospheric stress corrosion cracking of stainless steels in swimming pool environments*, 6th European Stainless Steel Conference. Science and Market, Helsinki, Finland, June 10-13, 2008.
- [2] Ściślewski Z.: *Trwałość Budowli*, Politechnika Świętokrzyska, Kielce 1995.
- [3] Kolaszewski A.: *Ekonomika odzysku ciepła z powietrza hali basenowej w krytej pływalni*, V Sc.-Techn. Symposium 'Instalacje basenowe', Ustroń 2005.
- [4] Ściślewski Z.: *Ochrona konstrukcji żelbetowych*, Arkady, Warszawa 1999.
- [5] Czarnecki L., Emmons P.H.: *Naprawa i ochrona konstrukcji betonowych*, Polski Cement Sp. z o.o., Kraków 2002.
- [6] Fagerlund G.: *Trwałość konstrukcji betonowych*, Arkady, Warszawa 1997.
- [7] PN-EN 12390-7:2001, *Badania betonu – Część 7: „Gęstość betonu”*.
- [8] British Standard 1881: Part 124: 1998, *Methods for analysis of hardened concrete*.
- [9] PN-EN 206-1: Czerwiec 2003, *Beton – Część 1: „Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność”*.

Zdzisława Owsiak
Paulina Szymkiewicz

Oddziaływanie chlorków na elementy betonowe krytej pływalni

1. Wprowadzenie

W ostatnim czasie obserwowano znaczne uszkodzenia konstrukcji żelbetowych spowodowane oddziaływaniem chlorków. Problem stał się na tyle ważny, że jest uwzględniany w większości norm dotyczących tego rodzaju konstrukcji. W wielu obiektach budowlanych konstrukcje mogą podlegać skażeniu solami chlorkowymi, które występując w otaczającym środowisku, stopniowo przenikają do wnętrza betonu. W momencie, kiedy stężenie chlorków w pobliżu zbrojenia osiągnie wartość krytyczną rozpoczyna się korozja stali. Penetracja chlorków w głąb betonu występuje także na krytych pływalniach, gdzie jest bardzo duże stężenie jonów chlorkowych. Ostatnio podjęto wiele prac badawczych w tym zakresie [1].

Celem pracy jest ocena stanu betonu w elementach betonowych krytej pływalni w oparciu o wyniki badań laboratoryjnych. Badania dotyczyły krytej pływalni wybudowanej w latach sześćdziesiątych ubiegłego wieku, kilkakrotnie poddawanej renowacji dotyczącej ochrony przed korozją betonu i elementów stalowych. Pobrano odwierty próbek z posadzki betonowej, narażonej na skażenie chlorkami. Wykonano badania fizyko-chemiczne betonu, określono jego skład oraz zawartość chlorków w badanych próbkach.

2. Oddziaływanie chlorków na elementy betonowe krytej pływalni

Budynki i budowle ulegają niszczeniu w wyniku oddziaływania na nie otaczającego środowiska. Oddziaływanie chlorków na konstrukcje betonowe występuje zarówno w obiektach nadmorskich, jak i w wyniku oddziaływania środków odładujących bezpośrednio na nawierzchnie drogowe, mosty i wiadukty. Zagrożenie występuje również w wielu obiektach przemysłowych, a przede wszystkim na krytych pływalniach [2]. Kryte pływalnie to obiekty bardzo złożone technologicznie. Warunki panujące w takich pomieszczeniach są dosyć ekstremalne i odbiegające od warunków panujących w innych obiektach (biura, mieszkania itp.)

Baseny kąpielowe to obiekty najbardziej narażone na działanie agresywnej, wypływającej oraz działającej pod ciśnieniem wody oraz narażone na działanie chlorków na beton w warunkach wilgoci i podwyższonej temperatury [3]. W całkowicie nasyconym wodą betonie, chlorki penetrują przez otulinę zbrojenia w wyniku dyfuzji. Jednak w częściowo zawilgoconym betonie, migracja chlorków może następować w wyniku absorpcji i sił podciągania kapilarnego. Gdy stężenie chlorków rozpuszczonych w cieczy porowej

betonu osiągnie w pobliżu zbrojenia wartość krytyczną, może dojść do uszkodzenia warstewek pasywnych na powierzchni stali i rozpoczęcia procesu korozji. Postęp niszczenia zbrojenia w takim przypadku jest bardzo szybki. Praktycznie można więc przyjąć, że czas, po którym chlorki osiągną powierzchnię zbrojenia, jest równy okresowi użytkowania konstrukcji [4].

Główne mechanizmy niszczenia betonu przez jony chlorkowe to ich reakcja z wodorotlenkiem wapnia lub fazą C-S-H, w wyniku której tworzą się pęczniające zasadowe chlorki wapnia lub magnezu. Powstawanie soli Friedla ostatnio uznaje się za czynnik korzystny, ze względu na wiązanie jonów chlorkowych i zmniejszanie ich zawartości w fazie ciekłej betonu [4]. Obecność chlorków w otoczeniu stali zbrojeniowej prowadzi do uszkodzenia warstwy pasywnej i – w obecności wilgoci i tlenu – do korozji stali. W trakcie powstawania rdzy, siły rozciągające spowodowane przez zwiększenie się objętości produktów korozji powodują pękanie i odpajanie betonu. [5]. Destrukcyjne oddziaływanie na krytych pływalniach może dotyczyć betonu, stali zbrojeniowej oraz elementów stalowych obiektu.

Trzy czynniki, tj. koncentracja chlorków na powierzchni betonu, progowa zawartość wolnych chlorków w betonie, oraz szybkość transportu jonów Cl^- w otulinie decydują przede wszystkim o okresie od zapoczątkowania do wystąpienia objawów korozji chlorkowej. Analizując te trzy czynniki nasuwają się następujące wnioski [6].

Przy stałej wysokiej koncentracji chlorków w środowisku zewnętrznym jest trudno przez długi okres chronić zbrojenie przed korozją, nawet jeśli beton jest szczelny i występuje powolny transport chlorków.

Przy wystarczająco dużej koncentracji chlorków w otaczającym środowisku i obniżonej zawartości chlorków w betonie, transport chlorków w otulinie staje się na tyle wysoki, aby korozja mogła być zapoczątkowana po stosunkowo krótkim czasie. Dotyczy to nawet betonów w dużym stopniu nieprzepuszczalnych dla transportu chlorków, na przykład wykonanych z cementu żuźlowego o dużym dodatku żużla. Można w ten sposób opóźnić początek korozji, ale nie można jej wyeliminować. Prędzej czy później korozja wystąpi. Im mniejsza jest szybkość transportu chlorków, tym dłuższy będzie okres trwałości przy zachowaniu stałej zawartości chlorków na powierzchni betonu [5]. Warunki eksploatacji elementów betonowych często powodują, że początkowo bardzo szczelny beton z czasem staje się bardziej przepuszczalny, także naturalny proces karbonatyzacji betonu sprzyja pro-

cesom korozji chlorkowej. Na rysunku 1 pokazano uszkodzone fragmenty posadzki na krytej pływalni.

3. Materiały i metody badań

Próbki do przeprowadzenia badań laboratoryjnych pobrano z podłogi basenu. Średnica pobranych próbek walcowych wyniosła 6,9 cm, natomiast wysokość 8,95 cm. Każda z próbek została pocięta na próbki odzwierciedlające warstwy betonu, (rys. 2), na których wykonano badania laboratoryjne. Wykonano badania właściwości fizycznych betonu takie jak gęstość objętościowa [7] i wilgotność, a średnie wyniki badań zamieszczono w tablicy 1. Oznaczono również zawartość chlorków w poszczególnych warstwach betonu [8]. Wyniki badań zamieszczono w tabeli 2.

4. Wyniki badań i ich omówienie

Wyniki badań wykazały, że warstwa zewnętrzna betonu charakteryzuje się większą gęstością objętościową i mniejszą wilgotnością, na co ma wpływ mniej nasiąkliwe lastrisko znajdujące się w tej warstwie oraz powierzchniowe wysychanie betonu co dodatkowo sprzyja przemieszczaniu roztworu w masie betonu. Warstwa środkowa ma podobną gęstość, lecz większą wilgotność. Natomiast wewnętrzna warstwa betonu ma mniejszą gęstość objętościową i dwa razy większą wilgotność niż warstwa zewnętrzna, co świadczy o bardzo złej jakości zastosowanego betonu i eksploatacji w warunkach nasycenia wodą. Różnice wilgotności w poszczególnych warstwach betonu sprzyjają przemieszczaniu się wody i obecnych w niej jonów chlorkowych.

Wykonane badania zawartości chlorków w odwiertach betonowych wykazały, że zawartość chlorków do głębokości 31 mm wynosiła 2,48%, na głębokości 62 mm wynosiła 0,80%, natomiast na 89,5 mm – 0,44%. Korozja zbrojenia może się rozpocząć wtedy, gdy stężenie jonów chlorkowych przy powierzchni stali osiągnie wartość krytyczną, według zaleceń amerykańskich (ACI) krytyczna zawartość określana jest jako zawartość procentowa jonów chlorkowych w roztworze w porach betonu w stosunku do masy cementu i nie może przekraczać 0,15% dla betonu sprężonego i 0,20% dla żelbetu. W normie europejskiej, podobnie jak w brytyjskiej, a także zgodnie z zaleceniami RILEM przyjęto całkowitą zawartość chlorków nie przekraczającą 0,40% masy cementu [8]. Ponadto porównano oznaczone zawartości chlorków na trzech różnych głębokościach z wartością progową zawartości chlorków w betonie, która wynosi 0,4%.

Otrzymane wyniki badań wykazały, iż warstwa betonu, która jest najgłębiej położona ma najmniejszą zawartość chlorków. Mimo tego i tak została przekroczona wartość progowa zawartości chlorków w betonie, która wynosi 0,4%. Wyniki te wskazują, jak bardzo narażony jest beton w krytej pływalni na ciągłe działanie chlorków. Po przekroczeniu zawartości 0,4% jonów chlorkowych w betonie, otulina stali zbrojeniowej ulega zniszczeniu i dochodzi do depastywacji powierzchni stali, czego następstwem jest korozja zbrojenia. W trakcie powstawania rdzy, siły rozciągające spowodowane przez zwiększanie się objętości produktów korozji powodują pękanie, rysy i odspojenia betonu, widoczne na rysunku nr 3. Rdzawe zabarwienie betonu świadczy o procesach korozyjnych stali zbrojeniowej.

5. Podsumowanie

Z przeprowadzonych badań wynika, że:

- Wilgotność betonu jest różna w poszczególnych warstwach, co sprzyja przemieszczaniu się wody, a tym samym szybkiej i głębokiej penetracji chlorków.
- Wyniki badań wykazały, że lastriko jest mniej nasiąkliwe, a tym samym ma mniejszą wilgotność, ponadto charakteryzuje się większą gęstością objętościową.
- Z określonej średniej zawartości chlorków w poszczególnych warstwach betonu wynika, że stężenie jonów chlorkowych jest tak duże, gdyż nawet w warstwie najgłębiej położonej na głębokości 89,5 mm, przekroczyło wartość progową 0,4%.

RELIABILITY ANALYSIS OF THE SUPPORTING STRUCTURE SUBJECTED TO THE ACTION FORCED VIBRATIONS

Abstract

The study concerns the forced vibrations analysis of supporting structure in terms of probabilism. Structural design parameters are defined as the deterministic values and random variables. Random variables are not correlated. The criterion for structural failure is expressed as the limit of functions referring to the ultimate and serviceability limit state. The condition takes into account the material fatigue. The Hasofer-Lind reliability index and the probability of failure was determined. In calculations of reliability methods were used: FORM, SORM, Monte Carlo and Importance Sampling methods. The STAND program is used to present the examples of reliability analysis.

Keywords: random variables, forced vibrations, the reliability index, FORM method

1. Introduction

Many engineering structures subjected to the action of time-varying loads, which can cause vibration of the structure. The actual load and design parameters – and thus caused by them vibration – are often irregular, accidental, in other words – random. It must therefore be examined in terms of the probabilistic using the mathematical apparatus in the field of probability theory [1].

The probabilistic methods allow quantitative assessment of structure reliability. Such formulation makes it possible to explicitly account for randomness in the design process. As a result, it is possible to construct a mathematical model which allows estimation of the probability of a certain structure performance.

Due to the manner of computing the failure probability, the methods can be classified as [2]:

- approximation: FORM, SORM, Response Surface Method,
- simulation: classical Monte Carlo method, Importance Sampling, Artificial Neural Networks.

In the present work, simulation methods were used only to verify the correctness of the calculations. The basic method used in the study was FORM, which is one of approximation methods. As reliability measure, assumed the so-called the Hasofer-Lind reliability index [3].

2. Aim of the study

The study concerns the probabilistic forced vibrations analysis of supporting structure consisting of two I-shaped steel girders under the technical device. Structural design parameters are defined as the deterministic values and random variables. Random variables are not correlated. The criterion for structural failure is expressed as the condition of the non-exceeding the allowable stresses for steel and allowable vibration amplitudes. The condition takes into account the material fatigue. The Hasofer-Lind reliability index was determined by reliability analysis methods i.e.: FORM, SORM, Monte Carlo and Importance Sampling methods. In the examples presented below, the STAND software was employed for the reliability analysis [4, 5].

3. Probabilistic analysis of supporting structure subjected to the action forced vibrations

Reliability analysis were subjected supporting structure for technical device characterized by mass unbalance torque 2 kgm and working with a technical frequency of 220 RPM. The structure is supported beam composed of two I-shaped steel girders (Fig. 1). The allowable steel stressess is 150 MPa, and the fatigue coefficient $\zeta = 3$, and attenuation coefficient $\gamma = 0.02$. The dead weight of the supporting structure is omitted [6].

