Politechnika Lubelska
Wydział Inżynierii Budowlanej i Sanitarnej

BUDOWNICTWO I ARCHITEKTURA

Vol. 4 (1) 2009

Wydawnictwa Uczelniane
Lublin, 2009

Rada Redakcyjna

PRZEWODNICZĄCA – Anna Halicka

CZŁONKOWIE
M. Bevz, T. Ciężak, S. Fic, A. Flaga, M. Król, Z. Krzowski,
J. Kukiełka, M. Łagoda, H. V. Nguyen, T. Sadowski, A. Sobotka, B. Szmygin

Redakcja

A. Halicka, T. Lipecki

Adres redakcji

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

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

Strona internetowa czasopisma: www//wibis.pollub.pl
Czasopismo ukazuje się na stronach:
Biblioteki Cyfrowej Politechniki Lubelskiej: http://www.bc.pollub.pl/dlibra
BazTech: http://baztech.icm.edu.pl

Wydano za zgodą Rektora Politechniki Lubelskiej

ISSN 1899-0665

Wydawnictwo Politechniki Lubelskiej
Bernardyńska 13
e-mail: wydawnictwo@pollub.pl

Druk: Drukarnia Alf-Graf, ul. Kościuszki 4, 20-006 Lublin

SPIS TREŚCI
CONTENTS

Piotr Smarzewski:

Analiza numeryczna niesprężystych belek żelbetowych z betonu wysokiej wytrzymałości o niskim stopniu zbrojenia

Numerical analysis of inelastic reinforced high-strength concrete beams with low reinforcement ratio 5

Tadeusz Ciężak, Daniel Wałach:

Rozwarcie rys ukośnych w przypodporowej strefie belek wykonanych z betonu wysokowartościowego (BWW)

The width of skew cracks in the supported zone of beams made from High Performance Concrete (HPC) 31

Jerzy Szerafin:

Weryfikacja doświadczalna nowego równania przepływu dyspersji cementowej

Experimental testing of the new flow equation of cement dispersion 51

Małgorzata Litwin, Marcin Górecki:

Błędy wykonawcze podczas realizacji konstrukcji stalowych

Assembly mistakes of steel structures 63

Sławomir Karaś, Magdalena Sawecka:

The simple method of dynamic visco-elastic analysis of road structure on rheological foundation 73

Anna Ostańska:

Problemy rewitalizacji zespołów prefabrykowanej zabudowy mieszkaniowej na przykładzie osiedla im. Stanisława Moniuszki w Lublinie

Problems of revitalization of residential quarters of prefabricated buildings on the basis of Stanislaw Moniuszko quarter in Lublin 85

Elżbieta Pytlarz:

The history of renovation design of the front facade of the Main Post Office Building in Lublin..... 105

Jan Wrana:

Projektowanie w regionach odmiennych kulturowo – dialog o tożsamości..... 115

Jan Wrana:

Cracovian modernists - the 60 ties, 90 ties of the XX century - the returns.... 125

Budownictwo i Architektura 4 (2009) 5-30

Analiza numeryczna niesprężystych belek żelbetowych z betonu wysokiej wytrzymałości o niskim stopniu zbrojenia

Piotr Smarzewski

Politechnika Lubelska, Wydział Inżynierii Budowlanej i Sanitarnej,
Katedra Konstrukcji Budowlanych,
ul. Nadbystrzycka 40, 20-618 Lublin, e-mail: p.smarzewski@pollub.pl

Streszczenie: W artykule przedstawiono analizę wytężenia zginanych belek żelbetowych wykonanych z betonu wysokiej wytrzymałości o niskim stopniu zbrojenia. Modelowanie deformacji elementów pod obciążeniem statycznym do zniszczenia włącznie z uwzględnieniem nieliniowości fizycznych betonu i stali zbrojeniowej przeprowadzono z wykorzystaniem zasad metody elementów skończonych. W celu zweryfikowania przyjętych modeli materiałów konstrukcyjnych wyniki analiz numerycznych przedstawiono na tle wyników eksperymentalnych dostępnych w literaturze.

Słowa kluczowe: metoda elementów skończonych, elementy żelbetowe, belki.

1. Wprowadzenie

W ostatnich latach wraz z większą wydajnością systemów obliczeniowych oraz możliwością ich zastosowania w procesie analizy i projektowania konstrukcji inżynierskich nastąpił intensywny rozwój metod numerycznych używanych w zakresie obliczeń statycznych, wymiarowania i analizy zachowania konstrukcji aż do osiągnięcia przez nią stanów granicznych. Metody numeryczne są jedyną drogą do uzyskania praktycznie przydatnych rozwiązań w analizie złożonych ustrojów przestrzennych wykonanych z materiałów nie podlegających prawom liniowej sprężystości.

Ze wszystkich metod numerycznych najczęściej stosowana jest Metoda Elementów Skończonych, która stała się podstawowym narzędziem analizy w bardzo wielu dziedzinach naukowych i praktyce inżynierskiej. Polega ona na podziale kontinuum o nieskończonej liczbie punktów na skończoną liczbę elementów połączonych ze sobą w węzłach. Wszystkie zmienne w równaniu zagadnienia wyraża się przez przemieszczenia punktów węzłowych wyznaczane z układu równań algebraicznych. Wymaga to sformułowania zależności geometrycznych oraz przyjęcia związków konstytutywnych uzależniających składowe stanu naprężenia i odkształcenia. We współczesnym piśmiennictwie jest wiele monografii i artykułów poświęconych tej metodzie. Do podstawowych prac w tym zakresie należą monografie Zienkiewicza i Taylora [17], Crisfielda [6], Bathe [2], Kleibera [9], Boneta i Wooda [3].

Analiza wytężenia elementów konstrukcyjnych jest ważnym zagadnieniem mechaniki konstrukcji, szczególnie w odniesieniu do materiałów kruchych, gdyż

umożliwia ocenę jej bezpieczeństwa i optymalne projektowanie. Zwiększenie nośności elementów konstrukcyjnych wykonanych z materiałów kruchych uzyskuje się przez zastosowanie zbrojenia w postaci wiotkich prętów stalowych rozłożonych w materiale matrycy elementu w tych strefach, w których występują naprężenia rozciągające wywołujące zarysowanie materiału.

Dynamiczny rozwój techniki komputerowej stworzył również możliwości wykonania analiz nieliniowych dotyczących żelbetowych układów konstrukcyjnych ze szczególnym uwzględnieniem zróżnicowanych sprężysto-plastycznych charakterystyk materiałowych: betonu i stali, rzeczywistego układu zbrojenia, wzajemnej współpracy obu materiałów oraz symulacji mechanizmu zniszczenia elementów konstrukcyjnych. Jak dowiodła praktyka inżynierska, zrealizowane dotychczas konstrukcje z betonu, zaprojektowane bez wspomagania komputerowego, spełniają najczęściej swoje zadanie i nie uległy awariom, niemniej jednak różne wpływy fizyczne, takie jak skurcz, oddziaływania termiczne, naprężenia przyczepności i pełzanie lub geometryczne, takie jak złożony układ konstrukcyjny były oceniane w dużym stopniu jedynie na podstawie intuicji inżynierskiej. Prowadziło to często do znacznego przewymiarowania konstrukcji w celu zapewnienia im wymaganego bezpieczeństwa oraz odpowiednich walorów użytkowych.

Analiza zachowania belek żelbetowych wykonanych z betonu o wysokiej wytrzymałości była przedmiotem wielu prac doświadczalnych m.in. Taerwe [15], Pecce i Fabbrocino [11], Rashida i Mansura [12]. W kraju podstawową pracą w tym zakresie jest praca Kamińskiej [8], będąca źródłem wzorcowych wyników, do których odnoszone są własne rozwiązania teoretyczne.

Beton wysokowartościowy, czyli beton o wysokiej wytrzymałości i jednocześnie wysokiej szczelności, zawiera wszystkie składniki już wcześniej stosowane do betonów, ale dozowane w innych proporcjach. Szczegółowe informacje dotyczące klasyfikacji i właściwości tych kompozytów materiałowych na bazie cementu zostały przedstawione w monografii Aïtcina [1]. Niewątpliwie zastosowanie betonów wysokowartościowych w budownictwie będzie stale wzrastało zarówno ze względu na jego wysoką wytrzymałość, jak i na wysoki moduł sprężystości. Ponadto w bardzo wielu praktycznych zastosowaniach olbrzymie znaczenie ma wysoka odporność betonu wysokowartościowego na wpływy klimatyczne i oddziaływanie agresywnego środowiska związana z jego bardzo wysoką szczelnością. Specyficzne cechy betonów wysokowartościowych skłaniają ku konieczności podjęcia nie tylko badań doświadczalnych, ale również teoretycznych badań z zakresu konstytutywnego modelowania właściwości materiałowych, w szczególności modelowania zachowania zbrojonych elementów konstrukcyjnych oraz analizy mechanizmów wytężenia i zniszczenia konstrukcji wykonanych z takiego materiału.

Przedmiotem pracy są belki żelbetowe z betonu wysokiej wytrzymałości traktowane jako kompozycja materiałowa składająca się z matrycy betonowej wzmocnionej wiotkimi prętami stalowymi rozłożonymi dyskretnie w materiale matrycy.

Głównym celem pracy jest modelowanie mechanizmów zniszczenia belek żelbetowych obciążonych statycznie, procesów statycznego odkształcania belek żelbetowych wykonanych z betonu wysokiej wytrzymałości z uwzględnieniem nieliniowości fizycznych materiałów konstrukcyjnych betonu i stali zbrojeniowej.

Osiągnięcie tego celu wymagało zrealizowania celów szczegółowych, do których należą:

- opracowanie własnego modelu teoretycznego betonu dla materiału sprężysto-plastycznego z uwzględnieniem osłabienia materiałowego przy ściskaniu i rozciąganiu,
- opracowanie oryginalnych analiz zachowania przestrzennych belek żelbetowych z betonu wysokiej wytrzymałości pod obciążeniem statycznym,
- opracowanie efektywnej metody obliczeniowej długości łuku Crisfielda w analizach niezwykle gwałtowanych procesów zniszczenia: zarysowania i miażdżenia w celu dokładniejszego oszacowania pokrytycznego zachowania elementów konstrukcyjnych.

Zakres pracy obejmuje rozważania dotyczące modelowania niesprężystych właściwości materiałów, modelowania procesów odkształcania przestrzennych ustrojów konstrukcyjnych oraz opracowanie rozwiązań numerycznych.

2. Modelowanie właściwości materiałów konstrukcyjnych

2.1. Modelowanie właściwości betonu

2.1.1. Pięcioparametrowa powierzchnia graniczna betonu

Powierzchnię graniczną betonu przedstawiono za pomocą modelu pięcioparametrowego Willama i Warnke [16]. W celu opisania parabolicznego kształtu południków powierzchni granicznej model trójparametrowy uzupełniono o dodatkowe dwa parametry. Kryterium zniszczenia betonu w złożonym stanie naprężenia opisano wyrażeniem:

$$\frac{F}{f_c} - S \geq 0 \tag{1}$$

w którym: F – funkcja stanu naprężeń $\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}$ działających w kierunkach prostokątnego układu współrzędnych x, y, z, S - powierzchnia graniczna zależna od naprężeń głównych $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$, gdzie: $\sigma_1 = \max\left(\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}\right)$, $\sigma_3 = \min\left(\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}\right)$ i $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ oraz pięciu parametrów: f_c – wytrzymałości na ściskanie w jednoosiowym stanie naprężenia (wywołującej miażdżenie), f_t – wytrzymałości na rozciąganie w jednoosiowym stanie naprężenia (wywołującej zarysowanie), f_{cb} – wytrzymałości w stanie dwuosiowego ściskania (wywołującej miażdżenie), f_1 – wytrzymałości w stanie dwuosiowego ściskania nałożonej w stanie naprężenia hydrostatycznego σ_h^a oraz f_2 – wytrzymałości w stanie jednoosiowego ściskania nałożonej w stanie naprężenia hydrostatycznego σ_h^a.

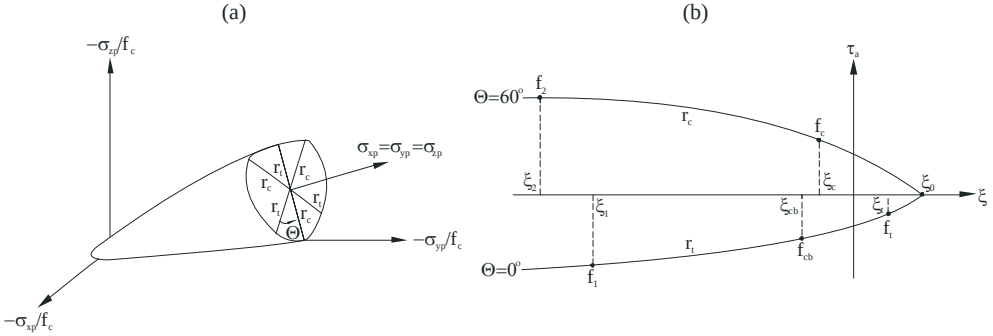
Powierzchnia graniczna betonu jest wykorzystywana jako kryterium zniszczenia zgodnie z następującą interpretacją. Materiał znajduje się w stanie zniszczenia, gdy nierówność (1) jest spełniona. Jako stany zniszczenia rozróżnia się stan zarysowania, jeżeli dowolne naprężenie główne jest rozciągające, oraz stan zmiażdżenia, gdy wszystkie naprężenia główne są ściskające. Powierzchnia graniczna S jest definiowana przez pięć parametrów wytrzymałościowych $f_c, f_t, f_{cb}, f_1, f_2$ i stan hydrostatycznego naprężenia σ_h^a.

Opis zniszczenia betonu określa się w czterech zakresach stanu naprężenia:

1. $0 \geq \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ (ściskanie-ściskanie-ściskanie),
2. $\sigma_1 \geq 0 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ (rozciąganie-ściskanie-ściskanie),
3. $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq 0 \geq \sigma_3$ (rozciąganie-rozciąganie-ściskanie),
4. $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \geq 0$ (rozciąganie-rozciąganie-rozciąganie).

W każdym zakresie stanu naprężenia, niezależne funkcje F_1, F_2, F_3, F_4 i S_1, S_2, S_3, S_4 opisują odpowiednio funkcję stanu naprężeń F i powierzchnię graniczną S. Funkcje te szczegółowo opisano w pracach [13, 14] w każdym zakresie stanu naprężenia.

Powierzchnię graniczną i interpretację graficzną promieni przekroju dewiatorowego r_t, r_c w zależności od parametrów wytrzymałościowych ξ i kąta Lodego θ przedstawiono na Rys. 1.



Rys. 1. Konstrukcja powierzchni granicznej: (a) w obszarze naprężeń głównych i (b) w przekroju hydrostatycznym.
Fig. 1. Spatial failure surface: (a) in principal stress space and (b) in hydrostatic section.

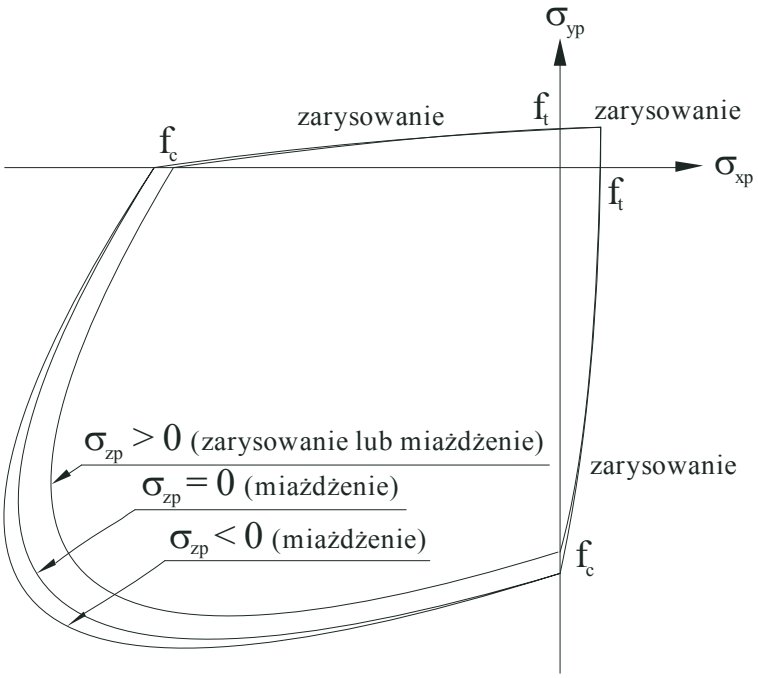
Promień przekroju dewiatorowego r_t jest określony przez parametry a_0, a_1, a_2 dobrane w taki sposób, aby f_t, f_{cb}, f_1 leżały na powierzchni granicznej. Promień przekroju dewiatorowego r_c jest wyrażony przez parametry b_0, b_1, b_2 określone na podstawie zależności zachodzących wzdłuż południka ściskania przy $\theta = 60^0$. Wartości f_1, f_2 dobrano na poziomie stanu hydrostatycznego naprężenia dla konstrukcji rzeczywistej σ_h^a. Powierzchnia graniczna jest wypukła, jeśli wartości parametrów spełniają silnie ograniczające nierówności:

$$\begin{aligned} &a_0 > 0, a_1 \leq 0, a_2 \leq 0 \\ &b_0 > 0, b_1 \leq 0, b_2 \leq 0 \\ &0,5 < \frac{r_t}{r_c} < 1,25 \end{aligned} \tag{2}$$

Model powierzchni granicznej opisany powyżej łatwo redukuje się do prostszych modeli powierzchni granicznych: cylindra Misesa, gdy: $a_0 = b_0$, $a_1 = b_1 = a_2 = b_2 = 0$, stożka Druckera-Pragera, gdy: $a_0 = b_0$, $a_1 = b_1$, $a_2 = b_2 = 0$,

stożka z nieobrotową podstawą, gdy: $\frac{a_0}{b_0} = \frac{a_1}{b_1}$, $a_2 = b_2 = 0$ lub stożka z krzywoliniowymi tworzącymi i nieobrotową podstawą, gdy: $\frac{a_0}{b_0} = \frac{a_1}{b_1} = \frac{a_2}{b_2}$. Wartości parametrów charakteryzujących ten model są łatwe do wyznaczenia na podstawie standardowych prób wytrzymałościowych. Zawiera on wszystkie trzy niezmienniki naprężeń w równoważnej formie naprężeń średnich σ_h, F i kąt Lodego θ.

Na Rys. 2 przedstawiono powierzchnię graniczną w dwuosiowym stanie naprężenia po zrzutowaniu na płaszczyznę $\sigma_{xp} - \sigma_{yp}$ w obszarze największych niezerowych naprężeń normalnych σ_{xp}, σ_{yp}. Stany bezpiecznej pracy materiału znajdują się wewnątrz tej powierzchni, której ewolucja będzie reprezentować wzmocnienie lub osłabienie materiałowe. Osiągnięcie przez ścieżkę naprężenia powierzchni granicznej skutkuje wzrostem odkształceń bez zmiany naprężenia lub osłabieniem materiałowym opisującym spadek naprężeń. Na powierzchni granicznej natomiast są położone punkty odpowiadające zniszczeniu w funkcji znaku naprężenia normalnego σ_{zp} w kierunku *z*. Fizycznie niemożliwy jest stan, któremu odpowiada punkt położony na zewnątrz ograniczonego obszaru. Jeżeli w kierunkach *x*, *y* występuje ściskanie ($\sigma_{xp} < 0$, $\sigma_{yp} < 0$), a w kierunku *z* rozciąganie ($\sigma_{zp} > 0$), to rysa powstanie w płaszczyźnie prostopadłej do naprężenia rozciągającego σ_{zp}. Materiał zostanie zmiażdżony, gdy wartość naprężenia normalnego jest nieznacznie mniejsza lub równa zero ($\sigma_{zp} \leq 0$). Moduł sprężystości zmiażdżonego elementu materiału matrycy betonowej we wszystkich kierunkach jest równy zero.

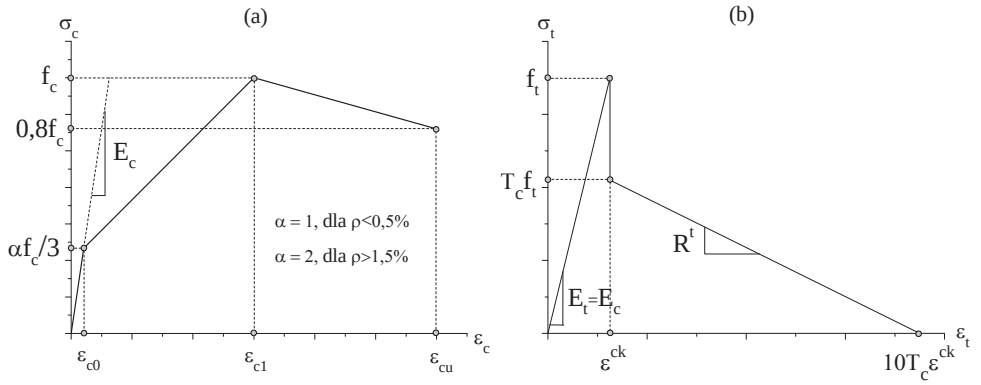


Rys. 2. Powierzchnia graniczna w obszarze naprężeń normalnych w dwuosiowym stanie naprężenia.
Fig. 2. Failure surface in principal stress space with biaxial stress.

2.1.2. Propozycja własna prawa ewolucji powierzchni granicznej w przestrzeni naprężeń

Równania opisujące krzywą zależności pomiędzy odkształceniami i naprężeniami są bardzo użyteczne w zastosowaniach do analizy konstrukcji. Interpretując wyniki analiz numerycznych belek żelbetowych z betonu o wysokiej wytrzymałości zauważono, że zastosowanie proponowanych literaturowych równań opisujących zależności pomiędzy odkształceniami i naprężeniami prowadzi do znacznego zmniejszenia granicznych ugięć konstrukcji. Mniejsze krzywizny graniczne oznaczają zmniejszenie możliwości redystrybucji sił wewnętrznych w konstrukcji, niekorzystne z punktu widzenia jej bezpieczeństwa.

Na Rys. 3 na podstawie przeprowadzonych doświadczeń numerycznych belek żelbetowych w konfrontacji z wynikami doświadczalnymi belek żelbetowych przedstawionymi w pracy Kamińskiej [8] zaproponowano własną koncepcję zachowania betonu o wysokiej wytrzymałości w stanie jednoosiowego ściskania i rozciągania w konstrukcji żelbetowej. Istotą własnej zależności naprężenie-odkształcenie dla betonu jest uwzględnienie w stanie jednoosiowego ściskania fazy sprężysto-plastycznego wzmocnienia i fazy osłabienia materiałowego oraz potwierdzonej doświadczalnie m.in. przez Pecce, Fabbrocino [11] i Kamińską [8] obserwacji o znacznie większych wartościach granicznych odkształceń uzyskanych w konstrukcjach niż na próbkach, związanych ze zbrojeniem konstrukcji i efektem skali.



Rys. 3. Propozycja zależności naprężenie-odkształcenie dla betonu: (a) w stanie jednoosiowego ściskania, (b) w stanie jednoosiowego rozciągania.

Fig. 3. Proposal stress-strain relationship for concrete: (a) in uniaxial compression, (b) in uniaxial tension.

Zakres fazy sprężystej w betonie przy ściskaniu jest uzależniony od stopnia zbrojenia konstrukcji i wytrzymałości betonu. Dla betonu o wysokiej wytrzymałości przy wysokim stopniu zbrojenia większym od 1,5 % założono liniowy przebieg funkcji naprężenie-odkształcenie przy ściskaniu do ok. 70 % wartości granicznej wytrzymałości na ściskanie f_c. Związany jest on również z bardziej sztywnym zachowaniem betonu wysokowartościowego niż betonu zwykłego z powodu większej wytrzymałości warstwy kontaktowej kruszywo-matryca i mniejszą ilością mikrospękań. Powyżej występuje faza sprężysto-plastycznego wzmocnienia matrycy betonowej z liniowym przyrostem naprężenia do granicznej wytrzymałości na ściskanie f_c. Po jej osiągnięciu beton ulega osłabieniu do 80 % wartości granicznej

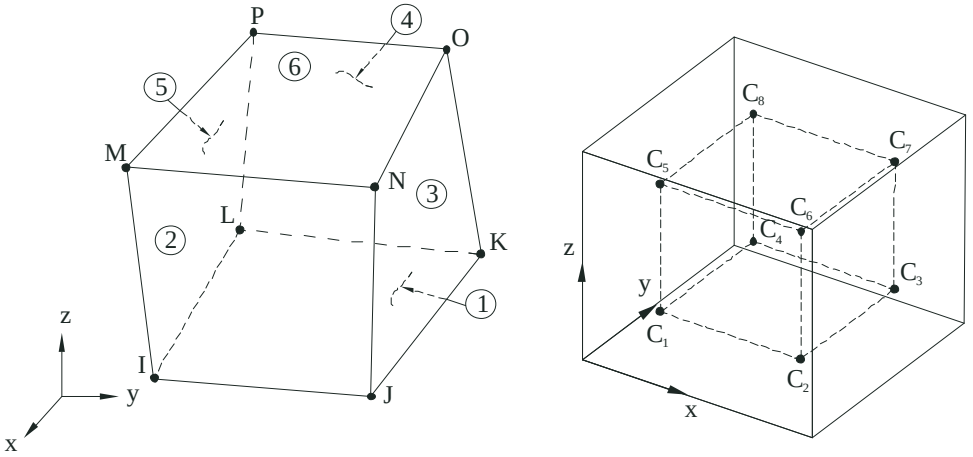
wytrzymałości na ściskanie przy granicznym odkształceniu ε_{cu}, a gałąź krzywej opada łagodnie w obszarze osłabienia materiałowego.

W wielu modelach powstałych w oparciu o badania próbek opadająca część krzywej jest tym mocniej nachylona im wyższa jest wytrzymałość betonu, co świadczy o większej kruchości betonu wysokiej wytrzymałości. Ta prawidłowość nie zawsze jednak znajduje odzwierciedlenie w zachowaniu betonu w żelbetowych elementach konstrukcyjnych. Ponadto wyniki badań doświadczalnych wykazały, że obawy o niską odkształcalność betonu wysokiej wytrzymałości w elementach konstrukcyjnych są nieuzasadnione. W badaniach Kamińskiej [8] stwierdzono, że w tych elementach, które uległy zniszczeniu przez zmiażdżenie betonu strefy ściskanej, odkształcenia betonu osiągały aż 6 ‰ i były dwukrotnie wyższe niż odkształcenia niszczące rejestrowane na próbkach, co jest korzystne z punktu widzenia bezpieczeństwa konstrukcji. Przyjęcie zbyt małych możliwości odkształcania się betonu wysokiej wytrzymałości przy ściskaniu, jak np. w zaleceniach Model Code 90 [4], powoduje znaczne zmniejszenie granicznych krzywizn elementów konstrukcyjnych. Z tych powodów w modelu do analiz konstrukcji żelbetowych zaproponowano większą możliwość odkształcania się betonu przy ściskaniu. Założono odkształcenia ε_{c1} odpowiadające granicznej wytrzymałości na ściskanie f_c równe 6 ‰, a odkształcenia graniczne przy ściskaniu ε_{cu} równe 12 ‰.

Krzywa naprężenie-odkształcenie dla betonu przy rozciąganiu ma przebieg liniowy do granicznej wytrzymałości na rozciąganie f_t. Założono na podstawie pracy Lyndona i Balendrana [10], że moduł sprężystości przy rozciąganiu jest równy modułowi przy ściskaniu. Po osiągnięciu tej wartości powstają rysy w betonie i następuje kruchy spadek wytrzymałości związany z pękaniem do wartości większej lub równej 60 % granicznej wytrzymałości na rozciąganie. Wartość parametru T_c powinna być dobrana z przedziału zamkniętego $T_c \in \langle 0,6;1 \rangle$. W wyniku przyczepności na odcinku między rysami beton przejmuje znaczące wielkości naprężeń rozciągających stal zbrojeniową i w konsekwencji konstrukcja żelbetowa zwiększa swoją sztywność. Taki efekt usztywnienia uwzględniono przez założenie stopniowego, łagodnego spadku wytrzymałości na rozciąganie do zera przy zniszczeniu betonu przy średnich odkształceniach równych: 0,8 ‰, gdy $T_c = 0,6$ oraz 1,4 ‰, gdy $T_c = 1$.

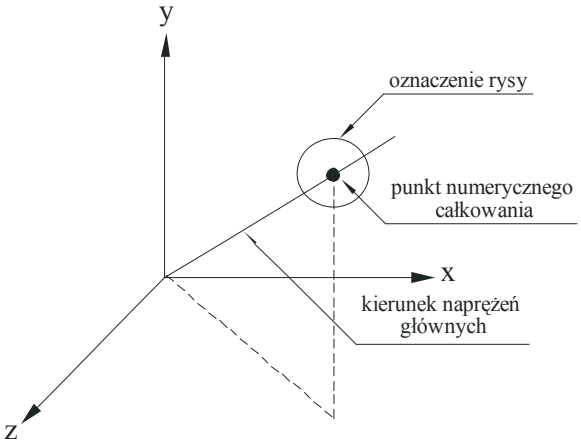
2.1.3. Charakterystyka elementów skończonych materiału matrycy betonowej

W analizie konstrukcji betonowych zastosowanie elementów sześciościennych jest korzystne ze względu na zazwyczaj ortogonalny przebieg zbrojenia. Element skończony materiału matrycy betonowej jest definiowany przez izotropowe właściwości materiału i osiem punktów węzłowych o trzech stopniach swobody w każdym z nich, to jest przemieszczenia w punktach węzłowych w kierunkach x, y, z. W każdym elemencie skończonym we wszystkich punktach numerycznego całkowania w trzech płaszczyznach lokalnego układu współrzędnych prostopadłych obliczane są odkształcenia i naprężenia. Schemat elementu skończonego i obliczeniowe punkty numerycznego całkowania przedstawiono na Rys. 4.



Rys. 4. Element skończony materiału matrycy betonowej i punkty numerycznego całkowania w tym elemencie.
Fig. 4. Finite element of the concrete matrix material and integration points in concrete solid element.

Założony model rysy rozmytej umożliwia opis zarysowania w każdym punkcie numerycznego całkowania na trzech kierunkach prostopadłych w przestrzeni naprężeń głównych. Rysa powstaje wtedy, gdy rozciągające naprężenie główne jest większe od wytrzymałości betonu na rozciąganie. W graficznej reprezentacji wyników zarysowanie jest przedstawione w postaci okręgu widocznego w kierunku prostopadłym do głównego naprężenia, jak zilustrowano na Rys. 5.



Rys. 5. Oznaczenie zarysowania.
Fig . 5. Cracking sign.

W następnej kolejności naprężenia styczne do płaszczyzny pierwszej rysy mogą wywołać drugą i trzecią rysę, która powstanie w punkcie numerycznego całkowania w kierunku prostopadłym do wywołującej ją odpowiedniej składowej naprężenia głównego. W stanie zarysowania lub zmiażdżenia betonu w elemencie skończonym jest dodawana mała wartość sztywności dla zachowania równowagi numerycznej.

2.1.4. Związki konstytutywne betonu

Macierz sprężystości $[D^c]$ dla materiału izotropowego jest przedstawiona w postaci:

$$\left[D^c\right]=\frac{E_c}{\left(1+\nu_c\right)\left(1-2\nu_c\right)}\begin{bmatrix}1-\nu_c & \nu_c & \nu_c & 0 & 0 & 0\\ \nu_c & 1-\nu_c & \nu_c & 0 & 0 & 0\\ \nu_c & \nu_c & 1-\nu_c & 0 & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu_c}{2} & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu_c}{2} & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu_c}{2}\end{bmatrix} \tag{3}$$

gdzie: E_c – moduł sprężystości betonu, ν_c – współczynnik Poissona.

W stanie zarysowania i miażdżenia macierz sztywności jest odpowiednio dostosowana do charakteru uszkodzenia. W modelowaniu numerycznym, w którym posługujemy się rozmytym obrazem rys, konieczne jest zastosowanie opisu uwzględniającego cechy betonu po powstaniu rys. Powstanie rysy w punkcie numerycznego całkowania opisuje zmodyfikowana macierz sztywności z wprowadzoną płaszczyzną osłabienia usytuowaną w kierunku prostopadłym do powierzchni rysy. Parametr β_t jest mnożnikiem redukującym nośność na ścinanie przy obciążeniu wywołującym poślizg w płaszczyźnie prostopadłej do powierzchni rysy. Zależność między naprężeniem a odkształceniem dla materiału zarysowanego w jednej płaszczyźnie jest zapisana w postaci macierzowej:

$$\left[D_c^{ck}\right]=\frac{E_c}{1+\nu_c}\begin{bmatrix}\frac{R^t\left(1+\nu_c\right)}{E_c} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0\\ 0 & \frac{1}{1-\nu_c} & \frac{\nu_c}{1-\nu_c} & 0 & 0 & 0\\ 0 & \frac{\nu_c}{1-\nu_c} & \frac{1}{1-\nu_c} & 0 & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2} & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2} & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2}\end{bmatrix} \tag{4}$$

w której indeks ck opisuje macierz sztywności w układzie współrzędnych z osią x^{ck}, analogicznym z kierunkiem naprężeń głównych. Interpretację graficzną modułu osłabienia R^t i mnożnika sztywności strefy rozciąganej w fazie zarysowania T_c przy uwzględnieniu naprężeń relaksacyjnych po zarysowaniu przedstawiono na Rys. 3b.

Podczas zamykania się rysy w macierzy $\left[D_c^{ck}\right]$ jest wprowadzony parametr ścinania β_c:

$$\left[D_c^{ck}\right]=\frac{E_c}{\left(1+\nu_c\right)\left(1-2\nu_c\right)}\begin{bmatrix}1-\nu_c & \nu_c & \nu_c & 0 & 0 & 0\\ \nu_c & 1-\nu_c & \nu_c & 0 & 0 & 0\\ \nu_c & \nu_c & 1-\nu_c & 0 & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & \dfrac{\beta_c\left(1-2\nu_c\right)}{2} & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dfrac{1-2\nu_c}{2} & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dfrac{\beta_c\left(1-2\nu_c\right)}{2}\end{bmatrix} \tag{5}$$

Macierz sztywności dla betonu zarysowanego w dwóch i trzech płaszczyznach jest postaci:

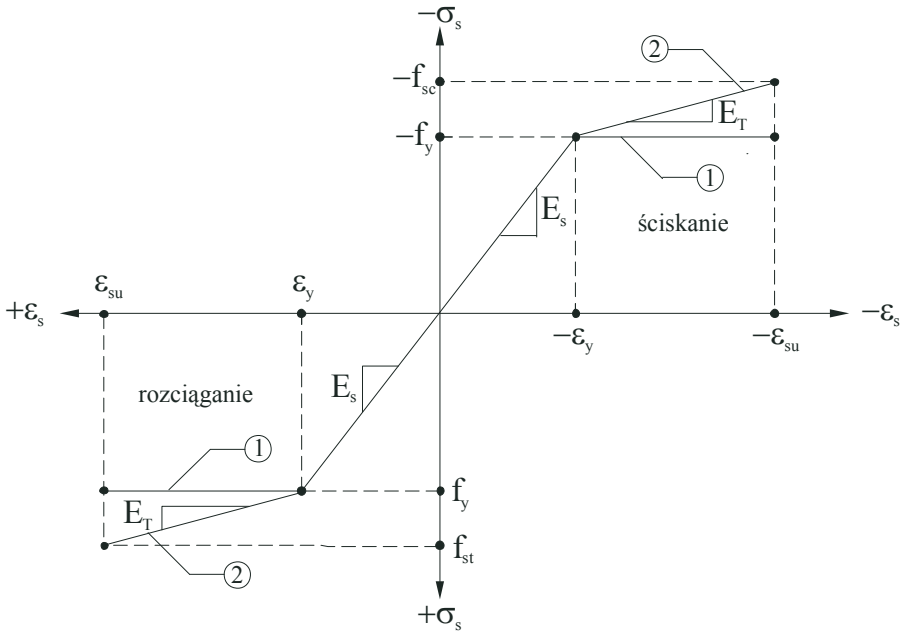
$$\left[D_c^{ck}\right]=E_c\begin{bmatrix}\dfrac{R^t}{E_c} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0\\ 0 & \dfrac{R^t}{E_c} & 0 & 0 & 0 & 0\\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & \dfrac{\beta_t}{2\left(1+\nu_c\right)} & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dfrac{\beta_t}{2\left(1+\nu_c\right)} & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dfrac{\beta_t}{2\left(1+\nu_c\right)}\end{bmatrix} \tag{6}$$

a w przypadku, gdy rysy zamykane są w dwóch i trzech płaszczyznach to zależność jest wyrażona w postaci macierzowej (5).

Rozwarcie lub zamknięcie rysy w punkcie numerycznego całkowania zależy od znaku odkształcenia przy zarysowaniu ε_{ck}^{ck}. Miażdżenie betonu w punkcie numerycznego całkowania powstaje, gdy ulega on zniszczeniu przy jednoosiowym, dwuosiowym lub trójosiowym ściskaniu. Miażdżenie w elemencie skończonym jest opisane zgodnie z założeniami teorii plastycznego płynięcia jako końcowy stan procesu osłabienia materiałowego przy ściskaniu.

2.2. Modelowanie właściwości stali zbrojeniowej

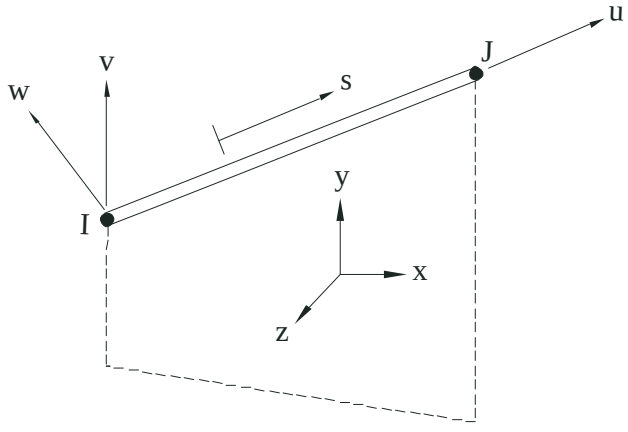
W konstrukcjach betonowych stal jest używana w postaci prętów zbrojeniowych. Upraszcza to znacznie problem modelu materiałowego stali do jednoosiowego stanu naprężenia. W obliczeniach numerycznych założono model materiałowy stali zbrojeniowej sprężysto-plastyczny o identycznych charakterystykach przy rozciąganiu i ściskaniu. Na Rys. 6 przedstawiono modele materiałowe stali zastosowane w analizie konstrukcyjnej ustrojów żelbetowych. Dla płyt stalowych usytuowanych w miejscach podparcia i przyłożenia siły skupionej założono model materiałowy liniowo-sprężysty.



