

Politechnika Lubelska
Wydział Budownictwa i Architektury

BUDOWNICTWO I ARCHITEKTURA

Vol. 9 (2) 2011

Politechnika Lubelska
Lublin, 2011

Rada Redakcyjna

PRZEWODNICZĄCA – Anna Halicka

CZŁONKOWIE

M. Bevz, E. Błazik-Borowa, T. Ciężak, S. Fic, A. Flaga, J. Kukiełka, M. Łagoda,
H. V. Nguyen, T. Sadowski, A. Sobotka, B. Szmygin

Redakcja

A. Halicka, T. Lipecki

Adres redakcji

Katedra Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa i Architektury
Politechnika Lubelska, ul. Nadbystrzycka 40, 20-618 Lublin
e-mail: a.halicka@pollub.pl (Anna Halicka)

Katedra Mechaniki Budowli, Wydział Budownictwa i Architektury
Politechnika Lubelska, ul. Nadbystrzycka 40, 20-618 Lublin
e-mail: t.lipecki@pollub.pl (Tomasz Lipecki)

Publikacja wydana za zgodą Rektora Politechniki Lubelskiej

© Copyright by Politechnika Lubelska 2011

ISSN 1899-0665

Wydawca: Politechnika Lubelska
ul. Nadbystrzycka 38D, 20-618 Lublin

Realizacja: Biblioteka Politechniki Lubelskiej
Ośrodek ds. Wydawnictw i Biblioteki Cyfrowej
ul. Nadbystrzycka 36A, 20-618 Lublin
tel. (81) 538-46-59, email: wydawca@pollub.pl
www.biblioteka.pollub.pl

SPIS TREŚCI
CONTENTS

Łukasz Jabłoński:

- Zagadnienie ścinania w żelbetowych belkach zespolonych o przekroju teowym
Shear problem of T-sectional composite reinforced concrete beams 5

Piotr Wielgos:

- Równania ruchu konstrukcji głównej z dołączonymi tłumikami drgań opisanymi standardowym modelem reologicznym
The equations of motion of the main structure with attached dampers described by standard rheological model 23

Bartosz Zegardło, Anna Halicka:

- Analiza właściwości cieplnych betonu z kruszywem z odpadów ceramiki sanitarnej
Analysis of thermal properties of concrete made using aggregate from sanitary ceramic wastes 39

Justyna Banaszak, Anna Halicka:

- Kompleksowa ocena techniczna budynku zabytkowego na przykładzie plebanii w Wojsławicach
The procedure of complex technical assessment of the ancient building described on the example of the vicarage building in Wojsławice 51

Jacek Góra:

- Właściwości wytrzymałościowe betonów wysokowartościowych z kruszywem węglanowym
Strength properties of high-performance concretes with carbonate coarse aggregate 69

Jacek Góra:

- Odkształcalność doraźna betonów wysokowartościowych z kruszywami łamanymi
Instantaneous deformability of high performance concretes with crushed aggregates 77

Hubert Trammer:

- Berlińskie osiedla Onkel-Toms-Hütte i Am Fischtal jako odzwierciedlenie w budownictwie mieszkaniowym relacji między nurtem awangardowym a nurtem kontynuacji w architekturze Niemiec lat dwudziestych XX wieku
Onkel-Toms-Hütte i Am Fischtal settlements in Berlin, as a reflection of the relation between avant-garde and continuation trends in German architecture of the twenties of the XXth century in the field of housing 87

Krzysztof Janus:

Przekształcenia architektoniczne zabudowań zlokalizowanych na posesji przy ul. Archidiakońskiej 1
Architectural transformations of the buildings on estate at Archidiakońskiej 1 street 113

Krzysztof Janus:

Analiza XIX-wiecznych widoków Lublina pod względem identyfikacji zabudowań zlokalizowanych przy ul. Bernardyńskiej
Analysis of XIX century views of Lublin in relation to identifications of buildings situated near Bernardyńska street 121

Jan Wrana:

Architektura z poszanowaniem miejsca
Architecture respecting the place 129

Anna Ostańska, Katarzyna Taracha:

Energetyczny audyt miejski, z wykorzystaniem szablonu MDN/R+E, jako instrument planowania oszczędności energetycznej w mieście
City energy audit based on research template MDN/R+E as the instrument of planning energy saving measures at urban level 141

Zagadnienie ścinania w żelbetowych belkach zespolonych o przekroju teowym

Łukasz Jabłoński

*Katedra Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa i Architektury,
Politechnika Lubelska, l.jablonski@pollub.pl*

Streszczenie: Artykuł przedstawia dane literaturowe dotyczące zagadnienia ścinania w belkach żelbetowych zespolonych o przekroju teowym – ich pracy w strefach przypodporowych oraz styku. Na wstępie przedstawiono gdzie w praktyce budowlanej występują elementy zespolone o przekroju teowym. Następnie przeanalizowano sposoby ustalania parametrów geometrycznych (według zaleceń normowych [12,14]) przekrojów teowych w belkach monolitycznych oraz belkach zespolonych ze stykiem nierozwarstwionym lub zarysowanym. W celu opanowania istoty zagadnienia przestudiowano literaturę [6,7,8,9] oraz normy [12,13] w zakresie ścinania w strefach przypodporowych oraz między środnikiem a półką jednorodnych przekrojów teowych. Przechodząc do rozpoznania *meritum* zagadnienia skoncentrowano się na: ścinaniu w styku między prefabrykatem a betonem monolitycznym, pracy stref przypodporowych zginanych belek zespolonych oraz uzupełniono wiadomości o ścinaniu w stropach gęsto żebrowych [3,5,12,14,15,16]. Na zakończenie zrelacjonowano najistotniejsze badania w aspekcie ścinania i pracy styku belek zespolonych o przekroju teowym [3,4,10,11] oraz wyprowadzono wnioski dla badań własnych.

Słowa kluczowe: żelbetowe belki zespolone, ścinanie, praca podporowa, przekrój teowy.

1. Wprowadzenie

Konstrukcyjne elementy zespolone powstają w wyniku celowego dobrania i połączenia elementów składowych wykonanych z materiałów o różnych parametrach wytrzymałościowo-odkształceniowych tak, aby zoptymalizować cechy użytkowe uzyskanego elementu. W całkowitej nośności elementu zespolonego ma udział każdy z elementów składowych.

Żelbetowe elementy zespolone łączą ponadto zalety prefabrykatów i betonu monolitycznego, uciążającego ustrój. Jednakże, powszechnie występujące żelbetowe elementy belkowe i płytowo-belkowe składające się z prefabrykatów uzupełnionych betonem monolitycznym, postrzegane są jako zespolone głównie w opracowaniach teoretycznych. Ze względu na to, że wiele zagadnień pracy statycznej takich elementów jest jeszcze nierozpoznanych, w praktyce projektowej często pomija się fakt zespolenia, przyjmując, że całe obciążenie przejmuje albo prefabrykat albo beton monolityczny. Jednym z mało rozpoznanych zagadnień jest, tzw. ścinanie w belkach zespolonych o przekroju teowym – ich praca w strefach przypodporowych oraz w styku.

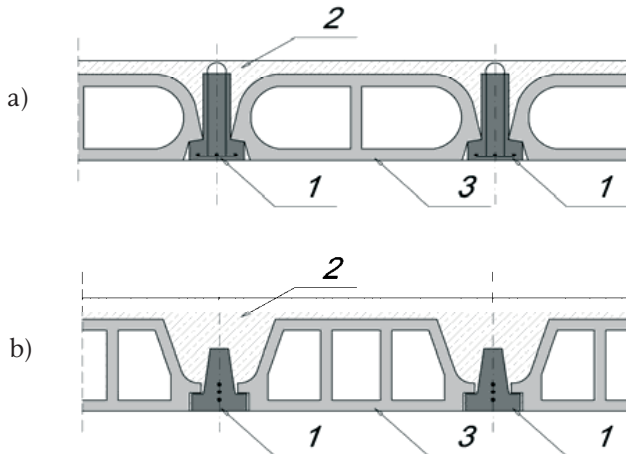
Poniżej przedstawione zostaną dane literaturowe dotyczące tego zagadnienia, jako pierwszy etap prac własnych.

2. Żelbetowe elementy zespolone o przekrojach teowych w praktyce budowlanej

Elementy zespolone o przekroju teowym występują najczęściej w konstrukcjach stropów, stropodachów i mostów.

Stropami o teowych, zespolonych elementach belkowych są popularne stropy gęstożebrowe, składające się z (Rys. 1):

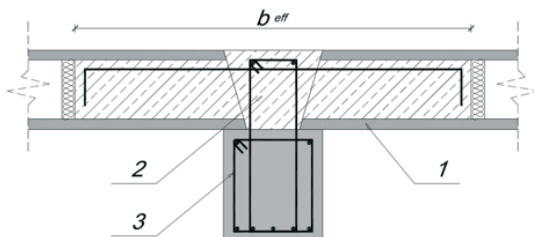
1. prefabrykowanego - żelbetowego lub sprężonego żebra, będącego głównym elementem belki zespolonej (stanowi on zwykle część środknika i pas dolny belki zespolonej),
2. betonu monolitycznego (tzw. nadbetonu) stanowiącego półkę górną belki zespolonej, czasem też uzupełnienie jej środknika,
3. pustaków, wypełniających przestrzeń pomiędzy żebrami.



Rys. 1. Przykładowe zespolone stropy gęstożebrowe (opis w tekście): a) strop DZ, b) strop z belką sprężoną RECTOR [17].

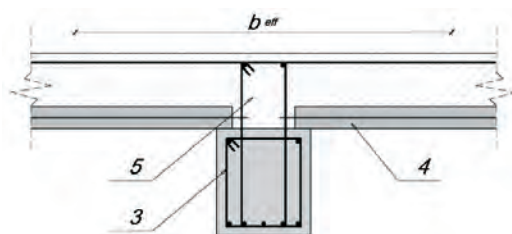
Fig. 1. Examples of composite rib-and-slab floor (legend in text): a) DZ floor, b) RECTOR floor with prestressed concrete beam [17].

Belki zespolone powstają też w konstrukcjach stropów, gdy na prefabrykowanej lub monolitycznej belce oparte są stropy prefabrykowane lub półprefabrykowane, monolityzowane wieńcem. Przykładem są belki, na których oparto płyty kanałowe (Rys. 2) lub też płyty stropu deskowego potocznie nazywanego „filigran” (Rys. 3).



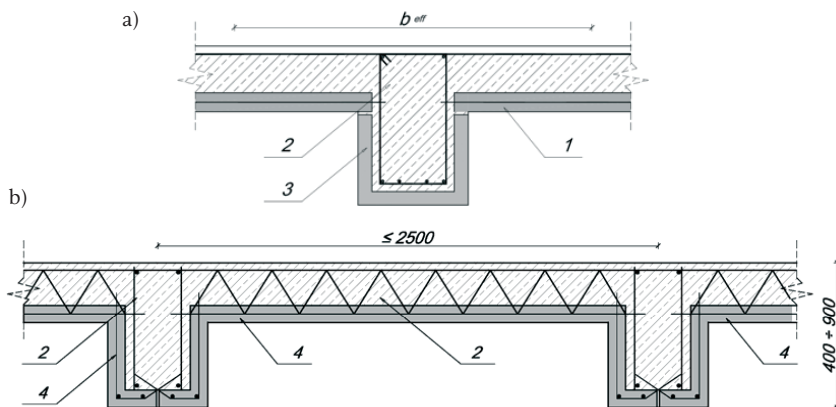
Rys. 2. Belka zespolona o przekroju teowym utworzona przez prefabrykowaną lub monolityczną belkę oraz monolityczny wieniec i częściowo wypełnione betonem monolitycznym fragmenty płyt kanałowych 1 – płyta wielokanałowa, 2 – beton uzupełniający (wieniec i częściowe wypełnienie kanałów), 3 – belka stropowa.

Fig. 2. T-sectional composite beam create by precast or cast in place beam and cast in place rim and partially filled hollow-core slabs: 1 – hollow-core slab, 2 – cast in place component (rim and hollow core slab's partially filling), 3 – floor beam.



Rys. 3. Belka zespolona o przekroju teowym utworzona przez prefabrykowaną lub monolityczną belkę oraz płyty prefabrykowane stropu deskowego „filigran” i beton uzupełniający: 3 – belka stropowa, 4 – płyta stropu deskowego, 5 – beton monolityczny.

Fig. 3. T-sectional composite concrete beam create by precast or cast in place beam and precast board of “filigran” floor and cast in place component: 3 – floor beam, 4 – slab of board floor, 5 – cast in place component.

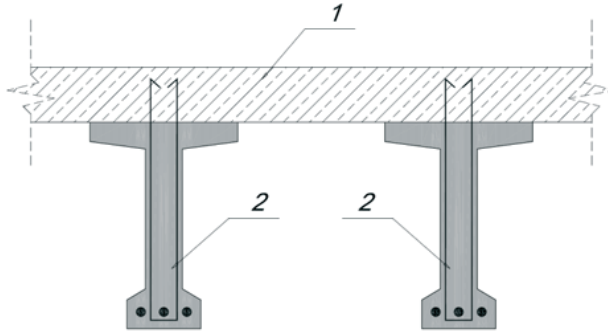


Rys. 4. Stropy zespolone z prefabrykatami traktowanymi jako „deskowanie tracone” [9]: a) z rozdzielnymi prefabrykatami kształtującymi belkę i płytę, b) z prefabrykatami scalonymi (strop ABE): 1 – prefabrykowany element płytowy stropu, 2 – beton uzupełniający, 3 – prefabrykowana u-kształtna belka, 4 – prefabrykat scalony typu ABE.

Fig. 4. Composite floors with prefabricated unit as a “lose boarding” [9]: a) with separate precast beam and slab unit, b) with self-contained unit (ABE floor): 1 – precast slab component, 2 - cast in place component, 3 – precast U-beam, 4 – ABE type self-contained unit.

Mniej popularne są stropy zespolone, w których prefabrykaty stanowią „deskowanie tracone” zarówno płyt jak i belek. W stropach takich prefabrykaty mogą być rozłącznymi „deskowaniami traconymi” płyty i belki (Rys. 4a), lub scalonymi elementami płytowo-belkowymi (Rys. 4b) [9].

Zespolone elementy belkowe występują również w mostownictwie. Przykład zespolonych belek mostowych pokazano na Rys. 5 [1].



Rys. 5. Zespolone elementy mostowe [1]: 1 – płyta monolityczna, 2 – dźwigar prefabrykowany.
Fig. 5. Bridge composite elements [1]: 1 – cast in place slab, 2 – precast girder.

3. Przekrój teowy i jego parametry geometryczne

3.1. Ustalenie parametrów geometrycznych jednorodnego przekroju teowego

Sprawdzając stan graniczny nośności na zginanie żeber (belek) w stropie płyto-żebrowym, zgodnie z EC2 [12], w przypadku obciążenia momentami dodatnimi, uznaje się, że część płyty przylegająca bezpośrednio do żebra współpracuje z nim w przenoszeniu tych momentów, tworząc przekrój teowy. Na szerokości pasma płyty współpracującego z żebrzem naprężenia przyjmują wartość stałą. Szerokość płyty współpracującej z żebrzem (tzw. szerokość efektywna) określona jest z warunku jednakowych ugięć płyty stropowej pracującej w kierunku prostopadłym do żeber i żebra współpracującego z pasmem płyty o zastępczej szerokości.

Na długości odcinka belki o niezmiennym znaku momentu zginającego – l_0 , przy założeniu równomiernych naprężeń, przyjmuje się stałą wartość szerokości współpracującej (Rys. 6b). Efektywna szerokość b_{eff} zależy od szerokości średnika b_w , rozpiętości przęsła, rodzaju podparcia i obciążenia (Rys. 6a):

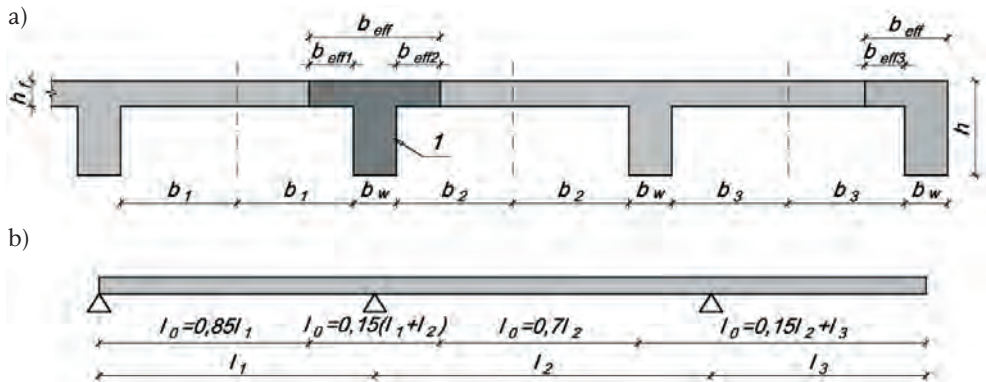
$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \quad (1)$$

przy czym szerokość efektywna po jednej stronie średnika jest równa:

$$b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \quad (2)$$

gdzie: l_0 – odległość między punktami zerowymi momentów, b_i – połowa rozpiętości płyty w świetle podpór.

W przypadku, gdy obciążenia siłami skupionymi są większe niż pozostałe całkowite obciążenia belki, szerokość współpracującą należy zmniejszyć o 20%.



Rys. 6. Określenie szerokości współpracującej w belkach teowych [8]: a) oznaczenia, b) długość l_0 między punktami zerowych momentów: 1 - przekrój teowy

Fig. 6. Cooperate width definition of T-sectional beams [8]: a) notations, b) length l_0 between zero points of bending moment: 1 – T-section.

3.2. Ustalenie parametrów geometrycznych zespolonego przekroju teowego

3.2.1. Elementy zespolone z niezarysowanym stykiem

Elementy zespolone winny być tak projektowane, aby w styku między prefabrykatem i betonem monolitycznym zapewnić współpracę. Współpraca ta jest pełna, jeśli styk między prefabrykatem a betonem monolitycznym pozostaje niezarysowany aż do zniszczenia elementu [3]. W takim przypadku do określania szerokości efektywnej można stosować wyrażenia (1) i (2).

Szczegółowe zasady określania szerokości efektywnej stropów gęstożebrowych podano w normach dotyczących takich stropów [14]. W przypadku, gdy żebra są zespolone z udziałem prefabrykatów żelbetowych lub sprężonych, szerokości te należy ustalać następująco:

a) w stropach z płytą monolityczną układaną nad prefabrykatami i z niewspółpracującym wypełnieniem (pustakami) b_{eff} jest równe odległości między osiami sąsiadujących prefabrykatów (Rys. 7a),

b) w stropach zespolonych, w których pustaki współpracują z belkami i uzupełniającym betonem, przy czym współpraca ta nie jest poparta wynikami badań (Rys. 7b, c):

$$b_{eff} = b_0 + 0,33b_1 \quad (3)$$

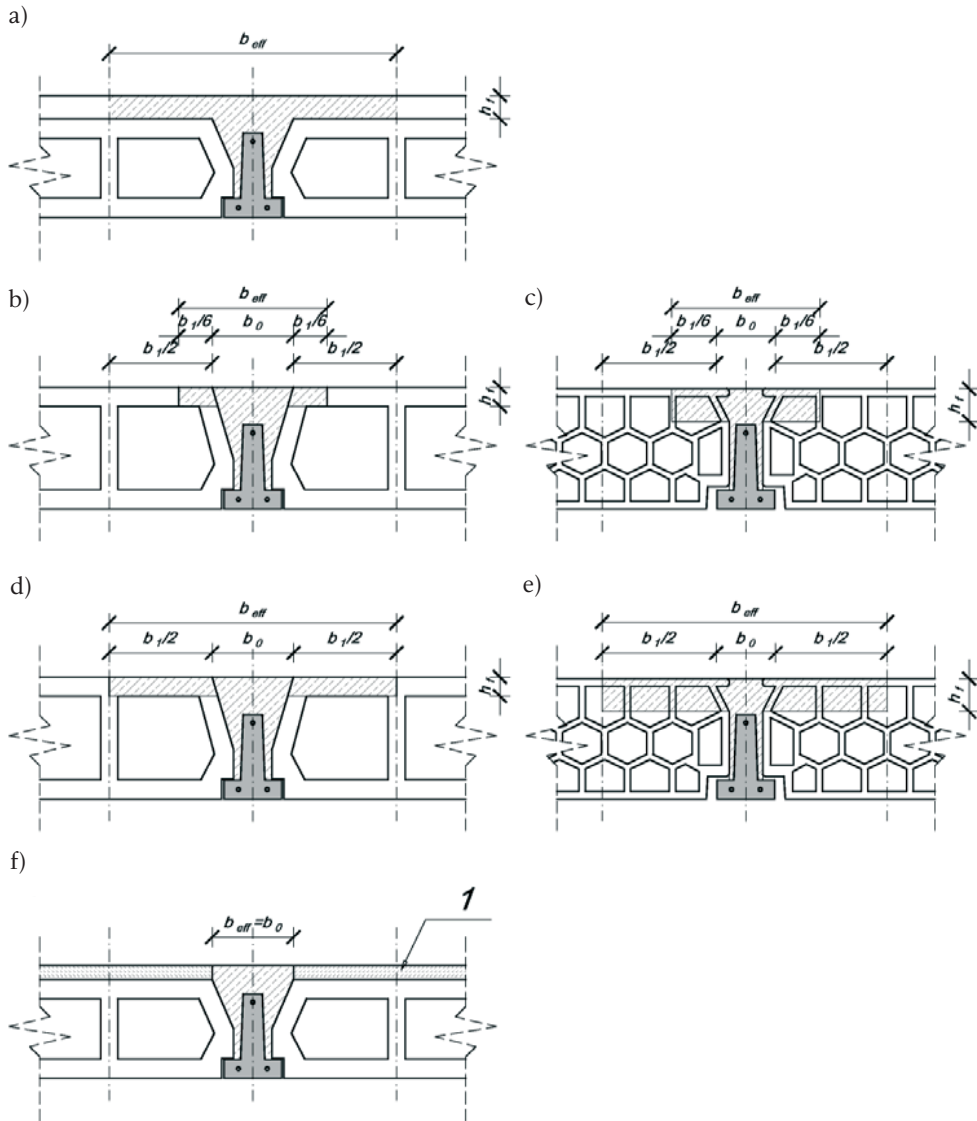
c) w stropach zespolonych, w których pustaki w pełni współpracują z belkami i uzupełniającym betonem, co jest potwierdzone badaniami (Rys. 7d, e):

$$b_{eff} = b_0 + b_1 \quad (4)$$

d) w stropach, w których beton uzupełniający wypełnia jedynie przestrzeń między pustakami (Rys. 7f):

$$b_{eff} = b_0 \quad (5)$$

We wzorach (3÷5) b_o oznacza szerokość betonu uzupełniającego mierzoną w poziomie górnej krawędzi pustaka, a b_1 – szerokość górnej krawędzi pustaka współpracującego.



Rys. 7. Sposób określania szerokości współpracującej b_{eff} w stropach gęstożebrowych o żebrach zespolonych (opis w tekście): 1 – warstwa wyrównująca [9].

Fig. 7. Method for cooperate width definition b_{eff} of rib-and-slab floor (legend in text): 1 – set off layer [9].

3.2.2. Szerokość efektywna belek zespolonych w przypadku zarysowania styku

W pracy [3] dokonano klasyfikacji mechanizmów zniszczenia belki zespolonej. Najbardziej korzystnym jest model belki quasi-monolitycznej, gdy zapewniona

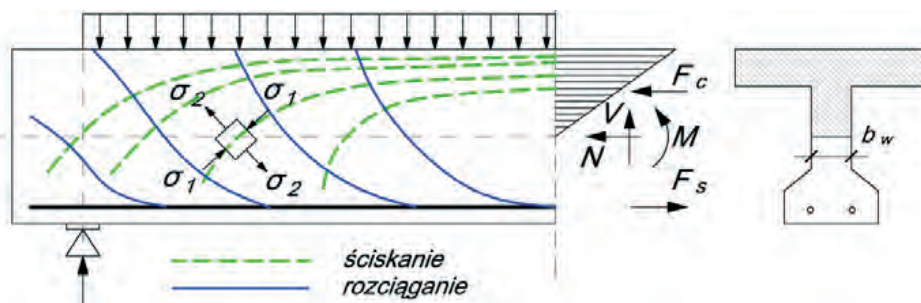
jest pełna współpraca w styku (zasady określania szerokości efektywnej w takim przypadku podano w p. 3.2.1).

Jednak przy niedostatecznej przyczepności, styk może ulec zarysowaniu. Może być ono lokalne lub może zająć na dłuższym odcinku (delaminacja). Delaminacja oznacza, że elementy składowe – prefabrykat i beton monolityczny zaczynają pracować oddzielnie i do takiej sytuacji nie należy dopuścić już na etapie projektowania poprzez odpowiednie kształtowanie parametrów styku [3]. Natomiast sytuacja lokalnego zarysowania styku jest dopuszczalna, choć po lokalnym zarysowaniu zmienia się szerokość rozwarcia rysy ukośnej i nośność strefy przypodporowej na ścinanie [3]. Brak jest danych literaturowych, jak fakt lokalnego zarysowania należy uwzględnić obliczając szerokość efektywną belki.

4. Ścinanie w przekrojach przypodporowych jednorodnych belek o przekroju teowym

4.1. Ścinanie w jednorodnych przekrojach teowych

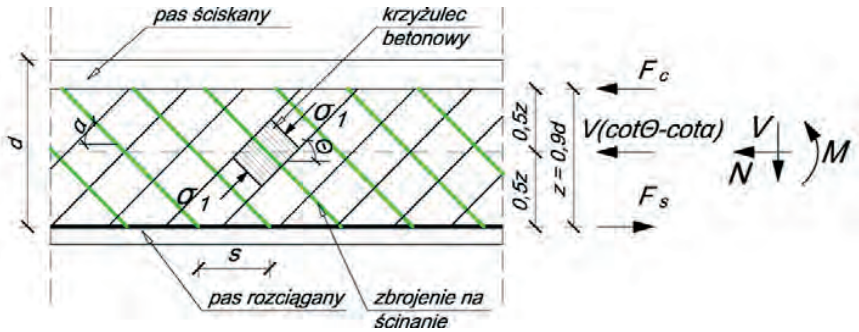
Problem tzw. ścinania w belkach żelbetowych występuje głównie w strefach przypodporowych, gdzie wartość siły poprzecznej jest największa oraz w miejscach występowania znacznych sił skupionych. Wiąże się to z występowaniem w tych strefach głównych naprężeń rozciągających (Rys. 8) [7].



Rys. 8. Trajektorie naprężeń głównych w zginanej belce swobodnie podpartej [7].

Fig. 8. Stress lines in simple-supported bending beam [7].

O ile w środku rozpiętości belki naprężenia główne mają kierunki zgodne z osiami belki, to przy podporach kierunki te są nachylone do osi (Rys. 8). Konsekwencją jest powstanie, w miarę wzrostu obciążenia, rysy ukośnych w okolicach podpory. Do chwili powstania rysy ukośnej naprężenia wywołane ściskaniem przenoszone są przez beton oraz zbrojenie podłużne. Po powstaniu rysy ukośnej, schemat pracy i trajektorie naprężeń ulegają zmianie. W klasycznych modelach zakłada się, że główną rolę zaczynają odgrywać strzemiona, pręty odgięte oraz beton ściskany. Pomija się natomiast wpływ betonu w strefie rozciąganej pomiędzy rysami oraz odkształceń poprzecznych zbrojenia. Istotę zachowania się elementu przy ścinaniu prezentują tzw. modele kratownicowe elementów ścinanych (Rys. 9) [7].



Rys. 9. Model kratownicowy elementów ścinanych [12].

Fig. 9. Truss model of shearing elements [12].

Podstawowym parametrem wpływającym na nośność belki teowej na ścinanie jest szerokość średnika b_w . Występuje ona w normowych wyrażeniach opisujących zarówno nośność betonowych krzyżulców rozciąganych:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \quad (6)$$

jak i nośność betonowych krzyżulców ściskanych:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta - \tan \theta} \quad (7)$$

w których: f_{ck} – wytrzymałość charakterystyczna wyrażona w [MPa], d – wysokość użyteczna przekroju, ρ_l – stopień zbrojenia przekroju, k , k_1 , $C_{Rd,c}$ – współczynniki pomocnicze określone wg EC2[12], σ_{cp} – naprężenia ściskające od siły normalnej N_{Ed} , b_w – najmniejsza szerokość strefy rozciąganej przekroju, α_{cw} – współczynnik zależny od stanu naprężeń w pasie ściskany, v_1 – współczynnik redukcji wytrzymałości betonu zarysowanego przy ścinaniu, z – ramię sił wewnętrznych, θ – kąt nachylenia ściskanych krzyżulców betonowych do osi belki,

Sposób ustalania szerokości średnika b_w podano na rys. 10 [12]. Dodatkowe zalecenia dotyczą ustalania szerokości średnika w belkach sprężonych. Są one następujące:

- gdy średnik zawiera zainiektowane kanały z osłonami metalowymi o średnicy $\varphi > b_w/8$, to nośność na ścinanie wylicza się na podstawie nominalnej grubości średnika:

$$b_{w,nom} = b_w - 0,5 \sum \varphi \quad (8)$$

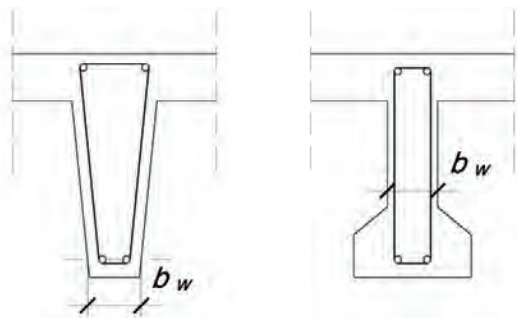
- gdy średnik zawiera zainiektowane kanały z osłonami metalowymi o średnicy $\varphi \leq b_w/8$, to

$$b_{w,nom} = b_w \quad (9)$$

- jeśli średnik zawiera nie iniektowane kanały, kanały zainiektowane z osłonami z tworzyw sztucznych lub cięga bez przyczepności to:

$$b_{w,nom} = b_w - 1,2 \sum \varphi \quad (10)$$

gdzie φ – zewnętrzna średnica kanału, a $\Sigma\varphi$ określana jest na najbardziej niekorzystnym poziomie.

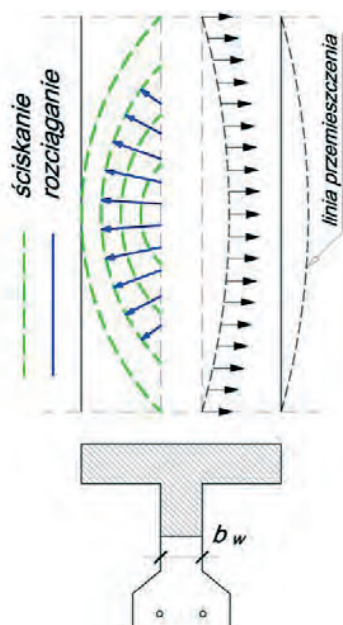


Rys. 10. Ustalanie szerokości środka przy sprawdzaniu przekroju teowego na ścianie według EC2 [12].

Fig. 10. Method for web's width definition in vertical shear verification according to EC2 [12].

4.2. Ścinanie między środkiem a półką

W elementach o przekroju teowym kombinacja siły poprzecznej i momentu zginającego powoduje powstawanie naprężeń ścinających między środkiem a półką. Trajektorie naprężeń głównych i linie przemieszczenia półki pokazano na Rys. 11.

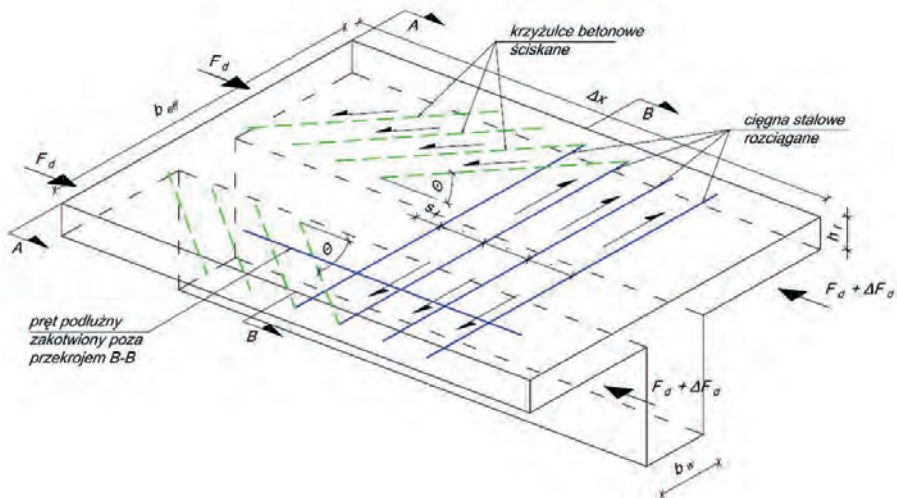


Rys. 11. Trajektorie naprężeń głównych w półce belki żelbetowej [7].

Fig. 11. Stress lines of concrete beam flange [7].

Widoczne jest, że płyta ma tendencję do odpajania się od środka, czemu powinno przeciwdziałać dodatkowe zbrojenie płyty ułożone prostopadle do osi belki. W celu rozwiązania tego problemu przyjmuje się model kratownicy zastęp-

czej, w której półkę traktuje się jak zespół ściskanych krzyżulców betonowych połączonych cięgnami w postaci zbrojenia rozciąganego (Rys. 12) [7].



Rys. 12. Model kratownicowy ścinania między półką a średnikiem belki żelbetowej [11].
Fig. 12. Truss model of shearing between flange and web concrete beam [11].

Model obliczeniowy [12,8] przyjęty jest tak jak w przypadku ścinania belek o przekroju prostokątnym. Wymagane jest zatem, aby w krzyżulcach betonowych umownej kratownicy zostały spełnione warunki stanu granicznego nośności na ściskanie, natomiast w krzyżulcach stalowych na rozciąganie. Aby właściwie zabezpieczyć styk belki z płytą, należy ponadto doprowadzić do spełnienia warunków dotyczących minimalnego stopnia zbrojenia. W belkach teowych rolę krzyżulców stalowych spełniają zwykle strzemiona, a w stropach płytowo-belkowych – zbrojenie górne płyty nad belką [7].

W celu określenia warunków nośności wg EC2 [12], rozpatruje się podłużne naprężenia styczne v_{Ed} w płaszczyźnie styku między jedną stroną półki i średnikiem, których wartość określa się przez zmianę nominalnej siły podłużnej ΔF_d na długości Δx rozpatrywanej części półki zgodnie ze wzorem:

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \Delta x} \quad (11)$$

gdzie: h_f – grubość półki w miejscu połączenia ze średnikiem, Δx – rozpatrywana długość, ΔF_d – zmiana siły normalnej na długości Δx .

Za maksymalną wartość Δx można przyjmować połowę odległości pomiędzy przekrojem, w którym moment jest równy zero, a przekrojem, w którym moment przyjmuje wartość maksymalną. Jeżeli występują obciążenia skupione, to odległość Δx nie powinna przekroczyć odległości między tymi obciążeniami.

Zmiana nominalnej siły podłużnej jest równa:

$$\Delta F_d = \frac{M_{Ed}}{z} \frac{b_{eff,1}}{b_{eff}} \quad (12)$$

gdzie: M_{Ed} – moment występujący w rozważanym przekroju w połowie odcina x , $b_{eff,v}/b_{eff}$ – stosunek określający proporcjonalną siłę przypadającą na jedną stronę żebra, z – ramię sił wewnętrznych.

Jeżeli naprężenia v_{Ed} nie przekraczają $0,4f_{ctm}$, to dodatkowe zbrojenie – poza potrzebnym ze względu na zginanie, nie jest wymagane. W przeciwnym przypadku należy przewidzieć dodatkowe zbrojenie zespalające półki ze środkami żebra, którego przekrój na jednostkę długości można określić ze wzoru:

$$\frac{A_{sf} f_{yd}}{s_f} \geq \frac{v_{Ed} h_f}{\cot \theta} \quad (13)$$

gdzie: θ – kąt nachylenia ściskanych krzyżulców betonowych do osi belki, f_{yd} – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia zespalającego, A_{sf} – pole przekroju zbrojenia zespalającego, s_f – rozstaw zbrojenia zespalającego.

Zmiażdżeniu ściskanych krzyżulców w półce zapobiega się, spełniając warunek:

$$v_{Ed} \leq v f_{cd} \sin \theta \cos \theta \quad (14)$$

gdzie: v – współczynnik redukcji wytrzymałości betonu zarysowanego przy ścinaniu, f_{cd} – obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie.

5. Ścinanie w strefach przypadkowych belek zespolonych

5.1. Ścinanie w styku między prefabrykatem a betonem monolitycznym

Istnienie w belce zespolonej styku elementów składowych jest istotnym czynnikiem wpływającym na pracę statyczną i nośność elementów zespolonych. Styk jako strefa nieciągłości betonowania jest najsłabszym miejscem w elemencie. Jako taki narażony jest na zarysowania pod wpływem występujących tu naprężeń ścinających, co wpływa na możliwość spełnienia stanów granicznych nośności i użytkowalności belki jako całości. Dlatego w EC2 [12] zalecono sprawdzenie dodatkowego stanu granicznego - stanu granicznego nośności styku. Stan ten, zapisany jest za pomocą wyrażenia:

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi} \quad (15)$$

w którym naprężenia styczne w styku v_{Edi} nie mogą przekroczyć nośności tego styku v_{Rdi} .

Naprężenia w styku są wprost proporcjonalne do siły poprzecznej v_{Ed} działającej w analizowanym przekroju:

$$v_{Edi} = \beta \frac{V_{Ed}}{z b_i} \quad (16)$$

gdzie: β – stosunek siły podłużnej działającej na przekrój poprzeczny nowego betonu do całej siły podłużnej, działającej w rozważanym przekroju, V_{Ed} – siła poprzeczna, b_i – szerokość płaszczyzny zespolenia, z – ramię sił wewnętrznych w przekroju zespolonym.

Nośność styku traktuje się jako jednostkową, wyrażoną w jednostkach naprężeń. Uwzględnia ona wytrzymałość betonu na rozciąganie, charakter powierzchni łączonych materiałów, tarcie oraz zjawisko „shear friction”:

$$v_{Rdt} = cf_{ctd} + \mu\sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \quad (17)$$

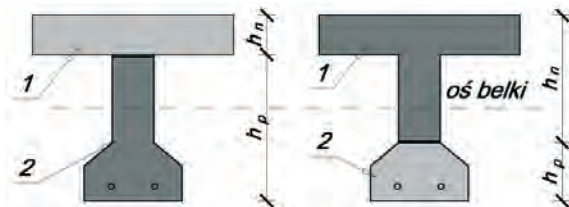
gdzie: c i μ – współczynniki zależne od szorstkości płaszczyzny styku, f_{ctd} – obliczeniowa wytrzymałość na rozciąganie betonu, σ_n – naprężenia normalne do powierzchni styku, ρ – stopień zbrojenia styku, α – kąt nachylenia zbrojenia sztywającego do powierzchni styku, f_{yd} – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia sztywającego.

5.2. Ścinanie w strefach przypodporowych belek zespolonych

Praca statyczna belek zespolonych uzależniona jest od dwóch podstawowych czynników.

Wiodącym czynnikiem jest tu różnica cech łączonych materiałów, wpływająca na rozkład naprężeń na wysokości elementu i w konsekwencji na wartości sił wewnętrznych, szerokość rys i ugięcia. Prace badawcze analizujące zespolenie dwóch betonów o różnym module sprężystości potwierdzają wpływ zespolenia na pracę statyczną elementu zarówno w środku rozpiętości jak i w strefach przypodporowych [3].

Drugim czynnikiem jest istnienie styku między łączonymi elementami składowymi. Występujące tu naprężenia ścinające i fakt, że jest to strefa słabsza niż łączone elementy powoduje, że styk jest potencjalnym miejscem zarysowania, zmniejszającego nośność i możliwość spełnienia stanów granicznych użytkowości belki zespolonej [3].



Rys. 13. Zasada rozpatrywania elementów przy sprawdzaniu ścinania w elementach zespolonych wg [13]; 1 – nadbeton, 2 – prefabrykat.

Fig. 13. Element consideration rule in shear verification of composite elements [13]; 1 – cast in place component, 2 – precast component.

Dotychczas brak jest jasnych uregulowań normowych dotyczących obliczania nośności na ścinanie w strefach przypodporowych elementów zespolonych. Ogólnie stosowano zasadę, że całą siłę ścinającą przenosi jeden ze składników przekroju zespolonego o nośności na ścinanie obliczanej zgodnie z normą PN [13,5]: gdy płaszczyzna styku znajdowała się powyżej głównej osi belki, w projektowaniu na ścinanie rozpatrywano jedynie element dolny, gdy płaszczyzna styku znajdowała się poniżej osi – element górny (Rys. 13) [5].

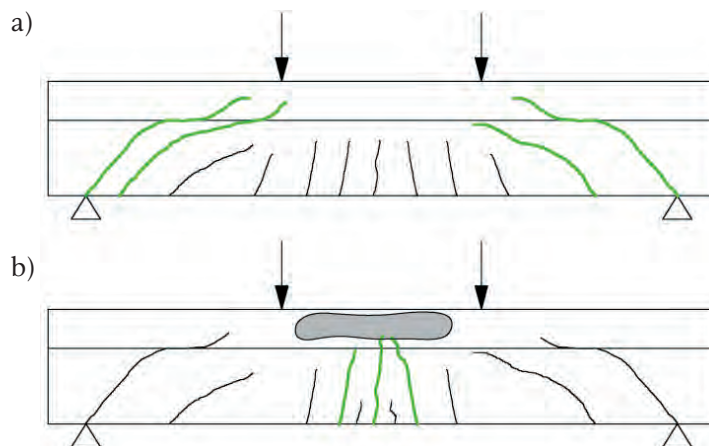
Odmienne zalecenia co do obliczania żelbetowych elementów zespolonych na ścinanie zawarto w normie ACI [16], w której wymaga się aby element zachował niezależnie:

- poziomą nośność na ścinanie w styku, równoznaczną z brakiem delaminacji,
- pionową nośność na ścinanie sprawdzaną według ogólnych zasad w/w normy dotyczących ściennia tak, jakgdyby cały przekrój był monolityczny [16].

W normie EC2 [12] uznano nośność styku za stan graniczny, co oznacza przyjęcie założenia, że osiągnięcie nośności styku równoznaczne jest z osiągnięciem nośności belki, bez analizowania stanów pośrednich. W pracy [3] wykazano jednakże, że istotna dla pracy belki jest faza zarysowania styku – zarysowanie to bowiem, nawet jeśli występuje lokalnie, zwiększa szerokość rozwarcia rys ukośnych redukując nośność belki na ścinanie.

W pracy [3] dokonano analizy mechanizmów zniszczenia zespolonych belek żelbetowych i stwierdzono, że już na etapie projektowania należy niedopuszczać sytuacji, kiedy najpierw pojawia się rysa w styku, a dopiero później rysa ukośna. To właśnie w takich belkach możliwe jest zniszczenie przez przekroczenie nośności styku. Zalecono natomiast, aby dopuszczać jedynie dwa przypadki:

- belki quasi-monolitycznej, w której zniszczenie następuje jak w belce monolitycznej na zginanie lub ścinanie bez zarysowania styku,
- belki, w której styk podlega lokalnemu rozwarstwieniu, a zniszczenie następuje przez przekroczenie nośności na zginanie lub ścinanie, przy czym nośność na ścinanie jest mniejsza niż w belkach quasi-monolitycznych.



Rys. 14. Obraz zniszczenia belki z lokalnie rozwarstwowanym stykiem według [3]: a) zniszczenie w wyniku przekroczenia nośności na ścinanie w strefach przypodporowych, b) zniszczenie w wyniku przekroczenia nośności na zginanie.

Fig. 14. Destruction image of beam with locally delaminated contact surface [3]: a) failure in vertical shear mode of support zone, b) failure in flexure of midspan.

Podstawowym kryterium zapewniającym zniszczenie zgodne z jednym z wyżej wymienionych przypadków jest według [3] wzajemna relacja siły rozwarstwiającej styk $V_{Rd,j(cr)}$ i siły powodującej powstanie rys ukośnych $V_{Rd,w(cr)}$ zapisana w postaci warunku:

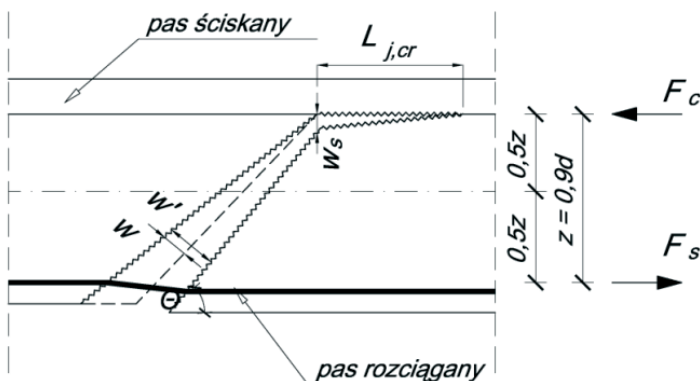
$$V_{Rd,w(cr)} \leq V_{Rd,j(cr)} \quad (18)$$

gdzie $V_{Rd,w(cr)}$ – siła poprzeczna, przy której powstaje pierwsza rysa ukośna, $V_{Rd,j(cr)}$ – siła poprzeczna, przy której wystąpi rozwarstwienie styku.

W przypadku lokalnego zarysowania styku powstająca pod wpływem działania naprężeń rozwarstwiających rysa w styku może być traktowana jak fragment rysy ukośnej strefy podporowej. Po przekroczeniu określonej długości lokalnej L_{cr} propaguje ona w beton „nowy” pod kątem wynikającym ze stanu naprężeniowo-odkształceniowego. Wartość naprężeń stycznych przenoszonych przez rysę ukośną, w wyniku zazębienia kruszywa, zależy od szerokości jej rozwarcia „ w ” (im rozwarłość rysy większa tym wartość graniczna jest mniejsza) obliczanej jako iloczyn odkształceń ϵ i rozstawu między rysami ukośnymi $S_{r,max}$, zwiększonej o szerokość rozwarcia rysy w styku w_s (Rys. 15). Ostateczna szerokość rysy ukośnej jest równa [3]:

$$w' = w + \frac{w_s}{\cos \theta} \quad (19)$$

A zatem, jeśli styk rozwarstwii się lokalnie, następuje zwiększenie szerokości rysy ukośnej, w wyniku czego maleje efektywność zazębienia się kruszywa w rysie. Strzemioma stopniowo włączają się do współpracy, a wzrastająca szerokość rysy spowoduje ich uplastycznienie, co oznacza osiągnięcie nośności na ścinanie.



Rys. 15. Wpływ rozwarcia rysy w styku na szerokość rozwarcia rysy ukośnej [3].

Fig. 15. Influence horizontal to slant cracking [3].

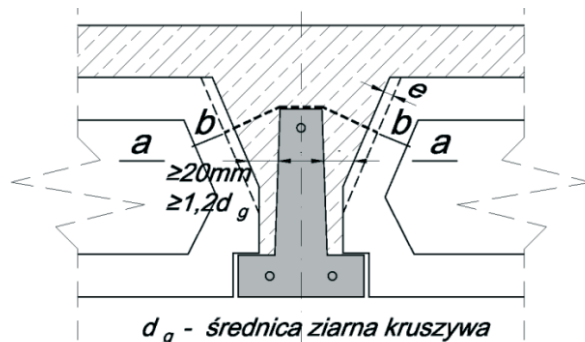
5.3. Ścinanie w stropach gęstożebrowych

Tradycyjnie, przy obliczaniu stropów gęstożebrowych zakładano, że siłę poprzeczną przejmuje jedynie prefabrykowana belka stropowa (bez uwzględnienia betonu uzupełniającego przy jej krawędziach) lub belka poszerzona o połowę grubości ścianki pustaka z obu stron w przypadku, gdy pustaki współpracowały w przenoszeniu naprężeń ściskających [9]. W normie [15] zalecono, aby do obliczeń nośności przyjmować szerokość belki, w domyśle – prefabrykowanej, w 1/3 wysokości liczonej od dołu przekroju.

Norma europejska [14] wymaga, aby nośności na ścinanie stropów z belkami prefabrykowanymi żelbetowymi i sprężonymi sprawdzać w dwóch przekrojach. W przekroju pierwszym ($a-a$), usytuowanym jak na Rys. 16, sprawdza się nośność

na ścinanie samej belki prefabrykowanej. Natomiast w przekroju drugim (*b-b*), przebiegającym poprzez styk belki i betonu uzupełniającego oraz najmniejszy odcinek łączący górną krawędź belki i ściankę pustaka, sprawdza się nośność na ścinanie betonu uzupełniającego. Szerokość przekroju *b-b* zwiększyć można o wartość $2e$, przy czym wartość e wynosi :

- 1 *cm*, gdy wypełnienie wykonano z współpracujących pustaków betonowych lub ceramicznych,
- 3 *cm*, gdy wypełnienie stanowią pełne elementy betonowe,
- 0 *cm*, inne przypadki (wypełnienie z tworzyw sztucznych).



Rys. 16. Ustalanie szerokości obliczeniowej żeber stropów gęstożebrowych przy sprawdzaniu na ścinanie według [14]: a-a przekrój, w którym sprawdza się nośność na ścinanie belki prefabrykowanej; b-b przekrój, w którym sprawdza się nośność na ścinanie betonu uzupełniającego.

Fig. 16. Method for web's width definition of rib-and-slab floor in vertical shear verification according to [14]: a-a section in shear verification of precast beam, b-b section in shear verification of cast in place component.

Nośność na ścinanie żeber stropów gęstożebrowych wg [14] zapisana jest w postaci wyrażenia:

$$V_{Rd,1} = 0,03 f_{ck} b z \quad (20)$$

w którym f_{ck} – wytrzymałość charakterystyczna odpowiednio prefabrykatu oraz betonu uzupełniającego, b – długość przekroju odpowiednio „a-a” i „b-b”, z – ramię sił wewnętrznych.

Jeśli spełniony jest warunek $V_{Ed} < V_{Rd,1}$ oraz zbrojenie dolne belek prefabrykowanych jest prawidłowo zakotwione na podporze, norma [14] pozwala na zastosowanie wyłącznie konstrukcyjnego zbrojenia poprzecznego belek wg zaleceń EC2 [12]. W przypadku, jeśli nośność $V_{Rd,1}$ została przekroczona konieczne jest zbrojenie poprzeczne żeber obliczone wg zasad EC2 [12].

Tu należy zwrócić uwagę, że w EC2 [12] podano zalecenia jedynie dla przekrojów monolitycznych, tak więc *de facto* obliczanie nośności na ścinanie belek w stropach gęstożebrowych jest obliczeniem elementu monolitycznego o ustalonej w określony sposób geometrii. W normie europejskiej dotyczącej stropów gęstożebrowych [14] nie wprowadzono konieczności sprawdzenia stanu granicznego nośności styku prefabrykowanych belek stropowych i nadbetonu, co oznacza nieścisłość założeń norm [12] i [14].

6. Dotychczasowe badania i analizy żelbetowych belek zespolonych o przekroju teowym uwzględniające ścinanie i pracę styku

W literaturze przedmiotu znaleźć można niewiele prac dotyczących zagadnienia ścinania w żelbetowych elementach zespolonych.

Najobszerniejszym opracowaniem podejmującym tematykę pracy stref podporowych belek zespolonych jest studium [3], jednak dotyczy ono głównie zginanych elementów o przekroju prostokątnym. Tym niemniej wyprowadzone tu wnioski można rozszerzyć na szerzej rozumiane zginane elementy zespolone. Dotyczy to w szczególności wniosku: „... strefy przypodporowe żelbetowych elementów zespolonych rozpatrywać należy kompleksowo z uwzględnieniem istnienia styku pomiędzy łączonymi elementami...”

Badania nośności na ścinanie i przemieszczenia w styku belek zespolonych składających się z prefabrykowanej belki w kształcie odwróconej litery *T* monolityzowanej betonem ze stropowymi płytami kanałowymi zrelacjonowano w pracy [10]. Autorzy traktowali płyty stropowe oparte na belce jako jej pośrednie obciążenie i porównywali zachowanie się tak obciążonej belki z analogiczną belką (o identycznych gabarytach, powstałą z zespolenia prefabrykatu i nadbetonu) obciążonej bezpośrednio. Przeprowadzono badania na czterech typach belek – pierwszy bez zbrojenia zszywającego, drugi i trzeci o stopniu zbrojenia równym 0,11% odpowiednio o strzemionach zamkniętych i otwartych oraz czwarty o stopniu zbrojenia równym 0,22% o strzemionach zamkniętych. Trzy pierwsze typy belek zniszczyły się przez rozwarstwienie styku łączonych elementów, pod większym obciążeniem niż w przypadku mniejszego stopnia zbrojenia zszywającego. W czwartej belce wystąpiła propagacja rysy ukośnej w strefę ściskania i wyczerpanie nośności betonu w strefie ściskania przez zginanie. Autorzy wykazali, że nośność na ścinanie obciążonych pośrednio belek jest niższa (od 3% do 11%) w stosunku do obliczonych według normy ACI [16]. Wykazali też, że kształt strzemion zszywających (to, czy są one zamknięte, czy otwarte) wpływa nieznacznie na nośność analizowanych belek na ścinanie, pod warunkiem prawidłowego ich zakotwienia w obydwu łączonych elementach.

Zagadnienie współpracy płyt kanałowych z belkami prefabrykowanymi podjęto także w pracy [4]. Zawarto tu opis planowanych badań, mających jednak na celu nie ocenę nośności na ścinanie, a jedynie określenie stopnia zespolenia oraz szerokości współpracującej kanałowych płyt stropowych z prefabrykowanym podciągami żelbetowym. Podczas analizy literatury nie natrafiono na kontynuację tematu, a w szczególności na relacje z tych badań.

Badania strunobetonowych dźwigarach SBSFF – 90/18, stanowiących podstawowe elementy nośne zespolonych przekryć dachowych zrelacjonowano w pracy [11]. W pierwszych badaniach zniszczenie dźwigarów w przekroju ukośnym przy podporze poprzedzone było rozwarstwieniem styku, co przypisano nieprawidłowemu zakotwieniu zbrojenia poprzecznego. Po zmianie zbrojenia poprzecznego poprzez poprawienie zakotwienia zniszczenie nastąpiło przez wyczerpanie nośności strefy ściskanej dźwigarów. Wyprowadzono wniosek, że prawidłowo kształtując styk i jego zbrojenie uzyskać można pełną redystrybucję sił wewnętrznych w teowych zginanych elementach zespolonych i ich quasi-monolityczne zachowanie bez względu na historię obciążenia.

7. Wnioski dla badań własnych

Pomimo tego, że zginane betonowe elementy zespolone są często stosowane w praktyce, brak jest ścisłych reguł dotyczących obliczania ich na ścinanie.