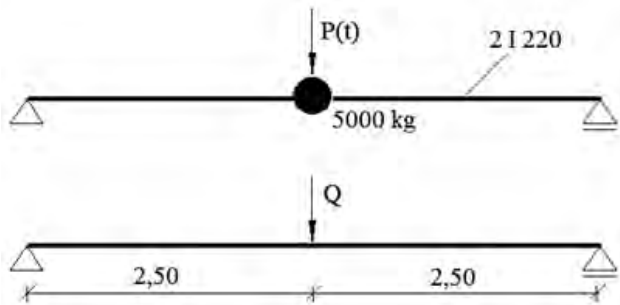


Fig. 1. Computational schematic of supporting structure for a technical device

In the reliability analysis the following random variables were used: the device weight „M”, the beam span „L”, elastic modulus „E”, the moment of inertia of girders „J” and the section modulus of girders „W”. The random variables are not correlated. Description of random variables is presented in Table 1.

Table 1. Description of the random variables.

Random variable	Probability density function	Mean value	Standard deviation	Coefficient of variation
Device weight „M”	normalny	5000 kg	50 kg	1%
Beam span „L”	normalny	5 m	0.05 m	1%
Elastic modulus „E”	normalny	$206 \cdot 10^6$ kN/m ²	$103 \cdot 10^5$ kN/m ²	5%
Moment of inertia of girders „J”	normalny	$6120 \cdot 10^{-8}$ m ⁴	$3060 \cdot 10^{-9}$ m ⁴	5%
Section modulus of girders „W”	normalny	$556 \cdot 10^{-6}$ m ³	$278 \cdot 10^{-7}$ m ³	5%

The function describing the ultimate limit state is defined as:

$$G_1(\mathbf{X}) = 1 - (M_g/W)/\sigma_{dop} \quad (1)$$

Where: $\mathbf{X}$ – the vector of random variables;

$\mathbf{X} = \{M, L, E, J, W\}$, M_g – the bending moment having regard the dynamic influences,

W – the section modulus of girders, σ_{dop} – the allowable steel stressess.

The function relating to serviceability limit state is defined as the condition of the non-exceeding not allowable vibrations amplitude of supporting structure:

$$G_2(\mathbf{X}) = 1 - amq/A_{dop} \quad (2)$$

Where: amq – the vibrations amplitude of supporting structure, A_{dop} – the allowable forced vibrations amplitude of supporting structure according to [7]; $A_{dop} = 550 \mu m$.

In the example successive introduction of random variables affect the value of the Hasofer-Lind reliability index and therefore the probability of failure were analyzed. The reliability index values were determined using the FORM method and for the sake of comparison, with other methods, i.e. SORM, Monte Carlo and Importance Sampling. The results are shown in Tables 2 and 3. The relative error of the Hasofer-Lind reliability index is estimated, assuming that the reference system is the Monte Carlo method (Tab. 4 and 5).

Table 2. Effect of the computational model description on the reliability index value and probability of failure for the ultimate limit state

Computational model description	Method of reliability analysis							
	FORM		SORM		Monte Carlo		Importance Sampling	
	β	p_f	β	p_f	β	p_f	β	p_f
3 random variables (M + L + E)	3.196	$6.97 \cdot 10^{-4}$	3.195	$6.99 \cdot 10^{-4}$	3.155	$8 \cdot 10^{-4}$	3.156	$7.98 \cdot 10^{-4}$
4 random variables (M + L + W + J)	4.260	$1.02 \cdot 10^{-5}$	4.260	$1.02 \cdot 10^{-5}$	4.305	$9.8 \cdot 10^{-6}$	4.287	$9.05 \cdot 10^{-6}$
5 random variables (M + L + W + J + E)	2.796	$2.59 \cdot 10^{-3}$	2.783	$2.69 \cdot 10^{-3}$	2.636	$4.20 \cdot 10^{-3}$	2.620	$4.40 \cdot 10^{-3}$

Table 3. Effect of the computational model description on the reliability index value and probability of failure for the serviceability limit state

Computational model description	Method of reliability analysis							
	FORM		SORM		Monte Carlo		Importance Sampling	
	β	p_f	β	p_f	B	p_f	β	p_f
3 random variables (M + L + E)	4.203	$1.32 \cdot 10^{-5}$	4.203	$1.32 \cdot 10^{-5}$	4.291	$9.05 \cdot 10^{-6}$	4.198	$1.34 \cdot 10^{-5}$
3 random variables (M + L + J)	5.970	$1.16 \cdot 10^{-9}$	5.973	$1.16 \cdot 10^{-9}$	6.022	$9.99 \cdot 10^{-10}$	5.998	$9.92 \cdot 10^{-10}$
4 random variables (M + L + J + E)	3.287	$5.06 \cdot 10^{-4}$	3.282	$5.16 \cdot 10^{-4}$	3.291	$5.00 \cdot 10^{-4}$	3.275	$5.28 \cdot 10^{-4}$

Table 4. The relative error of determining the reliability index in relation to Monte Carlo method for the ultimate limit state

Computational model description	FORM	SORM	Importance Sampling
3 random variables (M + L + E)	1.3%	1.3%	0%
4 random variables (M + L + W + J)	1.1%	1.1%	0.4%
5 random variables (M + L + W + J + E)	5.7%	5.3%	0.6%

Table 5. The relative error of determining the reliability index in relation to Monte Carlo method for the serviceability limit state

Computational model description	FORM	SORM	Importance Sampling
3 random variables (M + L + E)	2.1%	2.1%	2.2%
3 random variables (M + L + J)	0.9%	0.8%	0.4%
4 random variables (M + L + J + E)	0.1%	0.3%	0.5%

The reliability analysis performed with the STAND software also provides information on the number of calls of the limit function, and thus on the time necessary to estimate the reliability index (Tab. 6 and 7).

Table 6. The analysis of the numerical efficiency of FORM method in relation to other methods for the ultimate limit state

Computational model description	FORM	SORM	Monte Carlo	Importance Sampling
3 random variables (M + L + E)	50	62	10000	550
4 random variables (M + L + W + J)	44	56	10000	450
5 random variables (M + L + W + J + E)	68	98	10000	568

Table 7. The analysis of the numerical efficiency of FORM method in relation to other methods for the serviceability limit state.

Computational model description	FORM	SORM	Monte Carlo	Importance Sampling
3 random variables (M + L + E)	29	41	10000	529
3 random variables (M + L + J)	33	39	10000	1033
4 random variables (M + L + J + E)	33	53	10000	533

4. Conclusions

One of the aims of the study was to find out whether a simple tool, which the FORM method is, could be employed to perform the structure reliability analysis. For the sake of comparison, other methods, i.e. SORM, Monte Carlo, Importance Sampling, were also taken into consideration. The relative error in the reliability index was estimated for individual methods at the assumption that the Monte Carlo served as the reference method. Analyzing the results, we can see that this error is 5.7% for the ultimate limit state and 2.2% for the serviceability limit state, so we can say that the FORM method is good enough. The timescale of computations, which is related to number of calls of the limit function, should also be taken into account. As regards the results (Tab. 6 and 7) we may infer that the Monte Carlo method cannot be applied to large reliability problems. That is related to substantial, in comparison with the FORM method, amount of time necessary to perform computations.

That indicates the FORM method allows obtaining a quick response, which makes it possible to use the method in engineering practice as one of the modules of computational software that support structure design.

References

- [1] Śniady P.: *Podstawy stochastycznej dynamiki konstrukcji*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2000.
- [2] Radoń U.: *Zastosowanie metody FORM w analizie niezawodności konstrukcji kratowych podatnych na przeskok*. Monografie, Studia, Rozprawy. M27, Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce 2012.
- [3] Hasofer A.M., Lind N.C.: *Exact and invariant second moment code format*. Journal of the Engineering Mechanics Division. ASCE, Vol. 100, (1974), pp. 111–121.
- [4] Knabel J., Kolanek K., Nguyen Hoang V., Stocki R., Tazowski P.: *Structural reliability analysis using object oriented environment STAND*. in proc. of the 36th Solid Mechanics Conference, 9-12 September 2008, Gdansk, Poland.
- [5] Stocki R., Kolanek K., Knabel J., Tazowski P.: *FE based structural reliability analysis using STAND environment*. Computer Assisted Mechanics and Engineering Sciences. Vol. 16, (2009), pp. 35-58.
- [6] Rakowski G.: *Mechanika budowli z elementami ujęcia komputerowego*. Wydawnictwo Arkady, Warszawa 1984.
- [7] PN-B-03040:1980 *Fundamenty i konstrukcje wsporcze pod maszyny – Obliczenia i projektowanie*.

Agnieszka Dudzik
Urszula Radoń

Analiza niezawodności konstrukcji wsporczej poddanej działaniu drgań wymuszonych

1. Wstęp

Wiele konstrukcji inżynierskich poddanych jest działaniu obciążeń zmiennych w czasie, które mogą wywoływać drgania konstrukcji. Rzeczywiste obciążenia oraz parametry konstrukcyjne – a stąd wywołane przez nie drgania – często mają charakter nieregularny, przypadkowy, a mówiąc inaczej – losowy. Należy zatem rozpatrywać drgania w kategoriach probabilistycznych posługując się aparatem matematycznym z zakresu rachunku prawdopodobieństwa [1].

Metody probabilistyczne pozwalają na ilościową ocenę niezawodności konstrukcji. Takie sformułowanie pozwala na jawne uwzględnienie losowości w procesie projektowania. W rezultacie, możliwa jest budowa modelu matematycznego, który pozwala oszacować, jakie jest prawdopodobieństwo określonego zachowania konstrukcji.

Ze względu na sposób obliczenia prawdopodobieństwa awarii metody te dzielimy na [2]:

- aproksymacyjne: FORM, SORM, metoda powierzchni odpowiedzi,
- symulacyjne: klasyczna metoda Monte Carlo, Importance Sampling, Sztuczne Sieci Neuronowe.

W prezentowanej pracy metody symulacyjne były stosowane jedynie do weryfikacji poprawności obliczeń. Podstawową metodą badawczą była jedna z metod aproksymacyjnych FORM. Jako miarę niezawodności, przyjęto tzw. wskaźnik niezawodności Hasofer-Linda [3].

2. Cel pracy

Celem niniejszej pracy jest analiza probabilistyczna drgań wymuszonych konstrukcji wsporczej złożonej z dwóch stalowych dźwigarów dwuteowych pod urządzenie techniczne. Parametry projektowe konstrukcji zdefiniowano jako wielkości deterministyczne oraz zmienne losowe. Zmienne losowe nie są skorelowane. Funkcję graniczną zdefiniowano jako warunek nieprzekroczenia dopuszczalnego naprężenia dla stali oraz nieprzekroczenia dopuszczalnej amplitudy drgań. Warunek wytrzymałościowy uwzględ-

nia zmęczenie materiału. Wyznaczono wskaźnik niezawodności Hasofer-Linda posługując się metodami analizy niezawodności, tj.: FORM, SORM, Monte Carlo oraz Importance Sampling. W przedstawionym przykładzie w analizie probabilistycznej posłużono się programem niezawodnościowym STAND [4, 5].

3. Analiza probabilistyczna konstrukcji wsporczej poddanej działaniu drgań wymuszonych

Analizie niezawodności poddano konstrukcję wsporczą pod urządzenie techniczne charakteryzujące się masowym momentem niewyważenia 2 kgm oraz pracujące z częstością techniczną 220 c/min. Konstrukcję stanowi belka swobodnie podparta złożona z dwóch stalowych dźwigarów dwuteowych (rys. 1.). Naprężenia dopuszczalne dla stali wynoszą 150 MPa, zaś współczynnik zmęceniowy $\zeta = 3$ oraz współczynnik tłumienia $\gamma = 0,02$. Masę własną konstrukcji wsporczej pominięto [6].

W analizie niezawodności posłużono się następującymi zmiennymi losowymi: masa urządzenia „M”, rozpiętość belki „L”, moduł sprężystości „E”, moment bezwładności dźwigarów „J” oraz wskaźnik wytrzymałości dźwigarów „W”. Zmienne losowe nie są skorelowane. W tabeli 1 przedstawiono opis zmiennych losowych.

Funkcję graniczną opisującą stan graniczny nośności zdefiniowano wzorem (1), gdzie: X – wektor zmiennych losowych, $X = \{M, L, E, J, W\}$, M_g – moment zginający z uwzględnieniem wpływów dynamicznych, W – wskaźnik wytrzymałości dźwigarów, σ_{dop} – naprężenia dopuszczalne dla stali.

Funkcję graniczną odnoszącą się do stanu granicznego użytkowności zdefiniowano jako warunek nieprzekroczenia dopuszczalnej amplitudy drgań konstrukcji wsporczej wyrażonej wzorem (2), gdzie: a_m – amplituda drgań konstrukcji wsporczej, A_{dop} – dopuszczalna amplituda drgań wymuszonych dla konstrukcji wsporczej wg [7]; $A_{dop} = 550 \mu m$.

W przykładzie skupiono się na przeanalizowaniu w jaki sposób wprowadzanie kolejnych zmiennych

losowych wpływa na wartość wskaźnika niezawodności Hasofer-Linda, a tym samym prawdopodobieństwo awarii. Wartość wskaźnika niezawodności wyznaczono korzystając z metody FORM oraz, dla porównania SORM, Monte Carlo i Importance Sampling. Wyniki zestawiono w tabelach 2 i 3. Oszacowano błąd względny wyznaczenia wskaźnika niezawodności Hasofer-Linda przy założeniu, że układem odniesienia jest metoda Monte Carlo (tab. 4 i 5).

W wyniku przeprowadzonej analizy niezawodnościowej w programie STAND uzyskujemy również informację dotyczącą liczby wywołań funkcji granicznej, a co z tym związane czasu niezbędnego do oszacowania wskaźnika niezawodności (tab. 6 i 7).

4. Wnioski

Jednym z celów pracy było sprawdzenie, czy proste narzędzie, jakim jest metoda FORM, jest wystarczające do przeprowadzenia analizy niezawodności konstrukcji. Dla porównania w pracy przedstawione zostały inne stosowane metody niezawodności, tj. SORM, Monte Carlo, Importance Sampling. Oszacowano błąd względny wskaźnika niezawodności dla poszczególnych metod przy założeniu, że układem odniesienia jest metoda Monte Carlo. Analizując wyniki możemy zauważyć, że błąd wynosi maksymalnie 5,7% dla stanu granicznego nośności oraz maksymalnie 2,2% dla stanu granicznego użyteczności. Można więc uznać, że metoda FORM jest dostatecznie dokładna. Nie bez znaczenia jest również czas obliczeń, który uwarunkowany jest liczbą wywołań funkcji granicznej. Odnosząc się do uzyskanych rezultatów (tab. 6 i 7) możemy wnioskować, że metoda Monte Carlo nie nadaje się do zastosowania w dużych zadaniach niezawodnościowych. Związane jest to jak widać ze znacznym, w porównaniu z metodą FORM, czasem obliczeń. Wnioskować więc możemy, że metoda FORM pozwala uzyskać szybką odpowiedź, co umożliwia jej zastosowanie w praktyce inżynierskiej, jako jeden z modułów obliczeniowych programów wspomagających projektowanie konstrukcji.