Rys. 6. Wykresy naprężenie-odkształcenie dla stali zbrojeniowej zastosowane w analizach modelowych belek żelbetowych: linia 1 – materiał sprężysto – idealnie plastyczny, linia 2 – materiał sprężysto – plastyczny ze wzmocnieniem.

Fig. 6. Stress-strain curve for steel reinforcement used for the analyses' reinforced concrete beam models: line 1 – elastic – perfectly plastic material, line 2 – elastic – plastic material with hardening.

W modelowaniu stali zbrojeniowej zastosowano przestrzenny element prętowy zilustrowany na Rys. 7, posiadający dwa punkty węzłowe o trzech stopniach swobody.



Rys. 7. Element skończony stali zbrojeniowej.

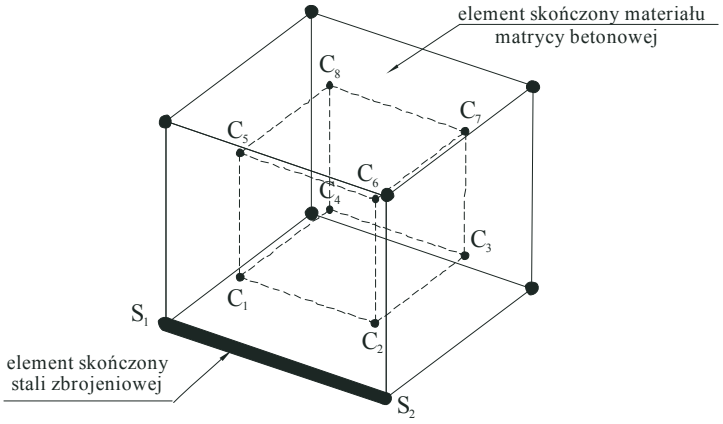
Fig. 7. Finite element of the steel reinforcement.

Sześciościenny element skończony stali zastosowany do modelowania płyt na podporze belki i w strefie przyłożenia siły skupionej odpowiada elementowi przedstawionemu na Rys. 4.

3. Metoda analizy

3.1. Modele elementu żelbetowego

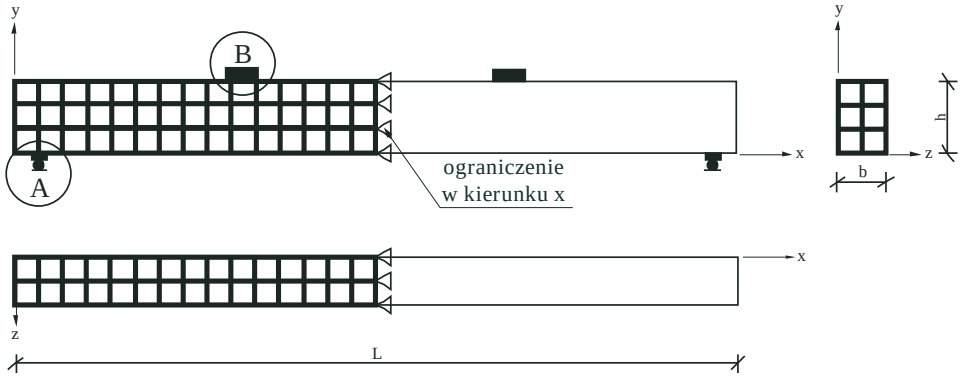
W modelowaniu belek zastosowano model zbrojenia dyskretnego w elemencie betonowym. Siatkę przestrzennych elementów skończonych prętów zbrojeniowych powiązano z siatką elementów skończonych matrycy betonowej poprzez modelowanie zgodności przemieszczeń węzłów wspólnych obydwu siatek, Rys. 8. Dla tak dyskretyzowanego ustroju macierz sztywności jest sumą sztywności elementów skończonych matrycy betonowej i sztywności elementów skończonych zbrojenia.



Rys. 8. Połączenie elementu skończonego z betonu z elementem stalowym.
Fig. 8. Connectivity concrete solid and steel link finite elements.

3.2. Warunki brzegowe i obciążenie zastępcze

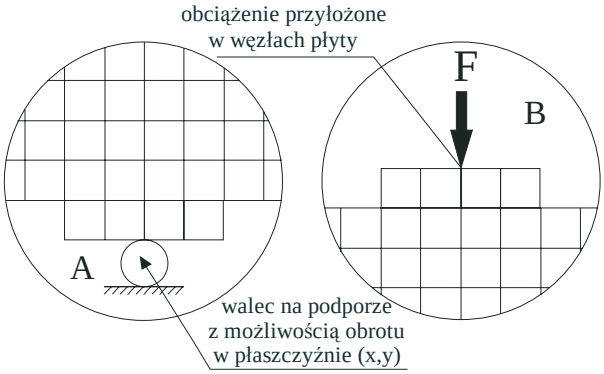
Warunki brzegowe wprowadzono w dwóch płaszczyznach symetrii belki. Na Rys. 9 przedstawiono warunki brzegowe w analizowanych modelach numerycznych.



Rys. 9. Warunki brzegowe w płaszczyznach symetrii dla ½ belki BP-1a.
Fig. 9. Boundary conditions for planes of symmetry use of a ½ beam BP-1a.

Warunki brzegowe na podporach modelowano jako poziome płyty stalowe przekazujące siły węzłowe elementów materiału matrycy betonowej na poprzeczny

wałek stalowy umożliwiający obrót belki w płaszczyźnie zginania. Obciążenie siłą skupioną *F* jest przyłożone za pośrednictwem poziomej płyty stalowej. Przyjęto równomierny rozkład siły w węzłach w kierunku poprzecznej osi symetrii płyty stalowej. Przykładowe warunki na podporze i w strefie obciążenia zilustrowano na Rys. 10.



Rys. 10. Warunki brzegowe na podporze i w strefie przyłożenia obciążenia dla ½ belki BP-1a.
Fig. 10. Boundary conditions for support and at the loading plate use of a ½ beam BP-1a.

3.3. Metody numeryczne rozwiązania układu równań równowagi

3.3.1. Metoda Newtona-Raphsona

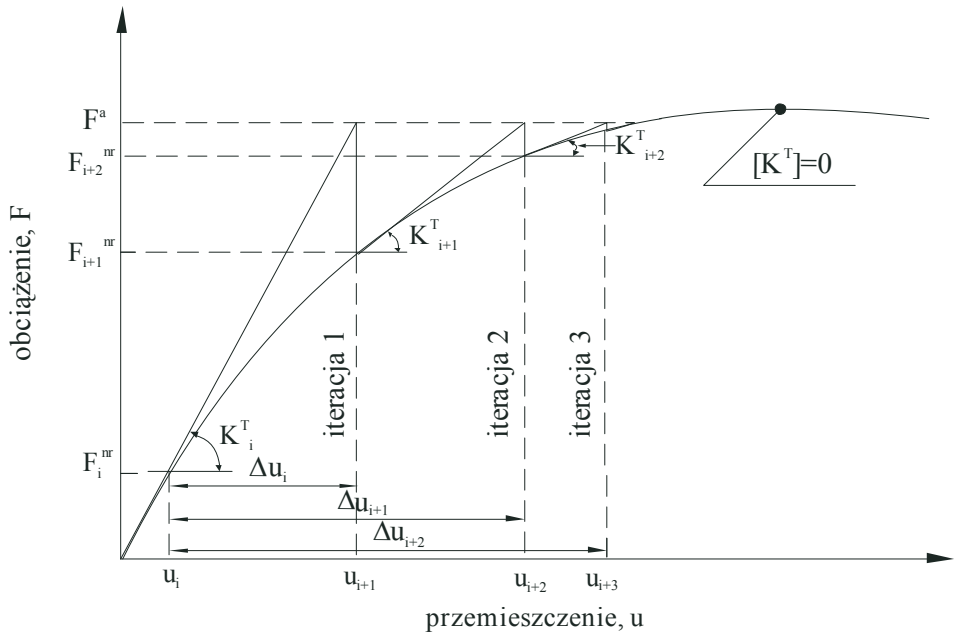
Metoda Newtona-Raphsona przedstawiona graficznie na Rys. 11 jest procesem iteracyjnego rozwiązywania równań nieliniowych postaci:

$$\left[K_i^T\right]\ \left\{\Delta u_i\right\} = \left\{F^a\right\} - \left\{F_i^{nr}\right\} \tag{7}$$

$$\left\{u_{i+1}\right\} = \left\{u_i\right\} + \left\{\Delta u_i\right\} \tag{8}$$

$\left[K_i^T\right]$ – macierz sztywności stycznej, *i* – indeks odpowiadający numerowi kroku przyrostowego, $\left\{F_i^{nr}\right\}$ – wektor wewnętrznych sił węzłowych odpowiadających stanowi naprężenia panującemu w dyskretyzowanym układzie.

Macierz $\left[K_i^T\right]$ i wektor $\left\{F_i^{nr}\right\}$ obliczono na podstawie wartości wektora przemieszczenia $\left\{u_i\right\}$.



Rys. 11. Metoda Newtona-Raphsona.
Fig. 11. Newton-Raphson solution.

3.3.2. Metoda Newtona-Raphsona ze spadkiem adaptacyjnym

Metoda spadku adaptacyjnego przedstawiona w pracy Eggerta i in. [7] polega na zmianie ścieżki rozwiązania w pobliżu punktu granicznego i poruszaniu się wstecz wzdłuż siecznej aż do szybkiego uzyskania zbieżności rozwiązania numerycznego.

Macierz sztywności w równaniu Newtona-Raphsona (7) jest opisana jako suma dwóch macierzy:

$$\left[K_i^T\right] = \xi\left[K^S\right] + \left(1-\xi\right)\left[K^T\right] \tag{9}$$

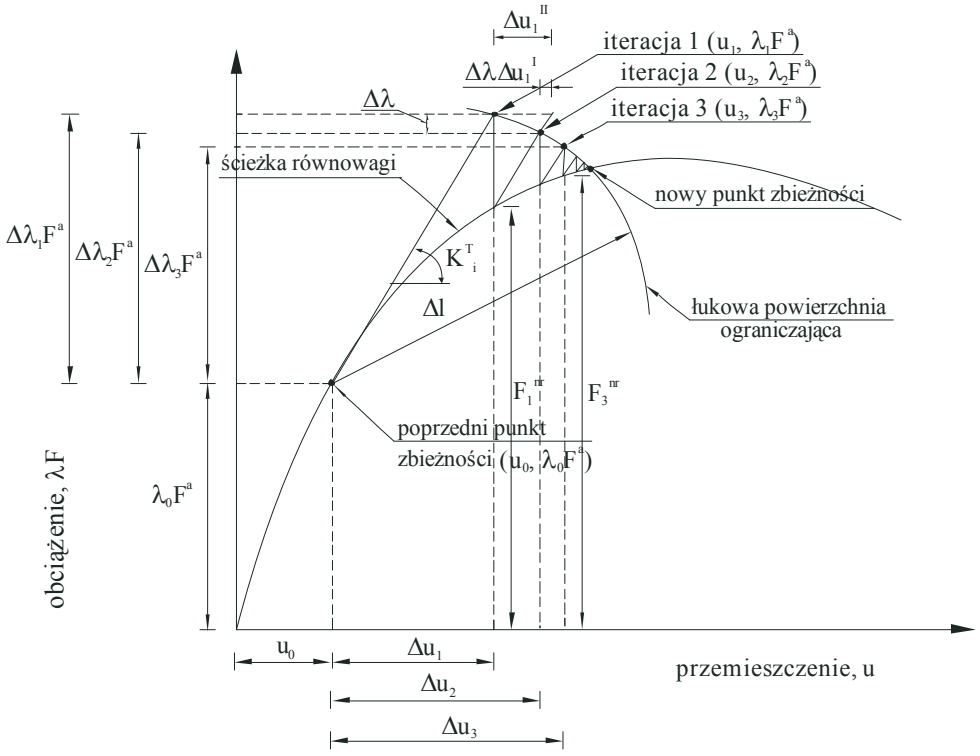
$\left[K^S\right]$ – macierz sztywności siecznej, $\left[K^T\right]$ – macierz sztywności stycznej, ξ – parametr spadku adaptacyjnego.

Metoda polega na uzgodnieniu parametru spadku adaptacyjnego ξ podczas iteracji równowagi. Macierz sztywności siecznej jest generowana w metodzie numerycznej w wyniku rozwiązywania nieliniowych zagadnień dotyczących uplastycznienia materiału, sztywności konstrukcji z dużymi odkształceniami, zmiażdżenia betonu z uwzględnieniem naprężeń relaksacyjnych po zarysowaniu.

3.3.3. Metoda Crisfielda

W przedstawionej na Rys. 12 metodzie numerycznej długości łuku Crisfielda równanie (7) uzależniono od parametru obciążenia λ:

$$\left[K_i^T\right]\ \left\{\Delta u_i\right\} = \lambda\left\{F^a\right\} - \left\{F_i^{nr}\right\} \tag{10}$$



Rys. 12. Metoda długości łuku Crisfielda [5].
Fig. 12. Crisfield arc-length method [5].

W metodzie tej zmienny parametr obciążenia λ poszukiwany w równaniach równowagi w procedurze elementów skończonych jest wprowadzony z przedziału $\langle -1,1\rangle$. Równanie w pośrednim kroku obciążenia jest postaci:

$$\left[K_i^T\right]\ \left\{\Delta u_i\right\} - \Delta\lambda\left\{F^a\right\} = \left(\lambda_0 + \Delta\lambda_i\right)\ \left\{F^a\right\} - \left\{F_i^{nr}\right\} \tag{11}$$

$\Delta\lambda$ – parametr przyrostu obciążenia.

Na podstawie równania (11) poszukiwany wektor przyrostu przemieszczenia $\left\{\Delta u_i\right\}$ złożony z dwóch składowych opisano jako:

$$\left\{\Delta u_i\right\} = \Delta\lambda\left\{\Delta u_i^I\right\} + \left\{\Delta u_i^{II}\right\} \tag{12}$$

$\left\{\Delta u_i^I\right\}$ – wektor przyrostu przemieszczenia wywołany jednostkowym parametrem obciążenia, $\left\{\Delta u_i^{II}\right\}$ – wektor przyrostu przemieszczenia w metodzie Newtona-Raphsona.

Parametr przyrostu obciążenia $\Delta\lambda$ określono wg równania długości łuku:

$$l_i^2 = \Delta\lambda_i^2 + \beta^2 \left\{\Delta u_n\right\}^T \left\{\Delta u_n\right\} \tag{13}$$

β – parametr skalowania, Δu_n – suma przyrostów przemieszczenia Δu_i w bieżącym kroku iteracyjnym.

Obliczenia parametru $\Delta\lambda$ przeprowadzono w oparciu o zasadę prostopadłości:

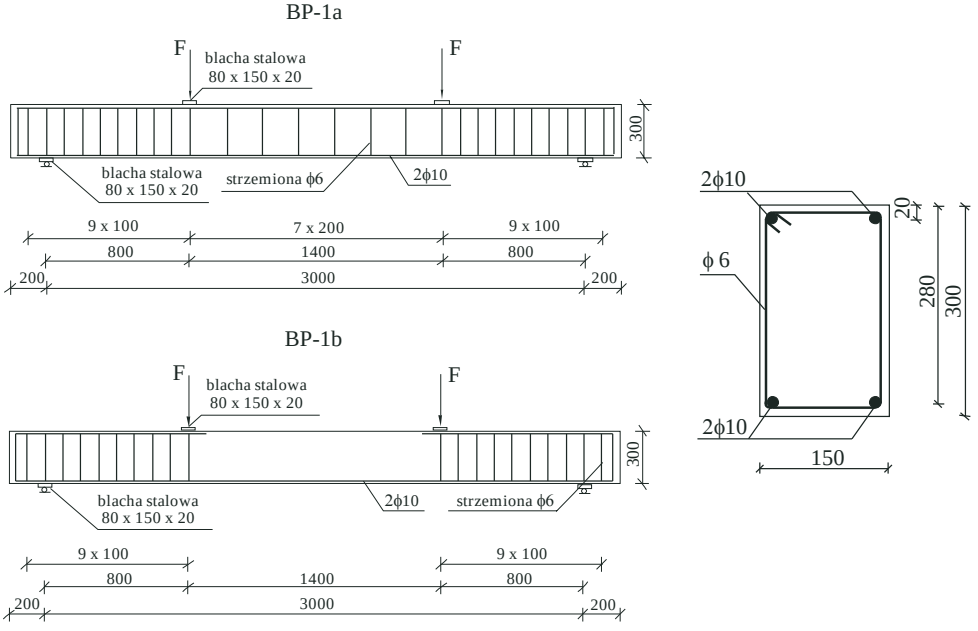
$$\Delta\lambda = \frac{r_i - \left\{\Delta u_n\right\}^T \left\{\Delta u_i^{II}\right\}}{\beta^2 \Delta\lambda_i + \left\{\Delta u_n\right\}^T \left\{\Delta u_i^{I}\right\}} \tag{14}$$

r_i – niezrównoważony parametr otrzymywany w wyniku skalarnego mnożenia wektora normalnego i stycznego.

4. Doświadczenia numeryczne belek żelbetowych z betonu o wysokiej wytrzymałości

W numerycznych modelach przestrzennych belek żelbetowych z betonu wysokiej wytrzymałości zastosowano wymiary elementów oraz właściwości materiałów jak dla wolnopodpartych belek prostokątnych BP-1a, BP-1b badanych przez Kamińską. Wszystkie elementy wykonano z betonu o wytrzymałości f_c = 70-80 MPa.

Wymiary i przekrój poprzeczny belek wraz z układem zbrojenia i schematem obciążenia przedstawiono na Rys. 13.



Rys. 13. Wymiary i przekrój poprzeczny belek BP-1 wraz z układem zbrojenia i schematem obciążenia.

Fig. 13. Dimensions and cross-section of BP-1 beams with reinforcement and loading arrangements.

Właściwości materiałów konstrukcyjnych ustalone doświadczalnie przez Kamińską określają następujące parametry modeli konstytutywnych podane w kolejności dla belek BP-1a, BP-1b:

BETON WYSOKIEJ WYTRZYMAŁOŚCI

- wytrzymałość na ściskanie w jednoosiowym stanie naprężenia f_c = 81,2 MPa, 72,8 MPa,
- moduł sprężystości E_c = 35300 MPa, 34000 MPa,
- wytrzymałość na rozciąganie w jednoosiowym stanie naprężenia f_t = 5,23 MPa, 4,73 MPa,
- współczynnik Poissona ν_c = 0,15,
- gęstość betonu ρ_c = 2600 kg/m^3,
- graniczne odkształcenia w fazie wzmocnienia sprężysto-plastycznego ε_{c1} = 6 ‰,
- graniczne odkształcenia w fazie osłabienia ε_{cu} = 12 ‰,
- parametr nośności na ścinanie dla rozwarcia rys β_t = 0,5,
- parametr nośności na ścinanie dla zamknięcia się rys β_c = 0,99.

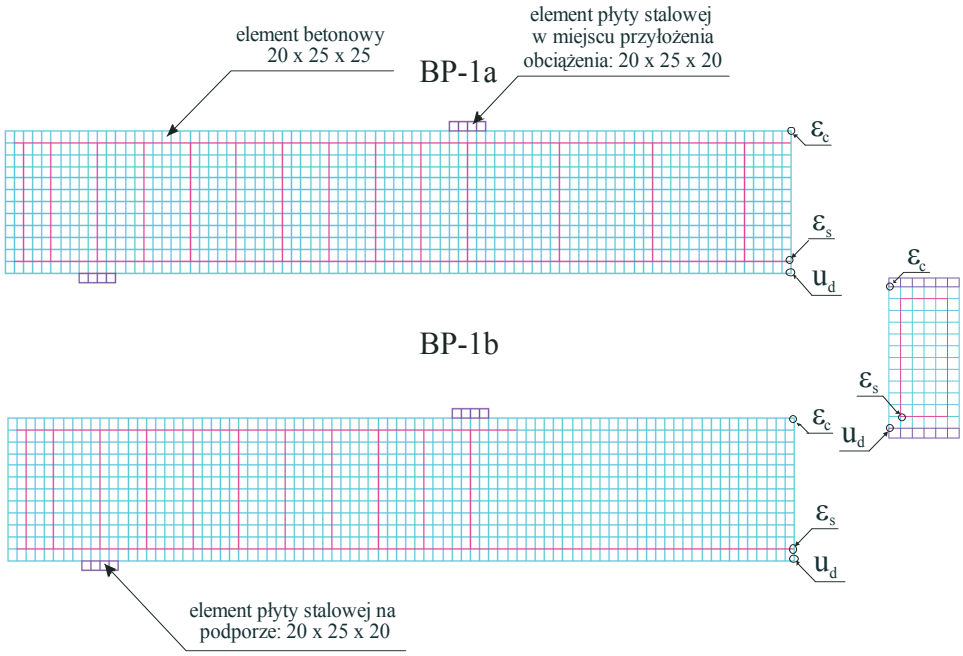
STAL ZBROJENIOWA

- moduł sprężystości dla ϕ 10 ze stali A-III E_s = 194 GPa, dla ϕ 6 ze stali A-II E_s = 201 GPa,
- granica plastyczności dla ϕ 10 ze stali A-III f_y = 420 MPa, dla ϕ 6 ze stali A-II f_y = 353 MPa,
- wytrzymałość stali na rozciąganie i ściskanie dla ϕ 10 ze stali A-III f_{st} = 624 MPa, dla ϕ 6 ze stali A-II f_{st} = 466 MPa,
- graniczne odkształcenia w zakresie plastyczności dla ϕ 10 ze stali A-III ε_{su} = 116 ‰, dla ϕ 6 ze stali A-II ε_{su} = 75 ‰,
- moduł odkształcenia plastycznego dla ϕ 10 ze stali A-III E_T = 1792,1 MPa, dla ϕ 6 ze stali A-II E_T = 1542,8 MPa,
- współczynnik Poissona ν_s = 0,3,
- gęstość stali ρ_s = 7800 kg/m^3.

STAL PŁYT PODPOROWYCH I PŁYT PRZEKAZUJĄCYCH OBCIĄŻENIE

- moduł sprężystości E_s = 210 GPa,
- współczynnik Poissona ν_s = 0,3,
- gęstość stali ρ_s = 7800 kg/m^3.

Uwzględniając podłużną symetrię elementu, modelowano ½ belki o długości 1700 mm, szerokości 150 mm i wysokości 300 mm. Na Rys. 14 przedstawiono podział belek BP-1a i BP-1b na elementy skończone z zaznaczonymi punktami obserwacji zmian przemieszczenia i odkształcenia.



Rys. 14. Podział belek BP-1 na elementy skończone z oznaczonymi punktami obserwacji zmian przemieszczenia i odkształcenia.
Fig. 14. FEM discretization for BP-1 beams with appointed items of observation of variations deflection and strain.

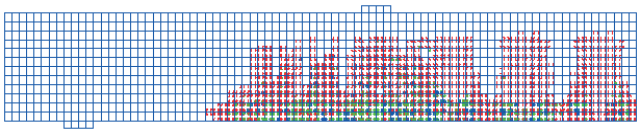
4.1. Wyniki doświadczeń numerycznych

4.1.1. Analiza stanu zarysowania

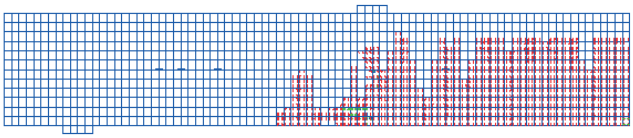
Na Rys. 15 przedstawiono zestawienie obrazu rzeczywistego zarysowania dla całej belki z numerycznym obrazem rys rozmytych dla lewej połowy belki przy tym samym poziomie obciążenia.

F = 23 kN

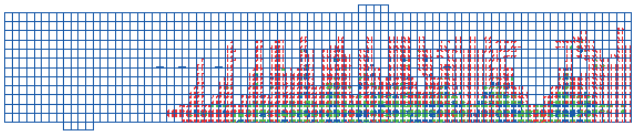
Metoda Newtona-Raphsona ze spadkiem adaptacyjnym [N-R ad]



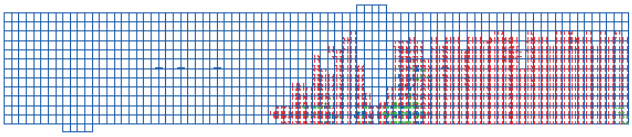
Metoda długości łuku Crisfielda [A-L]



Metoda Newtona-Raphsona ze spadkiem adaptacyjnym [N-R ad]



Metoda długości łuku Crisfielda [A-L]



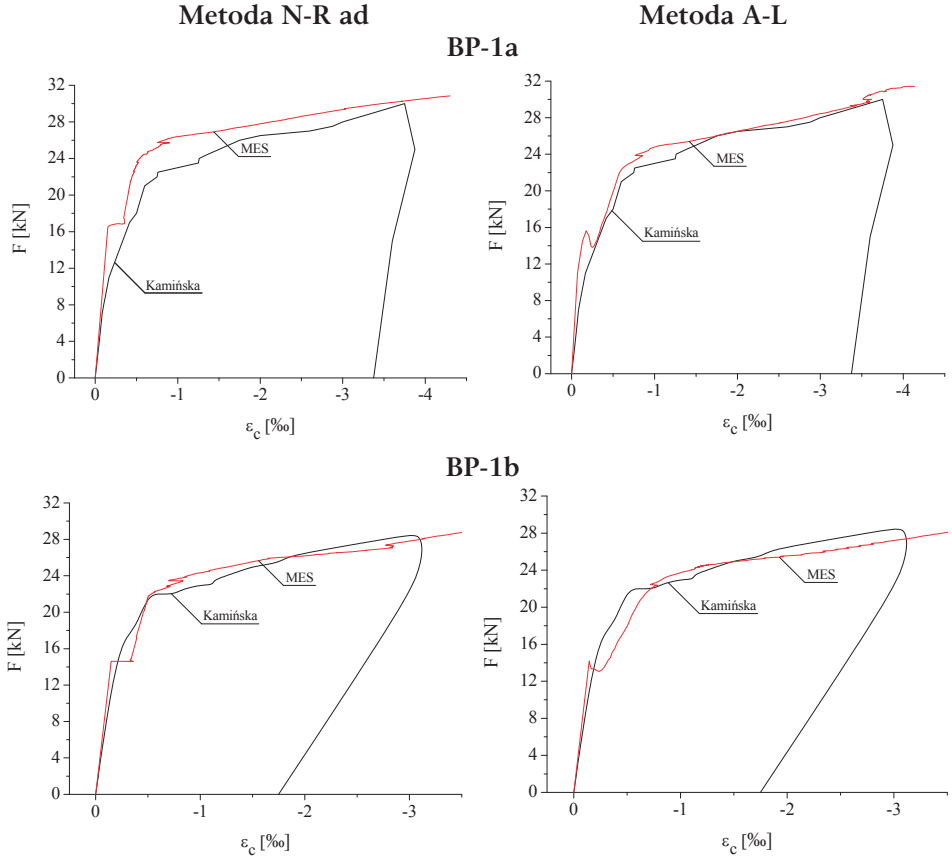
Rys. 15. Eksperymentalny i numeryczny obraz zarysowania belek BP-1.
Fig. 15. Experimental and numerical of crack patterns for BP-1 beams.

Otrzymane wyniki numeryczne obszarów zarysowanych są jakościowo zgodne, co do usytuowania, kierunku i koncentracji z wynikami doświadczalnymi, przy czym zaobserwowano nieznacznie większe obszary rys w kierunku podpory w przypadku wyników numerycznych. Zarówno w belkach modelowych, jak i doświadczalnych o niskim stopniu zbrojenia BP-1a na odcinku czystego zginania układ głównych rys dokładnie pokrywa się z układem strzemion. Ponadto uzyskane numerycznie obrazy rys rozmytych potwierdzają tendencję o kształtowaniu się rys zbiorczych w elementach z betonu o wysokiej wytrzymałości, zaobserwowaną również w badaniach doświadczalnych, które praktycznie uniemożliwiają ustalenie średniego rozstawu pomiędzy rysami. W wyniku braku strzemion w modelowych, jak i doświadczalnych belkach BP-1b o niskim stopniu zbrojenia na odcinku czystego zginania układ rys jest przypadkowy.

Numerycznie obrazy rys rozmytych uzyskane przy wykorzystaniu metody długości łuku Crisfielda najlepiej odzwierciedlają rzeczywisty obraz zarysowania. Niedokładności w obszarach rys, związane z ich znacznym zagęszczeniem, można prawdopodobnie wyeliminować poprzez redukcję minimalnego kroku przyrostu obciążenia, co równocześnie spowoduje znaczne wydłużenie czasu trwania obliczeń numerycznych. Niewątpliwie tak uzyskane wyniki będzie charakteryzować większa dokładność, gdyż zostaną uwzględnione wszystkie fazy pracy zginanych belek żelbetowych, poprawiona będzie lokalizacja rys pierwotnych z równoczesnym uzyskaniem wąskich obszarów rys rozmytych we wszystkich etapach obciążenia.

4.1.2. Analiza stanu odkształcenia i naprężenia

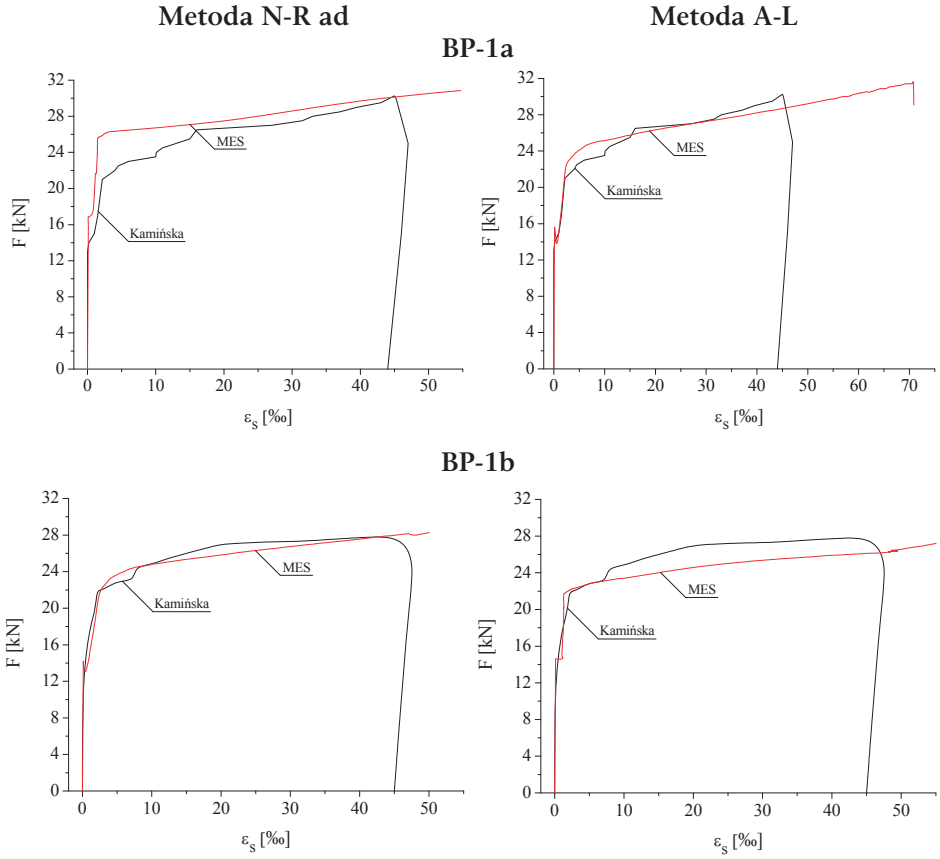
Do obserwacji zmian odkształcenia betonu w zależności od obciążenia przyjęto punkt na górnej krawędzi w przekroju środkowym belek BP, natomiast do rejestracji zmian odkształcenia stali w zależności od obciążenia przyjęto punkt w poziomie pręta podłużnego w strefie rozciąganej w przekroju środkowym belek, Rys. 14. Na Rys. 16 przedstawiony jest rozwój odkształceń skrajnych włókien strefy ściskanej betonu w środku doświadczalnych belek BP i w ich modelach numerycznych.



Rys. 16. Porównanie rozwoju odkształceń skrajnych włókien strefy ściskanej betonu w środku belek BP-1.

Fig. 16. Comparison of development of strain in extreme fibres of the concrete compression zone for BP-1 beams at midspan.

Z kolei na Rys. 17 prezentowane są wykresy zależności odkształcenia pręta podłużnego strefy rozciąganej w funkcji obciążenia *F* w środku eksperymentalnych belek BP i w ich modelach numerycznych. W przypadku krzywych doświadczalnych belek BP-1 przedstawiono również gałęzie odciążenia elementu zarejestrowane w chwili wyczerpania możliwości stanowiska badawczego do dalszego odkształcania się elementów o niskim stopniu zbrojenia.



Rys. 17. Porównanie rozwoju odkształceń pręta podłużnego strefy rozciąganej w środku belek BP-1.

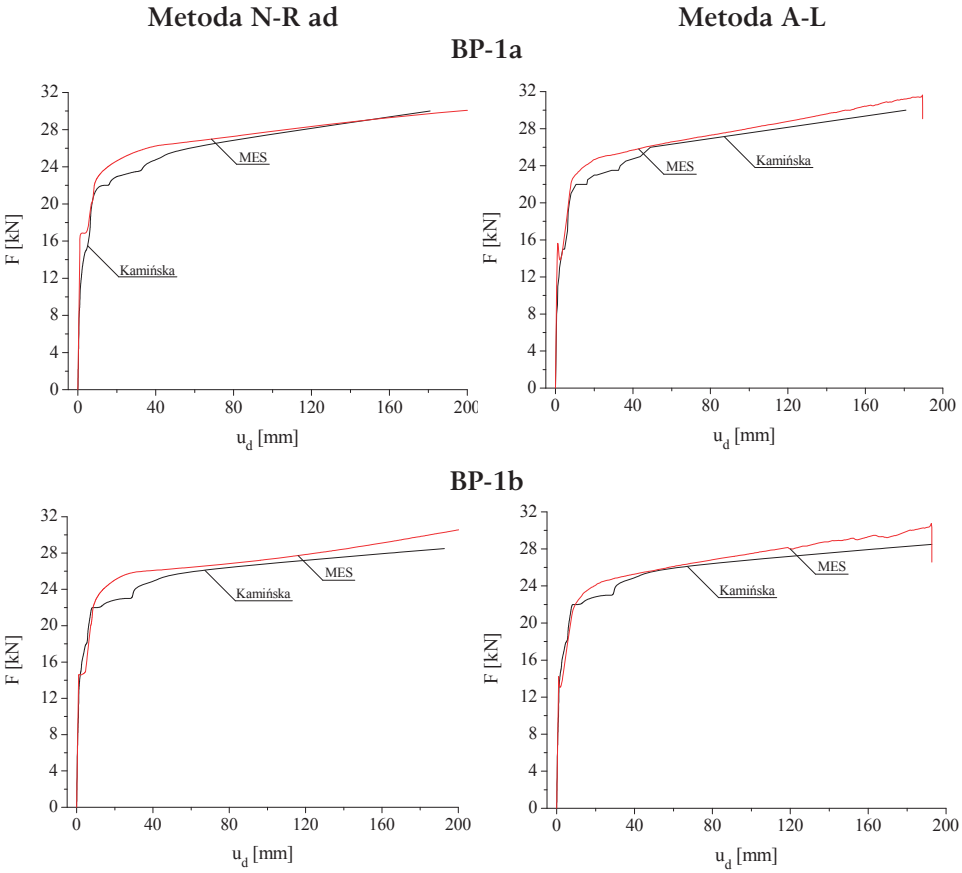
Fig. 17. Comparison of development of strain in longitudinal bar of the tension zone for BP-1 beams at midspan.

Wykresy obciążenie-odkształcenie stali zbrojeniowej w środku belki charakteryzują się zgodnym przebiegiem z krzywymi eksperymentalnymi. W obszarze zachowania liniowo-sprężystego odkształcenia pręta podłużnego określone numerycznie są prawie identyczne z pomierzonymi doświadczalnie. Niezgodności pomiędzy wynikami numerycznymi i doświadczalnymi dla betonu ściskanego i zbrojenia rozciąganego obserwuje się w fazie sprężysto-plastycznej pracy belki po zarysowaniu betonu, a następnie po uplastycznieniu zbrojenia. Na wykresach otrzymanych w wyniku obliczeń numerycznych metodą długości łuku [A-L] widoczny jest charakterystyczny nieznaczny spadek obciążenia w chwili powstania pierwszych rys. Wyraźnie widoczne jest załamanie wykresów związane z uplastycznieniem zbrojenia rozciąganego.

4.1.3. Analiza nośności i stanu przemieszczenia

Na Rys. 18 zilustrowano porównania nieliniowych zależności obciążenie-przemieszczenie pionowe w środku belek otrzymane w analizach numerycznych i doświadczeniach.

W obszarze naprężeń sprężystych i po zarysowaniu modelowa belka charakteryzuje się prawie taką samą sztywnością jak belka eksperymentalna, gdyż w betonie o wysokiej wytrzymałości tworzy się mniej mikrorys, co przejawia się bardziej gwałtownym pękaniem.



Rys. 18. Porównanie zależności przemieszczenia pionowego w środku belki od obciążenia.
Fig. 18. Comparison of relationship load-deflection at midspan for beam.

Drobne różnice dotyczą wartości obciążenia rysującego i fazy powstania uplastycznienia stali zbrojeniowej. Na wykresie obciążenie-przemieszczenie faza uplastycznienia zbrojenia opisana jest standardowo, przez nagłe zmniejszenie sztywności belki. Zastosowane metody przyrostowo-iteracyjne: zarówno technika ustalania spadku adaptacyjnego (N-R ad – adaptive descent), jak i długości łuku Crisfielda (A-L – arc-length) dają zadowalające wyniki numeryczne, jakościowo zgodne z wynikami eksperymentów.

Ostatnio przeprowadzane badania belek żelbetowych przy wykorzystaniu precyzyjnej aparatury pomiarowej [12] dowodzą, że skutki pęknięć belki w strefie

rozciąganej nie są kompensowane przez sprężyste właściwości stali i plastyczność betonu w strefie ściskanej. W związku z tym na krzywej zależności obciążenie-ugięcie obserwowane są efekty osłabienia w postaci gwałtownych spadków obciążenia. Takie efekty w obliczeniach numerycznych uzyskano przy zastosowaniu algorytmu obliczeniowego Crisfielda umożliwiającego wygenerowanie kompletnej ścieżki rozwiązania z lokalnymi spadkami sztywności i globalnym osłabieniem konstrukcji. Ponadto algorytm ten charakteryzuje duża efektywność, a zmienny krok przyrostu obciążenia i prawidłowo dobrane parametry długości łuku gwarantują znaczne skrócenie czasu obliczeń i uzyskanie bardzo dokładnego rozwiązania numerycznego.