Rozbieżności występują nawet w zaleceniach normowych: norma ACI [16] zaleca sprawdzanie nośności na ścinanie takich elementów jak elementów monolitycznych, podczas gdy norma dotycząca belek stropów gęstożebrowych wymaga, aby siła ścinająca były przenoszona niezależnie przez prefabrykat i beton uzupełniający.

Niewiele jest danych literaturowych na temat ścinania w elementach zespolonych o przekroju teowym, zarówno, jeśli chodzi o relacje z badań jak i o analizy teoretyczne. W świetle wyników analiz [3] dotyczących ścinania betonowych belek zespolonych o przekroju prostokątnym, można postawić hipotezę, że podobne zależności występują w przypadku elementów o przekroju teowym, a więc, że można dopuścić lokalne zarysowanie styku pod warunkiem uwzględnienia wynikającej stąd redukcji nośności na ścinanie. Udowodnienie takiej hipotezy wymagać będzie:

- badań laboratoryjnych na belkach zespolonych o przekroju teowym, w których szczególna uwaga zostanie zwrócona na określenie siły rysującej styk i jej relacji do siły powodującej rysę ukośną oraz nośności na ścinanie,
- analizy numerycznej badanych belek uwzględniającej parametry styku,
- analizy numerycznej przypadków występujących w praktyce (stropy gęstożebrowe, płyty kanałowe na podciągach), również w aspekcie ścinania między środkiem a półką.

Literatura

- [1] Ajdukiewicz A., Mames J., *Konstrukcje z betonu sprężonego*, Polski Cement, Kraków 2004.
- [2] Dyduch K., Ajdukiewicz A., *Konstrukcje zespolone w budownictwie ogólnym i przemysłowym*, Materiały V Konferencji naukowej „Konstrukcje zespolone”, Zielona Góra 1999, str. 29-48.
- [3] Halicka A., *Studium stanu naprężeń i odkształceń w płaszczyźnie styku i strefie przypodporowej elementów zespolonych z udziałem betonów skurczowych i ekspansywnych*, Wydawnictwo uczelniane, Lublin 2007.
- [4] Jarząbek L., Kłapoć M., Marcinowski J., *Stopień zespolenia prefabrykowanych płyt stropowych z podciągami. Program badań i wstępne symulacje numeryczne*, Materiały T.VII „Konstrukcje zespolone”, Zielona Góra, str. 179-189.
- [5] Król M., Halicka A., Tur W., *Konstrukcje zespolone z udziałem betonu zwykłego i ekspansywnego*, Wydawnictwo uczelniane, Lublin 1997.
- [6] Łapko A., Jansen B. CH., *Podstawy projektowania i algorytmy obliczeń konstrukcji żelbetowych*, Arkady, Warszawa 2005.
- [7] Praca zbiorowa: *Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych według Eurokodu 2* (pod redakcją Majewskiego Z.), Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2006.
- [8] Starosolski W., *Konstrukcje Żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych tom 1*, wydanie 13, PWN, Warszawa 2011.
- [9] Starosolski W., *Konstrukcje Żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych tom 2*, wydanie 13, PWN, Warszawa 2011.

- [10] Tan K. H., Guan L. W., Lu X., Lim T. Y., *Horizontal Shear Strenght of Indirectly Loaded Composite Concrete Beams*, ACI Structural Journal/July-August 1999 str. 533-538.
- [11] Wilczyński R., *Konstrukcje Zespólone*, ITB, str. 193-207.
- [12] PN-EN 1992-1-1:2008 *Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków*.
- [13] PN-B-03264, 2002: *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie*.
- [14] PN-EN 15037-1:2008(U) *Prefabrykaty z betonu. Belkowo-pustakowe systemy stropowe. Część 1: Belki (org.)*.
- [15] PN-54/B-03300: *Stropy żelbetowe gęstożebrowe betonowane na miejscu budowy. Wymagania konstrukcyjne i zasady obliczeń statycznych*.
- [16] ACI 318-02, ACI-318R-02: *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*.
- [17] *Przewodnik projektanta systemu stropowego Rectobeton*; materiały firmowe Rector Polska 2010.

Shear problem of T-sectional composite reinforced concrete beams

Łukasz Jabłoński

*Lublin University of Technology, Faculty of Civil Engineering and Architecture
e-mail: l.jablonski@pollub.pl*

Abstract: The article presents data available in the literature concerning shear problem of composite concrete T-beams - their running in support zone and contact surface. To begin with presented where are in the civil engineering T-sectional composite elements. Following made an analysis of method for geometric buckling (according to standards [12,14]) T-sections of monolithic and composite beams without and with cracked contact surfaces. There were also literature [6,7,8,9] and standards [12,13] studies in field of support zone and between flange and web shearing solid T-beams in order to know the matter. In the essence of problem concentrated on: horizontal shearing in contact surface between precast and cast in place components, running support zone of bending composite beams and complete rib-and-slab floors' sharing data [3,5,12,14,15,16]. At the end reported the most important researches in shearing and running contact surface of composite T-beams [3,4,10,11] also draw a conclusions to my own work.

Keywords: composite reinforced concrete beam, shear, support running, T-sectional cross.

Równania ruchu konstrukcji głównej z dołączonymi tłumikami drgań opisanymi standardowym modelem reologicznym

Piotr Wielgos

*Katedra Mechaniki Budowli, Politechnika Lubelska, Wydział Budownictwa i Architektury,
e-mail: p.wielgos@pollub.pl*

Streszczenie: W artykule przedstawiono matematyczny model konstrukcji głównej z wbudowanymi wielokrotnymi strojonymi tłumikami drgań. Bardzo ważną kwestią, związaną z tym modelem jest budowa globalnej macierzy tłumienia ustroju. Przedstawione zostaną własne propozycje elementów MES, opisujących dodatkowe elementy dołączone do ustroju głównego w postaci strojonych tłumików drgań. Omówione zostaną także korzyści płynące z zastosowania nowych elementów MES.

Słowa kluczowe: wielokrotne strojone tłumiki masowe, globalna macierz tłumienia, elementy MES.

1. Wstęp

Obecnie wyróżniamy kilka metod i technologii umożliwiających redukcję drgań spowodowanych różnorodnymi oddziaływaniami. W zależności od rodzaju tych oddziaływań niektóre z metod są skuteczniejsze od innych, niekiedy jedyne jakie można zastosować. W zależności od sposobu i podejścia do problemu redukcji drgań możemy wyróżnić następujące grupy metod redukcji niepożądanych drgań:

- metody pasywnej redukcji drgań;
- metody aktywnej redukcji drgań;
- metody półaktywnej redukcji drgań;
- metody mieszane.

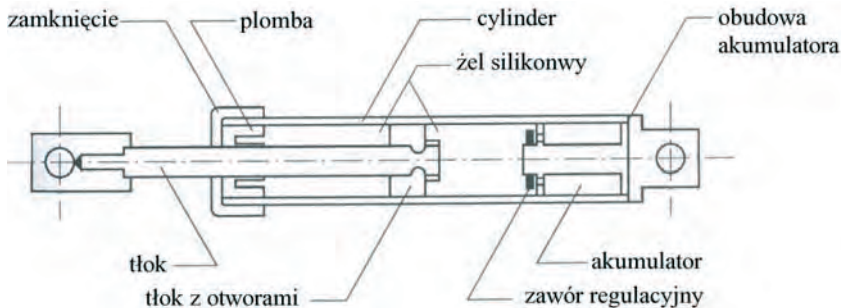
W niniejszej pracy skupiono się na pasywnej metodzie redukcji drgań, i jest ona najczęściej stosowana w konstrukcjach rzeczywistych. Pasywna redukcja drgań możliwa jest dzięki, wprowadzeniu dodatkowych elementów zwanych dalej *tłumikami drgań* (TD). Głównym ich zadaniem jest zwiększenie możliwości rozpraszania energii w trakcie drgań ustroju, lecz możliwa jest także zmiana charakterystyk częstotliwościowych ustroju. W zasadzie we wszystkich przypadkach, jakakolwiek zmiana parametrów tłumienia zmienia charakterystyki częstotliwościowe ustroju (zmiana zespolonych wartości własnych). Cechą wyróżniającą tłumiki pasywne jest to, że nie dostarczają one energii do układu głównego, a wykorzystują drgania konstrukcji do wywołania dodatkowych sił tłumiących. Inną cechą tych tłumików jest to, że ich parametry nie zmieniają się w czasie. Metody aktywnej i półaktywnej redukcji drgań nie będą omawiane w pracy. Można tylko stwierdzić, że w więk-

zości przypadków są one skuteczniejsze od metod pasywnej redukcji drgań, ale wymagają zainstalowania dodatkowych urządzeń na konstrukcji (czujniki, komputery, wzбудniki). Cechą charakterystyczną tego rodzaju tłumików jest dostarczanie energii (wprowadzenie dodatkowych sił aktywnej regulacji) do układu poprzez wzbudniki. Szeroko omówione metody aktywnej i półaktywnej redukcji drgań można znaleźć w pracy Lewandowskiego [3].

W pierwszej części pracy przedstawione zostaną podstawowe dane o pasywnych tłumikach drgań, następnie omówione zostaną sposoby wbudowania ich w konstrukcję główną. Końcowym efektem pracy jest propozycja własnych elementów MES opisujących dodatkowe elementy dołączone do ustroju głównego w postaci tłumików drgań. Modele elementów MES zostały omówione także w pracy Wielgosa [6].

2. Wiskotyczne tłumiki drgań

Tłumiki wiskotyczne zazwyczaj składają się z cylindra wypełnionego cieczą o dużej lepkości, w którym porusza się tłok z otworami. Podczas ruchu tłoka wymuszany jest ruch cieczy, której przepływ w zależności od częstości wymuszenia i prędkości cieczy w cylindrze może mieć różny charakter. Energia rozpraszana jest na skutek tarcia pomiędzy cząsteczkami płynu a tłokiem. Na Rys. 1 przedstawiono schemat takiego tłumika.



Rys. 1. Tłumik wiskotyczny.

Fig. 1. The viscous damper.

Ze względu na różne charakterystyki lepkościowe cieczy oraz zmiany ciśnienia w cylindrze w zależności od temperatury, często dodatkowym elementem jest akumulator cieczy kompensujący zmiany ciśnienia w cylindrze.

Siła wywołwana przez tego rodzaju tłumik, w ogólności ma postać:

$$F_t(t) = c \begin{cases} (\dot{x}(t))^\alpha & \dot{x}(t) \geq 0 \\ -(-\dot{x}(t))^\alpha & \dot{x}(t) < 0 \end{cases} \quad (1)$$

gdzie c jest współczynnikiem tłumienia, prędkością względną tłoka względem cylindra a α współczynnikiem. W ogólności współczynnik α , zawiera się $0,3 < \alpha < 2$ w zależności od rodzaju tłumika, charakteru wymuszenia itd. Siły tłumienia są proporcjonalne do względnej prędkości tłoka w przypadku, gdy przepływ cieczy jest laminarny, czyli dla małych prędkości tłoka. W sytuacji gdy dany ustrój poddany jest dynamicznemu oddziaływaniu wiatru, którego spektrum częstotliwościowe nie

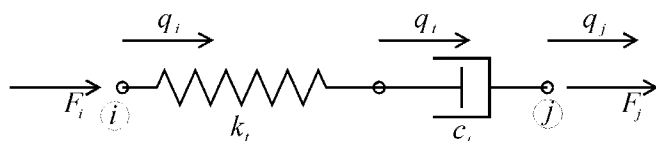
przekracza 2 Hz, mamy do czynienia z przepływem laminarnym w tłumiku $\alpha \cong 0$. Dobrym przybliżeniem jest wtedy zależność:

$$F_i(t) = c\dot{x}(t) \tag{2}$$

3. Lepkosprężyste tłumiki drgań

Przykładem tłumika lepkosprężystego może być także tłumik omówiony w poprzednim rozdziale, w którym ciecz wykazuje własności lepkosprężyste.

Do opisu tego typu tłumika może służyć model Maxwella, schematycznie przedstawionym na Rys. 2.



Rys. 2. Model reologiczny Maxwella.
Fig. 2. Maxwell rheological model.

W elementach modelu Maxwella panują jednakowe siły, które są opisane zależnościami:

$$T_i(t) = F_j(t) = c_t\dot{x}(t) \tag{3}$$

$$T_i(t) = -F_i(t) = yk_t = k_t(q_i(t) - q_j(t)) \tag{4}$$

gdzie $x(t) = q_j(t) - q_i(t)$, $y(t) = q_i(t) - q_j(t)$. Różnica przemieszczeń punktu j oraz i $\Delta q(t) = q_j(t) - q_i(t)$ jest równa sumie różnic $\Delta q(t) = x(t) + y(t)$, więc możemy zapisać:

$$\Delta q(t) = \frac{1}{k_t}T_i(t) + x(t) \tag{5}$$

Po zróżniczkowaniu równania względem czasu otrzymujemy:

$$\Delta\dot{q}(t) = \frac{1}{k_t}\dot{T}_i(t) + \frac{1}{c_t}T_i(t) \tag{6}$$

Ostatecznie wzór można przedstawić w postaci:

$$c_t\Delta\dot{q}(t) = \tau_t\dot{T}_i(t) + T_i(t) \tag{7}$$

gdzie $\tau_t = c_t / k_t$ jest czasem relaksacji.

Opisane wyżej równanie jest bardzo niewygodne do stosowania w analizie MES. Jego postać wynika z usunięcia stopnia swobody związanego z przemieszczeniem $q_i(t)$, co w efekcie wprowadza wielkość $\tau_t\dot{T}_i(t)$. Z tego też względu wartość siły tłumiącej zależy od częstości wymuszenia λ . Jeżeli przemieszczenie oraz siła w tłumiku zmieniają się harmonicznym w czasie z częstością kołową wymuszenia przy drganiach ustalonych λ , według wzorów $T_i(t) = T_0 \exp(i\lambda t)$, $\Delta q(t) = \Delta q_0 \exp(i\lambda t)$ otrzymujemy następującą zależność w dziedzinie częstości:

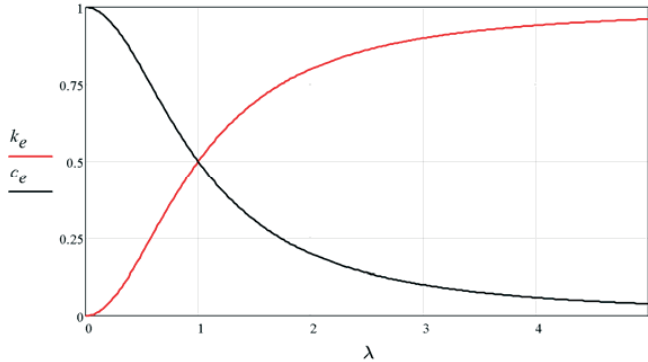
$$i\lambda c_t \Delta q_0 = i\lambda \tau_i T_0 + T_0 \quad (8)$$

$$T_0 = \frac{i\lambda c_t}{1 + i\lambda \tau_i} \Delta q_0 = (k_e + i\lambda c_e) \Delta q_0 = k_e (1 + i\eta_e) \Delta q \quad (9)$$

gdzie:

$$\tau_i = \frac{c_t}{k_t} \quad k_e = k_t \frac{\lambda^2 \tau_i^2}{1 + \lambda^2 \tau_i^2} \quad c_e = c_t \frac{1}{1 + \lambda^2 \tau_i^2} \quad \eta_e = \frac{\lambda c_e}{k_e} \quad (10)$$

Na Rys. 3 przedstawiono wykres $c_e(\lambda)$ oraz $k_e(\lambda)$, przy danych $c_t = 1$, $k_t = 1$.



Rys. 3. Wykres $c_e(\lambda)$ oraz $k_e(\lambda)$ dla modelu Maxwella.

Fig. 3. Plots of $c_e(\lambda)$ and $k_e(\lambda)$ in the case of Maxwell model.

Sztywność k_t tłumika dla modelu Maxwella, wyznacza się dla nieskończenie dużej częstości wymuszenia $\lambda = \infty$, zaś współczynnik tłumienia c_t dla zerowej częstości wymuszenia $\lambda = 0$. Otrzymujemy wtedy odpowiednio:

$$k_t = k_e \quad c_t = c_e \quad (11)$$

Jeżeli stopień swobody związany z $q_i(t)$ nie zostanie usunięty, zniknie składnik $\tau_i \ddot{F}_i(t)$. Jeżeli napiszemy równania ruchu dla każdego stopnia swobody otrzymamy układ trzech równań:

$$F_i(t) = k_t (q_i(t) - q_j(t)) \quad (12)$$

$$F_i(t) = k_t (q_i(t) - q_j(t)) + c_t (\dot{q}_i(t) - \dot{q}_j(t)) \quad (13)$$

$$F_j(t) = c_t (\dot{q}_j(t) - \dot{q}_i(t)) \quad (14)$$

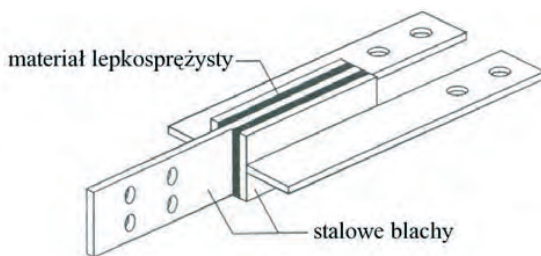
który w pełni opisuje model reologiczny Maxwella.

Niestety w literaturze np. w pracy Lewandowskiego [3], często stosuje się podejście, w którym usuwany jest ten stopień swobody i dokładane są do równań ruchu siły pochodzące od tłumików, w którym występuje pierwsza pochodna tej siły $\dot{T}_i(t)$. Powstały układ równań nie może być wtedy obliczony klasycznymi metodami MES i często wprowadza się uproszczenie, iż parametry tłumika są stałe, niezależne od częstości wymuszenia, lub są określone dla pierwszej, dominującej w odpowiedzi ustroju częstości drgań własnych. Upraszcza to model obliczeniowy

tłumika, który w zasadzie sprowadza się do modelu reologicznego Kelvina–Voigta, w którym dodatkowa siła tłumienia jest postaci:

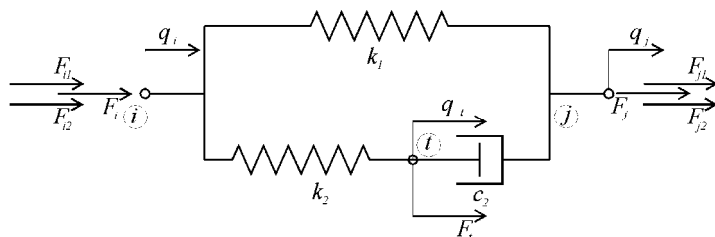
$$T_i(t) = k_i \Delta q(t) + c_i \Delta \dot{q}(t) \tag{15}$$

Innym typem tłumików lepkosprężystych są tłumiki, w których element tłumiący wykonany jest z substancji szklanych lub kopolimerów. Rozpraszanie energii w takich materiałach odbywa się w trakcie zmian postaciowych. Zazwyczaj taki tłumik składa się z dwu płyt przymocowanych do płyt stalowych. Schemat takiego tłumika przedstawiono na Rys. 4.



Rys. 4. Tłumik lepkosprężysty.
Fig. 4. The viscoelastic damper.

Do opisu tego typu tłumików najczęściej stosowany jest standardowy model reologiczny (SMR). Jest on kombinacją omówionego wcześniej modelu Maxwella oraz Kelvina–Voigta. Schemat do określenia sił w tym modelu przedstawiono na Rys. 5.



Rys. 5. Standardowy model reologiczny.
Fig. 5. Standard rheological model.

Zależności podstawowe przedstawione są poniżej:

$$F_i(t) = F_{i1}(t) + F_{i2}(t) \quad F_j(t) = F_{j1}(t) + F_{j2}(t) \quad F_j(t) = -F_i(t) \tag{16}$$

$$q_j(t) - q_i(t) = (q_1(t) - q_i(t)) + (q_2(t) - q_i(t)) \tag{17}$$

Wielkości opisujące poszczególne siły dla części drugiej modelu Maxwella będą miały następującą postać:

$$F_{i2}(t) = k_2 (q_i(t) - q_1(t)) \tag{18}$$

$$F_i(t) = k_2 (q_1(t) - q_i(t)) + c_2 (\dot{q}_1(t) - \dot{q}_j(t)) \tag{19}$$

$$F_{j2}(t) = c_2 (\dot{q}_j(t) - \dot{q}_1(t)) \tag{20}$$

zaś dla części pierwszej:

$$F_{i1}(t) = k_1(q_i(t) - q_j(t)) \quad (21)$$

$$F_{j1}(t) = k_1(q_j(t) - q_i(t)) \quad (22)$$

Jeżeli do równania (17) podstawimy zależności wynikające z równań (18) oraz (21), otrzymamy:

$$-F_{i1}(t)/k_1 = -F_{i2}(t)/k_2 + (q_j(t) - q_i(t)) \quad (23)$$

Sprowadzając do wspólnego mianownika, podstawiając $F_{i2}(t) = F_i(t) - F_{i1}(t)$ oraz różniczkując względem czasu t , otrzymujemy:

$$\frac{-\dot{F}_{i1}(t)(k_1 + k_2)}{k_1 k_2} + \frac{\dot{F}_i(t)}{k_2} = (\dot{q}_j(t) - \dot{q}_i(t)) \quad (24)$$

Zależność po prawej stronie równania możemy wyznaczyć z równania (20). Uwzględniając $F_{j2}(t) = -F_{i2}(t)$ oraz $F_{i2}(t) = F_i(t) - F_{i1}(t)$, otrzymujemy:

$$\frac{\dot{F}_{i1}(t)(k_1 + k_2)}{k_1 k_2} = \frac{\dot{F}_i(t)}{k_2} + \frac{F_i(t)}{c_2} - \frac{F_{i1}(t)}{c_2} \quad (25)$$

Po uwzględnieniu zależności $\dot{F}_{i1}(t) = k_1(\dot{q}_i(t) - \dot{q}_j(t))$ oraz (21), ostatecznie otrzymujemy znany wzór dla modelu standardowego:

$$c_2 \Delta \dot{q}(t) = \frac{k_2}{k_1 + k_2} (\tau \dot{F}_i(t) + F_i(t) - k_1 \Delta q(t)) \quad (26)$$

lub, po przekształceniach:

$$\tau(k_1 + k_2) \Delta \dot{q}(t) + k_1 \Delta q(t) = \tau \dot{F}_i(t) + F_i(t) \quad (27)$$

gdzie $\tau = c_2 / k_2$, $\Delta q(t) = q_i(t) - q_j(t)$, $\Delta \dot{q}(t) = \dot{q}_i(t) - \dot{q}_j(t)$

Ze wzorów powyższych wynika, iż jeżeli zredukujemy wartość $k_1 = 0$, to otrzymamy model reologiczny Maxwella. Jeżeli natomiast wartość $k_2 \rightarrow \infty$, to model standardowy upraszcza się do modelu Kelvina–Voigta.

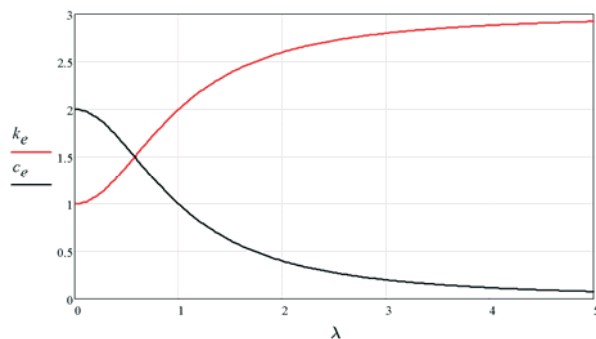
Podobnie, jak dla modelu Maxwella, jeżeli przyjmiemy opis sił tłumienia oraz przemieszczenia względnego w postaci $F_i(t) = F_0 \exp(i\lambda t)$, $\Delta q(t) = \Delta q_0 \exp(i\lambda t)$ to otrzymamy:

$$F_0 = \frac{k_1 + i\lambda\tau(k_1 + k_2)}{1 + i\lambda\tau} \Delta q_0 = (k_e + i\lambda c_e) \Delta q_0 = k_e (1 + i\eta_e) \Delta q \quad (28)$$

gdzie:

$$\tau = \frac{c_2}{k_2} \quad k_e = \frac{k_1 + \lambda^2 \tau^2 (k_1 + k_2)}{1 + \lambda^2 \tau^2} \quad c_e = \frac{c_2}{1 + \lambda^2 \tau^2} \quad \eta_e = \frac{\lambda c_e}{k_e} \quad (29)$$

Wielkość $k_e + i\lambda c_e$ nazywana jest sztywnością zespoloną. Na Rys. 6 przedstawiono wykres $c_e(\lambda)$ oraz $k_e(\lambda)$, przy danych $c_2 = 2$, $k_1 = 1$, $k_2 = 2$.

Rys. 6. Wykres $c_e(\lambda)$ oraz $k_e(\lambda)$.Fig. 6. Plots of $c_e(\lambda)$ and $k_e(\lambda)$.

Współczynnik tłumienia c_2 oraz sztywność k_1 , wyznacza dla zerowej częstości wymuszenia $\lambda = 0$. Otrzymujemy wtedy:

$$k_1 = k_e, \quad c_2 = c_e \quad (30)$$

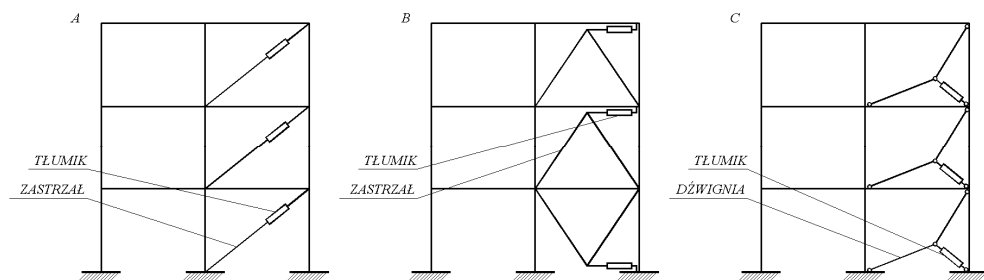
Dla nieskończenie dużej częstości wymuszenia $\lambda = \infty$, otrzymujemy odpowiednio:

$$k_e = k_1 + k_2, \quad c_e = 0 \quad (31)$$

Oczywiście, podobnie jak to miało miejsce w modelu reologicznym Maxwella, korzystniej jest wprowadzić element MES z dodatkowym stopniem swobody. Podejście takie, eliminuje pojawienie się w równaniach ruchu składnika z pierwszą pochodną siły tłumienia $\dot{F}_i(t)$. W następnym rozdziale zostanie wyprowadzony autorski element MES modelujący tłumik lepkosprężysty.

4. Sposoby wbudowania tłumików drgań w konstrukcję główną

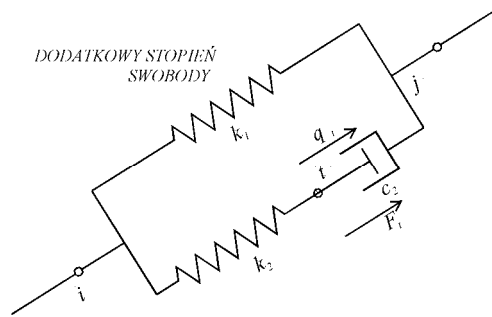
Tłumiki wiskotyczne jak i lepkosprężyste mogą być wbudowywane w konstrukcję w różnorodny sposób. Najczęściej spotykane układy przedstawione są na Rys. 7.

Rys. 7. Schemat wbudowania tłumików wiskotycznych i lepkosprężystych w konstrukcję główną.
Fig. 7. The installation scheme of viscous and viscoelastic dampers in the main structure.

Na schemacie A oraz B, przedstawione jest typowe rozwiązanie umieszczenia TD na konstrukcji głównej. Rozwiązanie przedstawione na schemacie C, jest

korzystniejsze od tych przedstawionych na schemacie A oraz B. Zwiększenie siły tłumienia wynika z zastosowania dźwigni i zwiększenia przemieszczeń oraz prędkości punktu, do którego przymocowany jest tłumik.

We wszystkich wypadkach najkorzystniej jest wymodelować przy analizie MES zastrzały. Unika się w ten sposób traktowania zastrzałów jako elementu „nowego tłumika” złożonego z zastrzału oraz właściwego tłumika. Model matematyczny, opisujący taki układ jest jeszcze bardziej złożony od wcześniej opisanego modelu Maxwella. W ogólności mamy wtedy do czynienia z układem szeregowym dwóch sprężyn i tłumika wiskotycznego. Nie należy więc usuwać stopni swobody związanych z punktami zamocowania tłumika, gdyż w znacznym stopniu utrudnia to analizę drgań takiego ustroju. Dla przypadku modelu tłumika opisanego modelem Kelvina–Voigta nie jest konieczne wprowadzanie dodatkowego stopnia swobody układu, zaś dla modeli Maxwella oraz standardowego modelu reologicznego (SMR) należy wprowadzić dodatkowy stopień swobody (jest to stopień swobody związany z wewnętrznym ruchem materiału lepkosprężystego), który pozwoli uniknąć omówionych w poprzednich podrozdziałach trudności obliczeniowych.



Rys. 8. Wprowadzenie dodatkowego stopnia swobody dla modelu.

Fig. 8. The introduction of the additional degree of freedom to the model.

5. Równania ruchu układu głównego z dołączonymi tłumikami lepkosprężystymi

Podobnie jak w przypadku ustroju składającego się z podstruktur wykonanych z różnych materiałów, tak i w przypadku dołączenia tłumików opisanych standardowym modelem reologicznym SMR do układu głównego, poszczególne macierze modelu można rozbić na dwie podmacierze:

- konstrukcja główna (przez N – oznaczmy stopnie swobody układu głównego);
- dołączone tłumiki (przez N_t – oznaczmy liczbę dołączonych tłumików).

Równania ruchu mogą być wtedy zapisane w postaci:

$$(\mathbf{M}_{KG} + \mathbf{M}_T) \ddot{\mathbf{q}}(t) + (\mathbf{C}_{KG} + \mathbf{C}_T) \dot{\mathbf{q}}(t) + (\mathbf{K}_{KG} + \mathbf{K}_T) \mathbf{q}(t) = \mathbf{p}(t) \quad (32)$$

Globalna liczba stopni swobody układu będzie wynosić $N + N_t$ (każdy TD-SMR powoduje zwiększenie globalnej liczby stopni swobody o jeden). Poniżej przedstawiono postacie macierzy \mathbf{C}_T , \mathbf{K}_{KG} , \mathbf{M}_T , przy założeniu, że dodatkowe stopnie swobody wynikające z zastosowania TD-SMR występują z ostatnimi numerami:

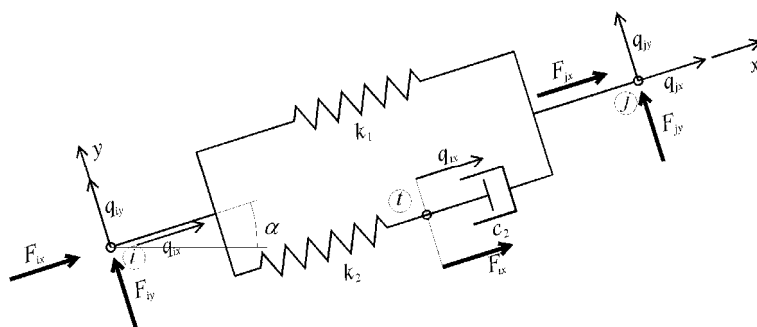
$$\mathbf{M}_{KG} = \begin{bmatrix} \mathbf{M}_{K;N,N} & \mathbf{0}_{N,N_i} \\ \mathbf{0}_{N_i,N} & \mathbf{0}_{N_i,N_i} \end{bmatrix} \quad \mathbf{K}_{KG} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{K;N,N} & \mathbf{0}_{N,N_i} \\ \mathbf{0}_{N_i,N} & \mathbf{0}_{N_i,N_i} \end{bmatrix} \quad \mathbf{C}_{KG} = \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{K;N,N} & \mathbf{0}_{N,N_i} \\ \mathbf{0}_{N_i,N} & \mathbf{0}_{N_i,N_i} \end{bmatrix} \quad (33)$$

W przypadku konstrukcji wielomateriałowych, składających się z materiałów o różnych właściwościach sprężystych czy też o różnych właściwościach tłumiących, macierze \mathbf{M}_K , \mathbf{K}_K , \mathbf{C}_K należy budować według znanego modelu Reyleigh'a, czy też modelu tłumienia opisanego przez Caughey'a [2].

Poniżej, zostanie przedstawiony sposób budowy poszczególnych macierzy sztywności elementów opisanych modelem SMR w przypadku ustroju dwuwymiarowego, a następnie jego uogólnienie na układ przestrzenny. Wprowadzone zostaną pojęcia elementu TD-SMR-2D (tłumik drgań – standardowy model reologiczny) oraz elementu TD-SMR-3D. Są to całkowicie nowe elementy MES, które mogą być zastosowane w programach obliczeniowych MES.

5.1. Element TD-SMR-2D

Na Rys. 9 przedstawiono schemat elementu tłumika o charakterystyce lepko-sprężystej TD-SMR-2D w układzie lokalnym.



Rys. 9. Element TD-SMR-2D w układzie lokalnym.

Fig. 9. The TD-SMR-2D element in local coordinate system.

Węzły i oraz j odpowiadają węzłom, do którego dołączany jest tłumik, zaś węzeł t jest węzłem dodatkowym, w którym skupiona jest masa własna drgającego materiału lepko-sprężystego. Przemieszczenie q_{tx} związane jest z ruchem wewnętrznym materiału lepko-sprężystego. Skupienie masy w węzle t , umożliwia uwzględnienie w modelu drgań własnych materiału lepko-sprężystego, co nie jest możliwe w modelach reologicznych. Masę całego tłumika można przedstawić w następującej formie:

$$m_t = m_{tw} + m_{t0} \quad (34)$$

gdzie m_{tw} jest masą materiału lepko-sprężystego zaś m_{t0} jest masą konstrukcji tłumika.

W rozważaniach można w uproszczeniu przyjąć, że połowa masy własnej materiału lepko-sprężystego m_{tw} skupiona jest węzle t na kierunku lokalnej osi x . W węzłach i oraz j na kierunku osi x skupiona czwarta część masy materiału lepko-sprężystego, oraz po połowie masy wynikającej z konstrukcji tłumika m_t . Na kierunku y w węzle i oraz j skupiona jest masa $0,5m_t$. W rzeczywistości masy

dodane do węzła i oraz j są pomijalnie małe w stosunku do masy konstrukcji i mogłyby być nie uwzględniane.

Kierunek działania tłumika określa wektor kierunkowy wynikający ze współrzędnych węzłów i oraz j w globalnym układzie współrzędnych XY w postaci $\mathbf{w}_k = [L_x, L_y]$. Pojedynczy tłumik drgań (TD) może wykonywać drgania tylko po kierunku x lokalnego układu współrzędnych, a więc z założenia $q_{iy} = 0$, oraz $F_{iy} = 0$. Transformacji do układu globalnego podlegają wielkości sił i przemieszczeń węzła początkowego i oraz końcowego j , zaś w węźle t pozostawiany jest układ lokalny.

Wektory przemieszczeń węzłowych elementu oraz sił węzłowych w układzie lokalnym dla k -tego tłumika będą miały następującą postać:

$$\mathbf{q}_k^e = \begin{bmatrix} q_{ix} \\ q_{iy} \\ q_{jx} \\ q_{jy} \\ q_{tx} \end{bmatrix}, \quad \mathbf{f}_k^e = \begin{bmatrix} F_{ix} \\ F_{iy} \\ F_{jx} \\ F_{jy} \\ F_{tx} \end{bmatrix} \quad (35)$$

zaś w układzie globalnym:

$$\mathbf{q}_k^e = \begin{bmatrix} q_{iX} \\ q_{iY} \\ q_{jX} \\ q_{jY} \\ q_{tX} \end{bmatrix}, \quad \mathbf{f}_k^e = \begin{bmatrix} F_{iX} \\ F_{iY} \\ F_{jX} \\ F_{jY} \\ F_{tX} \end{bmatrix} \quad (36)$$

Macierze \mathbf{M}_k^e , \mathbf{K}_k^e , \mathbf{C}_k^e w lokalnym układzie współrzędnych mają następującą postać:

$$\mathbf{M}_k^e = \begin{bmatrix} 0,5m_{t0} + 0,25m_{tw} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0,5m_t & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0,5m_{t0} + 0,25m_{tw} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0,5m_t & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_{tw} \end{bmatrix} \quad (37)$$

$$\mathbf{K}_k^e = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & 0 & -k_1 & 0 & -k_2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -k_1 & 0 & k_1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -k_2 & 0 & 0 & 0 & k_2 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{C}_k^e = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & c_2 & 0 & -c_2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -c_2 & 0 & c_2 \end{bmatrix} \quad (38)$$

Jeżeli nie uwzględnimy mas pochodzących od tłumika w węźle i oraz j (jako pomijalnie małe w stosunku do mas konstrukcji skupionych w węźle i oraz j), otrzymamy:

$$\mathbf{M}_k^{ie} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_{tw} \end{bmatrix} \quad (39)$$

Dla pojedynczego elementu k możemy zapisać następujące równanie równowagi dynamicznej:

$$\mathbf{M}_k^{ie} \ddot{\mathbf{q}}^{ie}(t) + \mathbf{C}_k^{ie} \dot{\mathbf{q}}^{ie}(t) + \mathbf{K}_k^{ie} \mathbf{q}^{ie}(t) = \mathbf{f}^{ie}(t) \quad (40)$$

Jeżeli napiszemy powyższe równania w standardowej formie otrzymamy następujący układ równań:

$$F_{ix} = (k_1 + k_2)q_{ix}(t) - k_1q_{jx}(t) - k_2q_{ix}(t) \quad (41)$$

$$F_{iy} = 0 \quad (42)$$

$$F_{jx} = c_2(\dot{q}_{jx}(t) - \dot{q}_{ix}(t)) + k_1(q_{jx}(t) - q_{ix}(t)) \quad (43)$$

$$F_{jy} = 0 \quad (44)$$

$$F_{ix} = m_{tw}\ddot{q}_{ix}(t) + c_2(\dot{q}_{ix}(t) - \dot{q}_{jx}(t)) + k_2(q_{ix}(t) - q_{jx}(t)) \quad (45)$$

Transformacja poszczególnych macierzy elementu z układu lokalnego do globalnego odbywa się za pomocą znanych z MES wzorów (por. Rakowski i in. [5]):

$$\mathbf{q}^e(t) = \mathbf{R}^e \mathbf{q}^{ie}(t) \quad \mathbf{q}^{ie}(t) = (\mathbf{R}^e)^T \mathbf{q}^e(t) \quad (46)$$

$$\mathbf{f}^e(t) = \mathbf{R}^e \mathbf{f}^{ie}(t) \quad \mathbf{f}^{ie}(t) = (\mathbf{R}^e)^T \mathbf{f}^e(t) \quad (47)$$

gdzie macierz obrotu elementu jest dana wzorem:

$$\mathbf{R}^e = \begin{bmatrix} \mathbf{R}_i & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{R}_j & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & 1 \end{bmatrix} \quad (48)$$

Macierz \mathbf{R}_i jest macierzą obrotu węzła początkowego, zaś \mathbf{R}_j węzła końcowego. Siły i przemieszczenia w węźle t nie podlegają obrotowi. Macierze obrotu węzła początkowego i końcowego dana jest wzorem:

$$\mathbf{R}_i = \mathbf{R}_j = \begin{bmatrix} c & -s \\ s & c \end{bmatrix} \quad (49)$$

gdzie: $c = \cos\alpha$, $s = \sin\alpha$.

Mnożąc lewostronnie równanie (40) przez \mathbf{R}^e oraz uwzględniając związek otrzymujemy równanie równowagi dynamicznej w układzie globalnym:

$$\mathbf{R}^e \mathbf{M}_k^{ie} (\mathbf{R}^e)^T \ddot{\mathbf{q}}^e(t) + \mathbf{R}^e \mathbf{C}_k^{ie} (\mathbf{R}^e)^T \dot{\mathbf{q}}^e(t) + \mathbf{R}^e \mathbf{K}_k^{ie} (\mathbf{R}^e)^T \mathbf{q}^e(t) = \mathbf{R}^e \mathbf{f}^{ie}(t) \quad (50)$$

Poszczególne macierze w układzie globalnym będą miały następującą postać:

$$\mathbf{M}_k^e = \mathbf{R}^e \mathbf{M}_k^{ie} (\mathbf{R}^e)^T \quad (51)$$

$$\mathbf{K}_k^e = \mathbf{R}^e \mathbf{K}_k^{ie} (\mathbf{R}^e)^T \quad (52)$$

$$\mathbf{C}_k^e = \mathbf{R}^e \mathbf{C}_k^{ie} (\mathbf{R}^e)^T \quad (53)$$

Jeżeli układ lokalny k -tego WSTM jest zgodny z układem globalnym ($c = 1$, $s = 0$) to macierze \mathbf{M}_k^e , \mathbf{K}_k^e , \mathbf{C}_k^e są odpowiednio równe \mathbf{M}_k^{ie} , \mathbf{K}_k^{ie} , \mathbf{C}_k^{ie} .

5.2. Element TD-SMR-3D

Transformacja poszczególnych macierzy elementu z układu lokalnego do globalnego odbywa się za pomocą wzorów (50). Na Rys. 10 przedstawiono podstawowe oznaczenia, służące do uzyskania macierzy obrotu węzła (por. Błazik-Borowa i Podgórski [1]).

Wektor kierunkowy działania STM można przedstawić w formie $\mathbf{w}_k = [L_x, L_y, L_z]$. Kierunek lokalnej osi x , jest zawsze wybierany wzdłuż wektora kierunkowego \mathbf{w}_k , kierunek y , tak aby oś y była równoległa do płaszczyzny XY układu globalnego. Obrót z układu lokalnego do globalnego złożony jest z dwóch obrotów pośrednich. Najpierw obracamy układ xyz o kąt β do pośredniego układu $x'y'z'$, dobranego tak aby oś x' była równoległa do płaszczyzny XY , a następnie obracamy układ $x'y'z'$ o kąt γ , tak, aby osie x' oraz X były równoległe. Macierze obrotu o kąt β oraz o kąt γ będą miały następujące postaci:

$$\mathbf{R}_\beta = \begin{bmatrix} c_\beta & 0 & -s_\beta \\ 0 & 1 & 0 \\ s_\beta & 0 & c_\beta \end{bmatrix}, \quad \mathbf{R}_\gamma = \begin{bmatrix} c_\gamma & -s_\gamma & 0 \\ s_\gamma & c_\gamma & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (54)$$

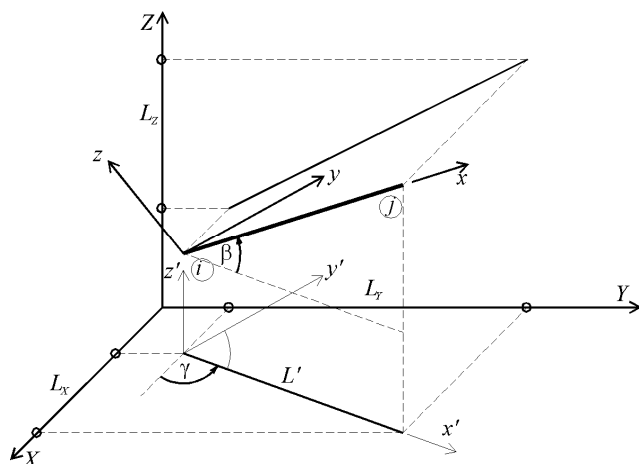
gdzie: $s_\beta = \sin \beta = L_z / L$ $c_\beta = \cos \beta = L' / L$

$s_\gamma = \sin \gamma = L_y / L'$ $c_\gamma = \cos \gamma = L_x / L'$

$L' = \sqrt{L_x^2 + L_y^2}$ $L = \sqrt{L_x^2 + L_y^2 + L_z^2}$

Macierz obrotu elementu jest analogiczna do postaci , z tym że macierze obrotu węzła początkowego i końcowego dana jest wzorem:

$$\mathbf{R}_i = \mathbf{R}_j = \mathbf{R}_{iy} \mathbf{R}_{i\beta} = \begin{bmatrix} c_\gamma c_\beta & -s_\gamma & -c_\gamma s_\beta \\ s_\gamma c_\beta & c_\gamma & -s_\gamma s_\beta \\ s_\beta & 0 & c_\beta \end{bmatrix} \quad (55)$$



Rys. 10. Element strojonego tłumika masowego (STM-3D) w układzie globalnym.
Fig. 10. The element of the tuned mass damper (STM-3D) in the global system.

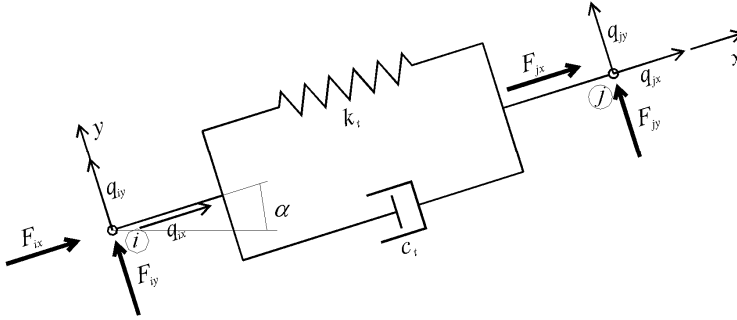
Postaci poszczególnych macierzy w układzie lokalnym przedstawiają poniższe wzory:

$$\mathbf{M}_k^{te} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_{tw} \end{bmatrix} \quad (56)$$

$$\mathbf{K}_k^{te} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & 0 & 0 & -k_1 & 0 & 0 & -k_2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -k_1 & 0 & 0 & k_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -k_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_2 \end{bmatrix} \quad \mathbf{C}_k^{te} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & c_2 & 0 & 0 & -c_2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -c_2 & 0 & 0 & c_2 \end{bmatrix} \quad (57)$$

5.3. Układ główny z dołączonymi tłumikami opisanymi modelem Kelvina-Voigta

W przypadku zastosowania tłumików wiskotycznych lub opisanych modelem reologicznym Kelvina-Voigta (TD-KV), zamontowanych na konstrukcji głównej, przy pominięciu masy tłumików, modyfikacji podlega jedynie macierz sztywności i tłumienia konstrukcji głównej. Zastosowanie tego typu tłumików nie zwiększa globalnej liczby stopni swobody. Schemat elementu tłumika TD-KV-2D przedstawia Rys. 11.



Rys. 11. Element TD-KV-2D w układzie lokalnym.

Fig. 11. TD-KV-2D element in local coordinate system.

Element takiego tłumika jest całkowicie tożsamy z elementem kratownicy płaskiej, i nie będzie tutaj szerzej opisywany. Podana jedynie postać macierzy sztywności i macierzy tłumienia.

$$\mathbf{K}_k^e = \begin{bmatrix} k_t & 0 & -k_t & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ -k_t & 0 & k_t & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad \mathbf{C}_k^e = \begin{bmatrix} c_t & 0 & -c_t & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ -c_t & 0 & c_t & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (58)$$

W przypadku tłumika wiskotycznego modyfikacji podlega jedynie globalna macierz tłumienia \mathbf{C} . Dla tłumika zamocowanego w konstrukcji przestrzennej poszczególne macierze są identyczne jak dla kratownicy przestrzennej.

5.4. Agregacja macierzy dla układu dynamicznego

Agregacja macierzy poszczególnych elementów SMR odbywa się w sposób analogiczny jak dla innych elementów znanych z MES. Może być przeprowadzona w sposób bezpośredni, gdzie dla każdego elementu tworzona jest macierz połączeń (przylegania) zawierająca relacje pomiędzy lokalnymi stopniami swobody a uporządkowanymi i przenumerowanymi globalnymi stopniami swobody. Macierz połączeń elementu \mathbf{A}^e jest prostokątna. Liczba wierszy tej macierzy jest równa ilości globalnych stopni swobody (w rozpatrywanym przypadku $N + N_t$), zaś liczba kolumn równa jest liczbie stopni elementu (5 – dla elementów 2D oraz 7 – dla elementów 3D). Globalne macierze: mas, sztywności oraz tłumienia będą opisane wzorami:

$$\mathbf{M}_T = \sum_{k=1}^{N_t} \mathbf{A}^e \mathbf{M}_k^e (\mathbf{A}^e)^T \quad \mathbf{K}_T = \sum_{k=1}^{N_t} \mathbf{A}^e \mathbf{K}_k^e (\mathbf{A}^e)^T \quad \mathbf{C}_T = \sum_{k=1}^{N_t} \mathbf{A}^e \mathbf{C}_k^e (\mathbf{A}^e)^T \quad (59)$$

W komputerowej implementacji często stosuje się podejście wykorzystujące wektory alokacji. Są to wektory, które zawierają odniesienie lokalnych stopni swobody do przenumerowanych globalnych stopni swobody. Przy tym podejściu, budowa globalnych macierzy \mathbf{M}_T , \mathbf{K}_T , \mathbf{C}_T odbywa się poprzez wstawianie odpowiednich bloków z macierzy \mathbf{M}_k^e , \mathbf{K}_k^e , \mathbf{C}_k^e (bloków związanych ze stopniami swobody węzła początkowego i oraz węzła końcowego j) do globalnych macierzy na podstawie wektorów alokacji.

Należy jeszcze wspomnieć, iż macierze \mathbf{M}_T , \mathbf{K}_T , \mathbf{C}_T nie składają się z wydzielonych bloków o rozmiarze $N_T \times N_T$. Poszczególne podbloki macierzy \mathbf{M}_k^e , \mathbf{K}_k^e , \mathbf{C}_k^e występują zarówno dla numerów stopni swobody $n_s < N$, jak i $N < n_s < N + N_t$.

6. Podsumowanie

W literaturze bardzo często buduje się od podstaw równania ruchu układu z dołączonymi WSTM. Dla każdego przykładu obliczeniowego prowadzona jest cała analiza postaci macierzy globalnych \mathbf{M} , \mathbf{K} , \mathbf{C} . Takie podejście możemy znaleźć w pracach: Xu i in. [7], Lewandowski i Grzymińska [4]. Zastosowanie elementów TD-SMR-2D(3D), umożliwia potraktowanie problemu jako standardowego problemu MES, w którym są wykorzystywane nowe elementy. Wprowadzenie tych elementów umożliwia analizowanie układów, do których dołączono TD o kierunkach działania niekoniecznie zgodnych z globalnymi kierunkami X, Y, Z. Ma to bardzo duże znaczenie praktyczne dla układów o bardzo skomplikowanej geometrii oraz skomplikowanych formach drgań, gdzie może zająć konieczność zastosowania TD na kierunku nie zgodnym z osiami globalnego układu współrzędnych XYZ.

Literatura

- [1] Błazik-Borowa E., Podgórski J., *Wprowadzenie do metody elementów skończonych w statyce konstrukcji inżynierskich*, IZT, Lublin 2001.
- [2] Caughey T. K., O'Kelly M. E. J., *Classical normal modes in damped linear dynamic systems*, Journal of Applied Mechanics, 32 (1965) 583–588.
- [3] Lewandowski R., *Dynamika konstrukcji budowlanych*, Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, 2006.
- [4] Lewandowski R., Grzymińska J., *Dynamic analysis of structures with multiple tuned mass dampers*, Journal of Civil Engineering and Management, 5(1) (2009) 77–86.
- [5] Rakowski G. i inni, *Mechanika budowli: ujęcie komputerowe*, tom 2, Arkady, Warszawa 1992.
- [6] Wielgos P., *Ocena skuteczności działania wielokrotnych, strojonych tłumików masowych w konstrukcjach budowlanych*, Rozprawa doktorska, Lublin 2010.
- [7] Xu Y.L., He Q., Ko J.M., *Dynamic response of damper-connected adjacent buildings under earthquake excitation*, Engineering Structures, 21(2) (1999) 135–148.

The equations of motion of the main structure with attached dampers described by standard rheological model

Piotr Wielgos

*Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering and Architecture,
Lublin University of Technology, e-mail: p.wielgos@pollub.pl*

Abstract: A mathematical model of structure with multiple tuned mass dampers (MTMD) is presented in this paper. An important difficulty, connected with these model, is building a global damping matrix of the system. The own proposals of FEM elements describing additional elements attached to the main system in the form of tuned dampers are presented here. The benefits of the new FEM elements are briefly discussed.

Keywords: multiple tuned mass dampers, global damping matrix, FEM elements.

Analiza właściwości cieplnych betonu z kruszywem z odpadów ceramiki sanitarnej

Bartosz Zegardło¹, Anna Halicka²

¹ *Katedra Budownictwa, Wydział Nauk Technicznych, Collegium Mazovia, e-mail: bart.z@wp.pl*

² *Katedra Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e-mail: a.halicka@pollub.pl*

Streszczenie: Praca niniejsza stanowi kontynuację badań nad betonem wykonanym z użyciem kruszywa uzyskanego z odpadów ceramiki sanitarnej. Wcześniejsze badania dowiodły wysokiej wytrzymałości tego betonu i jego odporności na wysokie temperatury. Szukając optymalnych zastosowań takiego betonu dokonano badań i analiz jego zdolności do akumulacji cieplnej. W pracy zrelacjonowano eksperyment polegający na badaniu zachowania się, podczas studzenia, betonu na kruszywie ceramicznym na tle innych materiałów budowlanych. Na tej podstawie oraz wykonanych obliczeń oceniono jego zdolność do akumulacji cieplnej. Stwierdzono, że beton wykonany na bazie kruszywa z odpadów ceramiki sanitarnej można rekomendować jako materiał akumulujący ciepło.

Słowa kluczowe: akumulacja cieplna, beton żaroodporny, odpady ceramiki sanitarnej.

1. Wprowadzenie

1.1. Akumulacja cieplna

Akumulowanie ciepła oznacza zdolność materiału do gromadzenia i magazynowania w jego wnętrzu określonej porcji energii cieplnej, która następnie może być przez pewien okres czasu przez ten materiał oddawana. Szuka się więc sposobów gromadzenia ciepła wtedy, gdy jest jego nadmiar oraz wykorzystania, gdy występuje deficyt. Celem jest znalezienie optymalnych rozwiązań z punktu widzenia tzw. komfortu cieplnego, czyli uzyskania oraz utrzymania wewnątrz obiektów temperatur, niezbędnych do wygodnego funkcjonowania podczas niekorzystnych warunków zewnętrznych.