JERZY WAWRZĘNCZYK¹
MACIEJ LECH²

Kielce University of Technology

¹ e-mail: zmsjw@tu.kielce.pl

² e-mail: maciej@tu.kielce.pl

ESTIMATION, BASED ON THE MATURITY FUNCTION, OF THE STRENGTH OF EARLY AGE CONCRETE CURED AT ELEVATED TEMPERATURE

Abstract

In mass production of concrete precast units, it is important to optimise technology which would ensure high early age compressive strength of concrete, and also follow the principles of sustainable manufacturing and reduce costs.

The paper presents the analysis of results obtained for three series of concretes made from CEM I42.5R cement, at the water-cement ratios of 0.34, 0.38, and 0.42, cured at different temperatures, namely 20, 40 and 60°C, where heating was performed in 16-hour cycle.

The analysis aimed at determining functional properties which allow the estimation of concrete compressive strength depending on the temperature history. The Carino-Lew function was adopted to determine the relation between the curing time and temperature and the equivalent curing time t_e . The determined values of cement thermal sensitivity factor ranged $0.023 \div 0.040$, which was related to the w/c ratio and the strength level. An exponential function was developed to express concrete compressive strength dependence on the equivalent curing time t_e . In the authors' opinion, the function can contribute to the optimisation of the production process of concrete precast units by means of designing the temperature profile, depending on the concrete mix formulation and the assumed level of concrete structural strength.

Keywords: precast concrete, thermal curing, maturity function, compressive strength

1. Introduction

Production of quality concrete elements with the use of sustainable methods and, at the same time, maintaining a high level of productivity and minimizing costs poses a strong challenge to precast unit manufacturers. In prefabrication, one of the major goals is to increase the energy efficiency of the prefabrication plant by minimising or eliminating thermal curing of early age concrete products. Thermal curing generates costs resulting from energy consumption, which in turn is related to harmful CO₂ emissions into the atmosphere, and also negatively affects the durability of concrete elements. Both issues, which are of key importance for efficient and sustainable concrete production, need to be further optimised.

The core of the solution to the problem involves the design of the optimal concrete mix formulation that would ensure a quick increment in early age strength without the necessity of using steam curing (or at least limiting the thermal treatment). A significant reduction in manufacturing costs and increase in productivity can be achieved by shortening the production cycle of precast units.

For decades, various methods have been used to accelerate an increment in early age concrete strength. Those can be classified as follows:

- mechanical → pressing, vibration,
- chemical → admixtures, plasticizers, hardening accelerating admixtures,
- thermal → curing at elevated temperatures.

Most frequently, concrete thermal treatment has been used. In thermal treatment, elevated curing

temperatures affect the cement hydration process in two ways:

- the reaction rate increases with an increase in temperature,
- the hydration products formed on the surfaces of cement grains hinder water penetration into such a coating, which slows down the hydration rate and lowers the hydration degree.

In the guidelines on thermal treatment, presently in force, it is assumed that the maximum temperatures used should be considerably lowered, which may produce a positive effect on the quality of the products [1]. The recommended level of the maximum temperature of 60-75°C for a majority of products (the temperature values differ much from those applied in the 1970s) should not be exceeded. Additionally, a certain increase in temperature resulting from the cement hydration heat needs to be taken into account.

A key issue is to modify the existing manufacturing technologies for precast units in such a manner as to completely eliminate the risk of the occurrence of changes in volume and stresses which cause the formation of defects, including hairline cracks. Goszczyńska et al. [2] indicate that in the production of precast bridge beams, defects in the structure, namely hairline cracks, are formed. Those may partly originate in non-homogeneity of the parameters of the concrete mix and/or non-uniform heating of the precast units. Although not posing any threat to the bearing capacity, that makes it necessary to perform additional injections, discourages buyers and is damaging to the reputation of the manufacturing company.

Since the 1950s, attempts have been made to describe the dependence of strength on curing temperature and duration. The most important functional dependencies are presented in Table 1. The maturity method is one of the basic tools used for predicting the development the compressive strength of concrete. The method involves the determination of the equivalent curing time t_e on the basis of measurements of temperature in the concrete and the concrete curing time. The concept of concrete maturity is related to the Arrhenius function expressed as follows:

$$t_e = \sum \left[\exp \left[-\frac{E_a}{RT} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_o} \right) \right] \right] \cdot \Delta t \quad (1)$$

where: E_a – activation energy, R- gas constant (8.314 J/(mol·K)), T , T_o – absolute temperature of concrete and reference temperature, K (273 + °C), Δt – time step.

Table 1. The most important function types used to describe relations between strength, curing temperature and duration

Author	Function type	Strength-age function
Plowman [3]	Logarithmic	$S = a + b \log(M)$
ASTM C1074 [4]	Linear hyperbolic	$S = S_u \frac{k \cdot t'}{1 + k \cdot t'}$
Knudsen [5]	Parabolic hyperbolic	$S = S_u \frac{\sqrt{k \cdot t'}}{1 + \sqrt{k \cdot t'}}$
Hansen, Pedersen [6]	Exponential	$S = S_u \cdot e^{-\left(\frac{\tau}{t'}\right)^u}$
CEB-FIB [7]	Exponential	$S = S_7 \cdot e^{\left[A \left(1 - \left(\frac{7}{t'} \right)^B \right) \right]}$
M = $\Sigma(T-10)$ – maturity (Nurse-Saul function), t' – time after setting, k – rate constant, 1/day, S_u – ultimate strength, S_7 – strength at 7 days age		

The dependence presented above was used for decades to assess the strength of plain concrete structures (usually in the temperature range of 5 – 40°C) due to the simplicity of the formula and a relatively good correlation between concrete strength and cement hydration. In practice, once the value of E_a is assumed, the dependence $f_c - t_e$ is determined on the basis of the examination of specimens cured only at the reference temperature T_o equal to, e.g. 20°C.

The procedure of determining E_a for a given cement with respect to a specific concrete composition (w/c ratio) is described in the ASTM C1074 standard [4], and the example of determination is presented in study [8]. The maturity function contains only one variable, namely E_a , which is termed the activation energy (more properly, it should be called the index of cement hydraulic activity [8]). As cement is considered to be a mixture of different chemical compounds rather than pure homogeneous material, the index E_a can be only treated as relative activation energy. On the basis of numerous analyses of theoretical investigations and experimental data, various, often divergent, conclusions are produced on what values of the index E_a should be selected. The value of E_a depends not only on the type of cement, additives, and chemical admixtures, but also on w/c ratio (traditional concretes and high performance concrete HPC).

Although it has been long debated whether E_a is a parameter that adequately describes the maturity of the

hydrating cement, the formula for the determination of equivalent time has been, and still is, widely used both in the construction practice and in modelling physico-mechanical properties of different concretes.

Another, slightly simplified, approach to the determination of the dependence $t_e = f(T, t)$ was presented by Carino and Lew [9]:

$$t_e = \sum_0^t e^{B(T_i - T_0)} \Delta t \quad (2)$$

where: B – cement thermal sensitivity factor, $1/^\circ\text{C}$, T – mean concrete temperature in the time interval Δt , $^\circ\text{C}$, T_0 – reference temperature, $^\circ\text{C}$.

Instead of the over-theorized index of E_a , which might not always adequately represent the dependence $f_c - t_e$, the authors propose a simpler approach, where B is the regression coefficient responsible for the best fit of the measurement results to those determined with the function. Both equations produce similar results of computations of the equivalent time t_e .

The issue of the effect of elevated temperature on the strength properties of concrete is relevant for both concrete precast units subjected to thermal treatment, and also massive concretes which become considerably self-heated.

The paper presents an attempt at expressing the compressive strength of concrete as a function of curing time and temperature.

2. Experimental

Three series of concretes having w/c ratios = 0.34, 0.38 and 0.42 were used in the tests. Concretes were made using CEM I 42.5R cement, natural sand 0-2 mm, basaltic coarse aggregate fraction 4-8 mm and 8-16 mm, and HWRA chemical admixture.

The notation for concrete series, depending on w/c ratio and concrete curing temperature $T_{\max}$, are presented in Table 2.

Table 2. Experimental plan

Concrete series	Water-cement ratio w/c	Temperature $T_{\max}$, $^\circ\text{C}$		
		20	40	60
A	0.34	A20	A40	A60
B	0.38	B20	B40	B60
C	0.42	C20	C40	C60

For each concrete series, a large batch was made, from which 45 cubic specimens with a side length of 10 cm were formed. The specimens in the moulds were placed in three chambers and subjected to different heat

and steam curing cycles. The diagram of the assumed pattern of changes in temperature is shown in Figure 1.

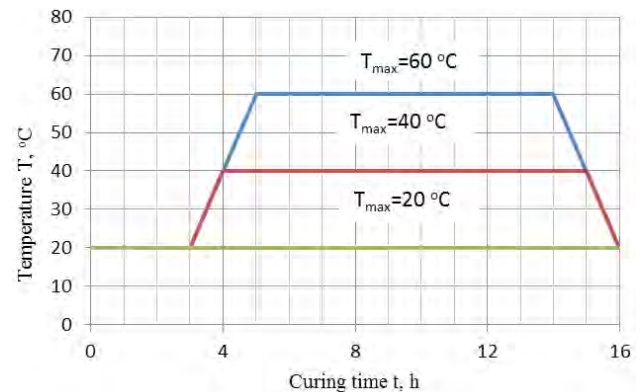


Fig. 1. The duration of the heat curing cycle was 16 hours, additionally, all specimens were cured under air-dry conditions for up to 28 days

3. Experimental results

3.1. Equivalent time t_e

For each series of concretes, the results of measurements of actual temperature in the specimens were recorded. Exemplary profile of temperature changes in the specimens made from concrete B (w/c = 0.38) are presented in Figure 2.

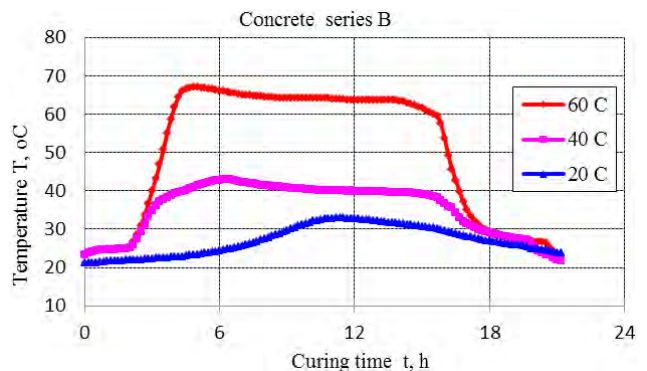


Fig. 2. Results of measurements of the actual temperature in series B concretes cured at different temperatures

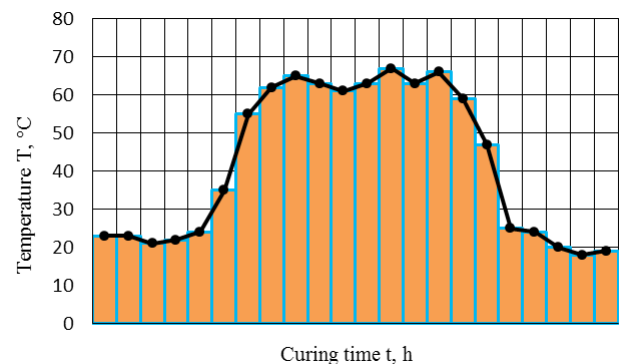


Fig. 3. Schematic of temperature-time factor computed according to Equation (2)

The equivalent curing time was computed taking into account the temperature history. The appropriately modified Carino function was used (2):

$$t_e = \sum_0^t e^{B(T_i - T_0)} \Delta t = \frac{\Delta t}{24D} \left(\sum_0^t e^{B \cdot T_i} \right) \quad (3)$$

where the expression / constant amounts to $D = e^{B \cdot T_0}$.

In this form, the function facilitates calculations when Excel spreadsheet is used.

The impact of the factor B on the value of temperature conversion factor $F_t = e[B(T_i - T_0)]$ is shown in Figure 4. As shown in the plot, the values of the factor B are located in the range 0.02-0.05.

The basis for the determination of the equivalent curing time of concrete was provided by temperature measurements. Those were taken using thermocouples located in the samples, in each of the steaming chambers one sensor was used. Temperatures were recorded at 10-min intervals.

The values of factor B for A, B and C series concretes were determined using VBA macros constructed in the spreadsheet, which is presented, in a more detailed manner, in Section 4.

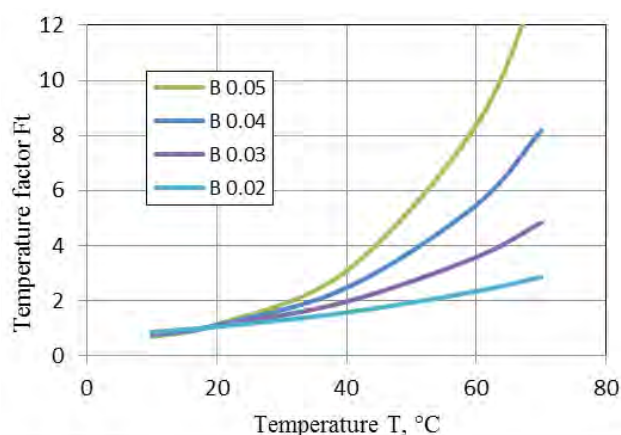


Fig. 4. The influence of concrete temperature and factor B on temperature conversion factor

3.2. The strength of concrete cured at different temperatures

The compressive strength of concrete was determined after 16 hours, 1, 3, 7, 14 and 28 days of curing. The results of concrete strength determination are presented in Figures 5÷7 (for concrete C60, it was impossible to carry out the steam curing cycle because of the failure of the chamber heating system).