5. Wnioski z doświadczeń numerycznych

5.1. Wnioski dotyczące analizy zachowania belek żelbetowych

1. Obliczenia numeryczne wykonano dla sprężysto-idealnie plastycznego modelu stali zbrojeniowej oraz sprężysto-kruchego modelu betonu z osłabieniem przy rozciąganiu. Natomiast przy ściskaniu wykorzystano autorską propozycję sprężysto-plastycznego modelu betonu z wytrzymałością resztkową.
2. Zachowanie numerycznych modeli belek żelbetowych opisywane zależnością obciążenie-ugięcie w środku rozpiętości wskazuje na bardzo dobrą zgodność z wynikami doświadczalnymi w całym zakresie obciążenia. Z eksperymentów numerycznych przeprowadzonych dla belek żelbetowych wynika zależność wytężenia konstrukcji od stopnia zbrojenia i sposobu jego rozkładu w materiale matrycy betonowej w całym zakresie pracy konstrukcji.
3. We wszystkich przypadkach różnice pomiędzy obciążeniami granicznymi uzyskanymi w obliczeniach numerycznych a wynikami doświadczalnymi nie przekraczają 5%. Najmniejszy rozrzut wyników jest charakterystyczny dla belek rozwiązywanych metodą długości łuku Crisfielda.
4. W przedstawionych zestawieniach rzeczywistych obrazów zarysowania belek żelbetowych z numerycznymi obrazami rys rozmytych przy tych samych poziomach obciążenia obserwowana jest bardzo dobra zgodność wyników. Schematy zarysowania uzyskane w rozwiązaniu numerycznym jakościowo dobrze odpowiadają opisom mechanizmu zniszczenia w belkach doświadczalnych. Model rysy rozmytej jest odpowiednim modelem numerycznym dla obrazowania mechanizmu zniszczenia zginanych belek żelbetowych w strefach zarysowania i miażdżenia. Ponadto jest szczególnie atrakcyjny dla projektantów w sytuacji, gdy wymagane jest dokładne ustalenie ugięcia elementu konstrukcyjnego dla zadanego obciążenia.
5. Numeryczne modele belek charakteryzują się nieznacznie większą sztywnością od belek doświadczalnych. Większa sztywność numerycznego modelu belki jest najprawdopodobniej wywołana przez kilka czynników, m.in.: (1) homogeniczność modelu konstytutywnego betonu nie uwzględniającego wszystkich efektów fizycznych związanych z procesami mikrozarysowania i rozwoju dyslokacji w płaszczyznach styku ziaren kruszywa i stwardniałego zaczynu cementowego, (2) założenie idealnej przyczepności pomiędzy betonem i stalą zbrojeniową w modelu numerycznym belki w węzłach wspólnych siatki podziału elementów

materiału matrycy betonowej i stali zbrojeniowej, nie uwzględnienie efektu klockującego w prętach stalowych, przyczepności w styku, poślizgu zbrojenia.

5.2. Wnioski dotyczące modelowania belek żelbetowych

1. W modelowaniu belek żelbetowych powinny być stosowane uproszczenia zapewniające efektywność uzyskania rozwiązania: (1) wykorzystanie symetrii elementów konstrukcyjnych, (2) lokalizowanie elementów skończonych stali zbrojeniowej zgodnie z siatką podziału elementów skończonych materiału matrycy betonowej.
2. Modelowanie płyt stalowych w miejscach podparcia i przyłożenia obciążeń skupionych odzwierciedla warunki rzeczywiste i jest podstawowym czynnikiem zapewniającym zgodności wyników numerycznych z wynikami doświadczalnymi.
3. Modele numeryczne elementów żelbetowych uwzględniające fizyczne nieliniowości materiałów są podatne na numeryczne niestabilności rozwiązania. W każdym elemencie skończonym może powstać stan zarysowania lub zmiażdżenia w ośmiu punktach numerycznego całkowania na trzech kierunkach prostopadłych. W tych przypadkach w elemencie zmiażdżonym lub zarysowanym w kierunku prostopadłym do płaszczyzny powstania rysy jest wprowadzony parametr sztywności o małej wartości w celu zachowania równowagi numerycznej w elemencie skończonym.
4. Rząd rozwiązania odpowiada analizie dużych odkształceń. W wyniku uwzględnienia nieliniowych efektów geometrycznych w belkach żelbetowych otrzymano lepszą zgodność wyników numerycznych z doświadczalnymi, wyraźnie dostrzegalną w fazie po uplastycznieniu stali zbrojeniowej.
5. W początkowym etapie modelowania należy ustalić sposób podziału na elementy skończone i zbadać zbieżność rozwiązania. W analizach nieliniowego zachowania numerycznych modeli konstrukcji żelbetowych zbyt drobna siatka może powodować numeryczne niestabilności. Z drugiej jednak strony przyjęcie zbyt dużej siatki może skutkować uzyskaniem niedokładnych wyników. W betonie, w chwili powstania rysy lub grupy rys ich długość w wielu przypadkach jest większa od maksymalnego wymiaru kruszywa. W związku z powyższym, wymiary elementu skończonego materiału matrycy betonowej powinny być co najmniej dwa, trzy razy większe od maksymalnego wymiaru ziarna kruszywa w celu uzyskania poprawnego i realnego modelu zarysowania rozmytego.
6. W analizie nieliniowego zachowania belek żelbetowych należy przyjąć parametr wzmacniający zarysowany element betonowy po zarysowaniu. Dla rys zamkniętych wartość przyjętego parametru powinna być nieznacznie mniejsza lub równa 1, a dla rys otwartych powinna być dobrana z przedziału od 0,05 do 0,5.
7. W obliczeniach do rozwiązywania zagadnień niesprężystych wykorzystano różne metody numeryczne. Trudności w otrzymaniu rozwiązania zbieżnego obserwowano przy sterowaniu obciążeniem i założeniu zbyt dużych przyrostów obciążenia. Pozytywnie zweryfikowano przydatność zastosowania metody długości łuku w analizach przestrzennych modeli belek żelbetowych przy uwzględnieniu osłabienia odkształceniowego konstrukcji przy ściskaniu i zesztywnienia przy rozciąganiu. Uzyskano kompletne ścieżki obciążenie-przemieszczenie wykazujące

potwierdzone doświadczalnie lokalne osłabienie konstrukcji żelbetowej. Otrzymany ciągliwy opis zniszczenia belek żelbetowych jest charakterystyczny przy niskim stopniu zbrojenia.

8. W analizie nieliniowego zachowania belki żelbetowej, całkowite obciążenie przyłożone w modelu powinno być podzielone na określoną liczbę małych przyrostów obciążenia w charakterystycznych fazach pracy belki żelbetowej: powstawaniu rys, uplastycznieniu stali zbrojeniowej, przy osiąganiu granicznej nośności. Zastosowanie zmiennej wartości przyrostu obciążenia w poszczególnych fazach pracy belki zapewnia poprawę zbieżności rozwiązania i skraca czas wykonania obliczeń numerycznych.

Literatura

[1] Aïtcin P.C., *High-Performance Concrete*, E & FN SPON, 1998.

[2] Bathe K.J., *Finite Element Procedures*, Prentice-Hall Inc., Upper Saddle River, New Jersey, 1996.

[3] Bonet J., Wood R.D., *Nonlinear Continuum Mechanics for Finite Element Analysis*, Cambridge University Press, 1997.

[4] Comité Euro-Internacional du Beton, *High Performance Concrete. Recommended to the Model Code 90. Research Need*, Bulletin d'Information, Nr 228, 1995.

[5] Crisfield M.A., *An arc-length method including line searches and accelerations*, International Journal for Numerical Methods in Engineering, 19, s. 1269-1289, 1983.

[6] Crisfield M.A., *Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures*, John Wiley & Sons, Inc., 2000.

[7] Eggert, G.M., Dawson, P.R., Mathur K.K., *An Adaptive Descent Method for Nonlinear Viscoplasticity*, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 31, s. 1031-1054, 1991.

[8] Kamińska M.E., *Doświadczalne badania żelbetowych elementów prętowych z betonu wysokiej wytrzymałości*, KILiW, PAN, Łódź, 1999.

[9] Kleiber M., *Metoda elementów skończonych w nieliniowej mechanice kontinuum*, Wyd. PAN, Warszawa-Poznań, 1985.

[10] Lyndon F.D., Balendran R.V., *Some observations on elastic properties of plain concrete*, Cement and Concrete Research, 16, Nr 3, s. 314-324, 1986.

[11] Pecce M., Fabbrocino G., *Plastic Rotation Capacity of Beams in Normal and High-Performance Concrete*, ACI Structural Journal, s. 290-296, March-April 1999.

[12] Rashid M.A., Mansur M.A., *Reinforced High-Strength Concrete Beams in Flexure*, ACI Structural Journal, Vol. 102, Nr 3, s. 462-471, May-June 2005.

[13] Smarzewski P., *Modelowanie mechanizmu zniszczenia belek żelbetowych z betonu wysokiej wytrzymałości*, Praca doktorska. Politechnika Lubelska, 2008.

[14] Smarzewski P., Stolarski A., *Modelowanie zachowania niesprężystej belki żelbetowej*, Biuletyn WAT, Vol. LVI, Nr 2, str. 147-166, 2007.

[15] Taerwe L.R., *Brittleness versus Ductility of High Strength Concrete*, Structural Engineering Journal, 4, s. 40-45, 1991.

[16] Willam K.J., Warnke E.P., *Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete*, Proceedings, International Association for Bridge and Structural Engineering, Vol. 19, ISMES, Bergamo, Italy, 1975.

[17] Zienkiewicz O.C., Taylor R.L., *The Finite Element Method, Fifth Edition*, Butterworth Heinemann, 2000.

Numerical analysis of inelastic reinforced high-strength concrete beams with low reinforcement ratio

Piotr Smarzewski

Lublin University of Technology, Faculty of Civil and Sanitary Engineering,
Department of Civil Engineering,
Nadbystrzycka 40, 20-618 Lublin, e-mail: p.smarzewski@pollub.pl

Abstract: Numerical modelling of flexural behavior of the reinforced high-strength concrete beams with low reinforcement ratio is discussed in this paper. Modelling mechanism of failure reinforced concrete beams under static load, static deformation processes of the reinforced high-strength concrete beams with regard to the physical nonlinearities of the structural materials (i.e. concrete and reinforcement steel) were developed using finite element analysis. The comparison of the numerical and experimental results as well as theoretical solutions, were presented. The compared results indicate correctness of the constitutive models of the structural materials: concrete and reinforcing steel and effectiveness of the solution method.

Key words: finite element method, reinforced concrete members, beams.

Budownictwo i Architektura 4 (2009) 31-50

Rozwarcie rys ukośnych w przypodporowej strefie belek wykonanych z betonu wysokowartościowego (BWW)

Tadeusz Ciężak*, Daniel Wałach**

* *Politechnika Lubelska, e-mail: t.ciezak@pollub.pl*
** *Akademia Górniczo-Hutnicza w Krakowie, e-mail:walach@agh.edu.pl*

Streszczenie: W niniejszej pracy przedstawiono propozycję metody obliczania rozwarcia rys ukośnych w strefach przypodporowych elementów wykonanych z betonu wysokowartościowego, przy wykorzystaniu głównych założeń modelu obliczeniowego (kratownica zastępcza) stosowanego w przepisach normowych dotyczących ścinania. W pracy zostały opisane przeprowadzone przez autora badania. Przedstawiono program badań, opis ich realizacji i wyniki podczas badań elementów belkowych i badań przyczepności. Przeprowadzono analizę uzyskanych wyników oraz porównanie z wynikami analizy teoretycznej opartej o przepisy normowe. W ostatniej części pracy zaprezentowano propozycję własną metody obliczania rozwarcia rys ukośnych w strefach przypodporowych elementów wykonanych z betonów wysokowartościowych. Dokonano również porównania wyników obliczeniowych uzyskanych na podstawie proponowanej metodyki zarówno z wynikami badań własnych jak i wynikami badań zaczerpniętych z literatury.

Słowa kluczowe: rysy ukośne, beton wysokowartościowy.

1. Wprowadzenie

Nieustanny rozwój technologii betonu zaowocował w ostatnich dziesięcioleciach powstaniem betonów nowej generacji w tym betonów wysokowartościowych, które są odpowiedzią na konieczność uwzględnienia w procesach budowlanych dodatkowych czynników związanych m.in. ze zwiększonymi wymaganiami co do trwałości konstrukcji oraz szeroko pojętym rozwojem zrównoważonym. Dynamiczny rozwój betonów nowej generacji spowodowany jest także istotną zmianą podejścia inwestorów, a tym samym projektantów do pojęcia trwałości konstrukcji. W ostatnich czasach rozwinęła się nawet nowa dziedzina projektowania betonu – technologia trwałości (*durability technology*) (Kaszyńska [1]). Zastosowanie betonów nowej generacji powoduje znaczący wzrost trwałości konstrukcji, która niejednokrotnie może być dwukrotnie większa w porównaniu z betonami zwykłymi.

Betony wysokowartościowe charakteryzują się znacznie lepszymi własnościami mechanicznymi i przede wszystkich większą trwałością w porównaniu do betonów zwykłych, stąd wykorzystywane są obecnie przez wszystkich uczestników procesu inwestycyjnego. Nie bez znaczenia jest również fakt innego przebiegu mechanizmu zniszczenia tych betonów, co wpływa bezpośrednio na nośność oraz stan zarysowania konstrukcji. Jednak na dzień dzisiejszy projektanci stają przed problemem

związanym z brakiem jednoznacznych wytycznych wymiarowania konstrukcji wykonanych z BWW. Aktualne krajowe przepisy normowe (PN:2002) [2] nie uwzględniają tego typu betonów, przy czym w literaturze krajowej można już spotkać wytyczne dotyczące projektowania w zakresie stanu granicznego nośności konstrukcji z betonów wysokowartościowych. Znacznie lepiej problem ten został rozwiązany w zapisach Eurokodu 2 (EC:2004) [3], które dotyczą również BWW. Jednak w zakresie stanu granicznego użytkowalności, a szczególnie rozwarcia rys ukośnych, przepisy EC:2004 wydają się być kontrowersyjne, ponieważ nie stawia się w nich żadnych wymagań dotyczących konieczności obliczania szerokości rozwarcia rys ukośnych. Nabiera to szczególnego znaczenia w konstrukcjach wykonanych z BWW, wobec których stawiane są znacznie wyższe wymagania co do trwałości.

Większość norm podaje zależności, na podstawie których można określić rozwarcie rys ukośnych, przy czym tak jak w PN:2002, przedstawione metody obliczania oparto na zupełnie innych modelach teoretycznych niż przy sprawdzaniu stanu granicznego ścinania, który jest ściśle związany ze zjawiskiem zarysowania ukośnego.

Głównym celem niniejszej pracy było opracowanie metody obliczania rozwarcia rys ukośnych w strefach przypodporowych elementów wykonanych z betonu wysokowartościowego, przy wykorzystaniu głównych założeń modelu obliczeniowego (kratownica zastępcza) stosowanego w przepisach normowych dotyczących ścinania. Mając świadomość złożoności analizowanej problematyki oraz wpływu wielu czynników na stan zarysowania konstrukcji żelbetowych można postawić tezę, iż model kratownicy płaskiej oraz teoria poślizgu *Kripsa* [4] stwarzają możliwości opracowania metody obliczania rozwarcia rys ukośnych w przypodporowej strefie belek wykonanych z BWW.

Zakres pracy obejmował przeprowadzenie badań doświadczalnych na elementach belkowych wykonanych z BWW w skali naturalnej. Uzyskane wyniki badań (obraz stanu zarysowania) strefy przypodporowej zostały wykorzystane do weryfikacji proponowanej metody obliczania rozwarcia rys ukośnych. Przeprowadzono również badania przyczepności metodą pull-out mające na celu określenie tzw. parametrów przyczepności betonów wysokowartościowych, co zostanie wykorzystane w proponowanym modelu obliczeniowym.

Zaprezentowano także propozycję własną metody obliczania rozwarcia rys ukośnych w strefach przypodporowych elementów wykonanych z betonów wysokowartościowych. Dokonano również porównania wyników obliczeniowych uzyskanych na podstawie proponowanej metodyki zarówno z wynikami badań własnych jak i wynikami badań zaczerpniętych z literatury.

Należy zauważyć, że metoda obliczania rozwarcia rys ukośnych w strefach przypodporowych elementów żelbetowych powinna w należyty sposób odwzorowywać zjawisko zarysowania oraz charakterystyczne zjawiska związane ze ścinaniem.

2. Badania własne

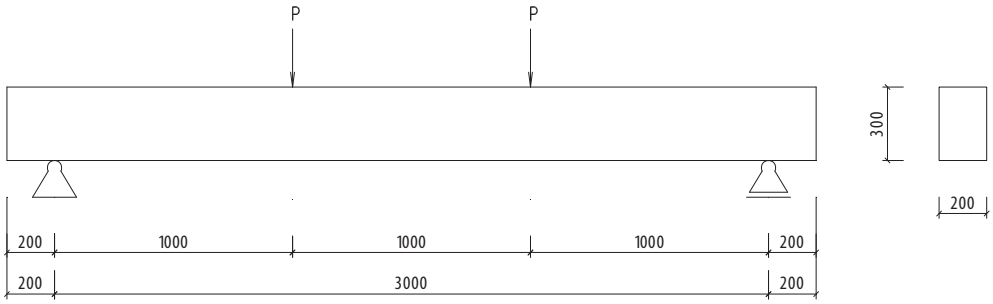
2.1. Założenia ogólne, program i realizacja badań

Głównym celem badań było uzyskanie wyników doświadczalnych stanu zarysowania (rozwarcie, rozstaw i kąty pochylenia rys ukośnych) w przypodporowej

strefie belek wykonanych z betonu wysokowartościowego. Chcąc zrealizować założone cele badawcze przyjęto, że elementami badawczymi będą belki w skali naturalnej o wymiarach przekroju poprzecznego 20×30 cm i długości 3,0 m mierzonej między osiami podpór, przy całkowitej długości belek równej 3,4 m (Rys. 1).

Równocześnie z elementami belkowymi wykonano sześcienne oraz walcowe próbki betonowe. Na próbkach sześciennych 150×150×150 mm określono wytrzymałość kostkową na ściskanie i rozciąganie metodą rozłupywania. Natomiast na próbkach walcowych Ø150×300 mm określono wytrzymałość na ściskanie oraz moduł sprężystości. Należy zaznaczyć, że sposób zagęszczania i warunki dojrzewania betonu w elementach badawczych i próbkach były jednakowe.

Zbadano łącznie cztery belki o tym samym stopniu zbrojenia i wykonane z tej samej klasy betonu, przy czym pierwsza z nich BP-1 była belką próbną, dzięki której przeprowadzono badanie mające na celu przetestowanie i wyskalowanie urządzeń wywołujących obciążenie oraz aparatury pomiarowej. W pozostałych belkach badawczych zastosowano dodatkowo opomiarowanie zbrojenia podłużnego i poprzecznego oraz betonu w strefie przypodporowej za pomocą tensometrów elektrooporowych.



Rys. 1. Geometria belek badawczych.
Fig. 1. Geometry features of testing beams.

Wykonano także badania mające na celu określenie cech wytrzymałościowych stali zbrojeniowej, przy czym próbki zastosowanej stali na zbrojenie podłużne pobierano bezpośrednio z belek odcinając wystające odcinki prętów zbrojenia głównego, a próbki stali zastosowanej na zbrojenie poprzeczne wykonano z tych samych prętów co strzemiona.

Ze względu na przewidywane wykorzystania teorii poślizgu zbrojenia *Kripsa* do określenia rozwarcia rys ukośnych w elementach belkowych wykonanych z BWW celowym okazało się także określenie tzw. parametrów przyczepności N i A. Wykonano zatem badania przyczepności metodą pull-out na próbkach sześciennych 150×150×150 mm, w których zabetonowano pręty zbrojeniowe. Przeprowadzone badania pozwoliły określić graniczne wartości naprężeń przyczepności w betonie wysokowartościowym zastosowanym w belkach badawczych. Ze względu na fakt, że do badań przyczepności zastosowano dokładnie te same pręty zbrojeniowe co w belkach, dokonano także analizy wpływu średnicy oraz rodzaju powierzchni prętów na wartość generowanych naprężeń przyczepności.

Wszystkie belki oraz elementy do badań przyczepności wykonano z mieszanki betonowej o tym samym składzie. Podczas realizacji prac badawczych zrezygno-

wano z wykonania samodzielnie mieszanki betonowej ze względu na dużą ilość masy betonowej. Ograniczone możliwości techniczne laboratorium, w którym wykonywano badania spowodowałyby konieczność wykonania elementów badawczych z kilku zarobów, co w przypadku projektowanego betonu wysokowartościowego mogłoby spowodować dość znaczne zmiany jego własności. W celu uniknięcia tych różnic mieszanka użyta do wykonania elementów badawczych została wykonana przez wytwórnię mas betonowych „Contractor" w Krakowie na podstawie projektu wykonanego przez autorów. Projekt składu mieszanki betonowej uwzględniał wyniki wykonanych wcześniejszych badań w zakresie własności BWW. Zaprojektowano mieszankę betonową o wytrzymałości kostkowej na ściskanie 70 MPa. Doświadczalne wartości wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie przez rozłupywanie próbek betonowych oraz modułu sprężystości zestawiono w Tablicy 1.

Tablica 1. Wyniki badań próbek betonowych.
Table 1. Mechanical properties of the tested specimens.

Kostkowa średnia wytrzymałość na ściskanie $f_{cm,cube}$	Walcowa średnia wytrzymałość na ściskanie f_{cm}	Wytrzymałość średnia na rozciąganie $f_{ctm,sp}$	Średnia wartość modułu sprężystości E_{cm}
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
73,1	59,1	4,1	36684,2

Zbrojenie podłużne belek wykonano ze stali żebrowanej BST500 o nominalnej średnicy 22 mm. Strzemiona wykonano ze stali gładkiej o nominalnej średnicy 8 mm. Wytrzymałościową charakterystykę zastosowanego zbrojenia przedstawia Tablicy 2.

Tablica 2. Podstawowe własności stali zbrojeniowej.
Table 2. Basic properties of the reinforcing bars.

Znak gatunku stali	Nominalna średnica prętów	Granica plastyczności stali f_y	Wytrzymałość na rozciąganie stali f_{tk}
	[mm]	[MPa]	[MPa]
-	8	342,5	448,5
BST500	22	557,1	658,1

2.2. Badania przyczepności

2.2.1. Opis badań

Badania przeprowadzono na betonowych próbkach 150×150×150 mm, w których zabetonowano pręty o dwóch średnicach ∅8 mm i ∅22 mm. Wykonano sześć modeli badawczych, które różniły się między sobą:

- średnicą zabetonowanych prętów – ∅8 mm i ∅22 mm,
- rodzajem powierzchni zbrojenia – gładkie, żebrowane,
- kierunkiem ułożenia prętów w czasie betonowania (pręty ∅22 mm).

Stosowano dwie długości zakotwienia prętów, w zależności od średnicy prętów:

- 5 cm w prętach o średnicy 22 mm,
- 4 cm w prętach o średnicy 8 mm.

Długość zakotwienia prętów w betonach wysokowartościowych trzeba było zmniejszyć z uwagi na wielkości siły potrzebnej do wyrwania pręta, przekraczającej siłę zrywającą. Ograniczenie odcinka przyczepności uzyskano stosując rurki z tworzywa sztucznego o odpowiednich długościach w ściśle określonych miejscach betonowanych prętów.

Wszystkie pręty ∅8 mm betonowano w pionowym ustawieniu, zachowując tym samym kierunek zgodny z kierunkiem betonowania. W przypadku prętów ∅22 mm zarówno gładkich jak i żebrowanych przyjęto dwa odmienne modele badawcze:

- równoległy kierunek ułożenia w stosunku do kierunku betonowania,
- prostopadły kierunek ułożenia w stosunku do kierunku betonowania.

Realizacja poszczególnych modeli badawczych pozwoliła na opisanie mechanizmu przyczepności między stalą zbrojeniową a BWW przy uwzględnieniu różnych warunków przyczepności oraz wpływu średnicy i rodzaju powierzchni zbrojenia na wielkość tej przyczepności. Badania wykonano powszechnie znaną metodą pull-out. Przyjęta metodyka badań wynikała z faktu wykorzystania tej metody badawczej przez *Kripsa* w analizie warunków przyczepności zachodzących między stalą a betonem w teorii poślizgu. Pomiary wślizgu prętów dokonywano do momentu wyrwania pręta, czemu towarzyszył jego szybki wysuw.

Przebieg badań oraz obraz zniszczenia – w ramach jednego typu zbrojenia tzn. rodzaju stali i średnicy prętów – były bardzo podobne. Oczywiście różniły się siły, przy których następowała utrata przyczepności oraz pełny wysuw prętów.

Jako kryterium utraty przyczepności przyjęto na podstawie danych literaturowych, wślizg 0,01 mm (wielkość ta nie jest standaryzowana). Na podstawie zarejestrowanej siły odpowiadającej temu przesunięciu oraz maksymalnej siły wyrywającej pręt określono wartości naprężeń przyczepności $\tau_{0,01}$ i τ_b.

Uzyskane średnie wyniki badań zestawiono w Tablicy 3, gdzie przedstawiono je w postaci naprężeń: $\tau_{0,01}$– w chwili naruszenia równowagi i τ_b – w chwili wyrwania pręta. Przyjęto następującą procedurę oznaczania próbek:

- PG/PZ – odpowiednio próbka ze stalą gładką/żebrowaną,
- 8/22 – odpowiednio średnica pręta ∅8/∅22 mm,
- P/R – kierunek ułożenia pręta względem kierunku betonowania, odpowiednio prostopadły/równoległy,

Naprężenia przyczepności $\tau_{0,01}$ i τ_b w strefie zakotwienia obliczano jako średnie ze wzoru:

$$\tau_b = \frac{P}{l_k \cdot u_s}, \tag{1}$$

gdzie: P – średnia siła w pręcie, l_k – długość zakotwienia, u_s – obwód pręta.

Tablica 3. Zestawienie wyników badań przyczepności.
Table 3. Statement of the results bond stress.

Model	Nr próbki	$\tau_{0,01}$ [MPa]	τ_b [MPa]	$\tau_{0,01}/\tau_b$
1	PG/8/R	5,40	9,74	0,55
2	PZ/8/R	9,62	26,67	0,36
3	PG/22/R	7,02	9,34	0,75
4	PZ/22/R	10,99	24,02	0,45
5	PG/22/P	6,42	8,33	0,77
6	PZ/22/P	10,82	20,08	0,54

2.2.2. Analiza wyników badań przyczepności

Przeprowadzone badania przyczepności pozwoliły na wykonanie analizy, na podstawie której określono tzw. parametry przyczepności A i N badanego betonu wysokowartościowego. Obliczenia przeprowadzono za pomocą programu STATISTICA 6.0, gdzie określając wartości średnie poślizgu Δ na poszczególnych rodzajach prętów wykonano estymację nieliniową metodą najmniejszych kwadratów. Wyznaczone parametry przyczepności A i N w poszczególnych modelach badawczych zestawiono w Tablicy 4.

Tablica 4. Doświadczalnie wyznaczone parametry przyczepności.
Table 4. The experimental bond stress parameters.

Pręty	Nr próbki/model badawczy	Parametry przyczepności			
		A [cm^{-N}]	$A_{śr}$ [cm^{-N}]	N	$N_{śr}$
gładkie	PG/8/R	0,2097	0,2727	0,1952	0,2267
	PG/22/R	0,2904		0,2308	
	PG/22/P	0,3181		0,2542	
żebrowane	PZ/8/R	0,6645	0,6797	0,3177	0,2971
	PZ/22/R	0,7598		0,2997	
	PZ/22/P	0,6147		0,2736	

Wyznaczone wartości parametrów A i N są większe od określonych w badaniach własnych *Kripsa*, co jest spowodowane większą przyczepność występującą w betonach wysokowartościowych. Zarówno *Krips* jak i zalecenia CEB nie uwzględniają lub pomijają wpływ średnicy prętów na generowane naprężenia przyczepności. Stąd pomimo wykazanej w przeprowadzonych badaniach nieco odmiennej charakterystyki przebiegu zależności $\tau_b - \Delta$ w zależności od średnicy zbrojenia oraz kierunku ułożenia prętów, przyjęto stałe wartości parametrów A i N jako wartości średnie z przeprowadzonych estymacji nieliniowych. Przyjmowanie średnich wartości analizowanych parametrów znacznie ułatwia ich porównywanie i interpretację z wartościami odpowiadającymi betonom zwykłym. Uwzględniając za EC:2004, warunki przyczepności związane z powierzchnią zastosowanych prętów oraz ich ułożeniem w elementach konstrukcyjnych, przyjęto w badanym betonie następujące wartości współczynników:

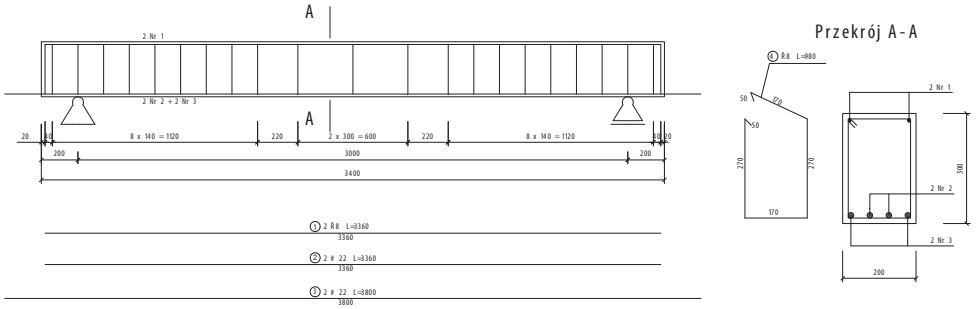
- „dobra przyczepność” $N = 0,2971$ $A = 0,6797$ cm$^{-0,2971}$,
- „średnia przyczepność” $N = 0,2267$ $A = 0,2727$ cm$^{-0,2267}$.

2.3. Badania belek

2.3.1. Opis badań

Elementy badawcze zaprojektowano zgodnie z PN:2002. Założono, że stan graniczny nośności zostanie osiągnięty w strefie przypodporowej (osiągnięcie granicy plastyczności przez naprężenia w zbrojeniu poprzecznym), co oznacza przezbrojenie belek ze względu na moment zginający.

Schemat zastosowanego zbrojenia belek przedstawiono na Rys. 2.



Rys. 2. Zbrojenie belek.
Fig. 2. Geometry and reinforcement arrangement beams.

W wybranych miejscach zbrojenia podłużnego i poprzecznego belek badawczych usytuowano tensometry elektrooporowe w celu określenia jednostkowych odkształceń prętów zbrojenia wywołanych działającym obciążeniem. Ze względu na założone cele badawcze pomiar odkształceń zbrojenia ograniczono jedynie do stref przypodporowych belek. Na pomalowanych na biało powierzchniach bocznych belek naniesiono siatkę geometryczną, która umożliwiała precyzyjną lokalizację i opis powstających rys. Poziome linie siatki naniesione zostały w odległościach co 5,0 cm. Najniższa pozioma linia siatki pokrywała się z górną powierzchnią zbrojenia podłużnego. Linie pionowe naniesione były w odległościach co 10 cm.

Obciążenie z siłownika przekazywano na belkę za pomocą stalowego trawersu, który generował obciążenie w postaci dwóch sił skupionych. Obciążenie stalowego trawersu, a tym samym belek przykładano etapami. Uwzględniając zarówno charakter urządzenia obciążającego oraz wartości teoretycznego obciążenia niszczącego przyjęto następujące skoki obciążenia przekazywanego na belkę P = 3, 5, 10, 30, 60, 90, 120, 150, 180 kN. Pierwsze etapy obciążenia zagęszczono w celu precyzyjnego określenia obciążenia rysującego.

Przy kolejnych etapach obciążenia wykonywano pomiar rozwarcia rys prostopadle do ich kierunku i rejestrację ich rozmieszczenia. Pomiar rozwarcia wykonywano mikroskopem *Brinella* o dokładności odpowiadającej wartości najmniejszej działce na skali wynoszącej 0,05 mm. Ze względu na utrudniony dostęp, rozwarcie rys mierzono jedynie na jednej powierzchni bocznej belek. Pomiary rozwarcia rys i rejestrację ich rozmieszczenia dokonywano równolegle z odczytami odkształceń zbrojenia i betonu (na tych samych poziomach obciążenia). Rejestracja odkształceń dokonywana była w sposób ciągły poprzez wzmacniacz pomiarowy oraz trwały zapis na komputerach.

Pomiary rozwarcia, kątów pochylenia i rozstawu rys dokonywano na całej długości belek z uwzględnieniem także odcinków wyłącznego występowania momentu zginającego.

2.3.2. Obciążenie rysujące, niszczące i naprężenia w zbrojeniu

Wyznaczone doświadczalnie wartości momentów rysujących wskazują, że dobrą zgodność wyników z obliczeniami uzyskuje się na drodze wykorzystania nieliniowej mechaniki pękania. Określając wartość momentu rysującego według założeń nieliniowej mechaniki pękania skorzystano z zależności:

$$M_{cr} = \kappa \cdot f_{ctm} \cdot W_c, \tag{2}$$

która uwzględnia wpływ wymiaru elementu i parametrów betonu związanych z procesem jego pękania. W celu wyznaczenia współczynnika κ wyrażającego iloraz wytrzymałości betonu na rozciąganie przy zginaniu do wytrzymałości na rozciąganie osiowe, posłużono się diagramami *Peterssona* (Hillerborg i in. [5]). Wartość energii pękania G_f danej klasy betonu ze względu na brak wartości doświadczalnych odczytano z zaleceń międzynarodowych CEB-FIP MC 1990 [6], a dynamiczny moduł sprężystości na rozciąganie przyjęto za większością opracowań naukowych równą wartości modułu przy ściskaniu. Wartości obliczeniowe oraz doświadczalne momentu rysującego zestawiono w Tablicy 5.

Tablica 5. Doświadczalne i obliczeniowe wartości momentu rysującego.
Table 5. Experimental and analytical value of cracks moment.

Belka	M_{cr}^{dos}	M_{cr}^{PN}	$\frac{M_{cr}^{dos}}{M_{cr}^{PN}}$	l_{ch}	G_f	M_{cr}^{obl}	$\frac{M_{cr}^{dos}}{M_{cr}^{obl}}$
	[kNm]	[kNm]		[cm]	[mN/m^2]	[kNm]	
BP-2÷4	15,0	11,69	1,28	22,9	120	16,36	0,92

Jednoznaczne określenie obciążenia rysującego w strefie przypodporowej nastręcza wiele problemów i obarczone jest pewnym błędem. Przyjęcie odpowiedniego poziomu obciążenia powodującego zarysowanie ukośne wpływa oczywiście na analizę pozostałych parametrów opisujących rysy ukośne. Dalsza analiza wyników badań i obliczeń została przeprowadzona przy założeniu obciążenia rysującego w strefie przypodporowej równego P = 90 kN co odpowiada powstaniu pierwszej zaobserwowanej rysy ukośnej. Przyjęta wartość V_{crp}^{dos}, jest bliska wartościom określonym na podstawie różnych modeli obliczeniowych. Dla tak przyjętej wartości siły V_{crp}^{dos} zależność obliczona na podstawie EC:2004 wg równania:

$$V_{crp} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d \tag{3}$$

jest nieco mniejsza i wynosi 65,79 kN. Uzyskana różnica może wynikać z faktu, iż przyjęty poziom obciążenia rysującego w strefie przypodporowej jest zbyt wysoki. Skokowo przykładane obciążenie nie pozwoliło na uzyskanie wyników pośrednich między siłami P = 60 kN i P = 90 kN, ale na podstawie uzyskanych obrazów rys oraz wartości naprężeń w strzemionach przy tych obciążeniach wydaje się, że wartość obciążenia rysującego w strefie przypodporowej oscyluje pomiędzy tymi dwoma poziomami obciążenia. Tak przyjęte założenie, dotyczące momentu zarysowania ukośnego pozwala stwierdzić, że równanie zaczerpnięte z EC:2004 stosunkowo dobrze opisuje wielkość obciążenia, przy którym powstają pierwsze rysy ukośne. Przy założeniu, że moment zarysowania ukośnego generowany jest obciążeniem

siłą P = 90 kN, równanie z EC:2004 należałoby poddać kalibracji. W dalszej części analizy przyjęto V_{crp} = 90 kN.

Zgodnie z programem badań ustalono obciążenie niszczące, które przyjmuje się jako obciążenie, przy którym naprężenia w strzemionach osiągnęły granicę plastyczności. Powyższe założenie dotyczyło zarówno prętów podłużnych jak i strzemion. Na podstawie uzyskanych wyników przyjęto poziom obciążenia niszczącego równy 150 kN. Ze względu na główny cel badań – informacje dotyczące stanu zarysowania strefy przypodporowej – celowym stało się określenie poziomu obciążenia, przy którym należy przeprowadzić analizę stanu zarysowania belek badawczych. W literaturze przyjmowany jest najczęściej poziom obciążenia odpowiadający 0,6÷0,7 obciążenia niszczącego, co w przybliżeniu odpowiada obciążeniu w stanie granicznym użytkowalności. Ze względu na zarejestrowany obraz rys, wartości obciążeń rysujących oraz naprężeń w zbrojeniu belek badawczych, zdecydowano się przeprowadzić analizę stanu zarysowania przedmiotowych belek przy obciążeniu odpowiadającym $0{,}8 \cdot V_{nisz}$, co daje odpowiednio wartość V_{eksp} = 120 kN.