Przykładem może być tak zwana akumulacja sezonowa, polegająca na magazynowaniu energii cieplnej latem i wykorzystywaniu jej porą jesienno-zimową. Odwrotne procesy próbuje się wykorzystać do schładzania pomieszczeń w warunkach letnich. Innym przykładem, koncentrującym się na mniej globalnych i bardziej krótkotrwałych zjawiskach, są próby magazynowania dziennej energii ciepła słonecznego wykorzystywanej do ogrzewania w okresie chłodniejszych nocy. Wreszcie, zjawisko akumulacji cieplnej próbuje się wykorzystywać gromadząc nadmiar energii cieplnej powstającej wewnątrz paleniska kominka lub pieca, normalnie oddawanej ze spalinami przez komin i wykorzystanie jej do ogrzewania

po wygaszeniu paleniska. Przykładem są skandynawskie piece wykonane z naturalnego kamienia – steatytu (zbity minerał-talk o zielonoszarej barwie), który ma bardzo dobrą zdolność akumulacji cieplnej. W piecach tych dzięki zdolności akumulacyjnej steatytu oraz rozwiązaniom technicznym (kilkukrotny obieg i zawirowanie spalin) temperatura w palenisku osiąga około 1200°C (normalnie około 600°C), co umożliwia tzw. dopalanie spalin (spalanie sadz). Skutkuje to wysoką efektywnością pieca i ma pozytywny wpływ na środowisko.

1.2. Cel pracy

Tam, gdzie wykorzystuje się zjawisko akumulacji cieplnej często występują wysokie temperatury np. temperatury w piecach akumulacyjnych elektrycznych czy paleniskowych temperatury sięgają 400°C i więcej. Beton zwykły jako materiał do wykonywania obudów takich pieców wykorzystywany jest rzadko ze względu na niską odporność na takie temperatury (graniczną bezpieczną temperaturą jest 250°C [2]). Dlatego z reguły używa się tu znacznie bardziej odpornej na wysokie temperatury ceramiki, a w szczególności szamotu.

Celem niniejszej pracy jest próba odpowiedzi na pytanie, czy beton wykonany z użyciem kruszywa uzyskanego z odpadów ceramiki sanitarnej [3], który charakteryzuje się odpornością na działanie wysokich temperatur [4] ma również zdolność akumulowania ciepła. Pozwoliłoby to na stosowanie go nie tylko do wytwarzania elementów, w tym prefabrykatów, pracujących w podwyższonych temperaturach, ale także tam, gdzie takie elementy mogłyby akumulować i oddawać ciepło (np. obudowy palenisk i komików).

2. Przemiany cieplne i parametry opisujące zjawiska cieplne

2.1. Zasady przemian cieplnych

Aby sterować procesem akumulacji cieplnej, niezbędne jest zrozumienie istoty tego zjawiska i poznanie jego matematyczno-fizycznego modelu. W tym celu poniżej, na podstawie [1], zestawiono pojęcia i wielkości fizyczne opisujące zjawiska cieplne oraz zasady, na których opiera się kalorymetria tj nauka zajmującą się badaniem przemian cieplnych.

Zasady kalorymetrii można wyrazić w następujący sposób:

1. Ilość ciepła oddana przez ciało jest równa ilości ciepła pobranej przez otoczenie z tego ciała podczas jego stygnięcia.

2. Ilość ciepła pobrana przez ciało podczas jego ogrzewania jest równa ilości ciepła oddanego przez to ciało podczas jego stygnięcia (jeśli obie przemiany zachodzą w tym samym zakresie temperatur).

3. Ilość ciepła ΔQ pobrana przez ciało podczas jego ogrzewania lub oddana podczas jego stygnięcia jest proporcjonalna do iloczynu masy ciała m oraz różnicy temperatur tego ciała Δt przed i po przemianie cieplnej. Zasadę tą można zapisać w postaci:

$$\Delta Q = c \cdot m \cdot \Delta t, \quad [J] \quad (1)$$

Wielkość c , będąca w zależności (1) współczynnikiem proporcjonalności, nazywana jest ciepłem właściwym. W celu scharakteryzowania materiału pod względem ciepła właściwego podaną zależność przekształca się do postaci:

$$c = \frac{\Delta Q}{m \cdot \Delta t} \quad [\text{J}/(\text{kg} \cdot \text{K})] \quad (2)$$

Taka forma opisu ciepła właściwego pozwala sformułować uproszczoną, przytaczaną zwyczajowo definicję tej wielkości, która brzmi: ciepło właściwe jest to energia podnosząca (lub zmniejszająca) temperaturę ciała o jednostkowej masie o jednostkę temperatury.

2.2. Zdolność akumulacji ciepłej

Kolejną wielkością charakteryzującą materiały pod względem ich właściwości cieplnych jest objętościowa pojemność cieplna. Jej wartość b , oblicza się jako iloczyn ciepła właściwego c oraz gęstości materiału ρ , z którego wykonane jest ciało:

$$b = c \cdot \rho \quad [\text{J}/(\text{m}^3 \cdot \text{K})] \quad (3)$$

Objętościowa pojemność cieplna jest więc ilością energii, jaką przyjmie podczas ogrzewania lub odda podczas studzenia 1 m^3 danego materiału, zmieniając swą temperaturę o jeden stopień. Inaczej, jest to energia podnosząca (lub zmniejszająca) temperaturę danego materiału o jednostkowej objętości o jednostkę temperatury.

W Tabeli 1 zestawiono liczbowe wartości ciepła właściwego, gęstości i objętościowej pojemności cieplnej różnych przykładowych materiałów, w tym materiałów budowlanych. Analizując zestawione tu dane stwierdzić można, że największą pojemnością cieplną nie charakteryzują się materiały o największej gęstości właściwej – objętościowa pojemność cieplna metali o gęstości $7\ 000 \div 9\ 000 \text{ kg}/\text{m}^3$ wynosi $1\ 500\ 000 \div 3\ 500\ 000 \text{ J}/(\text{m}^3 \cdot \text{K})$. Na tym tle bardzo dobrymi zdolnościami akumulacyjnymi, przy małej gęstości, charakteryzuje się woda – jej objętościowa pojemność cieplna równa jest ok. $4\ 200\ 000 \text{ J}/(\text{m}^3 \cdot \text{K})$, a największą z zestawionych materiałów, przy jeszcze mniejszej gęstości ma benzen (ponad $15\ 000\ 000 \text{ J}/(\text{m}^3 \cdot \text{K})$). Skąły wylewne, wykorzystywane jako kruszywo w betonie, mają mniejszą objętościową pojemność cieplną niż metale (granit – ok. $1\ 800\ 000 \text{ J}/(\text{m}^3 \cdot \text{K})$). Jeszcze mniejszą objętościową pojemnością cieplną charakteryzują się cegła i piasek – ok. $1\ 200\ 000 \text{ J}/(\text{m}^3 \cdot \text{K})$.

Objętościowa pojemność cieplna nie jest wystarczająca, aby opisać zdolność do akumulacji ciepłej. Dodatkowym parametrem, charakteryzującym efektywność zjawiska akumulacji materiału jest energia, jaką można zgromadzić w jednostce objętości danego materiału.

Odwołując się do wzorów (1) i (2), w których Δt jest różnicą pomiędzy temperaturą, do jakiej nagrzane zostało ciało, a temperaturą początkową (wyjściową) przed rozpoczęciem nagrzewania i zakładając, że temperaturą wyjściową jest temperatura pokojowa, a temperaturą końcową – maksymalna temperatura, do jakiej można wygrzać dany materiał, można obliczyć maksymalną energię, jaką można zgromadzić w jednostce objętości danego materiału b_{max} :

$$b_{max} = b \cdot \Delta t \quad [\text{J}/\text{m}^3] \quad (4)$$

Takie obliczenia wykonano dla różnych materiałów w Tabeli 2. Nietrudno zauważyć, że na ilość maksymalnej energii cieplnej zakumulowanej w jednostce objętości materiału w bardzo dużej mierze wpływa nie tylko jego objętościowa pojemność cieplna, ale także jego odporność na wysokie temperatury.

Tabela 1. Ciepło właściwe, gęstość i objętościowa pojemność cieplna różnych materiałów [1,5].
Table 1. Specific heat capacity, density and heat accumulation in various materials [1,5].

Lp.	Materiał	c [J/(kg·K)]	ρ [kg/m ³]	b [J/(m ³ ·K)]
1	benzen	17200	880	15 136 000
2	woda	4190	998	4 181 620
3	lód	2100	880	1 848 000
4	benzyna	2100	700	1 470 000
5	powietrze	1005	1,29	1 296
6	żelazo	449	7875	3 535 875
7	miedź	385	8933	3 439 205
8	mosiądz	377	8400	3 166 800
9	cynk	389	7130	2 773 570
10	glin	902	2720	2 453 440
11	beton	1130	2450	2 768 500
12	granit	670	2670	1 788 900
13	cegła	850	1400	1 190 000
14	piasek	800	1550	1 240 000
15	ceramika	880	2640	2 323 200
16	terrakota	920	2000	1 840 000
17	szkło	840	2500	2 100 000
18	styropian	1200	20	24 000

Tabela 2. Maksymalne ilości energii b_{max} możliwe do zmagazynowania w jednostce objętości danego materiału (t_p – temperatura wyjściowa, t_{max} – temperatura maksymalna).

Table 2. The maximum amount of energy possible to be stored in unit volume of the material (t_p – base temperature, t_{max} – maximum temperature).

Lp.	Materiał	b [J/(m ³ ·K)]	t_p	t_{max}	Δt	b_{max} [J/m ³]
1	Woda	4 181 620	20	100	80	334 529 600
2	Stal	3 535 875	20	1600	1580	5 586 682 500
3	Styropian	24 000	20	80	60	1 440 000
4	Granit	1 788 900	20	900	880	1 574 232 000
5	Cegła zwykła	1 190 000	20	380	360	428 400 000
6	Cegła szamotowa	1 190 000	20	1400	1380	1 642 200 000
7	Beton zwykły	2 768 500	20	250	230	636 755 000
8	Beton żaroodporny	2 768 500	20	1000	980	3 266 830 000

2.3. Emisja energii cieplnej podczas stygnięcia

Z rozważań przedstawionych powyżej wynika, że różne materiały budowlane mają różną zdolność do gromadzenia energii, której wartość stanowi o tym, czy dany materiał jest dobrym akumulatorem ciepła i czy może być jako taki użyty w systemach ogrzewania pomieszczeń. Kolejnym parametrem, decydującym o tym,

czy oddający ciepło materiał w sposób długotrwały będzie oddziaływał na temperaturę pomieszczenia, jest czas oddawania (emisji) zgromadzonej energii. Przy danej ilości zgromadzonej energii, czas jej emisji nie może być zbyt krótki (wtedy w jednostce czasu oddawane są zbyt duże ilości ciepła) ani zbyt długi (wtedy w jednostce czasu oddawane są zbyt małe ilości ciepła, niewystarczające np. do ogrzania pomieszczenia).

Opisem zależności cieplnych w czasie zajmuje się termodynamika. Określa ona wzajemne powiązania i przemiany różnych rodzajów energii ciepła i pracy. W opisach termodynamicznych [1] przestrzeń, w której zachodzi rozważany proces nazywa się układem termodynamicznym. Stan układu określa się przez podanie jego parametrów: temperatury, ciśnienia i objętości. Miarą stopnia uporządkowania układu jest entropia określająca kierunek przebiegu procesów spontanicznych. Zgodnie z drugą zasadą termodynamiki, jeżeli układ termodynamiczny przechodzi od jednego stanu równowagi do drugiego, bez udziału czynników zewnętrznych, to jego entropia zawsze rośnie. W układzie termodynamicznym (np. w izolowanym pomieszczeniu), w którym umieści się ciało o temperaturze wyższej niż temperatura pomieszczenia, entropia będzie dążyć do osiągnięcia maksymalnej wartości tj. stanu równowagi całego układu, czyli wyrównania temperatury w całym jego obszarze. Proces taki zawsze zachodzi spontanicznie i samorzutnie. Zjawisko przekazywania ciepła z ciała do układu nazywa się emisją energii cieplnej. Miarą emisji energii cieplnej jest moc cieplna P , którą określa zależność:

$$P = E/t \quad [J/s] \quad (5)$$

w której: E – emitowana energia, t – czas emisji.

Materiały akumulujące ciepło używane w praktycznych zastosowaniach powinny charakteryzować się względnie dużą mocą cieplną.

3. Objętościowa pojemność cieplna betonu

Obliczając (Tabela 2) w sposób szacunkowy objętościową pojemność cieplną betonu zwykłego, zakładając średnie wartości jego gęstości 2400 kg/m^3 i ciepła właściwego $840 \text{ J/(kg}\cdot\text{K)}$ uzyskuje się wartość $b = 2\,768\,500 \text{ J/(m}^3\cdot\text{K)}$. Przyjmując, że beton zwykły pracuje bez znacznej straty wytrzymałości w temperaturze do 250°C [1] ($\Delta t = 250^\circ\text{C} - 20^\circ\text{C} = 230^\circ\text{C}$), maksymalna energia cieplna zakumulowana w jednostce objętości wynosi jedynie $b_{max} = 636\,755\,000 \text{ J/m}^3$. W przypadku betonów odpornych na wysokie temperatury, przy takiej samej objętościowej pojemności cieplnej b można zakumulować znacznie więcej energii. Przyjmując jako graniczną temperaturę 1000°C otrzymuje się $\Delta t = 1000^\circ\text{C} - 20^\circ\text{C} = 980^\circ\text{C}$ oraz $b_{max} = 3\,266\,830\,000 \text{ J/m}^3$, co oznacza, że w betonach żaroodpornych można zakumulować około 5 razy więcej energii niż w betonach zwykłych.

Czynnikiem wpływającym na wartość objętościowej pojemności cieplnej betonów może być zastosowane kruszywo, bowiem pojemność ta dla betonu wynika z objętościowej pojemności cieplnej jego składników. Betony zawierające w swym składzie kruszywo o większej objętościowej pojemności cieplnej będą miały lepsze zdolności magazynowania energii cieplnej.

Poniżej wykonano dokładniejsze obliczenia dla konkretnych betonów, które były przedmiotem badań wcześniejszych [3,4] oraz opisanych w p. 4. Rozważono

beton zwykły na kruszywie tradycyjnym i beton na kruszywie wytworzonym z odpadów ceramiki sanitarnej. Betony te miały jednakowe składy procentowe: cement $C = 493,4 \text{ kg/m}^3$, kruszywo $K = 1387,9 \text{ kg/m}^3$ (w tym kruszywo frakcji $0 \div 4 \text{ mm} - 991,36 \text{ kg/m}^3$, frakcji $4 \div 8 \text{ mm} - 396,54 \text{ kg/m}^3$), woda $W = 201,4 \text{ kg/m}^3$. Wskaźnik w/c równy był $0,41$. W betonie na kruszywach tradycyjnych frakcje drobne stanowił piasek (ciepło właściwe – $800 \text{ J/(kg}\cdot\text{K)}$, gęstość – 1550 kg/m^3) natomiast kruszywo grube – żwir posiadający w swym składzie głównie ziarna granitu (ciepło właściwe – $670 \text{ J/(kg}\cdot\text{K)}$, gęstość – 2670 kg/m^3). Dla kruszywa z ceramiki sanitarnej niezależnie od frakcji (jednakowy składnik bazowy) przyjęto do obliczeń ciepło właściwe – $880 \text{ J/(kg}\cdot\text{K)}$ na podstawie [5] i gęstość – 2640 kg/m^3 (na podstawie badań własnych [3]). W tablicy 3 obliczono objętościowe pojemności cieplne składników betonów, a następnie objętościową pojemność cieplną betonu jako ich sumę przy uwzględnieniu ich udziałów w m^3 betonu. Z Tabeli 3 wynika, że objętościowa pojemność cieplna betonu na bazie kruszywa z ceramiki sanitarnej ($3\,378\,550 \text{ J/K}$) jest o około 22% większa od objętościowej pojemności cieplnej betonu na kruszywach tradycyjnych ($2\,768\,428 \text{ J/K}$). Biorąc pod uwagę dużo wyższy zakres temperatur, w których można stosować beton na kruszywie ceramicznym, maksymalna energia cieplna, którą można zgromadzić w jednostce objętości tego betonu ($b_{\max} = 3\,310\,978\,608 \text{ J}$) jest ponad 5 razy wyższa niż betonu na kruszywie tradycyjnym ($b_{\max} = 636\,738\,332 \text{ J}$).

Tabela 3. Obliczenie objętościowej pojemności cieplnej betonów na kruszywie tradycyjnym i kruszywie z ceramiki sanitarnej oraz maksymalnej energii, którą można w nich zakułować.

Table 3. Calculation of the concrete heat accumulation of two kind of concrete: concrete made using gravel aggregate and ceramic aggregate.

Składnik betonu		Beton zwykły			Beton na kruszywie z odpadów ceramiki sanitarnej	
		piasek	żwir	Zaczyn (c+w)	kruszywo ceramiczne	Zaczyn (c+w)
Ilość w 1 m^3 betonu g_i	[kg]	991,36	396,54	694,80	1 387,90	694,80
Gęstość ρ_i	[kg/m ³]	1 550,00	2 670,00	1 926,90	2 640,00	1 926,90
Udział w 1 m^3 betonu $v_i = g_i / \rho_i$	[m ³]	0,4909	0,1485	0,3606	0,6390	0,3606
Ciepło właściwe c_i	[J/(kg·K)]	800	670	2 726	880	2 726
Objętościowa pojemność cieplna 1 m^3 składnika $b_i = c_i \cdot \rho_i$	[J/(m ³ ·K)]	1 240 000	1 788 900	5 252 729	2 323 200	5 252 729
Objętościowa pojemność cieplna składnika zawartego w 1 m^3 betonu $b_i \cdot v_i$	[J/(K·m ³)]	608 721	265 682	1 894 025	1 484 525	1 894 025
Objętościowa pojemność cieplna betonu $b = \Sigma (b_i \cdot v_i)$	[J/(K·m ³)]		2 768 428		3 378 550	
Δt	[K]		230		980	
Maksymalna ilość energii gromadzonej w 1 m^3 $b_{\max} = (b_i \cdot v_i) \cdot \Delta t$	[J/m ³]		636 738 332		3 310 978 608	

4. Eksperyment własny – badania zachowania się nagranych materiałów w czasie stygnięcia

4.1. Przebieg badań

W celu zbadania, jak emitowana jest nagromadzona energia cieplna w czasie stygnięcia różnych materiałów wykorzystywanych w budownictwie, wykonano eksperyment własny. Przygotowano dziesięć próbek o wymiarach 4 x 4 x 16 cm ($\pm 0,2$ cm) z różnych materiałów budowlanych. Wśród nich znalazły się: stal, beton komórkowy, cegła wapienno-piaskowa, cegła ceramiczna, cegła szamotowa, cztery betony poddawane wcześniejszym badaniom [3,4] oraz granit. Badano betony z kruszywem żwirowym (na cemencie portlandzkim i na cemencie glinowym) oraz betony z kruszywem z odpadów ceramiki sanitarnej (na cemencie portlandzkim i na cemencie glinowym). Próbki w większości przygotowano przez wycięcie z gotowych elementów budowlanych (błoczki, cegły, kostki brukowe). Próbki betonowe zaformowano w formach stalowych. Użyte w eksperymencie próbki wraz ze stanowiskiem badawczym przedstawia Rys. 1.



Rys. 1. Próbki użyte do badań: a) w suszarce laboratoryjnej, b) na stanowisku pomiaru temperatur.

Fig. 1. The specimens used in test: a) in the laboratory drier, b) in the place of temperature measurement.

Temperatura w pomieszczeniu wynosiła 25,4°C. Próbkę umieszczono w suszarce laboratoryjnej, ustawiając jej maksymalną temperaturę pracy 230°C. Suszarka osiągnęła żądaną temperaturę po jednej godzinie i 15 minutach. W tej temperaturze próbki przebywały przez trzy godziny, po czym próbki z suszarki wyjęto i ułożono na podstawie ceramicznej. Temperaturę na powierzchni kolejnych próbek badano przy użyciu termometru elektronicznego przez przyłożenie czujnika do powierzchni próbki w połowie jej długości. Odczytane wartości przedstawiono w Tabeli 4. Wyniki zobrazowano też na Rys. 2.

Tabela 4. Wyniki pomiaru temperatur powierzchni materiałów podczas oddawania ciepła.
Table 4. Results of the measurement of the surface temperature of tested materials.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
15	122,2	76,8	119,4	98,6	83,4	117,2	99,1	109,6	108,6	103,1
25	114,8	71,9	85,6	92,9	83,1	89,8	66,4	82,2	86,6	81,6
40	81,2	46,3	55,7	65,6	53,6	58	51,6	57,1	57,4	59,2
50	73,1	37,4	42,8	46,3	41,7	44,1	42,6	45,6	47,3	46,5
65	68,4	35	37,1	40,6	36,9	41,7	38,8	41,8	42,9	42,2
80	58,9	31,5	32,9	35,5	32,7	35,8	33,8	34,3	37,1	37,3
90	51,4	30,4	31,1	32,7	30,6	33,2	32,8	32,9	34,2	35,3
100	47,6	29,4	29,1	30,6	28,4	30,8	30,4	30,6	31,4	31,8
120	44,6	27,5	27,2	27,8	27,2	29,1	27,1	28,9	29,3	30,9
135	39,6	26	25,6	25,3	25,6	25,8	25,4	25,4	25,7	26,3
150	36,6	25,6	25,3	25,1	25,3	25,5	25,1	25,1	25,2	25,2

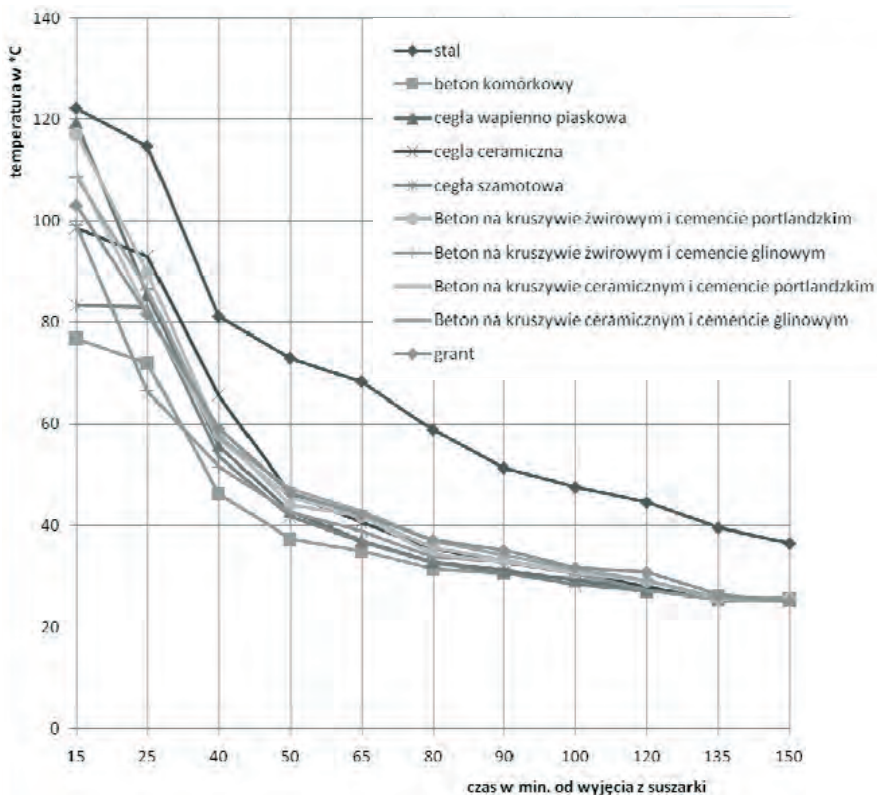
Objaśnienia kolumn Tabeli 4:

- 1 – Czas od chwili wyjęcia z suszarki, [min],
- 2 – Stal,
- 3 – Beton komórkowy,
- 4 – Cegła wapienno-piaskowa,
- 5 – Cegła ceramiczna,
- 6 – Cegła szamotowa,
- 7 – Beton na kruszywie żwirowym, na cemencie portlandzkim,
- 8 – Beton na kruszywie żwirowym, na cemencie glinowym,
- 9 – Beton na kruszywie ceramicznym, na cemencie portlandzkim,
- 10 – Beton na kruszywie ceramicznym, na cemencie glinowym,
- 11 – granit.

Próbki pomimo jednakowych rozmiarów oraz pozostawiania w jednakowych warunkach cieplnych po wyjęciu z suszarki miały różne temperatury. I tak po 15 minutach od zakończenia wygrzewania najwyższą temperaturę miała próbka ze stali (122,2°C), natomiast najniższą - próbka z betonu komórkowego (76,8°C).

Analiza spadków temperatur podczas dalszego stygnięcia potwierdza tę prawidłowość. Próbka stalowa pomimo tego, że po 15 minutach miała temperaturę bliską próbkom betonowym (stal – 122,2°C, beton tradycyjny – 117,2 °C), pozostawała najdłużej ciepła, a spadki temperatur w kolejnych przedziałach czasowych tej próbki były najniższe. Najszybciej stygła próbka z betonu komórkowego.

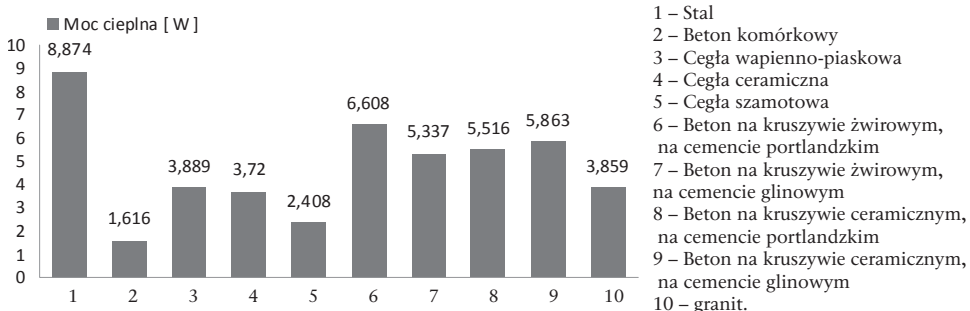
Analiza zachowania się pozostałych próbek wskazuje przewagę betonów (w tym betonów z kruszywem ceramicznym) nad ceramiką tradycyjną w aspekcie zagadnień akumulowania ciepła.



Rys. 2. Temperatury powierzchni badanych materiałów podczas oddawania ciepła.
 Fig. 2. The results of heat emission test - the temperature drop during the cooling of materials.

4.2. Moc cieplna próbek

Na podstawie otrzymanych wyników obliczono moce cieplne poszczególnych próbek. Obliczenia wykonano w Tabeli 5, korzystając ze wzorów (1) i (5). Wyniki obliczeń przedstawiono na wykresie słupkowym: Rys 3. Analizując je zauważamy, że najwyższą mocą cieplną charakteryzuje się próbka stalowa (8,8 W), niższą – próbki betonowe (5,3÷6,6 W). Najniższą mocą cieplną charakteryzuje się próbka z betonu komórkowego (1,616 W) oraz cegły szamotowej (2,408 W).



Rys. 3. Wykres słupkowy obliczonych mocy cieplnych badanych materiałów.
 Fig. 3. Bar graph of the calculated heat capacity of various materials.

Tabela 5. Moce cieplne badanych próbek.
Table 5. Heat output of tested specimens.

		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
m	[kg]	2,078	0,2515	0,465	0,536	0,439	0,574	0,5745	0,52	0,56	0,6655
c	[J/kg·K]	449	1130	800	850	850	1130	1130	1130	1130	670
Δt	[C]	85,6	51,2	94,1	73,5	58,1	91,7	74	84,5	83,4	77,9
E	[J]	79867	14551	35005	33487	21680	59478	48040	49652	52776	34734
t	[s]	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000
P	[W=J/s]	8,874	1,616	3,889	3,720	2,408	6,608	5,337	5,516	5,863	3,859

Objaśnienia oznaczeń w wierszach w Tabeli 5:

m – masa próbki,

c – ciepło właściwe

Δt – różnica temperatur

$E = \Delta Q = c \cdot m \cdot \Delta t$ – ilość wyemitowanej energii

t – czas emisji

$P = E/t$ – moc cieplna

Objaśnienia kolumn Tabeli 5:

1 – Stal,

2 – Beton komórkowy,

3 – Cegła wapienno-piaskowa,

4 – Cegła ceramiczna,

5 – Cegła szamotowa,

6 – Beton na kruszywie żwirowym, na cemencie portlandzkim,

7 – Beton na kruszywie żwirowym, na cemencie glinowym,

8 – Beton na kruszywie ceramicznym, na cemencie portlandzkim,

9 – Beton na kruszywie ceramicznym, na cemencie glinowym,

10 – granit.

5. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych badań i analiz można sformułować następujące wnioski:

1. Parametrami decydującymi o możliwości użycia materiału do akumulowania ciepła w zastosowaniach praktycznych są:

- objętościowa pojemność cieplna,
- ilość energii cieplnej, jaką jest w stanie przyjąć oraz zgromadzić materiał w jednostce swojej objętości,
- moc cieplna, opisująca zdolność materiału do oddawania zgromadzonej energii w określonym czasie.

2. Ważnym czynnikiem decydującym o zdolnościach akumulacyjnych materiału jest maksymalna temperatura, do jakiej można nagrzać materiał.

3. Beton sporządzony przy użyciu kruszywa z odpadów sanitarnych, dzięki możliwości pracy w temperaturze do 1000 °C ma zdolność go gromadzenia znacznych ilości energii (b_{max} wynosi ponad 3 000 MJ/m³). Wartość ta jest około 2 razy wyższa niż w przypadku ceramiki tradycyjnej i szamotu. Wyniki przeprowadzonych badań potwierdziły również jego stosunkowo wysoką moc cieplną.

4. Wnioski 1÷3 pozwalają na stwierdzenie, że beton sporządzony przy użyciu kruszywa z odpadów sanitarnych efektywnie akumuluje ciepło. Przeprowadzone badania i analizy pokazały w tym aspekcie przewagę betonu sporządzonego przy użyciu kruszywa z odpadów sanitarnych nad ceramiką tradycyjną czy szamotem. Ich wyniki mogą być zatem punktem wyjścia do praktycznego zastosowania takiego betonu do obudowy pieców elektrycznych, czy obudowy wewnątrz kominków itp., zwłaszcza, że dodatkową jego zaletą jest łatwość formowania dowolnych kształtów i możliwość wbudowywania go w miejsce pracy bez konieczności wcześniejszego wypalania jak ma to miejsce w przypadku dotychczas stosowanej ceramiki.

Literatura

- [1] Kalinowski E., *Termodynamika*, Wydawnictwo Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1994.
- [2] Jamróży Z., *Beton i jego technologie*, Wydawnictwo naukowe PWN Warszawa 2006.
- [3] Halicka A., Zegardło B., *Odpady ceramiki sanitarnej jako kruszywo do betonu*, Przegląd Budowlany 7-8/2011.
- [4] Ogrodnik P., Zegardło B., Halicka A., *Wstępna analiza możliwości zastosowania odpadów ceramiki sanitarnej w funkcji kruszywa do betonów pracujących w warunkach wysokich temperatur*, Bezpieczeństwo i technika pożarowa, (przyjęty do druku).
- [5] Kucharczyk W., Mazurkiewicz A., Żurowski W., *Nowoczesne materiały konstrukcyjne - wybrane zagadnienia*, Wydawnictwo Politechniki Radomskiej, Radom 2008.

Analysis of thermal properties of concrete made using aggregate from sanitary ceramic wastes

Bartosz Zegardło¹, Anna Halicka²

¹ Collegium Mazovia, e-mail: bart.z@wp.pl

² Lublin University of Technology, e-mail: a.halicka@pollub.pl

Abstract: This paper is a continuation of research on concrete made using aggregates derived from sanitary ceramic wastes. Previous studies have shown that it is high strength concrete resistant to high temperatures. Looking for the optimal use of such concrete tests and analysis of its thermal accumulation were executed. The behavior during cooling of this concrete in comparison to other building materials was observed. The calculations of its thermal accumulation were made. It was found that concrete made on the basis of aggregate from waste sanitary ceramics can be recommended as a heat accumulating material.

Keywords: heat accumulators, heat-resistant concrete, ceramic sanitary waste.

Kompleksowa ocena techniczna budynku zabytkowego na przykładzie plebanii w Wojsławicach

Justyna Banaszak, Anna Halicka

*Politechnika Lubelska, Wydział Budownictwa i Architektury,
Katedra Konstrukcji Budowlanych, e-mail: justynastasiuk@o2.pl a.halicka@pollub.pl*

Streszczenie: W niniejszym artykule przedstawiono metodykę oceny stanu technicznego budynków zabytkowych na przykładzie zniszczonego budynku plebanii w Wojsławicach. Zrelacjonowano badania przeprowadzone na obiekcie, wyprobowano wnioski co do przyczyn uszkodzeń oraz opracowano zalecenia naprawcze.

Słowa kluczowe: budynek zabytkowy, ocena stanu technicznego, naprawy.

1. Wstęp

Spośród tysięcy dworów wznoszonych w Polsce w XVIII wieku, do naszych czasów przetrwało jedynie około tysiąca [2]. Niewielki procent ocalałych obiektów zachował się w swej pierwotnej postaci. Nieubłagany był czas niosący za sobą naturalne procesy starzenia się budynków, ale dworki były także niszczone, grabione i palone jako zabytki narodowej kultury w okresie zaborów, a także polskiej powojennej rzeczywistości. Wiele z tych, które przetrwały niszczeje nadal, głównie dlatego, że ich obecni właściciele nie mają funduszy na renowację. Warto, aby miały przynajmniej pełną dokumentację pokazującą zarówno ich historię, jak i stan techniczny.

Przykładem takiego działania było opracowanie kompleksowej dokumentacji starej plebanii w Wojsławicach w Powiecie Chełmskim, odnoszącej się też do przyczyn uszkodzeń i zawierającej zalecenia działań naprawczych [1].



Rys. 1. Elewacja południowa starej plebanii w Wojsławicach (2010 rok).

Fig. 1. The south facade of the old vicarage in Wojsławice (2010).

2. Zakres postępowania przy wykonywaniu ekspertyz obiektów zabytkowych

Aby ustalić przyczyny zniszczeń i dobrać prawidłowe działania naprawcze, nie naruszające, istotnych z punktu widzenia konserwatorskiego, elementów i detali, nawet niewielki obiekt zabytkowy winien być oceniany w sposób kompleksowy z uwzględnieniem uwarunkowań historycznych. Dlatego też pełny zakres badań winien obejmować:

- 1) Analizę historyczną obiektu na tle historii miejscowości i sąsiadujących budynków:
 - a) Kwerendę archiwalną (dokumenty i fotografie archiwalne);
 - b) Badania architektoniczne nawarstwień i wszelkich zmian architektoniczno-konstrukcyjnych;
- 2) Opis stanu istniejącego
 - a) Inwentaryzację architektoniczną (rzuty, przekroje, detale);
 - b) Inwentaryzację konstrukcyjną (ustalenie układu konstrukcyjnego oraz materiałów konstrukcyjnych i ich parametrów wytrzymałościowych);
 - c) Inwentaryzację uszkodzeń (rysunki i dokumentacja fotograficzna);
- 3) Badania in situ
 - a) Badania warunków geotechnicznych;
 - b) Badania stanu zarysowań konstrukcji;
 - c) Badania stanu zawilgocenia i zasolenia murów;
 - d) Badania stanu tynków;
 - e) Badania mykologiczne;
- 4) Obliczenia statyczne obejmujące sprawdzenie istniejącej konstrukcji;
- 5) Analizę danych służącą wyprowadzeniu wniosków co do przyczyn uszkodzeń,
- 6) Ustalenie zakresu prac naprawczych;
- 7) Podanie, w miarę potrzeb, rozwiązań szczegółowych (w tym rysunków i rozwiązań popartych obliczeniami statycznymi).

Na podstawie przyjętego zakresu winien być opracowany wielobranżowy projekt budowlany remontu, uzgodniony przez Wojewódzkiego Konserwatora Zabytków i dopiero on może być podstawą wykonywania robót. Wszystkie prace winny być wykonywane pod nadzorem konserwatora zabytków oraz archeologa.

3. Opis budynku plebanii

3.1. Dane ogólne

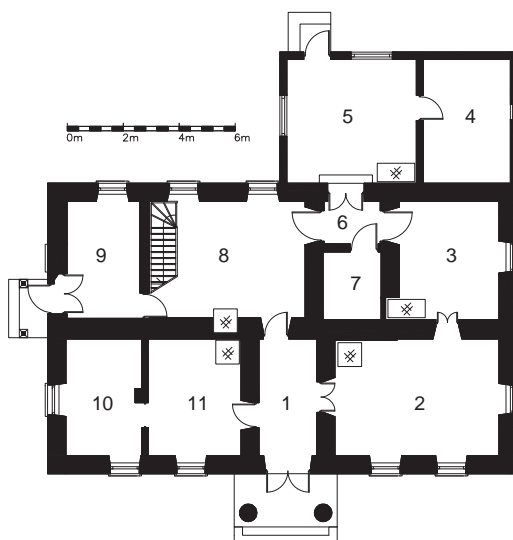
Budynek plebanii jest domem mieszkalnym, parterowym, częściowo podpiwniczonym, z poddaszem użytkowym. Obiekt założony jest na planie prostokąta, z prostokątną przybudówką od północnego - wschodu. Jest to budynek o układzie dwutraktowym, szeroko frontowym. Bryła budynku prostopadłościenna, nakryta dwuspadowym dachem z użytkowymi facjatami od frontu i tyłu. Od frontu znajduje się dwukolumnowy portyk, przykryty balkonikiem. Pod południowo-wschodnią częścią budynku umiejscowiona jest piwnica.

Plebania jest wpisana do rejestru zabytków województwa lubelskiego i posiada „kartę białą” opracowaną w roku 1997. Informacje w niej zawarte opisują aktualną formę budynku.

Obecnie budynek niszczeje, gdyż od wielu lat nie jest użytkowany, a co za tym idzie nie był poddany naprawom i bieżącym konserwacjom.

3.2. Dane architektoniczno - konstrukcyjne i opis stanu istniejącego

Inwentaryzacja budowlana objęła wykonanie rzutów i przekrojów budynku na podstawie pomiarów z natury (dla przykładu na Rys. 2 pokazano rzut parteru). Stwierdzono, że konstrukcja ścian piwnic i parteru wykonana jest z cegły i białego kamienia wapiennego (opoki), natomiast facjat wykonana jest z drewna. Więźba dachowa jest drewniana przekryta blachą stalową, płaską.



Rys. 2. Rzut parteru.

Fig. 2. Projection of the ground floor.

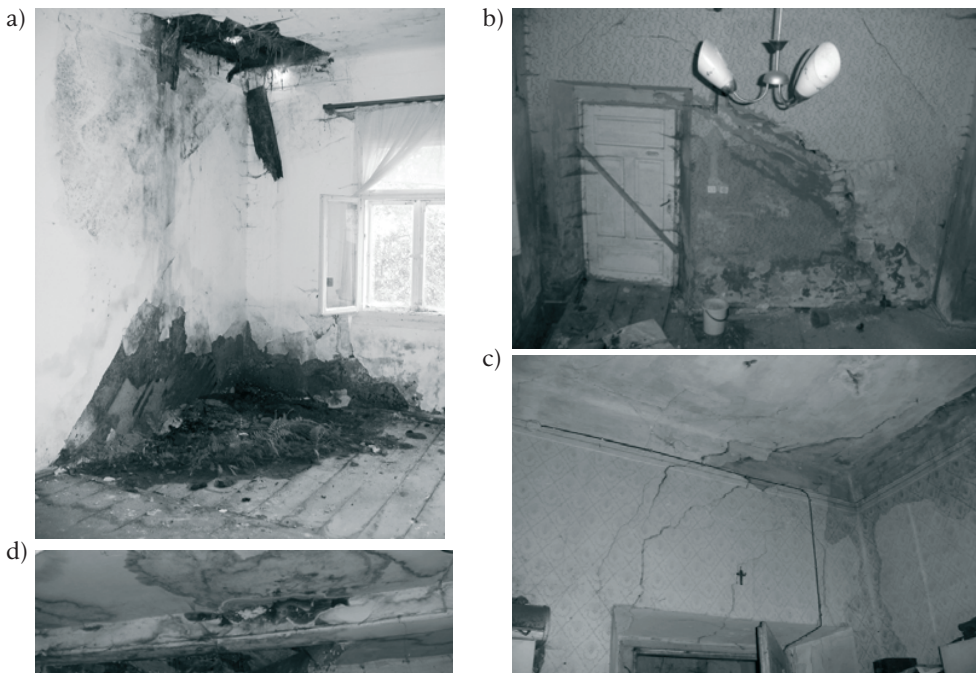
Na podstawie inwentaryzacji uszkodzeń stwierdzono, że stan techniczny budynku jest zły, a w szczególności:

- stan techniczny murów fundamentowych jest zły (destrukcja kamienia i zaprawy, zawilgocenie);
- występuje znaczne osiadanie narożnika północno-wschodniego budynku i ściany wewnętrznej;
- stan techniczny murów parteru jest zły (rysy, spękania, szczeliny, ubytki, destrukcja cegły i zaprawy, zawilgocenie, zasolenie);
- sklepienia nad piwnicą są spękane;
- stan techniczny konstrukcji drewnianej dachu i stropów jest zły (korozja biologiczna, ubytki, zawilgocenie);
- stan techniczny elementów wykończenia - tynków, podsufitek, pokrycia dachu, obróbek blacharskich - jest zły.



Rys. 3. Zniszczenia elewacji: a) uszkodzenia tynku elewacji południowej, b) ubytek pokrycia dachowego elewacji zachodniej, c) ubytki cegieł odsłaniające kanał wentylacyjny podłogi – elewacja północna.

Fig. 3. The examples of the destruction of the façades: a) south façade - damage of the plaster, b) west façade – loss of roofing, c) northern façade – defects of masonry opening ventilation duct existing under brick floor.



Rys. 4. Zniszczenia wewnątrz budynku: a) skutki ubytku pokrycia dachowego, b) zapadnięta ściana wewnętrzna budynku, c) zarysowania i zawilgocenia wewnętrznej ściany budynku, d) zawilgocone i zagrzybione belki stropowe.

Fig. 4. The damage inside the building: a) the effects of loss of roofing, b) the collapsed inner wall, c) damp and cracking of the wall, d) floor beams attacked by fungi and damp.

4. Analiza historyczna obiektu

Historia budynku łączy się nierozdzielnie z historią Wojsławic, których zabytkowy układ urbanistyczny tworzą monumentalne zespoły: kościelny, cerkiewny i bożniczy. Stara plebania jest częścią zespołu kościelnego, w skład którego wchodzi także: kościół parafialny pw. św. Michała Archanioła (1595 – 1608), dzwonnica z II poł. XVIII w., oraz zabytkowy drzewostan w granicach cmentarza kościelnego. Miasteczko było kilkakrotnie rujnowane podczas pożarów. Zniszczeniu uległo większość zabudowań mieszkalnych, a także pierwsza plebania – drewniana, na miejscu której wybudowano w 1840 roku obecną murowaną.

W inwentarzach kościelnych pozyskanych z Archiwum Archidiecezji Lubelskiej znajdują się informacje na temat pierwotnego wyglądu obiektu: „*Dom Plebański na południe frontem obrócony. W roku 1840 po spaleniu starego drewnianego, murowany (...) dachówką pokryty, z wystawą od frontu o dwóch filarach ...*”. [2]

Dane te potwierdza również fotografia z ok. 1915 roku (Rys. 5), na której znajduje się kościół parafialny, dzwonnica, a po prawej stronie budynek plebanii, który najprawdopodobniej został wybudowany w stylu dworskowym, klasycystycznym.



Rys. 5. Widok na zabytkowy zespół kościelny. Fotografia pochodzi z ok. 1915 roku.

Fig. 5. View of the church complex in Wojsławice, photograph made in 1915.

Na podstawie zgromadzonych informacji archiwalnych oszacowano szkielet pierwotnego wyglądu budynku (Rys. 6). Bryła budynku była prostopadłościenna, nakryta wysokim, dwuspadowym dachem, pokrytym dachówką. Na środku elewacji frontowej wyłaniał się dwukolumnowy portyk wejściowy, zwieńczony trójkątnym tympanonem o dachu dwuspadowym. Ściany i portyk zdobione były gzymsami, zachowanym do dziś najprawdopodobniej w niezmienionej formie. Ozdobne wykończenie tympanonu i gzymsy nawiązują do całości założenia zespołu kościelnego. Integralną częścią zabudowy jest gęsty drzewostan w postaci wysokich drzew, który zachował się do dnia dzisiejszego.

Z ustnych relacji mieszkańców miejscowości wynika, że był to obiekt wyjątkowy, wyróżniający się na tle pozostałych, drewnianych domów mieszkalnych. Białym kolorem ścian doskonale komponował się z otaczającą go zielenią.






Rys. 6. Szkic pierwotnego wyglądu budynku (rekonstrukcja obiektu): a) elewacje południowa i wschodnia, b) elewacje północna i zachodnia.

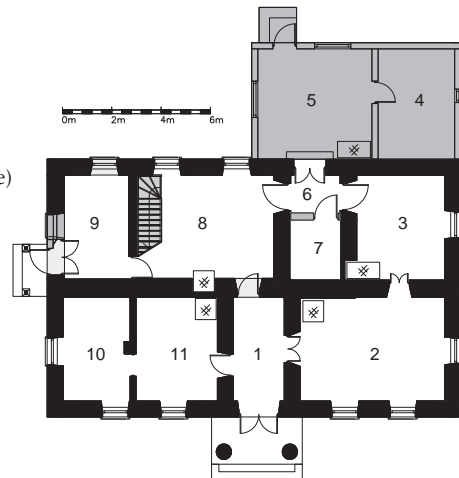
Fig. 6. Sketch of the original building (reconstruction): a) the southern and eastern facades, b) the northern and western facades.

Zauważyć można, że pierwotna forma budynku wzorowana była na typie architektonicznym, jakim jest dwór w jego późniejszej wersji bezalkierzowej, rozpowszechnionej w 2 połowie XVIII wieku. Kolumny są elementami klasycystycznymi, które jako pierwsze pojawiają się w architekturze dworków końca XVIII wieku. Brak jest jednak elementów architektonicznych takich jak pilastry, czy ryzality typowe dla innych obiektów dworkowych z tego okresu.

Przez kilkadziesiąt lat budynek zmieniał się zarówno wewnątrz jak i z zewnątrz, aż do roku 1950, gdzie jego forma przetrwała do dna dzisiejszego. Kolejność etapów przebudowy obiektu przedstawiono na Rys. 7, 8.

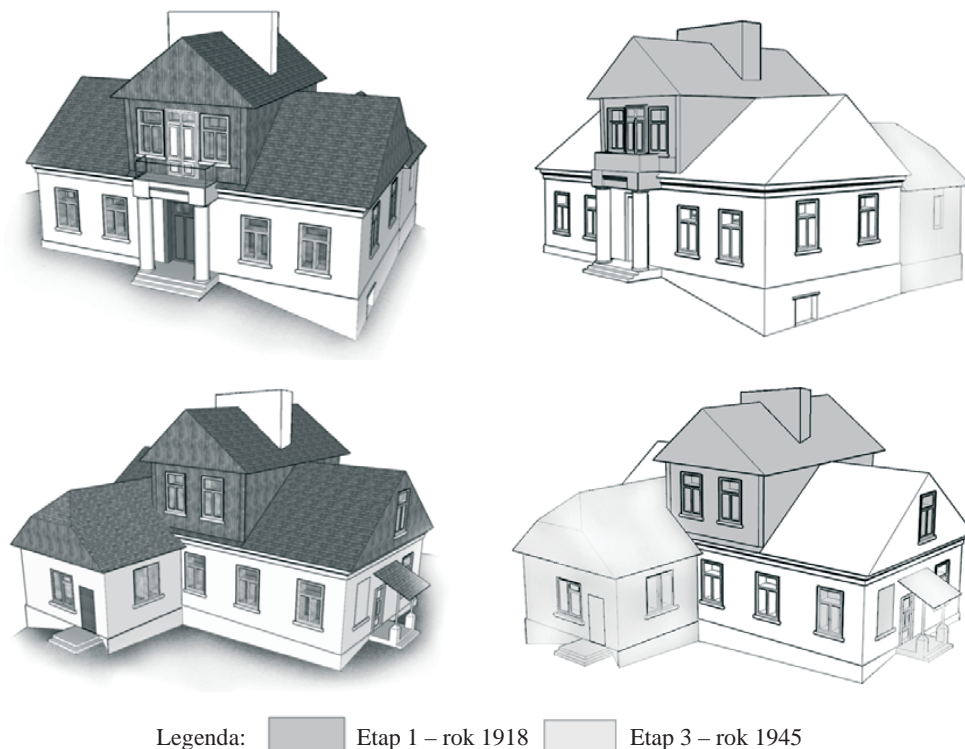
Interpretacja wyników badań architektonicznych:

-  Etap 1 – rok 1918 (dobudowa)
-  Etap 3 – rok 1945 (dobudowa, zamurowanie)
-  Etap 3 – rok 1945 (wyburzenia)



Rys. 7. Aktualny rzut parteru z zaznaczonymi kolejnymi etapami zmian.

Fig. 7. The present ground floor projection with following stages of the rebuilding.



Rys. 8. Szkice poszczególnych etapów przebudowy obiektu: a) Elewacje południowa i wschodnia, b) Elewacje północna i zachodnia.

Fig. 8. Sketches of the following stages of the rebuilding: a) the southern and eastern facades, b) the northern and western facades.

5. Badania przeprowadzone in situ

5.1. Badania warunków geotechnicznych

Badania geotechniczne obejmowały wykonanie odkrywki fundamentowej, odwiertów geotechnicznych. Towarzyszyły im także badania archeologiczne.

Odkrywka została wykonana w celu określenia stanu fundamentów i poziomu posadowienia budynku. Została zlokalizowana przy północno – zachodnim narożniku budynku, w miejscu, gdzie budynek jest niepodpiwniczony. Na podstawie wykonanego wykopu stwierdzono, że fundament plebanii wykonano z cegły i kamienia wapiennego (opoki). Jest w stanie dość dobrym, jednak z powodu braku izolacji silne zawilgocenie przyczynić się może do jego stopniowego niszczenia. W poziomie posadowienia natrafiono na mieszaninę lessowej gleby pierwotnej (na złożu wtórnym), piasku, lessu calcowego, substancji organicznych (z udziałem łąkowej próchnicy) i wodnego namułu.

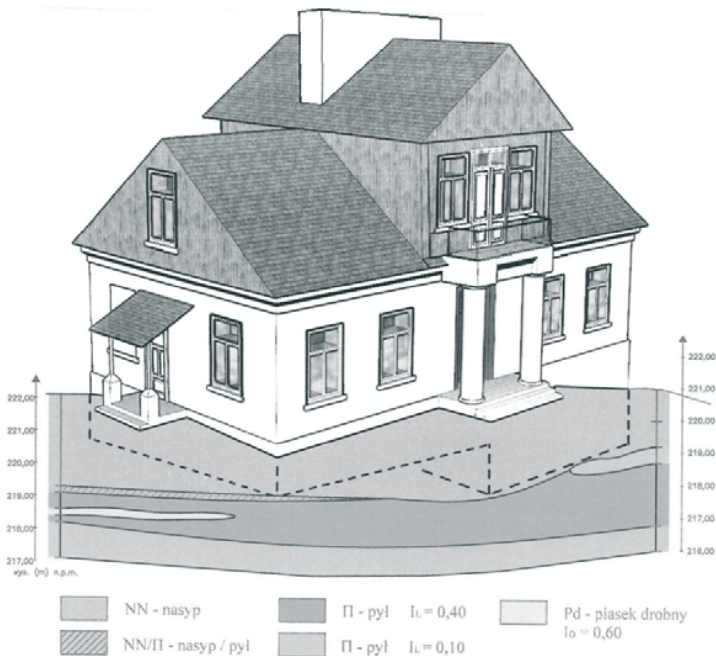
Wykonano 2 otwory wiertnicze w celu rozpoznania warunków geologicznych, poprzez określenie „in situ” wiodących parametrów geotechnicznych gruntów zalegających w podłożu terenu pod budynkiem.

W profilach wierceń przeważa warstwa nasypów, w skład nasypów wchodzi: gleba, piaski, pyły, namuł, resztki organiczne itp. Przekrój geotechniczny pokazano na Rys. 9.

W wyniku wykonanych prac w podłożu terenu istniejącego budynku starej plebanii, pod warstwą nasypów nie odpowiadających wymaganiom budowlanym stwierdzono zaleganie:

- pyłów o $I_L = 0,40$ (warstwa I).
- pyłów o $I_L = 0,10$ (warstwa II).

Pyły i nasypy na których posadowiony jest budynek są wrażliwe na zmiany wilgotności i temperatury.



Rys. 9. Przekrój geotechniczny.

Fig. 9. The geotechnical cross section of the ground.

Rejon plebanii jest silnie przekształcony w wyniku działalności ludzkiej. Najprawdopodobniej w okresie wznoszenia obecnie istniejącego, murowanego kościoła, grunt pozyskany podczas wykonywania wykopów pod fundamenty i krypt, wysypywano po wschodniej stronie wyniesienia, gdzie następnie posadowiono plebanię.

W czasie wierceń geotechnicznych nie stwierdzono wody gruntowej w poziomie posadowienia. Jednak w czasie wykonywania odkrywkowej fundamentowej stwierdzono, że nasyp jest mokry i grząski. Ponieważ budynek położony jest na skarpie, zawilgocenie to można przypisać sypłowi wód opadowych wnikających w grunt, penetrujących nasypy i pyły, powodujących ich zamakani. To z kolei prowadziło do zmiany parametrów podłoża i niekontrolowanych osiadań. Te właśnie niekontrolowane osiadania spowodowały zapadanie się północno-wschodniego narożnika budynku, potwierdzone badaniem przy użyciu niwelatora.

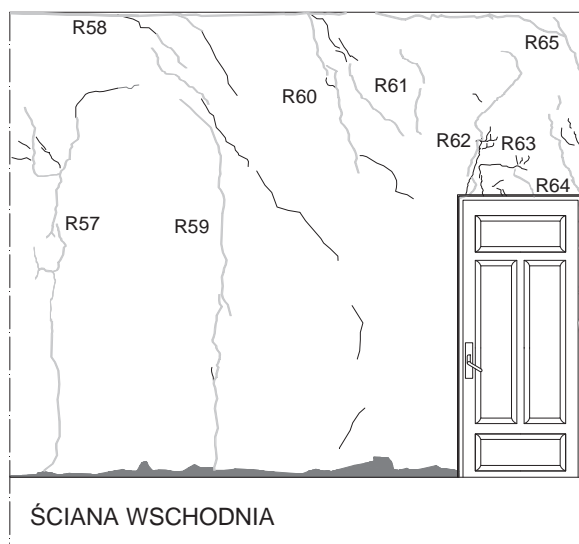
5.2. Badania stanu zarysowań konstrukcji

Badanie stanu zarysowań obejmowało inwentaryzację rys na ścianach zewnętrznych i wewnętrznych budynku (rys.10) oraz obserwację ich stabilności. Na wybranych rysach założono szklane plomb, prostopadle do ich kierunku. Większość plomb zakładano po skuciu tynku, jednak na prośbę inwestora część z nich założono na tynku. Zauważono dużą różnicę zmierzonej rozwartości rysy na otynkowanym murze i rysy w murze po usunięciu tynku. Rozwartość rys na konstrukcji była większa nawet o około 10 mm. Niektóre z założonych plomb szklanych po kilku tygodniach pękły. Wskazuje to jednoznacznie na fakt ruchu w zarysowanych przekrojach i trwaniu przyczyn, które spowodowały zarysowanie.