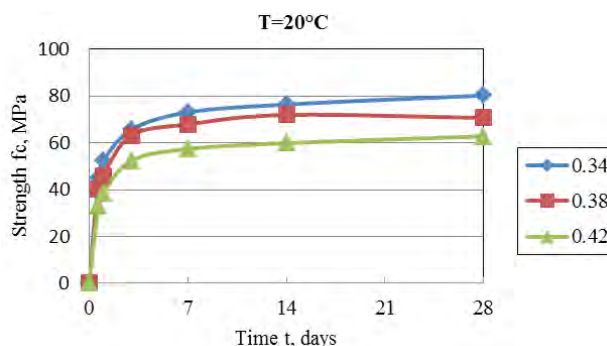


Fig. 5. Strength evolution of concretes cured at temperature $T = 20^\circ\text{C}$

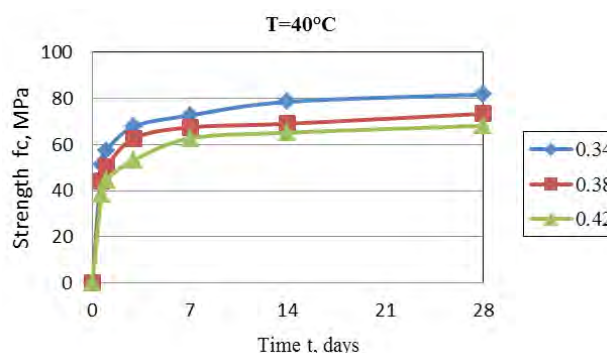


Fig. 6. Strength evolution of concretes cured at temperature $T = 40^\circ\text{C}$

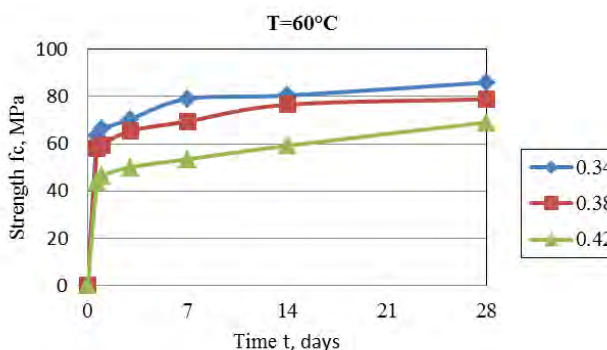


Fig. 7. Strength evolution of concretes cured at temperature $T = 60^\circ\text{C}$

4. Analysis of experimental results

The analysis of experimental results was intended to determine factors B, a and b, which would make it possible to compute the equivalent curing time, followed by the estimation of the compressive strength depending on time and temperature history for concrete subjected to thermal treatment.

The computations were performed using Excel spreadsheet. For each concrete series, namely A, B and C, separate spreadsheets were created, in which the results of temperature measurements were

compiled. The equivalent curing time was calculated in accordance with Equation (2) using appropriately constructed VBA macros. Having assumed, at the beginning, the values of the factor B, the equivalent curing time corresponding to 16 hours, 1,3 and 7 days of curing at the temperature of 20°C was computed. The comparison of the computed equivalent times with the curing times at the temperature of 20°C are presented in Figure 8.

A successive spreadsheet shows the results arranged separately for each concrete series (having a specific w/c ratio), those refer to computed equivalent curing times and compressive strengths. The dependence holding between strength and time was assumed to be expressed by the following function:

$$f_{cm} = a + b/\sqrt{t_e} \quad (4)$$

The trial and error method was employed to select the values of factors B, separately for each concrete series, in such a manner, so that in the figure, the plots of the function were positioned as close as possible. The determined values of factors B are shown in Table 3. The analysis indicates the value of B is not constant, and it depends on the w/c ratio (concrete strength level).

Table 3. Values of factor B

Concrete series	w/c ratio	factor B
A	0.34	0.040
B	0.38	0.030
C	0.42	0.023

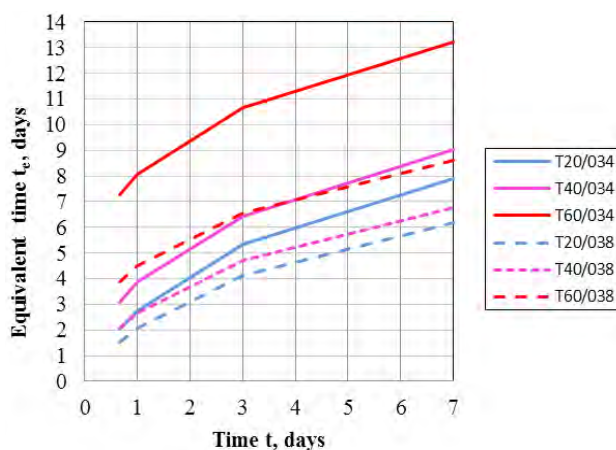


Fig. 8. Equivalent curing times and compressive strength

Figure 9 shows the dependence of strength f_{cm} on the curing time t_e , expressed by the function:

$$\ln(f_{cm}) = a + b/\sqrt{t_e} \quad (5)$$

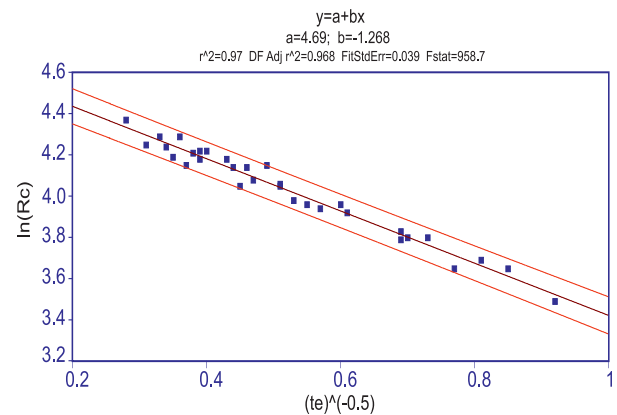


Fig. 9. Dependence of strength f_{cm} on the curing time t_e , expressed by the function.

In the plot, the following are marked: measurement results, the lines indicating 90% confidence interval, and the determined regression coefficients ($a = 4.69$ and $b = -1.268$). On the basis of the above, it can be stated that the result scatter is not too large with respect to the determined regression function. In Figure 10, the function described above is shown in the exponential form, also the strength values obtained in the experiment are given.

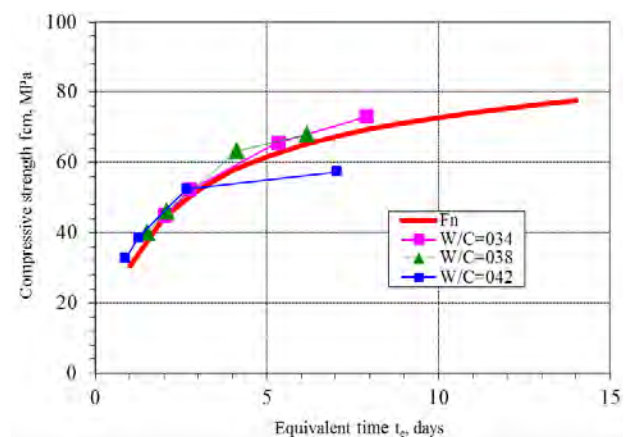


Fig. 10. The exponential function and strength of the results obtained in the experiment

The function makes it possible to estimate the compressive strength of concrete depending on the equivalent curing time t_e , determined from the measurements of the actual temperature of concrete cured under different thermal conditions.

The dependence can be employed, among others, for the optimization of the steam curing process,

when designing the profile of temperature changes and assuming a certain level of concrete compressive strength that is to be achieved at the end of the manufacturing process.

References

- [1] Włodarczyk M.: *Projektowanie energooszczędnych procesów obróbki cieplnej betonu (Design of energy saving processes for thermal treatment of concrete)*. Proc of XVI Conf. JADWISIN'98, Serock 1998, pp. 125-132 (in polish).
- [2] Goszczyńska B., Świt G., Trąpczyński W., Krampikowska A.: *Application of the acoustic emission (AE) method to bridge testing and diagnostics comparison of procedures*. IEEE Xplore - IEEE Proceedings, 2012, pp. 1-10.
- [3] Plowman J.M.: *Maturity and the strength of concrete*. Magazine of Concrete Research, Vol. 8, (22) (1956), March, pp. 13-22.
- [4] ASTM C 1074-04, Standard practice for estimating concrete strength by the maturity method. ASTM Standards Vol. 04.02, ASTM, West Conshohocken, PA.
- [5] Knudsen T.: *The dispersion model for hydration of Portland cement: I. General concepts*. Cement and Concrete Research, Vol. 14 (1984), pp. 622-630.
- [6] Hansen F.P., Pedersen J.: *Maturity computer for controlled curing and hardening of concrete*. Nordisk Betong, 1 (1977), pp. 19-34.
- [7] CEN-FIB Model Code 1990.
- [8] Wawrzeniuk J., Kotwa A.: *The possibility of estimation of concrete compressive strength based on the maturity function*. CWB, 2013, pp. 145-149.
- [9] Tank R.C., Carino N.J.: *Rate constant functions for strength development of concrete*. ACI Journal, Vol. 88 (1) (1991), Jan-Feb, pp. 74-83.

Acknowledgement

The results presented in the publication were obtained during research funded within the framework of the project „RIS Perspectives Świętokrzyskie - IV stage of” No: WND - POKL.08.02.02 - 26 - 001/12 - Human Capital Operational Programme, Priority VIII, Measure 8.2 Transfer of knowledge, Sub-measure 8.2.2 Regional Innovation Strategies.

Jerzy Wawrzeniuk
Maciej Lech

Szacowanie wczesnej wytrzymałości betonu dojrzewającego w podwyższonej temperaturze na podstawie funkcji dojrzłości

1. Wprowadzenie

Dużym wyzwaniem dla producentów prefabrykatów jest możliwość produkcji wysokiej jakości elementów betonowych za pomocą zrównoważonych metod przy zachowaniu wysokiej produktywności i minimalizacji kosztów. Jednym z głównych celów w prefabrykacji jest zwiększenie wydajności energetycznej zakładów prefabrykacji poprzez zminimalizowanie lub wyeliminowanie pielęgnacji cieplnej świeżych wyrobów betonowych. Ma ona bowiem nie tylko negatywny wpływ na koszty zużycia energii, które wiąże się jednocześnie z niekorzystną emisją CO₂ do atmosfery, lecz również na trwałość betonowych elementów. Obydwie kwestie odgrywają ważną rolę w wydajnej, zrównoważonej produkcji betonu i wymagają dalszej optymalizacji.

Istota rozwiązania takiego problemu polega na opracowaniu zoptymalizowanego składu betonu pozwalającego na szybki przyrost wczesnej wytrzymałości bez konieczności stosowania naparzania (lub przynajmniej ograniczając termoobróbkę). Znaczna optymalizacja kosztów wytwarzania oraz wzrost produktywności wykonawców elementów prefabrykowanych możliwe są poprzez skrócenie cyklu produkcji prefabrykatów.

Od dziesiątków lat przyspieszenie przyrostu wczesnej wytrzymałości betonu uzyskiwane jest poprzez zastosowanie różnych metod:

- mechanicznych → prasowanie, wibrowanie,
- chemicznych → dodatki, domieszki plastyfikujące, przyspieszające twardnienie,

– termicznych → dojrzewanie w podwyższonych temperaturach.

Najczęściej stosowana była obróbka cieplna, w której podniesienie temperatury dojrzewania wpływa na kinetykę procesów hydratacji cementu dwójako:

- szybkość reakcji wzrasta wraz ze wzrostem temperatury,
- produkty hydratacji powstające na powierzchni ziaren cementu utrudniają penetrację wody poprzez taką powłokę, co spowalnia dalsze tempo hydratacji oraz obniża stopień hydratacji.

Obecnie obowiązujące zalecenia dotyczące realizacji procesu obróbki cieplnej zakładają znaczne obniżenie stosowanych temperatur maksymalnych, co może korzystnie wpłynąć na jakość wyrobów [1]. Zalecany poziom temperatury maksymalnej 60-75°C dla większości wyrobów (znacznie odbiegają od wartości zalecanych w latach 70.) nie powinien być przekraczany, biorąc pod uwagę pewien wzrost temperatury w wyniku wydzielanego ciepła hydratacji cementu.

Kluczową kwestią jest tu zmodyfikowanie istniejących technologii wytwarzania elementów prefabrykowanych, które całkowicie wyeliminowałyby ryzyko wystąpienia zmian objętościowych i naprężeń powodujących powstawanie defektów w postaci rys. Goszczyńska i inni [2] stwierdzili, że w procesie produkcji prefabrykowanych belek mostowych powstają defekty struktury w postaci rys. Częściowo mogą one wynikać z niejednorodności parametrów mieszanki betonowej oraz/lub nierównomiernego nagrzewu prefabrykatów. Występowanie takich defektów, chociaż nie zagraża nośności prefabrykatów, budzi zastrzeżenia kupujących, wymaga dodatkowych iniekcji, a ponadto podważa wizerunek producenta na rynku.

Od lat 50-tych podejmowano próby opisu zależności wytrzymałości od temperatury i czasu dojrzewania. Najważniejsze zależności funkcyjne przedstawiono w tabeli 1. Jedną z podstawowych metod stosowanych do prognozowania rozwoju wytrzymałości betonu na ściskanie jest metoda „dojrzałości” polegająca na wyznaczeniu ekwiwalentnego czasu dojrzewania t_e na podstawie pomiarów temperatury w betonie i czasu jego dojrzewania [3]. Koncepcja dojrzałości betonu nawiązuje do funkcji Arrheniusa przedstawionej w postaci wzoru (1).

Zależność tę stosowano przez dekady do oceny wytrzymałości konstrukcji z betonu zwykłego (zazwyczaj w temperaturach w zakresie 5 – 40°C) ze względu na jej prostotę oraz stosunkowo dobrą ko-

relację wytrzymałości betonu z hydratacją cementu. W praktyce, po przyjęciu wartości E_a , zależność f_c-t_e jest określona na podstawie badania próbek dojrzewających tylko w temperaturze odniesienia T_0 równej np. 20°C.