Teoria poślizgu *Kripsa* uzależnia rozwarcie rys m.in. od wartości naprężeń występujących w zbrojeniu. Stąd konieczność określenia wartości naprężeń w zbrojeniu podłużnym i poprzecznym przy powstaniu pierwszej rysy oraz pod wpływem działania obciążenia V_{eksp}. Obliczeniowe naprężenia w strzemionach można wyznaczyć stosując analityczne rozwiązania modelu kratownicowego *Mörscha* [7] korzystając z powszechnie znanych zależności. Jednak jak zauważyli *Leonhardt, Walther* [8], rzeczywiste naprężenia w strzemionach są mniejsze niż te wyznaczone z modelu kratownicowego *Mörscha*. Potwierdziły to także przeprowadzone badania, stąd proponuje się obliczać naprężenia w strzemionach przy powstaniu pierwszej rysy z zależności:

$$\sigma_{sycr} = \frac{V_{crp}}{\rho_w b_w d} \cdot \alpha_1 . \tag{4}$$

Analogicznie wartość naprężeń w strzemionach pod obciążeniem eksploatacyjnym zaleca się wyznaczać z zależności:

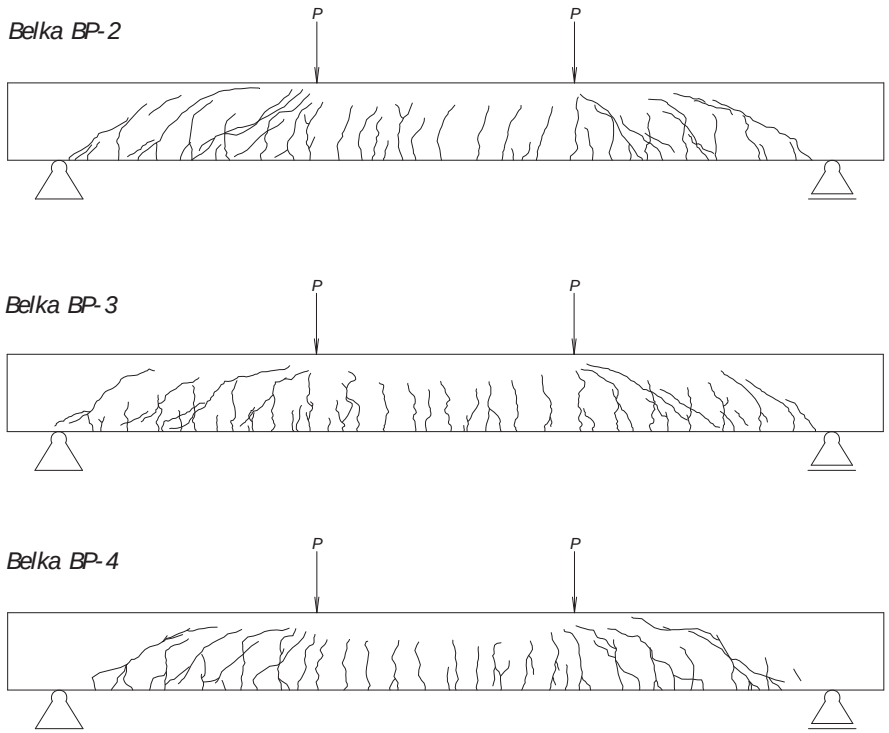
$$\sigma_{sy} = \frac{V - V_{crp}}{\rho_w b_w d} \cdot \alpha_1 . \tag{5}$$

Przy wyznaczaniu naprężeń w zbrojeniu poprzecznym badanych elementów belkowych wykonanych z BWW, współczynnik α_1 można interpretować jako zamiennik proponowanego przez *Leonhardta, Walthera* współczynnika równego $\tan\theta$. Ze względu jednak na uzyskanie w doświadczeniach większych wartości kątów pochylenia rys ukośnych a tym samym kątów pochylenia krzyżulców betonowych – większych niż 45^0, należałoby wyrażenie $\tan\theta$ zastąpić wyrażeniem $\cot\theta$. Proponowany przez autora współczynnik α_1, który należy wykalibrować wydaje się lepiej opisywać występujące wartości naprężeń w strzemionach w porównaniu z wielkościami zależnymi od kąta θ, ze względu na zbyt duży wpływ nawet niewielkiej zmiany kąta pochylenia umownych krzyżulców betonowych θ na wartości tych naprężeń. W dalszej analizie przyjęto wartości doświadczalne naprężeń rozciągających w strzemionach równe odpowiednio $\sigma_{sycr} = 138,0MPa$ dla obciążenia rysującego oraz $\sigma_{sy} = 220,0MPa$ przy obciążeniu eksploatacyjnym.

Wartości naprężeń w zbrojeniu podłużnym można obliczać w dowolnym przekroju przy zastosowaniu powszechnie znanych zależności. Problemem jest jednak jednoznaczne określenie przekroju, w którym należy analizować rozwarcie rys ukośnych ze względu na ich losowe występowanie. Stąd do dalszej analizy przyjęto podobnie jak w przypadku strzemion wartości doświadczalne naprężeń w zbrojeniu głównym równe $\sigma_{sxcr} = 180,0MPa$ dla obciążenia rysującego V_{crp} oraz $\sigma_{sx} = 248,18MPa$ przy obciążeniu V_{eksp}.

2.3.3. Analiza stanu zarysowania

Zarysowanie wszystkich belek przebiegało podobnie. Pierwsze zarysowania powstały w środkowej strefie belek – rysy prostopadłe, przy obciążeniu P = 10 kN, przy czym zasięg tych rys rzadko kiedy przekraczał poziom zbrojenia głównego. Ze względu na bardzo małe rozwarcie rys przy tym poziomie obciążenia – brak możliwości wykonania pomiaru – wydaje się, że zarysowaniu uległa jedynie wapienna warstwa powierzchniowa. Stąd arbitralnie przyjęto za poziom obciążenia rysującego siłę nieco większą. W strefach przypodporowych rysy pojawiły się przy kolejnym stopniu obciążenia – P = 30 kN. Początkowo obraz rys ukośnych był zbliżony do rys prostopadłych – podobne wartości rozwarć, duże kąty pochylenia rys. Znaczący wzrost wpływu rys ukośnych na pełny obraz zarysowania następował przy obciążenia siłą P > 90 kN, gdzie rysy prostopadłe nie zwiększały w znaczący sposób swojego zasięgu. Zarejestrowany obraz rys w badanych belkach przy obciążeniu siłą P = 180 kN ilustruje Rys. 3.



Rys. 3. Obraz rys w belkach po zakończeniu badań.
Fig. 3. Distribution of cracks at failure.

Średnie i maksymalne szerokości rozwarcia rys uzyskane w poszczególnych belkach przedstawia Tablicy 6, w której podano wartości średnie poszczególnych parametrów liczonych z lewej i prawej strony belek.

Tablica 6. Doświadczalne rozwarcia rys ukośnych.
Table 6. Experimental width of skew cracks.

Belka	Poz. pom. [cm]	$\overline{w}^{dos}$ [mm] Obciążenie P [kN]						$w_{\max}^{dos}$ [mm] Obciążenie P [kN]					
		30	60	90	120	150	180	30	60	90	120	150	180
BP-2	25				0,025	0,065	0,089				0,025	0,150	0,250
	20			0,025	0,150	0,082	0,190			0,025	0,150	0,250	0,800
	15			0,050	0,080	0,106	0,211			0,050	0,300	0,500	1,350
	10			0,063	0,084	0,110	0,232			0,100	0,300	0,550	1,250
	5			0,046	0,071	0,088	0,151			0,150	0,250	0,500	1,100
	0			0,046	0,071	0,090	0,109			0,150	0,250	0,500	0,600
BP-3	25						0,063						0,100
	20				0,025	0,060	0,173				0,025	0,200	0,800
	15				0,055	0,127	0,236				0,100	0,400	1,000
	10			0,050	0,075	0,093	0,224			0,050	0,200	0,300	1,200
	5			0,056	0,061	0,078	0,111			0,150	0,250	0,400	0,600
	0			0,056	0,061	0,069	0,092			0,150	0,250	0,200	0,600
BP-4	25						0,250						0,250
	20				0,025	0,067	0,164				0,025	0,200	0,700
	15			0,025	0,080	0,065	0,208			0,025	0,100	0,300	0,800
	10			0,063	0,068	0,122	0,192			0,100	0,200	0,300	0,800
	5			0,056	0,073	0,088	0,139			0,150	0,200	0,350	0,500
	0			0,056	0,073	0,092	0,148			0,150	0,200	0,350	0,500

W zakresie obciążenia V_{eksp} na poziomach 5 i 10 cm uzyskano zbliżone wartości. Na wyższych poziomach wartości średnich rozwarć rys były znacznie mniejsze, stąd do dalszej analizy przyjęto za miarodajne wyniki tylko z poziomów 5 i 10 cm, obliczając je jako średnie arytmetyczne z tych poziomów.

Zarejestrowana liczba rys w belkach badawczych potwierdza także słuszność założenia dotyczącego przyjęcia wyników badań z poziomów pomiarowych 5 i 10 cm za miarodajne, do dalszej analizy stanu zarysowania strefy przypodporowej. Największą liczbę rys ukośnych we wszystkich badanych belkach zarejestrowano właśnie na poziomie 5 cm, przy czym występowały także rysy, które swoim zasięgiem obejmowały tylko środkową strefę belek.

W analizowanych belkach wpływ na pochylenie rys miały przede wszystkim siły wewnętrzne, gdzie w początkowych etapach obciążania można stwierdzić decydujący wpływ momentu zginającego M. Wraz ze wzrostem obciążenia na pochylenie rys zaczęły wpływać także strumienie sił stycznych wywołanych siłami poprzecznymi, przy czym zmniejszenie średnich wartości β_r na niższych poziomach pomiarowych spowodowane było przede wszystkim wzrostem liczby rys o mniejszym pochyleniu niż rysy dotychczasowe.

Projektując belki na ścinanie na podstawie modelu kratownicowego o zmiennym nachyleniu betonowych krzyżulców, zgodnie z zaleceniami m.in. PN:2002 i EC:2004 w analizie stanu granicznego nośności, można przyjmować kąt pochylenia krzyżulców betonowych mniejszy od 45^0. Przeprowadzone badania wykazały,

że w badanych elementach wykonanych z BWW, zalecane w normach wartości kąta pochylenia umownych krzyżulców betonowych nie pokrywają się z wartościami doświadczalnymi i to zarówno w stanie granicznym nośności jak i pod obciążeniem eksploatacyjnym. Uzyskane w badaniach większe wartości kątów pochylenia rys nie były zaskoczeniem, ponieważ podobnie jak w betonach zwykłych nie należy oczekiwać zgodności kątów zaobserwowanych doświadczalnie z kątem „normowym". Przyjmując za *Godyckim-Ćwirko, Wesołowskim* [9] oraz niemiecką normą DIN 1045-1:2001 [10] zależność:

$$\cot\theta = \frac{\cot\beta_r}{1-\frac{V_{cr}}{V}} \tag{6}$$

przy wyznaczonej doświadczalnie średniej wartości kąta pochylenia rys ukośnych $\beta_r \approx 52{,}54^0$, można przyjmować wartości kąta pochylenia umownych krzyżulców betonowych równe lub bliskie 45^0.

Godycki-Ćwirko, Wesołowski [9] zalecają wykorzystanie alternatywnych do PN:2002 metod wspomagających projektowanie w zakresie rozwarcia rys ukośnych w strefach przypodporowych. Dotyczy to także elementów wykonanych z BWW. Należy także pamiętać, iż doskonalenie metod obliczeniowych na bazie metod eksperymentalnych napotyka na trudności w związku ze znaczną nieregularnością wyników doświadczalnych, co potwierdziły przeprowadzone badania, oraz bardziej skomplikowaną naturą zjawisk, niż wynikałoby to z prostego opisu teoretycznego zaprezentowanego w przepisach normowych.

3. Propozycja własna obliczania rozwarcia rys ukośnych w przypodporowej strefie belek wykonanych z betonu wysokowartościowego

3.1. Założenia główne i procedura obliczeniowa

Analizując strefę przypodporową elementów poddanych równoczesnemu działaniu siły poprzecznej i momentu zginającego zauważyć można, że układ rys ukośnych kształtuje się w przybliżeniu ortogonalnie do linii działania naprężeń głównych. W strefie tej jako zbrojenie poprzeczne stosuje się strzemiona lub pręty odgięte i strzemiona. Ze względu na lokalizację prętów odgiętych wewnątrz przekroju, w analizie szerokości rozwarcia rys ukośnych rolę strzemion należy traktować jako pierwszoplanową. Można zatem przyjąć, że w przekroju przez rysę występują rozciągane pręty zbrojenia podłużnego oraz rozciągane strzemiona.

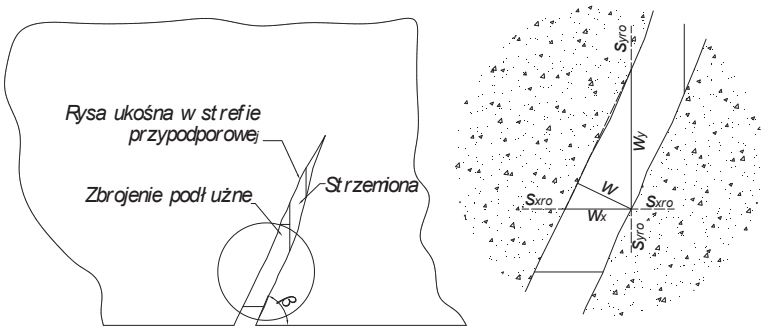
Rozważania przeprowadzono przy założeniu występowania obciążenia rysującego, a następnie określono średnią wartość rozwarcia rys ukośnych w zależności od przyrostu naprężeń w zbrojeniu w wyniku działania obciążenia eksploatacyjnego oraz parametrów charakteryzujących warunki przyczepności.

Założono, że w wyniku działania obciążenia rysującego generowana jest rysa ukośna, której rozwarcie związane jest z poślizgiem rozciąganych strzemion i prętów podłużnych. Długości odcinków poślizgu w przypadku strzemion s_{yro} i prętów podłużnych s_{xro} można wyznaczyć na podstawie wzoru ogólnego, który przyjmuje odpowiednią postać w przypadku strzemion i prętów podłużnych:

$$s_{xro} = \frac{2}{1-N_p} \cdot \left[\frac{\Delta\sigma_{sxcr}}{\varepsilon_{sxcr}^{N_p}} \frac{d_p}{8} \frac{1+N_p}{f_{cm}A_p} \right]^{\frac{1}{1+N_p}}, \quad s_{yro} = \frac{2}{1-N_s} \cdot \left[\frac{\Delta\sigma_{sycr}}{\varepsilon_{sycr}^{N_s}} \frac{d_s}{8} \frac{1+N_s}{f_{cm}A_s} \right]^{\frac{1}{1+N_s}}. \quad (7)$$

Długości te są do siebie prostopadłe, a poszczególne parametry występujące w tych zależnościach odnoszą się odpowiednio do strzemion i prętów zbrojenia podłużnego (Rys. 4).

Parametry A i N występujące w powyższych zależnościach przyjmują różne wartości w przypadku strzemion i zbrojenia podłużnego, ze względu na tzw. warunki przyczepności. Ponadto w elementach wykonanych z BWW parametry A i N będą przyjmowały inne wartości niż w betonach zwykłych, ponieważ naprężenia przyczepności między BWW a stalą opisują inne zależności niż w betonach zwykłych.



Rys. 4. Rysa ukośna w strefie przypodporowej elementu belkowego.
Fig. 4. The skew crack for beams element.

Występujące w powyższych wzorach jednostkowe odkształcenia stali zbrojeniowej można wyznaczyć na podstawie znanych zależności:

$$\varepsilon_{sycr} = \frac{\sigma_{sycr}}{E_s}, \qquad \varepsilon_{sxcr} = \frac{\sigma_{sxcr}}{E_s}. \quad (8)$$

Przyrost naprężeń w strzemionach i zbrojeniu podłużnym w przekroju przez rysę $\Delta\sigma_{scr}$, można wyznaczyć z zależności:

$$\Delta\sigma_{sycr} = \sigma_{sycr} - \alpha_e f_{ctm}, \qquad \Delta\sigma_{sxcr} = \sigma_{sxcr} - \alpha_e f_{ctm}. \quad (9)$$

Szerokość rozwarcia pierwszej rysy, można określić jako sumę poślizgu zbrojenia z obu stron powstałej rysy. Wykorzystując ogólną zależność podaną przez *Kripsa*, możemy określić odpowiednio szerokość rysy mierzoną równolegle do osi strzemion oraz zbrojenia podłużnego:

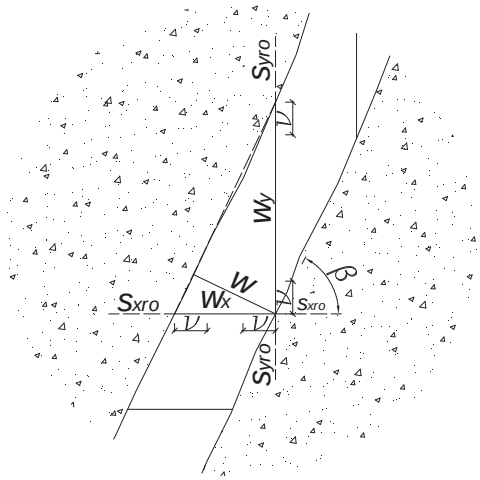
$$w_x^1 = 2\nu(x = s_{xro}) = 2 \cdot \left[\Delta\sigma_{sxcr}\varepsilon_{sxcr} \frac{d_p}{8} \frac{1+N_p}{f_{cm}A_p} \right]^{\frac{1}{1+N_p}}, \quad (10)$$

$$w_y^1 = 2\nu(x = s_{yro}) = 2 \cdot \left[\Delta\sigma_{sycr}\varepsilon_{sycr} \frac{d_s}{8} \frac{1+N_s}{f_{cm}A_s} \right]^{\frac{1}{1+N_s}}. \quad (11)$$

Porównanie obliczonych zależności rozwarcia pierwszych rys w kierunku poziomym w_x^1 i pionowym w_y^1 z wartościami doświadczalnymi wykazało znaczne niedoszacowanie. Może to być spowodowane wzajemnym wpływem rozwarcia poziomego w_x^1 na pionowe w_y^1 i odwrotnie, czego nie uwzględniają powyższe równania. Dlatego też proponuje się wprowadzenie współczynnika korekcyjnego α_2 dla określenia rozwarcia poziomego w_x^1, którego wartość na podstawie przeprowadzonych badań określono na poziomie 1,5. Z kolei w przypadku rozwarcia pionowego w_y^1 trzeba uwzględnić geometryczny wpływ rysy poziomej na wartość rozwarcia pionowego tzn. że w chwili pojawienia się rysy pionowej jej rozwarcie generowane jest zarówno obustronnym poślizgiem strzemion oraz w środkowej strefie rysy rozwarciem wcześniej powstałej rysy poziomej $\tan\beta_r \cdot w_x^1$ (Rys. 5). Zatem szerokość rysy mierzoną równolegle do osi strzemion oraz zbrojenia podłużnego można wyznaczać z zależności:

$$w_x^1 = 2 \cdot \left[\Delta\sigma_{sxcr}\varepsilon_{sxcr} \frac{d_p}{8} \frac{1+N_p}{f_{cm}A_p} \right]^{\frac{1}{1+N_p}} \cdot \alpha_2 ,$$

$$w_y^1 = 2 \cdot \left[\Delta\sigma_{sycr}\varepsilon_{sycr} \frac{d_s}{8} \frac{1+N_s}{f_{cm}A_s} \right]^{\frac{1}{1+N_s}} \cdot \tan\beta_r \cdot w_x^1 . \qquad (12)$$



Rys. 5. Rozwarcie rysy w kierunku poziomym w_x^1 i pionowym w_y^1.
Fig. 5. Horizontal w_x^1 and vertical w_y^1 widths of cracks.

Szerokość rozwarcia rys przy dowolnym stopniu obciążenia, w stosunku do szerokości rozwarcia pierwszej rysy zwiększa się w ogólnym przypadku według zależności przedstawionych przez *Kripsa*. W odniesieniu do kierunku poziomego i pionowego zależności te można zapisać jako:

$$w_x = 2 \cdot \left[\Delta\sigma_{sxcr}\varepsilon_{sxcr} \frac{d_p}{8} \frac{1+N_p}{f_{cm}A_p} \right]^{\frac{1}{1+N_p}} \cdot \left[1,6 \cdot \left(\frac{\sigma_{sx}}{\sigma_{sxcr}} \right)^{\frac{1-N_p}{1+N_p}} - 0,7 \right], \qquad (13)$$

$$w_y = 2 \cdot \left[\Delta\sigma_{sycr} \varepsilon_{sycr} \frac{d_s}{8} \frac{1+N_s}{f_{cm} A_s} \right]^{\frac{1}{1+N_s}} \cdot \left[1,6 \cdot \left(\frac{\sigma_{sy}}{\sigma_{sycr}} \right)^{\frac{1-N_s}{1+N_s}} - 0,7 \right]. \tag{14}$$

Pierwszy człon powyższych równań określa rozwarcie pierwszej rysy odpowiednio w kierunku poziomym i pionowym, z kolei długi człon określa przyrost tego rozwarcia ze względu na zwiększoną wartość obciążenia ponad obciążenie rysujące.

Średnią szerokość rozwarcia rys ukośnych proponuje się wyznaczać na podstawie adaptacji zależności podanej w Eurokodzie 2 (EC:2004) w odniesieniu do średniego rozstawu rys, która z jednej strony wynika z zależności geometrycznych powstałych rys ukośnych występujących w strefie przypodporowej, a z drugiej uwzględnia wpływy kąta θ na wartość generowanych rys. Stąd średnie rozwarcie rys ukośnych, przy założonym nachyleniu kąta θ równym lub bliskim 45^0, mierzone prostopadle do ich kierunku można wyznaczać z zależności:

$$\overline{w} = \frac{1}{\frac{\cos\theta}{w_y} + \frac{\sin\theta}{w_x}}. \tag{15}$$

Ze względu na zależność sztywności zginanych elementów belkowych od proporcji wymiarów prostokątnego przekroju poprzecznego, proponuje się uwzględnić ten parametr w odniesieniu do wartości średniego rozwarcia rys. Stąd wielkość średniego rozwarcia rys ukośnych można wyznaczać z następującej zależności:

$$\overline{w} = \frac{1}{\left(\frac{\cos\theta}{w_y} + \frac{\sin\theta}{w_x} \right)} \cdot \frac{1}{\left(\frac{h}{b_w} \right)^{\frac{1}{3}}}. \tag{16}$$

Mianownik pierwszego członu powyższego równania określa udział poślizgu strzemion i wywołane tym poślizgiem rozwarcie pionowe oraz udział rozwarcia poziomego w całkowitym rozwarciu rysy ukośnej. Drugi człon równania uwzględniania w analizie rozwarcia rys ukośnych elementy o jednakowym przekroju poprzecznym i stopniu zbrojenia lecz o rożnych proporcjach wymiarów („efekt skali"). Wartość występującego w równaniu kąta pochylenia umownych krzyżulców betonowych θ, ze względu na uzyskane wyniki badań (średni kąt pochylenia rys ukośnych $\beta_r \approx 48,0^0$) można przyjmować zgodnie z zaleceniami PN:2002 w zakresie $26,6^0 \div 45,0^0$ z tendencją do przyjmowania wartości bliskich $45,0^0$.

Należy zaznaczyć, że średnia szerokość rys $\overline{w}$ i szerokość maksymalna $w_{\max}$ charakteryzują się zróżnicowanym stopniem wzrostu w stosunku do rozwarcia pierwszej rysy, spowodowanej obciążeniem rysującym. Stąd ze względów na fakt, że przy projektowaniu za miarodajne przyjmuje się maksymalne rozwarcie rys, można wyznaczyć maksymalne rozwarcia rys ukośnych w kierunku poziomym i pionowym z następujących zależności:

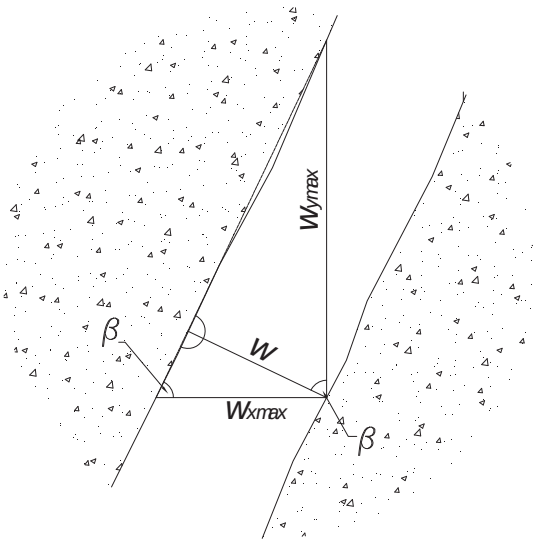
$$w_{x\max} = w_x^1 \cdot \left(\frac{\sigma_{sx}}{\sigma_{sxcr}} \right)^{\frac{2}{1+N_p}}, \qquad w_{y\max} = w_y^1 \cdot \left(\frac{\sigma_{sy}}{\sigma_{sycr}} \right)^{\frac{2}{1+N_s}}. \tag{17}$$

Z doświadczenia wiadomo, że rozkład ilościowy rys maksymalnych znacznie różni się od rozkładu wartości średnich. Najczęściej jest to jedna lub dwie rysy o największych rozwarciach, które generują tak duże wartości. Dlatego wartość maksymalnego rozwarcia rysy ukośnej mierzonej prostopadle do jej kierunku można wyznaczać z zależności geometrycznych tej rysy zgodnie z Rys. 6:

$$w_{\max} = w_{x\max} \cdot \sin\left(arc\cot\left(\frac{w_{y\max}}{w_{x\max}}\right)\right). \tag{18}$$

Proponowana metoda obliczania rozwarcia rys ukośnych w strefach przypodporowych elementów belkowych wykonanych z BWW uwzględnia większość parametrów, które wpływają zasadniczo na zarysowanie elementu. Oprócz podstawowych parametrów, do których należą: wymiary przekroju, stopień zbrojenia, średnica zbrojenia, parametry wytrzymałościowe betonu, co może mieć szczególne znaczenie w odniesieniu do BWW itp., przedstawiona metoda uwzględnia dodatkowo szereg innych parametrów, do których należą:

- przyrost naprężenia w zbrojeniu w przekroju przez rysę, wywołany obciążeniem rysującym,
- przyrost naprężenia w zbrojeniu w stadium obciążenia eksploatacyjnego w stosunku do wartości naprężenia przy powstaniu pierwszej rysy,
- usytuowanie prętów zbrojenia podłużnego i poprzecznego w obszarach dobrej i średniej przyczepności oraz uwzględnienie odmiennej przyczepności zbrojenia do BWW, poprzez przyjęcie odpowiedniej kombinacji współczynników A i N,
- kąt pochylenia umownych krzyżulców betonowych θ,
- uwzględnienie elementów o jednakowym przekroju poprzecznym i stopniu zbrojenia lecz o rożnych proporcjach wymiarów.



Rys. 6. Zależności geometryczne w maksymalnej rysie ukośnej.
Fig. 6. Relation between horizontal $w_{x\max}$ and vertical $w_{y\max}$ crack.

Porównanie wyznaczonych z przedstawionych równań wartości rozwarcia pierwszych rys ukośnych oraz rozwarcia maksymalnego w odniesieniu do wartości pomierzonych doświadczalnie w belkach zestawiono w Tablicy 7 i Tablicy 8.

Tablica 7. Doświadczalne i obliczeniowe rozwarcia pierwszych rys ukośnych.
Table 7. Experimental and analytical width of first skew cracks.

Belka	w_x^{1dos}	w_x^{1obl}	$\frac{w_x^{1dos}}{w_x^{1obl}}$	w_y^{1dos}	w_y^{1obl}	$\frac{w_y^{1dos}}{w_y^{1obl}}$	w^{1dos}	w^{1obl}	$\frac{w^{1dos}}{w^{1obl}}$
	[mm]	[mm]		[mm]	[mm]		[mm]	[mm]	
BP-2	0,176		1,14	0,184		0,93	0,125		1,03
BP-3	0,100	0,154	0,65	0,327	0,197	1,65	0,100	0,121	0,83
BP-4	0,127		0,82	0,220		1,11	0,125		1,03

Tablica 8. Doświadczalne i obliczeniowe maksymalne rozwarcie rys ukośnych.
Table 8. Experimental and analytical maximal width of skew cracks.

Belka	$w_{\max}^{dos}$	$w_{\max}^{obl}$	$\frac{w_{\max}^{dos}}{w_{\max}^{obl}}$
	[mm]	[mm]	
BP-2	0,275		1,27
BP-3	0,225	0,216	1,04
BP-4	0,200		0,93

Porównanie wartości doświadczalnych i obliczonych według przedstawionych wyżej założeń przy rozpatrywanym poziomie obciążenia eksploatacyjnego wskazuje, że wartości obliczeniowe są w dobrej zgodności z wynikami badań. Wydaje się więc, że ogólna koncepcja jest słuszna. Wymagane są jednak dalsze badania doświadczalne oraz prace analityczne w celu uściślenia wartości niektórych współczynników oraz wprowadzenia pewnych założeń wstępnych, upraszczających procedurę obliczeniową. Należy także pamiętać, iż doskonalenie metod obliczeniowych na bazie metod eksperymentalnych napotyka na trudności w związku ze znaczną nieregularnością wyników doświadczalnych, co potwierdziły przeprowadzone badania, oraz bardziej skomplikowaną naturą zjawisk, niż wynikałoby to z prostego opisu teoretycznego zaprezentowanego w przepisach normowych.

W celu wykorzystania proponowanej procedury w praktyce inżynierskiej należałoby, zgodnie z propozycją *Lewickiego* [11, 12], wyznaczyć wartość współczynnika γ_d, określającego niepewność przyjęto modelu teoretycznego.

Należy zaznaczyć, że wyniki obliczeń jak również niektóre parametry stosowane w metodzie obliczeniowej odnoszono do badań doświadczalnych, które nie uwzględniały wpływu m.in.:

- obciążeń powtarzalnych (brak odciążenia podczas badania),
- obciążeń wielokrotnie zmiennych,
- obciążeń dynamicznych,
- czasu trwania obciążenia,
- odkształceń reologicznych itp.

Należy zatem przyjąć, że wyznaczone rozwarcia rys można odnosić jedynie do elementów poddanych działaniu obciążeń doraźnych, monotonicznych.

4. Podsumowanie i wnioski końcowe

Przeprowadzone analizy teoretyczne oraz badania i analizy wyników umożliwiają sformułowanie następujących wniosków ogólnych:

1. Betony wysokowartościowe mogą stanowić alternatywę w odniesieniu do betonów zwykłych zwłaszcza w konstrukcjach, od których wymaga się nie tylko bardzo dobrych własności wytrzymałościowych ale również dużej trwałości i wysokiej odporności w różnych warunkach środowiskowych. BWW charakteryzują się zwiększoną przyczepnością między zmodyfikowaną matrycą a kruszywem co powoduje, że zarysowanie przebiega przez ziarna kruszywa prowadząc do względnie płaskich i gładkich powierzchni rysy i znacznego ograniczenia efektu zazębiania się rozdzielonych rysą powierzchni. Większa wytrzymałość na rozciąganie BWW powoduje większe wartości obciążenia rysującego oraz ma znaczący wpływ na proces zarysowania.
2. Przeprowadzone badania wykazały znaczący wpływ rodzaju powierzchni zbrojenia na naprężenia przyczepności. W próbkach z BWW z prętami żebrowanymi uzyskano średnio blisko 70% większe wartości naprężeń $\tau_{0,01}$ niż w próbkach z prętami gładkimi. Uwzględniając za EC:2004, warunki przyczepności związane z powierzchnią zastosowanych prętów oraz ich ułożeniem w elementach konstrukcyjnych, zaproponowano na podstawie uzyskanych wyników badań następujące wartości współczynników w analizowanym betonie: „dobra przyczepność" $N = 0{,}2971$, $A = 0{,}6797\ \mathrm{cm}^{-0{,}2971}$, „średnia przyczepność" $N = 0{,}2267$, $A = 0{,}2727\ \mathrm{cm}^{-0{,}2267}$. Uzyskane wyniki badań przyczepności potwierdzają przyjęte w PN:2002 założenia co do stosowalności wzorów na przyczepność obliczeniową f_{bd} do klas nie wyższych niż C50/60.
3. Przedstawiona metoda obliczania rozwarcia rys ukośnych przy jednoczesnym działaniu $M + V$ pozwala określić średnie i maksymalne rozwarcia. Wartość kąta pochylenia umownych krzyżulców betonowych θ, można przyjmować odpowiednio jak w analizie stanu granicznego nośności na ścinanie, przy czym ze względu na uzyskane wyniki badań zalecane są wartości z górnego zakresu tego kąta. Przy ewentualnym wykorzystaniu tej metody w praktyce, należałoby zgodnie z propozycją *Lewickiego*, wyznaczyć wartość współczynnika γ_d, określającego niepewność przyjęto modelu teoretycznego.
4. W celu uogólnienia zaprezentowanej metodyki obliczeń rozwarcia rys ukośnych na szerszy zakres betonów wysokowartościowych należałoby przeprowadzić dodatkowe badania na znacznie większej liczbie elementów badawczych, w których parametrami zmiennymi byłyby m.in.: stopień zbrojenia, wytrzymałość betonu, wskaźnik ścinania oraz proporcje wymiarów przekroju poprzecznego elementu.

Literatura

[1] Kaszyńska M., *BWW: możliwości, cechy, zastosowania*, Ustroń, XVII Ogólnopolska Konferencja Warsztat pracy projektanta konstrukcji, 2002.

[2] PN:2002. *PN-B-03264:2002. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i wymiarowanie.*

[3] EC:2004. *Eurocode 2. EN 1992-1-1:2004. Design of concrete structures. General rules and rules for buildings.*

[4] Krips M., *Rissbreitenbeschränkung in Stahlbeton und Spannbeton*, Berlin, Ernst und Sohn – Verlag für Architektur und Technische Wissenschaften, 1985.

[5] Hillerborg A., Modeer M., Petersson P.E., *Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements*, Cement and Concrete Research (1976), Vol.6, str. 773-782.

[6] CEB-FIP 1990. *Model Code 1990 for Concrete Structures*, CEB Bulletin d'Information No 195 and 196, First Draft, March.

[7] Mörsch E., *Der Eisenbetonbau – Seine Teorie und Anwendung*, Stuttgard, Verlag von Konrad Wittmer, 1929.

[8] Leonhardt F., Walther R., *Beiträge zur Behandlung der Schubproblememe im Stahlbetonbau*, Beton und Stahlbetonbau, No. 2, 3, 6, 7, 8 (1962).

[9] Godycki-Ćwirko T., Wesołowski M., *Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych według Eurokodu 2. Stany graniczne użytkowalności*, Praca zbiorowa Sekcji Konstrukcji Betonowych KILiW PAN, rodz. 7, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2005.

[10] DIN 1045-1:2001 Deutsche Norm. *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion*.

[11] Lewicki B., *Związek między wynikami badań i wzorami normowymi*, Inżynieria i Budownictwo, Nr 4-5 (1990).

[12] Lewicki B., *Wymiarowanie na podstawie badań*, Inżynieria i Budownictwo, Nr 6 (1991).

The width of skew cracks in the supported zone of beams made from High Performance Concrete (HPC)

Tadeusz Ciężak*, Daniel Wałach**

**Lublin University of Technology. e-mail: t.ciezak@pollub.pl*
***AGH University of Science and Technology, e-mail: walach@agh.edu.pl*

Abstract: The main purpose of the following thesis was to develop a method for calculating the width of skew cracks in the supported zone of beam elements made from High Performance Concrete, using the primary guidelines of the calculation model (substitute truss) used in standard regulations concerning shearing. The author's own studies have also been described in the thesis. The program of tests, a description of their realization, as well as the results obtained from tests pertaining to adhesiveness and beam elements have also been presented. An analysis of the results obtained was carried out, which was compared to the results of the theoretical analysis based on standard regulations. The last section of the thesis contains the author's proposed method for calculating the width of skew cracks in the supported zones of elements made from HPC. A comparison was also made between the calculation results obtained on the basis of the proposed method and both the results of the author's own research as well as the results obtained from studies described in the literature.

Key words: skew cracks, High Performance Concrete.

Budownictwo i Architektura 4 (2009) 51-62

Weryfikacja doświadczalna nowego równania przepływu dyspersji cementowej

Jerzy Szerafin

Politechnika Lubelska e-mail: J.Szerafin@pollub.pl

Streszczenie: W artykule przedstawiono nowe rozwiązanie zagadnienia przepływu cementowych mieszanek iniekcyjnych, ujmujące ich dyspersyjny charakter oraz zwięźle opisano sposób uzyskania równań i występujące w nich parametry. Zaprezentowano wyniki analizy obliczeniowej, potwierdzające ogólną poprawność uzyskanych równań. W zasadniczej części artykułu zrelacjonowano przebieg badań doświadczalnych, mających na celu weryfikację przewidywań teoretycznych na podstawie nowego równania przepływu. Badania prowadzono dwuetapowo: pierwszy etap dotyczył określenia parametrów przepływu w prostoliniowych przewodach tłocznych, co odpowiadało ściśle przyjętemu modelowi teoretycznemu. W drugim etapie testowano poprawność wyników obliczeń w bardziej złożonym układzie nieciągłości stosu kruszywowego, charakterystycznego dla wielu przypadków praktycznych aplikacji przepływów iniekcyjnych. Wyniki badań doświadczalnych i obliczeniowych wykazują dobrą zgodność świadczącą o poprawności nowych równań przepływu.

Słowa kluczowe: iniekcja, dyspersja cementowa, równania przepływu.

1. Wprowadzenie

Znaczącą część ogółu budowlanych konstrukcji inżynierskich stanowią obiekty wykonane z betonu, bądź też wykonywane technikami murarskimi z rozmaitych materiałów. Są to często budowle eksploatowane od wielu dziesiątków lat, w których materiał konstrukcyjny podlegał naturalnym procesom degradacji wskutek corocznych zmian temperatury, działania wody, niewłaściwej eksploatacji i innych oddziaływań zewnętrznych. Niekorzystny łączny efekt tych oddziaływań jest dodatkowo wzmacniany przez agresywne chemicznie środowisko. Wszystko to sprawia, że struktura materiału pracującego w konstrukcji zawiera różnorodne defekty z licznymi: rysami, kawernami, pustkami. W elementach żelbetowych własności ochronne betonu dla stali zbrojeniowej są obniżone, w związku z tym zmniejsza się też trwałość obiektu.

W wielu przypadkach celowe jest dokonanie naprawy takiego elementu, bądź całej konstrukcji, zarówno ze względów ekonomicznych (poprawa trwałości) jak i kulturowych, gdyż obecnie wiele obiektów wykonanych ze wspomnianych materiałów uznanych jest za zabytkowe i objętych ochroną konserwatorską.

Jedną z metod napraw jest metoda iniekcji ciśnieniowej, polegająca na przywróceniu ciągłości struktury betonu przez wypełnienie powstałych pustek wewnętrznych materiałem iniekcyjnym. Osiągnięta w ten sposób regeneracja lub wzmocnienie

struktury cechuje się wysokim stopniem dyskrecji, bez modyfikacji układu i zmian charakteru wystroju zewnętrznego. Jest to istotne zwłaszcza w przypadku budowli zabytkowych. Metoda iniekcyjnego wypełniania rys jest szczególnie przydatna w naprawach przeciekających konstrukcji podziemnych, w których dostęp od zewnątrz jest utrudniony, zaś próby izolowania od wewnątrz bywają całkowicie nieskuteczne.

Za pierwszą udaną próbę takiej rekonstrukcji uznaje się iniekcję przeprowadzoną na zaporze w Dieppe przez Clarles'a Berigry'ego (1772 - 1842). Natomiast w Polsce, po raz pierwszy iniekcję ciśnieniową zastosowano w latach 1930-31 podczas prac wzmacniających prowadzonych w Kolegiacie NMP w Tumie pod Łęczycą. W latach powojennych wykonano wiele udanych wzmocnień i rekonstrukcji, między innymi na zamku w Pieskowej Skale, gmachu Collegium Iuridicum w Krakowie i innych obiektach zabytkowych i niezabytkowych.