Zarysowania sklasyfikowano następująco:

- rysa – widoczna na elemencie nieciągłość o niewielkiej zwykle długości i rozwartości do 0,5 mm;
- szczelina – rysa o rozwartości większej od 0,5 mm;
- pęknięcie – szczelina skośna o znacznej długości (np. przez całą długość ściany);

POMIESZCZENIE NR 9



Rys. 10. Przykładowy rysunek inwentaryzacyjny zarysowań i pomiar rozwartości rysy.

Fig. 10. The example of cracks pattern of wall and measuring of crack width.

5.3. Badania stanu zawilgocenia

Badanie stanu zawilgocenia murów zewnętrznych i wewnętrznych przeprowadzono metodą dielektryczną oraz suszarkowo – wagową.

Metoda dielektryczna polegała na pomiarze pośrednim, na podstawie bezpośredniego wskazania miernika LB 795. Na podstawie odczytów sporządzono mapy wilgotności wskazujące dokładnie miejsca najbardziej zawilgocone, przedstawione na rysunku 11.

Badanie stanu zawilgocenia metodą suszarkowo – wagową polegało na pobraniu próbek z różnych partii muru za pomocą wiercenia. Próbki zostały dwukrotnie ważone. Pierwsze ważenie nastąpiło po przywiezieniu próbek do laboratorium, drugie natomiast po 48 godzinach, gdzie wysuszono próbki do stałej masy. Na podstawie uzyskanych wyników wykonano mapy wilgotności przedstawione na Rys. 12.

Na mapach zawilgoczeń wyraźnie widoczne jest zawilgocenie dolnych partii muru, w okolicach przyziemia. Pomiar w tych częściach muru wykazywały, że mur jest średnio zawilgocony, a w niektórych miejscach mokry. Jest to zawilgocenie strukturalne ścian w wyniku oddziaływania wód znajdujących się w gruncie. Z powodu braku izolacji pionowych i poziomych murów fundamentowych wody te wnikają w strukturę ścian. Średnia grubość ścian w budynku wynosi ok. 65 cm. Mur o takim przekroju ma znaczną możliwość pochłaniania wody, tymczasem wolniej nagromadzoną wodę odparowuje. Woda z gruntu dostarczana jest w sposób ciągły, co utrudnia jej odparowanie. Związki soli budowlanych nagromadzone na powierzchni ścian, również przyczyniają się do podwyższenia poziomu zawilgocenia.

Na mapach wilgotności zaobserwować można także zawilgocenie elewacji w strefie gzymsów na skutek uszkodzenia rynien, rur spustowych i obróbek blacharskich, a także zawilgocenie ścian wewnętrznych w rejonie nieszczelności pokrycia dachowego.



Stopnie zawilgocenia muru w zależności od zawartości wilgotności masowej

Kolorystyka	Stopień	Wilgotność masowa U_m [%]	Klasyfikacja zawilgocenia
	I	0-3	mur o dopuszczalnej wilgotności
	II	3-5	mur o podwyższonej wilgotności
	III	5-8	mur średnio zawilgocony
	IV	8-12	mur mocno zawilgocony
	V	>12	mur mokry

Rys. 11. Mapy zawilgocenia elewacji – metoda dielektryczna.

Fig. 11. Maps of moisture content of facade walls showing the results of testing by the dielectric method.



Stopnie zawilgocenia muru w zależności od zawartości wilgotności masowej

Kolorystyka	Stopień	Wilgotność masowa U_m [%]	Klasyfikacja zawilgocenia
	I	0-3	mur o dopuszczalnej wilgotności
	II	3-5	mur o podwyższonej wilgotności
	III	5-8	mur średnio zawilgocony
	IV	8-12	mur mocno zawilgocony
	V	>12	mur mokry

Rys. 12. Mapy zawilgocenia elewacji – metoda suszarkowo-wagowa.

Fig. 12. Maps of moisture content of facade walls showing the results of testing by the oven-weight method.

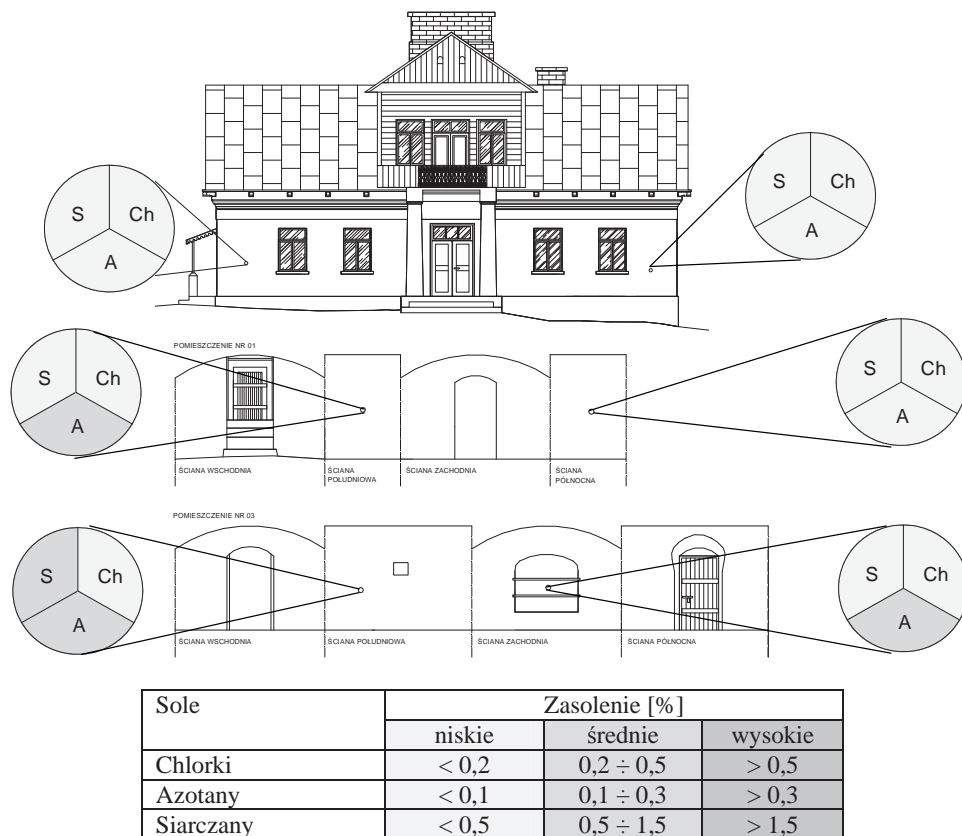
5.4. Badania stanu zasolenia

Z różnych partii muru za pomocą wiercenia pobrano próbki, które zostały wysuszone do stałej masy i rozpuszczone w wodzie destylowanej. Przesączone roztwory zostały przebadane na stężenie trzech soli: siarczanów, chlorków i azotanów. Wyniki przedstawiono na szkicach dokumentacyjnych (Rys. 13).

Stwierdzono, że poziom siarczanów i azotanów jest średni, natomiast poziom chlorków niski. Można wnioskować, że siarczany i azotany wniknęły w mur wraz z wodą podciąganą kapilarnie z gruntu, w tym z wodą pochodzącą z kwaśnych deszczy.

Próbki do badań soli zostały pobrane z zawilgoconych partii muru, co oznacza, że ich stężenie w suchym murze byłoby znacznie większe.

W wykonanych roztworach zmierzono poziom pH. Wynik wyniósł 5 co świadczy, że środowisko jest lekko kwaśne i sprzyja rozwojowi korozji biologicznej.



Rys. 13. Szkice dokumentacyjne wyników badań soli: a) elewacja południowa, b) pomieszczenia piwniczne.

Fig. 13. Sketches showing the salts content in the walls: a) the south facade, b) inner walls.

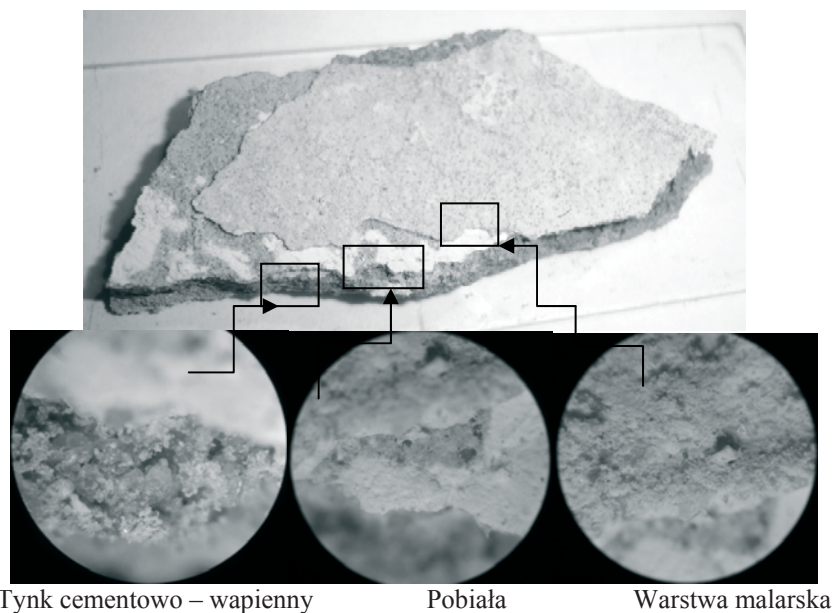
5.5. Badania stanu tynków

Przeprowadzono badania określające pierwotne warstwy tynku i malatur. Stwierdzono, że ściany wewnętrzne i zewnętrzne otynkowane były pierwotnie tynkiem wapiennym, następnie tynkiem cementowo – wapiennym i cementowym. Ściany wewnętrzne piwnic pomalowane były na kolor biały, parteru na kolor różowy, natomiast elewacje na kolor kremowy. Tynki i malatury przebadano mikroskopowo analizując ich nawarstwienia (rys.14).

Przeprowadzono także inwentaryzację zniszczeń tynku. Większość z nich powstała na skutek nadmiernego zawilgocenia. Zawilgocenie sprzyjało transportowi szkodliwych soli, które zniszczyły tynk i powodowały podwyższenie poziomu wilgoci i przenoszenie go w coraz wyższe partie muru.

Najbardziej zniszczony jest tynk znajdujący się na elewacjach budynku. Powstałe tu zniszczenia wiążą się z nieprawidłowym sposobem jego naprawy, która miała miejsce w poprzednich latach. Pierwotny tynk wapienny na skutek braku izolacji fundamentów był narażony na ciągłe zawilgocenie i w rezultacie odpadł. Nowy tynk cementowy, który wypełnił ubytki poprzedniego został również poło-

żony na pozostały tynk wapienny powodując jego destrukcję. Tradycyjne tynki cementowe i cementowo – wapienne nie nadają się do stosowania na zawilgoconych i zasolonych murach. Zbyt duża szczelność cementowej zaprawy tynkarskiej uniemożliwia wysychanie muru. Jest to szczególnie widoczne na cokole budynku. Otynkowanie tynkiem cementowym cokołu niezabezpieczonego przed kapilarnym podciąganiem wilgoci, doprowadziło do podwyższenia poziomu podciągania kapilarnego i odspojeń zbyt szczelnego tynku, wraz z fragmentami zniszczonych cegieł. Z kolei tynk wapienny na skutek dobrego przewodnictwa kapilarnego szybko uległ zawilgoceniu i zasoleniu oraz destrukcji.



Rys. 14. Fragmenty nawarstwień na tynku wapiennym.

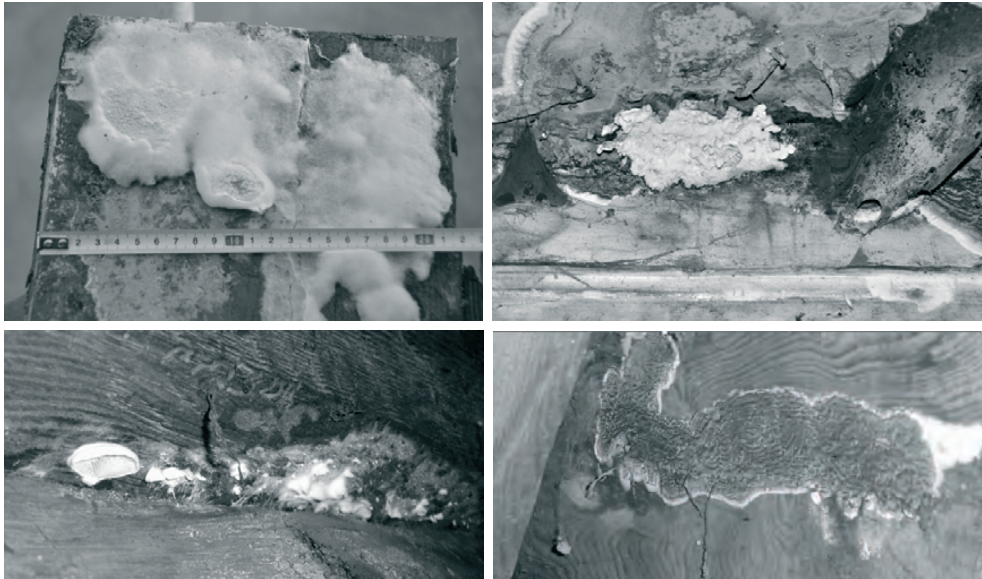
Fig. 14. Sample of limestone plaster and its layers.

5.6. Badania stanu mykologiczne

Wykonując badania mykologiczne stwierdzono, że zasięg porażenia grzybami jest znaczny i dotyczy wszystkich elementów drewnianych konstrukcji budynku i wykończenia, a także elementów murowych stykających się bezpośrednio z zaatakowanym drewnem. Na podstawie makroskopowych i mikroskopowych badań zidentyfikowano:

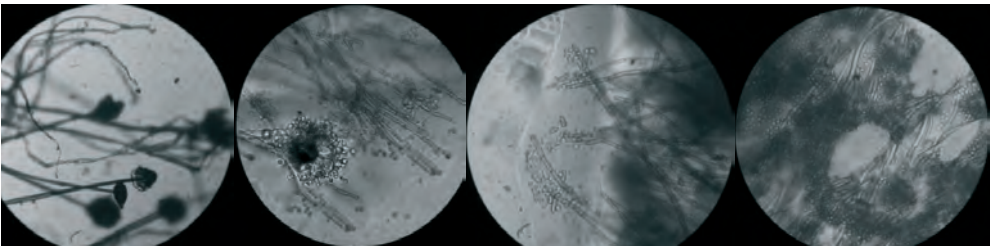
1. grzyby budowlane należące do I grupy najbardziej szkodliwych, powodujących silny i szybki rozkład drewna na dużych powierzchniach:
 - Grzyb domowy właściwy – *Merulius lacrymans* (Rys. 15a),
 - Grzyb domowy biały – *Poria vaporaria* (Rys. 15b),
 - Grzyb piwniczny – *Coniophora cerebella* (Rys. 15c),
 - Grzyb kopalniany – *Paxillus acheruntius* (Rys. 15d).
2. grzyby należące do II i III grupy pod względem szkodliwości, powodujące powierzchniowy rozkład drewna:

- Powłocznik gładki – *Corticium laeve*,
 - Grzyb podkładowy – *Lentinus lepideus*,
 - Grzyb składowy – *Peniophora gigantea*.
3. grzyby – pleśnie na ścianach i sufitach wewnątrz budynku, które mogą być przyczyną powstawania szeregu dolegliwości u osób tu przebywających, a nawet wywołać poważne schorzenia zagrażające życiu:
- Kropidlak czarny – *Aspergillus Niger* (Rys. 16a),
 - Kropidlak różnobarwny – *Aspergillus versicolor* (Rys. 16b),
 - *Cladosporium herbarium* (Rys. 16c),
 - Rozłóżek czerniejący – *Rhizopus stolonifer* (Rys. 16d).



Rys.15. Grzyby domowe zidentyfikowane wewnątrz budynku: a) grzybnia grzyba domowego właściwego, b) owocnik grzyba domowego białego na grzybie domowym właściwym, c) owocniki grzyba domowego kopalnianego, d) owocnik grzyba kopalnianego.

Fig. 15. Fungi identified inside the building: a) *Merulius lacrymans*, b) *Poria vaporaria*, c) *Paxillus acheruntius*, d) *Coniophora cerebella*.



Rys. 16. Grzyby - pleśnie widziane pod mikroskopem zidentyfikowane wewnątrz budynku: a) *Rhizopus stolonifer*; b) *Aspergillus niger*, c) *Cladosporium herbarum*, d) *Aspergillus versicolor*.

Fig. 16. Fungi - molds seen under the microscope identified in the building: a) *Rhizopus stolonifer* b) *Aspergillus niger*, c), *Cladosporium herbarum*, d) *Aspergillus versicolor*.

Należy zaznaczyć, że grzyby i pleśnie rozprzestrzeniają się w bardzo szybkim tempie. Na zawilgoconych ścianach, gdzie wcześniej brak było jakichkolwiek śladów porażenia korozją biologiczną, już po upływie dwóch miesięcy zauważono dorosłe formy owocników grzybów. Korzystne warunki rozwoju umożliwiają grzybom i pleśniom głęboką penetrację warstw muru i elementów drewnianych. Widoczne owocniki grzybów mogą być niewielkie w stosunku do sznurów ukrytych w elemencie, których długość sięgać może nawet 10 metrów.

Przeprowadzone badania wykazały także obecność dwóch gatunków owadów szkodników technicznych niszczących drewno:

- Spuszczel pospolity – *Hylotrupes baj ulus*,
- Kołatek domowy – *Anobium punctatum*.

Rozpoznane gatunki owadów należą do I grupy najbardziej szkodliwych, wyrządzających największe straty, występujących masowo, mogących niszczyć drewno przez szereg pokoleń, aż do całkowitego zniszczenia części bielastej.

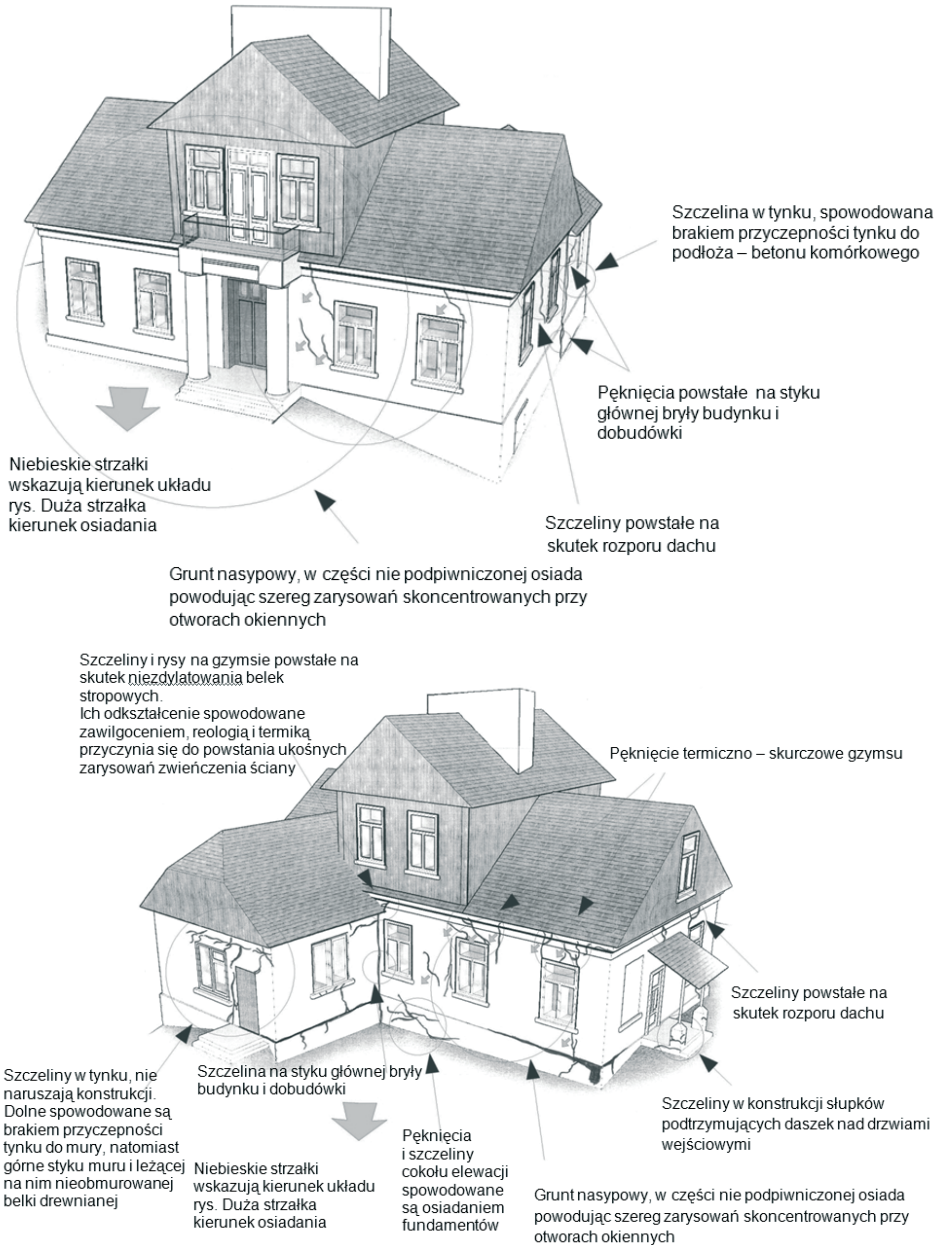
W budynku rozpoznano także zwierzęta, mające bezpośredni wpływ na stan obiektu (myszy, szczury, kuny domowe, ślimaki z gatunku Pomrów wielki). Przyczyniają się one do wzrostu wilgoci i wydzielania szkodliwych soli, stwarzają także zagrożenie mikrobiologiczne dla zdrowia człowieka.

6. Obliczenia statyczne

Wykonano obliczenia konstrukcyjne istniejącej więźby dachowej oraz belek stropowych. Na ich podstawie stwierdzono, że większość elementów drewnianych nie spełnia stanu granicznego nośności oraz użyteczności.

7. Analiza wyników badań i obliczeń i ustalenie przyczyn uszkodzeń

Na podstawie wykonanej inwentaryzacji uszkodzeń oraz opisanych wyżej badań dokonano analizy przyczyn zarysowań budynku. Kierunek oraz układ zarysowań wskazują jednoznacznie, że przyczyną są odkształcenia budowli na skutek nierównomiernego osiadania podłoża – posadowienia na gruncie nasypowym (nienośnym). Na Rys. 17 znajdują się szkice zarysowań elewacji budynku wraz z opisem ich przyczyn.



Rys. 17. Przyczyny zarysowań budynku: a) elewacja południowo-wschodnia, b) elewacja północno-zachodnia.

Fig. 17. Causes of cracking of the building: a) south-eastern facade, b) the north-west facade.

8. Zalecenia naprawcze

Głównym celem działań naprawczych jest przywrócenie substancji zabytkowej budynku poprzez gruntowny remont, do pierwotnego założenia architektonicznego.

Remont ma na celu usunięcie przyczyn destrukcji obiektu oraz likwidację ich skutków i doprowadzenie budynku do standardu XXI wieku.

Główne kierunki działań naprawczych to:

- założenie drenażu odprowadzającego wodę opadową ze skarpy od budynku;
- poprawa warunków posadowienia przez wymianę skorodowanych fragmentów murów fundamentowych i podbicie fundamentu do poziomu gruntu rodzimego lub wzmocnienie podłoża gruntowego przez iniekcję (ostateczna decyzja o sposobie wzmocnienia podjęta będzie po stwierdzeniu skuteczności drenażu, dodatkowych odkrywkach i powtórnych badaniach gruntu),
- izolacja murów fundamentowych;
- naprawa strukturalna murów i stężenie budynku wieńcem;
- wymiana stropów i więźby dachowej;
- naprawa i odciążenie sklepienia nad piwnicą;
- odgrzybianie i położenie tynków renowacyjnych na ścianach wewnętrznych;
- docieplenie budynku;
- wykonanie nowych podłóg, stropów i więźby dachowej;
- wymiana pokrycia dachowego na dachówkę i wymiana obróbek blacharskich;
- wymiana stolarki;
- wymiana instalacji.

W celu przywrócenia pierwotnej bryły budynku należy przed rozpoczęciem robót rozebrać dobudówkę i nadbudowane piętro.

9. Podsumowanie

Na podstawie przeprowadzonych badań i analiz wyprowadza się następujące wnioski:

- 1) Stan budynku jest zły, awaryjny, grozi katastrofą budowlaną – stwarza zagrożenie dla zdrowia i życia osób w nim przebywających, dlatego przebywanie w nim jest niewskazane.
- 2) Stan awaryjny przejawia się w:
 - złym stanie technicznym murów fundamentowych (destrukcja kamienia i zaprawy, zawilgocenie);
 - osiadaniu narożnika północno – wschodniego i ściany wewnętrznej;
 - złym stanie technicznym murów (rysy, spękania, szczeliny, ubytki, destrukcja cegły i zaprawy, zawilgocenie, zasolenie);
 - spękaniu sklepienia nad piwnicą;
 - złym stanie technicznym konstrukcji drewnianej dachu i stropów (korozja biologiczna, ubytki, zawilgocenie);
 - nie spełnieniu przez większość elementów drewnianych stanu granicznego nośności oraz użyteczności;
 - złym stanie technicznym elementów wykończenia (tynków, podsufitek, pokrycia dachu, obróbek blacharskich);

3) Podstawowe przyczyny zaistniałego stanu są następujące:

- posadowienie na gruntach nienośnych (nasypach) i zapadowych (pyłach), co przy zawilgoceniu tych gruntów wodą opadową i spływającą w gruncie zgodnie ze spadkiem terenu powoduje nierównomierne osiadanie;
- rysy w ścianach powstały na skutek nierównomiernego osiadania, odkształceń termicznych, rozporu dachu;
- zawilgocenie murów wynika z braku izolacji poziomej i pionowej oraz nieuszczelności w pokryciu dachu;
- zasolenie murów wynika z transportu soli przez wodę wnikającą w mury;
- destrukcja elementów drewnianych wynika z korozji biologicznej (grzyby, pleśnie, owady) rozwijającej się wskutek zawilgocenia i nieuszczelności pokrycia dachowego;

4) Wymienione wyżej czynniki narastały z czasem, gdyż budynek od wielu lat nie był poddany naprawom i bieżącym konserwacjom.

5) Dla przywrócenia należytego stanu technicznego budynku, konieczne jest przeprowadzenie kapitalnego remontu w terminie możliwie najszybszym.

Literatura

- [1] Banaszak J., *Analiza stanu istniejącego i projekt rewaloryzacji starej plebanii w Wojsławicach*, Praca dyplomowa magisterska, Politechnika Lubelska, Wydział Budownictwa i Architektury, Lublin 2011.
- [2] Jaroszewski T.S., *Dwory i dworki w Polsce – Przewodnik*, Warszawa, Sport i Turystyka – MUZA SA 1998.
- [3] Inwentarz, Sygnatura: Rep 60 IV b 241, znajdujący się w Archiwum Archidiecezji Lubelskiej.
- [4] Piontek M., *Atlas grzybów pleśni*, Zielona Góra, Wydawnictwo Politechniki Zielonogórskiej 1999.
- [5] Ważny J., *Oznaczenie grzybów domowych – Przewodnik*, Warszawa, Wydawnictwo Arkady 1963.

The procedure of complex technical assessment of the ancient building described on the example of the vicarage building in Wojsławice

Justyna Banaszak, Anna Halicka

Lublin University of Technology, Faculty of Civil Engineering and Architecture,
e-mail: justynastasiuk@o2.pl a.halicka@pollub.pl

Abstract: In this article procedure and methodology of preparing the technical assessment of the ancient building are presented. This procedure was implemented in testing of old destroyed vicarage building in Wojsławice. The results of tests are described. On the basis of these results the conclusions concerning the causes of damages are formulated. The methods of repair of building are proposed.

Keywords: ancient building, technical assessment of building, repairs.

Właściwości wytrzymałościowe betonów wysokowartościowych z kruszywem węglanowym

Jacek Góra

*Katedra Budownictwa Ogólnego, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
e-mail: j.gora@pollub.pl*

Streszczenie: W artykule przedstawiono wyniki badań własnych dotyczących właściwości wytrzymałościowych betonów wysokowartościowych z trzech kruszyw grubych (bazaltowego, granitowego i węglanowego). Wszystkie wyniki poddano analizie statystycznej. Istotnie wyższą wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu stwierdzono w przypadku betonu wysokowartościowego z kruszywem dolomitowym w porównaniu do wytrzymałości betonów z kruszywem bazaltowym oraz granitowym. W przypadku wytrzymałości BWW na ściskanie odnotowano korzystniejszy wpływ kruszywa węglanowego niż granitowego.

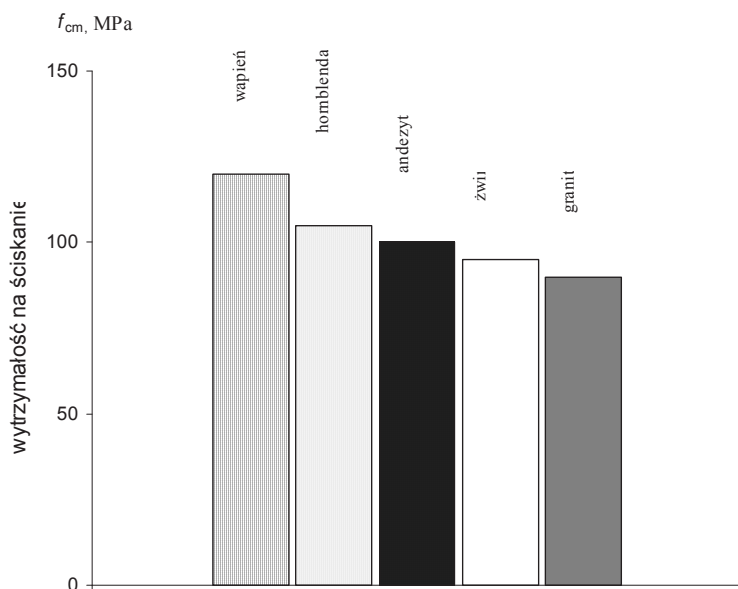
Słowa kluczowe: beton wysokowartościowy, kruszywo łamane węglanowe, wytrzymałość na ściskanie, wytrzymałość na rozciąganie, jednoczynnikowa analiza wariancji, test NIR.

1. Wprowadzenie

W inżynierskiej praktyce budownictwa betonowego, szczególnie w Polsce, odczuwalny jest ogólny brak zaufania do kruszyw węglanowych. Powszechnie do betonów konstrukcyjnych wysokiej wytrzymałości stosuje się kruszywa ze skał pochodzenia wulkanicznego, głównie bazaltowe i granitowe. Wynika to między innymi z ogólnie znanej małej twardości i dużej ścieralności skał węglanowych (eliminującej je niestety ze stosowania do nawierzchni drogowych), a także z dużej zmienności właściwości fizycznych pomiędzy złożami. Należy jednak podkreślić, że w dość licznych złożach występują skały węglanowe o porowatości mniejszej niż 3%, a ich właściwości wytrzymałościowe są porównywalne ze skałami granitowymi. Z kolei obawy przed negatywnymi skutkami reakcji dedolomityzacji są nieuzasadnione, gdyż głównie występuje ona, przy dużej nasiąkliwości skały zawierającej minerały ilaste w ilości powyżej 2% oraz dużej zawartości sodu i potasu w cemencie. Chcąc uniknąć w betonie szkodliwych oddziaływań chemicznych pomiędzy kruszywem a alkaliami znajdującymi się w cemencie należy zarówno skałę w złożu jak i otrzymane z niej kruszywo badać pod kątem oceny wrażliwości obydwu materiałów na tego typu reakcje [1,2,3]. Z szerokich badań ekspansji alkalicznej polskich skał węglanowych z 25 rozpoznanych złóż wynika, że są one niereaktywne lub słabo reaktywne i odporne na działanie alkaliów. Wyjątek stanowią dwa złoża dolomitów (Zachełmie i Korzecko) i dwa wapieni porowatych (Karsy i Trawniki) o zawartości krzemionki przekraczającej 20% [4]. Dodatkowo zagrożenie to można wyeliminować, stosując cementy niskoalkaliczne ($\text{Na}_2\text{O}_e < 0,6\%$), kruszywo o małej

porowatości (mniejszej niż 3%), superplastyfikatory lignosulfonianowe i zachowując szczelną strukturę betonu (przykładowo wartość $w/c < 0,45$).

Warto podkreślić, że fizyko-chemiczne wzajemne oddziaływanie węgla wapniowego i zaczynu cementowego przynosi korzystne zmiany w strefie kontaktowej, m.in. powstawanie monokarboglinianu, większa dezorientacja kryształów portlandytu w porównaniu do innych kruszyw, zmniejszanie porowatości i wielkości porów, wzrost wytrzymałości warstwy [5,6]. Zewnętrzny efekt jest w większości przypadków łatwo zauważalny na podstawie większych wartości wytrzymałości i modułu sprężystości betonu. Jednak ze względu na wytrzymałość skał węglanowych, zwykle niższą niż bazaltu, andezytu, czy kwarcytu, kruszywa węglanowe są niezbyt chętnie stosowane do wytwarzania betonów wysokowartościowych pomimo, że stwarzają one możliwość uzyskania betonów o wytrzymałości na ściskanie f_{cm} wynoszącej nawet 120 MPa [7] (Rys. 1).



Rys. 1. Wytrzymałość na ściskanie betonów wysokowartościowych z różnymi kruszywami [7].
Fig. 1. Compressive strength of high performance concretes with various aggregates [7].

2. Badania własne

Badania własne przeprowadzono w zakresie betonów o stałej wartości $w/c = 0,28$ z zastosowaniem łamanego kruszywa grubego dolomitowego (Łaskowa), oraz celem porównania granitowego (Graniczna) i bazaltowego (Gracze). Zastosowano cement CEM I 42,5 HSR NA oraz domieszkę upłynniającą w postaci lignosulfonianu z dodatkiem kondensatu melaminowo-formaldehydowego. W porównywanych betonach przyjęto zasadę zachowania tej samej objętości kruszywa grubego. Wskaźnik stopnia ciekłości mieszanek mieścił się w granicach od 7 do 12 cm według metody stożka opadowego, co odpowiada tradycyjnej konsystencji półciekłej oraz klasom konsystencji S2/S3 zgodnie z PN-EN 206-1:2003 [8]. Zawartość powietrza w mieszankach betonowych określona metodą ciśnieniową wynosiła: BWW-B – 1,2%, BWW-D – 1,2%, BWW-GR – 1,4%. W odniesieniu do badanych betonów określono wytrzymałość na

ściskanie (f_c) oraz wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu ($f_{ct,sp}$). W badaniach stosowano próbki walcowe o średnicy podstawy 150 mm i wysokości 300 mm. Równoległości powierzchni ściskanych uzyskano poprzez szlifowanie. Wiek betonów w chwili badania wynosił 28 dni.

W celu uwydatnienia wpływu kruszywa na rozpatrywane właściwości betonów, zrezygnowano w badanych betonach z dodatku pyłów krzemionkowych, zazwyczaj stosowanego w betonach wysokowartościowych. Skład badanych betonów zamieszczono w Tabeli 1.

Tabela 1. Skład mieszanek betonów wysokowartościowych BWW.

Table 1. Compositions of high performance concrete mixes BWW.

składniki betonów		oznaczenie betonu (rodzaj kruszywa grubego)		
		BWW-B (bazalt)	BWW-D (dolomit)	BWW-GR (granit)
$(w + w_{sp})/c = 0,28$				
cement	[kg/m ³]	479	479	479
piasek 0÷2 mm	[kg/m ³]	699	699	699
kruszywo grube 2÷4 mm	[kg/m ³]	136	125	117
kruszywo grube 4÷8 mm	[kg/m ³]	408	376	356
kruszywo grube 8÷16 mm	[kg/m ³]	817	752	703
woda	[dm ³ /m ³]	128	128	128
superplastyfikator 2% m.c.	[kg/m ³]	9,6	9,6	9,6

3. Analiza wyników badań

Wyniki badań wytrzymałościowych przedstawiono w Tabelach 2 i 3 oraz zilustrowano graficznie na Rys. 2. Wszystkie wyniki badań poddano porównawczej analizie statystycznej – analizie wariancji oraz testowi najmniejszej istotnej różnicy (NIR) przy poziomie istotności $\alpha = 0,05$ [9]. Jeżeli wartość p nie przekracza założonej w analizie wartości poziomu istotności α , to różnice pomiędzy parami średnich należy traktować jako statystycznie istotne (wartości te w tablicach zaznaczono pogrubioną czcionką).

Tabela 2. Wytrzymałość średnia na ściskanie, współczynnik zmienności v oraz wyniki testu NIR betonów o $w/c = 0,28$.

Table 2. Mean compressive strength, coefficient of variation v and LSD test's results of $w/c = 0,28$ concretes.

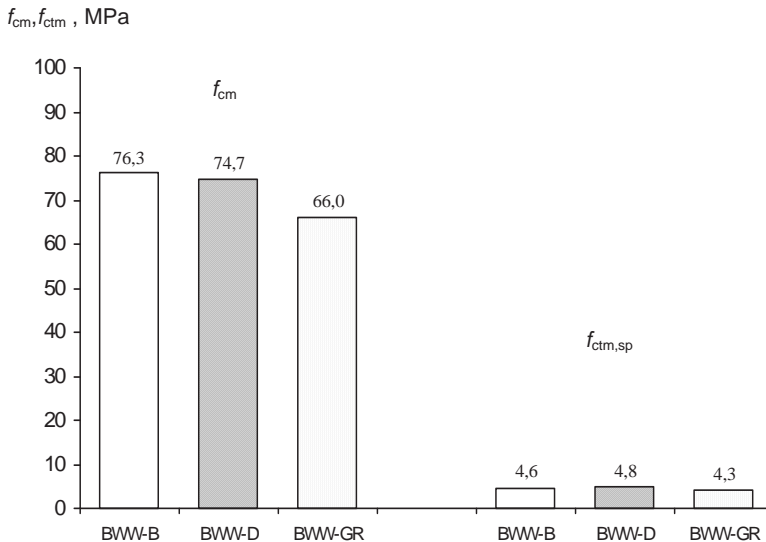
		oznaczenie betonu		
		BWW - B	BWW - D	BWW - GR
wytrzymałość na ściskanie	$f_{cm,cyl}$ [MPa]	76,3	74,7	66,0
	v [%]	5,9	7,5	6,8
klasa betonu		C70/85	C70/85	C60/75
wyniki p testu NIR dla wytrzymałości na ściskanie betonów BWW				
BWW - B		–	0,5828	0,0024
BWW - D		0,5828	–	0,0076
BWW - GR		0,0024	0,0076	–

Tabela 3. Wytrzymałość średnia na rozciąganie przy rozłupywaniu, współczynnik zmienności v oraz wyniki testu NIR betonów o $w/c = 0,28$.

Table 3. Mean splitting tensile strength, coefficient of variation v and LSD test's results of $w/c = 0,28$ concretes.

		oznaczenie betonu		
		BWW - B	BWW - D	BWW - GR
wytrzymałość na rozciąganie	$f_{ctm,sp}$ [MPa]	4,60	4,80	4,25
	v [%]	5,9	6,3	4,5
wyniki p testu NIR dla wytrzymałości na rozciąganie betonów BWW				
BWW - B		–	0,2416	0,0248
BWW - D		0,2416	–	0,0021
BWW - GR		0,0248	0,0021	–

Wartości wytrzymałości na ściskanie wszystkich betonów o $w/c = 0,28$ są zgodne z wymaganiem dotyczącym betonów wysokowartościowych, czyli charakterystyczną wytrzymałością na ściskanie po 28 dniach wynoszącą co najmniej 60 MPa. Warto podkreślić, że osiągnięcie wytrzymałości na ściskanie odpowiadającej betonom typu BWW, okazało się łatwiejsze przy użyciu kruszywa węglanowego o niskiej porowatości (dolomit zbity), niż w przypadku stosowania kruszywa granitowego. Według PN-EN 206-1:2003 [8] na podstawie wartości $f_{c,cyl}$ betony BWW-B oraz BWW-D spełniają wymagania dotyczące klasy C70/85, a BWW-GR klasy niższej C60/75.



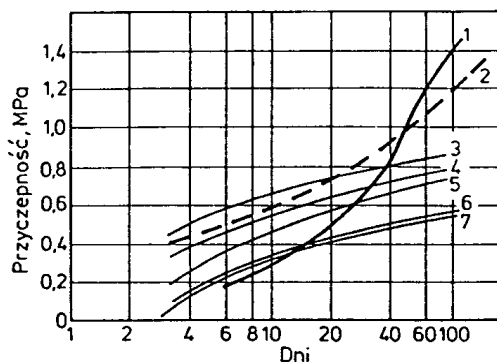
Rys. 2. Średnie wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie przy rozłupywaniu betonów wysokowartościowych po 28 dniach twardnienia.

Fig. 2. Mean compressive and splitting tensile strength of high performance concretes after 28 days of hardening.

Przeprowadzone dwie (oddzielne) analizy wariancji ujawniły statystycznie istotny wpływ kruszywa grubego na wytrzymałość na ściskanie oraz rozciąganie badanych betonów. Wśród analizowanych wytrzymałości wykazano, że w obu

przypadkach, wartości f_{cm} i $f_{ctm,sp}$ betonu z kruszywa granitowego są istotnie mniejsze od wytrzymałości betonu z kruszywa dolomitowego i bazaltowego. Natomiast obie średnie wytrzymałości (na ściskanie i rozciąganie), analizując każdą z tych właściwości oddzielnie, betonów BWW z kruszywem bazaltowym i dolomitowym nie różnią się istotnie przy $\alpha = 0,05$ (Tabele 2 i 3).

Jednoznacznie statystycznie niższa wytrzymałość betonu BWW-GR jest niewątpliwie związana z odmiennym składem mineralnym i właściwościami skały (struktura gruboziarnista), a także kruszywa (2 i 4-krotnie wyższy wskaźnik rozkruszenia granitu niż odpowiednio dolomitu i bazaltu). Należy zaznaczyć, że w analogicznych badaniach własnych dotyczących betonów zwykłych o $w/c=0,45$ (uzyskano następujące wartości $f_{cm,cyl}$: BZ-B – 51,7 MPa, BZ-D – 51,1 MPa, BZ-GR – 54,2 MPa), beton z kruszywem granitowym charakteryzował się nieco wyższą wytrzymałością na ściskanie od pozostałych betonów, a różnice pomiędzy wytrzymałościami średnimi były statystycznie nieistotne. Świadczy to o uwydatnieniu się różnic (wynikających z odmiennych właściwości kruszyw i skał) dopiero przy wyższych wartościach niszczących naprężeń ściskających w betonach BWW. Przy w/c o wartości 0,28, a więc zdecydowanie poniżej 0,40 [10], występuje zmniejszenie porowatości i grubości warstwy kontaktowej zaczyn-kruszywo. Tym samym ułatwione jest przekazywanie naprężeń pomiędzy matrycą i wypełniaczem, o czym świadczy przełam zdecydowanej większości ziaren kruszywa grubego na powierzchni pęknięcia próbek. Zatem można uznać, że przy matrycy o tym samym w/c (bez uszlachetniających dodatków mineralnych) wpływ kruszywa i wytrzymałości strefy kontaktowej ma znaczenie decydujące o wytrzymałości betonu wysokowartościowego.

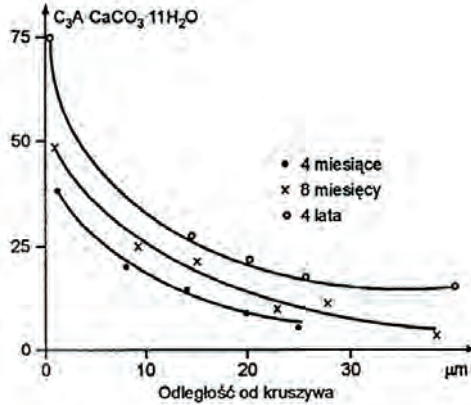


Rys. 3. Wpływ rodzaju kruszywa na przyczepność do zaczynu z cementu portlandzkiego o $w/c = 0,35$ [11]: 1 – wapień polerowany, 2 – wapień łamany, 3 – kwarc polerowany, 4 – kwarc, żwir naturalny, 5 – kalcyt polerowany, 6 – skałen polerowany, 7 – granit polerowany.

Fig. 3. The influence of aggregate type on adhesion to cement paste of $w/c = 0,35$ [11]: 1 – polished limestone, 2 – crushed limestone, 3 – polished quartzite, 4 – quartzite, gravel aggregate, 5 – polished calcite, 6 – polished feldspar, 7 – polished granite.

Zróznicowanie w wytrzymałościach badanych betonów potwierdza między innymi wyniki badań przyczepności zaczynów o $w/c = 0,35$ (czyli poniżej 0,40) do różnych skał przedstawione przez *Zimbelmanna* (Rys. 3) [11], w których wśród wszystkich badanych skał najniższe wartości osiągnięto w przypadku granitu oraz skałenia. Wysokie wartości przyczepności kruszyw węglanowych do zaczynu

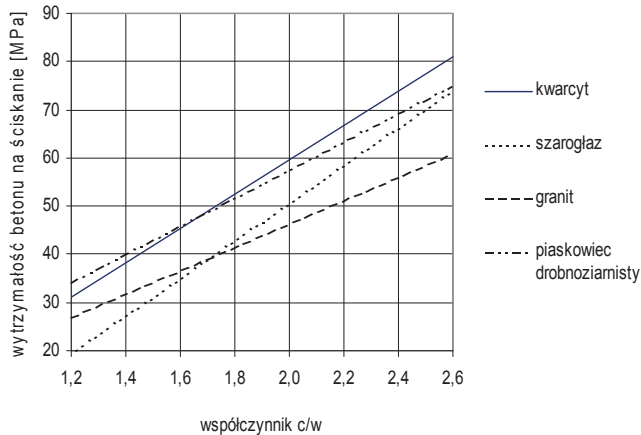
cementowego wykazane przez *Zimbelmanna* zostały potwierdzone przez *Grandeta* i *Olliviera* [12] w badaniach wpływu różnych kruszyw na zmiany składu fazowego warstwy przejściowej stwierdzone na podstawie wzrostu zawartości karboglinianu wraz ze zmniejszaniem się odległości od powierzchni ziarna kruszywa węglanowego (Rys. 4).



Rys. 4. Zawartość karboglinianu $C_3A \cdot CaCO_3 \cdot 11H_2O$ w strefie kontaktowej [12].

Fig. 4. Contents of carboaluminate $C_3A \cdot CaCO_3 \cdot 11H_2O$ in the interfacial zone [12].

Wyniki badań wpływu kruszywa i warstwy przejściowej na wytrzymałość betonów na ściskanie przedstawione przez *Alexandra* [13] (Rys. 5) również wskazują zależność, że wraz ze wzrostem wartości c/w betonów z różnymi kruszywami najniższy przyrost wytrzymałości na ściskanie odnotowano w betonach z kruszywem granitowym.



Rys. 5. Wpływ rodzaju kruszywa na wytrzymałość betonu na ściskanie po 28 dniach dojrzewania (wg *Alexandra* [13]).

Fig. 5. The influence of aggregate type on compressive strength of concrete after 28 days of hardening (after *Alexander* [13]).

Średnie wartości wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu badanych betonów wskazują na zdecydowanie najkorzystniejszy wpływ kruszywa dolomitowego. Najwyższą wytrzymałością $f_{ctm,sp}$ charakteryzuje się beton BWW z kruszywem

dolomitowym, nieco niższą (o około 4%) z kruszywem bazaltowym, natomiast wyraźnie niższą (o około 11%) wartość $f_{ctm, sp}$ stwierdzono w betonie z kruszywem granitowym, a zastosowane testy wykazały statystycznie istotne różnice pomiędzy wytrzymałościami średnimi.

Korzystne wyniki wytrzymałości na rozciąganie betonów z kruszywem dolomitowym należy wiązać z potwierdzoną doświadczalnie bardzo dobrą przyczepnością zaczynu cementowego do kruszyw węglanowych, odmienną w porównaniu do pozostałych kruszyw mikrostrukturą strefy kontaktowej, a nawet jej składem fazowym [3,5,13,14,15].

W normie PN-EN 1992-1-1:2008 [16] przewiduje się przyjmowanie do obliczeń wytrzymałości średnich na rozciąganie przypisanych poszczególnym klasom betonów i określonych na podstawie wzoru $f_{ctm} = 2,12 \ln(1+0,1f_{cm})$, gdzie $f_{cm} = f_{ck} + 8$, przyjętego w przypadku klas betonów powyżej C50/60. Uzyskane w badaniach różnice pomiędzy wytrzymałościami $f_{ctm, sp}$, sięgają kilkunastu procent, a wpływ rodzaju kruszywa grubego na te wartości jest statystycznie istotny (Tabele 2 i 3). Ponadto po przeliczeniu uzyskanych wyników ($f_{ct} = 0,9f_{ct,sp}$) na wartości wytrzymałości przy osiowym rozciąganiu okazało się, że wyniki otrzymane w badaniach są od kilku do kilkunastu procent mniejsze (BWW-B o 10%, BWW-D o 6%, BWW-GR o 13%) od wartości przyjmowanych do obliczeń według PN-EN 1992-1-1 [16]. Biorąc powyższe pod uwagę, wartość wytrzymałości na rozciąganie nie powinna być uzależniana wyłącznie od klasy betonu. Przedstawione wyniki badań własnych wskazują, że w niektórych przypadkach rzeczywiste wytrzymałości betonu na rozciąganie mogą odbiegać znacząco od wartości przyjmowanych do obliczeń.

4. Wnioski

- w pełni możliwe jest wykonanie z kruszyw węglanowych betonów wysokowartościowych bez stosowania pyłu krzemionkowego,
- statystycznie istotnie wyższą wartość wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu miał beton wysokowartościowy z kruszywa dolomitowego w porównaniu do wytrzymałości $f_{ctm, sp}$ betonów z kruszywem bazaltowym oraz granitowym, przyczyn należy się dopatrywać w korzystnym oddziaływaniu fizyko-chemicznym kruszywa węglanowego na zaczyn cementowy oraz ich wzajemnej przyczepności,
- w praktyce inżynierskiej wartość wytrzymałości na rozciąganie nie powinna być uzależniana wyłącznie od klasy wytrzymałości betonu na ściskanie, należy także uwzględnić wpływ rodzaju i składu mineralnego kruszywa potwierdzonej wynikami badań.

Literatura

- [1] Hobbs D.W., *Alkali-silica reaction in concrete*, Thomas Telford Ltd., London 1988.
- [2] Hooton R.D., *Permeability and pore structure of cement pastes containing fly ash, slag and silica fume*, ASTM Symposium, Denver 1984.
- [3] Piasta J., *Badanie kruszyw węglanowych z województwa kieleckiego i ich zastosowanie do betonów konstrukcyjnych*, praca doktorska, Politechnika Warszawska, Warszawa 1971.
- [4] Piasta J., *Zachowanie się kruszyw węglanowych w betonach z cementami o różnej zawartości alkaliów*, Zeszyty Naukowe Politechniki Świętokrzyskiej B-8, Kielce 1980.

- [5] Barnes B.D., Diamond S., Dilch W.L., *Micromorphology of the interfacial zone around aggregates in portland cement mortar*, Journal American Ceramic Society, Vol. 62/1979.
- [6] Maso J.C., *Interfacial transition zone in concrete*, RILEM Report 11, E & FN Spon, London 1996.
- [7] Roy D.M., Jiong W., *9th International Congress on the Chemistry of Cement*, Vol. 6, Poster Session, New Delhi 1992.
- [8] PN-EN 206-1:2003 *Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność*.
- [9] Sheskin D.J., *Handbook of parametric and nonparametric statistical procedures*, CRC Press 1997.
- [10] Kucharska L., *W/C - wskaźnik wpływu warstwy przejściowej na właściwości mechaniczne betonów zwykłych i WWB i ich podziału*, Cement-Wapno-Beton nr 2/99.
- [11] Zimbelmann R., *A contribution to the problem of cement-aggregate bond*, Cement and Concrete Research, Vol. 15/1985.
- [12] Grandet J., Ollivier J.P., *Orientation des hydrates au contact des granulates*, 7th International Congress on the Chemistry of Cement, Paris 1980.
- [13] Alexander M.G., *Fracture energies of interfaces between cement paste and rock, and application to the engineering behaviour of concrete*, Proceedings International RILEM Conference, Noordwijk, Netherlands, E & FN Spon, London 1991.
- [14] Farran J., *Contribution mineralogique a l'etude de l'adhevence entre les constituants hydrates des ciments et les materiaux associes*, Review Materials Constr. Travaux Publies, No. 490-491, 492/1956.
- [15] Roy D.M., Langton C.A., *Morphology and Microstructure of Cement Paste-Rock Interfacial Regions*, 7th International Congress on the Chemistry of Cement, Paris 1980.
- [16] PN-EN 1992-1-1:2008 *Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków*.

Strength properties of high-performance concretes with carbonate coarse aggregate

Jacek Góra

*Department of General Construction, Faculty of Civil Engineering and Architecture,
Lublin University of Technology, e-mail: j.gora@pollub.pl*

Abstract: High performance concretes were tested to find an effect of the three different coarse aggregates (basalt, granite and dolomite) on concrete strength properties. All the results were analyzed statistically. Splitting tensile strength of high performance concrete with dolomite aggregate was significantly higher than that of concretes with basalt and granite aggregate. The effect of dolomite aggregate on compressive strength of HPC was much more advantageous than that of granite aggregate.

Keywords: high performance concrete, carbonate crushed aggregate, compressive strength, tensile strength, one-way ANOVA, LSD test.