Procedura wyznaczania E_a dla danego cementu w odniesieniu do określonego składu betonu (stosunek w/c) opisana jest w normie ASTM C1074 [4], a przykład wyznaczania przedstawiono w pracy [8]. Funkcja dojrzałości zawiera tylko jedną zmienną E_a , nazywaną energią aktywacji (poprawniej należałoby nazywać współczynnikiem aktywności hydraulicznej cementu [8]). Ponieważ cement należy traktować jako mieszaninę różnych związków chemicznych, a nie jako czysty jednorodny materiał, to współczynnik E_a może być tylko traktowany jako względna energia aktywacji. Na podstawie licznych analiz wyników badań teoretycznych i danych eksperymentalnych przedstawiane są różne i często rozbieżne wnioski dotyczące przyjmowania wartości współczynnika E_a . Wartość E_a zależna jest nie tylko od rodzaju cementu, dodatków, domieszek chemicznych ale również od stosunku w/c (betony tradycyjne i HPC).

Pomimo debaty na temat czy E_a jest parametrem adekwatnie opisującym dojrzałość hydratyzującego cementu, formuła wyznaczania czasu ekwiwalentnego była i jest szeroko stosowana zarówno w praktyce budowlanej jak i w modelowaniu właściwości fizyko-mechanicznych różnych betonów.

Inne nieco uproszczone podejście do wyznaczania zależności $t_e = f(T, t)$ przedstawił Carino i Lew [9]

Zamiast wydumanego współczynnika E_a , który nie zawsze najlepiej odzwierciedla zależności f_c-t_e , autorzy proponują podejście prostsze, gdzie B jest współczynnikiem regresji odpowiadający za najlepsze dopasowanie wyników pomiarów i wyników wyznaczanych za pomocą funkcji. Oba równania dają podobne wyniki obliczeń ekwiwalentnego czasu t_e .

Zagadnienie wpływu podwyższonej temperatury na właściwości wytrzymałościowe betonu jest istotne zarówno w przypadku prefabrykatów betonowych poddawanych obróbce termicznej, jak i betonów masowych ulegającym znacznemu samoociepleniu.

W referacie przedstawiono próbę opisu zależności wytrzymałości na ściskanie betonu w funkcji czasu i temperatury dojrzewania.

2. Opis badań

Przedmiotem badań były trzy serie betonów o stosunku wodno-cementowym w/c = 0,34, 0,38 i 0,42.

Betony wykonano z cementem CEM I 42,5R, natural sand 0-2 mm, basaltic coarse aggregate fraction 4-8 mm and 8-16 mm and HWRA chemical admixture. Oznaczenie serii betonu w zależności od stosunku w/c i temperatury dojrzewania betonu T_{max} zamieszczono w tabeli 2.

Dla każdej serii betonu wykonano duży zarób i zafornowano 45 próbek-kostek o boku 10 cm. Próbki razem z formami umieszczano w trzech komorach, w których realizowano różne cykle podgrzewania i naparzania betonu. Schemat zakładanego przebiegu zmian temperatury pokazano na rysunku 1.

Długość cyklu podgrzewania wynosił 16 godzin, po czym wszystkie próbki dojrzewały w warunkach powietrzno-suchych w okresie do 28 dni.

3. Wyniki badań

3.1. Ekwiwalentny czas t_e

Dla każdej serii betonów zarejestrowano wyniki pomiarów rzeczywistej temperatury w badanych próbkach. Przykładowy przebieg zmian temperatury w próbkach betonu B (w/c = 0,38) przedstawiono na rysunku 2.

Czas ekwiwalentnego dojrzewania wyliczono, biorąc pod uwagę historię zmiany temperatury. Zastosowano odpowiednio zmodyfikowaną funkcję Carino (2). Funkcja w tej postaci umożliwia łatwe obliczenia stosując arkusz programu Excela. Wpływ współczynnika B na wartość *conversion temperature factor* $F_t = e[B(T_i - T_o)]$ przedstawiono na rysunku 3. Jak wynika z wykresu wartości współczynnika B mieszczą się w zakresie 0,02-0,05.

Podstawą do wyznaczenia czasu ekwiwalentnego dojrzewania betonu były pomiary temperatury, które oznaczano za pomocą termopar umieszczonych w próbkach – po jednym czujniku w każdej z komór naparzalniczych. Temperatury rejestrowano w odstępach 10-cio minutowych.

Wartości współczynnika B dla betonów serii A, B i C wyznaczono wykorzystując makra VBA przygotowane w arkuszu kalkulacyjnym, co przedstawiono bliżej w punkcie 4.

3.2. Wytrzymałość betonu dojrzewającego w różnych temperaturach

Wytrzymałość betonu na ściskanie oznaczano po 16 godzinach, 1, 3, 7, 14 i 28 dniach dojrzewania. Wyniki oznaczeń wytrzymałości betonu przedstawiono na rysunkach 3÷5, (w przypadku betonu C60 nie udało się zrealizować cyklu naparzania ze względu na awarię układu grzewczego w komorze).

4. Analiza wyników badań

Analiza wyników badań miała na celu wyznaczenie współczynników B , a i b , które pozwalałyby na obliczanie ekwiwalentnego czasu dojrzewania, a następnie szacowanie wytrzymałości na ściskanie w zależności od czasu i historii zmian temperatury betonu poddanego obróbce termicznej.

Obliczenia przeprowadzono z wykorzystaniem arkusza kalkulacyjnego Excel. Dla każdej serii betonu A, B i C przygotowano oddzielne arkusze, w których zestawiono wyniki pomiarów temperatury. Ekwiwalentny czas dojrzewania obliczano wg wzoru (2), wykorzystując w tym celu odpowiednio przygotowane makra VBA. Zakładając na wstępie wartości współczynnika B wyliczano ekwiwalentny czas dojrzewania odpowiadający 16 godzinom, 1, 3 i 7 dniom dojrzewania w temperaturze 20°C. Porównanie obliczonych czasom ekwiwalentnym w stosunku do czasu dojrzewania w temperaturze 20°C przedstawiono na rysunku 6.

Na kolejnym arkuszu zestawiono wyniki, pogrupowane oddzielnie dla każdej serii betonu (o danym stosunku w/c), obejmujące wyznaczone ekwiwalentne czasy dojrzewania oraz wytrzymałości na ściskanie. Zależność pomiędzy wytrzymałością a czasem t_e przyjęto w postaci funkcji (3).

Metodą „prób i błędów” dobierano wartość współczynników B oddzielnie dla każdej serii betonów w taki sposób, aby na rysunku uzyskać najbliższe położenie wykresów funkcji. Wyznaczone wartości współczynników B zestawiono w tabeli 3. Z analizy wynika, że wartość B nie jest stała i zależy od stosunku W/C (poziomu wytrzymałości betonu). Na rysunku 9 przedstawiono zależność wytrzymałości f_{cm} od czasu dojrzewania t_e wyrażonej w postaci funkcji (4).

Na wykresie naniesiono wyniki pomiarów z zaznaczeniem linii odpowiadającym 90% ufności oraz wyznaczone współczynniki regresji ($a = 4,69$ i $b = -1,268$). Na tej podstawie można stwierdzić, że rozrzut wyników nie jest zbyt duży w stosunku do wyznaczonej funkcji regresji. Natomiast na rysunku 10 przedstawiono opisaną wyżej funkcję w postaci eksponentyjnej oraz wyniki wytrzymałości uzyskane w eksperymencie.

Funkcja ta umożliwia szacowanie wytrzymałości betonu na ściskanie w zależności od czasu ekwiwalentnego dojrzewania t_e , wyznaczonego na podstawie pomiarów rzeczywistej temperatury betonu dojrzewającego w różnych warunkach termicznych.

Zależność ta może być wykorzystana między innymi do optymalizacji procesu naparzania projektując przebieg zmiany temperatury oraz przyjmując pewien poziom wytrzymałości betonu, jaki ma być uzyskany na końcu procesu produkcyjnego.

Podziękowania

Wyniki przedstawione w publikacji zostały uzyskane w trakcie badań sfinansowanych w ramach Projektu „Perspektywy RSI Świętokrzyskie – IV etap” nr: WND – POKL.08.02.02-26-001/12 – Program Operacyjny Kapitał Ludzki, Priorytet VIII, Działanie 8.2 Transfer wiedzy, Poddziałanie 8.2.2 Regionalne Strategie Innowacji.



environment
environment

THE SIGNIFICANCE OF ENVIRONMENTAL FACTORS IN URBAN DESIGN

Abstract

The article presents the problems of bioclimatic architecture that derives its traditions from the distant past. Urban settlements aligned with the landscape often benefitted from natural environmental factors pragmatically and symbolically. Nowadays, practice of using solar or wind energy and water in building development becomes more common. The paper presents examples of urban solutions, which use natural environmental factors e.g. to optimize the energy consumption or drinking water in particular urban areas. They fit into the mainstream of Ecological Urbanism, which in the era of climate change in the world has the opportunity to provide for the development of future-oriented architecture environment.

Keywords: environmental factors, bioclimatic architecture, ecological urbanism

1. Introduction

Urban areas, as a result of numerous transformations, create their own ecosystem, far different from the natural environment. Nevertheless, the natural environment regularly claims to fight for its rights. Heavy rainfall in areas filled-up with concreted prove the unreliability of storm water infrastructure (eg. Warsaw's Ochota district, where after major rains flooding occurs). Heating up of built environment during the summer months definitely deteriorates living conditions. Devices set to improve the comfort of staying in a given area generate an increase of property's maintaining costs, while ensure no significant improvement. Accordingly, the questions of adapting to the changing climate conditions as well as conscious shaping of the building's vicinity microclimate become more important nowadays.

2. The history and the trends

Yesterday

Architecture that harmonizes with the natural environment is nothing new. For centuries different civilizations were able to match their settlement structures to the surrounding landscape. One of the most impressive examples of urban planning taking into account environmental factors including, in particular, the topography is inter alia:

1. Machu Picchu – Peru. Builders took maximum advantage of the topography, combining the existing rocks walls. Located on the slopes of different levels, the city had a system of canals supplying water that was collected in reservoirs carved into the rocks situated above.
2. Teotihuacan – Mexico. A Maya ghost town. It is believed that one of the pyramids – dedicated to the god of the moon, is a kind of musical instrument addressed to the deity of rain. Wind flying through the walls creates the impression of a building that is a playing instrument.
3. Ghats, Varanasi – India. Terraced Ganges bank serves not only to the holy bath or burials, but it has a special meaning by connecting the mainland with the water, the city with nature ... [1].

The numerous case studies that substantiate the existence of an indigenous landscape within urbanism reveal the spatial materialization of quite specific world view narratives and ideologies. They described themselves within landscapes where the slightest differences in topography and relation to hydrology was all important – both pragmatically and symbolically. The built and unbuilt ecosystem worked together as an ecosystem. Man adapted to the environment, through patient, pragmatic adjustments to circumstances with sophisticated means and logics

that worked with nature. At their times the landscape was the strategic asset for the development.

Ever since the twin process of industrialisation and urbanization took hold in the 19th century, urbanists have been struggling to include nature in the city. Consequently, there has been no lack of concepts and models that have tried to restore or re-establish nature/city relations and scale urban city environments in such a way that copresence, or at least nearness, of nature is guaranteed. Yet, it could be said that the era of the proliferation of garden cities, greenbelts, green fingers, green corridors, park systems, parkways, etc. was in fact a meagre concession for the much larger operation of massive and expansive erasure of the city.

Today

One of the trends of modern architecture is the Ecological Urbanism, which draws its assumptions from entering its ecological urban planning principles for putting the emphasis on greater integration of social and environmental sensitivity. The term appeared for the first time in 1998 as “EcoUrbanism” in the monograph of an architect and a planner Miguel Ruano, who described the concept of ecological urbanism as a “multi-dimensional development of sustainable human communities built in a harmonious environment” [2]. The term was used later in April 2003 at a conference at the University of Oregon, and also used in 2007 by Mohsen Mostafavi in “Intervention Architecture” and a lecture at the Canadian Centre for Architecture. The flourishing of ecological urbanism assumptions largely occurred at Harvard’s Graduate School of Design and has resulted in the conference, exhibition and publication describing a “new ethics and aesthetics of the city.” The publication titled “Ecological Urbanism” edited by Mohsen Mostafavi with Gareth Doherty was released in May 2010. And includes a long list of authors, including Rem Koolhaas, Homi K. Bhabha, Mitchell Joachim, Andrea Branzi, and about 130 others.

In the introduction to the mentioned before book “Ecological Urbanism” Mostafavi draws attention to the fact that an increase in the number of people and cities, which goes hand in hand with greater exploitation of limited resources of the world. Every year, more and more cities suffer disastrous consequences of this situation. Mostafavi raises questions what designers can do next. What measures have to be taken to face the harsh reality? [3].

Jeb Brugmann [4] writes that “the first step towards ecological urbanism is to increase energy efficiency

and food production occurring within the boundaries of the city, the only way to change from mining to sustainable production mode, is to think, design and build within the City scale”.

Discourse initiated by representatives of Landscape Urbanism (a modern trend in landscape architecture, evolved in 90-ties of 20th century at Harvard, assumed to be the progenitor of Ecological Urbanism) seems to enter a mature phase, mainly due to the prevalence of the literature. Previously, these considerations were quite new in architectural circles. Jose Luis Sert created the subject of an urban design at Harvard as a transdisciplinary activity. Currently, several design schools have abolished the differences between the departments of architecture and landscape architecture, combining them into a single course. This phrase was a response to the increasing complexity of the practice of inter – and multi-disciplinary [5].

Mohsen Mostafavi [6] tried to bring the discourse on more specific aspects: environmental, economic and social. He pointed to the potential of “projection” for areas including design to map out future scenarios. Alternative versions of the future go beyond the limit of a single discipline. It seems that the ecological urbanism tries to revive discussions on sustainability potentials: political, social, cultural, and critical.

The idea of eco-design in the spirit of urban planning is based on the assumption that human activities and the city interact with natural processes: air (heat flow and air flow), earth (geology and soil), water (flow), life (reproduction, growth, behaviour), ecosystem (flows of energy, information, materials, plant succession and behaviour of plants and animals). It is not just about to mimic the characteristics of the natural environment and use native plants but to adapt the city to natural processes [7].