Jako materiał iniekcyjny początkowo stosowana była zaprawa i zaczyn cementowy. Dziś znanych jest wiele rodzajów takich materiałów: mineralnych, żywicznych i kompozytów mineralno-żywicznych. W sformułowanych w (Król i Halicka [3]) wymaganiach dotyczących materiałów naprawczych, jako podstawowe wymienia się kompatybilność cech materiału naprawczego i naprawianego, ich dostateczną przyczepność oraz odpowiednie zdolności penetracyjne mieszanki iniekcyjnej. Kryterium kompatybilności cech odnosi się do całego szeregu właściwości fizycznych, jak: wytrzymałość (na ściskanie, rozciąganie), odkształcalność mechaniczna i termiczna, wodoodporność, mrozoodporność, odporność na wysoką temperaturę, trwałość. Można więc wyrazić opinię, że najlepszym materiałem do napraw konstrukcji z betonu jest materiał o cechach fizykochemicznych maksymalnie do niego zbliżonych. To kryterium spełniają najściślej dyspersje na bazie cementu (Ivanyi, Rosa [2]).

Pomimo długoletniej praktyki iniekcji przy zastosowaniu materiałów mineralnych, wciąż brak jest spójnego opracowania teoretycznego, umożliwiającego racjonalny opis tego procesu i stanowiącego pomoc w doborze odpowiednich materiałów i sprzętu w konkretnych warunkach roboczych.

W artykule opisano stosunkowo proste (nadające się do zastosowania w praktycznych aplikacjach) rozwiązanie teoretyczne zagadnienia przepływu materiału iniekcyjnego, oraz przedstawiono badania doświadczalne mające na celu weryfikację poprawności uzyskanych równań.

2. Opis rozwiązania teoretycznego przepływu iniekcyjnego

Opracowanie modelu przepływu iniektu, pozwalającego na optymalizację procesu iniekcji wymaga matematycznego ujęcia problemów cząstkowych:

- modelu geometrycznego nieciągłości struktury iniektowanego tworzywa,
- modelu reologicznego dyspersji iniekcyjnej,
- modelu procesu przepływu.

Zagadnienia związane z reologią zaczynów cementowych posiadają już bogatą dokumentację literaturową. Znanych jest szereg modeli reologicznych, od stosunkowo prostego modelu ciała Binghama, po bardziej skomplikowane, ujmujące nieliniowość przebiegu płynięcia zaczynu cementowego (modele Herschela-Bulkely'ego,

Schofielda-Scott Blaira, nieliniowy i półliniowy Mierzwy (Mierzwa [5] i inne), jak również zawierające elementy uwzględniające dyspersyjny charakter płynu (Bleszczik [1]).

Natomiast zastosowanie wymienionych modeli w warunkach przepływu, z uwzględnieniem charakterystyki geometrycznej struktury, wewnątrz której odbywa się przepływ, napotyka na szereg trudności matematycznych. Znane w literaturze rozwiązania analityczne w zdecydowanej większości pomijają dyspersyjny charakter mieszanki cementowej, co zdaniem autora prowadzi do powstawania znacznych rozbieżności wyników obliczeń z rzeczywistymi efektami procesu iniekcji. Wobec złożoności zagadnienia, większość proponowanych rozwiązań bazuje na komputerowych metodach obliczeniowych opartych na metodzie elementów skończonych (Malkin [4], Warner [11]).

Rozwiązanie teoretyczne przepływu cieczy dyspersyjnej, poddane analizie w niniejszym artykule, zostało szczegółowo przedstawione w pracy (Szerafin [8]), a sposób jego uzyskania streszczono w (Szerafin [9]). Poniżej przedstawia się podstawowe założenia oraz szczegóły mające znaczenie w dalszej części artykułu.

2.1. Założenia

1. Mieszankę iniekcyjną traktuje się ciecz reostabilną, a więc gradient prędkości w przekroju kanału tłocznego jest wyłącznie funkcją naprężeń stycznych:

$$\frac{dv}{dr} = f\left(\tau\right) \tag{1}$$

2. Płynięcie mieszanki iniekcyjnej opisuje model ciała Binghama, uzupełniony o opory natury tarciowej. Dla ciał Binghama równania konstytutywne przyjmują następującą postać:

$$\tau = \tau_0 + \eta_{pl}\frac{dv}{dr}, \quad \text{gdy} \quad \tau > \tau_0, \tag{2}$$

$$\frac{dv}{dr} = 0, \quad \text{gdy} \quad \tau \le \tau_0 \tag{3}$$

Powyższe równania nie zawierają składnika odkształceń sprężystych, które jako znikomo małe są pomijane. Uwzględniając opory natury tarciowej w układzie dyspersyjnym, zaproponowane przez (Szwabowski [10]) powyższe równania konstytutywne zapisze się w postaci:

$$\tau = \tau_0 + \sigma \cdot m \cdot tg\phi + \eta_{pl}\frac{dv}{dr}, \quad \text{gdy} \quad \tau > \tau_0, \tag{4}$$

$$\frac{dv}{dr} = 0, \quad \text{gdy} \quad \tau \le \tau_0 \tag{5}$$

W równaniu (4) występują dodatkowe parametry reologiczne związane z dyspersyjny charakterem płynu: „m" oznacza stosunek pola powierzchni styku ziaren do całej powierzchni ścięcia, tgφ - kąt tarcia wewnętrznego.

3. Przepływ odbywa się ruchem laminarnym.

4. Ze względu na niewielkie odległości pomiędzy pakerami iniekcyjnymi, będącymi punktami wpływania mieszanki iniekcyjnej, w konstruowaniu równań jej przepływu, przyjmuje się jednokierunkowy model przepływu cieczy, z pominięciem bocznych rozpływów. Obszar nieciągłości struktury betonu, znajdujący się w pobliżu pakerów, na którym następuje formowanie czoła strumienia przepływającej mieszanki iniekcyjnej traktuje się jako przejściowy i nie uwzględnia w równaniach.

5. Przyjmuje się, że na wewnętrznej powierzchni kanalików tłocznych siły adsorpcji są na tyle duże, że nie występuje zjawisko poślizgu, a więc prędkość przepływu wynosi zero.

2.2. Równania przepływu

Podstawowe równanie przepływu cieczy dyspersyjnej w kanale o przekroju kołowym, uzyskane na drodze czysto teoretycznej ma postać:

$$p = \frac{6\eta_{pl} \cdot v_{sr} + \tau_0 \cdot D}{D \cdot k} \cdot \left(e^{-\frac{16k}{3D} \cdot l} - 1 \right) + P_0 \cdot e^{-\frac{16k}{3D} \cdot l} . \tag{6}$$

Odnosi się ono do ruchu ustalonego mieszanki iniekcyjnej i wiąże parametry technologiczne instalacji ciśnieniowej (ciśnienie początkowe P_0, średnia prędkość przepływu w kanale tłocznym v_{sr}), parametry geometryczne (średnica kanału tłocznego D) oraz parametry reologiczne (granica płynności τ_0, lepkość plastyczna η_{pl}, parametr określający opory tarciowe „k"). Pozwala ono na wyznaczenie wartości ciśnienia tłocznego „p", panującego w dowolnym punkcie kanału tłocznego „l", określonym przez jego odległość od punktu początkowego.

Po uwzględnieniu warunków brzegowych, bezpośrednio z równania (6) wynika zależność pozwalająca wyznaczyć zasięg iniekcji w kanale tłocznym L:

$$L = \frac{3D}{16k} \cdot \ln\left(\frac{P_0 \cdot k}{\tau_0} + 1 \right). \tag{7}$$

Zasięg iniekcji L jest wielkością, która pozwala na intuicyjną ocenę wiarygodności rezultatów obliczeń, a którą także stosunkowo łatwo można zmierzyć w trakcie badań doświadczalnych. Dlatego testowanie uzyskanego rozwiązania (6) oparto na analizie równania (7).

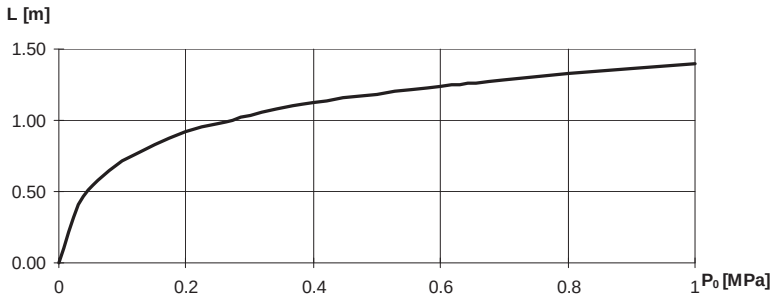
3. Weryfikacja teoretyczna równania przepływu

W celu dokonania weryfikacji ogólnej poprawności równania przepływu, oszacowano parametry reologiczne, geometryczne i technologiczne, występujące w wyprowadzonych równaniach. Do obliczeń przyjęto jako stałe następujące wielkości:

η_{pl} = 0,15 Pa·s
τ_0 = 13,0 Pa
tgφ = 0,03; m = 0,043; λ = 0,94 $\Rightarrow$ k = tg$\varphi \cdot m \cdot \lambda$ = 0,0012
D = 2,0 mm
P_0 = 0,6 MPa.

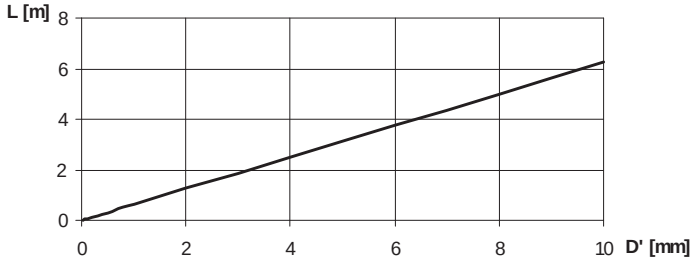
Przyjęte parametry reologiczne odpowiadają dyspersji cementowej bez domieszek i dodatków, o wskaźniku w/c=0,5 i wielkości powierzchni właściwej cementu F_B = 5000cm^2/g. Następnie zmieniając w określonym zakresie wartości poszczególnych parametrów ustalono charakter ich wpływu na zasięg tłoczenia L.

Ciśnienie tłoczne na wyjściu pompy iniekcyjnej P_0 nie może być dowolnie duże, gdyż jak wynika z praktyki, zbyt duże ciśnienie powoduje odpływ wody i powstanie zatorów. Przyjęta w rzeczywistych realizacjach procesu iniekcji maksymalna wielkość ciśnienia P_0 wynosi około 0,4 do1,0 MPa. W obliczeniach wpływu ciśnienia uzyskiwanego na wejściu kanału tłocznego na zasięg L przyjęto zakres zmienności P_0 od 0 do 1,0 MPa.



Rys. 1. Wpływ ciśnienia tłocznego P_0 na zasięg tłoczenia L na podstawie równania (7).
Fig. 1. Influence of the injection pressure P_0 on the injection range L.

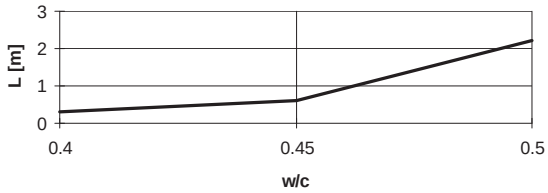
Jak wynika z konstrukcji równania (7), zmiany średnicy kanału tłocznego wpływają liniowo na zasięg tłoczenia L. Jest to zgodne z przewidywaniami dla średnic przewodu tłocznego większych o rząd wielkości od maksymalnych średnic ziaren cementu. Przy mniejszych średnicach D obserwuje się w praktycznych realizacjach procesu iniekcji wpływ dyspersyjnego charakteru cementowej mieszanki iniekcyjnej i blokowanie przepływu niezależnie od wielkości ciśnienia tłocznego, wskutek zakleszczania się cząstek stałych. Krytyczne średnice przewodu tłocznego zależą od rodzaju cementu i wahają się w granicach od 0,1mm do 1mm. Tego efektu równanie (7) nie odzwierciedla, dla uzyskania w pełni poprawnego opisu należy nałożyć dodatkowe warunki ograniczające zakres ważności równania (7) ze względu na średnicę przewodu tłocznego.



Rys. 2. Wpływ średnicy kanału tłocznego D na zasięg L według wzoru (7).
Fig. 2. Influence of the channel diameter D on the injection range L.

Parametry reologiczne: τ_0, λ, m, tgφ nie są zmiennymi niezależnymi, ale zmiany ich wartości występują łącznie. Dlatego też wpływ stopnia upłynnienia dyspersji

przedstawiony na Rys. 3 ujęto obliczając występujące w równaniu (7) wartości parametrów reologicznych dla poszczególnych *w/c*.



Rys. 3. Wpływ stopnia upłynnienia dyspersji cementowej mierzony wskaźnikiem *w/c* na zasięg tłoczenia *L*, na podstawie równania (7).
Fig. 3. Influence of the flowability of the cement mix on the injection range *L*.

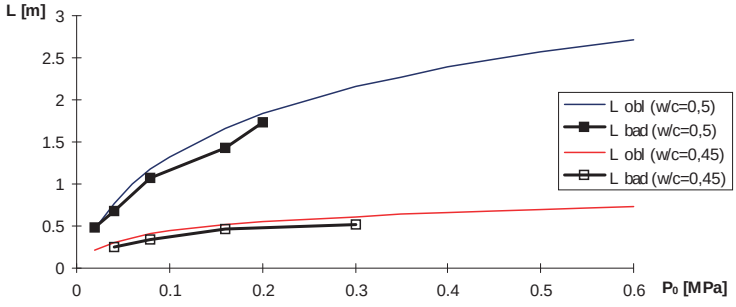
Ogólny charakter wpływu poszczególnych parametrów procesu iniekcji na jej zasięg, zilustrowany na Rys. 1 – 3 jest zgodny z oczekiwaniami i danymi doświadczalnymi. Najważniejsze różnice w stosunku do rozwiązań klasycznych, nie uwzględniających dyspersyjnego charakteru mieszanki cementowej i związanych z tym oporów tarciowych, dotyczą nieliniowej relacji „ciśnienie – zasięg iniekcji" oraz generalnie znacznie mniejszego (o ok. rząd wielkości) spodziewanego zasięgu iniekcji.

4. Weryfikacja doświadczalna równania przepływu

4.1. Badania zasięgu iniekcji w prostoliniowych przewodach o przekroju kołowym

Weryfikacja uzyskanych równań przepływu dyspersji w kanałach o przekroju kołowym odbywała się w warunkach możliwie dokładnie odpowiadających modelowym, tzn. w prostoliniowych rurkach, o kołowym przekroju i średnicy wewnętrznej D = 2,4mm. Parametry reologiczne przetłaczanego zaczynu cementowego bez dodatków o wskaźniku *w/c* = 0,45 i 0,5 wyznaczano bądź doświadczalnie (τ_0, η_{pl}), bądź obliczeniowo (m, tgφ, λ), według metodyki podanej w (Szerafin [8]) i szczegółowo zrelacjonowanej w (Szerafin [9]).

Obliczony na podstawie równania (7) zasięg tłoczenia L wraz z wynikami badań doświadczalnych przedstawiono na Rys. 4.



Rys. 4. Rzeczywisty L_{bad} i obliczeniowy L_{obl} (na podstawie równania 7) zasięg tłoczenia dyspersji cementowych w przewodach kołowych.
Fig. 4. Injection range in the circular channel: experimental (L_{bad}) and calculation (L_{obl}) results.

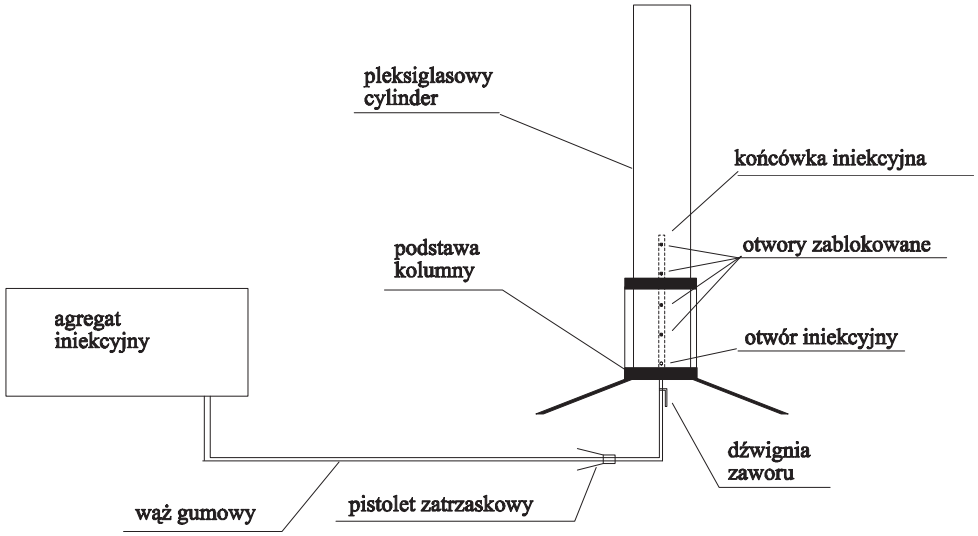
Wyniki badań doświadczalnych dość dobrze pokrywają się z obliczeniowymi, z błędem nie przekraczającym 20 %. Rzeczywisty zasięg tłoczenia był nieco mniejszy, co można tłumaczyć pominięciem w obliczeniach strat ciśnienia powstających na wejściu przewodu.

4.2. Badania zasięgu iniekcji w stosach kruszywowych

Wobec dobrej zgodności wyników obliczeniowych zasięgu tłoczenia w warunkach modelowych, świadczącej o ilościowej poprawności wyprowadzonych równań przepływu powstaje pytanie, w jakim stopniu można je wykorzystać do opisu iniekcji w bardziej nieregularnych układach nieciągłości występujących w warunkach praktycznych.

Jednym z typów nieciągłości strukturalnych jest układ pustek charakterystyczny dla stosu kruszywowego, tworzących sieć wzajemnie połączonych jam i kanalików. Iniekcje takich struktur przeprowadza się również w ramach dwuetapowych technologii wykonywania konstrukcji z betonu (Prepakt, Polcrete). Zbliżony rodzaj układu nieciągłości struktury powstaje w elementach z betonu wskutek np. silnej korozji ługującej lub błędów wykonawczych (niewłaściwe zagęszczenie betonu).

Przedstawiane badania dotyczą iniekcyjnego wypełniania pustek wytworzonych pomiędzy ziarnami kruszywa umieszczonego i zagęszczonego w pionowym cylindrze o wysokości 200 cm i średnicy 15 cm. Przezroczyste ścianki cylindra badawczego umożliwiały wizualną obserwację postępów procesu iniekcyjnego. Schemat badawczy przedstawiono na Rys. 5.



Rys. 5. Schemat stanowiska badawczego do badań iniekcji w stosach kruszywowych.
Fig. 5. The device for testing flow of the grout in the aggregate's pile.

Kruszywo umieszczane w cylindrze pomiarowym składało się z frakcji od 0,5 do 8,0 mm, lub od 1,0 – 8,0 mm. Dla obu rodzajów uziarnienia stosu kruszywowego, jako miarodajną średnicę zastępczą, przyjęto za (Mikoś [6]) średnicę hydrauliczną obliczaną ze wzoru:

$$d_h = \frac{2\varepsilon \cdot d_s}{3\left(1-\varepsilon\right)}, \tag{8}$$

w którym: ε – porowatość stosu, określona na podstawie pomiarów objętości i masy stosu, d_S – średnica zastępcza ziaren stosu, tzw. średnica Sautera $d_S = 6V_S/A_S$.

Do przygotowania mieszanki iniekcyjnej stosowano dwa rodzaje cementu, różniące się stopniem przemiału:

- C_1 : o powierzchni właściwej mierzonej wg Blaina F_{B1} = 3600 cm^2/g,
- C_2 : o powierzchni właściwej mierzonej wg Blaina F_{B2} = 4500 cm^2/g.

W części mieszanek iniekcyjnych stosowano firmową domieszkę upłynniającą, oznaczoną tu symbolem *U*-1, w ilości 1% wagi cementu. Domieszka ta obniża napięcie powierzchniowe wody i zmniejsza tarcie wewnętrzne pomiędzy ziarnami cementu. Wszystkie mieszanki iniekcyjne wykonywano przy wskaźniku w/c = 0,5.

W trakcie badań pomiarowi podlegały następujące wielkości:

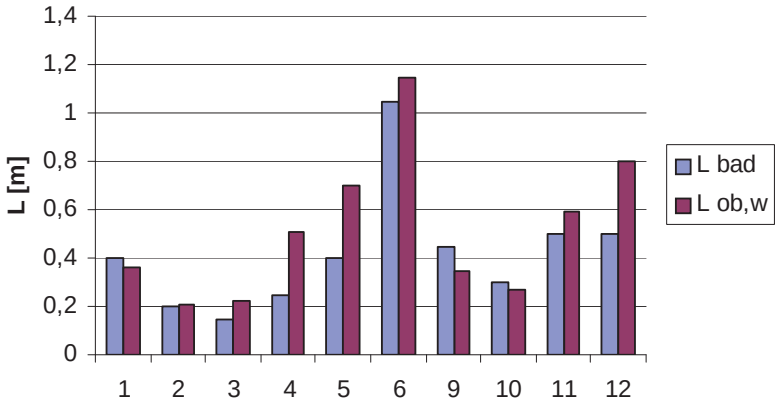
- ciśnienie tłoczne P_0,
- zasięg tłoczenia L (wysokość słupa iniektu w kolumnie),
- czas trwania procesu iniekcji.

Ponadto obserwowano wizualnie przebieg badania poprzez przezroczyste ścianki cylindra pomiarowego notując wszelkie nieprawidłowości w postaci lokalnego blokowania się przepływu czy wypychania warstw kruszywa pod ciśnieniem tłoczonej mieszanki iniekcyjnej.

W Tablicy 1 zestawiono wielkości parametrów geometrycznych i reologicznych, dane doświadczalne odnośnie wielkości ciśnienia tłocznego P_0 i zasięgu tłoczenia L_{bad}, oraz wyniki obliczeń zasięgu tłoczenia L_{obl} na podstawie równania (7). Graficzne porównanie wyników badań i obliczeń przedstawiono na Rys. 6.

Tablica 1. Zestawienie danych doświadczalnych i obliczeniowych iniekcji w stosach kruszywowych.
Table 1. Experimental and calculation results of grouting in the aggregate's pile.

nr	Rodzaj cementu	upłynniacz	d_h	τ_0	tgφ	m	λ	P_0	t	L_{bad}	L_{obl}
			[mm]	[Pa]				[MPa]	[s]	[m]	[m]
1	C_1		0,26	12,1	0,014	0,031	0,972	1,0	25	0,4	0,36
2	C_2		0,26	15,0	0,021	0,039	0,958	0,8	60	0,2	0,21
3	C_2		0,26	15,0	0,021	0,039	0,958	1,0	40	0,15	0,22
4	C_2	1% U-1	0,26	9,4	0,007	0,031	0,987	0,4	30	0,25	0,51
5	C_2	1% U-1	0,26	9,4	0,007	0,031	0,987	1,0	20	0,4	0,70
6	C_1		0,4	12,1	0,014	0,031	0,972	1,0	30	1,05	1,15
7	C_1	1% U-1	0,4	2,3	0,002	0,025	0,995	0,4	50	>1,5	3,09
8	C_1	1% U-1	0,4	2,3	0,002	0,025	0,995	0,2	90	>1,5	2,3
9	C_2		0,4	15,0	0,021	0,039	0,958	1,0	36	0,45	0,35
10	C_2		0,4	15,0	0,021	0,039	0,958	0,4	60	0,3	0,27
11	C_2	1% U-1	0,4	9,4	0,007	0,031	0,987	0,2	60	0,5	0,59
12	C_2	1% U-1	0,4	9,4	0,007	0,031	0,987	0,4	40	0,5	0,80



Rys. 6. Porównanie wyników obliczeń zasięgu tłoczenia L_{obl} z wynikami badań L_{bad} iniekcji w stosach kruszywowych.

Fig. 6. Comparison of the calculation (L_{obl}) and experimental (L_{bad}) results of grouting in the aggregate's pile.

Równanie (7), na podstawie którego wyliczano zasięg tłoczenia L_{obl}, dotyczy przepływów dyspersji w prostoliniowych przewodach o przekroju kołowym. Dostosowując je do warunków iniekcji w stosach kruszywowych, makroporowatej strukturze betonu czy też w gruntach, proponuje się wprowadzić współczynnik uwzględniający zmiany kierunku myślowo wyodrębnionego kanalika tłocznego o średnicy d_h. Wartość tego współczynnika, nazywanego dalej współczynnikiem krętości κ, powinna być mniejsza od jedności ze względu na dodatkowe opory ruchu powstające przy zmianie kierunku przepływu. Wzór na zasięg tłoczenia w opisywanych strukturach przybierze postać:

$$L = \kappa \cdot \frac{3D}{16k} \cdot \ln\left(\frac{P_0 \cdot k}{\tau_0} + 1\right). \tag{9}$$

Wartość współczynnika κ powinna być inna dla każdego z dwóch objętych badaniami stosów kruszywowych, które różniły się pod względem granulometrycznym. Wychodząc z warunku uzyskania maksymalnej zgodności wyników badań z wynikami obliczeń, wartości współczynnika krętości κ powinny wynieść:

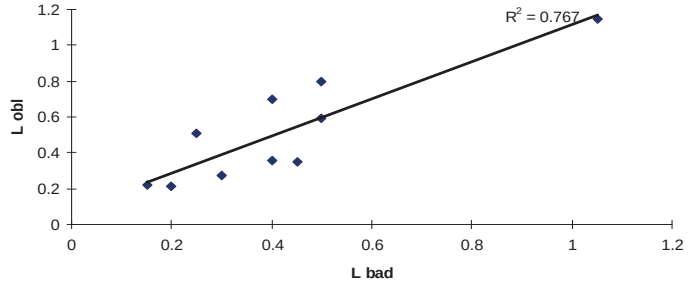
- dla stosu o uziarnieniu od 0,5 do 8,0 mm – 0,76,
- dla stosu o uziarnieniu od 1,0 do 8,0 mm – 0,96.

Mniejsza wartość współczynnika κ dla stosów kruszywowych o drobniejszym uziarnieniu jest uzasadniona częstszą zmianą kierunku wyodrębnionego kanalika tłocznego, a więc i większymi oporami przepływu.

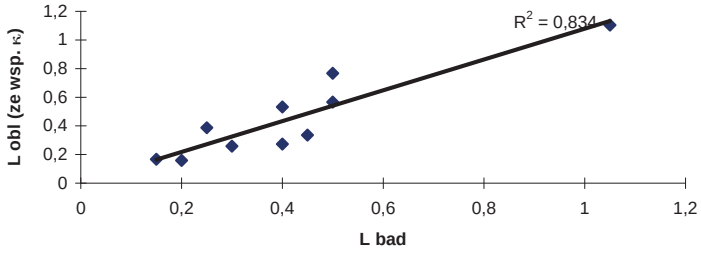
Wprowadzenie współczynnika krętości κ zwiększa stopień korelacji pomiędzy wynikami badań, a wynikami obliczeń. W opisywanych badaniach: z 0,767 do 0,834 (por. Rys. 7 i 8).

Iniekcje w warunkach rzeczywistych, odbiegających od modelowych, cechują się dużymi rozrzutami rezultatów, co potwierdzają też wyniki opisywanych badań. Dlatego też, zdaniem autora rozrzuty wyników mierzone stosunkiem L_{bad}/L_{obl} w granicach 0,7 ÷ 1,5 należy uznać za stosunkowo niewielkie. Warunek ten

spełniają próby nr 1, 2, 3, 5, 6, 9, 10, 11 (8 wyników z 10 branych pod uwagę). Pozostałe, nr 4 i 12, wykazują większe odchylenia (wyniki otrzymane w trakcie badań są niższe od obliczeniowych) i co charakterystyczne, dotyczą mieszanek iniekcyjnych z upłynniaczem. Można to uznać za prawidłowość, bowiem domieszka upłynniająca pogarsza stabilność mieszanki iniekcyjnej i przyczynia się do zwiększania tendencji do powstawania zatorów i blokady dalszego przepływu.



Rys. 7. Korelacja pomiędzy wynikami badań a wynikami obliczeń bez uwzględniania współczynnika krętości κ.
Fig. 7. Correlation between experimental and calculation results without including bendiness coefficient κ.



Rys. 8. Korelacja pomiędzy wynikami badań a wynikami obliczeń z uwzględnieniem współczynnika krętości κ.
Fig. 8. Correlation between experimental and calculation results including bendiness coefficient κ.

5. Spostrzeżenia i wnioski

1. Model ciała Binghama nie oddaje w sposób dokładny rzeczywistego zachowania się dyspersji cementowych, w trakcie iniekcyjnego wypełniania pustek w strukturze betonu. W warunkach ciśnień panujących w procesie iniekcji, rzędu 0,3 ÷ 0,6 MPa, dużą rolę odgrywają opory przepływu o charakterze tarciowym. Wielkość tych oporów zależy od wielkości ciśnienia tłocznego, płynności mieszanki iniekcyjnej, wielkości kanału tłocznego. Model dyspersyjnej mieszanki iniekcyjnej, uwzględniający składnik oporów tarcia na stykach ziaren cząstek stałych, pełniej opisuje zjawiska zachodzące w trakcie jej tłoczenia.
2. Wyniki analiz obliczeniowych równania przepływu dyspersji przedstawione na rysunkach 1 - 3 wskazują na ogólną poprawność przyjętego rozwiązania, potwierdzoną ilościowo w trakcie badań doświadczalnych prowadzonych w prostoliniowych przewodach o kołowym przekroju.
3. Rezultaty obliczeń zasięgu tłoczenia, przy przyjętym modelu kanału tłocznego o zastępczej średnicy d_h i z uwzględnieniem współczynnika krętości κ, wykazują

dobrą zgodność z wynikami badań. Świadczy to o możliwości zastosowania podanych równań przepływu dyspersji cementowych do opisu procesu iniekcji w układzie nieciągłości o charakterze zbliżonym do badanych stosów kruszywowych, w tym silnie zdefektowanych struktur betonowych.

4. Wpływ domieszek iniekcyjnych jest niejednoznaczny. Poprawie ulega iniekcyjność mieszanki, lecz jednocześnie zwiększają się jej skłonności do segregacji.
5. W badanych stosach kruszywowych mniej korzystne efekty osiągnięto, gdy stosowano cement o drobniejszym uziarnieniu. Przyczyn należy upatrywać w mniejszej płynności mieszanek o drobniejszym, a więc bardziej wodożądnym cemencie.

Literatura

[1] Bleszczik N. P., *Strukturalno-mechaniczeskije swojstwa i reologia bietonnoj smiesi i presswakumbietona*, Nauka i Tiechnika. Mińsk 1977.

[2] Ivanyi G., Rosa W., *Füllen von Rissen und Hohlräumen im Konstruktionsbeton mit Zementsuspension*, Beton- und Stahlbetonbau 9/92.

[3] Król M., Halicka A., *Strategy of restoration of concrete structures with active compatible materials*, Proceedings of International Congress „*Concrete in the Service of Mankind*" Concrete Repair, Rehabilitation and Protection. Dundee 1996.

[4] Malkin A., *Rheology Fundamentals*, ChemTec Publishing, 1994.

[5] Mierzwa J., *Właściwości reologiczne zaczynów cementowych stosowanych w wybranych procesach technologicznych budownictwa*, Monografia. Politechnika Krakowska 1988.

[6] Mikoś J., *Związki fizyczne struktury porowatości z cechami betonu cementowego*, Zeszyty Naukowe. politechnika Śląska. Gliwice 1979.

[7] Struble L. J., Ji X., rozdział *Rheology* w: *Handbook of Analytical Techniques in Concrete Science and Technology*.

[8] Szerafin J., *Równania konstytutywne cieczy w zastosowaniu do dyspersji cementowych w procesie iniekcyjnego wypełniania pustek w strukturze betonu*, Rozprawa doktorska, Lublin 1999.

[9] Szerafin J., *Wpływ tarciowych oporów ruchu na zasięg tłoczenia dyspersji cementowej*, Wydawnictwo Politechniki Lubelskiej, 2008.

[10] Szwabowski J., *Urabialność mieszanki betonowej w ujęciu reologicznym*, ZN Politechniki Śląskiej. Gliwice 1987.

[11] Warner J., *Practical Handbook of Grouting. Soil, Rock and Structures*, Wiley and Sons, New Jersey 2004.

Experimental testing of the new flow equation of cement dispersion

Jerzy Szerafin

Lublin University of Technology, e-mail: j.szerafin@pollub.pl

Summary: The new flow equation of cement dispersion included factor of the friction between cement grains is presented in the paper. The analysis of the calculation's results confirms the property of new equation. In the main part of the paper the results of experimental research were presented. The first part of research applies to cement flow through annular pipe, which exactly matches the theoretical model assumptions. The second part of flow tests was carried out in aggregate pile, which is typical to many practical applications of cement injection. Calculation and experimental test's results are compatible and proof the correctness of new flow equations.

Key words: injection, cement dispersion, flow equations.

Budownictwo i Architektura 4 (2009) 63-72

Błędy wykonawcze podczas realizacji konstrukcji stalowych

Małgorzata Litwin, Marcin Górecki

Politechnika Lubelska, Wydział Inżynierii Budowlanej i Sanitarnej, Katedra Konstrukcji Budowlanych, Nadbystrzycka 40, 20-618 Lublin, e-mail: litwin.malgorzata@gmail.com, mrc.gorecki@gmail.com

Streszczenie: Konstrukcje stalowe posiadają wiele zalet, które często przesądzają o ich zastosowaniu w realizowanych obiektach. Jednocześnie wymagają one dużej dokładności zarówno w zakresie projektowania jak i wykonania. Niezbędna precyzja jest często przyczyną błędów projektowych i wykonawczych. W niniejszym artykule opisano błędy wykonawcze, które najczęściej występują podczas realizacji konstrukcji stalowych. Artykuł wzbogacony jest o fotografie z realizacji obiektów, w których materiałem konstrukcyjnym jest stal. Przedstawione są najczęściej popełniane błędy.

Słowa kluczowe: konstrukcje stalowe, błędy wykonawcze.

1. Wprowadzenie

W ostatnich latach sytuacja na rynku polskim sprzyjała realizacji wielu obiektów handlowych i przemysłowych. Materiał, jaki wykorzystywano do wznoszenia tego typu budowli to przede wszystkim: żelbet, stal i drewno. Głównym zadaniem konstruktorów, podczas projektowania obiektów handlowych i przemysłowych jest pokonanie znacznych rozpiętości, niezbędnych ze względów użytkowych. Dodatkowo projektanci muszą podporządkowywać się pewnym trendom stylistycznym narzucanych przez architektów. Krótkie terminy, przewidziane na projektowanie i realizację zadania, również utrudniają pracę projektantów. Jednak w wielu przypadkach, ostatecznym czynnikiem, który decyduje o tym czy dany obiekt powstanie, jest czynnik ekonomiczny.

Uwzględniając powyższe kryteria, okazuje się, że konstruktorzy stają przed trudnym zadaniem projektowym. Bardzo często po przeanalizowaniu wszystkich możliwości podejmują decyzje o zastosowaniu w obiekcie konstrukcji stalowej. Istotny wpływ na taki wybór mają liczne zalety konstrukcji stalowych, takie jak krótki czas budowy, czy niższy koszt realizacji obiektu w porównaniu do obiektów o konstrukcji murowej czy żelbetowej. Ponadto obiekty o konstrukcji stalowej mają bardzo szerokie zastosowanie, mogą być także zlokalizowane na mniej stabilnych podłożach, na których nie ma możliwości wybudowania obiektu w technologii tradycyjnej. Ze względu na swoje zalety konstrukcje stalowe w różnym stopniu pojawiają się w każdym obiekcie. Pełnią one funkcje głównych konstrukcji nośnych lub mniej znaczących konstrukcji pomocniczych, ale zawsze wymagają dokonania wielu szczegółowych obliczeń. Decydując się na zastosowanie konstrukcji stalowej projektanci powinni również bardzo dokładnie przemyśleć sposób połączenia

poszczególnych elementów konstrukcji, a także sposób ich montażu oraz zabezpieczenia przed wpływem wysokiej temperatury.

Konstrukcje stalowe w odróżnieniu od konstrukcji żelbetowych czy murowych, charakteryzują się większą precyzją projektową i wykonawczą, co wiąże się z dużą pracochłonnością prac projektowych i wykonawczych. Ponadto ma to również wpływ na zwiększone prawdopodobieństwo wystąpienia błędów zarówno w fazie projektowej, jaki i montażowej. Potwierdzeniem powyższych założeń jest katastrofa, jaka wydarzyła się w Chorzowie podczas trwania wystawy gołębi pocztowych w hali Międzynarodowych Targów Katowickich zimą 2006 roku. Pomimo tak ogromnej tragedii, nadal obserwuje się błędy wykonawcze, które mogą doprowadzić do awarii konstrukcji.

W niniejszym artykule opisano błędy, jakie pojawiają się najczęściej na etapie realizacji konstrukcji stalowych.

2. Opis najczęstszych błędów wykonawczych występujących podczas realizacji konstrukcji stalowych

Błędy, jakie mają miejsce w trakcie realizacji konstrukcji stalowych wywołane są różnymi czynnikami. Ze względu na duże zróżnicowanie konstrukcji stalowych, również powstające nieprawidłowości mają różnoraki charakter.

W odniesieniu do połączeń śrubowych częstym błędem pojawiającym się w fazie realizacji konstrukcji jest brak konsekwencji w doborze śrub w odniesieniu do założeń projektowych. Nieprawidłowość ta może objawiać się zmianą średnicy śruby lub zmianą jej klasy, co odpowiada zmianie nośności połączenia [1]. Taki błąd, nie wykryty poprzez osoby sprawujące kontrolę nad robotami budowlanymi, może mieć bardzo poważne skutki, prowadzące nawet do zawalenia się konstrukcji.

Innym, bardzo istotnym błędem w zakresie połączeń śrubowych jest zamiana śrub sprężających na zwykłe. Doprowadza ona do całkowitej zmiany schematu pracy takiego połączenia - inna praca śrub w połączeniu niesprężonym i sprężonym. W połączeniu sprężonym zakładkowym, po dobraniu śrub o odpowiedniej nośności stan naprężenia powoduje wzajemne tarcie elementów łączonych, dzięki czemu przekazywana jest siła. Zamiana łączników na śruby do połączeń niesprężanych powoduje przenoszenie sił za pośrednictwem trzpieni śrub. Trzpień jest wtedy ścinany w jednej lub dwu płaszczyznach, dodatkowo jest też zginany, co powoduje występowanie sił rozciągających w trzpieniu. Do tego schematu pracy należy dodać jeszcze docisk trzpienia śruby do ścianki otworu, co przekłada się na deformację otworu z jednoczesnym pogrubieniem jego brzegów. W połączeniach doczołowych zamiana śrub do połączeń sprężanych na śruby do połączeń niesprężanych powoduje pominięcie stanu granicznego użytkowania, czyli rozwarcie styku.