Odkształcalność doraźna betonów wysokowartościowych z kruszywami łamanymi

Jacek Góra

*Katedra Budownictwa Ogólnego, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
e-mail: j.gora@pollub.pl*

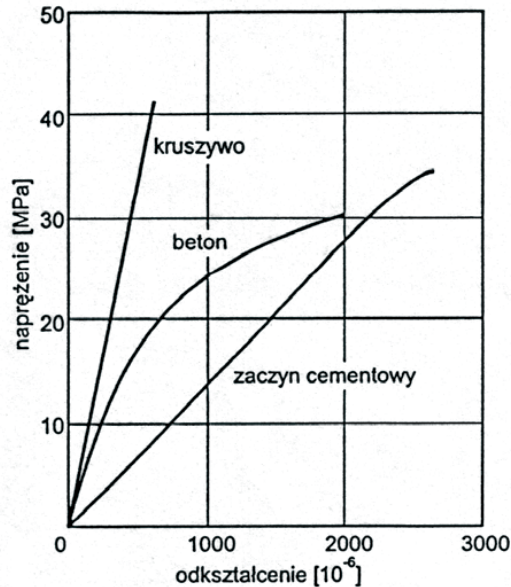
Streszczenie: W artykule przedstawiono wyniki badań betonów wysokowartościowych o wartości w/c wynoszącej 0,28. Badano odkształcalność doraźną betonów w zakresie modułu sprężystości, współczynnika Poisson'a oraz odkształcenia granicznego przy maksymalnym naprężeniu. Czynnikiem zmiennym w badaniach było rodzaj kruszywa grubego: grys bazaltowy, dolomitowy i granitowy. Wyniki badań poddano testom statystycznym – jednoczynnikowej analizie wariancji i testowi najmniejszej istotnej różnicy. Stwierdzono istotny wpływ rodzaju kruszywa grubego na badane cechy odkształceniowe betonów wysokowartościowych.

Słowa kluczowe: beton wysokowartościowy, kruszywo łamane, zależność $\sigma - \varepsilon$, moduł sprężystości, współczynnik Poissona, odkształcenie graniczne ε_{c1} przy maksymalnym naprężeniu, jednoczynnikowa analiza wariancji, test NIR.

1. Wprowadzenie

Ze względu na wymagane właściwości mechaniczne betonów typu BWW, istotnymi parametrami kruszywa grubego są moduł sprężystości i wytrzymałość wynikające ze składu mineralnego i tekstury, dobra przyczepność do zaprawy, nasiąkliwość poniżej 3%, zmniejszenie wielkości największych ziaren w celu redukcji koncentracji naprężeń [1].

Do charakterystyk opisujących odkształcalność doraźną betonu zalicza się przebieg zależności $\sigma_c - \varepsilon_c$, moduł sprężystości oraz współczynnik odkształcenia poprzecznego (*Poissona*). Wśród czynników wpływających w sposób istotny na właściwości odkształceniowe betonu wymienia się między innymi rodzaj stosowanego kruszywa grubego. Beton charakteryzuje się krzywoliniowym przebiegiem krzywej $\sigma_c - \varepsilon_c$. Natomiast w przypadku kruszywa i zhydratyzowanego zaczynu cementowego zależność naprężeń i odkształceń prawie w całym zakresie jest liniowa (Rys. 1).



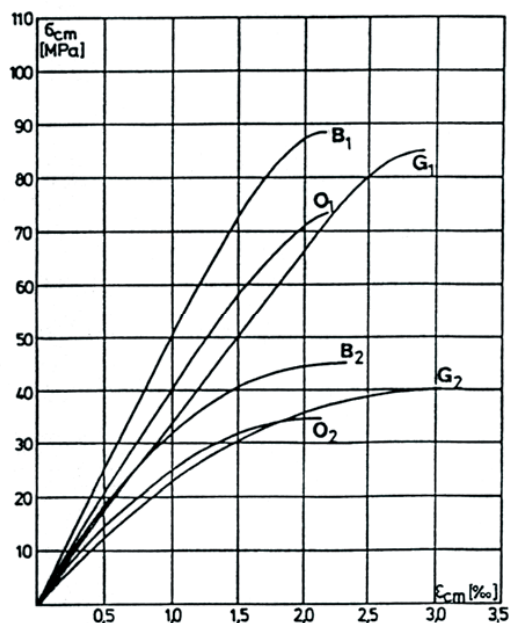
Rys. 1. Zależność $\sigma_c - \varepsilon_c$ w zhydratyzowanym zaczynie cementowym, kruszywie i betonie [2].
Fig. 1. The $\sigma_c - \varepsilon_c$ relation of hydrated cement paste, aggregate and concrete [2].

Przyczyną krzywoliniowej zależności $\sigma_c - \varepsilon_c$ w przypadku betonu, jako materiału kompozytowego, jest obecność stref kontaktowych pomiędzy zaczynem cementowym i kruszywem oraz rozwój w tych obszarach mikrorys o rozwarciu rosnącym wraz z naprężeniem [2]. Charakterystyka powstawania mikrozarysowań w strefie kontaktowej pozostaje w bezsprzecznej zależności od przyczepności kruszywo-zaczyn cementowy. Na podstawie wyników licznych badań, również przytoczonych poniżej, wskazano na wysoce istotny wpływ rodzaju kruszywa (uwzględniając między innymi skład mineralny, wielkość ziaren, szorstkość powierzchni, porowatość) na odkształcalność betonu.

Ogólnie uznaje się, że do betonów wysokowartościowych należy stosować kruszywa zwykle bardzo dobrej jakości, przy czym nie tylko wytrzymałość ziaren kruszywa ma istotne znaczenie, lecz również przyczepność do zaczynu cementowego. Stwierdzono, że charakterystyka mineralna kruszywa grubego ma wpływ na wytrzymałość otrzymywanego betonu, ale brak jest prostych wytycznych dotyczących wyboru kruszywa [3]. Kruszywa pochodzące ze skał magmowych lub osadowych węglanowych o wytrzymałości powyżej 100-120 MPa mogą być przydatne także do betonów wysokiej wytrzymałości [4, 5]. Pogląd ten w przypadku kruszyw węglanowych wymaga potwierdzenia na drodze doświadczalnej, gdyż dotąd nie opublikowano szerszych wyników badań betonów wysokowartościowych wykonywanych z tego typu rodzimych kruszyw, a także biorąc pod uwagę fakt, iż nie ma w tej tematyce zgodności wśród badaczy. Liczne przykłady wyników badań zagranicznych [2, 6, 7, 8, 9, 10] potwierdzają jednak przydatność kruszyw węglanowych do betonów konstrukcyjnych wysokiej jakości, w tym betonów wysokowartościowych o bardzo dobrych parametrach użytkowych. Obszerne zasoby rodzimych wapieni i dolomitów zbitych o właściwościach nie ustępujących kruszywom ze skał magmowych oraz korzystnie aktywnych chemicznie wobec zaczynu cementowego, dają

podstawy do prowadzenia badań nad wykorzystaniem tych kruszyw do wykonywania betonów wysokowartościowych. Zdaniem niektórych badaczy [11] wśród skał używanych do produkcji kruszywa do betonów ze względu na korzystne właściwości wyróżniają się właśnie skały węglanowe o zwartej strukturze i bazalty.

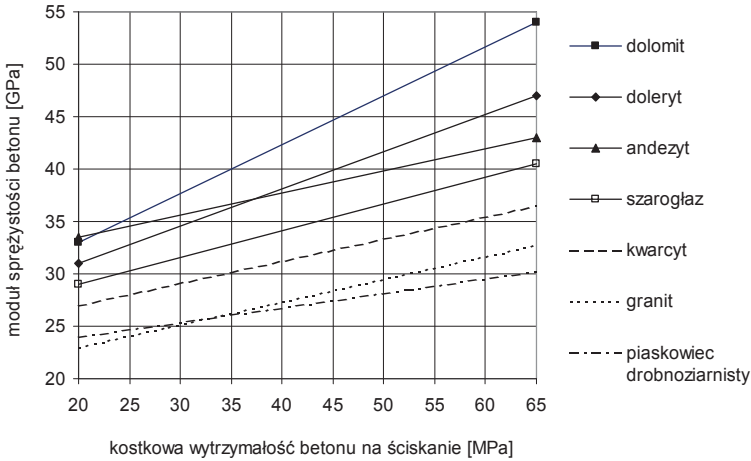
W krajowych badaniach odkształcalności doraźnej betonów z różnymi kruszywami stwierdzono między innymi istnienie zależności pomiędzy wartością granicznych odkształceń ε_{c1} odpowiadających maksymalnemu naprężeniu a rodzajem kruszywa grubego stosowanego do betonu (Rys. 2). Badaniom poddano betony wysokiej ($w/s = 0,24$, Pk – 10%, Sp – 3%) oraz średniej wytrzymałości ($w/c = 0,52$, bez dodatków i domieszek) z trzema kruszywami: bazaltowym, granitowym i otoczakowym (kwarcytowym). W obydwu grupach betonów najwyższe wartości odkształceń ε_{c1m} wynoszące około 3,0‰ otrzymano w przypadku kruszywa granitowego, natomiast w betonach z kruszywem bazaltowym około 2,5‰, a z kruszywem otoczakowym nieco ponad 2,0‰. Zbliżone wartości odkształceń przy najwyższym naprężeniu pomiędzy betonami zwykłymi i BWW z tych samych kruszyw, przeczą hipotezie, co podkreślają autorzy badań, że wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu maleją graniczne odkształcenia ε_{c1} [12].



Rys. 2. Zależność $\sigma_{cm} - \varepsilon_{cm}$ w betonach średniej (2) i wysokiej wytrzymałości (1) z różnymi kruszywami [12]: B – bazaltowe, G – granitowe, O – otoczakowe.

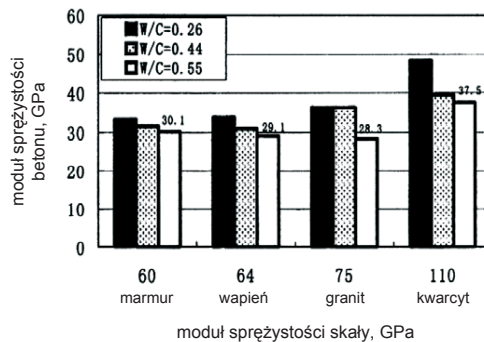
Fig. 2. The $\sigma_{cm} - \varepsilon_{cm}$ relation of normal (2) and high-strength (1) concretes with various aggregates [12]: B – basalt, G – granite, O – gravel.

Kuczyński [13] powołując się na wyniki badań zagranicznych odkształcalności granicznej betonu w zależności od składu mineralnego kruszywa (granit, porfir, diabaz, bazalt, wapień, kwarc, żwir) podaje, że przy największej wytrzymałości na rozciąganie betonu z kruszywem wapiennym jego wydłużalność jest najmniejsza. Natomiast największą wydłużalność wskazuje w przypadku betonu z kruszywem porfirowym.



Rys. 3. Wpływ rodzaju kruszywa na moduł sprężystości betonu (wg Alexandra [14]).
Fig. 3. The effect of aggregate type on modulus of elasticity of concrete (after Alexander [14]).

Różnice w wartościach modułu sprężystości w zależności od rodzaju kruszywa grubego mogą być dość znaczne (Rys. 3). W dużej mierze są wynikiem różnic w składzie mineralnym i modułach sprężystości skał, z których otrzymywane są kruszywa (Rys. 4), a także właściwości ziaren kruszywa decydujących o jego przyczepności do zaczynu cementowego. Piasta [15] na podstawie przeprowadzonych badań ustalił, że moduł sprężystości betonów z kruszywem łamanym jest wyższy o 10-30% od modułu sprężystości betonu tej samej klasy z kruszywem żwirowym, uznając za czynnik decydujący gorszą przyczepność do zaczynu ziaren kruszywa otoczkowego. Wśród betonów z kruszywami łamanymi najwyższe wartości E_{cm} osiągnięto w przypadku betonu z kruszywem bazaltowym, niższe o około 10% z kruszywem diabazowym, dolomitowym i wapiennym, a jeszcze niższe (o około 20%) z kruszywem granitowym i porfirowym.

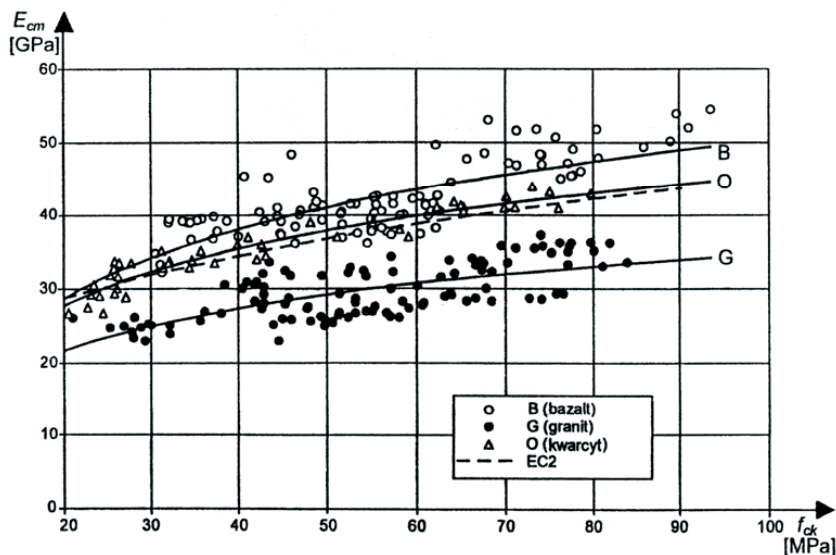


Rys. 4. Zależność pomiędzy modułem sprężystości betonów i skał z których otrzymano kruszywa łamane przy różnych wartościach w/c [9].

Fig. 4. The relation between modulus of elasticity of concretes and rocks which were used to made crushed aggregates for the various w/c [9].

Zdaniem Ajdukiewicza i współautorów [12, 16] rzeczywiste moduły sprężystości betonów mogą odbiegać od podanych normowych wartości obliczeniowych nawet o $\pm 25\%$ w zależności od rodzaju stosowanego kruszywa. Wśród betonów

wyższych klas największymi wartościami modułu sprężystości charakteryzują się betony z kruszywem bazaltowym (rys. 5), niższymi o kilka do kilkunastu procent betony z kruszywem kwarcytowym lub dolomitowym, a jeszcze niższymi (nawet ponad 20%, choć z dużymi rozrzutami) z kruszywem granitowym. Zdaniem autorów, dostępne w Polsce łamane kruszywa granitowe są stosunkowo niskiej wytrzymałości, a moduł sprężystości betonów z tymi kruszywami jest niższy od wartości normowych (Rys. 5) [16].



Rys. 5. Wyniki badań siecznego modułu sprężystości E_{cm} betonów zwykłych i wysokowartościowych w zależności od rodzaju kruszywa [16].

Fig. 5. The modulus of elasticity E_{cm} test results of normal and high performance concretes depending on the different types of aggregates [16].

Wartość współczynnika odkształcenia poprzecznego ν_c (Poissona) jest istotnie zależna od właściwości kruszywa grubego i na ogół mieści się w zakresie od 0,15 do 0,22. Zaznacza się jednak, że rozpoznanie doświadczalne w zakresie czynników wpływających na wartość współczynnika Poissona jest niewielkie [2]. W badaniach krajowych wyznaczono współczynniki odkształcenia poprzecznego betonów wysokowartościowych o wytrzymałości na ściskanie do 80 MPa i w zakresie naprężeń ściskających odpowiadających badaniu siecznego modułu sprężystości [16]. Uzyskane w tych badaniach wartości ν_c zestawiono poniżej:

- beton z kruszywem bazaltowym – $0,20 \div 0,21$,
- beton z kruszywem otoczkowym, kwarcytowym – $0,17 \div 0,18$,
- beton z kruszywem granitowym – $0,15 \div 0,16$.

W normie PN-EN 1992-1-1:2008 [17] zaleca się przyjmowanie stałej wartości współczynnika Poissona wynoszącej $\nu_c = 0,20$.

2. Badania własne

Odkształcalność betonów pod doraźnym obciążeniem ściskającym analizowano na podstawie wyników badań modułu sprężystości E_c , współczynnika odkształcenia

poprzecznego v_c oraz odkształceń granicznych ε_{c1} odpowiadających maksymalnym naprężeniom. W pomiarach modułu sprężystości oraz współczynnika rozszerzalności poprzecznej przyjęto zakres naprężeń od 0,5 MPa do $0,4f_{cm}$. Podane wartości średnie w każdym przypadku określono na podstawie wyników uzyskanych z 6 próbek walcowych $\varnothing 150/h300$ mm. Badaniom poddano trzy betony o $w/c = 0,28$ wykonane z grysami bazaltowym, dolomitowym i granitowym. Szczegółowe charakterystyki i składy mieszanek betonowych zamieszczono w artykule [18]. W Tabelach 1, 2 oraz 3 przedstawiono wyniki badań własnych.

Wyniki jednoczynnikowej analizy wariancji przy poziomie istotności $\alpha = 0,05$ wykazały statystycznie istotny wpływ stosowanych kruszyw na każdą z trzech rozważanych wielkości.

3. Analiza wyników badań

Różnice w wartościach modułów sprężystości betonów BWW z kruszywem bazaltowym oraz dolomitowym są nieznaczne i nie przekraczają 2%, na korzyść betonu BWW-D. Natomiast wyraźnie mniejszą wartością E_{cm} charakteryzuje się beton z kruszywem granitowym, w odniesieniu do betonu BWW z kruszywem bazaltowym, aż o 26%. Potwierdzają te zależności wyniki testu NIR, a wskazane różnice są istotne nawet przy $\alpha = 0,001$.

Wpływ kruszywa grubego na moduł sprężystości betonu zaznaczano niejednokrotnie w literaturze, podkreślając, że nie można uzależniać wartości E_c tylko od wytrzymałości na ściskanie betonu. Podobne uwagi można wywnioskować z rezultatów badań własnych. W porównaniu do betonów z kruszywem bazaltowym i dolomitowym statystycznie istotnie mniejsze wartości E_{cm} określono w betonie z kruszywem granitowym. Z kolei odnosząc się do wyników badań modułu sprężystości betonów z kruszywem bazaltowym i dolomitowym, należy te wielkości traktować równorzędnie, na co jednoznacznie wskazują wyniki testu najmniejszej istotnej różnicy (Tabela. 1).

Tabela 1. Moduł sprężystości E_{cm} , współczynnik zmienności v oraz wyniki testu NIR betonów o $w/c = 0,28$.

Table 1. Modulus of elasticity E_{cm} , coefficient of variation v and LSD test's results of $w/c = 0,28$ concretes.

	E_{cm}	oznaczenie betonu	oznaczenie betonu		
			BWW - B	BWW - D	BWW - GR
moduł sprężystości	[GPa]		47,6	48,2	35,0
	v	[%]	7,1	9,3	9,1
klasa betonu			C70/85	C70/85	C60/75
wyniki p testu NIR dla modułów sprężystości betonów BWW					
BWW - B			–	0,76	$3,5 \times 10^{-5}$
BWW - D			0,76	–	$2,0 \times 10^{-5}$
BWW - GR			$3,5 \times 10^{-5}$	$2,0 \times 10^{-5}$	–

Uwaga: w tablicy pogrubioną czcionką zaznaczono wartości $p < 0,05$.

W Tabeli 2 zestawiono średnie wartości współczynników odkształcenia poprzecznego badanych betonów. Wyniki analizy wariancji oraz testu NIR wskazują

statystycznie istotny wpływ kruszyw grubych na osiągnięte wartości v_{cm} w badanych betonach wysokowartościowych. Statystycznie istotne różnice dotyczą wszystkich trzech porównywanych betonów.

Tabela 2. Współczynnik Poisson'a v_{cm} , współczynnik zmienności v oraz wyniki testu NIR betonów o $w/c = 0,28$.

Table 2. Poisson ratio v_{cm} , coefficient of variation v and LSD test's results of $w/c = 0,28$ concretes.

		oznaczenie betonu		
		BWW - B	BWW - D	BWW - GR
współczynnik Poisson'a	v_{cm}	0,21	0,22	0,17
	v [%]	6,2	4,0	5,2
klasa betonu		C70/85	C70/85	C60/75
wyniki p testu NIR dla współczynników Poisson'a betonów BWW				
BWW - B		—	0,034	1,1x10 ⁻⁵
BWW - D		0,034	—	2,8x10 ⁻⁷
BWW - GR		1,1x10 ⁻⁵	2,8x10 ⁻⁷	—

Uwaga: w tablicy pogrubioną czcionką zaznaczono wartości $p < 0,05$.

W badaniach własnych betonów BWW z kruszywem bazaltowym i granitowym uzyskano wartości v_{cm} zbliżone do wyników badań betonów wysokowartościowych z zastosowaniem rodzimych kruszyw przedstawionych w pracy [16]. Natomiast beton BWW z kruszywem dolomitowym charakteryzuje się nieznacznie wyższym współczynnikiem *Poissona* w stosunku do BWW z kruszywem bazaltowym, przy czym obydwa otrzymane wyniki nieznacznie przekraczają zalecaną przez PN-EN 1992-1-1 [17] wartość v_c betonu niezarysowanego wynoszącą 0,20.

Wartości odkształceń granicznych ε_{c1m} odpowiadających maksymalnym naprężeniom (Tabela 3) wskazują na wyraźnie odmienne zachowanie się pod doraźnym obciążeniem ściskającym betonów z kruszywem granitowym w porównaniu do zbliżonej odkształcalności betonów z kruszywem bazaltowym i dolomitowym.

Tabela 3. Odkształcenie graniczne ε_{c1m} , współczynnik zmienności v oraz wyniki testu NIR betonów o $w/c = 0,28$.

Table 3. Limiting strain ε_{c1m} , coefficient of variation v and LSD test's results of $w/c = 0,28$ concretes.

		oznaczenie betonu		
		BWW - B	BWW - D	BWW - GR
odkształcenie graniczne przy maksymalnym naprężeniu	ε_{c1m} [‰]	2,30	2,22	2,76
	v [%]	8,3	6,3	4,3
klasa betonu		C70/85	C70/85	C60/75
wyniki p testu NIR dla odkształceń granicznych ε_{c1} betonów BWW				
BWW - B		—	0,375110	0,000104
BWW - D		0,375110	—	0,000019
BWW - GR		0,000104	0,000019	—

Uwaga: w tablicy pogrubioną czcionką zaznaczono wartości $p < 0,05$.

Wyniki testu NIR wskazują, że w przypadku największej wartości odkształcenia ε_{clm} betonu BWW z kruszywem granitowym, w porównaniu do pozostałych badanych betonów, różnice są statystycznie istotne. Z kolei porównując wartości odkształceń ε_{clm} betonów BWW -B oraz BWW-D, są one statystycznie nieistotne. W porównaniu do przyjętych w normie PN-EN 1992-1-1 [17] wartości odkształcenia ε_{cl} w zależności od klasy betonu, określone w badaniach wartości są w przypadku betonów BWW-B i BWW-D mniejsze o odpowiednio 15% i 18%, a w przypadku betonu BWW-GR większe o 6%. Należy zatem przyjąć, że również wpływ rodzaju kruszywa grubego na wartości odkształceń ε_{cl} jest równie znaczący, jak w przypadku modułów sprężystości. Jednak w normie PN-EN 1992-1-1 [17] tylko w odniesieniu do modułów sprężystości zaleca się uwzględnianie wpływu tego czynnika technologicznego na przyjmowane do obliczeń wartości.

4. Wnioski

1. Na podstawie wyników badań własnych, poddanych testom analizy wariancji i najmniejszej istotnej różnicy, stwierdzono istotny wpływ rodzaju kruszywa grubego na odkształcalność doraźną betonów wysokowartościowych, analizowaną na podstawie modułów sprężystości, współczynników odkształcenia poprzecznego oraz odkształcenia granicznego przy maksymalnym naprężeniu.
2. W przypadku wszystkich rozważanych właściwości odkształceniowych uznano, że betony wysokowartościowe z kruszywami bazaltowym i dolomitowym należy traktować równorzędnie, natomiast beton wysokowartościowy z kruszywem granitowym charakteryzuje się znacząco, co wykazano za pomocą analizy statystycznej, gorszymi właściwościami.
3. W aspekcie uzyskanych wyników badań własnych, a także podawanych w literaturze, warto rozważyć, czy tylko w przypadku modułów sprężystości powinien być uwzględniany wpływ rodzaju kruszywa grubego na wartości normowe przyjmowane do obliczeń.

Literatura

- [1] Kucharska L., Brandt A. M., *Skład, technologia i właściwości mechaniczne betonów wysokowartościowych*, Inżynieria i Budownictwo nr 9/93.
- [2] Neville A. M., *Właściwości betonu*, Polski Cement, Kraków 2000.
- [3] Aitcin P. C., Mehta P. K., *Effect of coarse-aggregate characteristics on mechanical properties of high-strength concrete*, ACI Materials Journal, Vol. 87/1990.
- [4] Mierzwa J., *Niektóre aspekty wpływu kruszywa na właściwości wytrzymałościowe betonów*, Konferencja „Beton na progu nowego milenium”, Polski Cement, Kraków 2000.
- [5] Piasta J., Piasta W., *Kruszywa a betony wysokiej wytrzymałości*, Przegląd Budowlany nr 8-9/1992.
- [6] Alexander M. G., *Aggregates and the deformation properties of concrete*, ACI Materials Journal, Vol. 93/1996.
- [7] Donza H., Cabrera O., Irassar E. F., *High-strength concrete with different fine aggregate*, Cement and Concrete Research, Vol. 32/2002.
- [8] Sengul Ö., Tasdemir C., Tasdemir M., *Influence of aggregate type on mechanical behavior of normal- and high-strength concretes*, ACI Materials Journal, Vol. 99/2002.

- [9] Wu K.-R., Chen B., Yao W., Zhang D., *Effect of coarse aggregate type on mechanical properties of high-performance concrete*, Cement and Concrete Research, Vol. 31/2001.
- [10] Zhon F. P., Lydon F. D., Barr B. I. G., *Effect of coarse aggregate on elastic modulus and compressive strength of high performance concrete*, Cement and Concrete Research, Vol. 25/1995.
- [11] Piasta J., Piasta W. G., *Beton zwykły*, Wydawnictwo Arkady, Warszawa 1994.
- [12] Ajdukiewicz A., Kliszczewicz A., *Odkształcalność doraźna betonów wysokiej wytrzymałości*, XLIV Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, t. 4, Poznań-Krynica 1998.
- [13] Bukowski B., Kuczyński W., *Budownictwo betonowe, t. I, cz. 1 i 2*, Arkady, Warszawa 1972.
- [14] Alexander M. G., *Fracture energies of interfaces between cement paste and rock, and application to the engineering behaviour of concrete*, Proceedings International RILEM Conference, Noordwijk, Netherlands, E & FN Spon, London 1991.
- [15] Piasta J., *Badanie kruszyw węglanowych z województwa kieleckiego i ich zastosowanie do betonów konstrukcyjnych*, praca doktorska, Politechnika Warszawska, Warszawa 1971.
- [16] Ajdukiewicz A., Węglorz M., *Komentarz naukowy do PN-B-03264:2002 „Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone”*. Beton., Część podstawowa, Tom I, ITB, Warszawa 2003.
- [17] PN-EN 1992-1-1:2008 *Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków*.
- [18] Góra J., *Właściwości wytrzymałościowe betonów wysokowartościowych z kruszywem węglanowym*, Budownictwo i Architektura 2/2011.

Instantaneous deformability of high performance concretes with crushed aggregates

Jacek Góra

*Department of General Construction, Faculty of Civil Engineering and Architecture,
Lublin University of Technology, e-mail: j.gora@pollub.pl*

Abstract: The test results presented concern high performance concretes of the w/c ratio 0,28. There have been examined the modulus of elasticity, Poisson's ratio and limiting strain at the highest compressive stress. The variable factor in the studies is the type of coarse aggregate: crushed basalt, dolomite and granite. The results of the research have been tested statistically – the one-way ANOVA and the LSD test. There is stated the significant influence of aggregate on the tested deformation properties of high performance concretes.

Keywords: high performance concrete, crushed aggregate, relation $\sigma - \varepsilon$, modulus of elasticity, Poisson's ratio, limiting strain ε_{c1} at the highest compressive stress, one-way ANOVA, LSD test.

Berlińskie osiedla Onkel-Toms-Hütte i Am Fischtal jako odzwierciedlenie w budownictwie mieszkaniowym relacji między nurtem awangardowym a nurtem kontynuacji w architekturze Niemiec lat dwudziestych XX wieku

Hubert Trammer

*Politechnika Lubelska, Wydział Budownictwa i Architektury, Katedra Architektury Urbanistyki
i Planowania Przestrzennego, e-mail: huberttrammer@wp.pl, h.trammer@pollub.pl*

Streszczenie: Powstałe w latach dwudziestych XX wieku tuż obok siebie berlińskie osiedla Onkel-Toms-Hütte i Am Fischtal razem stanowią przykłady współistnienia awangardowego i kontynuacyjnego nurtu w architekturze. Ukształtowanie osiedli, oraz architektury wzniesionych w nich budynków jest obrazem zarówno odmienności w poglądach między autorami obu osiedli, która dotyczyła głównie stosowania płaskich, bądź spadzistych dachów, jak i wzajemnego przenikania się wpływów. Oba osiedla pod wieloma względami mogą stanowić wzór do naśladowania. Szczególnie interesująco przedstawia się kwestia wpisania zieleni w przestrzeń osiedli, a także relacji pomiędzy przestrzenią publiczną i prywatną. Osiedle Onkel-Toms-Hütte stanowi interesujący przykład umiejscowienia w przestrzeni osiedla usług.

Słowa kluczowe: mieszkalnictwo, osiedla, mieszkania, zielen w osiedlu, usługi w osiedlu, nurty w architekturze.

1. Osiedle Onkel-Toms- Hütte

Nazwa Onkel-Toms-Hütte (Chata Wujka Toma) bezpośrednio pochodzi od znajdującego się w pobliżu, popularnego wśród odbywających podmiejskie wycieczki, lokalu gastronomicznego (Zöller-Stock [1]). Osiedle jest też często zwane Waldsiedlung Onkel-Toms-Hütte, czyli Leśne osiedle Onkel-Toms-Hütte. Określenie to wynika z tego, iż zostało ono zbudowane w lesie. Zachował się on do dziś. Pośród jego drzew przeważają sosny i brzozy.

Osiedle zostało wybudowane w latach 1926-1932 na podstawie koncepcji urbanistycznej powstałej pod kierunkiem Brunona Tauta. Kierowany przez niego zespół zaprojektował też wszystkie domy wielorodzinne w osiedlu.

Centrum osiedla stanowi stacja, położona na biegnącej przez jego środek w wykopie linii, metra. W pobliżu stacji zgrupowano domy wielorodzinne, zaś dalej domy jednorodzinne. Dzięki temu łączna długość dróg przemierzanych ze stacji metra do domu przez wszystkich mieszkańców osiedla jest krótsza niż byłaby przy innym rozmieszczeniu zabudowy. Ponadto osiedle ma układ będący miniaturą miasta z wielorodzinnymi domami w centrum i indywidualnymi na obrzeżach. Układ osiedla został oparty na siatce ulic. Niemal wszystkie z nich bieżą po

łagodnych łukach. Proste są jedynie mierzące około stu metrów długości uliczki w zabudowie jednorodzinnej w północnej części osiedla. W zdecydowanej większości budynki stoją wzdłuż ulic. Jednak w wielu miejscach linia pierzei ulic nie jest równoległa do jezdni i jest poszarpana.



Rys. 1. Plan osiedla Onkel-Toms-Hütte. Mniej więcej po środku widoczna stacja metra wraz z otaczającym ją zespołem usługowym. Widoczny brak biegnących po linii prostej dłuższych odcinków ulic. Plan oprócz samego osiedla obejmuje też sąsiadująca z nim zabudowę. W tym osiedle Am Fischtal zajmujące pas biegnący wzdłuż południowo-wschodniej granicy obszaru objętego planem. Źródło: Wörner i inni [2].

Fig. 1. Map of the Onkel-Toms-Hütte settlement. Approximately in the middle one can trace subway station surrounded by the shopping center. One can trace that the straight sections of the streets are very short. The plan shows the settlement with the neighboring development including the Am Fischtal settlement which occupies the belt of the area along the south-east boarder of the area. Source: Wörner and others [2].

W oparciu o stanowiącą centrum osiedla stację metra powstał zespół handlowo-usługowy. Łączący obie funkcje obiekt wybudowano w 1929. Jego architektem był, autor licznych berlińskich stacji metra, Alfred Grenander. W 1930 zespół został rozbudowany pod kierunkiem Otto Rudolfa Salvisberga (Wörner i inni [2]). Zarówno stacja, jak i dwa ciągi sklepów zostały ukryte wewnątrz zamkniętego kwartału. Na końcach peronu a zarazem końcach dwóch równoległych do niego handlowych pasaży znajdują się, wpisane w pierzeje ulic, zespoły wejściowe, z wkomponowanymi w nie sklepami dostępnymi z poziomu ulicy. Wejście wschodnie ma monumentalny kształt, zaś wejście zachodnie zostało ukształtowane dość skromnie. Większą część obwodu kwartału tworzą długie wielorodzinne budynki mieszkalne. Charakterystyczny ich element stanowią, umożliwiające wjazd na dziedzińce zaopatrującym sklepy pojazdom, duże bramy. Zespół handlowy wraz ze stacją tworzy jeden budynek. Jego architektura jest wyraźnie ukierunkowana na oglądanie jej z wnętrza. Ciągi sklepów znajdują się na tym samym, obniżonym w stosunku do otoczenia, poziomie co wyspowa peron¹. Bardzo dobra widoczność pomiędzy nimi jest zapewniona przez, wypełnione kratami o dużych oczkach, otwarcia. Nad peronem umieszczono duże świetliki rozświetlające całą przestrzeń stacji i pasaży. Lokale handlowe i usługowe mają ponadto zapewnione przez ciągi okien górno-boczne oświetlenie. Od strony dziedzińców architektura budynku mieszczącego

¹ Z poziomem ulic pasaże łączą pochylnie, natomiast na peron wiodą schody. Przejście z peronu do pasaży wymaga wyjścia na poziom ulic otaczających zespół.

stację jest wynikowa i ukształtowana bez specjalnej dbałości o formę. A trzeba podkreślić, iż owe dziedzińce nie są wyłącznie przestrzenią zaplecwową. Powyżej obniżonego poziomu dojazdu dla dostaw znajdują się towarzyszące domom mieszkalnym tereny zielone. Z nich, a także z okien domów otwiera się widok na owe ukształtowane bez większej dbałości elewacje ciągu handlowego.



Rys. 2. Zachodnie wejście do stacji metra i równoległych do niej pasaży handlowych. Zdjęcie: Hubert Trammer – 21 X 2006.

Fig. 2. Western entrance to the subway station and shopping passages which are parallel to the station. Photo: Hubert Trammer – Oct 21, 2006.



Rys. 3. Monumentalnie ukształtowane wschodnie wejście do stacji metra i równoległych do niej pasaży handlowych. Zdjęcie: Hubert Trammer – 21 X 2006.

Fig. 3. Monumental eastern entrance to the subway station and shopping passages which are parallel to the station. Photo: Hubert Trammer – Oct 21, 2006.



Rys. 4 Zabudowa mieszkaniowa wypełniająca północno-wschodni narożnik kwartału w którym znajduje się stacja metra wraz z towarzyszącym jej zespołem handlowo-usługowym. Widoczny charakterystyczny dla zamkniętych kwartałów na terenie osiedla wklęsły narożnik. Zdjęcie: Hubert Trammer – 21 X 2006.

Fig. 4. North-east corner of the residential development which is part of the block inside which the subway station and the shopping center connected with it is located. One can trace the concave corner which is a typical solution for the closed blocks in the settlement. Photo: Hubert Trammer – Oct 21, 2006.



Rys. 5. Brama umożliwiająca pojazdom zaopatrzenia północnego pasażu handlowego wyjazd z kwartału. Zdjęcie: Hubert Trammer – 21 X 2006.

Fig. 5. The gate which allows the cars which deliver goods the northern shopping passage to leave the block. Photo: Hubert Trammer – Oct 21, 2006.



Rys. 6. Widok z peronu stacji metra, w tle pasaż handlowy, nad peronem świetlik. Zdjęcie: Hubert Trammer – 21 X 2006.

Fig. 6. View from the platform at the subway station. In the foreground the shopping passage. Over the platform the skylight. Photo: Hubert Trammer – Oct 21, 2006.



Rys. 7. Pochylnia łącząca zachodnie wejście do zespołu z południowym pasażem handlowym. Zdjęcie: Hubert Trammer – 21 X 2006.

Fig. 7. Ramp which connects the entrance to the assembly with the southern shopping passage. Photo: Hubert Trammer – Oct 21, 2006.



Rys. 8. Południowy pasaż handlowy, po lewej stronie za siatką widoczny tor i fragment peronu metra. Zdjęcie: Hubert Trammer – 21 X 2006.

Fig. 8. Southern shopping passage. On the left hand side behind the fence one can trace the track and the part of the platform of the subway. Photo: Hubert Trammer – Oct 21, 2006.



Rys. 9, 10. Zaplecza pasaży handlowych towarzyszących stacji metra Onkel-Toms-Hütte. Widoczne tylne elewacje pasaży handlowych. Powyżej murów oporowych położone na poziomym terenie przestrzenie zielone przy budynkach mieszkalnych zamykających kwartał od strony północnej i południowej. Zdjęcia: Hubert Trammer – 21 X 2006.

Fig. 9,10. The backs of the shopping passages by the Onkel-Toms-Hütte subway station. The photos show the back elevations of the shopping passages. Over the retaining walls the green space on the ground level by the residential buildings which close the block from its north and south sides. Photos: Hubert Trammer – Oct 21, 2006.

Nie tylko, stanowiąca wraz z towarzyszącymi jej sklepami centrum osiedla, stacja metra została ukryta wewnątrz kwartału. Cały, biegnący przez osiedle w wykopie, odcinek linii metra jest nieobecny w jego przestrzeni ogólnodostępnej. Na wschód od stacji linia metra przecina na pół ponad pięćsetmetrowej długości i kilkudziesięciometrowej szerokości niemal całkowicie zamknięty kwartał. Na zachód od stacji po południowej stronie wykopu przylegają do niego tylne granice ogrodów należących do domów jednorodzinnych. Po północnej stronie z wykopem sąsiaduje zielony dziedziniec należący do stu pięćdziesięciometrowej długości budynku, który tworzy odcinek pierzei najszerszej z ulic osiedla – biegnącej równoległe do linii metra – dwujezdniowej Argentinische Alle, która przenosi przebiegający przez osiedle ruch tranzytowy. Po stronie południowej na całej długości biegnącego przez osiedle odcinka Argentinische Alle posiada zwarte pierzeje zabudowy ciągnące się nieprzerwanie od skrzyżowania do skrzyżowania po łuku równoległym do przebiegu ulicy. Jedynie w bezpośrednim sąsiedztwie poszczególnych skrzyżowań linia zabudowy uskokowo się wycofuje. Przy czym w pięciu na sześć przypadków wycofane fragmenty pierzei stanowią ściany szczytowe budynków stojących przy prostokątnych ulicach. Po północnej stronie Argentinische Alle na ponad dwóch trzecich jej odcinka przebiegającego przez osiedle budynki są ustawione do niej prostopadle. Otwiera to wglądy w przestrzeń osiedla. Zachodni fragment odcinka Argentinische Alle, gdzie posiada ona zwartą pierzeję także po stronie północnej powstał najpóźniej. Można przypuszczać, iż pierwotnie zakładano, iż należy unikać zabudowy o nasłonecznionej jedynie, otwartej na ruchliwą ulicę, fasadzie południowej, lecz później uznano, iż ważniejsze jest lepsze odizolowanie osiedla od owej ulicy.



Rys. 11. Osiedle Okel-Toms-Hütte w widoku od wschodu z lotu ptaka. Wyraźnie widoczna biegnąca po łuku Argentinische Alle. Na lewo od niej, na pierwszym planie, ponad półkilometrowej długości budynek zwany Peitschenknall - najdłuższy w osiedlu. Dalej w lewo, biegnąca wewnątrz podłużnego kwartału w wykopie, linia metra. W głębi widoczny kwartał kryjący we wnętrzu stację metra oraz towarzyszący jej osiedlowy zespół usługowy. Po prawej, północnej, stronie Argentinische Alle domy w zabudowie grzebieniowej. Widoczna koncentracja zabudowy o większej skali w rejonie stacji oraz wzdłuż Argentinische Alle. W lewym dolnym rogu fotografii fragment doliny wyschniętego strumienia (Fischtal) oraz położone wzdłuż niej osiedla Am Fischtal. Źródło: Miller-Lane [3].

Fig. 11. Okel-Toms-Hütte settlement – aerial view from the east. The curvilinear Argentinische Alle is clear visible. Left from it in the front the more than half kilometer long longest building in the settlement cold Peitschenknall. Further to the left, the subway line located in the cutting inside the long block. In the background the block with the subway station and the local shopping center. One can trace the concentration of the bigger scale buildings around the subway station and along the Argentinische Alle. In the down-left corner part of the photo: the valley of the dried up stream (Fischtal) and the settlement Am Fischtal located along it. Source: Miller-Lane [3].

Najdłuższy budynek w osiedlu, tworzący wschodni odcinek południowej pierzei Argentinische Alle został wybudowany w latach 1930-1931. Składa się on z 31 sekcji. Ze względu na ponad półkilometrową długość i kształt rzutu oparty na linii biegnącej po łagodnym łuku budynek zyskał przydomek Peitschenknall co oznacza trzask bicia. Od strony ulicy budynek posiada niemal gładką fasadę. Jedyne fragmenty przy granicach sekcji zostały lekko wycofane. Załamania wysuniętych fragmentów ścian w ich rejonie zostały zaokrąglone. Zaokrąglenia pojawiły się także w miejscach zetknięcia glicyfów okien klatek schodowych z licem fasady. Charakterystycznym elementem fasady od strony dziedzińca są zgrupowanie po dwie loggie. Ich zewnętrzne krawędzie wraz z pełnymi balustradami z cegły klinkierowej zostały wysunięte przez lico znajdujących się pomiędzy parami loggii odcinków fasady. Dało to w efekcie trójpłaszczyznową fasadę. Budynek w rozwiązaniach formalnych jest bardzo podobny do wzniesionego na planie podkowy budynku w berlińskim osiedlu Hufeisen. Bywa on określany jako rozprostowana wersja tamtego obiektu (Wörner i inni [2]).



Rys. 12. Widok na południową pierzeję Argentinische Alle uformowaną przez najdłuższy budynek w osiedlu - zwany Peitschenknall. Można dostrzec różnice kolorystyczne między bladżółtym kolorem stanowiących większość elewacji zaokrąglonych ryzalitów i różnymi kolorami oddzielających je odcinków prostych (tu bordowym i błękitnym). Zdjęcie: Hubert Trammer – 21 X 2006.

Fig. 12. View on the south frontage of the Argentinische Alle formed by the longest building in the settlement – so cold Peitschenknall. One can trace the differences of the colors between the light yellow of the rounded projections which form the biggest parts of the elevation and the straight sections in different colours (here maroon and azure). Photo: Hubert Trammer – Oct 21, 2006.



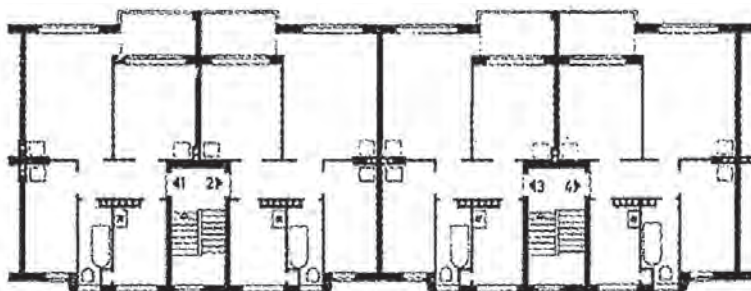
Rys. 13. Zabudowa grzebieniowa po północnej stronie Argentinische Alle. Zdjęcie: Hubert Trammer – 21 X 2006.

Fig. 13. The free standing buildings located perpendicular to the Argentinische Alle at its north side. Photo: Hubert Trammer – Oct 21, 2006.



Rys. 14. Peitschenknall – najdłuższy budynek w osiedlu Onkel-Toms-Hütte – fragment elewacji od strony Argentinische Alle. Widoczne zaokrąglenia krawędzi ryzalitów i okien klatki schodowej. Źródło: Wörner i inni [2].

Fig. 14. Peitschenknall – the longest building of the Onkel-Toms-Hütte settlement – part of the elevation at the side of Argentinische Alle. One can trace the rounded edges of the projections and the windows of the staircase. Source: Wörner et al. [2].



Rys. 15. Fragment rzutu budynku Peitschenknall przedstawiający dwie sekcje. Źródło: Wörner i inni [2].

Fig. 15. Part of the floor plans of the Peitschenknall building. There are two units shown. Source: Wörner et al. [2].



Rys. 16, 17, 18. Typowe rzuty mieszkań opracowane pod kierunkiem Bruno Tauta w pracowni architektonicznej towarzystwa budowlanego GEFAG. Rzuty te stosowano w domach wielorodzinnych wznoszonych między innymi w osiedlu Onkel-Toms-Hütte. Źródło: Zöllner-Stock [1].

Fig. 16, 17, 18. Typical floor plans developed under leadership of Bruno Taut in GEHAG building society. These floor plans has been used in the multi family housing built between others in the Onkel-Toms-Hütte settlement. Source: Zöllner-Stock [1].

W osiedlu wybudowano 809 domów jednorodzinnych. Na liczbę tę składają się 562 domy trzy i pół pokojowe o powierzchni 85 m² każdy, oraz 247 domów cztery i pół pokojowych o powierzchni 104 m² każdy. Dodatkowe powierzchnie znalazły się na poddaszach. Zdecydowana większość domów w osiedlu została wybudowana w zabudowie szeregowej. Zaprojektowane zostały przez trzy zespoły architektów. Kierowali nimi Bruno Taut, Otto Rudolf Salvisberg i Hugo Häring (Wörner i inni [2]). Choć wszyscy trzej architekci projektowali w oparciu o te same rzuty autorstwa Bruno Tauta, architektura budynków różni się formą (Zöllner-Stock [1]). Elemen-

tami charakterystycznymi dla formy domów autorstwa Otto Rudolfa Salvisberga są oddzielające od siebie poszczególne segmenty ceglane pasy, oraz okna w kształcie ustawionego pionowo, podzielonego na dwie szyby prostokąta zestawiane często po kilka w ramach jednego otworu. W zespołach domów projektu Hugo Häringa wejścia do poszczególnych segmentów zgrupowano po dwa pod wspólnymi daszkami. Domy te mają stosunkowo małe jedno i dwu skrzydłowe okna. Na fasadach domów Brunona Tauta zastosowano szerokie pasy klinkieru w rejonie drzwi i okien (Wörner i inni [2]).



Rys. 19, 20. Domy szeregowe w osiedlu Onkel-Toms-Hütte zaprojektowane w oparciu o te same układy rzutów stworzone przez Brunona Tauta i fasadach ukształtowanych w różny sposób. Rys. 19. Zabudowa o formie architektonicznej ukształtowanej przez Otto Rudolfa Salvisberga. Rys. 20. Zabudowa o formie ukształtowanej przez Hugo Häringa z charakterystycznym zgrupowaniem wejść do segmentów w pary. Źródło: Wörner i inni [2].

Fig. 19, 20. The semi-detached houses in the Onkel-Toms-Hütte settlement designed on the base of the same floor plans layouts created by Bruno Taut and the different façades. Fig. 19. The development which architectural form has been shaped by Otto Rudolf Salvisberg. Fig. 20. The development which architectural form has been shaped by Hugo Häring. The characteristic element is grouping the entrances into pairs. Source: Wörner et al. [2].



Rys. 21, 22. Przestrzeń bocznych uliczek w jednorodzinnej zabudowie szeregowej osiedla Onkel-Toms-Hütte. Zdjęcie: Hubert Trammer – 21 X 2006.

Fig. 21, 22. The space of the side lanes serving the semi-detached single family development in the Onkel-Toms-Hütte settlement. Photo: Hubert Trammer – Oct 21, 2006.

Ważnym aspektem kształtowania osiedla była kolorystyka. Wynikało to z głoszonej przez Bruno Tauta teorii w świetle której kolor należało traktować jako materiał budowlany. Zgodnie z nią stosowanie intensywnych barw miało zwiększać

optycznie odstępów między budynkami. Ponadto różnicowanie kolorystyki wnętrz zależnie od kierunku i intensywności dopływu do nich naturalnego światła miało zgodnie z założeniami Tauta odpowiednio wpływać na panujące w środku warunki (Zöller-Stock [1]). Zewnętrzna kolorystyka budynków została zrekonstruowana i odtworzona w latach 1976-1987 dzięki badaniom, które przeprowadziła architekt Helga Pitz (Wörner i inni [2]).

Co do kolorów jakie zastosowano w poszczególnych wnętrzach ustalenia napotkały na problemy. Wiedza posiadana według stanu badań na rok 1993, skłoniła Bettinę Zöller-Stock do stwierdzenia, iż decyzje dotyczące kolorystyki zastosowanej w poszczególnych wnętrzach nie były podporządkowane żadnej z wyżej wymienionych zasad. Bettina Zöller-Stock podkreśla jednak w innym miejscu, iż kolorystyka wnętrz prawie 10.000 mieszkań została dyktatorsko narzucona przez Tauta². Autorka tym stwierdzeniem zaprzecza podanym przez siebie stronę wcześniej informacjom o tym, iż GEHAG oferował możliwość otrzymania za dopłatą indywidualnej kolorystyki mieszkania³, w tym możliwość różnych kolorów na każdej ze ścian jednego pomieszczenia. Co jest wymieniane przez nią jako jedna z przyczyn trudności ze zrekonstruowaniem kolorystyki wnętrz mieszkań w osiedlu. Bettina Zöller-Stock pisze też iż stosowano bardzo różne rozwiązania kolorystyczne. Dodatkowo wielu mieszkańców krótko po zasiedleniu mieszkań dokonywało zmiany kolorystyki wnętrz lub pokrywało je tapetami. Ponadto generalną zasadą standardowych rozwiązań stosowanych we wnętrzach mieszkań na terenie osiedla była odmienna kolorystyka dla każdego pomieszczenia. Rozwiązanie to przyjęto zarówno w przeznaczonych na wynajem mieszkaniach, jak i w sprzedawanych indywidualnym właścicielom szeregowych domach jednorodzinnych. Zasadą były białe sufity, oraz ściany poszczególnych pomieszczeń w odmiennych od siebie stonowanych kolorach. W praktyce różni malarze stosowali różne odcienie farb od pastelowych przez intensywne po jaskrawe. W różnym miejscu wprowadzano też rozgraniczenie pomiędzy białym sufitem i pokrytą kolorową farbą ścianą⁴. Najczęściej duży pokój miał ściany czerwone, mniejsze zielone i niebieskie, zaś pomieszczenia gospodarcze i komunikacyjne żółte. W przypadku większej liczby pomieszczeń w mieszkaniu podstawową paletę uzupełniały kolory brunatnożółty i szaroniebieski. Mieszkania malowane były w ten sposób niezależnie od stron świata na które wychodziły okna pomieszczeń, czy koloru zewnętrznej strony ścian danej części budynku (Zöller-Stock [1]).

2 Zöller-Stock [1]: str. 97, prawa kolumna, 29 wiersz od góry.

3 Zöller-Stock [1]: str. 96, prawa kolumna, wiersz 9 do 4 od dołu.

4 W niektórych mieszkaniach linia podziału przebiegała na linii zetknięcia sufitu ze ścianą. W innych 10 centymetrów poniżej. Czasem na poziomie górnej krawędzi drzwi (Zöller-Stock [1]).



Rys. 23, 24, 25, 26, 27. Fragmenty przestrzeni osiedla różnie ukształtowane za pomocą relacji lasu z zabudową (leśne drzewa obecne są w przestrzeni szerokich ulic, oraz pomiędzy domami) , której architekturze wyraz nadaje różne ukształtowanie elewacji (jedno i wielopłaszczyznowe, z użyciem jedynie tynku bądź z wstawkami z innych materiałów, zastosowanie bądź nie zaokrąglenia), a także różnorodna kolorystyka. Zdjęcie: Hubert Trammer – 21 X 2006.

Fig. 23, 24, 25, 26, 27. Parts of the space of the settlement shaped differently with the help of the relation between the forest and the development (the forest trees are present in the space of the wide streets and between the houses). The character of the architecture is created by the different shaping of the elevations (single and multi surface, with use of the plaster alone or with the insertions of the other materials, with or without rounding) and the different coloring. Photo: Hubert Trammer – Oct 21, 2006.

Nowością zastosowaną w osiedlu było urządzenie według projektu Brunona Tauta kuchni z pełnym wyposażeniem w 80 mieszkaniach z 1915 ukończonych w 1926 roku jako pierwszy etap budowy osiedla. Kuchnie te miały układ podporządkowany racjonalizacji i usprawnieniu prac kuchennych. Nieco wcześniej w czasopiśmie *Neue Wohnung* (Nowe mieszkanie) Bruno Taut opublikował artykuł na temat możliwości usprawnienia prac domowych. W tym samym czasie co pierwszy etap osiedla Onkel-Toms-Hütte powstał własny dom Brunona Tauta, w którego kuchni również zastosował on wynikające z tych samych założeń rozwiązanie. Kuchnie w osiedlu Onkel-Toms-Hütte posiadające standardowe wyposażenie miały zintegrowaną kuchenkę gazowo-węglową, zlew z drewnianym ociekaczem i szafkę podokienną. We wspomnianych osiemdziesięciu mieszkaniach owo wyposażenie zostało uzupełnione o okaflowanie wokół kuchni, rozkładane ze ściany stolik z półokrągłym zakończeniem i dwa siedziska, dodatkową niższą szafkę z blatem pod małym okienkiem wychodzącym na balkon, które umożliwiała podawanie tam posiłków, oraz szafkę kuchenką podzieloną na w różny sposób wyposażone części. Szafka posiadała przesuwne drzwiczki, szuflady, a także sześć porcelanowych pojemników – szufladek przeznaczonych do przechowywania produktów sypkich. Każdy z nich podpisany był nazwą produktu. Wszystkie elementy drewniane zostały gładko oheblowane i pomalowane na biało. Blaty zarówno stołów, jak i szafek, a także siedziska pokryto błękitnym linoleum ograniczonym listewkami utrzymanymi w kolorze ciemnego drewna. Ściany malowane były na jasne kolory, najprawdopodobniej na żółto. Wynikało to z opinii Bruno Tauta, iż kolorystyka kuchni ma znaczący wpływ na nastrój pani domu, a co za tym idzie na efektywność jej pracy. W kuchni o kształcie zbliżonym do kwadratu zapewniono miejsce do siedzenia dla trzech osób. Kuchnia projektu Bruno Tauta stanowiła rozwiązanie pośrednie pomiędzy kuchnią pełniącą rolę pokoju dziennego (*Wohnküche*) a kuchnią służącą wyłącznie do przygotowywania posiłków, której najbardziej znanym przykładem jest posiadająca ograniczoną, w celu redukcji koniecznych ruchów i usprawnienia pracy, do minimum powierzchnię tak zwana kuchnia frankfurcka (*Frankfurter Küche*) zaprojektowana przez Margarete Schütte-Lihotzky⁵. Kuchnia projektu Tauta umożliwiała nie tylko przebywanie w niej kilku osób, ale także utrzymywanie kontaktu z przebywającymi na balkonie. Co ciekawe powierzchnia kuchni Tauta jest tylko o pół metra kwadratowego większa od kuchni frankfurckiej (6,5 m² wobec 5,97 m²). Dzięki rzutowi zbliżonemu do kwadratu osiągnięto wraźnie dużo większej przestronności (Zölller-Stock [1]).