Helsinki – Jätkäsaari

One well-known in the literature embodiment of the spirit of Ecological Urbanism is a district of Helsinki – Jätkäsaari [3]. In early 2009, Sitra, the Finnish Innovation Fund, has invited five teams of architects and theorists to develop an integrated strategy for creating a model of urban communities with low carbon emissions. Characterized by relatively low density development, heavy dependence on urban infrastructure, an unfavorable orientation of the buildings – not adjusted for latitude Helsinki Jätkäsaari existing land use plan was revised again. Presented as a result of design proposal is the result of

collaboration of architects, urban planners, landscape architects, engineers, environmental, transport engineers and designers. The resulting series of spatial solutions designed in the spirit of sustainable development based on the idea of self-sufficiency.

Problems such as the supply of energy, water, waste disposal and transport organization became priority issues. The main objective of the proposed urban strategy was to make a district Jätkäsaari related spatially and functionally, and in communication with the part of the city, and not so far from the industrial port.

A full analysis of the traffic and the deficit of the sun during the winter months vindicated planners that the orientation and configuration of streets and buildings play a huge role in the quantity and quality of available daylight. Consequently, the main conclusion that was drawn was that the streets oriented in a north-south direction and long, narrow buildings, rather than buildings with courtyards are optimal for this latitude. Maximizing the amount of daylight serves not only for reducing energy consumption, but also improves the well-being of people. In recent decades, Finland reported a trend towards the larger housing units while reducing building density. One of the key objectives of the new strategy guiding the city of Helsinki was to reverse this negative trend.

The basic building block of the district are “network” that determine the patterns and the dimensions of the streets. The strategy involves assuming the grid consisting of two main parts. All houses are given access by car. The assumption in an area refers to the use of wood as a fuel gas to an electrical generator and a heat micro spot. Solar panels located on the roof and the walls on the south side are used to produce electricity.

Singapore

Another bright example of Ecological Urbanism is the solution for water management in Singapore. According to the information published in PUB’s (Singapore’s National Water Agency) website [8] ‘as a small island that doesn’t have natural aquifers and lakes and with little land to collect rainwater, Singapore collects all water that is possible from the environment. Currently, Singapore uses two separate systems to collect rainwater and used water. Rainwater is collected through a comprehensive network of drains, canals, rivers and storm water collection ponds before it is channelled to Singapore’s 17 reservoirs for storage. This makes Singapore one

of the few countries in the world to harvest urban storm water on a large scale for its water supply’.

Under the water ABC programme (Active – Beautiful – Clean), launched in 2006, covering all the existing infrastructure of the river and rainwater Singapore, watercourses are to be better integrated in the public space of the city and accessible to people. As part of one of the actions in the program of 2010, the city government organized a kind of closed tender on proposed solution for Sembawang River catchment area. The river flows through the city as a large concrete channel fed by a network of smaller ones. The system transfers all the rainwater into the sea as soon as possible.

One of the proposed solution that has been based on three principles: to bring people closer to the water; bring water closer to the people; apply ecological cleaning. The authors of the project have transformed the existing network of concrete watercourse in the soft, green public spaces such as promenades, parks and squares. Rainwater would be kept longer within the city, which is not without significance, in suffering from water shortages Singapore. Moreover, well-designed watersquares have been introduced in appropriately selected locations. One of them is more elaborated and has a waterfall, as a distinguishing feature. In addition, a new integral system of collecting rainwater for urban system has been created. Escape of water has to be controlled in several ways. In the center of the complex water is used to create a public space for the whole vicinity [9].

Tomorrow

The aspect of the sunlight and aeration of urban space, as well as, the choice of finishing materials, if written in the provisions could maximize the potential of the environment for the purpose of investment [10, 11]. It would be good, if analysis of the mentioned above aspects were common in every day architecture design in Poland, perhaps this could eliminate implementing the ‘parachute objects’, completely out of context in the urban structure, which are too often seen in the landscape of Polish cities.

At the same time, the world-wide building scene is shaping up to be further away from the conventional one so we cannot stay apart. Alternatives must be taken into consideration by the power of example, as the conventional building rhythm cannot be the one we guide our future by. Measure and respect for the hosting environment will not act as the major guidelines for future architecture evolution. Taking

care of the environment and listening to what it has to say will eventually result in the environment taking care of you and providing a comfortable sustainable and energy efficient living environment.

3. Conclusions

Looking for an answer to the question what will happen tomorrow, there is a doubt as to whether the environment transformations of the Earth are reversible? Climate change is observed by many professionals and leaves no illusions as to the consequences of human activities. It can bring tragic results of the rising sea levels, as well as the rapid atmospheric phenomena such as heavy rain- or snow falls, or increasingly dry and hot summer months. Recent studies indicate that the process of global warming is progressing at a much faster pace than expected a few years ago. Creating a new model of urbanization, especially in developing countries, which are more likely to be affected by climate change becomes a pressing need.

The researchers point out that the process of self-healing environment is not sufficient to inhibit negative phenomena. We do not have much time to make changes, including in particular the rules governing the level of self-sufficiency in energy performance of buildings and determining the degree of interference in the environment. Bioclimatic architecture described with the above mentioned examples is a tool to help alleviate the painful effects on built environment and make architecture aligned to the nature. It is a reflection of a synthesis of architecture, civil engineering and natural sciences

i.e. landscape architecture. All those disciplines are interconnected at all levels within bioclimatic design.

References

- [1] Kongjian Y.: *Traditions of Landscape Urbanism Thinking*, Topos 71 (2010), pp. 68-74.
- [2] Ruano M.: *Eco-Urbanism: Sustainable Human Settlements*, 60 Case Studies – Gustavo Gili, 1998.
- [3] Mostafavi M.: *Why Ecological Urbanism? Why Now?*, Topos 71 (2010), pp. 30-35.
- [4] Bruggmann J.: *Welcome to the Urban Revolution: How Cities Are Changing the World*, Bloomsbury Press, 2009.
- [5] Waldheim Ch.: *On Landscape, Ecology, And Other Modifiers To Urbanism*, Scenario 01: Landscape Urbanism, 2011.
- [6] Mostafavi M., Doherty G. ed.: *Ecological Urbanism Harvard University Graduate School of Design*, Lars Mueller Publishers, 2009.
- [7] Sporn A.: *Ecological Urbanism: A Framework For The Design Of Resilient Cities*, 2012.
- [8] The National Water Agency in Singapore website <http://www.pub.gov.sg/water/Pages/LocalCatchment.aspx#sthash.mhAbJoGa.dpuf> all materials referred to the project and explains the philosophy its actions [access 17.12.2014]
- [9] The authors of the concept show it in their portfolio at the website <http://www.urbanisten.nl/wp/?portfolio=singapore> [access 17.12.2014]
- [10] Marchwiński J. Zielonko-Jung K.: *Współczesna architektura proekologiczna*, PWN, 2012.
- [11] Zielonko-Jung K.: *Kształtowanie przestrzenne architektury ekologicznej w strukturze miasta*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, 2013.

Magdalena Wojnowska-Heciak

Znaczenie czynników środowiska naturalnego w projektowaniu przestrzeni miejskich

1. Wstęp

Przestrzenie miejskie w wyniku licznych przekształceń tworzą własny ekosystem, dalece odbiegający od środowiska naturalnego. Mimo to środowisko przyrodnicze regularnie dopomina się o swoje prawa. Ulewne opady w przestrzeniach szczelnie zabetonowanych udowadniają zawodność infrastruktury kanalizacji deszczowej (np. w warszawskiej dzielnicy Ochota, gdzie po większych opadach występują podtopienia). Nagrzewająca się podczas miesięcy letnich tkanka miejska zdecydowanie pogarsza warunki życia mieszkańców. Urządzenia, które miały poprawiać komfort przebywania w danej kubaturze wiążą się ze wzrostem kosztów utrzymania nieruchomości nie gwarantując jednocześnie istotnej poprawy. W związku z tym aktualna staje się kwestia adaptacji zabudowy do zmiennych warunków kształtujących środowisko naturalne, które wpływają na ekosystem miasta, a także świadomego wykorzystania ich przy tworzeniu mikroklimatu przestrzeni.

2. Historia i trendy rozwojowe

Wczoraj

Architektura harmonizująca ze środowiskiem naturalnym nie jest niczym nowym. Już od wieków różne cywilizacje potrafiły dopasować zabudowę do otaczającego krajobrazu. Jedne z najbardziej imponujących przykładów założeń urbanistycznych uwzględniających czynniki środowiska naturalnego, w tym w szczególności topografię terenu to m.in.:

1. Machu Picchu – Peru. Budowniczy maksymalnie wykorzystali topografię terenu, łącząc mury z istniejącymi skałami. Położone na różnych poziomach staroszanego zbocza miasto miało system kanałów doprowadzających wodę zbieraną wcześniej w wykutych w skale zbiornikach.
2. Teotihuacan – Meksyk. To opuszczone miasto Majów. Przypuszcza się, że jedna z piramid – poświęcona bóstwu Księżyca, jest rodzajem instrumentu muzycznego zaadresowanego do bóstwa

deszczu. Wiatr przelatujący przez mury sprawia wrażenie jakby budynek grał.

3. Ghats, Varaneshi – Indie. Starosany brzeg Gangesu służy nie tylko do świętych kąpeli czy pochówków, ale ma swoje specjalne znaczenie łącząc w wielu miejscach łąd z wodą, miasto z przyrodą... [1].

Dziś

Jednym ze współczesnych nurtów rozwoju architektury jest urbanistyka ekologiczna (ang. *Ecological Urbanism*), która czerpie swoje założenia z ekologii, wprowadzając jej zasady do planowania urbanistycznego, kładąc przy tym nacisk na większą integrację społeczną i wrażliwość na środowisko. Termin pojawił się po raz pierwszy w 1998 roku jako „EcoUrbanism” w monografii architekta i planisty Miguela Ruano, który określił pojęcie ekologicznej urbanistyki jako „rozwój wielowymiarowych zrównoważonych społeczności ludzkich w zbudowanym w sposób harmonijny środowisku” [2]. Termin został użyty później m.in. w kwietniu 2003 roku na konferencji w Uniwersytecie w Oregonie, a także wykorzystany w 2007 roku przez Mohsena Mostafaviego (irańsko-amerykański architekt i pedagog, dziekan Harvard Graduate School of Design, w przeszłości był przewodniczącym Stowarzyszenia Architektonicznego w School of Architecture w Londynie) w publikacji „Intervention Architecture” oraz na wykładzie w kanadyjskim Centrum Architektury. Rozkwit założeń ekologicznej urbanistyki w dużej mierze nastąpił na Harvardzie w Graduate School of Design i zaowocował konferencją, wystawą, a następnie publikacją opisującą „nową etykę i estetykę miejską”. Publikacja pod tytułem „Ecological Urbanism” redagowana przez Mohsen Mostafaviego wraz z Garethem Doherty została wydana w maju 2010 roku i zawiera długą listę autorów, w tym Rema Koolhaasa, Homi K. Bhabha, Mitchella Joachima, Andrea Branzi, a także około 130 innych.

We wstępie do wspomnianej książki „Ecological Urbanism” Mostafavi zwraca uwagę na to, że następuje zwiększenie liczby osób i miast, co idzie w parze z większą eksploatacją ograniczonych zasobów świata. Każdego roku coraz więcej miast odczuwa katastrofalne skutki tej sytuacji. Mostafavi: stawia pytania co projektanci mogą dalej robić? Jakimi środkami dysponują, by stawić czoła tej trudnej rzeczywistości? [3].

Jeb Brugmann w swojej książce „Welcome to the Urban Revolution: How Cities Are Changing the Word” [4] mówi, że „pierwszym krokiem w kierunku ekologicznej urbanistyki jest zwiększenie wydajności energii i produkcji artykułów spożywczych zachodzących w granicach danego miasta, to jedyny sposób, aby przejść z trybu wydobywczego do trybu zrównoważonej produkcji, należy myśleć, projektować i budować w skali Miasta”.

Dyskurs zapoczątkowany przez przedstawicieli urbanistyki krajobrazowej zdaje się wkraczać w fazę dojrzałą, głównie za sprawą rozpowszechnienia piśmiennictwa. Wcześniej tego typu rozważania były zupełnie czymś nowym w kręgach architektonicznych. Jose Luis Sert utworzył na Harvardzie projektowanie urbanistyczne jako przestrzeń transdyscyplinarną. Obecnie kilka szkół projektowych zniósł różnice pomiędzy wydziałami architektury i architektury krajobrazu, łącząc je w jeden kurs. Ten zwrot był odpowiedzią na wzrastającą złożoność praktyki inter- i multi- dyscyplinarnej [5].

Mohsen Mostafavi starał się sprowadzić dyskurs na bardziej konkretne aspekty: ekologiczne, ekonomiczne i społeczne. Wskazywał na potencjał „projekcyjny” dla dziedzin obejmujących projektowanie, by narysować przyszłe scenariusze wydarzeń. Alternatywne wersje przyszłości przekraczają granicę pojedynczej dyscypliny naukowej [6]. Wydaje się, że ekologiczna urbanistyka próbuje ożywić dyskusję na temat zrównoważenia potencjałów: politycznego, społecznego, kulturowego oraz krytycznego.

Idea projektowania w duchu ekologicznej urbanistyki opiera się na założeniu, że działalność człowieka i miasto wchodzi w interakcje z procesami naturalnymi: powietrzem (przepływ ciepła i przepływ powietrza), ziemią (geologia i gleby), wodą (przepływ), życiem (reprodukcja, wzrost, zachowanie), ekosystemami (przepływy energii, informacji, materiałów, sukcesja roślin oraz zachowanie roślin i zwierząt). Chodzi nie tylko o to, by naśladować cechy środowiska przyrodniczego czy używać rodzimych roślin, ale by dostosowywać miasto do procesów przyrodniczych [7].