W połączeniach śrubowych poważnym błędem jest także nie przestrzeganie zachowania odpowiedniej długości śrub [1, 2] jak pokazano to na Fot. 1. Bardzo często błąd ten występuje w połączeniach doczołowych, przy których korygowano inną nieprawidłowość. Niejednokrotnie w trakcie montażu konstrukcji stalowej okazuje się, że elementy nie przylegają do siebie. W celu zapewnienia styku blach czołowych dokłada się blaszki o odpowiedniej grubości. Jednak nie zawsze korygowana jest też długość śruby, która ze względu na zmianę grubości łączonych blach powinna być również odpowiednio zwiększona.

Fot. 1. Przykład zastosowania śrub o nieodpowiedniej długości.
Photo 1. The example of incorrect bolts length.

Prawidłowe wykonanie rysunków montażowych konstrukcji stalowych ma również bardzo duże znaczenie na etapie ich realizacji. Rysunek wykonawczy elementu, będącego fragmentem konstrukcji, na którym niedokładnie oznaczono jedną spoinę lub błędnie odczytano jej oznaczenie, może doprowadzić do całkowitej zmiany pracy układu konstrukcyjnego.

W odróżnieniu od błędów wywołanych w drodze nieporozumienia projektant – wykonawca, możemy wyróżnić błędy ewidentnie popełniane w wyniku braku dokładności podczas wykonywania prac związanych z montażem konstrukcji. Częstą nieprawidłowością w tym zakresie jest złe wykonanie samej spoiny, która wykazuje wady takie jak na przykład obecność pęcherzy powietrznych, nadmierny przetop lub jego brak [2]. Nierzadko również obserwuje się skrócenie spoin w stosunku do projektu. Efektem tych niezgodności jest zmniejszona nośność wykonywanych połączeń.

Błędy związane ze złym wykonaniem spoiny, mogą mieć także inne skutki. Na Fot. 2 przedstawiono oparcie płatwi stalowej na dźwigarze stalowym. Nieprawidłowo przygotowana spoina pozioma łącząca pas górny dźwigara z blachą czołową spowodowała przyleganie punktowe płatwi do dźwigara. Skutkiem takiego oparcia jest występowanie na tym styku siły skupionej odbiegającej od założeń projektowych.

Brak dokładności podczas wykonywania połączeń wiąże się również z dokonywaniem poszerzeń lub wręcz dodatkowych otworów podczas samej realizacji konstrukcji. Powinno się tego dokonywać w taki sposób, aby unikać koncentracji naprężeń. Na Fot. 3 przedstawiono błędnie wykonane nacięcia, które prowadzą do koncentracji naprężeń w narożach wykonanego otworu.

Fot. 2. Oparcie płatwi na dźwigarze.
Photo 2. Support of the roof beam on the girder.

Fot. 3. Nieprawidłowo wykonane nacięcie.
Photo 3. The incorrect cut gap.

Popełniony błąd podczas realizacji wcześniejszego etapu, nie skorygowany w odpowiednim momencie przed przestąpieniem do montażu konstrukcji stalowej, powoduje powstawanie kolejnych nieprawidłowości oraz występowanie miejsc, w których naprawa jest utrudniona. Fot. 4 przedstawia zamocowanie stalowego rygla w ścianie żelbetowej. Przesunięcie ściany żelbetowej spowodowało wystąpienie niezamierzonego odstępu od rygla stalowego. Śruba kotwiąca ma do spełnienia dodatkowe zadanie, polegające na przeniesieniu obciążenia, działającego na pewnym mimośrodzie w stosunku do ściany, powodującego ścianie i zginanie.

Fot. 4. Zamocowanie stalowego rygla w ścianie żelbetowej.
Photo 4. Joint of steel and reinforced concrete construction.

Częstym błędem występującym na etapie realizacji konstrukcji jest również niewykonanie stężeń przewidzianych w projekcie konstrukcyjnym. Niejednokrotnie zdarza się również, iż wykonane stężenia nie są odpowiednio naciągnięte (Fot. 5) lub zostają zabetonowane podczas robót budowlanych (Fot. 6, Fot. 7), co sprawia, że nie spełniają one swojej funkcji.

Fot. 5. Brak naciągu stężenia.
Photo 5. Bracing without tension.

Fot. 6. Widok zabetonowanego stężenia od strony płatwi.
Photo 6. View of blocked bracing from the roof beam's side.

Fot. 7. Widok zabetonowanego stężenia od strony dźwigara.
Photo 7. View of blocked bracing from the girder's side.

Na kolejnej fotografii (Fot. 8) zaprezentowano błąd wykonawczy, który w przyszłości mógłby być skutkiem zniszczenia połączenia krzyżulca z pasem dolnym płatwi. Niewykonanie spoiny na pełnym obwodzie rury prostokątnej może być również punktem rozwoju korozji.

Fot. 8. Niepełna spoina łącząca krzyżulec z pasem kratownicy.
Photo 8. The incorrect weld between cross brace and a beam's flange.

Częstym błędem spotykanym podczas realizacji konstrukcji stalowych wykonywanych z profili zamkniętych jest zlekceważenie obowiązku zamykania przekrojów rurowych. Obowiązek ten musi być dopełniony w tych konstrukcjach, w których zabezpieczeniem antykorozyjnym jest każda powłoka inna od powłoki cynkowej [2]. Jeżeli zabezpieczenie antykorozyjne stanowią powłoki malarskie, to tylko zewnętrzna część rury może być pomalowana natomiast środek profilu pozostaje niezabezpieczony (Fot. 9 i Fot. 10).

Fot. 9. Niedokończone zabezpieczenie antykorozyjne attyki.
Photo 9. The incorrect attic's anticorrosion protection.

Fot. 10. Brak zamknięcia przekroju rurowego.
Photo 10. Steel pipe without anticorrosion protection.

Każda dodatkowa przeróbka związana wykonywaniem połączeń spawanych, bardzo niekorzystnie wpływa na zastosowane już zabezpieczenia antykorozyjne. Przed przystąpieniem do prac należ mechanicznie usunąć powłoki malarskie w obrębie wykonywanego połączenia. Podczas spawania następują lokalne uszkodzenia powłok. Po wykonaniu takiego połączenia należy powtórnie mechanicznie oczyścić pozostałości i nałożyć powłoki. Jednak bardzo często miejsca poddane przeróbkom nie są później odpowiednio zabezpieczane, co ilustruje Fot. 11.

Fot. 11. Brak zabezpieczenia antykorozyjnego po wykonaniu spoiny montażowej.
Photo 11. Field weld without anticorrosion protection.

3. Wnioski końcowe

Na podstawie zaprezentowanych przypadków można stwierdzić, iż błędy wykonawcze, jakie najczęściej występują podczas realizacji konstrukcji to brak:

- konsekwencji w doborze śrub w odniesieniu do założeń projektowych,
- dostatecznej precyzji podczas wykonywania połączeń spawanych,
- właściwej współpracy konstrukcji stalowej z konstrukcją żelbetową lub murową,
- zachowania odpowiedniego styku,
- stężeń lub ich nieprawidłowy montaż,
- zabezpieczeń antykorozyjnych.

W wyniku przeprowadzonych analiz, na podstawie opisanych przypadków, należy stwierdzić, że błędy, które pojawiają się podczas realizacji obiektów o konstrukcji stalowej, popełniane są w wyniku braku precyzji w trakcie prowadzonych już prac. Można doszukiwać się problemu wynikającego z krótkich terminów realizacji obiektów, ale nie zwalnia to nikogo od odpowiedzialności, jaką będzie musiał ponieść w przypadku awarii takiej konstrukcji. Wiele z przedstawionych tu przypadków można byłoby rozwiązać w sposób zgodny z zasadami opierającymi się na warunkach normowych [2, 3], gdyby wykonawcy odpowiednio wcześniej zgłosili swoje problemy projektantowi.

Przytoczone przykłady ukazują również jak ważna jest kontrola prowadzonych prac, na każdym etapie procesu budowlanego - począwszy od wykonywania projektu, aż do momentu zawiadomienia odpowiednich organów państwowych o zakończeniu budowy obiektu budowlanego i zamiarze przystąpienia do jego użytkowania, a osoby, które tą kontrolę sprawują stają przed bardzo odpowiedzialnym zadaniem. Zarówno kierownik robót budowlanych, jak i inspektor nadzoru, powoływany z ramienia inwestora, powinni być odpowiednio przygotowani do pełnienia swoich funkcji oraz świadomi odpowiedzialności, jaka na nich ciąży. Tym bardziej powinni wykonywać swoje obowiązki sumienie, gdyż od ich rzetelności zależy bezpieczeństwo osób użytkujących obiekt budowlany. Ze względu na częste błędy, spowodowane nieporozumieniami na linii projektant-wykonawca, należałoby również rozważyć włączenie projektanta konstrukcji stalowej do procesu realizacji obiektu poprzez wprowadzenie obowiązku sprawowania nadzoru autorskiego. Obecnie, zgodnie z obowiązującą ustawą - Prawo budowlane [4], inwestor może zobowiązać projektanta do pełnienia nadzoru autorskiego, jednak nie jest to obligatoryjne. Wprowadzenie obowiązku sprawowania nadzoru autorskiego, szczególnie w odniesieniu do konstrukcji o znacznych rozpiętościach lub skomplikowanych rozwiązaniach konstrukcyjnych, mogłoby przyczynić się do zmniejszenia ilości błędów powstających podczas realizacji obiektu budowlanego. Rozważając tematykę bezpieczeństwa użytkowników obiektu budowlanego należy również podkreślić znaczenie kontroli zabezpieczeń przed wpływem wysokiej temperatury, przeprowadzanej przez Państwową Straż Pożarną, która przez wielu wykonawców traktowana jest bardzo często jako zbyteczny i uciążliwy obowiązek.

Literatura

[1] PN-B-03200, *Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie*,1990.

[2] PN-B-06200, *Konstrukcje stalowe budowlane. Warunki wykonania i odbioru. Wymagania podstawowe*, 2002.

[3] PN-B-06200/Ap1, *Konstrukcje stalowe budowlane. Warunki wykonania i odbioru. Wymagania podstawowe*, 2005.

[4] *Ustawa z dnia 7 lipca 1994r. Prawo budowlane,* (Dz. U. z 2006r. Nr 156, poz. 1118 z późniejszymi zmianami).

Assembly mistakes of steel structures

Małgorzata Litwin, Marcin Górecki

Lublin University of Technology, Faculty of Civil and Sanitary Engineering,
e-mail: litwin.malgorzata@gmail.com, mrc.gorecki@gmail.com

Abstract: Steel structures have plenty of advantages, which decide on their usage in many buildings. At the same time require they great precision in the design stage as well as during the building phase. Indispensable precision is oft a reason for design and assembly mistakes. In the paper there are presented the assembly mistakes, which occur the most often during the realisation stage.

Key words: steel structures, assembly mistakes.

Budownictwo i Architektura 4 (2009) 73-83

The simple method of dynamic visco-elastic analysis of road structure on rheological foundation

Sławomir Karaś, Magdalena Sawecka

Road and Bridge Department, Lublin University of Technology

Abstract: In contrast to computationally advanced methods of road pavement dynamic analysis, the one-dimensional, simple method is derived on the basis of visco-elastic simple beam lying on generalized Winkler visco-elastic foundation. By virtue of least square method the visco-elastic constants could be estimated with technically admissible accuracy. The introduced method is useful enough to predict any pavement deformation process in the range of linear visco-elasticity.

Key words: road pavement, visco-elasticity, rheology.

1. Introduction

The presented here range of investigation is limited to the theoretical part of the task, i.e. the calibration to real load and structures is not yet covered.

The aim of the paper is a proposal of a simple procedure for estimating the visco-elastic characteristics by means of initial-boundary problem of a simple beam laid on flexible foundation, where both beam and foundation, have visco-elastic properties. The simplicity of the approach is crucial, which is in contrast to the computationally intensive method, i.e. for example Veroad [1, 2].

The research of the material constants in road engineering has an extended bibliographical background, including hundreds of papers in which both theoretical and experimental studies were undertaken. Historically, the first step could be given for those who applied the Burmister method [2, 3], which obeys the multi-layered elastic semi-space subjected to concentrated load. This involves the axially symmetric problem in cylindrical coordinates. On this basis the so called 'back-calculating methods' of pavement modulus are still in use [4-14]. As an example of such work, and as an example of almost exact accuracy, the paper of S. Firlej should be recalled [15].

The effective visco-elastic approaches to the pavement mechanics are not scarce [16-17] but, on the other hand, not intensive enough. An extension to visco-elastic Boussinesq problem could be found in [8]. The survey of visco-elastic foundation types and an original concept of elastic beam on Maxwell foundation is analyzed in Szcześniak's work [19], where the concentrated force moves with the constant velocity along the beam.

2. The formulation of the problem

The mineral-asphalt materials of road pavements have elastic, viscous and plastic properties, but due to the serviceability of the road structures the first two of

them are of great importance. Although, the plastic behavior is taken into consideration, its effect generates the development of disadvantageous deflections and wheel tracks. The value of complex modulus is the basic criterion to classify the pavement material in the range of its usability for the road structure. Optionally, one can assume that the live service of the pavement is connected with its elastic and viscous properties. The analyzed here pavement model obeys the generalized Kelvin-Voigt relation:

$$\sigma = E\varepsilon + \hat{E}\dot{\varepsilon} + \bar{E}\ddot{\varepsilon}\,, \tag{1}$$

where E – is an elastic modulus and $\hat{E}$, $\bar{E}$ are the viscous moduli, σ – stress, ε – strain and $\dot{\varepsilon}$, $\ddot{\varepsilon}$ are rates of strain and rates of strain rate adequately.

The road embankment or, in detail the road subgrade, could be treated as a generalization of Winkler foundation extended for viscous properties, for which the no-unilateral i.e. negative as well as positive constrains, are admissible. The parameters of generalized Winkler model are: k kN/m^2] – elastic settlement coefficient and η [Ns/m^3] – the coefficient of viscosity.

The differential equation of the problem has the following form:

$$EJ\left(\frac{\partial^4 u}{\partial x^4} + \hat{\psi}\frac{\partial^4 \dot{u}}{\partial x^4} + \bar{\psi}\frac{\partial^4 \ddot{u}}{\partial x^4}\right) + \rho\ddot{u} + ku + \eta\dot{u} = q\,, \tag{2}$$

where: $u = u\left(x,t\right)$ – is the beam deflection, $0 \le x \le L$ – abscissa domain, t – time parameter, EJ – bending stiffness of the beam, ρ – beam mass per unit length distribution, $q = q\left(x,t\right)$ – is linear density of loads, constants:

$$\hat{\psi} = \hat{E} / E\,,\ \bar{\psi} = \bar{E} / E\,. \tag{3}$$

Introducing the dimensionless description by means of

$$\xi = x / L\,,\ \ 0 \le \xi \le 1\,,\ \ \omega = u / L\,,\ \ \tau = t / t_0\,,\ \ 0 \le \tau \le \infty\,,$$

$$t_0^{\,2} = \frac{\rho L^4}{EJ}\,,\ \ c = \frac{kL^4}{EJ}\,,\ \ \hat{c} = \frac{\eta L^4}{t_0 EJ}\,,\ \ q_1 = \frac{qL^3}{EJ}\,,\ \ \hat{\chi} = \frac{\hat{\psi}}{t_0}\,,\ \ \bar{\chi} = \frac{\bar{\psi}}{t_0^{\,2}}\,, \tag{4}$$

we arrive at:

$$\frac{\partial^4}{\partial \xi^4}\left(\omega + \hat{\chi}\dot{\omega} + \bar{\chi}\ddot{\omega}\right) + \ddot{\omega} + \hat{c}\cdot\dot{\omega} + c\cdot\omega = q_1\,. \tag{5}$$

To simplify the task, the initial conditions are uniform and for each function at a moment $\tau = 0$ are zeros.

In technical sense the influence of beam boundary conditions, when the beam laid on flexible foundation, could be neglected when its supports are localized far from the analyzed cross-section. Due to this the length of a beam is considerably greater than the vehicle length. According to this the simple beam is used for problem modeling.

3. Green function

Assuming now that we are looking for Green function of the problem the following form of the load is analyzed:

$$q_1 := Q = \delta\left(\xi - \xi_0\right)\delta\left(\tau - \tau_0\right) \rightarrow \omega\left(Q\right) := G_\omega\left(\xi, \xi_0, \tau, \tau_0\right), \tag{6}$$

hence:

$$\omega(\xi,\tau) = \int_0^\tau \int_0^1 G_\omega(\xi, \xi_0, \tau, \tau_0) \cdot Q(\xi_0, \tau_0)\, d\xi_0\, d\tau_0, \tag{7}$$

where: δ – is the symbol of Dirac impulse function.

Using operational calculus, i.e. finite Fourier transformation according to geometrical parameter ξ and Laplace transformation onto time parameter τ, the solution is obtained in the form of the following sum

$$G_\omega(\xi, \xi_o, \tau, \tau_o) = \sum_{m=1}^{3} G_{\omega_m}, \tag{8}$$

where G_{ω_1}, G_{ω_2}, G_{ω_3} have the appropriate forms depending on the value of $\Delta = \Delta\left(n\right)$ indicator as follows:

$$\Delta = B^2 - 4AC, \quad \begin{array}{l} A = \bar{\chi}\left(n\pi\right)^4 + 1 \\ B = \hat{\chi}\left(n\pi\right)^4 + \hat{c}, \\ C = \left(n\pi\right)^4 + c \end{array} \qquad a = \frac{-B}{2A},$$

$$b = \frac{\sqrt{4AC - B^2}}{2A}, \quad d = \frac{\sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}, \tag{9}$$

$$\Delta\left(n, \hat{\psi}, \bar{\psi}, \hat{c}\right) = \left(\frac{\hat{\psi}}{t_o}\left(n\pi\right)^4 + \hat{c}\right)^2 - 4\left(\frac{\bar{\psi}}{t_o^{\,2}}\left(n\pi\right)^4 + 1\right)\left(\left(n\pi\right)^4 + c\right), \tag{10}$$

and for:

1. $\Delta > 0 \rightarrow n_1$:

$$G_{\omega 1} = 2 \cdot \sum_{n=n_1} \frac{e^{a(\tau - \tau_o)}}{Ad} \sinh\left(d(\tau - \tau_o)\right) \sin\left(n\pi\xi_o\right) \cdot \sin\left(n\pi\xi\right); \tag{11.1}$$

2. $\Delta = 0 \rightarrow n_2$:

$$G_{\omega 2} = 2 \cdot \sum_{n\,=\,n_2} \frac{a\, e^{a(\tau - \tau_o)}}{A} \sin\left(n\pi\xi_o\right) \cdot \sin\left(n\pi\xi\right); \tag{11.2}$$

3. $\Delta < 0 \rightarrow n_3$:

$$G_{\omega 3} = 2 \cdot \sum_{n=n_3} \frac{e^{a(\tau - \tau_o)}}{Ab} \sin\left(b(\tau - \tau_o)\right) \sin\left(n\pi\xi_o\right) \cdot \sin\left(n\pi\xi\right). \tag{11.3}$$

4. The concentrated load

The Green function directly corresponds to the case of concentrated load, as it is shown in Fig. 1.

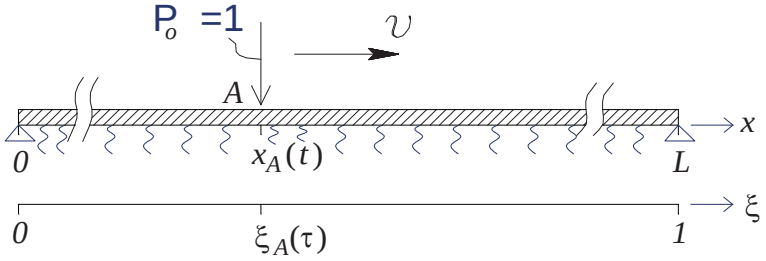


Fig. 1. The load in the form of concentrated force and its localization.

The load satisfies the following definition:

$$q_1\left(\xi,\tau\right)=\begin{cases}P_1\cdot\delta\left(\xi-\mathbf{v}_1\cdot\tau\right) & for \quad \tau\in\left\langle 0;\,\tau_k\right\rangle\\ 0 & if \quad \tau>\tau_k\end{cases}, \tag{12}$$

where: $\tau_k=1/\mathbf{v}_1$, $\mathbf{v}_1=\mathbf{v}t_o/L$. (12.1)

Hence, the beam displacement process is described in form (8) by means of sum elements:

1. $\Delta>0$:

$$\omega_1(\xi,\tau)=\begin{cases}\sum\limits_{n_1}C_1\int\limits_0^{\tau_k=\frac{1}{\mathbf{v}_1}}e^{a(\tau-\tau_o)}\sinh\left(d(\tau-\tau_o)\right)\sin\left(n\pi\mathbf{v}_1\cdot\tau_o\right)d\tau_o & for \quad \tau\in\left\langle 0;\,\tau_k\right\rangle\\ \sum\limits_{n_1}C_1\int\limits_0^{1}e^{a(\tau-\tau_o)}\sinh\left(d(\tau-\tau_o)\right)\sin\left(n\pi\mathbf{v}_1\cdot\tau_o\right)d\tau_o & if \quad \tau>\tau_k\end{cases}, \tag{13.1}$$

where: $C_1=\dfrac{2P_1\sin\left(n\pi\xi\right)}{Ad}$; (13.1.1)

2. $\Delta=0$:

$$\omega_2(\xi,\tau)=\begin{cases}\sum\limits_{n_2}C_2\int\limits_0^{\tau_k=\frac{1}{\mathbf{v}_1}}e^{a(\tau-\tau_o)}\sin\left(n\pi\mathbf{v}_1\cdot\tau_o\right)d\tau_o & if \quad \tau\in\left\langle 0;\,\tau_k\right\rangle\\ \sum\limits_{n_2}C_2\int\limits_0^{1}e^{a(\tau-\tau_o)}\sin\left(n\pi\mathbf{v}_1\cdot\tau_o\right)d\tau_o & when \quad \tau>\tau_k\end{cases}, \tag{13.2}$$

where: $C_2=\dfrac{2P_1a\sin\left(n\pi\xi\right)}{A}$; (13.2.1)

3. $\Delta<0$:

$$\omega_3(\xi,\tau)=\begin{cases}\sum\limits_{n_3} C_3 \int\limits_0^{\tau} e^{a(\tau-\tau_o)}\sin\left(b(\tau-\tau_o)\right)\sin\left(n\pi\mathbf{v}_1\cdot\tau_o\right)d\tau_o & for \quad \tau\in\left\langle 0;\,\tau_k\right\rangle \\ \qquad\qquad \tau_k=\frac{1}{\mathbf{v}_1} & \\ \sum\limits_{n_3} C_3 \int\limits_0 e^{a(\tau-\tau_o)}\sin\left(b(\tau-\tau_o)\right)\sin\left(n\pi\mathbf{v}_1\cdot\tau_o\right)d\tau_o & if \quad \tau>\tau_k\end{cases}, \tag{13.3}$$

where: $C_3=\dfrac{2P_1\sin\left(n\pi\xi\right)}{Ab}$. (13.3.1)

The constants *a*, *b*, *d*, *A*, *B*, *C* – are given by (9) formulae.

5. Axial load

In computational practice the action of a single wheel is basic, Fig. 2. For this variant the load contact area has the length of 30 cm, and is relatively small comparing to the beam span.

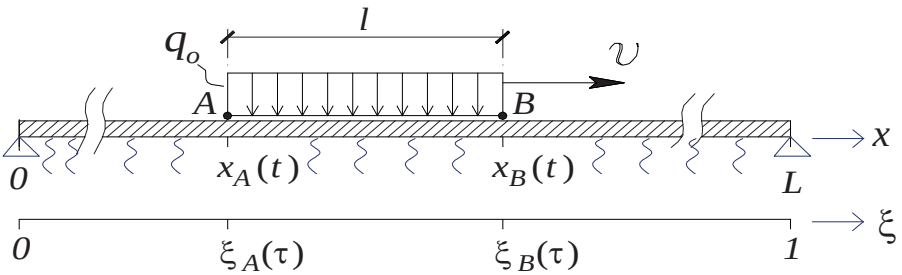


Fig. 2. Sectorially uniformly distributed movable load.

The terminal abscissas have the following form:

$$x_A\left(t\right)=\mathbf{v}\cdot t\,,\qquad x_B\left(t\right)=\mathbf{v}\cdot t+l\,, \tag{14.1}$$

hence we have:

$$\xi_A(\tau)=\mathbf{v}_1\cdot\tau\,,\qquad \xi_B(\tau)=\mathbf{v}_1\cdot\tau+l/L\,, \tag{14.2}$$

where: $\mathbf{v}_1=\left(\mathbf{v}t_o\right)/L$. (14.3)

The load function fulfills the expression:

$$q\left(\xi,\tau\right)=q_o\cdot\left[\eta\left(\xi-\xi_A(\tau)\right)-\eta\left(\xi-\xi_B(\tau)\right)\right], \tag{15}$$

where: $\tau\in\left(0,\tau_k=1/\mathbf{v}_1\right)$ and $q_{o1}=\dfrac{q_oL^3}{EJ}$. (15.1)

The solution has the form (8), while sum elements are listed below:

1. $\Delta>0$:

$$\omega_1(\xi,\tau)=\begin{cases}\sum\limits_{n_1} C_1\int\limits_0^{\tau} e^{a(\tau-\tau_o)}\sinh\left(d(\tau-\tau_o)\right)\left(\int\limits_{\mathbf{v}_1\cdot\tau_o}^{\mathbf{v}_1\cdot\tau_o+\frac{l}{L}}\sin\left(n\pi\xi_o\right)\cdot d\xi_o\right)d\tau_o & for \quad \tau\in\left\langle 0;\,\tau_k\right\rangle \\ \sum\limits_{n_1} C_1\int\limits_0^{\tau_k=\frac{1}{\mathbf{v}_1}} e^{a(\tau-\tau_o)}\sinh\left(d(\tau-\tau_o)\right)\left(\int\limits_{\mathbf{v}_1\cdot\tau_o}^{\mathbf{v}_1\cdot\tau_o+\frac{l}{L}}\sin\left(n\pi\xi_o\right)\cdot d\xi_o\right)d\tau_o & if \quad \tau>\tau_k\end{cases}, \tag{16.1}$$

where: $C_1=\dfrac{2\,q_{o1}\sin\left(n\pi\xi\right)}{Ad}$; (16.1.1)

2. $\Delta=0$:

$$\omega_2(\xi,\tau)=\begin{cases}\sum\limits_{n_2} C_2\int\limits_0^{\tau} e^{a(\tau-\tau_o)}\left(\int\limits_{\mathbf{v}_1\cdot\tau_o}^{\mathbf{v}_1\cdot\tau_o+\frac{l}{L}}\sin\left(n\pi\xi_o\right)\cdot d\xi_o\right)d\tau_o & if \quad \tau\in\left\langle 0;\,\tau_k\right\rangle \\ \sum\limits_{n_2} C_2\int\limits_0^{\tau_k=\frac{1}{\mathbf{v}_1}} e^{a(\tau-\tau_o)}\left(\int\limits_{\mathbf{v}_1\cdot\tau_o}^{\mathbf{v}_1\cdot\tau_o+\frac{l}{L}}\sin\left(n\pi\xi_o\right)\cdot d\xi_o\right)d\tau_o & for \quad \tau>\tau_k\end{cases}, \tag{16.2}$$

where: $C_2=\dfrac{2\,q_{o1}a\sin\left(n\pi\xi\right)}{A}$; (16.2.1)

3. $\Delta<0$:

$$\omega_3(\xi,\tau)=\begin{cases}\sum\limits_{n_3} C_3\int\limits_0^{\tau} e^{a(\tau-\tau_o)}\sin\left(b(\tau-\tau_o)\right)\left(\int\limits_{\mathbf{v}_1\cdot\tau_o}^{\mathbf{v}_1\cdot\tau_o+\frac{l}{L}}\sin\left(n\pi\xi_o\right)\cdot d\xi_o\right)d\tau_o & for \quad \tau\in\left\langle 0;\,\tau_k\right\rangle \\ \sum\limits_{n_3} C_3\int\limits_0^{\tau_k=\frac{1}{\mathbf{v}_1}} e^{a(\tau-\tau_o)}\sin\left(b(\tau-\tau_o)\right)\left(\int\limits_{\mathbf{v}_1\cdot\tau_o}^{\mathbf{v}_1\cdot\tau_o+\frac{l}{L}}\sin\left(n\pi\xi_o\right)\cdot d\xi_o\right)d\tau_o & if \quad \tau>\tau_k\end{cases}, \tag{16.3}$$

where: $C_3=\dfrac{2\,q_{o1}\sin\left(n\pi\xi\right)}{Ab}$. (16.3.1)

Supplementing the above visco-elastic solution, an elastic variant obeying the wheel setting in the middle of the span at a time moment $t=0$ is derived, hence we arrive at:

$$q_1\left(\xi,\tau\right)=q_{o1}\cdot\left[\eta\left(\xi-\xi_A\right)-\eta\left(\xi-\xi_B\right)\right]\eta\left(\tau\right), \tag{17}$$

where: $\xi_A=0.5\left(1-\dfrac{l}{L}\right),\ \xi_B=0.5\left(1+\dfrac{l}{L}\right),$ (17.1)

which implies:

$$\omega(\xi,\tau)=\sum_{n=1}^{\infty}\frac{2\,q_{o1}\sin\left(n\pi\xi\right)}{\beta_n{}^2\cdot n\pi}\left(\cos\left(n\pi\xi_A\right)-\cos\left(n\pi\xi_B\right)\right)\left(1-\cos\left(\beta_n\tau\right)\right); \tag{18}$$

if: $\beta_n = \sqrt{n^4\pi^4 + c}$, $c = \frac{kL^4}{EJ}$. (18.1)

6. Numerical examples

The dynamical and visco-elastic characteristics of the road structure are unknown in general. However, on the basis of different bibliographical sources or carried out tests, it is possible to estimate those values as good enough approximations. We can also search them in an exact procedure applying least square methods additionally aided with robust procedures, or get them treating elastic constants as an initial approximation in iteratively refining loops.

In this paper such approximating values are assumed to demonstrate the efficiency of the introduced theory only.

The input values (for two asphalt-concrete pavement layers we have):

- upper layer of a thickness 5 cm, E = 18500 MPA,
- bottom layer of the thickness 7 cm, E = 18000 MPA,
- base of 20 cm crushed stone E = 400 MPa;
- those together give Σ 32 cm, and weighted average modulus $E_{av.} \approx 7080$ MPa.

The elastic modulus value obtained by means of Burmister method [4], when the subgrade modulus is E_0 = 100 MPa, for such layers set has the magnitude of 1700 MPa. The equivalent modulus value is equal to $E_{eq.} \cong 450$ MPa, and then the elastic maximum flexure attain $u_{B-e} \cong 0,41$ mm.

For further computation, for the beam the value E = 1700 MPa is assumed.

Geometrical characteristics of a beam are as follows:

- span – L = 30 m,
- height – h = 0,32 m,
- breath – b = 1 m,
- principal second moment of area $J = bh^3 / 12\ m^4$.

Material visco-elastic characteristics:

- $\hat{\psi} = 0,01$, $\bar{\psi} = 0,001$,
- beam material weighted average density $\rho_0 = 2200\ kg / m^3$,
- and its linear density $\rho = \rho_0 bh = 6875$ kg/m.

Load characteristics:

- velocity: $V = 50\ km / h = 13,89\ m / s$,
- load magnitude $q_0 = \frac{P_0}{0,3} = \frac{0,65\pi\left(0,3\right)^2}{4 \cdot 0,3}$ MN/m,
- Winkler elastic ground parameter $k = 150\ MN / m^3$,
- ground viscous coefficient $\eta = 0$.

Let us start with the comparison of Burmister method to the one introduced here. In conformity to elasticity, the zero values of $\hat{\psi} = \bar{\psi} = k = 0$ are necessary.

Using (17) we can obtain the elastic deformation of beam midspan cross-section for any time moment, starting from the beginning of the process, i.e. from the moment when the wheel is put down in the midspan. The result for $\tau = 0.0005$ is shown below in Fig. 3.

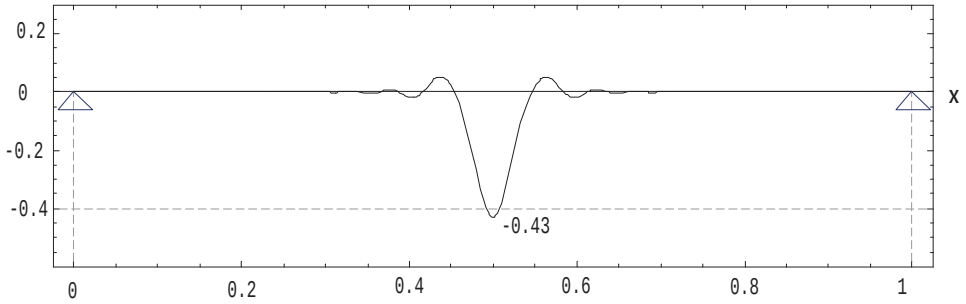


Fig. 3. The elastic displacement value $u = 0,43 \approx u_{B-e}$ mm.

From now on the results will concern the visco-elastic properties of beam material i.e. $\hat{\psi} = 0,01$, $\overline{\psi} = 0,001$, for $q_0 l$ uniform load distribution. The history of midspan cross-section vertical displacement is shown in Fig. 4.

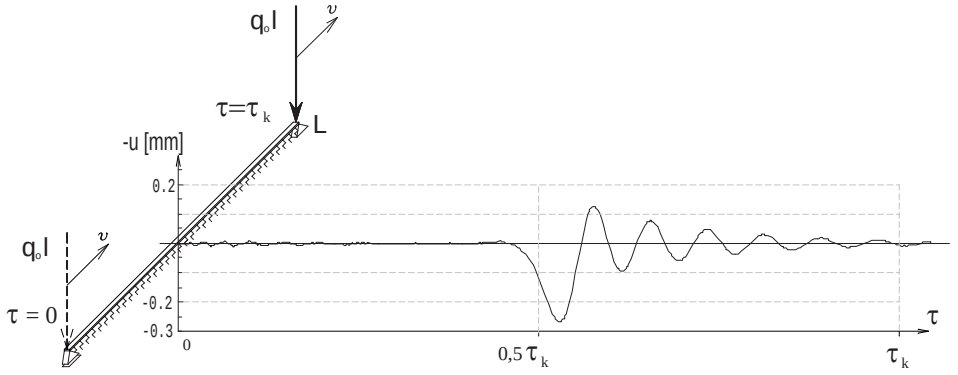


Fig. 4. The graph of the beam midspan point displacement from 0 to τ_k of $q_0 l$ movement.

The graphs of beam deformation states are shown in Fig. 5–7 for $\tau = 0,25\,\tau_k$, $\tau = 0,75\,\tau_k$, $\tau = 1,1\,\tau_k$.

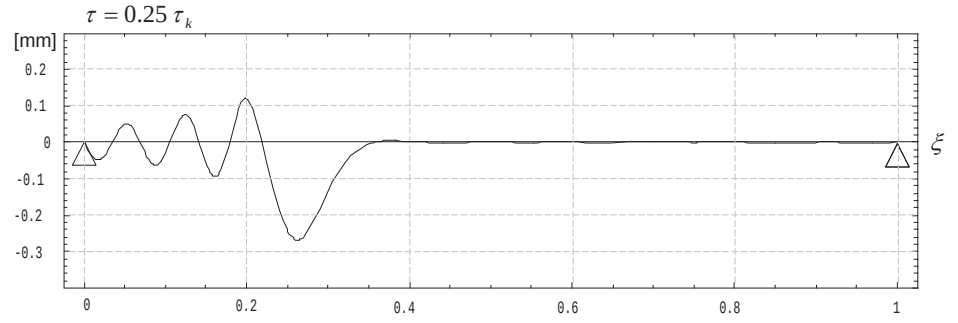


Fig. 5. Deflection at $\tau = 0,25\tau_k$.

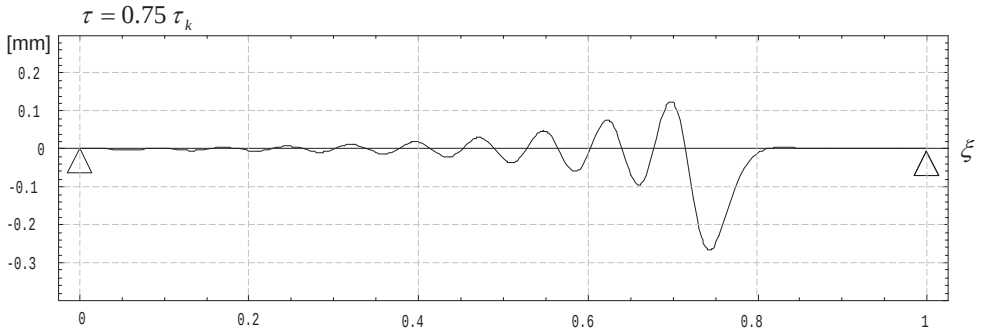


Fig. 6. Deflection at $\tau = 0,75\tau_k$.

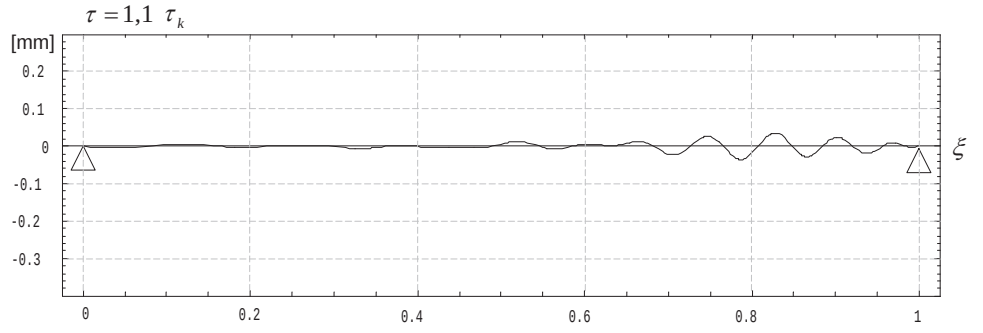


Fig. 7. Deflection at $\tau = 1,1\tau_k$.

As a result of carried out comparative calculations it is possible to notice that the difference between $q_0 l$ and P_0 actions is negligible and as a consequence instead of (16) the (13) formulae could be used as a model of vehicle wheel.

7. Conclusions

Comparatively simple one-dimensional model of road pavement visco-elastic flexion process has been derived, and its usefulness is shown. The numerical examples were executed by Mathematica.

The linear visco-elastic theory is assumed by virtue of statement that the plastic behavior, and as an effect the disqualifying deformations are caused due to inadmissible overloading of road structure. Mathematical linearity converges with superposition in mechanics. This allows summing on both actions and effects sides. Further this implies that an arbitrary type of vehicle could be chosen to the experimental test.