⁵ Kuchnię autorstwa Schütte-Lihotzky wielokrotnie krytykowano za to, iż osoba przygotowująca posiłki – czyli pani domu jest w niej odizolowana od reszty rodziny (Zölller-Stock [3]).



Rys. 28. Jedna z 80 kuchni oddanych w 1926 roku w osiedlu Onkel-Toms-Hütte do użytku z pełnym wyposażeniem o układzie zaprojektowanym przez Bruno Tauta. Od lewej widoczne: szafka kuchenna o różnie wyposażonych częściach – powyżej blatu widoczne porcelanowe szufladki na produkty sypkie; rozkładany stolik o półokrągłym zakończeniu; małe okienko do podawania potraw na balkon oraz znajdująca się pod nim szafka; duże okno z szafką poniżej; kuchnia gazowo-węglowa z okaflowaną ścianą powyżej; zlew, fragment drewnianego ociekacza. Źródło: Zöller-Stock [1].

Fig. 28. One of the 80 kitchens with the full equipment given to service in 1926 in the Onkel-Toms-Hütte settlement. From the left hand side: kitchen cabinet with the differently equipped parts – over the countertop the ceramic drawers for the powdery articles; rounded leaf; small window for dishing out to the balcony with small cabinet underneath; big window with the cabinet underneath; gas-coal oven with the wall tiling over it; sink, part of the wooden draining board. Source: Zöller-Stock [1].

W domach jednorodzinnych osiedla Onkel-Toms-Hütte zastosowano zaprojektowane przez Bruno Tauta typowe schody, które znalazły się także w domach osiedla Hufeisen. Stanowiły one kręgosłup układu domu. Były to, zajmujące małą powierzchnię, strome drewniane schody o niewielkich spocznikach. Trepy schodów malowane były na biało zaś ich spoczniki i poręcz na czarno. Niewielkie wymiary schodów znacząco utrudniają wnoszenie i wynoszenie mebli. Z tego powodu w wybudowanej w 1930 roku północnej części osiedla w każdym z domów na każdej z górnych kondygnacji zastosowano okno o łatwo wyjmowanych skrzydłach. Bettina Zöller-Stock przypuszcza, iż niewielkie rozmiary schodów a także drzwi wejściowych zostały zastosowane przez Bruno Tauta jako jeden ze sposobów na skłonienie ludzi do, propagowanego przez niego, odejścia od używania dużych i masywnych mebli. Jednak wielu mieszkańców osiedla nie chciało rozstawać się ze swoimi meblami (Zöller-Stock [1]). Ponadto wysokie, pomimo subsydiowania budownictwa, jak na budżet wprowadzających się tu niezamożnych rodzin, koszty wynajmu mieszkań sprawiały, iż wymiana wszystkich mebli na nowe była wydatkiem na który mogła sobie pozwolić mało która z wprowadzających się do osiedla rodzin (Kähler [4]). Zostało to wykorzystane przez osoby, które świadczyły usługi polegające na częściowym demontażu zbyt dużych mebli i ponownym ich składaniu

po wniesieniu do mieszkania. Ludzie decydowali się na to rozwiązanie pomimo, iż cierpiała na tym uroda mebli⁶. Firma Baugesellschaft AHAG Adolf Sommerfeld, która zajmowała się sprzedażą domów jednorodzinnych położonych na północ od Hochsitzweg⁷ oferowała za dopłatą możliwość matowego lub błyszczącego poniklowania okuć okiennych i drzwiowych lub też zastosowania okuć wykonanych z brązu. Ceny pobierane za to udogodnienie każą przypuszczać, iż domy nabywali przedstawiciele warstw społecznych zamożniejszych, niż te z myślą o których powstało osiedle (Zöller-Stock [1]).

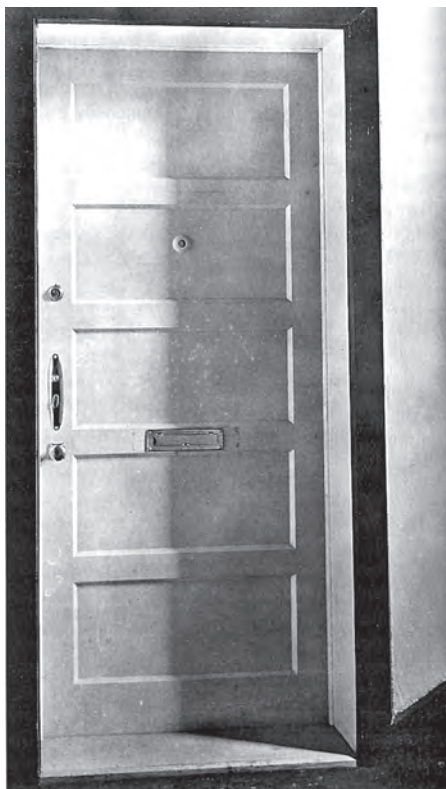


Rys. 29, 30. Wnętrza mieszkań pokazowych w osiedlu Onkel-Toms-Hütte Źródło: Zöller-Stock [1]. Wzornictwo mebli, choć znacznie uproszczone w stosunku do powszechnie wówczas stosowanego dziś wydaje się być bliższe tradycyjnym formom niż powszechnie znane meble z tego samego czasu autorstwa najbardziej znanych przedstawicieli ruchu nowoczesnego.

Fig. 29, 30. The interiors of the model apartments in the Onkel-Toms-Hütte settlement. Source: Zöller-Stock [1]. The furniture design is much simplified according to normally used at those days, but today it looks more similar to the traditional forms than to the more known furniture of that time designed by the most well known figures of the modern movement.

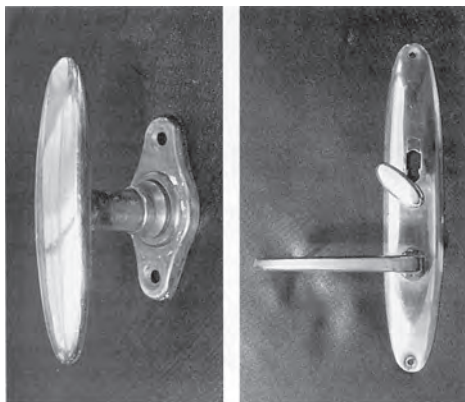
⁶ źródło: Zöller-Stock [1], za: Glaser [5].

⁷ nazwa ulicy.



Rys. 31. Typowe drzwi wejściowe do mieszkań stosowane w osiedlu Onkel-Toms-Hütte Źródło: Zöller-Stock [1]. Ich forma jest prosta, ale nie mniej niż z modernizmem kojarzy się z działającymi równoległe nurtami racjonalistycznymi odwołującymi się do tradycji.

Fig. 31. Typical entrance door to the apartments used in the Onkel-Toms-Hütte settlement. Source: Zöller-Stock [1]. The form of the door is simple, but they can be connected not only with modernism but also with parallel rational currents with traditional references.

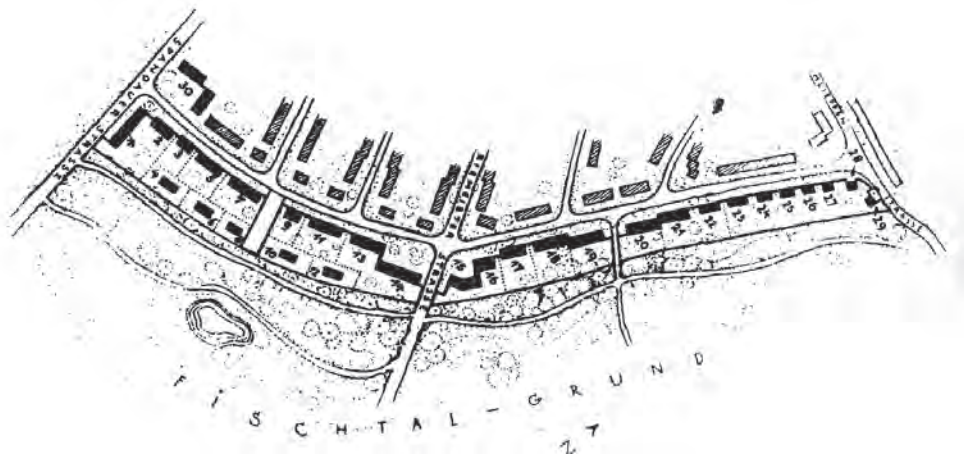


Rys. 32, 33. Typowe klamki z osiedla Onkel-Toms-Hütte. Z lewej klamka okienna. Z prawej klamka drzwiowa. Źródło: Zöller-Stock [1].

Fig. 32, 33. Typical handles from the Onkel-Toms-Hütte settlement. On the left hand side the window handle. On the right hand side the door handle. Source: Zöller-Stock [1].

2. Osiedle Am Fischtal - reakcja na osiedle Onkel-Toms-Hütte

Nazwa Am Fischtal oznacza Przy Rybiej Dolinie i pochodzi od dolinki wzdłuż której rozciąga się osiedle. Domy stoją pomiędzy dolinką a ulicą o tej samej co osiedle nazwie. Osiedle tworzy łagodnie wijący się pas o długości niespełna kilometra i szerokości kilkudziesięciu metrów. Zabudowa osiedla na dwóch trzecich jego długości tworzy jeden rząd. Dzięki temu każdy dom ma frontową fasadę wraz z wejściem bezpośrednio przy ulicy, a jednocześnie jego ogród przylega do dolinki⁸, która jest ogólnodostępnym parkiem. Linia zabudowy jest mniej więcej wyrównana. Podąża ona za krzywizną ulicy, ale fasady poszczególnych budynków są oparte na linii prostej. Skrzyżowania z przecinającymi dolinkę ulicami są flankowane budynkami wycofanymi w stosunku do linii zabudowy. Przy skrzyżowaniu z największą z ulic – Riemeisterstraße – wycofanie jest większe, dzięki czemu powstaje przestrzeń będąca rodzajem placu nanizanego na skrzyżowanie. W rejonie zachodniego krańca osiedla, od strony dolinki, na zapleczu biegnącego wzdłuż ulicy pasa zabudowy wzniesiono pięć domów tworzących rozciągający się na długości około trzystu metrów drugi rząd zabudowy.



Rys. 34. Plan osiedla Am Fischtal. Na dole widoczna znajdująca się po południowej stronie osiedla dolina Fischtal. Mniej więcej po środku widoczne flankowane cofniętymi budynkami skrzyżowanie z Riemeisterstraße. W górnej części planu zabudowa sąsiedniego osiedla Onkel-Toms-Hütte. Źródło: Wörner i inni [2].

Fig. 34. The map of the Am Fischtal settlement. On the bottom one can trace the Fischtal valley which closes the settlement form the south side. Approximately in the middle one can trace the crossroad with the Riemeisterstraße which is flanked by the recessed buildings. In the upper part of the plan the development of the neighbouring Onkel-Toms-Hütte settlement. Source: Wörner et al. [2].

⁸ Wyjątek stanowi sześć domów, na zapleczu których znajdują się budynki tworzące drugi rząd zabudowy.



Rys. 35, 36, 37, 38, 39. Przestrzeń ulicy Am Fischtal w osiedlu o tej samej nazwie. Na rys. 35 i 36 widoczna przestrzeń przy skrzyżowaniu z Riemeisterstraße ukształtowana poprzez cofnięcie budynków stojących przy skrzyżowaniu. Na rys. 37 i 38 z prawej strony kadrów widoczny drugi budynek na wschód od skrzyżowania z przecznicą ustawiony w pozycji pośredniej pomiędzy linią zabudowy ulicy a linią budynków stojących bezpośrednio przy Riemeisterstraße. Zdjęcie: Hubert Trammer – 21 X 2006.

Fig. 35, 36, 37, 38, 39. The space of the Am Fischtal lane at the Am Fischtal settlement. At fig. 35 and 36 the space by the crossroad with Riemeisterstraße shaped by recessing the buildings located directly at the crossroad. At fig. 37 and 38 at the right side of the pictures one can trace the second building eastbound the crossroad located in the halfway position between the line of the street frontage and the line of the buildings located directly at the Riemeisterstraße. Photo: Hubert Trammer – Oct 21, 2006.



Rys. 40, 41, 42, 43. Teren zielony w dolince Fischtal od której pochodzi nazwa osiedla. Na rys. 40, 41 i 42 pośród gęstej zieleni widoczne domy w osiedlu. Na rys. 40 i 41 miejsce przecięcia terenu zielonego przez Riemeisterstraße. Zdjęcie: Hubert Trammer – 21 X 2006.

Fig. 40, 41, 42, 43. Green ground at the Fischtal valley which gave the name to the settlement. At fig. 40, 41 and 42 between the dense greenery one can trace the houses of the settlement. At fig. 40 and 41 the place of crossing of the green ground by the Riemeisterstraße. Photo: Hubert Trammer – Oct 21, 2006.

Osiedle Am Fischtal zostało wybudowane w latach 1928-1929 przez Towarzystwo Budowlane GAGFAH⁹. Władze tego towarzystwa w odróżnieniu od władz GEFAGU preferowały architekturę o formach tradycyjnych.

Wybudowanie osiedla Am Fischtal w bezpośrednim sąsiedztwie, dokładnie na skraju, osiedla Onkel-Toms-Hütte posiadającego nowoczesne formy budynków, a przede wszystkim będące symbolem nowoczesności płaskie dachy było celowe. GAGFAH zaprosił siedemnastu wybranych architektów, którym postawił zadanie „rozwinąć w przykładowy sposób sprawdzonych zasad architektury”¹⁰. Osiedle miało na cel w celu „pokazanie docelowej formy mieszkania dla średniozamożnych warstw społecznych”¹¹. Wspólnymi elementami architektury budynków są drewniane pergole i okiennice, okna dzielone na małe szybki, symetryczna kompozycja fasad, oraz spadziste dachy o kącie nachylenia 45°. Wybudowanie domów z takimi

⁹ Gemeinnützigen Aktien Gesellschaft für Angestellten-Heimstätten (Spółka Akcyjna Powszechnej Użyteczności na Rzecz Zespołów Domów Pracowniczych).

¹⁰ w oryginale: „bewährten Prinzipien der Architektur beispielhaft fortentwickeln”; cytat za: Wörner i inni [2].

¹¹ w oryginale: „endgültige Form der Mittelstands wohnung”; cytat za: Wörner i inni [2].

dachami w sąsiedztwie znajdującego się po drugiej stronie ulicy osiedla Onkel-Toms-Hütte złożonego z domów o płaskich dachach sprawiło, iż mówiło się o zehlendorfskiej wojnie na dachy¹², która uważana jest za punkt kulminacyjny dyskusji pomiędzy propagatorami dachów płaskich, a zwolennikami dachów spadzistych, którymi byli wówczas bardziej konserwatywni architekci. Całe osiedle powstało pod kierunkiem Heinricha Tessenowa (Wörner i inni [2]) będącego autorem wielu założeń dotyczących architektury o formach wynikających z potrzeb użytkowych¹³, nauczycielem wielu z awangardowych architektów¹⁴, a także twórcą wielu istotnych realizacji na czele z miastem-ogrodem Hellerau pod Dreznem (Kähler [4]). Heinrich Tessenow był także autorem czterech z 29 wybudowanych w osiedlu domów. Pozostałymi twórcami osiedla byli architekci Hans Poelzig (dwa domy), Alexander Klein (trzy domy), Hans Gerlach (dwa domy), Paul Mebes i Paul Emmerich (działający wspólnie – trzy domy), Georg Steinmetz (dwa domy), Emil Rüster (dwa domy), Paul Schnitthener (dwa domy), Wilhelm Jost (dwa domy), oraz architekci Ernst Grabbe, Gustav Wolf, Fritz Keller, Fritz Schopohl, Karl Weißhaupt, i Arnold Knoblauch, którzy wzniesli na osiedlu po jednym domu. Ponadto Erich Richter zaprojektował dla osiedla dom, który nie został zrealizowany. Osiedle zostało w 1928 roku zaprezentowane jako wystawa Bauen und Wohnen (Budowanie i mieszkanie). Zwiedzającym wystawę zostały udostępnione domy wraz z kompletnym wyposażeniem.



12 w oryginale: „Zehlendorfer Dächerkrieg”; cytat za: Wörner i inni [2]. Zehlendorf to nazwa dzielnicy w której znajdują się oba osiedla.

13 Założenia te zostały przedstawione w jego wydanym w 1910 roku dziele *Handwerk und Kleinstadt* (Rzemiosło i małe miasto) (Frampton [6]).

14 Le Corbusier przebywając w 1910 kilka miesięcy w Niemczech część z tego czasu spędził pracując u boku Tessenowa na budowie miasta ogrodu Hellerau pod Dreznem (Banham [7]). Tessenow obok Behrensa miał duży wpływ na wczesne dzieła Le Corbusiera wzniesione w La Chaux-de-Fonds – willę Jeanneret Père z roku 1912 i kino Scala z 1916 (Frampton [6]). W pracowni Tessenowa pracował też Konrad Wachsmann – inżynier będący czołowym konstruktorem i propagatorem kratownic przestrzennych (Trzeciak [8]).



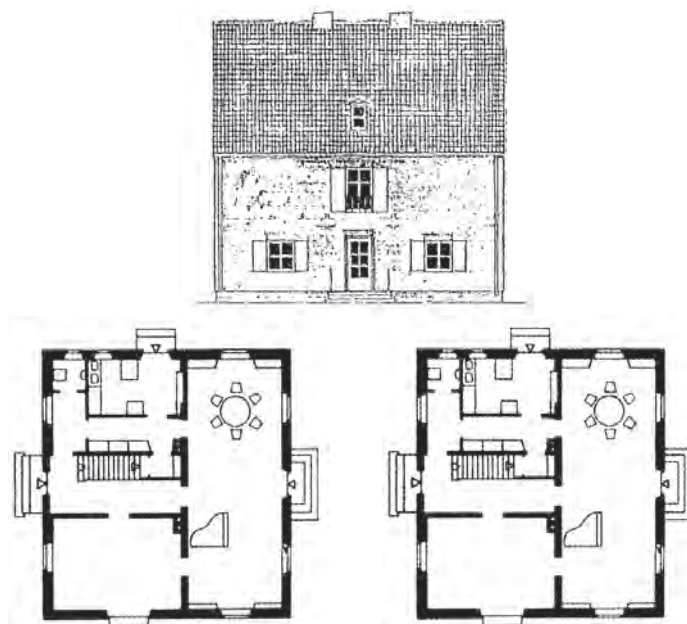
Rys. 44, 45, 46. Przykłady architektury budynków w osiedlu Am Fischtal. Wszelki stosowany detal wynika ze względów użytkowych lub ze struktury budynku. Zwracają uwagę dużo bardziej niż w osiedlu Onkels-Tom-Hütte zwarte bryły budynków. Na rys. 44 i 45 widoczne wykończenie budynków malowaną na biało cegłą. Zdjęcie: Hubert Trammer – 21 X 2006.

Fig. 44, 45, 46. The examples of the architecture of the buildings in the Am Fischtal settlement. All of the used details follow the utilitarian questions or the structure of the building. The typical thing are more compact bodies of the buildings than at the Onkels-Tom-Hütte settlement. At fig. 44 and 45 one can trace the facade of the white painted bricks. Photo: Hubert Trammer – Oct 21, 2006.



Rys. 47. Droga wewnętrzna łącząca ulicę Am Fischthal z dwoma z domów tworzących drugi rząd zabudowy w zachodniej części osiedla. Zdjęcie: Hubert Trammer – 21 X 2006.

Fig. 47. Internal lane connecting the Am Fischthal lane with two of the houses which set up the second line of the development in the west part of the settlement. Photo: Hubert Trammer – Oct 21, 2006.



Rys. 48, 49, 50. Jeden z dwóch wybudowanych w osiedlu Am Fischthal domów autorstwa Paula Schmithennera. Rys. 48: elewacja frontowa, rys. 49: rzut parteru, rys. 50: elewacja ogrodowa. Źródło: Wörner i inni [2].

Fig. 48, 49, 50. One of the two buildings designed by Paul Schmittener at the Am Fischthal settlement. Fig. 48: front elevation, fig. 49: ground floor plan, fig. 50: garden elevation. Source: Wörner et al. [2].

Na czas wystawy urządzono także pawilon wystawowy. Jego autorami byli Walter Gropius i László Moholy-Nagy (Wörner i inni [2]).

Zaangażowanie architektów reprezentujących ówczesną awangardę do wzniesienia pawilonu dla potrzeb wystawy będącej głosem przeciwko założeniom owej awangardy wyraźnie pokazuje, że mający wówczas wśród architektów spór miał dużo bardziej skomplikowane uwarunkowania niż to się może z dzisiejszej perspektywy wydawać. Z kolei przyjęcie przez Gropiusa i Moholy-Nagy'ego tego zlecenia pokazuje, iż nie byli oni fanatykami nowej architektury.

W mojej opinii poszerza to istotną wartość osiedla Am Fischtal dla nauczania historii architektury, dodatkowo względem tego, iż samo powstanie osiedla Am Fischtal jest przejawem tego, iż rozwój myśli architektonicznej w latach dwudziestych przebiegał w sposób dużo bardziej złożony niż może się to wydawać na podstawie lektury wielu spośród książek kształtujących powszechną wiedzę architektów na temat historii architektury.

Osiedle posiada, w domach jedno i wielorodzinnych, łącznie 120 mieszkań. Pomimo pierwotnych założeń, iż większość powinny stanowić mieszkania dwupokojowe, ostatecznie w przeważającej części zrealizowano mieszkania cztero i sześciopokojowe. Największe z nich mają powierzchnię 176m². Część z mieszkań posiada izbę dla gosposi (Wörner i inni [2]). Co ciekawe rozplanowanie rzutów mieszkań w osiedlu Am Fischtal jest bardzo zbliżone do tego w osiedlu Onkel-Toms-Hütte (Kähler [4]).

Literatura

- [1] Zöllner-Stock B., *Bruno Taut. Die Innenraumwürfe des Berliner Architekten*, Deutsche Verlags-Anstalt, Stuttgart, 1993.
- [2] Wörner M., Mollenschott D., Hüter K.-H., Sigel P., *Architekturführer Berlin*, Dietrich Reimer Verlag, Berlin, 2001.
- [3] Miller-Lane B., *Architektur und Politik in Deutschland 1918-1945*, Friedr. Vieweg & Sohn, Braunschweig – Wiesbaden, 1986.
- [4] Kähler G., *Ein Jahrhundert Bauten in Deutschland*, Deutsche Verlags-Anstalt, Stuttgart, 2000.
- [5] Glaser K., *Am Anfang war...*, w *Fest am Fischtal. Festaussgabe vom 7.9.1930*, 1930.
- [6] Frampton K., *Modern Architecture. A Critical History*, Thames and Hudson, London, 1992.
- [7] Banham R., *Rewolucja w architekturze*, Wydawnictwa Artystyczne i Filmowe, Warszawa, 1979.
- [8] Trzeciak P., *Przygody architektury XX wieku*, Nasza Księgarnia, Warszawa, 1974.

Onkel-Toms-Hütte i Am Fischtal settlements in Berlin, as a reflection of the relation between avant-garde nad continuation trends in German architecture of the twenties of the XXth century in the field of housing

Hubert Trammer

*Lublin University of Technology, Faculty of Civil Engineering and Architecture,
Chair of Architecture Urban Design and Spatial Planning,
e-mail: huberttrammer@wp.pl, h.trammer@pollub.pl*

Abstract: Onkel-Toms-Hütte i Am Fischtal settlements had been built side by side in Berlin in the twenties of the twentieth century. Together they create the example of the coexistence of the avant-garde and continuation tendencies in architecture. The shape of the settlements and their architecture show both the differences in the opinions of their authors, mainly concerning using flat or steeped roofs, as well as influences coming in both directions. Both settlements create interesting reference in many fields. Especially interesting is the way of incorporation of green into the space of settlements and the relation between public and private space. The Onkel-Toms-Hütte is an interesting example of placing shopping in the settlement.

Keywords: housing, settlements, dwellings, greenery in the settlement, shopping in the settlement, tendencies in architecture.

Przekształcenia architektoniczne zabudowań zlokalizowanych na posesji przy ul. Archidiakońskiej 1

Krzysztof Janus

SPA, WBiA, PL, e-mail: k.janus@pollub.pl

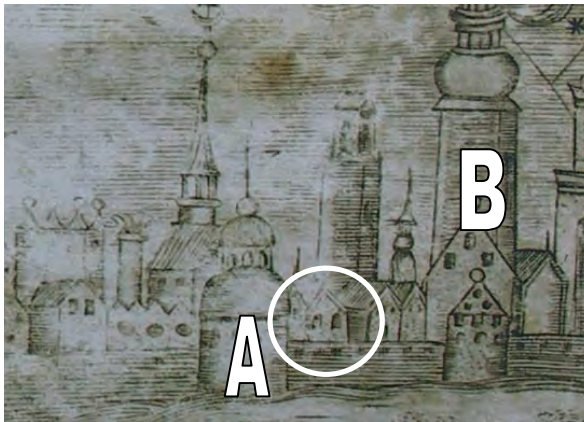
Streszczenie: W pracy opisano możliwe fazy przekształceń budynków znajdujących się przy posesji Archidiakońska 1. Podstawą do analizy były badania architektoniczne zespołu budynków wykonane w 2011 roku. Badania miały na celu określenie stopnia zachowania zabytkowej substancji kamienicy oraz określenie jej faz przekształceń.

Słowa kluczowe: badania architektoniczne, Archidiakońska 1, mury miejskie.

1. Wstęp

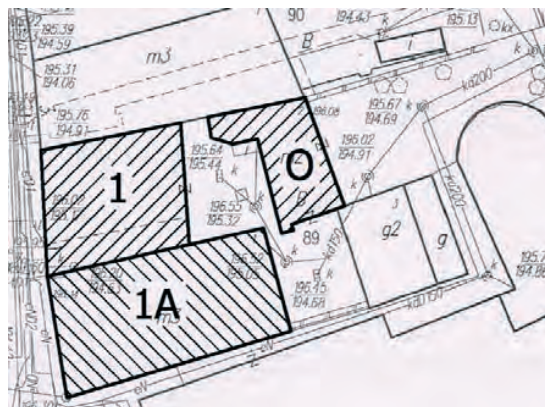
Pierwsze wzmianki historyczna na temat zabudowy tego obszaru pochodzą z roku 1522 i mówią o domu narożnym Kasprowym. Wiemy już na tym etapie, że okres powstania murowanych piwnic sięga znacznie wcześniej. W roku 1548, przy okazji zmiany właściciela dowiadujemy się, że był to dom drewniany. Pięć lat później dom był już murowany, prawdopodobnie dwukondygnacyjny, jednak ze względu na niewielką wartość (700 zł polskich) w 1562 r. można wnioskować, że budynek zamykał się w obrębie pierwszego i drugiego traktu [4]. Podczas wielkiego pożaru Lublina w roku 1575, zabudowa prawdopodobnie całkowicie spłonęła. Czego ślady widoczne są na poziomie piwnicy. Na powierzchni ścian kamiennych geza wypalona jest nawet do głębokości 4 cm. Ślady pożarów widoczne są głównie na ścianach I kondygnacji piwnic części 1A (wnioskować więc należy, że drewniane stropy części piwnic lub też sklepienia uległy zawaleniu i zostały odbudowane po pożarze). W 1611 r. kamienica jest częściowo murowana, częściowo drewniana. W latach 60-tych XVII w. kamienica zyskuje nazwę „Bachowskiej”, która utrzymuje się aż do XIX w [4]. Zmianę nazwy kamienicy należy łączyć ze znaczną przebudową lub też niebagatelnymi osiągnięciami jej właściciela (budynek był już całkowicie murowany). Kolejna wzmianka pochodzi dopiero z 1787 r. Dowiadujemy się, że kamienica należąca do miasta i w stanie zrujnowanym wystawiona została na publiczną licytację. Trzy lata później w miejscu kamienicy znajduje się tylko plac pusty. Na placu tym w okresie późniejszym zostały postawione dwa drewniane budynki (stajnia i wozownia). Do roku 1780 nie odnaleziono dokładnych informacji na temat zabudowy czy właścicieli części „1” [4]. Wiadomym jest, że w 1788 r. kamienica była zrujnowana, a w akcie sprzedaży nie uwzględniono zabudowań a tylko samą działkę. Po 1843 r. nowi właściciele części 1A - Kwiatkowscy – przystąpili do budowy kamienicy (zapewne na istniejących piwnicach). Rodzinie tej po wielu latach oddzielnego funkcjonowania budynków udało się zespolic kamienice

w jedną całość nadając zabudowaniom obecny wygląd. W 1846 r. opis pożarowy potwierdza istnienie kamienicy w obecnym kształcie i wysokości. Opis ten nie wspomina o kamienicy przylegającej do posesji Archidiakońska 3, która zapewne była w trakcie przygotowań do budowy. Dopiero po roku 1880 w zachowanym ubezpieczeniu pożarowym zachodzą zmiany w opisie kamienic. Przede wszystkim obie części kamienicy traktowane są jako jedna, dwupiętrowa. Dodatkowo opisana jest oficyna kryta blachą. W okresie tym kamienice zostały zespolone, wykonano obecną sień przelotową, sień w części „1A” przerobiono na pomieszczenia użytkowe, powiększono klatkę schodową, dodano galerie od strony podwórza, tworząc wyjątkowy układ komunikacyjny. W 1888 r. została założona nowa księga hipoteczna i z rokiem tym zapewne należy łączyć ostateczne połączenie obu kamienic. Opis z roku 1919 przedstawia dodatkowo oficynę murowaną, piętrową oraz drewniane ustępy piętrowe i komórki murowane. Na przełomie XX i XXI wieku kamienica stopniowo zaczęła podupadać. Wynikało to z zaniedbań, pożarów i braku stabilnej sytuacji własnościowej.



Rys. 1. Fragment przedstawienie Lublina z 1689 r. (A – obecny kościół Dominikanów, B – fara św. Michała, w kole oznaczono prawdopodobną lokalizację omawianych kamienic).

Fig. 1. Scrape of the view of Lublin 1689 r. (A – the Dominican's church, B – the parish church of St. Michel, in ring was marked probable location of tenements).

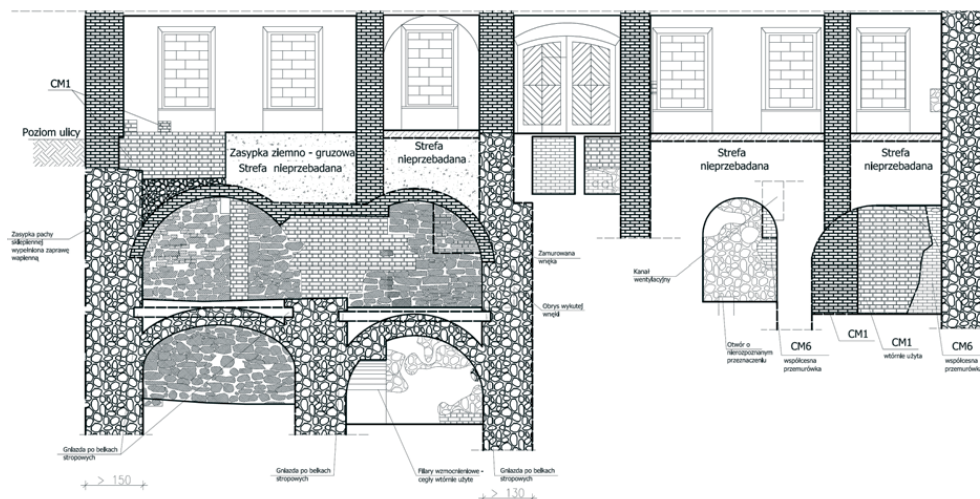


Rys. 2. Plan sytuacyjny posesji.

Fig. 2. Location plan.

2. Skrócony opis badań architektonicznych

Pomieszczenia piwnic składają się z dwóch, nie połączonych ze sobą obiektów. Są one dostępne dwoma wejściami znajdującymi się w obydwu częściach zabudowy. Obrysy piwnic, szczególnie w części 1A, nie pokrywają się z obrysami pomieszczeń wyższych kondygnacji, co świadczy o znacznych przekształceniach zabudowy.



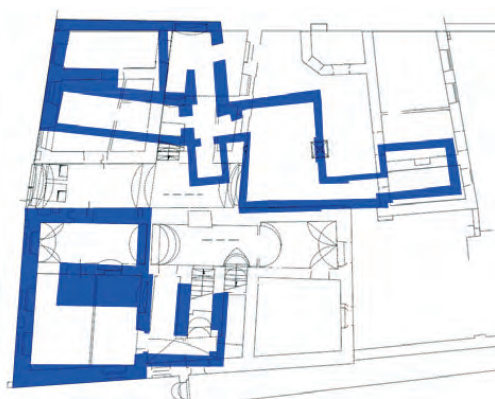
Rys. 3. Przekrój poprzeczny przez piwnice i przyziemie.

Fig. 3. Cross-section through cellars and basement.



Rys. 4. Rzut II kondygnacji piwnic na rzucie parteru.

Fig. 4. Plan of the 2nd level of cellars on the plan of the ground floor.



Rys. 5. Rzut I kondygnacji piwnic na rzucie parteru.

Fig. 5. Plan of the 1st level of cellars on the plan of the ground floor.

Stopniowe rozbudowy i przekształcenia obiektów nie zawsze szły w parze z prawidłową sztuką budowlaną. W Lublinie w XVII i XVIII w. celem pozyskania dodatkowych powierzchni magazynowych wykonywano dodatkowe kondygnacje piwnic, zlokalizowanych bezpośrednio pod ścianami konstrukcyjnymi, lub też wykonywano piwnice metodą drążeniową (niezależnie od przebiegu fundamentów budynku) lub wychodzące poza jego obrys. Piwnice te pierwotnie były drążone w lesie, dopiero później obmurowywane kamieniem lub cegłą.



Rys. 6. Oznaczenie kierunkowości ścian I i II poziomu piwnic.
 Fig. 6. Sign of the directions of walls of the 1st and the 2nd levels of cellars.

Ze względu na wysoki stopień zawilgocenia, głęboką infiltrację wód powierzchniowych oraz spowodowane tym wymywanie kawern i zapadanie się gruntu lessowego wykonane piwnice często były zamurowywane, wzmocniane lub likwidowane. W przypadku omawianych tu kamienic, na poziomie piwnic widoczne są zarówno wzmocnienia, przemurowania jak i zlikwidowane pomieszczenia.

Piwnice wychodzące poza obrys budynków znajdują się pod podwórkiem oraz pod ulicą Archidiakońską/Złotą. Wykonane są z kamienia wapiennego łamanego i ciosanego (opoka, geza i kamienie polne) z licznymi przymurówkami ceglаныmi. Piwnice były stopniowo modyfikowane i przebudowywane zarówno w wyniku złego stanu technicznego jak i większych przekształceń obiektu. W trakcie odbudowy kamienicy część ścian piwnic została odkopana i wykorzystana do posadowienia nowych murów, jednak znaczna część ścian nadziemna (w szczególności od strony podwórza) powstała całkowicie niezależnie i nie na ścianach istniejących murów fundamentowych.

3. Fazy przekształceń zabudowy działki



Rys. 7. XV w. lub wcześniej.
Fig. 7. 15th century or earlier.



Rys. 8. XV w.
Fig. 8. 15th century.



Rys. 9. XVI w.
Fig. 9. 16th century.



Rys. 10. XVII w.
Fig. 10. 17th century.



Rys. 11. 2nd poł. XVII w.
Fig. 11. 2nd half of 17th century.



Rys. 12. XVIII w.
Fig. 12. 18th century.



Rys. 13. XVIII/XIX w. (plac pusty).
Fig. 13. 18th/19th century (empty square).



Rys. 14. ~ 1840 r.
Fig. 14. About 1840.



Rys. 15. Przed 1880 r.
Fig. 15. Before 1880.

4. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych badań można stwierdzić, iż na obecną posesję Archidiakońska 1 składały się co najmniej dwie parcele budowlane. Najstarsze zapisy odnoszące się do początków XVI wieku (1522) nie dawały żadnych wskazówek co do wcześniejszych faz zabudowy. W trakcie analizy układu nałożonych na siebie kondygnacji piwnic zauważona została pewna prawidłowość. Polegała ona na tym, iż kierunki wielu ścian piwnicznych na parceli, zachowują początkowo niewytłumaczalną, wzajemną równoległość, nie pokrywały się z kierunkiem wyznaczonym przez linię zabudowy obecnej ulicy Archidiakońskiej, a tym bardziej ściany te „mijały” się ze ścianami nadziemna.

Powstały pytania: Co było przyczyną, iż ściany piwnic, zarówno pierwszej, jak i drugiej kondygnacji zachowywały wzajemną równoległość i dlaczego wyznaczały taki, a nie inny kierunek?

Uzyskanie równoległości ścian piwnic (na dwóch kondygnacjach) było możliwe tylko wtedy, gdy pozostawały one w relacji ze wznoszoną jednocześnie a posadawianą na nich zabudową nadziemną, która ten kierunek wyznaczała. Równoległości

takiej nie dałoby się zapewnić w przypadku wykonywania piwnic drążonych, niezależnych od obrysu ścian fundamentowych budynków. Konieczne było wykonywanie piwnic „od góry”. Kierunek ścian podziemi wyznaczała zatem zabudowa nadziemna. Określenie przyczyny takiego ukierunkowania zabudowy tylnej było możliwe dopiero po wyznaczeniu dokładnego przebiegu murów miejskich¹. Wiemy, że w bezpośredniej okolicy kamienicy w murze znajdowały się furty lub przejścia. Wewnątrz murów (przy murze) biegła uliczka „przymurna”, która z kolei wyznaczała kierunek zabudowy, adekwatny do powtarzającej się równoległości ścian I i II poziomu piwnic zarówno kamienic jak i oficyny.

W przypadku części „1A” wiadomym jest, że zabudowa powstała od murowanych piwnic. Oba poziomy piwnic zostały wykonane jednocześnie w XV w. Dzięki wydobytej monecie z zaprawy sklepienia (półgrosz koronny Jana Olbrachta), możemy oszacować okres powstania sklepienia. Wiemy również, że przed sklepieniem poziomy były oddzielone od siebie stropem belkowym drewnianym. Stąd wnioskować można, że zabudowania murowane (o grubości ścian ok. 150 cm) powstały w I połowie XV w. lub wcześniej². Wyprzedza to nam pierwszą wzmiankę na temat kamienicy o prawie sto lat.

Jedynie zachowane do dziś elementy kamienicy z okresu jej powstania to piwnice. Cała część nadziemia została wykonana w XIX wieku. Z analizy historycznej nie wynika, iż obecna nieruchomości składała się z co najmniej dwóch parceli budowlanych. W przypadku, gdy przy pierwszej wzmiance historycznej działka administracyjnie odpowiadała dzisiejszej, wnioskować można, że kamienica jest jeszcze starszej proveniencji niż założono.

Literatura

- [1] Radzik T., Witusik A.A. (red.), *Lublin w dziejach i kulturze Polski*, Polskie Towarzystwo Historyczne. Oddział: Krajowa Agencja Wydawnicza, Lublin 1997.
- [2] *Karta ewidencyjna zabytków Architektury i Budownictwa*, WKZL, kamienica przy ul. Archidiakońskiej 1.
- [3] *Lublin – przewodnik*, Wydawnictwo Test, Lublin 2000.
- [4] Mazur-Tymburska I., *Kamienica przy ul. Wincentego Pola 1, 1A na Starym Mieście w Lublinie*, Dokumentacja naukowo-historyczna.” PKZ O/ Lublin, 1985.
- [6] Dział Zbiorów Specjalnych, WBP im. H. Łopacińskiego, Rys. 1, Rys. 5.
- [7] Plany miasta Lublina, APL, Rys. 6 – Rys. 9.
- [8] Janus K., Stankiewicz T., *Badania architektoniczne kamienicy przy ul. Archidiakońskiej 1 w Lublinie*, Lublin 2011.

1. Przebieg muru widoczny jest częściowo na posesji Archidiakońska 5, pozostała część odtworzona została na podstawie badań i nadzorów archeologicznych prowadzonych w 1978 i 2001 r.
2. Hipoteza ta wymaga potwierdzenia badaniami archeologicznymi.

Architectural transformations of the buildings on estate at Archidiakońskiej 1 street

Krzysztof Janus

SPA, WBiA, PL, k.janus@pollub.pl

Abstract: Paper represents possible phase transformations of buildings in parcel at Archidiakońska 1. Basis to analysis was architectural study group of buildings In 2011 e. The main goal of the research was to specify degree of preserving monument's substance of the tenement as well as state of transformations phase.

Keywords: architectural study, Archidiakońska, municipal walls.

Analiza XIX-wiecznych widoków Lublina pod względem identyfikacji zabudowań zlokalizowanych przy ul. Bernardyńskiej

Krzysztof Janus

SPA, WBiA, PL, e-mail: k.janus@pollub.pl

Streszczenie: Praca przedstawia próbę identyfikacji i częściowego opisu zabudowań zlokalizowanych wzdłuż ul. Bernardyńskiej w Lublinie. Praca opiera się na dziełach wykonanych w XIX wieku.

Słowa kluczowe: gen. Zajączek, A. Lerue, L. Horwarth, ul. Bernardyńska, pałac Sobieskich, klasztor Bernardynów, klasztor Reformatów

1. Wstęp

Lublin jest starym miastem, którego pierwszy znany dokument lokacyjny pochodzi z 1317 roku. Było to miasto królewskie i niewątpliwie ze względu na swe malownicze położenie okazała architekturę i opisywane już w XVI w. zachody słońca zachwycał nie jednego artystę prowokując go do uwidocznienia tego miasta na płótnie.

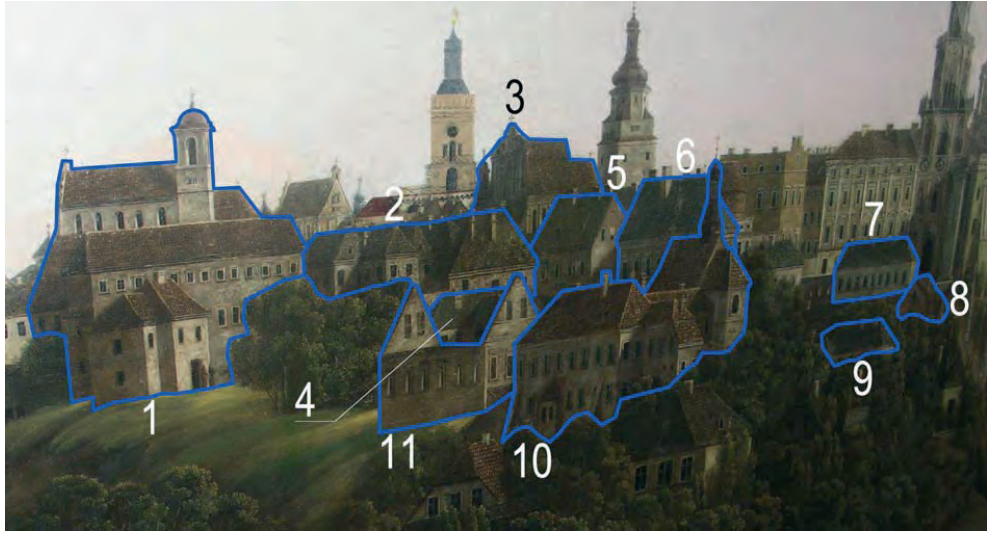
Mimo fragmentarycznie zachowanych malowideł na ścianach kościołów, czy kamienic, pierwsze pewne i nie budzące wątpliwości dzieło przedstawiające Lublin pochodzi z „Civitates Orbis Terrarum” z 1617 autorstwa F. Hogenberga i G. Brauna. W latach późniejszych (średnio co 80-100 lat) Lublin był uwieczniony w lepszy lub gorszy sposób. Dopiero wiek XIX przyniósł większe zainteresowanie tym miastem artystów i chęć jego uwiecznienia. W okresie tym powstało wiele dzieł (dokładniejszych lub mniej dokładnych), z których prawdopodobnie znamy tylko część.

Omawiana ulica Bernardyńska przyjęła obecny kształt dopiero pod koniec XIX wieku. Wcześniej znajdowały się tu luźno rozrzucone rezydencje magnackie oraz klasztory. Dopiero w miarę rozwoju tej części Lublina (głównie XIX wiek), obszar ten zaczął się rozwijać i rozrastać.

2. Opis i analiza przedstawień

2.1. Widok miasta Lublina od strony południa

W 1826 roku Filip Dombek przedstawił wjazd gen. Zajączka do Lublina. Jest to jeden z najdokładniejszych XIX-wiecznych portretów Lublina. Autor przedstawia właściwie całe miasto z dokładnym odwzorowaniem szczegółów architektury czy też postaci generała. W najbliższej okolicy omawianego obszaru znajduje się ok. pięć obiektów zlokalizowanych bezpośrednio przy ul. Bernardyńskiej oraz sześć znajdujących się w najbliższej okolicy.



Rys. 1. Fragment obrazu „Wjazd generała Zajączka do Lublina”, 1826 r.

Fig. 1. Part of the painting „Entry of the general Zajaczek to Lublin”, 1826.

Nazwa obiektu	Adres współczesny
1 kościół i klasztor oo. Bernardynów	Bernardyńska 5
2 klasztor ss. Bernardynek	Bernardyńska 14
3 kościół ss. Bernardynek	Królewska 9
4 budynek	Bernardyńska 9/11
5 pałac Biskupi	Królewska 11
6 kamienica	Królewska 13
7 pałac Pociejów	Królewska 17
8 pałac Wrońskich	Wyszyńskiego 1
9 pałac Poniatowskich	Żmigród 10
10 kościół i klasztor oo. Reformatów	Bernardyńska 15
11 pałac Sobieskich	Bernardyńska 13

1. Kościół i klasztor oo. Bernadynów.

Obiekt zasadniczo nie różni się w sposób znaczny od tego co widzimy obecnie. Występują niewielkie nieścisłości. W ścianie kościoła przedstawionych jest pięć okien rozmieszczonych niesymetrycznie (obecnie okna są rozmieszczone bardziej symetrycznie a pomiędzy nimi widoczne są przypory sięgające, aż do wysokości gzymsu). Trochę inaczej wygląda zwieńczenie wieży oraz jej nakrycie (co może wynikać z powojennej przebudowy). W przypadku klasztoru różnice te są już nieco większe, okna są rozmieszczone symetrycznie (obecnie mają różne wymiary oraz są niesymetryczne). Okna I piętra i parteru na przedstawieniu wydają się być symetryczne i umieszczone osiowo. W rzeczywistości nie ma ani jednego okna parteru i I piętra, które są umieszczone osiowo. Wydaje się również, że poziom gruntu znacznie różni się od tego dzisiejszego a wschodnie naroże jest posadowione na skarpie. Budynek, który zasłania ścianę klasztoru od lat 40-tych nie istnieje.

2. Klasztor sióstr Bernardynek.

Klasztor w większej części został rozebrany na początku XX wieku. W miejscu tym powstał budynek liceum ekonomicznego im. Vetterów. Do czasów dzisiejszych zachowało się jedynie skrzydło wschodnie oraz fundamenty i piwnice odkrywane w trakcie prac archeologicznych.

3. Kościół sióstr Bernardynek.

Kościół w większości zasłonięty jest klasztorem. Widoczny jest jedynie szczyt, który wygląda bardzo podobnie do tego co widzimy obecnie, widoczna jest również wieża znajdująca się przed fasadą. W elewacji bocznej widzimy dwa okna, które mogłyby wskazywać na czteroosiowy układ ściany, obecnie jest trójosiowy.

4. Budynek wyłania się z zruinowanego pałacu Sobieskich. Wydaje się on być parterowy z dachem czterospadowym. Możliwe, że jest to budynek zlokalizowany na działce 9 lub 11.

5. Pałac Biskupi.

Budynek przedstawiony jest jako piętrowy czteroosiowy z wysokim dachem. Obecnie jest pięcioosiowy i niższy o jedną kondygnację.

6. Kamienica przy ul. Królewskiej 13. W większości jest zasłonięta przez kościół oo. Reformatów.

7. Pałac Pocięjów.

Na widoku przedstawione jest tylko górne piętro, które tak jak obecnie jest dziewięcioosiowe.

8. Pałac Wrońskich. Widoczna jest ściana szczytowa oraz ledwo widoczny ryzalit.

9. Pałac Poniatowskich. Widoczny jest tylko dach obiektu, fragmenty okien i gzymsu. Pozostała część zasłonięta jest drzewami.

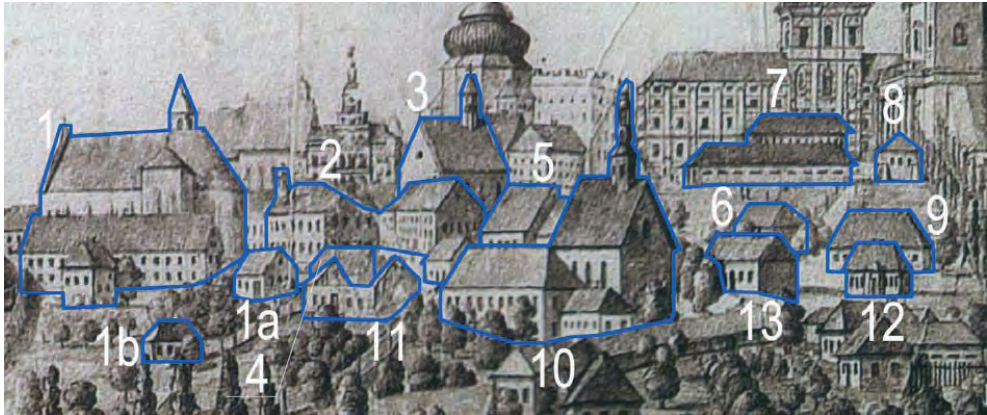
10. Kościół i klasztor oo. Reformatów (obecnie Perła Browary Lubelskie S.A.)

W przypadku tych zabudowań zgadza się zarówno bryła ogólna jak i detale (liczba przypór, miejsce połączenia kalenic dachów, jak i niewielkie okienka w klasztorze – obecnie zabudowane). Kościół przedstawiony jest jako jednonawowy z dachem przekrytym dachówką. Na dachu znajduje się wysoka sygnaturka. Absyda jest pięciokątna (jak obecnie) z wysokim dachem namiotowym. Budynki klasztorne przedstawione są od tyłu jako dwukondygnacyjne umieszczone na skarpie od strony południa i wschodu. Obecnie od strony wschodniej teren jest zniwelowany (z wyraźnie widocznym spadkiem) ale niewątpliwie w miejscu tym znajdowała się skarpa. Budynki klasztorne posiadają wysoki dach przekryty dachówką. Wydaje się, że kominy odpowiadają tym obecnym. W dachu widoczne są świetliki lub otwory wentylujące poddasze. Od strony tylnej przedstawione są dwie przypory (obecnie również dziś). W części środkowej widoczny jest ryzalit (obecnie zabudowany z obu stron i nadbudowany). W części wschodniej znajduje się budynek ustępów wraz z łącznikiem. Poniżej znajduje się przejazd lub szerokie przejście sklepione łukowo. Część wschodnia budynku ustępów wydaje się być dobudowana, jest nieco niższa i posiada dach jednospadowy. Od strony pałacu Sobieskich widoczne jest wysokie murowane ogrodzenie przykryte dachówką. Zarówno na tyłach poniżej skarpy jak i w przestrzeni pomiędzy kościołem a ulicą rosną wysokie drzewa. W przestrzeni około obecnego budynku „U” widoczny jest niewielki parterowy budynek.

11. Pałac Sobieskich.

Pałac przedstawiony jest jako obiekt „w ruinie”. Nie posiada dachu, a posiada dwa wysokie szczyty. Elewacja tylna jest jednopiętrowa, sześćoosiowa. Wiadomym jest, że obiekt w tym okresie był dwukondygnacyjny, posiadał znacznie większą liczbę okien rozmieszczonych na elewacji niesymetrycznie. Przedstawienie to jest raczej zasygnalizowaniem istnienia „ruiny” w tym miejscu i w tym czasie a nie przedstawieniem rzeczywistej bryły i wyglądu obiektu.

2.2. Widok miasta Lublina od południa



Rys. 2. Fragment widoku miasta Lublina od południa, Horwart ok. 1830 r.

Fig. 2. Part of the city of Lublin view from south, Horwart about 1830.

	Nazwa obiektu	Adres współczesny
1	Kościół i klasztor oo. Bernardynów	Bernardyńska 5
1a	Budynek gospodarczy	Bernardyńska 7
1b	Budynek gospodarczy	
2	Klasztor ss. Bernardynek	Bernardyńska 14
3	Kościół ss. Bernardynek	Królewska 9
4	Budynek	Bernardyńska 9/11
5	Kamienica	Bernardyńska 16/18
6	Budynek	Żmigród 5
7	Pałac Pociejów	Królewska 17
8	Pałac Wrońskich	Wyszyńskiego 1
9	Pałac Poniatowskich	Żmigród 10
10	Kościół i klasztor oo. Reformatów	Bernardyńska 15
11	Pałac Sobieskich	Bernardyńska 13
12	Budynek nieistniejący	Bernardyńska 26
13	Kamienica	Bernardyńska 20

Obraz wykonany przez L. Horwarta około roku 1830 budzi wiele zastrzeżeń, co do realności i rzeczywistego odwzorowania przedstawionych obiektów. Obraz

ten jest bardzo podobny do dzieła J. Dombka z 1826 r., jednak widoczne są różnice, które wskazują, że autor zdecydowanie widział to miejsce nie tylko z perspektywy Dombka.

1. Kościół i klasztor oo. Bernadynów.

Wieża kościoła jest znacznie niższa niż dach nawy głównej, nie oznaczony został szczyt kościoła. Skrzydło kościoła znajduje się na skarpie, otwory okienne są symetryczne i rozmieszczone osiowo (w przeciwieństwie do stanu obecnego).

2. Klasztor sióstr Bernardynek.

Klasztor w większej części został rozebrany na początku XX wieku. Na przedstawieniu widoczne są dwa skrzydła klasztoru a nie jest widoczne skrzydło zamykające wirydarz od strony wschodniej.

3. Kościół sióstr Bernardynek.

Budynek kościoła narysowany został w prawidłowym miejscu. Brakuje wieży kościelnej, prezbiterium, szczytu fasady.

4. Budynek wyłania się z zrujnowanego pałacu Sobieskich. Budynek wydaje się być parterowy z dachem czterospadowym. Możliwe, że jest to fragment kamienicy Bernardyńska 9.

5. Kamienica.

Jest to zapewne fragment kamienicy zlokalizowanej w okolicy posesji Bernardyńska 16 i 18. Budynek ma pulpitowy dach ze spadkiem w kierunku ulicy, wydaje się być piętrowy.

6. Budynek przy ul. Żmigród 5. Jest to fragment istniejącego budynku o tym numerze.

7. Pałac Pocięjów.

Na widoku przedstawione jest tylko górne piętro, oraz oficyna tylna (dziś nieistniejąca) z wąskimi oknami.