Helsinki – Jätkäsaari

Jednym ze znanych w literaturze przykładów realizacji w duchu ekologicznej urbanistyki jest dzielnica Helsinek – Jätkäsaari. Na początku 2009 roku, Sitra, Fiński Fundusz Innowacji, zaprosił pięć zespołów architektów i teoretyków do opracowania zintegrowanej strategii stworzenia modelu miejskiej społeczności o niskiej emisji dwutlenku węgla. Charakteryzujący się stosunkowo niską gęstością zabudowy, uzależnieniem od ciężkiej infrastruktury miejskiej, niekorzystną orientacją budynków – nie dostosowaną do szerokości geograficznej Helsinek, istniejący plan zagospodarowania Jätkäsaari został ponownie zrewidowany. Przedstawiona w wyniku prac projektowych propozycja jest efektem współpracy architektów, urbanistów, architektów krajobrazu, inżynierów środowiska, inżynierów transportu oraz konstruktorów. Powstała seria rozwiązań przestrzennych zaprojektowanych w duchu zrównoważonego rozwoju oparta na idei samowystarczalności.

Problemy, takie jak dostawy energii, wody, wywóz odpadów oraz organizacja transportu stały się kwestiami priorytetowymi. Głównym celem proponowanej strategii miejskiej było to, aby dzielnica Jätkäsaari stała się powiązana przestrzennie, funkcjonalnie oraz komunikacyjnie z częścią miasta, a nie jak dotychczas z portem przemysłowym.

Obszerna analiza ruchu oraz deficyt słońca podczas zimowych miesięcy uświadomiły planistom, że orientacja i konfiguracja ulic i budynków odgrywają ogromną rolę w ilości i jakości dostępnego światła dziennego. Głównym wnioskiem jaki się nasunął było to, że ulice zorientowane w kierunku północ-południe, jak i długie, wąskie budynki, a nie budynki z dziedzińcami są optymalne dla szerokości geograficznej północnej. Maksymalizacja ilości światła dziennego nie tylko bowiem zmniejsza zużycie energii, ale polepsza też samopoczucie ludzi. W ostatnich dziesięcioleciach, Finlandia odnotowała trend w kierunku realizacji większych jednostek mieszkaniowych przy jednoczesnym zmniejszaniu gęstości zabudowy. Jednym z nadrzędnych celów przyświecających nowej strategii miasta Helsinki było odwrócenie tego niekorzystnego trendu.

Podstawowym elementem budującym tę dzielnicę są „sieci”, które określają wzory i wymiary ulic. Strategia założenia zakłada siatkę składającą się z dwóch zasadniczych części. Do wszystkich budynków zapewniono dostęp samochodem osobowym. Założenie funkcjonowania obszaru sprowadza się do wykorzystania gazu drzewnego jako paliwa do

generatora elektrycznego i mikro ciepła na miejscu. Panele słoneczne zlokalizowane na dachu i na ścianach od strony południowej służą do produkcji energii elektrycznej.

Singapur

W ramach programu wody ABC (Active – Beautiful – Clean, Aktywny – Piękny – Czysty), zapoczątkowanego w 2006 roku, obejmującego wszystkie istniejące rzeki i infrastrukturę deszczową Singapuru, ciek wodny mają być lepiej zintegrowane w przestrzeni publicznej miasta i dostępne dla ludzi. W ramach jednego z działań w/w programu w 2010 roku władze miasta zorganizowały rodzaj przetargu zamkniętego na propozycję rozwiązania dla obszaru zlewiska rzeki Sembawang. Rzeką przepływa przez miasto jako duży betonowy kanał zasilany przez sieć mniejszych. System przenosi całą deszczówkę do morza tak szybko, jak to możliwe [8].

Jedno z rozwiązań proponowało strategię opartą na trzech zasadach: zbliżyć ludzi do wody; doprowadzić wodę bliżej ludzi; zastosować ekologiczne oczyszczanie. Autorom projektu zależało na tym, by przekształcić istniejące sieci betonowego cieku w miękkie, zielone miejsca publiczne, takie jak promenady, parki i place. Woda deszczowa miałaby zostać dłużej dzięki temu w mieście, co jest nie bez znaczenia w cierpiącym na deficyt wody Singapurze. W tym celu wprowadzone zostały watersquares w odpowiednio wybranych miejscach. Jedno z nich jest bardziej szczegółowo opracowane i posiada wodospad, jako cechę wyróżniającą. Dodatkowo został stworzony nowy integralny system zbierania wody deszczowej do systemu miejskiego. Ucieczka wody została objęta kontrolą na kilka sposobów. W centrum całego założenia woda jest wykorzystywana do tworzenia przestrzeni ogólnodostępnych dla okolicy [9].

Jutro

Aspekt nasłonecznienia, przewietrzania danego założenia, dobór materiałów wykończeniowych, by dane przestrzenie niepotrzebnie się nie nagrzewały, czy wprowadzanie terenów biologicznie czynnych, tak by infrastruktura zielona miasta rozbudowywała się, równoważąc negatywne aspekty życia we współczesnych miastach zawarte w przepisach obligujących do maksymalnego wykorzystania potencjału otoczenia na cele inwestycji, to przyszłość dla rozwoju architektury [10, 11]. Dobrze byłoby gdyby analizy ww. aspektów były powszechne w każdej pracowni w Polsce, być może pozwoliłoby to uniknąć realizowania „obiektów spadochronowych”, zupełnie wyję-

tych z kontekstu danej struktury urbanistycznej, a tak często spotykanych w krajobrazie polskich miast.

3. Podsumowanie

Szukając odpowiedzi na pytanie co będzie jutro, pojawia się wątpliwość, czy przekształcenie środowiska naturalnego ziemi jest odwracalne? Zmiany klimatu obserwowane przez wielu specjalistów nie pozostawiają złudzeń co do konsekwencji działań człowieka. Najtragiczniejsze skutki może przynieść podnoszenie się poziomu mórz i oceanów, a także gwałtowne zjawiska atmosferyczne, jak obfite opady deszczu lub śniegu oraz coraz bardziej suche i upalne miesiące letnie. Ostatnie badania wskazują, że globalne ocieplenie postępuje w znacznie szybszym tempie niż przewidywano kilka lat temu. Stworzenie nowego modelu urbanizacji, zwłaszcza w krajach rozwijających się, które mogą najbardziej ucierpieć w wyniku zmian klimatu staje się palącą potrzebą. Naukowcy podkreślają, że procesy samonaprawcze środowiska naturalnego nie wystarczą do zahamowania niekorzystnych zjawisk. Nie mamy wiele czasu na wprowadzenie zmian, w tym przede wszystkim przepisów regulujących poziom samowystarczalności energetycznej budynków i określających stopień ingerencji w środowisko.

ILONA KALETA¹

ANNA LIWOCHA²

ANNA TYBURCZYK³

Kielce University of Technology
EcoClimatica

¹ e-mail: ilonakaleta@o2.pl

² e-mail: ania.liwocha@tlen.pl

³ e-mail: annazw@tu.kielce.pl

THE USE OF PASSIVE SHIELD TO REDUCE THE GAINS OF IRRADIATION

Abstract

The paper presents the efficiency analysis of the passive shield which is opaque lightweight steel shell made of perforated panels arranged on the outer side of the building. The simplified calculation methodology is given. It is shown that the use of the shield lowers the outer temperature of the wall by several degrees which results in limiting heat gains in the summer, correspondingly.

Keywords: building envelope, passive shield, irradiation, heat gains

1. Introduction

Due to the growing global climate changes there are great efforts to reduce human impact on the environment. It must be done by reducing the consumption of non-renewable energy as the limited resources are available and additionally those fuels cause significant environmental pollution. In case of the building sector nearly forty percent of the primary energy is consumed [1]. The today's buildings are expected to be environmental and energy efficient in design. The most desirable are the passive techniques, which are understood as improvements to building envelope elements. Such technical solutions do not require additional external energy which is their main advantage.

The first solar shield was used twenty years ago in order to gain sunlight access by adjusting its development within the limits set on the basis of relative movement of the sun. The size, shape and color of the cover affect the year-round access to the sun and the amount of energy and quality of life [2, 3, 4], which is why they are still currently being improved in order to improve their effectiveness. To sunglasses coats include, among others: trombe walls, ventilated walls and glass walls [5], as well as green facade, where the average temperature is 5°C during

the day, which significantly affects the cooling load and improve the energy efficiency of the building [6]. Due to distinguishing the color of the coating painted on the basis of NIR-transmitting black perylene and dioxazine violet dye, addition of chromium may be titanium yellow to black pigmented coating dioxazine violet. Studies carried out in China, Shanghai showed that with the use of these coatings in relation to the white coatings surface temperatures and annual saving of cooling energy are reduced [7].

Research in San Mauro Pascoli (Italy) argues that reducing the heat flow is strongly correlated with the outside end of the screen of rain. Additionally, the thermal efficiency of the rain screen ventilated walls depends on the maximum value of the measured temperature in the mouth during the day [8]. At the same time research in Quebec showed that the boundary conditions applied to the surfaces of the walls were found to have great impact on the results (when the room temperature and the outside temperature is close to get the benefits of the use of shields). It has been found also that in cold climates screening may be active in the summer but not in winter [9]. Finally, studies carried out for the glass glazing have shown that for the variation of the incident solar radiation spectra of the building shell, and the variation of external and internal air temperature variations, it

is necessary to control the tuning glazed depending on the wavelength of solar radiation with a view to optimize sunlight and the needs of the people (their health and comfort) and energy (minimizing thermal and electrical load) [10, 11].

For the design of facades a computer model SustArc can be used [1]. It allows for the production of the shape of the building in such a way that the facades are shaded in the time specified by the designer, which allows the project to achieve energy savings. However, in order to determine the effectiveness of the thermal shield of the outer wall (e.g., an envelope construction) comprising a layer of PCM numerical model is used. The model is used to perform a parametric study to assess the impact of the position and the melting temperature of one layer of PCM [9, 12].

2. Building characteristics

In order to consider the application of passive shield for the reduction of the profit after irradiation, the calculations have been done for a barrier multi-layer structure and dimensions as shown in Figure 1.

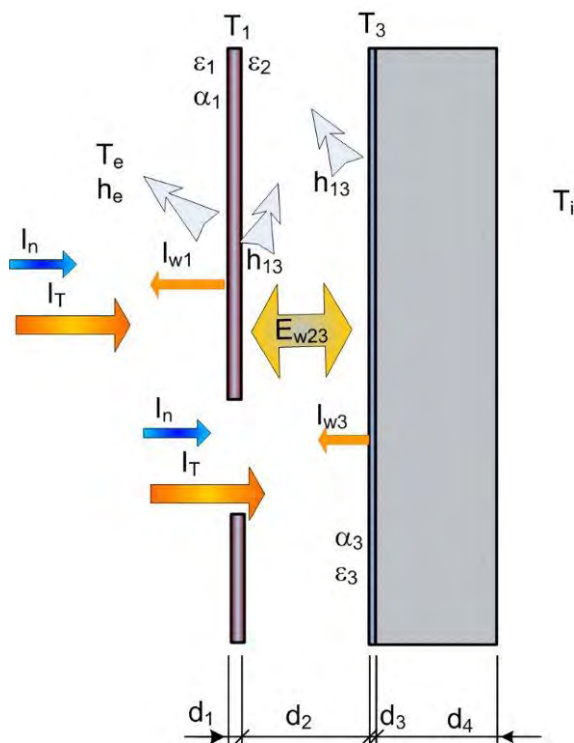


Fig. 1. Baffle construction

The wall is composed of a carrier part d_4 , which is a reinforced concrete slab having a thickness of 250 mm and an insulation layer made of mineral wool with a thickness of 150 mm. At a distance $d_2 = 750$ mm there is a light opaque coat steel structures of small thickness

which is perforated. The reason of such approach is to reduce heat gain in the summer of irradiation and, correspondingly, reducing the operating costs of air conditioning systems. As illustrated in Figure 2 the outer jacket contains openings, which – in addition to their decorative function – causes intentional ventilation air layer.



Fig. 2. Passive shield photo

This solution was used for a large shopping center in Kielce (Poland) (latitude, longitude 20.65°E 50.89°N): 4 floors above ground of 22 m total height, total area 92.976 m² and capacity 229.626 m³.

3. Methodology

The aim of the paper is to analyze an effective work of the applied solution due to the restriction of unwanted radiation heat gains in the summer months. For this purpose, it is assumed that the outer wall/shield surface is heated by the radiation of I_T intensity that is the sum of direct and diffusive radiation. The shield is firstly preheated up to T_1 temperature and then it radiates energy to the environment of I_{w1} intensity. At the same time, the low temperature of sky radiation of I_n intensity has fallen on the shield. Heat transfer by radiation is also observed between the inner surfaces, i.e. between surface of the shield at a T_1 temperature and an outer plaster layer at a T_3 temperature.

Considered shield is perforated by large holes, through which high temperature and diffuse radiation passes. It causes additional heat gains through the outer baffle surface.

The size of solar irradiation is subjected to seasonal and even hourly changes. Moreover, the angle of solar incidence changes over time. It causes that heating portion of the baffle surface is not constant. In this case the temperature of the whole outer surface

T_3 is assumed as constant and it is the temperature of finishing layer (the plaster). What is more, emissivity - absorbing surface properties are known: $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ are emissivities of the outer and inner shield surfaces, and of the plaster surface respectively; α_1, α_3 are overall radiation absorption coefficients of I_T for shield outer surface and for the construction, respectively.

In the case, the baffle is in contact with the atmosphere, the heat balance should also include convective heat transfer between the shield and the environment, the shield and the inner layer of air in the gap and between the plaster layer and the air inside the gap. It is assumed that all the necessary heat transfer coefficients h are given.

For the shield and given assumptions the following heat transfer equation has been written:

$$\begin{aligned} \alpha_1 I_T - \varepsilon_1 \sigma (T_1^4 - T_n^4) - h_e (T_1 - T_e) = \\ = \alpha_{23} \sigma (T_1^4 - T_3^4) + h_{13} \left(T_1 - \frac{T_1 + T_3}{2} \right) \end{aligned} \quad (1)$$

Emission factor ε_{12} is calculated as for the parallel surfaces:

$$\frac{1}{\varepsilon_{23}} = \frac{1}{\varepsilon_2} + f_1 \left(\frac{1}{\varepsilon_3} - 1 \right) \quad (2)$$

where f_1 is the area fraction of the protective layer surface without holes.