On the basis of existing bibliography or the results of elastic approaches [20], the elastic constants could be taken as known, the other viscous material constants i.e. η, $\hat{\psi}$, $\overline{\psi}$ could be found by means of least square method or its variants. Disposing of a set of experimental data:

$$u_{(m)} = u_{(m)}\left(x_{(m)} t_{(m)}\right) \rightarrow \omega_{(m)} = \omega_{(m)}\left(\xi_{(m)} \tau_{(m)}\right) \tag{19}$$

we can write down:

$$\Sigma = \sum_{m=1}^{\bar{m}} \left[\omega\left(\xi_{(m)}\tau_{(m)}\right) - \omega_{(m)}\left(\xi_{(m)}\tau_{(m)}\right) \right]^2 = \min., \tag{20}$$

where: $\omega\left(\xi_{(m)}\tau_{(m)}\right)$ is taken in (13) or (16) form. The necessary conditions of Σ extremum are as follows:

$$\frac{\partial \Sigma}{\partial \eta} = 0\,,\ \frac{\partial \Sigma}{\partial \hat{\psi}} = 0\,,\ \frac{\partial \Sigma}{\partial \bar{\psi}} = 0\,, \tag{21}$$

which form the three non-linear equation system for η, $\hat{\psi}$, $\bar{\psi}$ determination.

References

[1] Nilsson RN, Oost I, Hopman PC., *Visco-elastic analysis of full scale pavements: validation of VEROAD*, Transportation research record, 1539, TRB. Washington, DC: National Research Council; 1996 p. 81–87.

[2] Hopman P., Nilsson R., Pronk A., *Theory, validation and application of the visco-elastic multilayer program VEROAD*, ICAP, Seattle, USA 1997.

[3] Burmister DM., *The theory of stresses and displacements in layered systems and applications to the design of airport runways*, Proceedings of Highways Research Board; 23: 127–48, 1943.

[4] Burmister DM., *The general theory of stresses and displacements in layered soil systems*, Journal of Applied Physics; 16: 89–94, 126-127; 296-302, 1945.

[5] Sivaneswaran N, Kramer SL, Mahoney JP., *Advanced backcalculation using a nonlinear least squares optimization technique*, Transportation research record, 1293, TRB. Washington, DC: National Research, Council; 1991 p. 93–102.

[6] Chatti K, Kim T., *Effect of frequency-dependent asphalt concrete Layer moduli on pavement response*, In: Tayabji SD, Lukanen EO, editors, *NDT of pavements and backcalculation of moduli*, 3. Special technical publication, STP 1375. Pennsylvania: ASTM Publication; 2000. p. 365–82.

[7] Briggs RC, Lukanen EO., *Variations in backcalculated pavement layer moduli in LTTP seasonal monitoring sites*. In: Tayabji SD, Lukanen EO, editors, *NDT of pavements and backcalculation of moduli,* 3. Special technical publication, STP 1375. Pennsylvania: ASTM Publication; 2000. p. 113–28.

[8] Zhou H., *Comparison of backcalculated and laboratory measured moduli on AC and granular base layer materials*, In, Tayabji SD, Lukanen EO, editors, *NDT of pavements and backcalculation of moduli*, 3. Special technical publication, STP 1375, vol. 3–37. Pennsylvania: ASTM Publication; 2000. p. 161–72.

[9] Fleming PR., *Small-scale dynamic devices for the measurement of elastic stiffness modulus on pavement foundations,* In: Tayabji SD, Lukanen EO, editors, *Nondestructive testing of pavements and backcalculation of moduli*, 3. Special technical publication, STP 1375. Pennsylvania: ASTM Publication; 2000. p. 41–58.

[10] Reddy MA, Reddy KS, Pandey BB., *Backcalculation of pavement moduli using genetic algorithms*, J Highw Res Board 2002; 66:1–10.

[11] Liang R, Zeng S., *Efficient dynamic analysis of multilayered system during falling weight deflectometer experiments*, J Transp Eng ASCE 2002; 128(4): 366–74.

[12] Dong QX, Hachiya Y, Takahashi O, Tsubokawa Y, Matsui K., *An efficient backcalculation algorithm of time domain for large-scale pavement structures using Ritz vectors*, Finite Elem Anal Des 2002; 38: 1131–50.

[13] Terzi S, Saltan M, Yildirim T., *Optimization of deflection basin by genetic algorithm and neural network approach*, International Conference on Neural Networks, ICANN/ICONIP 2003, LNCS 2714, 2003: 662–669.

[14] Reddy MA, Reddy KS, Pandey BB., *Selection of genetic algorithm parameters for backcalculation of pavement moduli*, Int J Pavement Eng 2004; 5(2): 81–90.

[1]5 Firlej S., *Inaccuracy in back-calculating the E-moduli of road pavements*, in edited by J.J. Luchko *Fracture Mechanics and Physics of Construction Materials and Structures*, 575-584, Collection of Scientific Works, 6, Lviv, 2005.

[16] Sousa JB, Weissman SL, Sackman JL, Monismith CL., *Nonlinear elastic viscous with damage model to predict permanent deformation of asphalt concrete mixes*, Transportation research record, 1136, TRB. Washington, DC: National Research Council; 1993 p. 57–68.

[17] Stubbs N, Torpunuri VS, Lytton RL, Magnuson AH., *A methodology to identify material properties in pavements modeled as layered viscoelastic half-spaces*, In: Von Quintus HL, Bush AJ, Baladi GY, editors, *NDT of pavements and backcalculation of moduli*, 2. Special technical publication, STP 1198. Pennsylvania: ASTM Publication; 1994. p. 159–69.

[18] Jemioło S., Al-Garassi A.N.A., *Generalized Boussinesq's problem for linear viscoelasticity materials*, in edited by W. Szcześniak *Theoretical Foundations of Civil Engineering*, Polish-Ukrainian-Lithuanian Transactions, Warsaw-Vilnius, 97-104, ISBN 5-7763-8880-5, 2006.

[19] Szcześniak W., *A Dynamic Problem of Elastic Beam on Maxwell's Foundation*, Scientific Works of Warsaw University of Technology, z. 108, 1989.

[20] Lytton, R L; Uzan, J ; Fernando, E G; Roque, R ; Hiltunen, D ; Stoffels, S M, *Devepopment and Validation of Performance Prediction Models and Specifications for Asphalt Binders and Paving Mixes*, Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington, DC 1993.

Budownictwo i Architektura 4 (2009) 85-104

Problemy rewitalizacji zespołów prefabrykowanej zabudowy mieszkaniowej na przykładzie osiedla im. Stanisława Moniuszki w Lublinie

Anna Ostańska

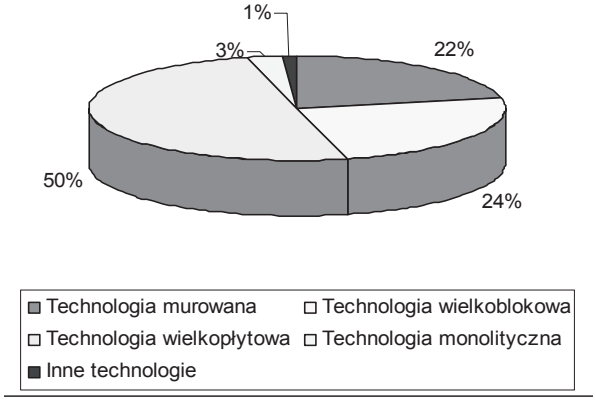
Politechnika Lubelska, Wydział Inżynierii Budowlanej i Sanitarnej e-mail: a.ostanska@pollub.pl

Streszczenie: Opracowany algorytm tworzenia programów rewitalizacji osiedli z budynkami wzniesionymi w technologii prefabrykowanej określa poszczególne etapy działań niezbędnych do kompleksowego rozwiązania problemów związanych z utrzymaniem takich obszarów. Adresowany jest wprawdzie do konkretnego osiedla, ale ma charakter ogólny. Systemowe ujęcie przedstawionej procedury może być uogólnione na inne systemy budynków prefabrykowanych, również na osiedlach z zabudową tradycyjną czy poprzemysłową, przy uwzględnieniu ich specyfiki w zakresie badań diagnostycznych.

Słowa kluczowe: Rewitalizacja, modernizacja, remont, wielka płyta.

1. Wprowadzenie

Wielkie osiedla mieszkaniowe w dzisiejszych miastach wymagają wyznaczenia przemyślanego kierunku działań w celu sprostania współczesnym oczekiwaniom mieszkańców. Zasoby mieszkalne zużywają się moralnie co oznacza, że wielkość mieszkań, ich funkcjonalność, rodzaj wykończenia, zakres ich wyposażenia w instalacje techniczne nie odpowiadają aktualnym potrzebom mieszkańców.



Rys. 1. Struktura technologii zasobów budownictwa mieszkaniowego w Polsce w latach 1946-1992.

Fig. 1. Housing stock according to type of structure; buildings erected between 1946 and 1992. (murowana – brickwork, wielkopłytowa – large-size precast concrete elements, wielkoblokowa – medium-size precast concrete elements, monolityczna – in-situ reinforced concrete structure, inne – other.

Ze struktury technologii zasobów budownictwa mieszkaniowego wielorodzinnego w miastach w latach 1946-92 (Rys. 1) wynika, że ponad 70% społeczeństwa polskiego zamieszkuje budynki prefabrykowane. Przy czym połowę (50%) budynków wykonano z wielkiej płyty.

Osiedla z prefabrykowaną zabudową mieszkalną nie są gorsze niż obecnie powstające, szczególnie w zakresie układu przestrzennego oraz zaplecza usługowo-handlowego i kulturalno-oświatowego. Billert [1]. Co więcej budynki te zrealizowane trzydzieści lat temu są, z punktu widzenia konstrukcji, bezpieczne, potwierdzają to prowadzone od ponad 20. lat badania Instytutu Techniki Budowlanej. Szyperska [2].[1]

Odpowiedzi wymagają pytania wywodzące się z psychologii środowiska: *Co można i należy uczynić, aby zapewnić ludziom poczucie jakości życia w standardowym budownictwie? Jak radzić sobie ze starzejącymi się ludźmi, niepełnosprawnymi fizycznie i mentalnie, w tak dużym skupisku ludzkim, jakim są wielkomiejskie osiedla mieszkaniowe? Jak zapobiegać wandalizmowi, dezintegracji społecznej i przestępczości?* Bańka [3]. Odpowiedzią wydaje się być proces rewitalizacji osiedli.

Ogólnie rzecz biorąc *rewitalizacja pojmowana jako renowacja obiektów budowlanych, często tylko wybranych budynków nie ma nic wspólnego z rewitalizacją obszarów miejskich, ponieważ nie doprowadza ona do modernizacji obszaru zabudowanego, do podwyższenia jakości życia jego mieszkańców, do prawidłowego, lepszego funkcjonowania miasta*. Biliński [4]. Te słowa, mimo że obejmujące myślą tylko zabudowę śródmiejską, potwierdzają aktualność podjętego tematu dotyczącego nasilających się ostatnio problemów wielkich osiedli mieszkaniowych.

Rewitalizacja osiedli z zabudową prefabrykowaną rozumiana jest jako kompleksowe działania mające na celu utrzymanie lub doprowadzenie do dobrego stanu zajmowanego przez nie obszaru oraz poprawę warunków życia lokalnej wspólnoty, szczególnie w sferze mieszkaniowej.

A zatem porównując modernizację z rewitalizacją należy stwierdzić, iż pierwsza dotyczy jedynie działań związanych z poprawą techniczną i ewentualnie funkcjonalną budynków. Natomiast druga, oprócz aspektu technicznego i funkcjonalnego, uwzględnia również czynnik społeczny (opierając się na konsultacji społecznej) i ekonomiczny (ukierunkowane na energooszczędne rozwiązania techniczne).

Badania literatury wykazały brak przykładów kompleksowych działań rewitalizacyjnych. Studia programów europejskich i polskich wskazują, że w kraju nie ma nawet wstępnego rozpoznania opinii środowiskowych wśród mieszkańców dużych osiedli miejskich.

Pomimo istnienia opracowań literaturowych (np. Markowski) i przygotowanych do wdrożenia opracowań wielu polskich specjalistów (np. Skalski z Krakowa, Biliński z Zielonej Góry, Kipta z Lublina, Billert z Poznania czy Cielątkowska z Gdańska), brak jest jak dotąd prawnych regulacji dla odnowy (rewitalizacji) miast. Jedynie Markowski stwierdził, że z punktu widzenia ekonomisty, wartość gruntu winna wynikać z rynkowego wzrostu ceny ziemi, ale też z podwyższenia standardu budynków i otaczającej je przestrzeni po zrealizowaniu procesu rewitalizacji. Taki proces próbował wprowadzić Billert w Żarach uznając, że stanowi to gwarancję

1 Cytat z Bohdana Lewickiego: *Domy z wielkiej płyty mogą stać dwieście, a nawet trzysta lat. Prawdopodobieństwo zawalenia się jest mniej więcej takie, jak że spadnie nam samolot na głowę*.

społecznej akceptacji procesów rewitalizacji i zwiększa szansę realizowanego programu. Billert [5].

Dotychczasowe programy miały na celu poprawę zarządzania terenem miejskim, zmniejszenie kosztów eksploatacji i utrzymania zasobów oraz częściową poprawę funkcjonalności zabudowy mieszkalnej osiedla. W działaniach tych zapominano jednak o problemach społecznych (osoby niepełnosprawne), które sprowadzono do pojedynczych przypadków nie tworząc ogólnej strategii rozwiązań.

Brakuje programów rewitalizacji dla obszarów miejskich z prefabrykowaną zabudową mieszkaniową, podejmowano tylko działania poprawiające estetykę osiedla i zmniejszające zużycie energii. Badania termograficzne potwierdziły, że mimo kilku etapów ocieplenia budynków nadal są *zimne punkty* w budynkach.

W pracy Ostańskiej [6] wskazano na rolę konstruktora w procesie rewitalizacji. Zaproponowane autorskie narzędzie zostało opracowane w formie algorytmu rewitalizacji i przetestowane na przykładzie lubelskiego osiedla mieszkaniowego. Celem pracy jest wyszukanie pewnych możliwości niewielkich zmian konstrukcyjnych, jakie otwierają architektowi możliwość modernizacji budynków mieszkalnych prefabrykowanych. Zawarte w pracy wskazania możliwości propozycji rozwiązań mają charakter projektowy. Podane przykłady rozwiązań wskazują tylko na pewne możliwości techniczne wynikające z przeprowadzonych badań w zakresie podstawowym. Rozwiązania problemów muszą być pełne, tj. uzupełnione o wypowiedzi przedstawicieli wszystkich branż uczestniczących w procesie rewitalizacji.

2. Rodzaje badań stosowane w praktyce

W dotychczasowych działaniach naprawczych wypracowano już pewną metodykę opierającą się głównie na wykorzystaniu opracowań, Instrukcje ITB [7] i ekspertyz technicznych poprzedzonych analizą dokumentacji archiwalnej i audytów energetycznych.

2.1. Badania konstrukcji betonowych i określanie stopnia zużycia budynku

Warsztat pracy rzeczoznawcy budowlanego opiera się na nowoczesnych metodach badań. Dotychczas powszechnie stosowało się badania nieniszczące konstrukcji. Lewińska-Romicka [8]. W zastosowaniu do budynków prefabrykowanych najbardziej przydatne są metody:

- sklerometryczne bazujące na pomiarze twardości przypowierzchniowej warstwy materiału (np. ocena wytrzymałości betonu za pomocą młotka Schmidta),
- akustyczne, w których mierzy się między innymi prędkość fali podłużnej lub poprzecznej w materiale, np. metoda *impact-echo* oparta na zasadzie sondy ultradźwiękowej, pozwalająca na identyfikację pustek (np. niewypełnione węzły połączeń prefabrykatów czy niezagęszczony beton w wieńcach),
- radiologiczne – wykorzystujące między innymi osłabienie promieniowania (wiązki) przechodzącego przez materiał (określa położenie i ilość zbrojenia na zasadzie promieniowania *X*),
- seminieniszczące materiałów konstrukcji, np. test *pull-off*.

Wszystkie te metody są metodami pośrednimi, opartymi na zależnościach empirycznych pomiędzy mierzonymi wielkościami fizycznymi a poszukiwanymi cechami zastosowanego do budowy konstrukcji materiału. Metody te wymagają zatem wstępnego skalowania aparatury pomiarowej i urządzeń badawczych. Runkiewicz [9].

Istnieją również metody niszczące, ale w zasadzie odchodzi się od nich w budynkach prefabrykowanych; stosowane są jedynie w przypadkach badań sondażowych (np. węzły połączeń), jeśli brak jest wiedzy archiwalnej na temat budynku i szczegółów rozwiązań.

Oprócz wiedzy ściśle konstrukcyjnej rzeczoznawca musi też posługiwać się metodami analitycznymi, w celu określenia stopnia zużycia całego budynku.

Wyróżnia się trzy rodzaje stopni zużycia budynku: techniczne, funkcjonalne, łączne. Stopień zużycia technicznego winien określać rzeczywisty stan obiektu i urządzeń z nim związanych na dzień badania i oględzin budynku. Baranowski i Cyran [10].

Do oceny stanu technicznego budynku najczęściej stosowana jest metoda oceny wizualnej oparta na podstawie zewnętrznych oględzin elementów w powiązaniu z wiekiem, trwałością i eksploatacją budynku.

Stosuje się też metodę ważoną, która uwzględnia udział stopnia zniszczenia poszczególnych elementów w ważonym stopniu zniszczenia budynku. Daje ona możliwość zniwelowania pewnych dużych odchyłek, efektem czego powinien być średnioważony stopień zużycia technicznego obiektu wyrażony w procentach bliższy rzeczywistemu. W metodzie tej należy szczególnie wnikliwie ustalać stopień zużycia elementów drogich, to znaczy takich, które mają wysoki udział w koszcie budynku, przy jednoczesnym uściśleniu wysokości rzeczywistej kosztów tego udziału w danym budynku.

Oprócz wyżej wymienionych metod są jeszcze inne formuły wywodzące się z metody czasowej przyjętej przez Rossa. Ich istota polega na tym, że zużycie budynku traktuje się jako zależne od czasu eksploatacji, okresu jego trwałości i utrzymania, z uwzględnieniem warunków środowiskowych. Mają one, w zależności od stanu utrzymania budynku, odpowiednią postać, tj.:

- liniową dla budynków źle utrzymanych (brak remontów lub sporadyczne):

$$S_{zt}' = (t/T) \text{ x } 100\%; \quad (1)$$

- nieliniową uściśloną dla budynków normalnie utrzymywanych (remontowanych regularnie):

$$S_{zt}'' = [t \text{ x } (t + T)/2T^2] \text{ x } 100\%; \quad (2)$$

- paraboliczną dla budynków starannie utrzymywanych (remontowanych częściej niż normalnie):

$$S_{zt}'''' = (t^2/T^2) \text{ x } 100\%; \quad (3)$$

we wzorach tych: S_{zt} – stopień zużycia technicznego w procentach; t – wiek budynku, obiektu w latach; T – przewidywany okres trwałości obiektu w latach, ustalony empirycznie dla pewnej klasy podobnych budynków odniesienia – wzorcowych, zrealizowanych w latach poprzednich.

Metody określające stopień zużycia budynku i jego wartości użytkowej służą kwalifikowaniu budynku do remontu. Na podstawie skali oceny Niezabitowskiej i in. [11][2] stosowanej w analizie stanu technicznego należy określić stan techniczny budynku i wartość użytkową budynku w karcie przeglądu budynku wg Ustawy PB [12], potem ocenić stopień zużycia powyżej opisanymi metodami Thierry i Zaleski [13][3], a następnie sprawdzić opłacalność remontu. Sprawdzenie to można wykonać, np. za pomocą wzoru podanego przez Lenkiewicza [14]:

$$A < 1{,}1 \text{ x } W \text{ x } g - E_{tr} - S_{tr}, \tag{4}$$

gdzie: A – średnioważony procent zużycia budynku; W – wskaźnik wartości użytkowej; g – współczynnik preferencji dla robót remontowych zależny od polityki budowlanej państwa; E_{tr} – współczynnik dyskontujący nakład reprodukcyjny, który trzeba będzie ponieść po upływie t_r lat; t_r to wartość okresu użytkowania budynku po dokonanej modernizacji lub remoncie, przyjmuje się ją zależnie od wartości wskaźnika W; S_{tr} – współczynnik różnicy kosztów utrzymania starego i nowego budynku, zależny od wartości okresu użytkowania budynku.

W ostatnim czasie pojawiają się nowe elementy metodologii oceny stanu technicznego budynków. Zaliczyć do nich należy metodę remontu ważonego jaką podał Knyziak [15]. Polega ona na wykorzystaniu dotychczasowych metod oceny stanu technicznego z uwzględnieniem również danych o przeprowadzonych remontach i w mniejszym stopniu zależną od ocen osób wykonujących przeglądy. Metoda remontu ważonego oparta jest na podstawie kompleksowej analizy budynku i jego dokumentacji.

2.2. Badania cieplne budynków

Diagnostyka cieplna budynku wymaga doświadczalnego określenia niektórych parametrów wykorzystywanych w obliczeniach, zaliczyć do nich należy:

- temperatura powietrza w pomieszczeniach budynku,
- wilgotność powietrza w pomieszczeniach,
- opór cieplny przegród przy użyciu powierzchniowych przetworników gęstości strumienia cieplnego i odpowiedniego systemu zbierania danych,
- ciągłość izolacji, badane termowizyjnie,
- szczelności obudowy, zwłaszcza okien, mierzone ciśnieniowo,
- zużycie ciepła na ogrzewanie w wybranym przedziale czasu,
- rzeczywistej wentylacji w budynku badane techniką gazu znacznikowego (np. RFT).

Większość tych technik jest w Polsce dość mało znana, co wynika z wysokiego kosztu aparatury i niewielkiego jak dotąd zapotrzebowania na usługi z zakresu diagnostyki cieplnej budynków. Pogorzelski [16].

Obecnie wielkie nadzieje wiąże się z badaniami termograficznymi. Ich celem jest bezinwazyjne rozpoznanie miejsc lokalnej ucieczki ciepła z budynków. Działanie

2 Niezabitowska wyróżniła cztery stopnie stanu technicznego budynku, tzn.: bardzo dobry, zadowalający, dostateczny i zły.

3 Karta przeglądu corocznego stanu sprawności technicznej (Art. 61.1 UPB) i przeglądu pięcioletniego wartości użytkowej - obiektu budowlanego (Art. 61.2 U.P.B).

aparatury używanej do badań termograficznych opiera się na detekcji promieniowania podczerwonego (pasmo 8 do 14 mikrometrów) wysyłanego przez obiekt. Zaletą badań termograficznych jest bezinwazyjność, szeroki zakres stosowania zarówno wewnątrz jak i na zewnątrz. Badania termograficzne, przy spełnieniu odpowiednich warunków pogodowych (stabilna temperatura i wiatr oraz odpowiednie zachmurzenie), dość dokładnie wskazują elementy, przez które następuje ucieczka ciepła z budynku, a mogący powstać błąd pomiarowy 0,1K nie ma znaczącego wpływu na interpretację wyników.

Na podstawie badań sporządza się tzw. termogramy, czyli rozkład temperatur na powierzchniach badanych elementów budynku.

Analizując termogramy należy – w przypadku ścian osłonowych – uwzględnić korelację między obserwowaną różnicą pomiędzy temperaturą powietrza przy ścianie, a temperaturą powierzchni przegrody w stabilnych warunkach środowiskowych wewnętrznych i zewnętrznych oraz współczynnikiem U. Korelację tę, podaną przez Więcka i in. na konferencji INFRAROSSO w 1999r. dla różnicy temperatur powietrza wewnętrznego i zewnętrznego wynoszącej 20K, zestawiono poniżej w Tablicy 1:

Tablica 1. Korelacja różnic temperatury wewnętrznej i zewnętrznej wg Więcka (1999r.).
Table 1. Overall heat transfer coefficient U (W/m^{2}K) according to difference between the wall surface temperature and external air temperature.

Różnica temperatury (K):	1	2	3	4
Współczynnik U (W/m^{2}K)	0,35	0,75	1,2	1,8 itd.

Wynika stąd, że w przypadku temperatury ściany o 4 stopnie niższej niż temperatura opływającego ją powietrza odbiór ciepła wynosi 1,8 W/m^{2}K, czyli jest podobny jak dla okien.

2.3. Charakterystyka ogólna badań ankietowych

Ankieta umożliwia zbieranie informacji (o ludziach, zdarzeniach i procesach) za pomocą pytań zadawanych określonej grupie ludzi. Góralski [17].

Sztumski podaje podział ankiet na: jawne i anonimowe. Podaje też ich rodzaje, np. w zależności od sposobu rozprowadzania wyróżnił ankiety: środowiskowe i prasowe. Dotychczas większość ankiet w Polsce dotyczących działań rewitalizacyjnych wypełniana była w wywiadzie pośrednim (przesyłane za pośrednictwem poczty). W takim przypadku wraca zwykle kilka procent ankiet. Rozsyłanie ankiet wydłuża czas ankietowania, a ponadto według Sztumskiego respondenci nie przesyłają odpowiedzi, gdy nie zrozumieją pytań. Potwierdzają to badania ankietowe mieszkańców przeprowadzone na lubelskim Kośminku, gdzie na sto wysłanych ankiet wróciło dziewięć wypełnionych.

Etapy badań ankietowych obejmują:

1. Wstępne zebranie informacji z zakresu badanej problematyki na podstawie istniejącej literatury (warunek trafnego doboru pytań i respondentów);
2. Wybór respondentów;
3. Przygotowanie kwestionariusza;

4.Przeprowadzenie badań;

5.Opracowanie wyników ankiety.

W ankietach używa się trzech rodzajów pytań, zaliczyć do nich należy pytania: zamknięte, półotwarte i otwarte.

3. Przedmiot i cel badań

Przedmiotem badań była wielorodzinna zabudowa mieszkaniowa o konstrukcji prefabrykowanej i jej rewitalizacja. Problemy zilustrowane zostały na przykładzie lubelskiego osiedla. Znajduje się ono w dzielnicy Czechów, którą wybrano spośród pięciu powstałych w latach siedemdziesiątych dzielnic Lublina. Ograniczenie zakresu niniejszej pracy do terenu Spółdzielni Mieszkaniowej Czechów w Lublinie było możliwe, ponieważ posiada ona zabudowę w systemach prefabrykowanych: z wielkiego bloku (*cegły żerańskiej*) i z wielkiej płyty (OWT-67, W-70 i OWT-75N). Kolejnym kryterium ograniczającym był wybór, spośród siedmiu osiedli na terenie Czechowskiej spółdzielni takiego, które posiada charakterystyczną dla Polski prefabrykowaną zabudowę. Na tej podstawie wybrano osiedle im. Stanisława Moniuszki, gdyż posiada ono dwa najstarsze i najpopularniejsze w kraju, jak i na Lubelszczyźnie, systemy prefabrykowane:

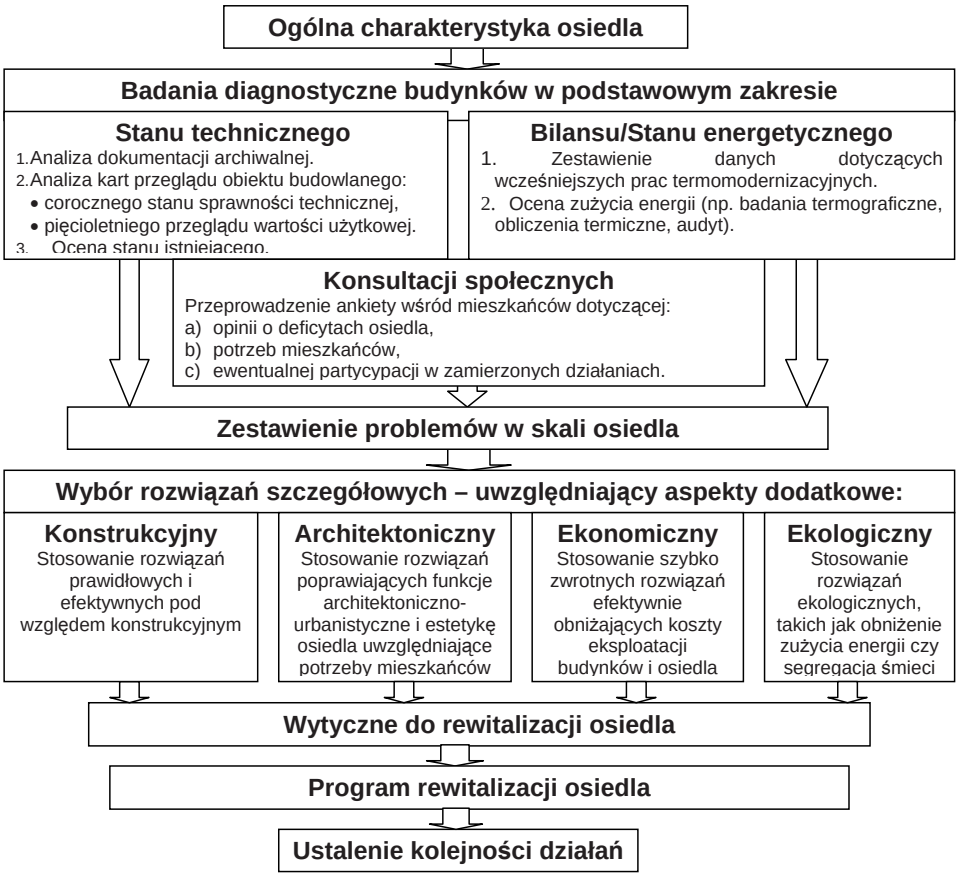
- wielkiego bloku WBLŻ z regionalnym dla Lubelszczyzny rozwiązaniem ścian osłonowych ze **S**calonych **E**lementów **G**azobetonowych, dalej w pracy zwanych SEG,
- wielkiej płyty OWT-67 – najpopularniejszego w kraju systemu lat 70-ych.

Celem pracy było opracowanie algorytmu służącego tworzeniu programów rewitalizacji osiedli mieszkaniowych wybudowanych w technologii budownictwa prefabrykowanego, określającego poszczególne etapy działań niezbędnych do kompleksowego rozwiązania problemów.

Metodologię oparto na założeniu, że proces rewitalizacji musi być poprzedzony dogłębnym poznaniem aktualnego stanu osiedla, obejmującego zarówno stan techniczny budynków, jak też ich wartości użytkowe, potrzeby mieszkańców i ochronę środowiska – co stanowi pierwszą fazę działań. Narzędziem tego poznania była odpowiednia diagnostyka stanu osiedla w zakresie aspektów podstawowych. Przeprowadzono krytyczny przegląd literatury ze szczególnym uwzględnieniem programów rewitalizacji w kraju i Europie. A następnie przyjęto algorytm rewitalizacji, który określa poszczególne etapy działań niezbędnych do kompleksowego rozwiązania problemów związanych z utrzymaniem obszarów wielkich osiedli mieszkaniowych.

4. Propozycja algorytmu programu rewitalizacji dla osiedli z zabudową prefabrykowaną

Aby dane służące do formułowania wytycznych były pełne i wiarygodne trzeba opracować procedurę dostosowaną do warunków krajowych. Stanowi ją opracowany algorytm rewitalizacji (Rys. 2), na podstawie którego określone zostają działania prowadzące do ustalania wytycznych i programów rewitalizacji osiedli mieszkaniowych wybudowanych w technologii budownictwa prefabrykowanego.



Rys. 2. Opracowany algorytm rewitalizacji działań prowadzących do ustalania wytycznych i programów rewitalizacji osiedli mieszkaniowych wybudowanych w technologii budownictwa prefabrykowanego

Fig. 2. Algorithm of defining the revitalization programme for a housing estate of precast concrete buildings

Przeprowadzony algorytm rewitalizacji składa się z siedmiu etapów, za jego podstawę przyjęto zakres trzech wyspecyfikowanych aspektów badań.

W pierwszym etapie algorytm rewitalizacji przewiduje ogólny opis osiedla, a w szczególności dane dotyczące:

- układu urbanistycznego analizowanego obszaru,
- wieku obiektów,
- rodzaju zabudowy mieszkalnej i problemów z nią związanych,
- zabudowy towarzyszącej i infrastruktury osiedla,

co pozwoli na wytypowanie problemów społecznych i postawienie pytań mieszkańcom.

W drugim etapie wykonano badania diagnostyczne, sporządzone na podstawie aspektów podstawowych, prowadzone zarówno dla poszczególnych budynków mieszkalnych jak i obiektów towarzyszących (pawilony, garaże, śmietniki, place zabaw, skwery, chodniki, jezdnie) oraz infrastruktury (sieci i przyłącza):

1. Badania w aspekcie technicznym stanowią ocenę techniczną i ocenę wartości użytkowej poszczególnych obiektów. Analiza dokumentacji archiwalnej, przeglądów corocznych i pięcioletnich oraz książek obiektów wykazała, że przeglądy te często są wykonywane pobieżnie, a książki obiektów prowadzone niedbale i uzupełniane nieprawidłowo. W zakres badań w aspekcie technicznym wchodzą:
   - analiza dokumentacji archiwalnej,
   - analiza stanu technicznego budynku w czasie dotychczasowego użytkowania, na podstawie kart przeglądu corocznego stanu sprawności technicznej i przeglądu pięcioletniego wartości użytkowej - obiektu budowlanego, wg Ustawy PB [12],
   - ocena stanu istniejącego przez zastosowanie oceny skali wartości użytkowej wg Niezabitowskiej i in. [11],
   - określenie stopnia zużycia budynków np. metodą kwalifikowania obiektów do remontów wg Lenkiewicza [14] lub metodą remontu ważonego wg Knyziaka [15],

   Zakres aspektu technicznego jest szerszy od założeń metody remontu ważonego o planowanie działań remontowych i propozycję rozwiązań szczegółowych.
2. Badania w aspekcie energetycznym stanowiące ocenę energochłonności obejmują:
   - zestawienie danych dotyczących wcześniejszych prac termomodernizacyjnych,
   - badania termograficzne pozwalające ocenić rezultaty dotychczasowych działań termomodernizacyjnych i określić punkty nie zlikwidowanych jeszcze problemów ucieczki ciepła z budynku,
   - obliczenia termiczne,
   - ocena wskaźnika zużycia energii (E) w skali budynku,
   - ocena zużycia energii w skali osiedla.
3. Badania w aspekcie społecznym przeprowadzone metodą wywiadu bezpośredniego pozwolą:
   - uzupełnić informacje o strukturze społecznej osiedla,
   - poznać opinie mieszkańców o deficytach osiedla,
   - uzupełnić informacje o pracach wykonanych w lokalach przez mieszkańców,
   - poznać opinie mieszańców na temat potrzeb w skali budynków i lokali mieszkalnych,
   - uzyskać deklaracje mieszkańców co do ich partycypacji w działaniach rewitalizacyjnych.

Badania w aspekcie społecznym polegają na przeprowadzeniu ankiety wśród mieszkańców w wywiadzie bezpośrednim oraz analizie jej wyników z wyszczególnieniem oceny potrzeb mieszkańców.

Na podstawie wyników powyższych badań trójaspektowych, algorytm rewitalizacji przewiduje wyprowadzenie wniosków dotyczących poszczególnych budynków mieszkalnych, obiektów towarzyszących i infrastruktury osiedla:

1. W aspekcie technicznym – ustalenie wymaganych i zalecanych prac remontowych i modernizacyjnych dotyczących w szczególności: elementów konstrukcyjnych (fundamenty, ściany, kominy, stropy, dach), pokrycia dachowego, elementów odwodnienia (rynny i rury, system odprowadzenia wody z budynku, obróbki blacharskie), elewacji (uszkodzenia spoin i złączy, przemarzanie ścian, balkony, loggie), stolarki okiennej i drzwiowej, instalacji wod.-kan., c.w. i c.o., instalacji gazowej, wentylacji, instalacji elektrycznej, posadzek i podłóg, ścianek działowych, tynków wewnętrznych, klatek schodowych, piwnic, pomieszczeń ogólnych i technicznych, urządzeń dźwigowych i zsypowych, małej architektury, nawierzchni terenu, sprzętu zabawowego i rekreacyjnego.
2. W aspekcie energetycznym – ustalenie wymaganych i zalecanych prac termomodernizacyjnych, zakwalifikowanie budynku do kompleksowego ocieplenia lub wyspecyfikowanie elementów wymagających docieplenia (glify, węzły, stropy, naroża, cokoły, stropodachy).
3. W aspekcie społecznym – wyspecyfikowanie problemów i deficytów zgłoszonych przez mieszkańców w odniesieniu do budynków i osiedla.

Na tej podstawie **w etapie trzecim** zestawiono problemy w skali osiedla, budynków i innych obiektów oraz ich elementów. Rozważono następujące aspekty:

1. techniczny – zestawiono w nim niezbędne prace remontowe i modernizacyjne w skali osiedla,
2. energetyczny – w którym zestawiono niezbędne prace termomodernizacyjne w skali osiedla,
3. społeczny – wysłuchano potrzeb mieszkańców i ustalono ich zdolności do partycypacji.

W etapie czwartym dokonano wyboru rozwiązań szczegółowych opartych na zestawionych wynikach badań diagnostycznych (aspekty podstawowe) uwzględnieniem aspektów dodatkowych (wynikających ze specyfiki rozpatrywanego osiedla).

Wybór dokonywany jest przy uwzględnianiu aspektów dodatkowych, takich jak:

- konstrukcyjny – rozwiązania szczegółowe winny być prawidłowe i efektywne pod względem konstrukcyjnym,
- architektoniczny (w tym funkcjonalny) – rozwiązania szczegółowe winny być ukierunkowane na polepszenie funkcjonalności mieszkań uwzględniające potrzeby lokatorów i estetykę architektoniczno-urbanistyczną osiedla,
- ekonomiczny – wybrane rozwiązania muszą być szybkozwrotne i efektywnie zmniejszać koszty eksploatacji mieszkań i osiedla,
- ekologiczny – wybrane rozwiania powinny zmniejszać zużycie energii i być przyjazne dla środowiska.

Etap piąty ustala wytyczne do programu rewitalizacji osiedla, np. w czterech kryteriach:

- bezwzględnego zachowania,
- naprawy,

- wymiany,
- uzupełnienia,

budynków i innych obiektów oraz ich elementów.

Przyjęte kryteria wynikają z ustaleń wielodyscyplinarnego zespołu powołanego do spraw rewitalizacji danego obszaru.

W etapie szóstym następuje opracowanie programu rewitalizacji osiedla. Program taki oparty jest horyzontalnie na wymienionych siedmiu etapach działań i wertykalnie na kilku do kilkunastu analizowanych aspektach.

Etap siódmy - na podstawie przyjętego programu rewitalizacji osiedla, ustalona zostaje kolejność optymalnych działań.