8. Pałac Wrońskich. Widoczna jest ściana szczytowa z potężnymi przyporami narożnymi (obecnymi i dziś).

9. Pałac Poniatowskich. Budynek na przedstawieniu jest parterowy z czterospadowym wysokim dachem.

10. Kościół i klasztor oo. Reformatów (obecnie Perła Browary Lubelskie S.A.)

Autor przedstawia klasztor z budynkiem ustępów oraz kościół, lecz bez prezbiterium. Przedstawienie jest bardzo niedokładne.

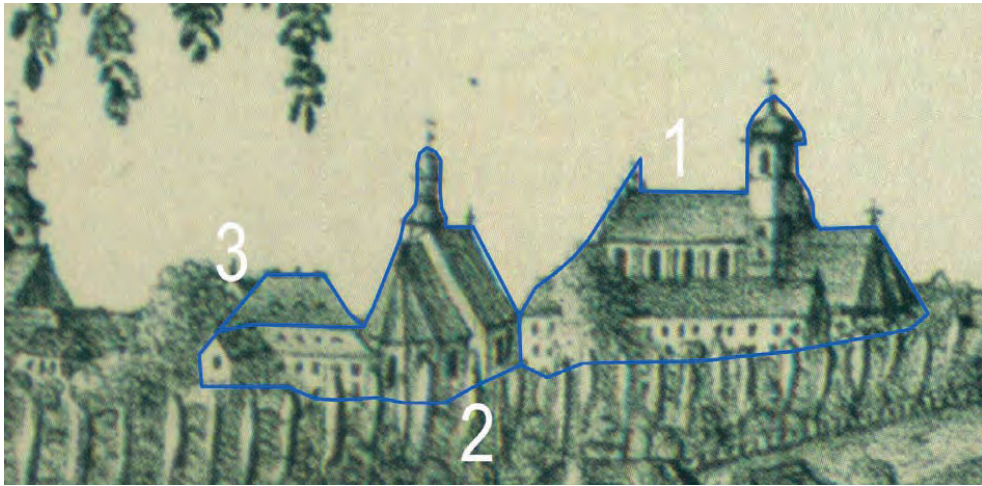
11. Pałac Sobieskich.

Pałac przedstawiony jest jako obiekt „w ruinie”. Nie posiada dachu, widoczne są wysokie dwa szczyty. Elewacja tylna jest jednopiętrowa, sześciosienna z wejściem w części środkowej.

12. Budynek nieistniejący. Był to budynek zlokalizowany na posesji Bernardyńska 26. Do niedawna były widoczne jeszcze pozostałości jego ścian.

13. Kamienica przy ul. Bernardyńskiej 20. Przedstawiona została jako obiekt parterowy z drzwiami sklepionymi łukowo ze spadkiem od ulicy w kierunku północnym.

2.3. Widok miasta Lublina ze strony roгатki Piaseckiej



Rys. 3. Fragment widoku miasta Lublina z strony roгатki piaseckiej” z około 1840 r, A. Fieta (1 – kościół i klasztor oo. Bernardynów, 2 – kościół i klasztor oo. Reformatów, 3 – niezidentyfikowany obiekt w okolicy pałacu Sobieskich).

Fig. 3. Part of the city of Lublin view from Piasecka’s tollgate side, about 1840 A. Fieta. (1 – Barnardine’s church and monastery, 2 – Reformat’s church and monastery, 3 – unidentified object near Sobieski’s palace).

Kolejne przedstawienie pochodzi z 1840 roku autorstwa P. Hackerta/A. Fiety. Mimo skali rysunku dokładność zawartych w nim szczegółów jest zadziwiająco wysoka. Ze względu na szpaler drzew ciągnący się wzdłuż ul. Zamojskiej można wyróżnić tylko dwa obiekty i jeden dach budynku w najbliższym otoczeniu ul. Bernardyńskiej.

1. Kościół i klasztor oo. Bernadynów.

Obiekt bardzo przypomina ten widziany obecnie. Wydaje się, że autor był nawet bardziej szczegółowy niż Dombek. Uwzględnia bardziej zbliżony do dzisiejszego układu podział wieży oraz przedstawia przypory na poziomie okien nawy głównej. Okna klasztoru wydają się mieć różne wymiary i są niesymetryczne.

2/3. Kościół i klasztor oo. Reformatów (obecnie Perła Browary Lubelskie S.A.)

Budynek kościoła z wysokim dachem nad nawą główną i sygnaturką, pięcioboczną absydą. Budynek klasztoru widoczny jest od strony wschodniej. Wrysowane są dwa poziomy okien oraz dach ze świetlikami. Wyraźnie zaznaczony jest również budynek ustępów ale posiada już tylko dach dwuspadowy (w przeciwieństwie do innych przedstawień z tego okresu). Bezpośrednio za skrzydłem wschodnim znajduje się wysoki dach wydający się być dachem wolnostojącego budynku. Skrzydło zachodnie klasztoru styka się z kościołem. Układ tego budynku nie wskazuje na to, że mógłby on przylegać do kościoła. Wysoki, a wręcz mansardowy dach w tej lokalizacji mógł przykrywać jedynie budynek pałacu Sobieskich lub budynek gospodarczy klasztoru (wiadomym jest, że w tej części znajdował się niewielki budynek ale znacznie niższy i umieszczony równolegle do kościoła). Innych budynków w tej lokalizacji, patrząc z tej perspektywy, w okresie tym nie było. Zarówno przed kościołem jak i za klasztorem widoczne są wysokie drzewa.

2.4. Widok miasta Lublina od strony traktu Zamośckiego



Rys. 4. Fragment obrazu „Widok miasta Lublina od strony traktu Zamośckiego”, A. Lerue, 1847 r. (1 – kościół i klasztor oo. Bernardynów, 2 – kościół i klasztor oo. Reformatów, 3 – młyn – wiatrak w pałacu Sobieskich).

Fig. 4. Part of the painting „The view of the city of Lublin from Zamosc’s track side, A. Lerue, 1847 (1 – Barnardine’s church and monastery, 2 – Reformat’s church and monastery, 3 – mill – windmill in Sonieski’s palace).

Kolejne przedstawienie pochodzi z roku 1847 i autorstwo przypisane jest Adamowi Lerue¹. W niewielkiej przestrzeni pomiędzy drzewami można zauważyć tylko trzy budynki przy ul. Bernardyńskiej.

1. Kościół i klasztor oo. Bernadynów.

Budynek kościoła ma całkowicie odsłoniętą absydę (obecnie zasłania ją skrzydło klasztoru). Nie jest widoczny żaden z budynków klasztornych.

2. Kościół i klasztor oo. Reformatów (obecnie Perła Browary Lubelskie S.A.)

Zabudowania kościoła „delikatnie” wyglądają zza drzew. Jedyne co można wyróżnić z kościoła to nawa główna i prezbiterium. Nie uwzględniono sygnaturki ani budynków klasztornych.

3. Pałac Sobieskich (w okresie tym młyn-wiatrak).

Autor przedstawił w tym miejscu wiatrak drewniany (paltrak). Nie uwzględnił istniejących zabudowań. Zamiarem jego było zapewne tylko zasygnalizowanie istnienia w miejscu tym wiatraka, a nie przedstawienie jego rzeczywistego wyglądu.

3. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonej analizy stwierdzić można, że każdy z XIX-wiecznych autorów portretów miasta traktował obiekty w sposób indywidualny

1. Adam Lerue brał udział w inwentaryzacji zabytków starożytności w Polsce, w latach 1850-55. W 1851 roku uzyskał dyplom Szkoły Sztuk Pięknych w Warszawie. Nie wiadomo skąd w roku 1847 i dlaczego zjawił się w Lublinie i wykonał jego portret, będąc jeszcze studentem.

i niektóre z nich bardziej uwydatniał i dokładniej przedstawiał a o niektórych ledwo wspominał. Filip Dombek w sposób dokładny i z detalami przedstawił większość obiektów, jednak w przypadku pałacu Sobieskich zastosował tu tylko „symboliczną ruinę”, nie mającą wiele wspólnego z wyglądem obiektu w tym okresie. Dzieło L. Horwatha mimo swej niedokładności (np. brak absyd w kościołach) jest dobrym uzupełnieniem do dzieła Dombka. Dzięki pominięciu drzew i lekkiej zmianie perspektywy możemy dostrzec obiekty, których nie przedstawił Dombek. Dzieło P. Hackerta/A. Fiety mimo przedstawienia tylko trzech obiektów z omawianego obszaru wydaje się być najwierniejszym obrazem tej części miasta. Akwarela przypisana Adamowi Lerue jest znacznie mniej dokładna. Jednak jest to jedyne (jak do tej pory) przedstawienie wiatraka w pałacu Sobieskich. Portret ten nie ma kompletnie nic wspólnego z rzeczywistym wyglądem młyna z tego okresu ale jest wspomnieniem, że wiatrak kiedyś kręcił się na wieży pałacu.

Literatura

- [1] Nestorowicz Z. (red.), *Ikonografia dawnego Lublina*, Lubelski Klub Kolekcjonerów, Lublin 1999.
- [2] Radzik T., Witusik A.A. (red.), *Lublin w dziejach i kulturze Polski*, Polskie Towarzystwo Historyczne, Oddział: Krajowa Agencja Wydawnicza, Lublin 1997.
- [3] *Portret miasta Lublin w malarstwie rysunku i grafice 1618 - 1939*, Wydawnictwo Test, Lublin 2009.
- [4] *Album lubelski - Wędrówki po dawnym i współczesnym Lublinie*, Wydawnictwo Test, Lublin 2009.

Analysis of XIX century views of Lublin in relation to identifications of buildings situated near Bernardyńska street

Krzysztof Janus

SPA, WBiA, PL, k.janus@pollub.pl

Abstract: Paper presents an attempt of identification and partial description of buildings situated along Bernardyńskiej street in Lublin. Work was based on XIX century paintings.

Keywords: General Zajączek, A. Lerue, L. Horwarth, Bernardyńska street, Sobieskich palace, the Bernardyn's monastery, Franciscan's monastery.

Architektura z poszanowaniem miejsca¹

Jan Wrana

Politechnika Lubelska, Wydział Budownictwa i Architektury,
Samodzielna Pracownia Architektoniczna

Streszczenie: Architekt podejmując “dzisiaj” działalność twórczą dotyka “przeszłości”, a nasza interwencja nastawiona na “przyszłość” już jutro będzie “przeszłością”. Myśląc zatem o architekturze jako trwałym przekazie kulturowym miejsca, odpowiedzialnością architekta-twórcy jest zebranie i przeanalizowanie materiału badawczego dla podejmowania trafnych decyzji projektowych. Współcześnie po wnikliwej merytorycznej analizie materiału badawczego, traktując wynik naszych twórczych działań jako komunikat przestrzenny, oczekujemy społecznego przyzwolenia na proponowanie nowych ekspresywnych form, tworzących dla miejsca przetworzone kody przekazu.

Słowa kluczowe: architektura z poszanowaniem miejsca, szansą jej trwania.

1. Wstęp

„od samego początku istnienia architektury (...) dwie przeciwstawne siły zdają się oddziaływać na jej kształt, jedna ukierunkowana na zachowanie formy zastanej, druga na jej przekształcenie. Utrwalanie opiera się na dążeniu do utrzymania tradycji i obyczaju (...). Zmiany wymusza zaś rozwój życia człowieka, we wszystkich aspektach technicznych i społecznych czynnikiem je przynoszącym – cywilizacja”.

M. Gutowski²

1 Za: Gądecki J., *Architektura i tożsamość, rzecz o antropologii architektury*, Wydawnictwo Rolewski 2005, s. 29. Yi-Fu Tuan, *Przestrzeń i miejsce*. Warszawa, PIW 1987, s. 16. „W doświadczeniu znaczenie przestrzeni nakłada się często na znaczenie miejsca. <Przestrzeń> jest znacznie bardziej abstrakcyjna niż <miejsce>. To, co na początku jest przestrzenią, staje się miejscem w miarę poznawania i nadawania wartości[...] Dla definicji <przestrzeń> i <miejsce> potrzebują się nawzajem. Bezpieczeństwo i stabilność miejsca zwraca naszą uwagę na otwartość, wielkość i groźbę przestrzeni – i na odwrót. Co więcej, korzystając z przestrzeni z ruchem, odczuwamy miejsce jako pauzę: każde zatrzymanie w ruchu umożliwi przekształcenie sytuacji (położenia) w miejsce... ludzie mają tendencję do tłumienia tego, czego nie potrafią wyrazić; jeżeli doświadczenia nie udaje się szybko przekazać, działający uznają je najczęściej za osobiste[...] a zatem nieważne”. Lenartowicz K., *Słownik psychologii architektury dla studiujących architektury*, PK. Kraków 1997, s. 35.

2 Za: Gądecki J., *Architektura i tożsamość, rzecz o antropologii architektury*, Wydawnictwo Rolewski 2005, s. 10. Gutowski M., *Cywilizacyjne i kulturowe czynniki kształtowania domu mieszkalnego dzisiaj*. W: *Budownictwo mieszkaniowe w Krajach Europy Środkowej w okresie transformacji*, PB. Białystok 1997, s. 30.

Odpowiedzi na często stawiane pytanie o trwanie i przemijanie architektury poszukiwać winniśmy w architekturze jako języka przekazu: sposobów komunikowania się, nowych sformułowań dotyczących przekształceń przestrzeni, analizowania nawarstwień dziedzictwa kulturowego dla badanego miejsca.. Przypomnieć należy wypowiedź A. Zeindler-Janiszewskiej: „*Traktowanie architektury jako tekstu zawdzięczamy jednak dopiero Rolandowi Bethesowi, który dostrzega wprost analogię między architekturą i urbanistyką a językiem jako systemem. Mieszkaniec miasta staje się w jego koncepcji – czytelnikiem miasta, a konstruowana przezeń mapa jest podobna do języka, słowa czy frazy.*”³

Architektura skierowana na miejsce⁴ – to świadomie podejmowana przez twórcę próba rozpoznania zapisów miejsca w swoistym „kodzie” jego identyfikacji przed aktem interwencji projektowej. Można użyć często stosowanej współcześnie przenośni o koniecznej „terapii” przedprojektowej – jako „leczenia pamięci”.

Musimy być świadomi, że w całej przestrzeni, na wszystkich jej poziomach, architektura jest nie tylko działaniem technicznym, ale prezentuje coś więcej: świat ludzkich dążeń, wartości, w ten sposób stając się czytelnym tekstem kultury. Tekstem tym bardziej znaczącym, że mamy współcześnie do czynienia z „prawdziwą metaforyczną obsesją przestrzeni” [...]

Ewa Rewers⁵

3 Zaidler-Janiszewska A., *Pisanie miasta*. Wydawnictwo Fundacji Humanior. Poznań 1997. Gądecki J., *Architektura i tożsamość, rzecz o antropologii architektury*, Wydawnictwo Rolewski 2005, s. 33, Doszukując się źródeł koncepcji antropologicznej analizy przestrzeni architektonicznej musimy zatrzymać się nad pracami Jeana Piageta. Badania Piageta stanowiły w latach 60. XX wieku istotny impuls dla środowiska architektów, którzy oprócz dwu i trójwymiarowych wzorców geometrycznych wprowadzili nowe, pogłębione wzorce. Mam tu namyśli niezwykle istotny dla antropologii architektury wkład Christophera Alexandra, który wprowadza język wzorów (pattern language): „[...] każdy budynek, każde miasto, jest stworzone z pewnych bytów, które nazywam wzorami” (A. Christopher, *The Timeless Way of Buiding*, New York: Oxford University Press, 1979). Za wyraźnym postulatem odczytywania architektury jako struktury znaczącej/językowej wyrażonym przez Barthesa nie idą jednak jasno określone procedury semiologii architektury. Systematyzację semiotyki architektury zawdzięczamy dopiero Umberto Eco, który uważa całą kulturę za system kodów służących komunikowaniu. (U. Eco, *Funkcja i znak. Semiologia architektury*. W: Umberto Eco, *Pejzaż semiotyczny*. PIW, Warszawa 1071, s. 271-351). Architektura jest na pewno wypowiedzią nakłaniającą, niezauważalną i funkcjonującą w warunkach rynkowych. Umberto Eco wyróżnia w sumie siedem cech architektury jako środka masowego przekazu. [Eco 1972: 318].

4 Gądecki, *Architektura i tożsamość, rzecz o antropologii architektury*, Wydawnictwo Rolewski 2005, s. 29. Percepcja miejsca, postawy oraz wartości, które z nim wiążemy – oto czynniki, dzięki którym możemy zrozumieć samych siebie. Punktem wyjścia dla geografii humanistycznej jest stwierdzenie, że bez zrozumienia samych siebie w relacji do miejsca nie będziemy w stanie znaleźć rozwiązań dla innych problemów współczesnego świata....Miejsce pozostaje kategorią centralną dla analiz antropologicznych i psychologicznych, możemy je definiować jako „ rezultat złożoności między atrybutami danej przestrzeni a aktywnościami i koncepcjami (pojęciami), które ludzie z nią wiążą” [K. Lenartowicz, *Słownik psychologii architektury, podręcznik dla studentów architektury*, PK. Kraków 2007].

5 E. Rewers, *Język i przestrzeń w poststrukturalistycznej filozofii kultury*. Wydawnictwo Naukowe UAM, Poznań 1998, s. 38.

Dla zilustrowania przyjętej tezy że „architektura powinna być zrozumiałym przekazem przekształconej przestrzeni” przywołano wypowiedzi: Jacka Gądeckiego:⁶ „*Architektura i przestrzeń architektoniczna stają się dla mnie podstawowymi narzędziami do analizy tożsamości człowieka współczesnego... Miejsce, oprócz swoich zapachów i symboli, ma także historię, jest przecież wytworem różnych grup i pokoleń. Mówiąc o architekturze i miejscu nie wolno pominąć motywu pamięci. Pamięć wbudowana zostaje w architekturę w sposób wielowymiarowy... Zapis w kamieniu, parafrazując Victora Hugo, sprzeciwia się ulotności manuskryptu. Architektura pozostaje <na posterunku>, dając świadectwo przeszłości.*”⁷

Okres przemian gospodarczych i otwieranie się nowych rynków na ekspansję nowych technologii, rozbudza w świadomości społecznej tych regionów, konieczność poszanowania tradycji lokalnych. W rozważaniach o poszukiwaniu rodowodu wracamy do pojęć wyznaczających wartościowanie jako sposób postępowania w ocenie zjawisk obiektywnych – niezależnych, oddziaływujących na istotę tworzonej dzieł, oraz subiektywnych – powstających w rzeczywistym świecie, w tworzonej przez architektów oraz twórców ludowych „przestrzeni zbudowanej” ocenianej przez grupy społeczne w określonym miejscu i czasie. Człowiek, przeobrażając naturę dla doskonalenia własnej egzystencji, wkraczał w otaczającą przyrodę, wprowadzając w krajobraz struktury i formy usprawniając sposób życia, w konsekwencji budując miejsca zamieszkania, kultu, wymiany towarowej oraz pracy – kreował w ten sposób wartość kulturową miejsca. Trwające procesy integracyjne od końca XX wieku spowodowały oddolne budzenie się w społeczeństwach świadomości o regionalnej odrębności narodowej, kulturowej. Ten masowy odruch, wynikający z potrzeby związku z miejscem urodzenia, z historią naszych przodków oraz wyrastaniem wielu pokoleń we wspólnej kulturze i tradycji jest podświadomym protestem przeciwko postępującej degradacji środowiska przyrodniczego oraz przestrzeni zurbanizowanej. To zwrot w historii, skierowany na poszukiwanie własnego oraz zbiorowego rodowodu.

W poszanowaniu tradycji kulturowych towarzyszą symbole lub mistyczne przesłania, uformowań tradycji i sposobów budowania, z akcentowaniem detalu „wyróżnika”. Często potwierdzają się tezy stawiane przez E. Cassiera odnoszące się do roli symboli w życiu populacji⁸. Zakreślenie pola badawczego do poszukiwania

6 Gądecki J., *Architektura i tożsamość, rzecz o antropologii architektury*, Wydawnictwo Rolewski 2005.

7 Tamże, Jak pisze John Ruskin w „*Siedmiu lampach architektury*”: „*potrafimy bez niej żyć, i modlić się bez niej, ale nie potrafimy bez niej pamiętać. Jak chłodna jest cała historia, jak pozbawiona życia wyobraźnia, w porównaniu do tej, którą pisze żywy naród, i jaką niesie zachowany kawałek marmuru. Ambicja budowniczych pradawnej wieży Babel była trafnie skierowana do tego świata: jest bowiem dwóch silnych zwycięzców ludzkiej niepamięci, Poezja i Architektura, przy czym ta ostatnia z nich w jakimś sensie zawiera poprzednią, a ponadto jest od niej potężniejszą siłą swojej rzeczywistości*” [cytat za A. Lasiewicz-Sych *Kierunki refleksji filozoficznej XX wieku współkształtujące współczesną teorię architektury*. 2002. W: P. Winskowski [red.] *Uwarunkowania kulturowe architektury wobec przemian cywilizacyjnych końca XX wieku*. Wydawnictwo AND. Kraków-Warszawa 2002.

8 Durand G. w książce „*Wyobraźnia symboliczna*”, PWN, Warszawa 1986, s. 64 przytacza tezy E. Cassiera, odnoszące się do symboli w życiu populacji.

rodowodu, kodu przekazu, symbolu, znaku, identyfikatora – pozwala w złożonej przestrzeni kulturowej na kreatywne wzbogacenie tożsamości⁹ miejsca.

W cywilizowanym kraju tożsamość istnieje zawsze, nie tylko w architekturze, bo jest ona sposobem bycia a nie modą (...) Dorosłe w architekturze kraje przeszły przez fazę kontestacji tożsamości już dość dawno temu. Tak dawno, że często współcześni polscy architekci o tym nie wiedzą lub zapomnieli. Tak było w Skandynawii, a szczególnie w Finlandii i Danii oraz we Francji i Szwajcarii. (...) Tożsamość we współczesnej architekturze ma wiele twarzy. To na pewno wystarczający znak materiału... w zbudowanej górskiej kaplicy Mario Botty na górze Tamaro w jego rodzinnym Ticino. (...) Szukanie tożsamości już nie paneuropejskiej, ale ponadkontynentalnej to, moim zdaniem, delikatne zaznaczenie cech architektury azjatyckiej w realizacji rezydencji ambasadora Korei w Aninie, projektu Ewy Kuryłowicz z zespołem APA, tak jak kiedyś robił to Romuald Gutt w obiektach ambasady chińskiej w Warszawie... szukanie znaków odrębności czy też indywidualności. Tożsamość to nawet konwencja narodowego ‘spirit of the place’: tworzenia nowej japońskiej ascezy w betonach świątyń Tadao Ando meksykańskich kolorach wielkich Legorrety, a z naszego kręgu krajów postkomunistycznych – zjawisko zwane Imre Makovec. Wreszcie najważniejsze – odwaga bycia sobą w architekturze.

Przykłady takiego wzbogacania możemy zaobserwować w różnych miejscach na kuli ziemskiej – niezależnie od szerokości geograficznej czy strefy klimatycznej. W dalszej części niniejszego artykułu skupimy się na trzech wybranych przykładach z regionów odmiennych kulturowo, w których uszanowano tradycję miejsca przy jednoczesnym wprowadzeniu elementów kreacji.

2. Przykłady

2.1. Alpbach¹⁰ – zachodnia Austria – przykład poszanowania tradycji miejsca

Kontekst miejsca: Tereny zurbanizowane terenów górskich z charakterystyczną regionalną sztuką ludową oraz tradycją współżycia w trudnych warunkach bytowych oraz niepowtarzalną i wyróżniającą się architektoniczną formą i detalem oraz zasadą kształtowania obiektów – będą szczególnym światkiem przemijania

⁹ Heidegger M., *Identität und Differenz*, wyd. 1, Gunter Neske, Pfullingen, 1957, wyd. 7, „ (...) słysząc głos tożsamości człowiek potrafi ocenić znaczenie własnego świata, także techniki, historii, przyrody, (...) Rozumienie tożsamości wyrasta do rangi zadania człowieka jako najistotniejszego celu”.

¹⁰ Alpbach – miejscowość położona 975 m nad poziomem morza, jej nazwa pojawia się w roku 1150, choć pierwsze osadnictwo w dolinie u podnóża Alp sięga 1000 roku. Na początku XV wieku w tym regionie rozpoczyna się eksploatacja odkrytych złóż miedzi i srebra a miejscowość Alpbach rozwija się, tworząc szczególną jakość architektury budowanych obiektów – zarówno mieszkalnych, jak i kościoła parafialnego St. Oswalda oraz dwóch działających w tym okresie karczm Böglerhof i Jakober w których pito popularny w tym okresie schnapps. W połowie XIX wieku zaprzestano eksploatacji w kopalni. Dzisiaj w obiekcie zbudowanym w latach 1636-1638 przez miejscowych cieśli – dla ówczesnego właściciela terenów upraw tego regionu Volder-Unterburg Farm – znajduje się muzeum rolnictwa na terenach górskich, posiadające ekspozycje z tego okresu w saloniku, kaplicy, kuchni i wędzarni oraz ponad 800 narzędzi codziennego użycia i pracy.

– jeśli ustrzeżemy je od dewastacyjnej uniformizacji. Przykładem analizowanym jest wyjątkowość architektury zabudowań terenu miejscowości Alpbach w regionie zachodniej Austrii i szczególną jakość architektury tej zagospodarowanej części terenu Alp (Tyrolu).

Brak dostępności do tej miejscowości w Alpach (do roku 1926 brak jest drogi dojazdowej), korzystnie wpływa na powstanie charakterystycznego stylu budowania i wyposażania zabudowań oraz kultywowania tradycji ludowych – dzięki tej izolacji wyraźnie widoczny jest charakter zabudowy powstałej z tradycji ciesiołki lokalnych twórców. W krótkim okresie czasu charakterystyczny styl architektury oraz wyposażenia, a także kultywowanie lokalnych tradycji przez mieszkańców Alpbach stał się atrakcyjną bazą dla rozwijających się sportów zimowych w Alpach. Do drugiej wojny światowej miejscowość posiadała już zakwaterowania dla 110 turystów; obecnie turystyka jest głównym źródłem utrzymania się mieszkańców.

Tradycyjna forma budynków nazywana stylem „tyrolskim” to budynki na rzucie prostokąta zbudowane w konstrukcji drewnianej, dwukondygnacyjne z balkonami na każdej kondygnacji, ciągnącymi się wzdłuż elewacji oraz użytkowym poddaszem. Obiekty przykryte dachem o dwuspadowym nachyleniu (wzdłuż dłuższego boku) o dużym podpartym wspornikowo nawisie wokół obrysu budynku. Zdobienia elementów konstrukcyjnych wzbogacają estetykę obiektu. W okresie letnim balkony pełne kolorowych kwiatów kontrastują z naturalnym drewnem oraz małymi fragmentami otynkowanych elewacji. Często zabudowa zespołów mieszkalnych to usytuowanie szczytami prostopadłe do ulicy z małymi ogródkami służącymi jako użytkowe integracyjne podwórko.

Opis projektu: Włodarze miejscowości, świadomi potrzeby kultywowania tradycji miejsca oraz niepowtarzalnego uroku zachowanej jednorodnej architektonicznie zabudowy, w 1953 roku podejmują decyzję dokonania zapisu w planie miejscowym jako wytyczne „Konieczność zachowania w nowych obiektach – stylu architektury w Alpbach”.

W okresie powojennym do wypromowania Alpbach jako szczególnego miejsca w znacznie mierze przyczyniło się organizowane corocznie od roku 1945 Europejskie Forum oraz kolejne inwestycje utrwalające corocznie organizowane konferencje i sympozja. Zespół obiektów promujących to miejsce obecnie nazywane od roku 1999 Alpbach Congress Center, zbudowane w konstrukcji z drewna klejonego, doskonale wkomponowane jest w zbocze góry. Przeszkłony holl wejściowy otwiera się na spektakularny widok panoramy Alp. Taras rekreacyjny usytuowany nad parterem pozwala w słoneczne dni podziwiać otaczający krajobraz. Wagę tego miejsca podkreślają przyjęte nazwy sal konferencyjnych: sala konferencyjna imieniem poety Paula von Preradovic (autora słów do hymnu narodowego), sala plenarna imieniem Erwin’a Schrödinger’a, laureata Nagrody Nobla w dziedzinie fizyki (pochowanego na cmentarzu w Alpbach). Uczestniczący corocznie podczas dwutygodniowych konferencji czołowi przedstawiciele świata nauki, architektury, biznesu, sztuki i polityki zamieszkują oraz stołują się w obiektach o tradycyjnej architekturze tej części Tyrolu „stylu Alpbach”.



Fot. 1-4. Alpbach, Austria, (Tyrol) – tradycyjna architektura regionu (zdjęcia autora).

Fot. 5, 6. Alpbach, Europejskie Forum, od roku 1999 Alpbach Congress Center (zdjęcia autora).

Phot. 1-4. Alpbach, Austria, (Tyrol) – traditional architecture of the region (author's photographs).

Phot. 5, 6. Alpbach, European Forum, from 1999 Alpbach Congress Center (author's photographs).

Te działania skierowane na poszanowanie architektury miejsca, walorów kulturowych i naturalnych są wielokrotnie doceniane i nagradzane. Już w latach siedemdziesiątych XX w. Alpbach zostaje uznane za czystą o czystym powietrzu miejscowość w Austrii. W czerwcu 1985 roku Rada Europy w Strasburgu przyznaje prawo Alpbach do stałego używania flagi Unii Europejskiej, a w roku 1993 Alpbach otrzymuje tytuł „The Most Beautiful Floral Village in Europe”. Rząd Austrii szanując cenność wartości kulturowych zachowanych w Alpbach oraz potrzebę stałej promocji tego miejsca powierza funkcję Przewodniczącego Europejskiego Forum byłemu kanclerzowi Austrii, byłemu członkowi Parlamentu Europejskiego dr. Erhard’owi Buzek.

Znaczenie projektu dla miejsca. Idea łączącej się Europy dała szansę wzajemnego wzbogacania się kultur o lokalnej wartości, jednocześnie budząc obawy i niepokój przed otwarciem na ekspansywną monokulturę. Lokalne społeczności podejmują w tym czasie intensywne działania dla podkreślenia własnego „rodowodu kulturowego”, przygotowując programy ratunkowe dla zaniedbanych na ich terenie obiektów podkreślających ich wartość kulturową miejsca.

Miejscowość Alpbach jest dobrym przykładem poszanowania wartości unikatowych obszarów ziem górskich, umiejętnego wykorzystania tradycji w warunkach wolnorynkowych z przykładową dbałością władz lokalnych.

2.2. CAFA Muzeum Sztuki Akademii Sztuk Pięknych – Pekin, Chiny

Arata Isozaki & Associates.

Projekt: 2003 – 2005, Realizacja: 2005 – 2008.

Kontekst miejsca: Rozwój organizacyjny Centralnej Akademii Sztuk Pięknych w Pekinie obserwujemy od lat 90-tych XX-go wieku dzięki nowej polityce rządu stawiającego na niezależność instytucji edukacyjnych. Współcześnie CAFA jest instytucją, która obejmuje nie tylko Wydział Akademii Sztuk Pięknych, ale także wydziały projektowania graficznego, produktu, mody, architektury i kilku innych. Konieczną reorganizację tej instytucji rozpoczęto w 2001 roku, zlecając zaprojektowanie nowego Centrum Akademii Sztuk Pięknych pracowni Arata Isozaki & Associates w znanej pekińskiej strefie 798 o rozległym terenie na którym znajdują się liczne galerie sztuki w odnowionych fabrykach oraz komercyjne domy sztuki i sale wystawiennicze w odrestaurowanych magazynach.

Opis projektu: Dotychczasowa regularna siatka ulic w Pekinie wytyczała działki dla ortogonalnych form architektonicznych. Zachodzące zmiany w przestrzeni miasta sprzyjały wizji autora projektu CAFA Muzeum Sztuki Akademii Sztuk Pięknych, który dążył do wykreowanie miejsca dla ekspozycji różnorodnej sztuki. Obecny szybki rozwój miasta wpłynął zatem na teren projektowej interwencji Arata Isozaki wykształcając działkę z krzywoliniowymi krawędziami. Podczas ewoluowania procesu twórczego oraz studiowania formy dodano zakrzywioną ścianę wzdłuż jednej strony budowli, zachowując ostateczny projekt z trzema wolno zakrzywionymi ścianami, które rozgałęzione przecinają się wzajemnie. Dla wyeksponowania kolekcji chińskiej sztuki zarówno tradycyjnej jak i współczesnej wykorzystano odbicie światła poprzez zlokalizowane w przestrzeni dachowej świetliki oraz odbicia światła w membranach z włókna szklanego. Efekt oświetlenia uzyskuje się zatem w zależności od miejsca oraz krzywej powierzchni ściany. Świadomość stosowania ukierunkowanego światła winno być odczytane przez artystów, kuratorów oraz odwiedzających ekspozycje. Ważnym było stworzenie możliwości podziwiania sztuki z różnych poziomów umożliwiając eksponowanie wielkogabarytowych instalacji, malarstwa i rzeźby z występującymi jako tło zakrzywionymi ścianami, tworzącymi unikalne efekty świetlne w zależności od miejsca i krzywej powierzchni ściany. Wejście do hollu na piętrze bezpośrednio połączone jest poprzez kładkę nad ogrodem z salami ekspozycji Sale połączone rampami i łagodnymi pochylniami umożliwiają kameralne zwiedzanie ekspozycji. W wydzielonej przestrzeni dla ekspozycji kolekcji tradycyjnych rysunków i malarstwa chińskiego zastosowano naturalne materiały: przetworzone płyty drewniane, kamienie, tkaniny i surowy beton. Na elewacji użyte zostały panele z łupków kamiennych. Podobne zewnętrzne okładziny zostały użyte przez Arata Isozaki & Associates w kilku wcześniejszych projektach, takich jak Nara Hall (Nara, Japonia), Centrum Sztuki Shizuoka (Shizuoka, Japonia), Interaktywne Muzeum Ludzkości (La Coruna, Hiszpania). Choć wymienione projekty posiadają podobne wykończenie elewacji, Muzeum CAFA charakteryzuje znacznie bardziej skomplikowana elewacja ze względu na zaproponowaną przez autora trójwymiarową powierzchnię. Aby zrealizować ową elewację, opartą na lokalnej technologii i wiedzy, panele podzielono na regularne moduły, przygotowane do łatwej ręcznej instalacji.

Znaczenie projektu dla miejsca. Nowa przestrzeń dla ekspozycji sztuki w Pekinie jest miejscem stosowania lokalnego materiału dla propozycji współczesnych kreatywnych form architektonicznych oraz przyjętej gry światłem dla uzyskania atmosfery skupienia przy odbiorze sztuki.

Zastosowany materiał elewacyjny nawiązuje do chińskich, tradycyjnych rysunków. Geometria zaokrąglonych ścian CAFA wzmacnia sens budynku i korelacji z zaawansowaną edukacyjną i artystyczną Instytutu.

2.3. Centrum kulturalne Tjibaou, Noumea, Nowa Kaledonia

Arch. Renzo Piano.

Projekt: 1991 r., Realizacja: 1995 – 1998 r.,

Kontekst miejsca: Centrum Kultury wzniesione zostało na wąskim półwyspie Tina, położonym na wschód od Noumei, stolicy Nowej Kaledonii. Zajmuje powierzchnię 8 hektarów i jest dziełem powstałym na skutek spotkania zaawansowanej techniki budowlanej z miejscową tradycją ludu Kanak. Centrum zostało w całości ufundowane przez rząd francuski dla upamiętnienia Jean-Marie Tjibaou, przywódcę frontu niepodległościowego ludności Kanak, zamordowanego w 1989. Centrum Kulturalnego Tjibaou jest symbolem pojednania po tragicznych wydarzeniach końca lat 80-tych XX wieku, kiedy mieszkańcy Nowej Kaledonii domagali się niezależności od Francji.

Opis projektu: Na szczególną uwagę zasługuje spotkanie zaawansowanej technologii z tradycją ludu Kanak w projekcie Renzo Piano. Zrealizowany zespół uzyskał uznanie jako jeden z bardziej fascynujących i pełnych wyrazu dzieł architektonicznych stulecia. Autor wzorując się na lokalnych formach uzyskał stosując współczesne zachodnie technologie, kompozycję „symboli - obłych muszli dla ekspozycji”, realizując przetworzone „kody” lokalnej tradycji. Opierając się na miejscowych formach i materiałach rozplanował wzniesienie dziesięciu drewniano-stalowych „chat” o różnych rozmiarach, umieszczonych wzdłuż cypla na wyspie, wśród potężnych sosen. Mieszczą one przestrzeń wystawową przeznaczoną na prace lokalnych artystów, biura, bibliotekę, salę konferencyjną i tereny rekreacyjne dla szkoły, w której odbywają się warsztaty malarskie, taneczne i rzemieślnicze. *„Najbardziej unikalną cechą tych obiektów jest ich konstrukcja, składająca się z listew i belek z drzewa iroko, luźno rozmieszczonych, co umożliwia wydawanie przez nie świstów przy podmuchach oceanicznego wiatru. Wiejący wiatr przekształca drewniane szkielety chat w wibrujące pudła rezonansowe. Kopiując typową formę domów Maorysów zastosowano tu szereg różnych materiałów. Obok trzciny, piasku, kory i włókien roślinnych architekt wprowadził laminowane drewno, koral, szkło, beton, aluminium i stalowe pręty. Zalety nowoczesnej techniki budowlanej zostały tu sprzęgnięte z lokalnymi warunkami pogodowymi dla zwiększenia wydajności naturalnej wentylacji i chłodzenia. Podwójne pokrycie dachowe umożliwia przenikanie wiejącego od morza monsunowego wiatru do wnętrza obiektów.”*¹¹

Precyzyjne usytuowanie w linii prostej, wśród bujnej roślinności dziesięciu budowli przywołuje silne skojarzenia z potężnymi Moai, kamiennymi rzeźbami na

11 M. Agnoletto, F. Boccia, S. Cassara, A. Di Marco, G. Rosso, M. Tagliatori, *Dzieła nowoczesnej architektury*, KARMAR S.A. Warszawa 2007, s. 243-247.

Rapa Nui (Wyspie Wielkanocnej). Połączenie przez tego architekta techniki i natury, przyszłości i tradycji przyniosło bardzo ciekawe rezultaty, stanowiąc odbicie jego wiary w eksperymenty i badania, które pozwalają artyście wykroczyć poza okresowe mody i współczesne szablony.

Znaczenie projektu dla miejsca. Projekt ten w sposób niemal doskonały odzwierciedla zasadę wzajemnego przenikania się architektury i przyrody, przejętą z budownictwa lokalnego. „Rozmieszczenie budynków zwróconych w stronę zatoki Noumea zachęca do spacerów wśród przyrody, prowadząc gości z jednego punktu kompleksu do innego wzdłuż „ścieżki historii”, ilustrującej życie i legendy ludów wysp Pacyfiku, opracowanej przez antropologa – Albana Bense.”¹²

„To nie jest tylko osada turystyczna, którą miałem zbudować. Musiałem stworzyć model: kulturowy ośrodek poświęcony cywilizacji Kanak, miejsce, które prezentowałoby ich cudzoziemcom i przekazałoby ich tradycję i pamięć o nich, ich wnukom. Rzadko który budynek wymaga tak wielkiej dawki symboli”.

*Renzo Piano*¹³

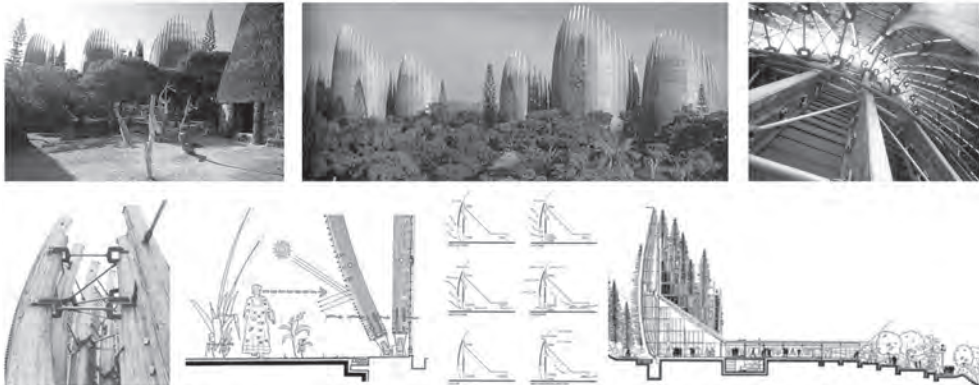


Fot. 7-11. CAFA Art Museum: bryła, świetliki we wnętrzu, dziedziniec, widok nocą, wejście.

Phot. 7-11. CAFA Art Museum: the building, skylights in the interior of the building, courtyard, view at the night, entrance.

¹² Tamże, s. 243.

¹³ Tamże, s. 243.



Fot. 12-18. Centrum Tjibaou: widoki, stalowo-drewniana konstrukcja, szkice autora.
 Phot. 12-18. Tjibaou Center; views, steel-wood structure, author's sketches.

3. Wnioski

Przytoczone przykłady są próbą wyjaśnienia „trwania architektury” w przetwarzanej formie, wywodzącej się z przekazów lokalnych „kodów,, nawarstwien kulturowych miejsca. Przekaz we współczesnej przetworzonej formie architektonicznej uwzględnia postęp cywilizacyjny, nowe technologie, traktując rozpoznaną przestrzeń jako tworzywo dla kreacji artystycznej posługując się czasem formą „symboliczną”, pretekstem lub „metaforą” tworząc nowe treści przekazu.

„ (...) akt komunikowania przy pomocy architektury przyczynia się do zmiany, ale architekt musi kształtować swoje formy w taki sposób, by mogły funkcjonować w świetle innych kodów odbioru, by były zrozumiałe niezależnie od konkretnego momentu historycznego”¹⁴

Literatura

- [1] Agnoletto M., Boccia F., Cassara S., Di Marco A., Rosso G., Tagliatori M., *Dzieła nowoczesnej architektury*, KARMAR S.A. Warszawa 2007.
- [2] Alpbach Congress Center, 2006.
- [3] Borek K., *Rezo Piano, Centrum Kultury Karnaków im. Jean-Marie Tjibaou*, *Nowa Kaledonia*, ARCHITEKTURA 5/1999.
- [4] Capodiferro A., [red], *Meraviglie dell' architettura dal 4000 A. C.*, Wydanie w języku polskim, M. Jendryszko, *Perty architektury*, ARKADY, Warszawa 2006
- [5] Christopher A., *The Timeless Way of Building*, New York: Oxford University Press, 1979.
- [6] Eco U., *Funkcja i znak. Semiologia architektury*, w: Eco U., *Pejzaż semiotyczny*. PIW, Warszawa 1071, s. 271-351
- [7] Gądecki J., *Architektura i tożsamość, rzecz o antropologii architektury*, Wydawnictwo Rolewski 2005.
- [8] Hajduch B., Hajduch M., *CAFA po pekińsku, Muzeum Sztuki Central Academy of Fine Arts*, proj. Arata Isozaki & Associates, *Architektura&Biznes* 4/2010.

14 J. Gądecki, *Architektura i tożsamość, rzecz o antropologii architektury*, Wydawnictwo Rolewski 2005, s. 40.

- [9] Jędrusiński J., Sapeta M., *Arata Isozaki & Associates w czterech odsłonach*, CAFA Muzeum Sztuki Akademii Sztuk Pięknych, Pekin, ARCHIVOLTA, 2/2009. Publikacje: Unbuilt TOTO Publishing, Tokyo, 2001, The Japanese in Architecture MIT Press.
- [10] Jodidio P., *PIANO, Renzo Piano Building Workshop 1966 to today*, TASCHEN, GmbH, Köln, 2008.
- [11] Kucza-Kuczyński K., *O tożsamości*, Architekt nr 4, 2000, s. 8.
- [12] Lenartowicz K., *Słownik psychologii architektury, podręcznik dla studentów architektury*, PK, Kraków 2007.
- [13] Radziewanowski Z., *O niektórych problemach regionalizmu i ekologii w architekturze i urbanistyce* (pomoc dydaktyczna), PK Kraków 2005.
- [14] Szymgin B., *Ochrona dziedzictwa kulturowego i konserwacja zabytków w powojennej Polsce w świecie doktryn i opracowań naukowych*, w: Kongres Konserwatorów Zabytków, SKZ, Warszawa 2005.
- [15] Wrana J., *Tożsamość miejsca – kryterium w projektowaniu architektonicznym*, PL Lublin 2011.
- [16] Zaidler-Janiszewska A., *Pisanie miasta*, Wydawnictwo Fundacji Humanior, Poznań 1997.

Architecture respecting the place

Jan Wrana

Lublin University of Technology, Faculty of Civil Engineering and Architecture, SPA

Abstract: An architect undertaking some creative activity “today”, touches “the future”, and tomorrow our interference directed towards “the future” will be nothing else but “the past”. Therefore, while thinking about architecture as a constant cultural message concerning the place, the architect-creator is obliged to collect and analyse the research material in order to take accurate project decisions. Nowadays, after the thorough analysis of research material, treating the result of our creative activities as a spatial message, we expect social allowance and acceptance for proposing new expressive forms, which create the processed message codes.

Keywords: architecture respecting the place, the chance for its lasting.

Energetyczny audyt miejski, z wykorzystaniem szablonu MDN/R+E, jako instrument planowania oszczędności energetycznej w mieście

Anna Ostańska, Katarzyna Taracha

*Katedra Architektury, Urbanistyki i Planowania Przestrzennego,
Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
e-mail: a.ostanska@pollub.pl, katarzyna.taracha@gmail.com*

Streszczenie: Zespół badawczy podjął prace nad stworzeniem dla Lublina Energetycznego Audytu Miejskiego (zwanego dalej EAM). Powstałe w ten sposób opracowanie jest zbiorem danych na temat zabudowy, licznych analiz struktury miasta i budynków mieszkalnych. Instrument EAM ma na celu wykazanie obecnego lub planowanego, szacunkowego zużycia energii w mieście i propozycje możliwych do zrealizowania działań oszczędności energetycznej. Całość opracowania EAM wraz z załącznikiem została wykorzystana, m.in. jako jedna z analiz przy opracowaniach planistycznych - *Studium uwarunkowań i kierunków zagospodarowania przestrzennego dla miasta Lublina*, wrzesień 2011. W artykule do omówienia EAM wykorzystano autorski szablon Możliwych Działań Naprawczych / Remontowych i Energooszczędnych (zwany dalej MDN/R+E) na przykładzie 11. kondygnacyjnego budynku prefabrykowanego.

Słowa kluczowe: termomodernizacja, energooszczędność, rewitalizacja, efektywność energetyczna.

1. Wstęp

W ostatnich latach powszechnym stał się widok termomodernizowanych budynków mieszkalnych. Obecnie większość wielorodzinnych osiedli z lat 70-80. jest po lub w trakcie takich działań. Najczęściej polegają one na wykonaniu izolacji termicznej i poprawie estetyki elewacji. Pytanie: Na ile ocieplenie pozwoli zaoszczędzić energię w mieście, i czy to już wystarczy?

Na tegorocznej krakowskiej konferencji PLGBC, która odbyła się w listopadzie padło stwierdzenie, będące uzasadnieniem inwestowania w modernizację budynków eksploatowanych, zrealizowanych w latach 70.-80.: *Najbardziej ekonomiczne i ekologiczne są te budynki, które już istnieją*. Należy zauważyć, że nasz kraj nie posiada znaczącej rezerwy mieszkaniowej, a 48% ludności mieszka w budynkach wielorodzinnych. Natomiast fakt szacunku użytkowników dla przestrzeni osiedla oraz przywiązania do miejsca wskazuje na to, że stawianie nowych obiektów kosztem przesiedlania mieszkańców z eksploatowanych budynków w Polsce jest po prostu nieopłacalne.

Jak wykazały badania ITB publikowane w 1996r. i prowadzone, na terenie Lublina od 2002 r.¹, większość budynków wielorodzinnych wykonanych w latach 70. XX wieku, póki co, jest w dobrym stanie technicznym, a po ociepleniu trwałość ich będzie zapewne wydłużona. Problemem jest jednak nadal, w tych budynkach, wysokie zapotrzebowanie na energię ciepłą, którego nie da się wyeliminować tylko dociepleniami. Poprawnie przeprowadzona termomodernizacja może być wyjściem z tego impasu, ale czy termomodernizacja to tylko ocieplenie elewacji?

W artykule przedstawiono syntezę, jak w opracowaniu EAM pomoc może usystematyzowanie działań do zakresu wynikającego z szablonu MDN/R+E, który uwzględnia zarówno działania remontowe, jak i energetyczne, czyli służące poprawie jakości życia mieszkańców, ale nie tylko przez polepszenie warunków zamieszkania, lecz również przez zmniejszenie kosztów utrzymania budynków.

Szerzej szablon MDN/R+E i zasady metodologii EAM autorki opisały już odrębnie w grudniu 2011 w artykułach [6,9]. W niniejszym artykule pokazano „ścieżkę” zastosowania opracowanego szablonu bezpośrednio w EAM.

2. Energetyczny Audyt Miejski (EAM)

Zespół naukowy, pod przewodnictwem dr hab. inż. arch. Janiny Kopietz-Unger, prof. UZ, postawił sobie za cel opracowanie instrumentu pozwalającego na określenie zużycia energii dla konkretnej jednostki urbanistycznej. Prace nad Energetycznym Audytem Miejskim dla Lublina prowadziła dr inż. Anna Ostańska wraz z zespołem².

W ramach Zadania badawczego nr 1: Analiza możliwości i skutków socjoekonomicznych wzrostu efektywności energetycznej w budownictwie, umowa Nr SP/B/1/91454/10, NCBiR 2010. Stworzono nowatorski model Energetycznego Audytu Miejskiego. Metodologię opracowania oparto, m.in. na algorytmie sporządzenia audytu energetycznego dla budynku zgodnie z RMI z dnia 17 marca 2009 r. w sprawie audytu energetycznego [1] i algorytmu rewitalizacji [3]. Skupiono się przede wszystkim na zabudowie mieszkalnej, a w szczególności wielorodzinnej. Rozważania nad potrzebą stworzenia ujednoliconego, przystępnego i ogólnodostępnego schematu planowania oszczędności energetycznych w mieście związane były z koniecznością osiągnięcia celu indykatywnego oszczędności energii zgodnie z wymaganiami Dyrektywy 2006/32/WE [2], tj. 9% w roku 2016 w stosunku do roku 2007.

2.1. Metodologia EAM

Lubelski zespół podjął się opracowania ciągu logicznego- algorytmu EAM, z wykorzystaniem szablonu MDN/R+E, przedstawionego w wersji uproszczonej na Rys. 1.

Zabudowę miejską poddano obserwacji i scharakteryzowano jako zbiór powtarzających się elementów o zbieżnych cechach.

Następnie wyszczególniono tylko te analizy, które miały znaczący wpływ na współczynnik EK określający zapotrzebowanie obiektu na energię dla potrzeb użyt-

1 Wielokrotnie przytaczane w publikacjach współautorki (A.O.).

2 mgr inż. Konrad Bąbol i mgr inż. arch. Katarzyna Taracha.

kowych. Podjęto starania mające na celu określenie stanu techniczno-energetycznego grupy obiektów reprezentatywnych. W ramach badań w Lublinie i okolicy przeanalizowano ponad 18. tys. obiektów: wielorodzinnych, jednorodzinnych i usługowych. Przy czym skatalogowano 40. obiektów zestawiając dane z audytów archiwalnych. W budynkach tych wykonano wizje lokalne i przeprowadzono analizę dokumentów archiwalnych oraz badania „In situ” i termowizyjne, sporządzono też dokumentację: fotograficzną i termograficzną, które przeanalizowano i oceniono pod kątem uzyskanej efektywności energetycznej³. Ostatecznie stworzono bazę danych, 32. budynków, na temat Lubelskiej zabudowy wielorodzinnej, zarówno tradycyjnej, jak i uprzemysłowionej.

Na podstawie przeprowadzonych analiz pogrupowano zabudowę pod kątem przyjętych parametrów: wieku budynków (Rys. 2), technologii realizacji (Rys. 3) i sposobu zasilania w energię ciepłą (Rys. 4), co opisano szerzej w p. 2.3. Po zestawieniu występujących zależności wybrano obiekty reprezentatywne, będące przedstawicielami wszystkich zaistniałych w badaniach zależności (Rys. 5). Wyniki otrzymane dla wybranych, na terenie Lublina, 9. reprezentantów przeliczone w stosunku ważonym na [m²] wszystkich obiektów w mieście o zbliżonych parametrach, dają obraz zużycia energii i możliwych oszczędności w całej strefie energetycznej.

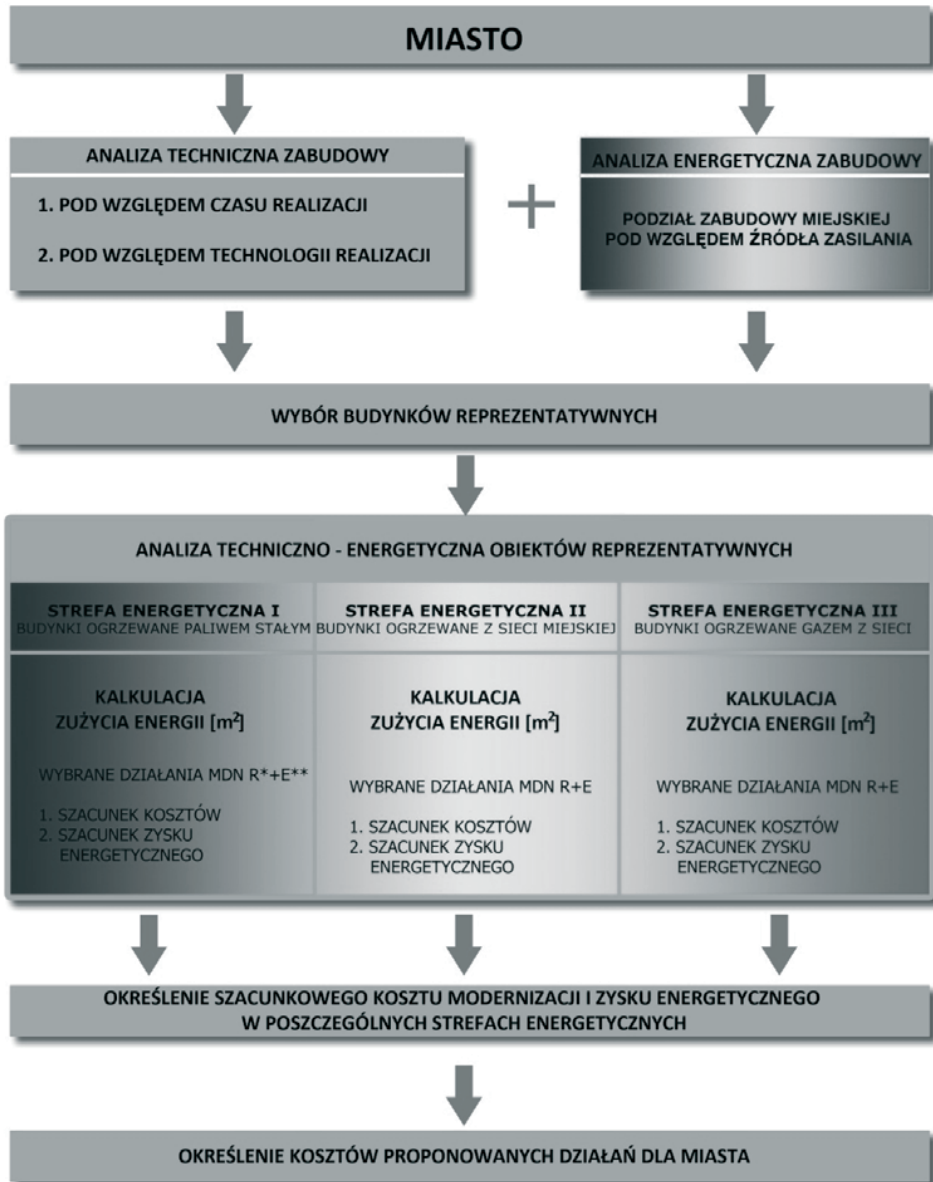
Uzyskane w ten sposób zestawienia dla zabudowy w kolejnych strefach energetycznych pozwoliły na oszacowanie możliwych oszczędności energetycznych planowanie kierunków rozwoju, polityki miejskiej oraz działań i inwestycji służących podniesieniu efektywności energetycznej.