Left hand side of the equation represents the heat exchange on the shield outer side. Right hand side of the equation is the heat exchanged on the shield inner side. The sides are equal under equilibrium conditions. In addition, due to the small shield thickness, the temperature on both sides has been taken as constant.

The sky temperature can be determined from the following relationship:

$$T_n = T_e \sqrt[4]{0.526 + 0.065 \sqrt{p}} \quad (3)$$

Where T_e is the absolute outside air temperature, p - partial pressure of water vapor, which for the above formula must be insert in hPa [13].

Similarly, the heat balance for the wall can be written:

$$\begin{aligned} (1 - f_1) \alpha_3 I_T + f_1 \varepsilon_{23} \sigma (T_1^4 - T_3^4) - \\ - (1 - f_1) \varepsilon_3 \sigma (T_3^4 - T_n^4) + f_1 h_{13} (T_3 - T_{13}) - \\ - (1 - f_1) h_{13} (T_3 - T_{e3}) = \frac{T_3 - T_i}{R_4} \end{aligned} \quad (4)$$

Left hand side of the (4) equation is the sum of the heat transferred (by radiation) between shield and baffle surfaces and the heat gains from direct and diffuse irradiation that fall on the outer surface of the baffle through the holes of the shell, and the heat transferred by convection between the air circulates behind the layer and the baffle. Right hand side of the balance represents the heat conducted through the baffle with a thickness of d_4 , for which the resistance R_4 is known. T_i is the temperature maintained inside the room.

To calculate the convective heat fluxes between air and shield and air and plaster layer the average air temperature should be determined. It requires to solve fluid motion equations under convection conditions, which greatly complicates the issue. It is therefore proposed to take the air temperature T_{13} as equal to the arithmetic mean of the shield and plaster temperature for one part and, respectively, in the outdoor area:

$$T_{13} = T_{e3} = 0,5 (T_3 + f_1 T_1 + (1 - f_1) T_e) \quad (5)$$

In such a case (3) equation can be written as following:

$$\begin{aligned} (1 - f_1) \alpha_3 I_T + f_1 \varepsilon_{23} \sigma (T_1^4 - T_3^4) - \\ - (1 - f_1) \varepsilon_3 \sigma (T_3^4 - T_n^4) + \\ + \frac{h_{13}}{2} (T_3 - f_1 T_1 - (1 - f_1) T_e) = \frac{T_3 - T_i}{R_4} \end{aligned} \quad (6)$$

Heat balance (1) and (4) have been written for the stationary conditions. It is a two equations set of fourth degree that is note due to the searched external surface shield and baffle temperatures of T_1 and T_3 respectively. The set can be solved by successive approximation in such a way that the linear elements are grouped on one side of the equation, and on the other side nonlinear ones. As a result, for the proposed method, we get:

$$\begin{aligned} a_1 T_{1j} + a_3 T_{3j} &= f_1 (T_{1(j-1)}^4, T_{3(j-1)}^4) \\ b_1 T_{1j} + b_3 T_{3j} &= f_3 (T_{1(j-1)}^4, T_{3(j-1)}^4) \end{aligned} \quad (7)$$

where j index is a 'new' value of the wanted ratio, and 'j-1' is appropriate from the previous iteration. Calculations are finished for the sufficient low difference between successive values.

Such simulation results should be compared with that for the baffle where the shield has not been installed, i.e. when $f_1 = 0$. For such a case the heat balance is:

$$\alpha_3 I_T - \varepsilon_3 \sigma (T_3^4 - T_n^4) - h_e (T_3 - T_e) = \frac{T_3 - T_i}{R_4} \quad (8)$$

where T_i is external wall temperature.

4. Results

The calculation results are shown in figures 3 and 4. According to given methodology, the calculations of the outer shield surface temperature distribution have been made in function of the area fraction of the shield without holes. The same have been estimated for the baffle. The results have been set to the same temperature distribution for the case when the passive shield has not been provided.

Calculations have been made for the August. In this month the radiation intensity is the highest and is equal to 582 W/m². The external and indoor temperatures have been taken as equal to 36°C and 25°C, respectively. The sky temperature has been calculated from (3) formula and is equal to 290.42 K.

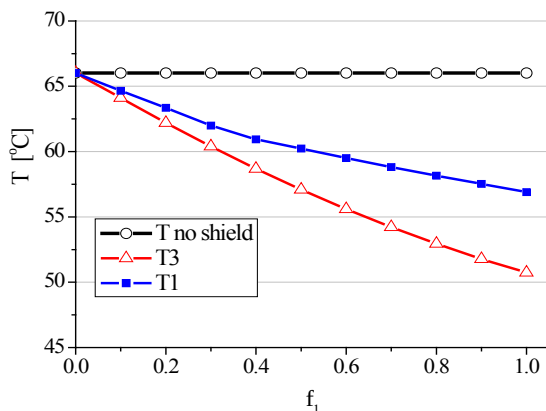


Fig. 3. The outer shield and baffle surface temperature distribution in the function of area fraction of the shield without holes

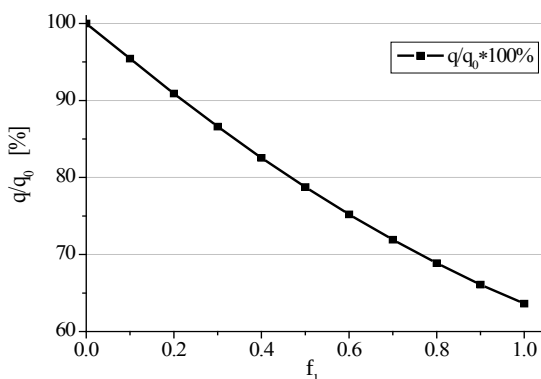


Fig. 4. Percentage fraction of the heat flux versus area fraction

5. Conclusions

High summer ambient temperatures cause the building exterior walls heating. To maintain a constant rooms microclimate, it is necessary to use high energy consuming air conditioning systems.

Thanks to use the passive shield, the temperature of the baffle in the Kielce shopping center (see Fig. 3) can be reduced by several degrees. At the same time, for the protective layer of the surface fraction of 60% a 25% reduction in the thermal loads in relation to the same wall but without a shield is observed.

References:

- [1] Capeluto I.G.: *Energy performance of the self-shading building envelope*. Energy and Buildings 35 (2003), pp. 327–336.
- [2] Knowles R.L.: *The solar envelope: its meaning for energy and buildings*. Energy and Buildings 35 (2003), pp. 15–25.
- [3] Orzechowski T., Ziętała K.: *Wpływ właściwości absorpcyjnych farb na komfort cieplny w pomieszczeniu (The influence of absorption properties of colored paints on thermal comfort in the room)*. Ciepłownictwo Ogrzewnictwo Wentylacja, 45/8 (2014), pp. 312–316.
- [4] Orzechowski T.: *Wybrane zagadnienia magazynowania ciepła – modelowanie pracy akumulatora ciepła*. Ciepłownictwo Ogrzewnictwo Wentylacja, 43/10 (2012), pp. 446–448.
- [5] Sadineni S.B., Madala S., Boehm R.F.: *Passive building energy savings: A review of building envelope components*. Renewable and Sustainable Energy Reviews 15 (2011), pp. 3617–3631.
- [6] Haggag M., Hassan A., Elmasry S.: *Experimental study on reduced heat gain through green fac, ades in a high heat load climate*. Energy and Buildings 82 (2014), pp. 668–674.
- [7] Qin J., Song J., Qu J., Xue X., Zhang W., Song Z., Shi Y., Jiang L., Li J., Zhang T.: *The methods for creating building energy efficient cool black coatings*. Energy and Buildings 84 (2014), pp. 308–315.
- [8] Kima J.T., Todorovica M.S.: *Tuning control of buildings glazing's transmittance dependence on the solar radiation wavelength to optimize day lighting and building's energy efficiency*. Energy and Buildings 63 (2013), pp. 108–118.
- [9] Mathieu-Potvin F., Gosselin L.: *Thermal shielding of multilayer walls with phase change materials under different transient boundary conditions*. International Journal of Thermal Sciences 48 (2009), pp. 1707–1717.
- [10] Marinosci C.: *Experimental analysis of the summer thermal performances of a naturally ventilated rainscreen facade building*. Energy and Buildings 72 (2014), pp. 280–287.

- [11] Mirsadeghi M., Cóstola D., Blocken B., Hensen J.L.M.: *Review of external convective heat transfer coefficient models in building energy simulation programs: Implementation and uncertainty*. Applied Thermal Engineering 56 (2013), pp. 134-151.
- [12] Orzechowski T., Stokowiec K.: *Wybrane zagadnienia magazynowania ciepła – przegląd stosowanych ma-*

- teriałów*. Ciepłownictwo Ogrzewnictwo Wentylacja, 44/1 (2013), pp. 3–7.
- [13] Praca zbiorowa: *Budownictwo ogólne – fizyka budowli*, tom 2, Arkady, Warszawa 2005.

Ilona Kaleta
Anna Liwocha
Anna Tyburczyk

Zastosowanie osłony pasywnej do redukcji zysków od napromieniowania

1. Wprowadzenie

W związku z rosnącymi globalnymi zmianami klimatu czynione są ogromne wysiłki zmierzające do zmniejszenia wpływu człowieka na środowisko. Ze względu na ograniczone zasoby naturalne należy tego dokonać poprzez zmniejszenie, np. w budownictwie zużycia energii nieodnawialnej. Najbardziej pożądane są pasywne techniki, rozumiane jako ulepszenia poprzez budowania elementów osłonowych zapobiegające zyskom z nadmiaru promieniowania w okresie letnim.

2. Charakterystyka obiektu

Do rozważań przyjęto przegrodę składającą się z części nośnej, na którą od strony osłony nałożono cienką warstwę izolacyjnego tynku. Rozwiązanie takie zastosowano w dużej galerii handlowej w Kielcach. W pewnej odległości zamontowano nieprzezroczystą lekką konstrukcję płaszcza o niewielkiej grubości. W zewnętrznym płaszczy wykonano otwory, które – oprócz funkcji dekoracyjnej – powodują zamierzoną wentylację warstwy powietrznej.

3. Metodyka

Zadaniem niniejszej pracy jest analiza skuteczności pracy zastosowanego rozwiązania ze względu na ograniczenie niepożądanych zysków ciepła od napromieniowania w miesiącach letnich. W tym celu zakłada się nagrzewanie powierzchni zewnętrznej promieniowaniem o natężeniu, które jest sumą promieniowania bezpośredniego i dyfuzyjnego. Wymianę ciepła przez

promieniowanie obserwuje się również pomiędzy powierzchniami wewnętrznymi, tj. powierzchnią osłony oraz zewnętrzną warstwą tynku. Rozpatrywana osłona jest przegrodą perforowaną dużymi otworami, przez które dociera promieniowanie wysokotemperaturowe i rozproszone, co powoduje dodatkowe zyski ciepła. Wielkość napromieniowania słonecznego podlega zmianom sezonowym i godzinowym, ale też zmienia się kąt padania w czasie, co powoduje, że fragment nagrzewanej powierzchni przegrody nie jest stały w czasie. Na tej podstawie przyjęto jednakową na całej powierzchni temperaturę zewnętrznej powierzchni, która jest temperaturą warstwy wykańczającej (tynku). Nadto przyjmuje się za znane własności emisyjno-absorpcyjne powierzchni.

Ponieważ przegroda jest w kontakcie z atmosferą, to w bilansie ciepła należy również uwzględnić konwekcyjną wymianę ciepła pomiędzy osłoną a otoczeniem, osłoną a warstwą wewnętrzną powietrza w szczelinie oraz warstwą tynku a powietrzem wewnątrz szczeliny.

Do obliczenia konwekcyjnych strumieni ciepła pomiędzy powietrzem a osłoną oraz powietrzem a warstwą tynku, należy określić średnią temperaturę powietrza. Jest to zadanie, które wymaga wprowadzenia odpowiednich równań opisujących ruch płynu w warunkach konwekcji swobodnej, co bardzo komplikuje rozważany problem. Dlatego też proponuje się przyjmując temperaturę powietrza równą średniej arytmetycznej z temperatury osłony i tynku dla jednej części oraz odpowiednio w obszarze odkrytym.

Bilanse ciepła napisane dla warunków stacjonarnych stanowią układ dwóch równań czwartego stopnia ze względu na poszukiwane wartości zewnętrznych temperatur powierzchni płaszcza i przegrody. Rozwiązać go można metodą kolejnych przybliżeń w ten sposób, że człony liniowe grupujemy po jednej stronie równania, a nieliniowe po drugiej. Wskaźnikiem j oznaczono „nową” wartość poszukiwanej wielkości, zaś „ $j-1$ ” jest odpowiednią z poprzedniej iteracji. Obliczenia kończymy wtedy, kiedy różnica pomiędzy kolejnymi wartościami jest wystarczająco mała.

4. Wyniki

Przeprowadzono obliczenia rozkładu temperatury zewnętrznej powierzchni płaszcza oraz przegrody w funkcji powierzchniowego udziału warstwy osłaniającej bez otworów. Wyniki zestawiono z analogicznym rozkładem temperatury dla przypadku, gdy dla przegrody nie została przewidziana pasywna osłona przeciwsłoneczna.

Obliczenia prowadzono dla miesiąca sierpnia, w którym natężenie promieniowania jest największe i wynosi 582 W/m^2 . Przyjęto obliczeniową temperaturę zewnętrzną 36°C , wewnętrzną 25°C , zaś temperatura nieboskłonu równała się $290,42 \text{ K}$.

5. Wnioski

Wysoka temperatura zewnętrzna latem powoduje nagrzewanie się ścian zewnętrznych budynku. Dla utrzymania stałego mikroklimatu pomieszczeń konieczne jest stosowanie energochłonnych urządzeń klimatyzacyjnych.

Dzięki zastosowaniu osłony pasywnej budynku galerii handlowej w Kielcach można zmniejszyć o kilkanaście stopni temperaturę przegrody. Jednocześnie dla warstwy osłaniającej o udziale powierzchniowym 60% otrzymuje się 25% ograniczenie zysków ciepła w stosunku do takiej samej ściany, ale bez osłony.

MARIA NOWAK (Font size 10 pt Times New Roman)
Kielce University of Technology
e-mail: mmmm@tu.kielce.pl

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