Dokładność uzyskanych wyników za pomocą instrumentu EAM zależy od przyjętej skali opracowania (osiedle, dzielnica, miasto) jak też, od ilości przebadanych obiektów.

Zespół przystępując do pracy, wzorem algorytmu rewitalizacji [3], uznał za konieczne rozpoznanie preferencji samych użytkowników budynków wielorodzinnych. W tym celu przeprowadzono w wywiadzie bezpośrednim ankiety społeczne na terenie Lublina w ilości 245 sztuk w skali jednego osiedla o liczbie mieszkań 1557, co daje reprezentatywną próbę ponad 15%. Z każdego mieszkania pytano tylko jedną osobę, która wyraziła zgodę na udział w ankiecie. Analiza wyników badań ankietowych wykazała, m.in. że mieszkańcy są zainteresowani, możliwością oszczędzania energii w budynkach wielorodzinnych. Badania prowadzono w wywiadzie bezpośrednim, co umożliwiło wyjaśnienie ankietowanym, na czym polegają proponowane działania proenergooszczędne i ekologiczne.

Zdaniem ankietowanych najbardziej, spośród wielu zawartych w pytaniach, pożądanymi inwestycjami oszczędzającymi energię byłyby: montaż kolektorów słonecznych, paneli fotowoltaicznych oraz instalacja pomp ciepła (po 86%), nieco mniejszym zainteresowaniem cieszyły się propozycje instalacji wykorzystującej wtórny obieg wody (71%), system regulacji c.o. (50%), monitoring kontroli zużycia energii (48%) i dokończenie wymiany stolarki okiennej na PCV (43%), więcej szczegółów zamieszczono w [7].

³ Zgodnie ustawą o efektywności energetycznej [8]... z art.3. „Efektywność energetyczna to, m.in. stosunek uzyskanej wielkości efektu użytkowego danego obiektu,..., w typowych warunkach użytkowania lub eksploatacji, do ilości zużycia energii przez ten obiekt,..., niezbędnej do uzyskania tego efektu.”



Rys. 1. Algorytm EAM z wykorzystaniem szablonu MDN/R+E.

Fig. 1. CAE algorithm using the flowchart of possible improvements MDN/R+E template.

W trakcie wywiadu bezpośredniego zauważalne było duże zainteresowanie użytkowników alternatywnymi metodami pozyskiwania energii. Świadczyć to może o coraz większej popularyzacji ekologicznych rozwiązań. W większości przeprowadzanych wywiadów mieszkańcy wykazywali znajomość wyspecyfikowanych rozwiązań. Często też podejmowali polemikę na temat problemów energetycznych badanych obiektów i możliwości ich rozwiązania. Takie zainteresowanie lokatorów i deklaracja czynnego udziału w pracach bądź partycypacji to potencjał godny uwagi.

Działania uwzględniające czynnik społeczny służą udanej rewitalizacji, którą należy rozumieć nie tylko jako modernizację obiektów, ale także jako aktywizację i pobudzenie świadomości użytkowników, którego wynikiem jest poprawa warunków ich życia. Aspekt ten został częściowo zrealizowany poprzez pobudzenie świadomości ankietowanych w trakcie bezpośredniej rozmowy na temat rozwiązań energooszczędnych i odpowiedniego sposobu użytkowania lokali. Stwierdzono, że zarządzający rzadko wykorzystują możliwość bezpośrednich rozmów w tym zakresie. Choć autorkom są znane pojedyncze działania edukacyjne na terenie Lublina, za pomocą instrukcji eksploatacji dostarczanych mieszkańcom do skrzynek pocztowych.

2.2. Badania stanu technicznego zasobów mieszkaniowych

Pierwszym działaniem zgodnie z algorytmem (Rys. 1) było określenie stanu technicznego mieszkaniowej zabudowy miejskiej. Zbadano wiek zabudowy (Rys. 2), pośrednio determinuje on typologię-formę i styl zabudowy, a także technologię realizacji (Rys. 3).

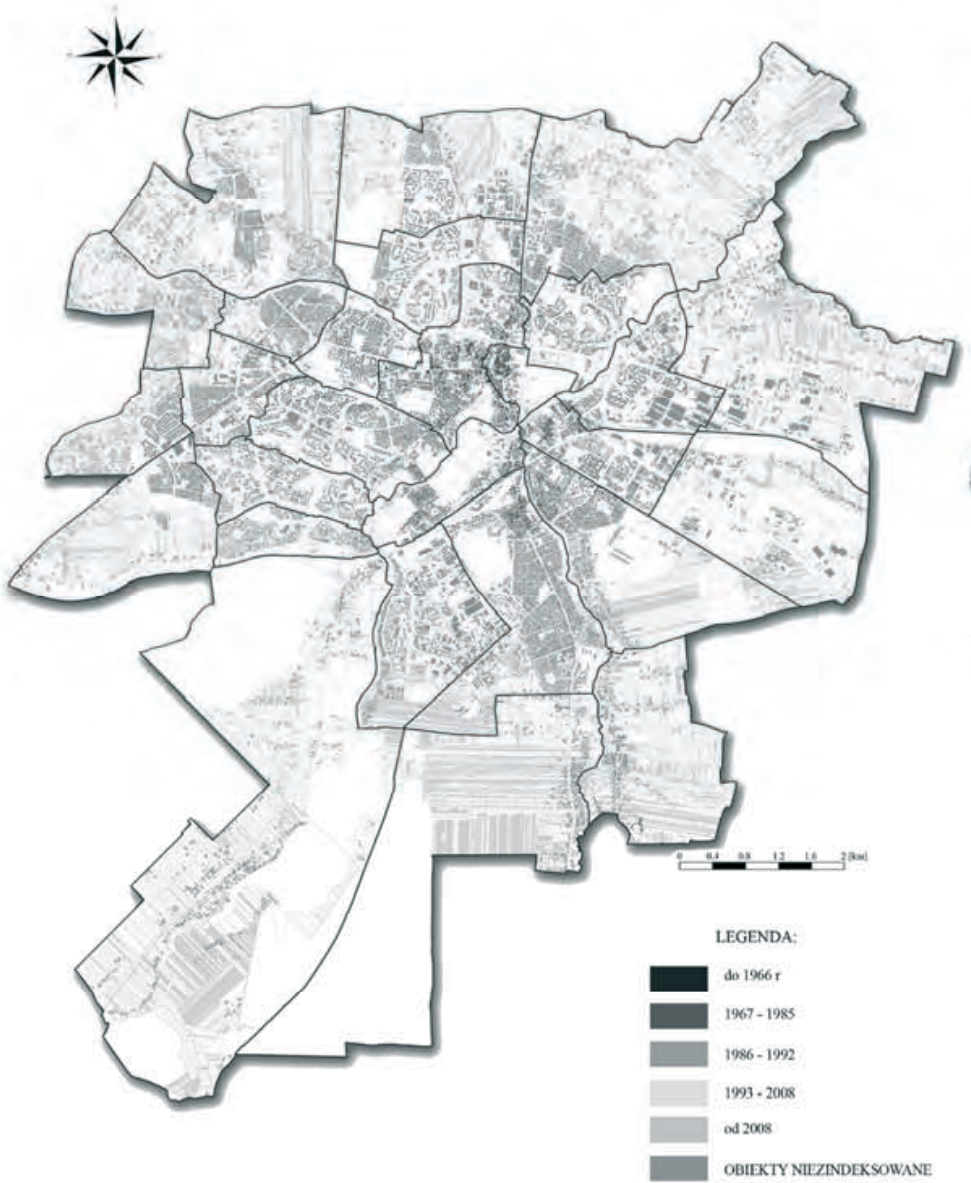
2.3. Podział miasta na strefy energetyczne

Następnym etapem prac w EAM było sklasyfikowanie zabudowy pod względem źródła zasilania w ciepło. Obszar miasta podzielono na trzy strefy energetyczne określające przeważające źródło zasilania obiektów w ciepło na poszczególnych obszarach co pokazano na rysunku 4. Wyszczególniono trzy strefy energetyczne, dla których wyróżniono różnorodny sposób zasilania budynków w ciepło:

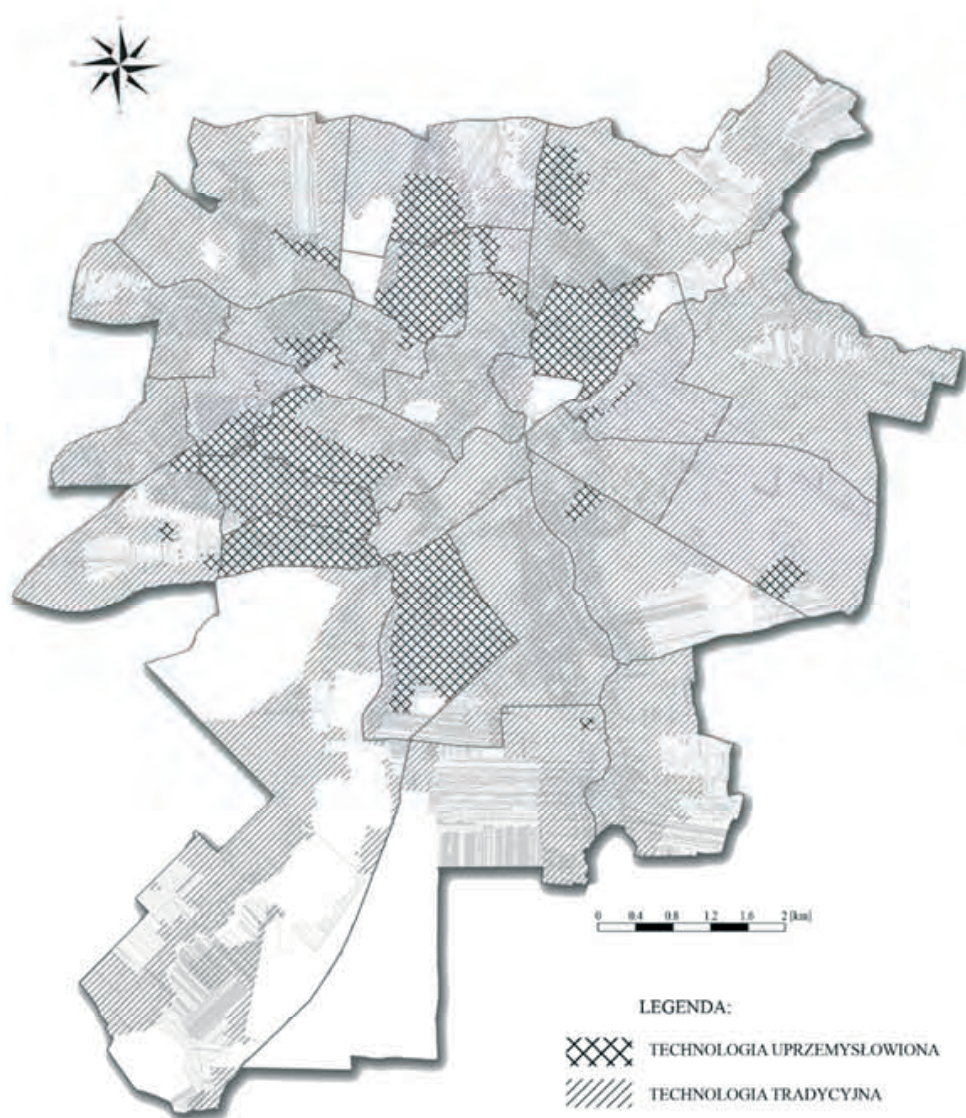
I – zwana czerwoną, w której główne źródło ciepła stanowi indywidualna kotłownia na paliwo stałe;

II – zwana żółtą, w której główne źródło ciepła źródło pochodzi z elektrociepłowni zasilającej sieci LPEC;

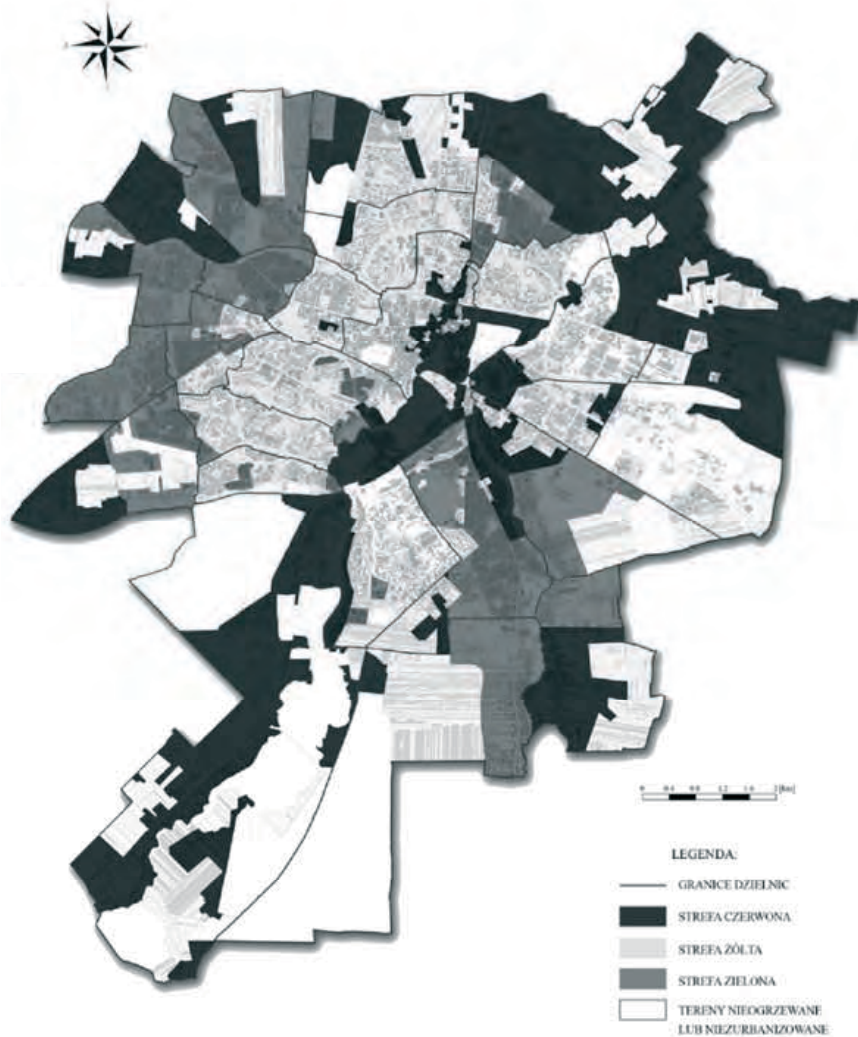
III – zwana zieloną, w której główne źródło ciepła stanowi lokalna kotłownia gazowa.



Rys. 2. Klasyfikacja zabudowy mieszkalnej miasta pod względem daty realizacji.
Fig. 2. Lublin housing stock age structure.



Rys. 3. Klasyfikacja zabudowy mieszkalnej pod względem technologii realizacji.
Fig. 3. Lublin housing stock according to construction methods.



Rys. 4. Rozmieszczenie stref energetycznych na terenie Lublina.

Fig. 4. „Energy zones” of Lublin.

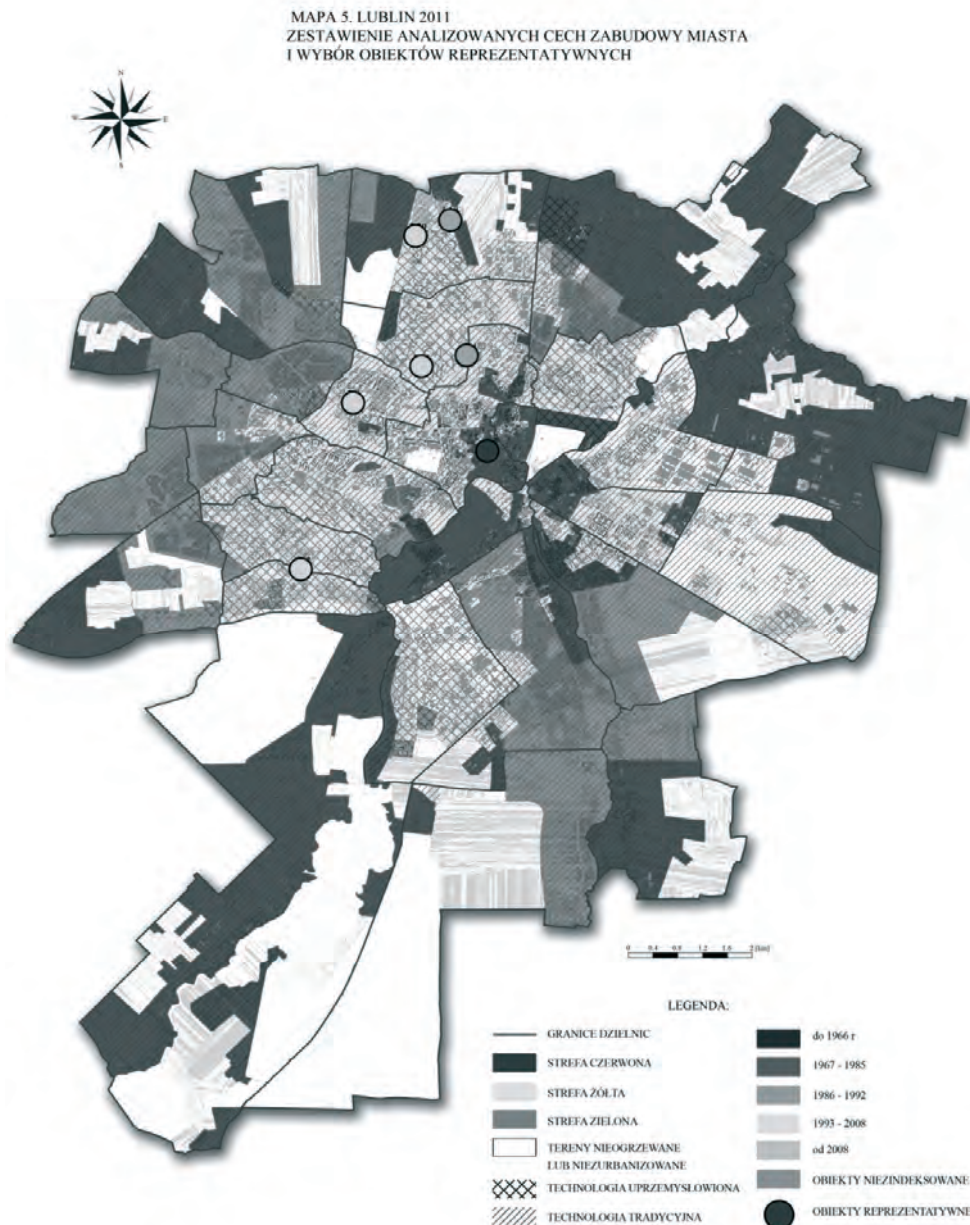
2.4. Ustalenie typoszeregów i wytypowanie obiektów reprezentatywnych

Na podstawie przeprowadzonych analiz m.in.: wieku zabudowy, technologii i przynależności obiektu do strefy energetycznej, pogrupowano zabudowę względem zbieżnych parametrów w typoszeregi. Celem tych badań było określenie wpływu i rozkładu parametrów energetycznych⁴ i ekonomicznych⁵ na jednostkę

⁴ W EAM uwzględniono, m.in. parametry energetyczne takie jak: procentowe zmniejszenie zużycia energii i kosztów jej zakupu...

⁵ W EAM uwzględniono, m.in. parametry ekonomiczne takie jak: nakłady inwestycyjne i prostą stopę zwrotu (SPBT)...

przestrzenną w mieście. Następnie wytypowano obiekty reprezentatywne będące przedstawicielami wyszukując związku między wybranymi parametrami (Rys. 5).



Rys. 5. Zestawienie analizowanych cech zabudowy miasta i wybór obiektów reprezentatywnych [7].

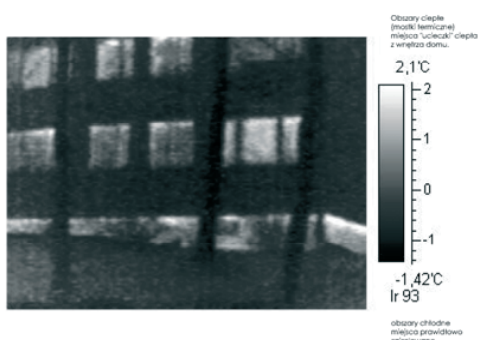
Fig. 5. List of analysed qualities of Lublin built environment and selection of representative buildings [7].

Obszerne zestawienie obiektów reprezentatywnych wraz z ich szczegółową analizą zamieszczono w załączniku graficznym do EAM [4]. W kartach załącznika

EAM zestawiono poszczególne obiekty, które opisano przedstawiając ich stan techniczny, dane audytowe, lokalizację w skali miasta i najbliższego otoczenia, analizę termograficzną, dokumentację fotograficzną, a także propozycje działań modernizacyjnych i energooszczędnych wraz z wizualizacją proponowanych rozwiązań modernizacyjnych (Rys. 6). Przykład takiej analizy szerzej omówiono w p. 2.5 dla budynku 11. kondygnacyjnego.

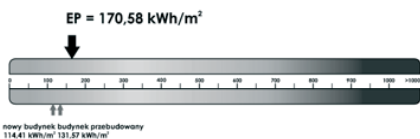
Charakterystyka energetyczna budynku

zdjęcie budynku wykonane kamerą termowizyjną



- Ogrzewanie: zdalaczynne z sieci miejskiej LPEC, zasilanie z grupowego węzła wymiennikowego w odrębnym budynku, wyposażona w automatykę pogodową
- Przygotowanie c.w.u.: węzeł ciepły zasilany z elektrociepłowni miejskiej
- Układ grzewczy: instalacja wykonana z rur stalowych, grzejniki żeliwne z zaworami termostaticznymi
- Wentylacja: naturalna, grawitacyjna

obliczeniowe zapotrzebowanie na nieodnawialną energię pierwotną



Zmniejszenie energochłonności



Rys. 6. Przykładowe strony załącznika do EAM dla Lublina przedstawiające analizę termograficzną oraz wizualizację proponowanych rozwiązań modernizacyjnych.

Fig. 6. A sample of Lublin CEA appendix – thermograms and visualisations of proposed retrofit solutions.

2.5. Możliwe działania naprawcze remontowe i energooszczędne (MDN/R+E) w skali budynku

Aktualnie prawo wymaga od zarządzających, gdy ubiegają się o dofinansowanie na termomodernizację, wykonanie audytu obiektu przed podjęciem działań modernizacyjnych (MDN/R+E zakres standard). Audytor ma obowiązek spełnienia wymogów rozporządzenia [1]. Jednak nie są wymagane przepisami i realizowane przez audytorów preaudyty⁶, które dałyby możliwość pełnego obrazu sytuacji

⁶ Preaudyty, to audyty 100%, które dają pełny obraz sytuacji techniczno-energetycznej budynków, czyli pokazują więcej niż wymagają obecnie obowiązujące przepisy dotyczące sporządzania audytów [1].

możliwych działań naprawczych (w tym remontowych i energetycznych). Często w audycie przewidywane są tylko rozwiązania stanowiące niezbędne minimum do spełnienia wymagań i na które stać inwestora. Zdaniem autorek jest to błąd, bo w zasadzie pomijane są w audytach możliwe do realizacji inwestycje z wykorzystaniem OZE, czyli nie pojawiają się wszystkie możliwe rozwiązania służące oszczędzaniu energii. Wykonanie pełnego audytu (na 100% MDN), podającego też rozwiązania architektoniczne i technologiczne dla całego budynku, może pomóc nie tylko w oszczędzaniu energii, ale i w efektywnym planowaniu takich działań. Pokazanie skali opłacalności wszystkich działań MDN/R+E dałoby inwestorowi możliwość strategicznego planowania inwestycji i wyznaczało kierunek długoterminowego działania.

W ramach analizy budynków reprezentatywnych wyróżniono dwa zakresy działań, tj. kwalifikowane do audytu i niekwalifikowane, czyli przynoszące polepszenie warunków zamieszkania. Na tej podstawie zestawiono możliwe działania naprawcze (MDN) w zakresie remontu (R) i/lub oszczędności energii (E) przyporządkowując je do trzech stanów energetycznych obiektu (Tabela 1). Opracowany autorski szablon MDN/R+E podano już w [5] dla niskiego budynku galeriowego i w [6] dla wielopłytowego wysokiego budynku punktowego. Pozwala on na wyspecyfikowanie działań służących osiągnięciu poszczególnych stanów energetycznych. Stan pierwotny oznacza minimalny zakres MDN/R – skupiający się głównie na remoncie. Drugi ze stanów zwany w opracowaniu standard dotyczy już zakresu MDN/R+E, ale tylko w zakresie obowiązującego rozporządzenia [1] dotyczącego sposobu wykonywania audytu energetycznego. Mimo możliwego wykorzystania energii z OZE nie ujęto tych działań w wykonanym audycie. Trzeci stan: energooszczędny oznacza, że w zakresie prac uwzględniono odnawialne źródła energii, jak też rozwiązania ekologiczne oraz inne mające na celu uzyskanie możliwie wysokiego poziomu oszczędności energetycznej.

Jednym z obiektów poddanych takiej właśnie analizie jest wielorodzinny budynek klatkowy z lat 70. W zakres zaproponowanych zmian wchodzi: zmiana balkonów wspornikowych na większe podwieszane o konstrukcji stalowej z wypełnieniem odpowiednią płytą kompozytową z warstwą antypoślizgową, wraz z wymianą stolarki otworowej, modernizacją instalacji c.o., a także ocieplenie cokołu, montaż odnawialnych źródeł w postaci instalacji solarnej na dachu i fotowoltaicznej na elewacji południowej.

Tabela 1. Zakres możliwych działań naprawczych MDN/ R+E dla 11. kondygnacyjnego wielopłytkowego budynku klatkowego.

Table 1. The scope of possible improvements (MDN/ R+E) for the analysed 11-storey prefabricated building.

Zakres rzeczowy możliwych działań naprawczych MDN/R+E w odniesieniu do planowanego stanu energetycznego budynku	Aktualny/Projektowany stan energetyczny		
	P	S	E
Montaż nawiewników higrosterowanych			x
Wymiana okien wraz z montażem nawiewników lub z nawiewnikami		x	
Wymiana drzwi zewnętrznych	x	x	x
Docieplenie ścian			x
Docieplenie ścian stykających się z gruntem			x
Docieplenie stropów nad piwnicami		x	x
Docieplenie stropodachów niewentylowanych			
Docieplenie stropodachów/dachów wentylowanych wentylowanych		x	x
Wymiana balkonów/loggi			x
Docieplenie pozostawionych mostków liniowych (balkony, naroża)			x
Płukanie instalacji c.o.	x	x	
Regulacja instalacji c.o.	x	x	
Ocieplenie rur/urządzeń c.o.		x	x
Wymiana instalacji c.o. (grzejniki płytowe, przewody, zawory termostaticzne, zawory podpionowe, armatura, izolacja)			x
Wykonanie instalacji mechanicznej wyciągowej (kratki, wentylatory)			x
Wykonanie układu solarnego (kolektory słoneczne, armatura)			x
Wykonanie układu fotowoltaicznego (panele fotowoltaiczne, armatura)			x
Wykonanie układu odzysku wody szarej (zbiorniki, armatura, instalacja do WC)			x
Wymiana instalacji elektrycznej			x
Montaż oświetlenia LED			x
Wymiana dźwigu osobowego na energooszczędny			x
Dokumentacja i nadzór dla wybranego zakresu MDN/R+E w odniesieniu do planowanego stanu energetycznego budynku	Aktualny/Projektowany stan energetyczny		
	P	S	E
Ekspertyza – ocena stanu technicznego			x
Audyt energetyczny lub remontowy, albo świadectwo charakterystyki energetycznej		x	x
Projekt docieplenia i kolorystyki elewacji (termomodernizacji)	x	x	x
Projekt wymiany balkonów i likwidacji pozostawionych mostków			x
Projekt wymiany instalacji c.o.			x
Projekt instalacji wentylacji mechanicznej			x
Projekt instalacji solarnej dla potrzeb c.w.			x
Projekt instalacji fotowoltaicznej dla potrzeb prądu wspólnego/produkcyjnych			x
Projekt instalacji szarej wody dla potrzeb wc			x
Projekt instalacji elektrycznej z zastosowaniem instalacji LED			x
Projekt przebudowy dźwigu osobowego z przystosowaniem dla osób niepełnosprawnych			x
Projekt zagospodarowania terenu i organizacja segregacji śmieci na terenie posesji			x
Nadzór inwestorski	x	x	x

Uwaga. Oznaczenia kolumn: P – pierwotny, S – standard, E – energooszczędny.



Rys. 7. Analizowany wysoki budynek wielkopłytkowy, a) stan obecny, narożnik północno-wschodni, b) wizualizacja MDN/R+E, narożnik południowo-zachodni.

Fig. 7. Analysed prefabricated block of flats a) current state – north-east corner, b) visualisation of MDN/R+E, south-west corner.

Na podstawie opracowanego szablonu MDN/R+E stwierdzono, że istnieje pilna potrzeba działań remontowych i energooszczędnych w analizowanym budynku prefabrykowanym. Realizacja ich może umożliwić utrzymanie kosztów eksploatacji odpowiednich na prawie niezmiennym poziomie. Wymaga to jednak środków finansowych. Osiągnięcie założonego celu efektywności energetycznej w skali budynku (u odbiorcy końcowego) może ułatwić, m.in. zarówno uzyskanie przez zarządcę „białych certyfikatów”, jak i przybliżenie do celu indykatorywnego, który Polska zobowiązała się osiągnąć jako członek UE.

Zdaniem autorki możliwa jest modernizacja budynku wielorodzinnego prefabrykowanego do poziomu energooszczędnego. Wymaga to jednak odpowiedniej polityki miejskiej. Konieczne jest pobudzenie do działań mieszkańców, zarządców i decydentów, gdyż od świadomego zarządzania, inwestowania i eksploatacji zależy jakość życia w budynkach wielorodzinnych. Trzeba uświadomić wszystkim, że ocieplenie budynków i niekiedy działania na instalacji c.o. czy c.w., to dopiero początek koniecznych do wprowadzenia zmian. W artykule omówiono koszty jakie trzeba ponieść w przypadku wykorzystania źródeł OZE, na przykładzie instalacji fotowoltaicznej, co omówiono szerzej w p. 2.5.1.

2.5.1. Instalacja fotowoltaiczna

Jedną z inwestycji, proponowanych w MDN/R+E jest zastosowanie instalacji fotowoltaicznej do zmniejszenia kosztów energii wspólnej. W artykule oszacowano liczbę ogniw fotowoltaicznych koniecznych do zasilenia w energię oświetlenia tak zwanych części wspólnych obiektu:⁷

⁷ Opracowano na podstawie wzorów zamieszczonych na: www.akumulatory-zelowe.pl

1. Napięcia pracy odbiorników w typowych ogniach pozwalają uzyskać napięcie stałe 12VDC lub 24VDC. W przypadku szczególnego zapotrzebowania należy zastosować odpowiednią przetwornicę.
2. Napięcia i czas pracy urządzeń wykorzystywanych w obiekcie w zakresie prądu wspólnego. Napięcie oświetlenia na klatkach schodowych, korytarzach i piwnicach oszacowano na 25080 Wh dziennie.

Tabela 2. Zestawienie oświetlenia na ciągach komunikacyjnych i w piwnicach.
Table 2. The summary of lighting in passageways and cellars.

Nazwa urządzenia	Liczba sztuk w obiekcie	Moc [W]	Średni czas pracy [h]	Razem [Wh]
LED (komunikacja)	122	20	10	24400
LED (piwnice)	68	20	0,5	680
RAZEM				25080

3. Minimalna pojemność akumulatora

$$25080 \text{ Wh}/12\text{V} = 2090 \text{ Ah}$$

Liczba pełnych cykli ma znaczący wpływ na zużycie akumulatora, przyjęto więc akumulator zdolny do zmagazynowania większej ilości energii, stąd wyliczoną pojemność pomnożono przez 1,5

$$2090 \text{ Ah} * 1,5 = 3135 \text{ Ah}$$

4. Wielkości ogniów.

Moc baterii słonecznej jaką należy zastosować, głównie zależy od okresu w jakim będziemy ją eksploatować. Jest to ściśle związane z ilością dostępnego promieniowania słonecznego. I tak należy przyjąć dla okresu:

Zima – 3h,

Wiosna lub Jesień – 8 h

Lato – 10 h

zatem cały rok – 5 h, w związku z tym wielkość baterii słonecznej będzie następująca:

Okres działania baterii słonecznych	Pojemność baterii/czas pracy	Minimalna wartość ogniów
Zima	3135 Ah/3 h= 1045 A	12V*1045 =12540 W = 12,54 kW
Wiosna/Jesień	3135 Ah/8 h= 391,87 A	12V*391,87 =4702,44 W = 4,70 kW
Lato	3135 Ah /10 h= 313,5 A	12V*313,5 =3762 W = 3,76 kW
Cały rok	3135 Ah/5 h= 627 A	12V*627 =7524 W = 7,52 kW

Wartość mocy baterii słonecznych podawana jest dla napięcia maksymalnego, lub maksymalnego napięcia w punkcie mocy, w związku z tym średnio przyjmuje się wartość roczną mnożoną przez 1,5 jednostki. Co w analizowanym przypadku punktowca wynosi: 7,52 kW * 1,5 = 11,28 kW - wyłącznie dla zasilania oświetlenia ciągów komunikacyjnych. Przyjęto baterie docelową o mocy 12,3 kW i akumulator o mocy 3420 Ah. Na tej podstawie przyjęto ogniwa o mocy 130W.

5. Potrzebna ilość paneli słonecznych dla zasilania wyłącznie oświetlenia ciągów komunikacyjnych wynosi: 12,3 kW / 0,13 kW = 94,62 ≈ 95

Zajmowana powierzchnia to: $95 \cdot 1,483 \cdot 0,655 = 92,28 \approx 93 \text{ m}^2$

zatem szacunkowy koszt paneli: $95 \cdot 1815 = 172425 \text{ zł}$

a liczba potrzebnych akumulatorów (100 Ah): $3135 \text{ Ah}/100 \text{ Ah} = 31,35 \approx 32$

czyli koszt akumulatorów: $32 \cdot 720 = 23040 \text{ zł}$,

do tego koszt przetwornicy z 12 V dc na 230V ac:

Przetwornica 12V/24V/230V – 1600VA koszt: 5000 zł

6. Ostatecznie suma kosztów na podstawie danych firmy realizującej usługę montażu instalacji fotowoltaicznej wynosi:

$172425 \text{ zł} + 23040 \text{ zł} + 5000 \text{ zł} = 200465 \text{ zł} + \text{instalacja} + \text{sterowanie}$
 $\approx 208.500,00 \text{ zł}$.

Na podstawie uzyskanych wyników proponuje się montaż na południowej elewacji, 95 sztuk ogniw fotowoltaicznych zajmujących powierzchnię 93 m^2 . Obliczenia zaokrąglano do góry w związku z czym zakłada się taką ilość jako wystarczającą do zasilenia oświetlenia klatek schodowych i piwnic, w analizowanym 11. kondygnacyjnym budynku wielorodzinnym.

2.5.2. Inne działania MDN/R+E

Na podstawie analizy w p. 2.5.1 stwierdzono, że zastosowanie instalacji fotowoltaicznej do produkcji prądu wspólnego (ciągi komunikacyjne i piwnice) w analizowanym budynku prefabrykowanym jest możliwe. Wstępne wyliczenia dotyczące zastosowania takiej instalacji wskazują, że zysk energetyczny z tego typu instalacji może wynieść ok. 1,6 toe/rok. Jest to tylko jedno z możliwych do rozważenia działań w 11. kondygnacyjnym budynku prefabrykowanym.

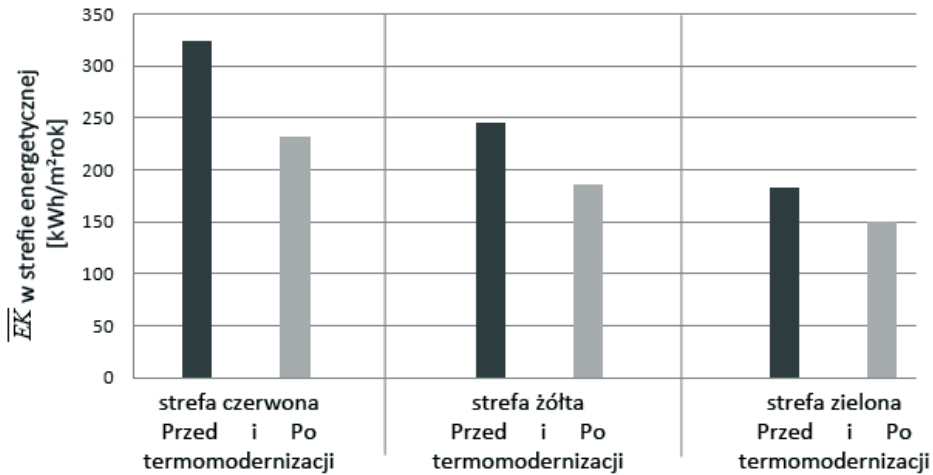
Do innych działań należy zaliczyć wymianę oświetlenia na LED-owe (realizowaną już w niektórych budynkach na terenie Lublina) czy montaż instalacji solarnej, której opłacalność szczegółowo analizowała już Życzyńska w [10]. Wszystkie możliwe działania naprawcze wymagają precyzyjnych wyliczeń, które winny być oparte na danych archiwalnych i bieżących uzyskanych bezpośrednio od właścicieli lub zarządców, ewentualnie dostawców mediów.

Ostatecznie suma możliwego do uzyskania zysku energetycznego, w skali budynku, w wyniku realizacji zaleceń MDN/R+E stanowi podstawę do uwzględnienia przy szacowaniu zysku energetycznego w skali analizowanej strefy, a następnie miasta.

2.6. Możliwe działania służące oszczędności energii w skali miasta

W opracowaniu EAM zestawiono dane audytowe budynków reprezentatywnych, co dało możliwość oszacowania zużycia energii dla każdej z przyjętych stref, a pośrednio również kosztów modernizacji i poziomu prognozowanego zysku energetycznego. Na tej podstawie oszacowano średnioważony współczynnik \overline{EK} dla badanych grup obiektów w dwóch stanach: przed i po termomodernizacji na poziomie standard (Rys. 8). Na podstawie zestawienia wartości audytowych zauważono, że największe zużycie energii końcowej dla celów ogrzewczych budynków jest w strefie I, natomiast najmniejsze zużycie i to zarówno przed, jak i po termomo-

modernizacji przeprowadzonej na poziomie standard jest w strefie energetycznej III. Potwierdza to fakt, że budynki z pierwszej połowy XX wieku były realizowane bez wymagań standardowych dla przegród zewnętrznych, a z lat 80. XX w. budynki spełniają już lepszą jakość przegród pod względem przenikalności cieplnej. Inwestowanie w budynki ze strefy I pozwoli w znaczący sposób zmniejszyć zapotrzebowanie na energię ciepłą i uzyskać lepszą efektywność energetyczną, niż w strefie III. Uzyskać to można za pomocą niewiele większych środków finansowych w skali poszczególnych budynków.



Rys. 8. Średnia ważona \overline{EK} w strefie energetycznej.

Fig. 8. The energy zones' weighted average \overline{EK} .

Określono możliwe do uzyskania zmniejszenie zapotrzebowania na energię w przeliczeniu na 1 m² obiektu. Potencjał spadku jednostkowego zużycia \overline{EK} podano na przykładzie działań w zakresie standard, co zaczerpnięto z [7] i zamieszczono w Tabeli 3.

Tabela 3. Zestawienie planowanego zmniejszenia zapotrzebowania na energię w wyniku proponowanych działań w skali strefy.

Table 3. Planned reduction of energy demand as a result of retrofit measures at the zone level.

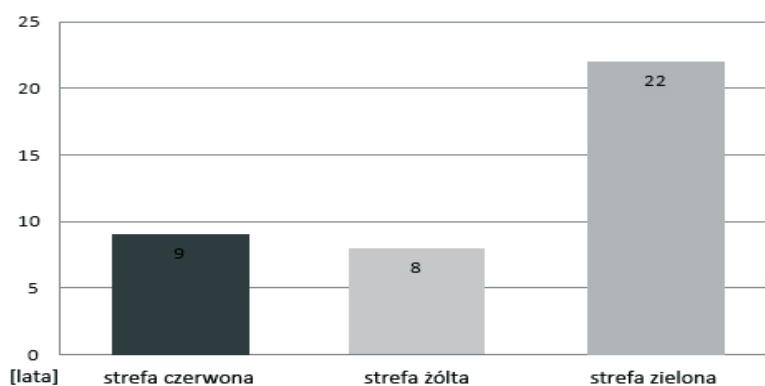
Prognoza zysku energetycznego do 2030		W strefie		
		Czerwonej	żółtej	zielonej
Kryteria zysku energetycznego				
Potencjał planowanych oszczędności	[%]	46	42	36
Spadek jednostkowego zużycia \overline{EK} dla reprezentanta	[kWh/m ² rok]	150,45	103,40	64,72
Powierzchnia użytkowa strefy ¹	[m ²]	558.033,00	4.893.113,34	1.048.275,00
Planowane zmniejszenie zapotrzebowania na energię ciepłą w wyniku proponowanych działań MDN/R+E	[Toe]	7194,18	43354,58	5813,57

Średnioważony zysk energetyczny w skali miasta jest sumą oszczędności energii w poszczególnych strefach. Na podstawie analizowanych danych archiwalnych

i badawczych obliczono średnioważoną oszczędność energetyczną, która wynosi 35,10 kWh/m²rok, co zaczerpnięto z [9]. Przy czym całkowite szacunkowe zmniejszenie zapotrzebowania energii dla miasta Lublin przy założeniu, że wykonane zostaną wszystkie zalecenia MDN/R+E, może wynieść 56.362,33 toe⁸ – prognoza na 2030 rok.

Wprowadzenie proponowanych działań z zakresu MDN/R+E powinno być etapowane, gdyż zarządcy czy też właściciele w większości nie są w stanie wygenerować od razu całej potrzebnej kwoty. Sukcesywnie wdrażane działań energooszczędnościowych może w przyszłości, pośrednio generować zysk w budżecie osiedli, dzielnic i miasta. Koszt jednorazowej, kompleksowej modernizacji może być wysoki, jednak należy spojrzeć na problem perspektywicznie. Jedną z możliwości dofinansowania takich działań jest uzyskanie „białego certyfikatu”, wymaga to jednak podjęcia starań w kierunku oszczędności energii i ubieganie się o certyfikację. Pieniądze uzyskane ze sprzedaży certyfikatu mogłyby pokryć koszty dalszych działań energooszczędnych.

W ramach analizy kosztowej sporządzono kosztorysy działań MDN/R+E na podstawie cenników SEKOCENBUD oraz obliczono prostą stopę zwrotu (Rys. 9) dla proponowanych rozwiązań w poszczególnych strefach energetycznych.



Rys. 9. Zestawienie SPBT dla standardu w strefie: I - czerwonej, II - żółtej i III - zielonej [9].

Fig. 9. Calculation of simple pay-back time for the red, yellow and green zone.

Z zestawień wynika, że najdłuższym czasem zwrotu (22 lata) poniesionych kosztów charakteryzuje się strefa III - zielona. Uzasadnia to fakt, iż przeważa tam zabudowa realizowana w ostatnich latach, a co za tym idzie zwykle o dobrym bilansie energetycznym. Dlatego też zmniejszenie jej zapotrzebowania na energię wymaga zastosowania nowoczesnych, kosztownych technologii. Potwierdza to fakt, że działania modernizacyjne należy dobierać indywidualnie uwzględniając szacowany czas zwrotu nakładów.

3. WNIOSKI

Przedstawiona idea Energetycznego Audytu Miejskiego może być przyczynkiem do polemiki na temat zmniejszenia kosztów eksploatacji budynków dla c.o. i c.w. W czasie kiedy spotykamy się z ciągle rosnącymi kosztami energii ciepłej

⁸ 8 Tona ekwiwalentu ropy, 1 toe = 11,67 MWh.

zasadnym wydaje się być propagowanie oszczędności energii, co ułatwia szablony MDN/R+E.

Zaprezentowana metodologia EAM, z wykorzystaniem szablonu MDN/R+E, pozwala na prognozowanie kosztów i możliwych zysków energii w różnych skalach (miasto, dzielnica, osiedle, budynek) i na prognozowanie w dowolnym czasie planowanego poziomu zużycia energii. Narzędziem umożliwiającym osiągnięcie tego celu poprawy efektywności energetycznej może być zmniejszenie, rzędu 1%, dotychczasowego zapotrzebowania na energię w skali roku. Jest to możliwe, m.in. w wyniku likwidacji pozostawionych jeszcze mostków termicznych, realizacji zaleceń wynikających z badań społecznych, MDN/R+E i EAM, a także poprzez wpływanie na odbiorców końcowych za pomocą działań edukacyjnych, które uświadomią i ukierunkują potrzebę dalszych działań proenergooszczędnych. Jak wynika z obserwacji i doświadczeń podczas opracowania projektu dla NCBiR, zagadnienia te cieszą się dużym poparciem społeczeństwa i samorządów lokalnych. Całość opracowania EAM dla Lublina wraz z załącznikiem została wykorzystana już jako jedna z analiz przy opracowaniach planistycznych - *Studium uwarunkowań i kierunków zagospodarowania przestrzennego dla miasta Lublina*, wrzesień 2011.

LITERATURA

- [1] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 17 marca 2009 r. w sprawie szczegółowego zakresu i form audytu energetycznego oraz części audytu remontowego, wzoru kart audytów, a także algorytmu oceny opłacalności przedsięwzięcia termomodernizacyjnego.
- [2] Dyrektywa 2006/32/WE Parlamentu Europejskiego i Rady z dnia 5 kwietnia 2006 r. w sprawie efektywności końcowego wykorzystania energii i usług energetycznych oraz uchylająca dyrektywę Rady 93/76/EWG 1.
- [3] Ostańska A., *Podstawy metodologii tworzenia programów rewitalizacji dużych osiedli mieszkaniowych wzniesionych w technologii uprzemysłowionej na przykładzie osiedla im. St. Moniuszki w Lublinie*, Politechnika Lubelska, Monografie Wydziału Inżynierii Budowlanej i Sanitarnej Vol.1, Wydawnictwa Uczelniane Lublin 2009, s. 100-114.
- [4] Ostańska A., Taracha K., *Załącznik EAM dla Lublina*, Uniwersytet Zielonogórski na zlecenie NCBiR. Wrzesień 2011, maszynopis.
- [5] Ostańska A., Taracha K., *Analiza możliwości działań naprawczych służących oszczędzaniu energii na przykładzie galeriowca*, Miesięcznik PZiTb Przegląd Budowlany 9/2011, Warszawa 2011, s. 89-95.
- [6] Ostańska A., Taracha K., *Analiza możliwych działań naprawczych na przykładzie wysokiego budynku punktowego*, Miesięcznik PZiTb Przegląd Budowlany 12/2011, Warszawa 2011, s. 69-75.
- [7] Ostańska A., Taracha K., *Energetyczny audyt miejski dla Lublina*, Miesięcznik PZiTb Przegląd Budowlany 12/2011, Warszawa 2011, s. 38-45.
- [8] Ustawa z dnia 15 kwietnia 2011r. o efektywności energetycznej. Niniejsza ustawa dokonuje w zakresie swojej regulacji wdrożenia dyrektywy 2006/32/WE Parlamentu Europejskiego i Rady z dnia 5 kwietnia 2006r. w sprawie efektywnego wykorzystania energii i usług energetycznych oraz uchylającej dyrektywę Rady 93/76/EWG (Dz. Urz. UE L 114 z 27. 04.2006, s.64). Niniejsza ustawa zmienia ustawy: ustawę z dnia 7 lipca 1994r. – Prawo budowlane, ustawę z dnia 10 kwietnia 1997r. – Prawo energetyczne, ustawę z dnia 26 października 2000r. o giełdach towarowych, ustawę z dnia 27 kwietnia 2001 r. – Prawo ochrony środowiska, ustawę z dnia 29 czerwca 2007r. o zasadach pokrywania kosztów powstałych u wytwórców w związku z przedterminowym rozwiązaniem

umów długoterminowych sprzedaży mocy i energii elektrycznej oraz ustawę z dnia 29 października 2010 r. – o rezerwach strategicznych.

- [9] Ostańska A, Taracha K., *Energetyczny audyt miejski dla Lublina*. Miesięcznik PZiTb Przegąd Budowlany 12/2011, Warszawa 2011, s. 38-45.
- [10] Życzyńska A., Efekty wykorzystania kolektorów słonecznych do przygotowania ciepłej wody w budynkach wielorodzinnych. *Autobusy. Technika, Eksploatacja, Systemy Transportowe*. 10/2011, s. 465-475.

City energy audit based on research template MDN/R+E as the instrument of planning energy saving measures at urban level

Anna Ostańska, Katarzyna Taracha

*Lublin University of Technology, Faculty of Civil Engineering and Architecture,
Chair of Architecture, Urban Design and Spatial Planning,
e-mail: a.ostanska@pollub.pl, katarzyna.taracha@gmail.com*

Abstract: The aim of the research project was to develop a City Energy Audit (CEA) for Lublin, Poland. CEA collects information on the built environment and city infrastructure in a systematic way, and provides structural analyses with special focus on housing stock. The purpose of CEA is to provide reliable input for analysing current and future energy consumption patterns, i.e. the basis for planning effective and viable energy saving measures at urban level. The CEA's fitness for purpose was confirmed in practice – it was used by the local authorities in the process of preparing the *Study of the conditions and directions of spatial planning for the City of Lublin* in September 2011. To present the idea of applying CEA, the authors use their original template of Possible Retrofit/Repair and Energy Saving Measures (further referred to as MDN/R+E) and develop it into detailed solutions using the example of an 11-storey prefabricated block of flats.

Keywords: Energy retrofit, energy saving, urban renewal, energy efficiency.

Informacje dla autorów.

Objętość pracy nie powinna przekraczać 16 stron maszynopisu. Maszynopis należy przygotować w formacie A4, jednostronnie, z marginesem 2.5cm z każdej strony. Pracę należy nadsyłać pocztą (1 kopia maszynopisu i dyskietka zapisana w formacie MS-Word) lub drogą elektroniczną.

Układ pracy powinien być następujący: tytuł pracy, pełne nazwiska i imiona autorów, miejsce pracy wraz z adresem e-mail, streszczenie – do 200 słów, słowa kluczowe, właściwy tekst pracy z pierwszym rozdziałem stanowiącym wprowadzenie. Na końcu pracy należy zamieścić w języku angielskim: tytuł pracy, pełne nazwiska i imiona autorów, miejsce pracy wraz z adresem e-mail, abstract – do 200 słów, słowa kluczowe.

Wzory matematyczne należy pisać stylem matematycznym (najlepiej styl Euclid 10, zawarty w edytorze równań MS-Word), np.:

$$S_u(z, n) = \frac{4x_u(z)\sigma_u^2}{n[1 + 70.7x_u^2(z)]^{5/6}}$$

$$x_u(z) = L_{ux} \cdot \frac{n}{\bar{u}(z)}$$

W tekście należy umieszczać rysunki (tabele) czarno-białe z opisem i podpisem w języku polskim i angielskim.

Do tabeli i rysunków należy umieszczać odnośniki możliwie blisko ich występowania w tekście – Rys. 1, Tab. 1. Odnośniki do literatury należy umieszczać w tekście w następujący sposób: Matthews i Rawlings [1], Murakami [2], Patel i in. [3].

Zestawienie literatury należy umieścić na końcu pracy przed streszczeniem w języku angielskim, w kolejności cytowania w tekście, w następującej formie:

- [1] Matthews F.L., Rawlings R.D., *Composite materials: engineering and science*, London, Chapman and Hall, 1994.
- [2] Murakami S., *Comparison of various turbulence models applied to a bluff body*, J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 46-47 (1993) 389-402.
- [3] Patel V.C., Tyndall J., Yoon J. Y., *Laminar flow over wavy walls*, ASME J. Fluids Eng. 113 (1991) 523-538.

Information for authors.

The text may not exceed 16 typed pages. The manuscript should be typed in the A4 format, with the margins 2.5 cm on each side. The paper should be sent by mail (1 copy and diskette with Ms-Word file) or by e-mail.

The following paper layout should be used: title, authors full names, affiliation with e-mail, abstract (max. 200 words), key words, text of the paper with the introduction as the first chapter.

Equations should be typed using mathematical style (preferably Euclid 10 style in Ms-Word equation editor), for example:

$$S_u(z, n) = \frac{4x_u(z)\sigma_u^2}{n[1 + 70.7x_u^2(z)]^{5/6}}$$

$$x_u(z) = L_{ux} \cdot \frac{n}{\bar{u}(z)}$$

Figures and tables should be prepared monochromatic.

References to figures and tables should be placed close to its appearance in text – Fig. 1, Tab. 1. References to the literature should be cited by names and numbers: Matthews and Rawlings [1], Murakami [2], Patel et al. [3].

All references in the text must be listed at the end of the paper according to its appearance in the text:

- [1] Matthews F.L., Rawlings R.D., *Composite materials: engineering and science*, London, Chapman and Hall, 1994.
- [2] Murakami S., *Comparison of various turbulence models applied to a bluff body*, J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 46-47 (1993) 389-402.
- [3] Patel V.C., Tyndall J., Yoon J. Y., *Laminar flow over wavy walls*, ASME J. Fluids Eng. 113 (1991) 523-538.