Etapy I – III mogą być opracowane przez przedstawiciela jednej branży, ale przedstawienie jednobranżowych rozwiązań w etapie IV jest niewystarczające i wymaga współpracy przedstawicieli innych branż (szczególnie w zakresie kompleksowych propozycji projektowych i podanych w nich rozwiązań technicznych), a etapy V – VII wymagają już współpracy wielodyscyplinarnego zespołu fachowców, nie tylko związanych z branżą budowlaną i przedstawicieli wszystkich zainteresowanych środowisk.

Opracowana procedura rewitalizacji przeznaczona jest szczególnie dla spółdzielni mieszkaniowych zarządzających osiedlami z prefabrykowaną zabudową mieszkalną.

5. Badania osiedla im. St. Moniuszki w Lublinie pod kątem zastosowania algorytmu rewitalizacji

5.1. Charakterystyka osiedla Moniuszki

Obecnie osiedle (Rys. 3) zajmuje obszar 14,94 ha gruntu. Administracja zarządza 1618 mieszkaniami o powierzchni użytkowej wynoszącej 84.441 m², w których żyje około 6,5 tys. osób. Ponadto administruje 59 lokalami użytkowymi o łącznej powierzchni 6.225 m² i 840 m² powierzchni garażowej (łącznie z realizacją 49 garaży w centralnej części osiedla). Sulimowski [18]. W piwnicach, parterach lub na ostatnich kondygnacjach niektórych budynków mieszkalnych znajdują się lokale użytkowe pełniące funkcje usługowe.

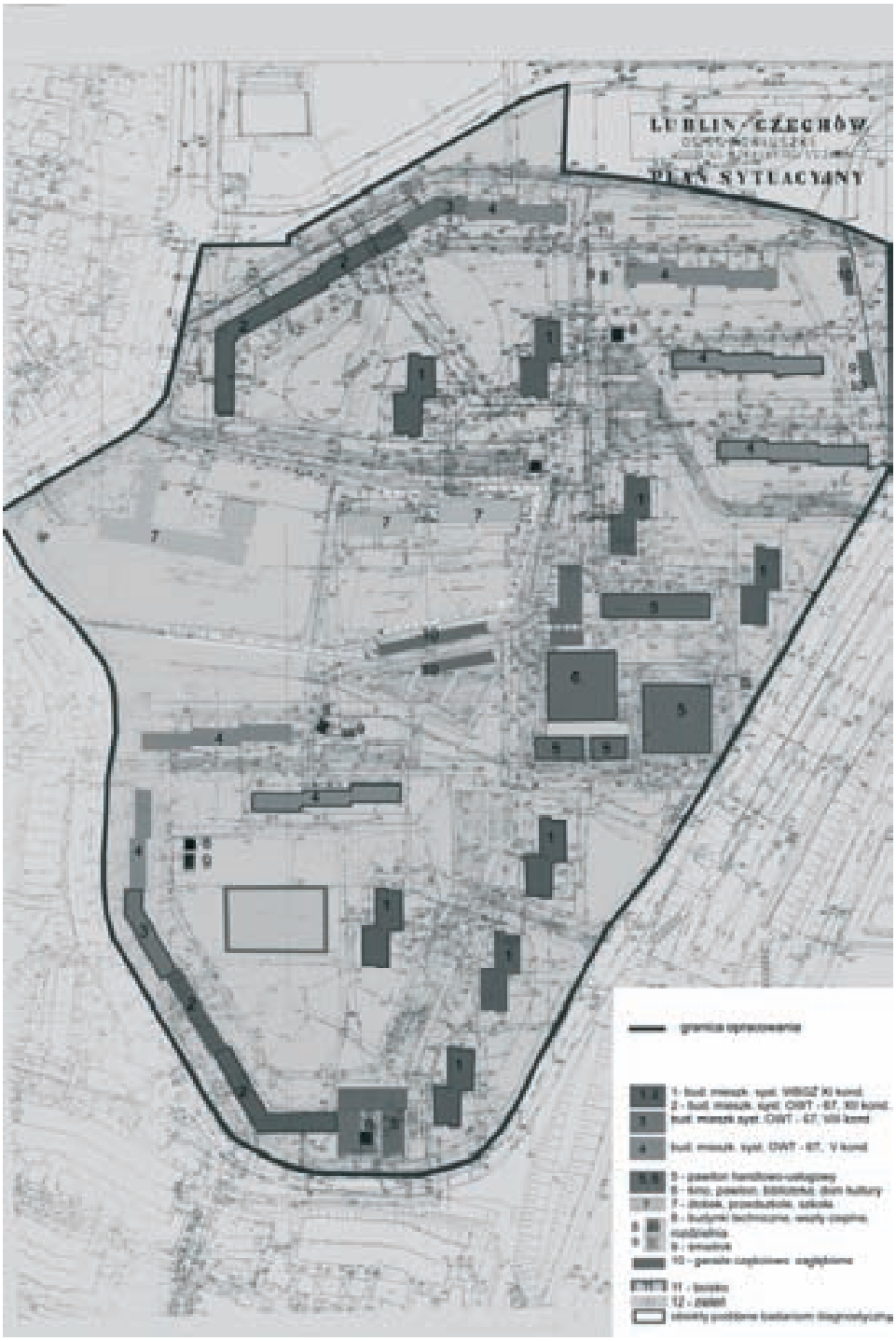
5.2. Badania diagnostyczne budynków w podstawowym zakresie

Przetestowano algorytm rewitalizacji wykonując badania podstawowe w aspektach: technicznym, energetycznym i społecznym. Zrealizowano jedynie etapy do poziomu wytycznych uznając, że dalsze etapy wymagają interdyscyplinarnej współpracy branżowej.

5.2.1. Analiza w aspekcie technicznym

Analizę działań naprawczych oparto głównie na wykorzystaniu ekspertyz technicznych poprzedzonych analizą dostępnej dokumentacji archiwalnej[4].

4 Zarządca nie wykonywał przed ociepleniem budynków audytów energetycznych.



Rys. 3. Plan sytuacyjny osiedla St. Moniuszki w Lublinie, scan (oryginał w archiwum Zarządcy Osiedla).
Fig. 3. The Moniuszko Housing Estate site plan.

Przeprowadzono badania nieniszczące za pomocą kamery wziernikowej, dzięki której zbadano sprawność instalacji wentylacyjnej i kanalizacyjnej. Makroskopowo sprawdzono też jakość wykonywanych ociepleń stropodachów, a w piwnicach stan instalacji zasilających budynek w media. Na podstawie skali oceny wg Niezabitowskiej i in. [11] stosowanej w analizie stanu technicznego określono stan techniczny budynku i jego wartość użytkową w karcie przeglądu budynku na podstawie Ustawa PB [12], a następnie wg Thierry i Zaleski [13] oceniono stopień zużycia (28-30%) i sprawdzono opłacalność remontu. W konkluzji stwierdzono, że wyposażenie techniczne budynków jest przestarzałe i wymaga modernizacji lub wymiany. W budynkach obu systemów stwierdzono możliwości poprawy ich stanu, szczególnie w wyposażeniu infrastruktury technicznej.

5.2.2. Analiza w aspekcie energetycznym

Analizę energetyczną przeprowadzono obliczeniowo w skali osiedla i budynku mieszkalnego zrealizowanego w systemie WBLŻ. Wykonano też własne badania termograficzne budynków WBLŻ i OWT-67.

Analiza w skali osiedla.

Analizując strukturę kosztów w wybranym osiedlu stwierdzono, że na przestrzeni sześciu lat na osiedlu Moniuszki wzrost ceny jednego gigadżula energii wyniósł 117%, a koszty ogrzania 1m^2 zwiększyły się tylko o 29,61%. Skulimowski [18].

Oszczędności energetyczne w osiedlu przy zaplanowaniu i przeprowadzeniu kompleksowej modernizacji budynków i infrastruktury będą jeszcze większe.

Analiza w skali budynku mieszkalnego.

Procentowy szacunek redukcji strat ciepła w systemie WBLŻ, w zależności od przegrody, kształtuje się między 22–63%. Mimo korzystnych rezultatów docieplеń wykonanych do 2005 roku należy stwierdzić, że wskaźnik zapotrzebowania na energię do ogrzewania budynku w ciągu sezonu grzewczego jest nadal duży (E=31,54kWh/am^3, a - rok) i przekracza o ponad 7% obowiązujące standardy (E_0=29,48kWh/am^3 [5]). RMI z 12 kwietnia 2002r. [19].

W związku z powyższym kontynuacja prac termomodernizacyjnych jest celowa i wskazana tym bardziej, że ich efektem może być dalsze zmniejszenie strat ciepła i kosztów zużycia energii cieplnej w skali budynku i ochrona środowiska w skali osiedla.

Analiza termograficzna budynków.

Celem własnych badań termograficznych było bezinwazyjne rozpoznanie miejsc lokalnej ucieczki ciepła po ociepleniu elewacji w budynkach prefabrykowanych dla dwóch systemów: wielkoblokowego (WBLŻ), wielkopłytowego (OWT-67) i rejestracja pola temperaturowego na możliwych do obserwacji fragmentach powierzchni ścian (we wskazanych pomieszczeniach)

Do badań wytypowano pięć prefabrykowanych obiektów mieszkalnych, które poddano już termicznej modernizacji ścian.

Badania wykonano w dniach 02.03.2006, w godzinach 17:00 – 18:30 i 17.03.2006, w godzinach 17:30 – 19:30. Obserwowano z poziomu terenu: ściany, cokoły, okna i płyty balkonowe. Temperatura powietrza na zewnątrz przez ostatnie

5 Dla nowoprojektowanego budynku o takiej samej kubaturze ogrzewanej i powierzchni przegród zewnętrznych.

4 godziny przed badaniami powoli obniżyła się od -1 do -2˚C, a w czasie badań była stabilna i wynosiła 0˚C. Wiatr był słaby i bardzo słaby o kierunku południowo-zachodnim o prędkości 2 m/s. W czasie badań temperatura w pomieszczeniach była zróżnicowana i wahała się w granicach 18 do 28˚C, według oświadczeń mieszkańców od kilku godzin nie była przez nich regulowana.

Do badań wykorzystano aparaturę AGEMA ThermaCAM 570 z obiektywem o kącie polowym 24˚C. Większą część termogramów uzyskano przy pomocy nakładki *telex2* na obiektyw zmieniając kąt polowy na 12˚C. Działanie aparatury używanej do badań termograficznych opiera się na detekcji promieniowania podczerwonego (pasmo 8 do 14 mikrometrów) wysyłanego przez obiekt. Błąd pomiarowy 0,1K nie ma znaczącego wpływu na interpretację wyników. Określenie temperatury następuje samoczynnie dla każdego piksela obrazu po przeliczeniu energii i uwzględnieniu założonego przez operatora współczynnika emisyjności (ε). Adamczewski [20]. W badaniach budynków przyjęto wysoką wartość współczynnika emisyjności (w zależności od materiału $\varepsilon \approx 0{,}85 \pm 0{,}94$), która dobrze przybliżyła tę wartość dla większości powierzchniowych materiałów budowlanych. Jaworski [21]. Wykorzystana do badań kamera termowizyjna miała rozdzielczość temperaturową 0,1K i obrazową 320 na 240 pikseli. Na podstawie badań sporządzono tzw. termogramy, czyli rozkład temperatur na powierzchniach badanych elementów budynku. Do analizy termogramów użyto narzędzi analitycznych programu ThermaCAM Reporter2000.

Termiczna modernizacja ścian we wszystkich budynkach przeprowadzana była wielokrotnie. Nigdy jednak nie była to kompleksowa termiczna modernizacja budynku. Nie uwzględniono problemów dotyczących ucieczki ciepła szczególnie przez mostki liniowe (Rys. 4). Nadal jednak możliwe są pewne działania, które przyniosą dalsze oszczędności energetyczne, a co za tym idzie – również finansowe.

Rys. 4. Przykładowy termogram. V. kondygnacja, ściana półszczytowa narożnik południowo-wschodni, budynek przy ul. Prząśniczki 5/59 wykonany w systemie OWT-67.

Fig. 4. Thermogram of external wall at fith floor; southeast corner of a large-sized precast concrete elements building (OWT-67 system).

Podsumowanie analizy w aspektach technicznym i energetycznym

Dotychczasowe remonty służyły utrzymaniu prefabrykowanych zasobów mieszkalnych w dobrym stanie technicznym, ale nie likwidowały narastających problemów. W wyniku analizy stwierdzono, że pomimo bieżących prac remontowych i ocieplenia budynków konieczne są jeszcze następujące prace:

- zlikwidowanie liniowych mostków termicznych;
- dokończenie wymiany stolarki okiennej;
- usprawnienie wentylacji i wymiana instalacji w budynku (elektrycznej, gazowej i wodno-kanalizacyjnej) i na osiedlu (c.o. i c.w.u.);
- wymiana małych i przemarzających balkonów;
- dostawienie lub wstawienie wind dla osób niepełnosprawnych;
- likwidacja zsypów na śmieci;
- dostawienie wiatrołapów;
- uruchomienie wtórnego obiegu wody i montaż odnawialnych źródeł ciepła (dla c.w.u.).

5.2.3. Analiza w aspekcie społecznym

W ramach analizy społecznej osiedla przeprowadzono wśród mieszkańców ankietę. Opracowany zestaw pytań jest pomocny w uaktualnieniu danych demograficznych, rozpoznaniu deficytów określonego obszaru i uściśleniu zakresu działań modernizacyjnych opartych na opinii społecznej. Ustalając priorytety prac z mieszkańcami, zarządca może mieć pewność dobrego kierunku wybranych do programu rewitalizacji zadań.

Sposób przeprowadzenia badań ankietowych

Badania oparto na wzorcach ankiet socjologicznych podanych w literaturze Gruszczyński [22]. Wzbogacono je o metody i techniki wynikające z doświadczeń społecznych Sztumski [23]. Ankiety środowiskowe wypełniano w wywiadzie bezpośrednim, nie były one rozsyłane (pocztowe).

Opracowana ankieta zawierała 15 pytań, w tym: osiem zamkniętych, sześć półotwartych i jedno otwarte.

Pytania dotyczyły w szczególności:

a) opinii o problemach osiedla i oczekiwaniach mieszkańców. Posłużyły do tego pytania półotwarte, tj. otwarte logicznie i zamknięte technicznie, w których wykorzystano listę wariantów. Sztumski [23]. W pytaniach postawiono wiele wariantów logicznie zamkniętych rozwiązań technicznych, wybór odpowiedzi był otwarty (mieszkaniec mógł wybrać każdą z odpowiedzi lub żadnej). Zastosowana *kafeteria pytań* pozwoliła wyspecyfikować powstałe deficyty związane z lokalami mieszkalnymi, budynkami i samym osiedlem. Sztumski [23]. Umożliwiła również analizę dotychczasowych modernizacji, problemów potwierdzonych przez mieszkańców i ukierunkowanie dalszych priorytetów działań programu rewitalizacji. Pytania obejmowały możliwe do realizacji, wynikające z analizy technicznej i termicznej, prace remontowe i termomodernizacyjne, a także pozwoliły na aktualizację wykorzystania powierzchni użytkowej;

b) uzupełnienia informacji o strukturze społecznej osiedla i ewentualnej partycypacji mieszkańców w rewitalizacji. Wiedzę tę uzyskano za pomocą pytań zamkniętych zarówno logicznie, jak i technicznie. Gruszczyński [22]. Pytania dawały możliwość wyboru tylko jednej z kilku odpowiedzi. Celem ich było uaktualnienie danych struktury społecznej mieszkańców (płeć, wiek, wykształcenie, migracja) i wykazanie chęci partycypacji mieszkańców w działaniach;

c) uzupełnienia informacji o pracach wykonanych w mieszkaniach uzyskano za pomocą pytań otwartych zarówno logicznie jak i technicznie. W pytaniach tych trudne było wyspecyfikowanie gotowych odpowiedzi. Celem pytań otwartych było określenie prac remontowych podejmowanych z inicjatywy lokatorów w ich mieszkaniach, pokazujących w jaki sposób lokatorzy podnoszą standard swojego mieszkania i jakiego typu działania są już przez nich zrealizowane. W tych pytaniach postawiono jedno zapytanie, na które mieszkańcy udzielali swobodnej odpowiedzi.

Badania ankietowe przeprowadzono w dniach 17 i 24 maja 2004 roku w godzinach 9–14 i 16–19. Wytypowano do nich mieszkańców osiedla Moniuszki w wieku od 18 do 80 lat. Wyselekcjonowano spośród nich następujące cztery grupy wiekowe: 18–25 lat, 25–50 lat, 50–75 lat i powyżej 75 lat. Wszystkie badane osoby były zameldowane w zasobach mieszkalnych analizowanego osiedla, w 1618 mieszkaniach, co daje liczbę ok. 6,5 tys. mieszkańców. Z każdego mieszkania badaniom poddano jedną osobę. W badaniach wzięli udział wszyscy w wymienionych grupach wiekowych, których zastano w mieszkaniu i którzy chcieli dobrowolnie się im poddać.

Wypełniono 291 ankiet, zachowano wszystkie reguły doboru losowego, chęć czy niechęć mieszkańców nie wpływały na dobór próby. Liczba ankiet jest dosyć duża i stanowi reprezentatywną próbę (prawie 18% mieszkań) dla dalszych analiz.

Pytania pozwoliły na uzyskanie informacji odnoszących się do:

- wykorzystania istniejących zasobów,
- braków w wyposażeniu osiedla,
- deklarowanej przez mieszkańców chęci partycypacji w pracach społecznych i kosztach podejmowanych działań.

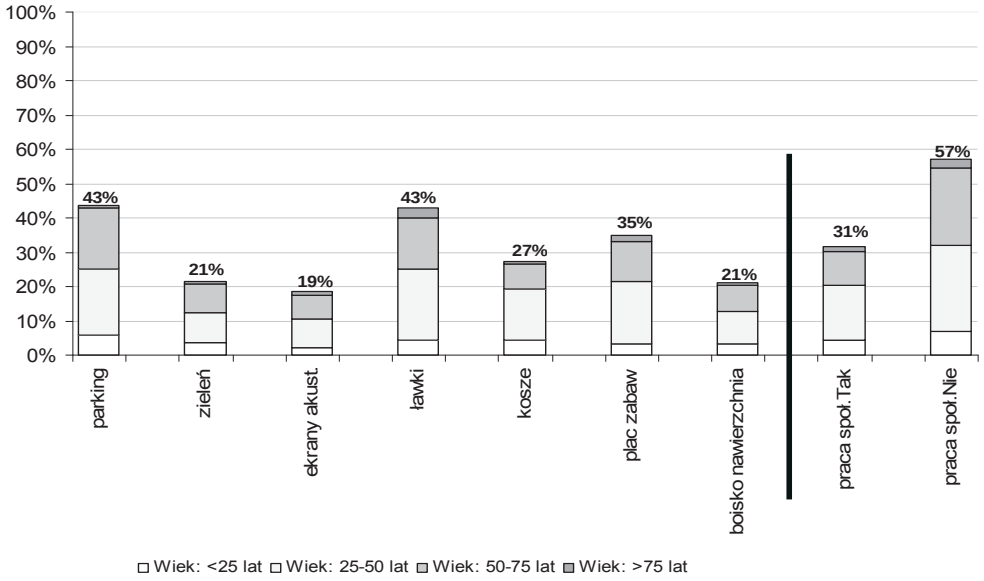
Wyniki przedstawiono na wykresach wykonanych za pomocą programu *Excel*, przykładowy wykres podano na Rys.5.

Podsumowanie analizy społecznej

1. W skali osiedla wykazano, iż ankietowani najczęściej zgłaszają brak parkingów przed budynkiem. Dużą wagę przywiązują też do rekreacji dzieci i integracji społecznej. Mieszkańcy oczekują podwyższania standardu życia w osiedlu, ale większość z nich (57%) nie jest zainteresowana pracą społeczną.
2. W skali budynków stwierdzono, że oprócz lokali mieszkalnych najczęściej korzysta się z piwnic i instalacji telewizji kablowej, rzadko natomiast z pralni i suszarni. W budynkach systemów wielkoblokowych i wielkopłytowych brakuje wind dla inwalidów. Lokatorzy chcą mieć większe balkony, dostawione wiatrołapy i windy od poziomu terenu, a dodatkowo w budynkach wielkopłytowych zainteresowani są nadbudową dodatkowej kondygnacji. Badania potwierdziły zainteresowanie mieszkańców coroczną partycypacją finansową. Należy zauważyć,

że mieszkańcy dostrzegają potrzebę inwestycji mogących przynieść dalsze oszczędności w eksploatacji budynków, służących ochronie środowiska. Zaliczyć do nich należy: montaż automatyki do c.o., odnawialnych źródeł ciepła, ocieplenie stropów piwnic, stropodachów czy poprawy wykonanego docieplenia ścian.

3. W skali mieszkania dowiedziono, że mieszkańcy odczuwają w znacznym stopniu ciasnotę i niski standard wykończenia lokali. Ale wyprowadzenie się z osiedla Moniuszki do innej dzielnicy nie cieszy się wśród lokatorów zainteresowaniem chyba, że stać byłoby ich na domek.



Rys. 5. Przykładowy wykres przedstawiający braki w przestrzeni osiedla w zestawieniu z deklaracją partycypacji społecznej mieszkańców, ustalone wg kryterium wieku, osiedle im. St. Moniuszki SM Czechów w Lublinie.

Fig. 5. Deficiencies of the estate facilities according to the inhabitants: survey results according to age groups; declaration of money or own work contribution to improvements (parking – car parks, zieleń – greens, ekrany – noise protection, ławki – benches, kosze – waste bins, place zabaw – playgrounds, boisko – playing field.

5.2.4. Wnioski z analizy diagnostycznej

Na podstawie przeprowadzonych badań diagnostycznych w zakresie podstawowym stwierdzono, że budynki prefabrykowane nie mają zadowalającego wyposażenia technicznego, a działania termiczne są nadal niepełne. Należy podkreślić ważność aspektu społecznego w procesie rewitalizacji, bowiem zgoda mieszkańców na partycypację w kosztach związanych z modernizacją i rewitalizacją, jest często warunkiem *sine qua non* powodzenia całego przedsięwzięcia. Opinia mieszkańców może mieć istotny wpływ na kierunek i kolejność podejmowanych działań rewitalizacyjnych.

Przedstawiona powyżej ankieta może być przykładową dla tworzenia wszelakich programów rewitalizacji osiedli.

6. Zestawienie problemów technicznych występujących w osiedlu Stanisława Moniuszki oraz propozycje ich rozwiązań pod kątem rewitalizacji

Przeprowadzone analizy dały podstawy do zestawienia problemów, do których należą, m.in.:

- pozostawione liniowe mostki termiczne;
- zimne cokoły;
- małe i przemarzające płyty balkonowe;
- zła jakość stolarki okiennej, szczególnie pod względem termicznym;
- duże straty ciepła przez wentylację;
- inne wady ocieplonych już budynków (niedocieplenie, nieszczelności);
- brak wind dla osób niepełnosprawnych;
- cuchnące zsypy;
- zimne wejścia do budynków;
- brak rozwiązań alternatywnych i ekologicznych źródeł ciepła;
- brak parkingów, ławek, koszy na śmieci, placów zabaw, boisk, zieleni;
- brak miejsca na integrację społeczną mieszkańców osiedla.

W większości wypadków problemy występujące w budynkach wielkoblokowych i wielkopłytowych są podobne. Można by je uogólnić na inne systemy prefabrykowane.

Zestawienie problemów i wyników badań diagnostycznych w aspektach technicznym, energetycznym i społecznym może stanowić podstawę do skonstruowania wstępnych wytycznych do programu rewitalizacji, w zakresie funkcjonowania i eksploatacji budynków.

W kolejnym etapie konieczne jest włączenie do współpracy przedstawicieli innych branż, których opinie i opracowania we właściwych im aspektach, pozwolą na komplementarne rozwiązanie problemu rewitalizacji osiedla.

7. Wnioski

Wnioski szczegółowe dotyczące niezbędnych działań w osiedlach z prefabrykowaną zabudową mieszkalną można przedstawić następująco:

1. W Polsce, działania podejmowane w zespołach prefabrykowanej zabudowy mieszkaniowej nie rozwiązały wszystkich problemów remontowych. Realizowano tylko częściowe modernizacje, pomijano problemy niektórych grup społecznych i deklarowaną przez mieszkańców partycypację.
2. W wyniku przyjętej i przeprowadzonej analizy diagnostycznej można stwierdzić, że problemy występujące w prefabrykowanej zabudowie mieszkaniowej są podobne nawet dla różnych systemów. Typowe bolączki takich osiedli to:
   - brak rozpoznania aktualnego stanu technicznego budynków,
   - brak lub zły stan infrastruktury technicznej,
   - brak rozpoznania deficytów budynków i obszarów z nimi związanych,
   - brak podsumowania efektów zrealizowanych prac modernizacyjnych,

- brak rozpoznania potrzeb i możliwości modernizacji technicznej służącej poprawie środowiska naturalnego,
- brak planowania kompleksowo działań długoterminowych (najczęściej 5 lat).

Ponadto do bolączek zaliczyć należy również narastające problemy społeczne, jak: przestępczość czy zapewnienie poczucia jakości życia w standardowym budownictwie, szczególnie osobom starzejącym się, często już niepełnosprawnym.

Bezpośrednim wynikiem pracy [6] jest opracowana przez autorkę naukowo-techniczna procedura działań prowadzących do opracowania programu rewitalizacji osiedli z zabudową prefabrykowaną.

Wyspecyfikowane problemy budynków w systemach: wielkoblokowym WBLŻ i wielkopłytowym OWT-67 okazały się podobne. Systemowe ujęcie przedstawionej procedury może być ona uogólnione na inne systemy budynków (np. OWT-75 i W-70).

Opracowany algorytm rewitalizacji, zastosowany wprawdzie na konkretnym osiedlu, ma charakter ogólny i może być stosowany nie tylko do osiedli mieszkaniowych. Możliwe jest zastosowanie takiego algorytmu rewitalizacji do osiedli z tradycyjną zabudową, a także do obszarów poprzemysłowych czy powojskowych. Należy wówczas uwzględnić ich specyfikę w zakresie badań diagnostycznych.

Algorytm rewitalizacji jest skutecznym narzędziem służącym integracji celów technicznych, energetycznych i społecznych, jak również konstrukcyjnych, architektonicznych, ekologicznych i ekonomicznych. Wprowadzenie ich wymaga jednak współpracy interdyscyplinarnego zespołu przedstawicieli przy opracowaniu i realizacji programu rewitalizacji obszaru z zabudową prefabrykowaną.

Literatura

[1] Billert A., *Kto zniesławia wielką płytę* - seria artykułów opublikowanych w Internecie na temat inwazji osiedli deweloperskich, lipiec 2007.

[2] Szyperska U., *Chrzęst wielkiej płyty*, Źródło Internet 2003.

[3] Bańka A.: *Społeczna psychologia środowiskowa - seria wykłady z psychologii*, Wydawnictwo Naukowe SCHOLAR 2002, s. 266.

[4] Biliński T., *Systemowe ujęcie programu rewitalizacji obszaru miejskiego*, w: *Renowacja budynków i modernizacja obszarów zabudowanych* tom II, redakcja naukowa Tadeusz Biliński, Oficyna Wydawnicza Uniwersytetu Zielonogórskiego 2006, s. 29.

[5] Billert A., *Centrum staromiejskie w Żarach – problemy, metody i strategie rewitalizacji*, maszynopis, s. 39.

[6] Ostańska A., *Problemy modernizacji i rewitalizacji zespołów prefabrykowanej zabudowy mieszkaniowej na przykładzie osiedla im. Stanisława Moniuszki w Lublinie*, Politechnika Wrocławska, praca doktorska pod kierunkiem Pani prof. nadzw. dr hab. inż. arch. Wandy Kononowicz.

[7] *Instrukcje ITB - Seria: instrukcje, wytyczne poradniki*, Zeszyty 1-12, Warszawa 1999-2003.

[8] Lewińska-Romicka A., *Badania nieniszczące, Podstawy defektoskopii*, Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, Warszawa 2001, s. 35.

[9] Runkiewicz L., *Metody badań stosowane w rzeczoznawstwie budowlanym*, I konferencja naukowo-techniczna Kielce 1995 Rzeczoznawstwo budowlane, Politechnika Świętokrzyska Kielce 1995, s. 68-69.

[10] Baranowski W., Cyran M., *Zużycie nieruchomości zabudowanych – poradnik*, Instytut Doradztwa Majątkowego, Warszawa, grudzień 2003, s.14-20.

[11] Niezabitowska E., Kucharczyk-Brus B., Masły D., *Wartość użytkowa budynku*, Verlag Daschöfer 2003, s. 10, 12.

[12] Ustawa prawo budowlane z dnia 7 lipca 1994r. Dz.U. z 2003r. nr 207, poz. 2016 z późniejszymi zmianami (art. 61. ustęp: 1 i 2).
[13] Thierry J., Zaleski S., R*emonty budynków i wzmacnianie konstrukcji*, Arkady Warszawa 1982, s. 205-207.
[14] Lenkiewicz Wł., *Naprawy i modernizacja obiektów budowlanych*, Oficyna Wydawnicza PW, Warszawa 1998, s. 13.
[15] Knyziak P., Witkowski M., *Ocena stanu technicznego prefabrykowanych budynków mieszkalnych w Warszawie*, „Inżynieria i Budownictwo" nr 12/2007, s. 639-641.
[16] Pogorzelski A. J., *Diagnostyka cieplna budynków z wielkiej płyty*, w: *Warsztat pracy rzeczoznawcy budowlanego*, V konferencja naukowo-techniczna Kielce 1999, Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej 1999, s. 200.
[17] Góralski A., *Metody badań pedagogicznych w zarysie,* Wydanie 2 zmienione, Warszawa 1994 s. 49 i 94-95.
[18] Skulimowski M., *Sprawozdanie z działalności gospodarczej osiedla im. Stanisława Moniuszki w Lublinie za rok 2002*, Lublin 28.04.2003, s. 1 i 4.
[19] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r. Dz.U.02.75.690 w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie.
[20] Adamczewski Wł., *Zastosowania termowizji w budownictwie*, w: *Pomiary termowizyjne w praktyce*, Agenda Wydawnicza PAKu (Pomiary-Automatyka-Kontrola), Warszawa, luty 2004.
[21] Jaworski J., *Termowizja – narzędzie do termalnego obrazowania obiektów*, „Domus" nr 12/2004, s. 21.
[22] Gruszczyński L. A., *Kwestionariusze w socjologii. Budowa narzędzi do badań surveyowych*, Wydawnictwo Uniwersytetu Śląskiego, Katowice 2001, s. 33-34.
[23] Sztumski J., *Wstęp do metod i technik badań społecznych*, Uniwersytet Śląski Zeszyt 136. Katowice 1976, s. 38-39 i 98-99.

Problems of revitalization of residential quarters of prefabricated buildings on the basis of Stanislaw Moniuszko quarter in Lublin

Anna Ostańska

Faculty of Civil and Sanitary Engineering, Lublin University of Technology, e-mail: a.ostanska@pollub.pl

Abstract: The author's algorithm for designing revitalization programmes for housing estates of precast concrete buildings comprises consecutive steps of analyses and actions necessary for addressing the complex problems of the estates in full. The algorithm proposed by the author has been created for a particular estate, however, it is of general character. Its systematic approach allows the user to adapt it to other types of building stock, post-industrial conversions, traditional housing etc. assuming that their individual qualities are accounted for in the diagnosis.

Key words: precast concrete buildings, housing estates, urban regeneration/ revitalization.

Budownictwo i Architektura 4 (2009) 105-113

The history of renovation design of the front facade of the Main Post Office Building in Lublin

Elżbieta Pytlarz

Faculty of Architecture, Town and Space Planning, Lublin University of Technology, e-mail: e.pytlarz@pollub.pl

Abstract: In this article it is presented a ranovation process of the Post Office building in Lublin held in 2001 – 2003. The location of thic edifice in the main street and the same time of the frontage of the central square raises the status of this building particularly that its facade is the background of numerous official celebrations and meetings of the authorities and citizens of Lublin. The author of this article describes designing solutions and also the cooperation process of architect, client, conservator and performer. The photographs showing the facade of the Main Post Office building in Lublin before its restauration and the effect after it enable a reader to compare the facade of the building from the past to its contemporary state.

Key words: Lublin, Main Post Office building, facade renovation, illumination, client, designer, conservator.

1. Introduction

The location of the Polish Post Office Building in the center of the city raises the status of this edifice to one of the most important buildings in Lublin. Being an architectural element of the frontage of Litewski Square, the front facade of the building is preserved by a conservator (The enrolment...No.A/588 [12]). Considering the location of the square in Krakowskie Przedmieście Street, the main street in the city linking the Old Town with the municipal park and leading up to the area of the two universities (the Catholic University and the Maria Curie Skłodowska University), the space of the square is the site of numerous official celebrations and meetings of the citizens of Lublin. Thus, the Post Office Building becomes the background of these events which are very often recorded on film reels.

2. The history of renovations: 1921 – 2001

The oldest part, which was rebuilt and which had storeys added in 1921-24 according to Bohdan Kelles – Krauze's design (Kurządkowska [7]), has endured in its unchanged form up till now. Since 1924 the building has been restored several times. In 1938 its roughcast was renovated and its plinth course was covered up with clinker (APL [1]). In 1950 the outer walls of the building were renovated and in the period of 1953 – 1958 the part of so called "the new post office building" was added, which was the eastern wing of telegraph after J. Ogórkiewicz's design (Kurządkowska [7]). In the 70 – ties of the 19 th century the structure was extended

from the side of the back yard and at the same time the complete refurbishment of the main building (Pastuszak [10]) took place [Photo 1].

Photo 1. View of the Main Post Office Building after the repairs held in the 70 – ties.

After a twenty – year break, in 1994, all the windows in the building were replaced. (Jamiołkowska [4]). The following year a ramp for the disabled was built at the entrance from J. Czechowicz Square , (Jabłoński and Misztal [3]) and in 1996 the facade was lit with floodlights fitted to the walls (Moniak [9]). In 2000, an external lift was constructed on the side of the backyard (Bajun, Makaruk and Patro, [2]). All the repairs held since the complete refurbishment in the 70 ties have only partially intervened and influenced the changes of the building. There were no works connected with the renovation of the front facade during that time.

3. Facade renovation: 2001 – 2003

In 2001, the *author's Architect's office Investprojekt Partner 6, Ltd* won the tender put in the investment services of the Post Office, to create an architectural

and structural renovation design for the Main Post Office Building facade. During initial negotiations with the Client, the design assignment formulated as "refurbishment design" was changed into a "renovation design", although the name used in the tender documents had to be maintained in the working plans. All the cooperating representatives of the Post Office shared our opinion that the structure should not only be renovated but also embellished [Photo 2].

Photo 2. View of the Main Post Office Building, 2001.

As an architect, I faced a very difficult task of convincing the Client to take decisions concerning the design. One of the controversial issues was the advertisements on the building, another issue was the need to rebuild the side entrance from J. Czechowicz Square (the sloping path for the disabled was built a few years earlier, Jabłoński and Misztal [3]). The next problem concerned the way of renovating the plinth course of the building made of sandstone, the material which is susceptible to getting dirty and wet. In the Client's opinion the only solution to the problem was the replacement of the sandstone with another hard and easy to keep stone. A very explicit and firm conservator's opinion of not allowing to remove the sandstone off the front facade changed after some new design concepts had been presented. The Client got the permission to put granite onto the part of the plinth course just below the windows and also onto the part of the eastern wall of the building at the side entrance from Czechowicz Square. At the same time an idea sprang up to place a strip of granite plates around the building and connect it with the already exist-

ing pavement through a belt of granite stones. According to the first idea of the building's illumination, floodlights lighting up the front wall of the building from the floor level were to be fixed among the granite plates on the ground. The idea of illumination was changed but the granite belt was built which, in my opinion, softens the vicinity of the building's plinth ground course made of precious stone and the pavement made of yellow concrete stones [Photo 3].

Photo 3. View of the pavement at the main entrance before and after renovation.

It was very difficult to convince the Client to make advertising inscriptions imitating bronze casts, and to remove neon lights. Finally, the concept of advertisements was accepted on condition that inscriptions were strongly illuminated.

This renovation was aimed at making the front wall of the building look like it used to in the period between the two World Wars. The design and historical documents found in the archives of the Conservation Authorities Office of the Lublin Province were the basic material for the project. After the initial analysis of available papers it appeared that none of them contained detailed drawings of the front wall of the Post Office building so, before getting to work on the design it was necessary to list all the architectural details and components such as outer stairs, and the sloping path for the disabled, and to present the state of devastation of particular parts of the building in technical expertise. Working plans concerning the state of the building in 2001 became a part of the architectural and structural design made by Architect's Office "Investprojekt Partner 6" (Pytlarz [11]). In a complex, multiline

study the technique of facade renovation, and the colours were chosen. The basis for the choice of suitable paints was the opinion that the colour lighter than the sandstone placed on the "tall" plinth course of the building would make it look "lighter" and, not so "overwhelming" as before.

In the design there were suggested plain mineral plasters containing trass, which are more resistant to dirt than the existing spotted ones. This decision made the workers put the plasters onto the walls precisely and carefully. During the implementation of the project three shades of paints were tested. What is more, the colour suggested in the previous designs from 1993 (Kręglicki and Lakutowicz [5]) and 1994 (Kręglicki and Lakutowicz [6]) was also used. Having done two trials, the colour used in my design was chosen (Pytlarz [11]) [Photo 4].

Photo 4. View of the Post Office Building after renovation, 2000.

Granite stone for the plinth course and for the trim surrounding the building was also chosen from numerous samples. I must admit that my cooperation with the building company "Mitex", the Conservator Dariusz Kopciowski and the Investment Supervisors was really very efficient. Subcontractors were searched for in the whole country because in the Lublin district there was no firm which would be able to make according to the design either advertising inscriptions (metal letters spatially formed and then painted with powder) or the vertical inscription as well as the roof over the side entrance designed of brass pipes (Wójtowicz [13]) [Photos 5 and 6]. Brass was not chosen accidentally in the design because the roofs over neighbouring entrance to the Polish Telecommunication Building are made in the same way (steel pipes with an external coat imitating brass).

Photo 5. View of the entrance to the building in Czechowicz Square, 2001.

Photo 6. View of the side entrance from J. Czechowicz Square, 2003.

In the course of the project unpredictable problems appeared. One of them was the lack of foundations under the existing stairs at the two entrances to the building in Krakowskie Przedmieście Street. The stone stairs blocks were situated directly on the ground. Another thing was the protest of the Society for Animal Protection against the designed precautions against pigeons which were gathering on the attic cornices of the Post Office Building. Later it turned out that the system of precautions chosen from many others was harmless because of its special spiral construction preventing the birds from getting hurt while landing down on their favourite places.

The design of building's illumination was a separate piece of the documentation (Marciniak and Pytlarz [8]).

"Uniform" illumination of the Post Office Building facade recommended by the Conservator appeared to be practically impossible to implement. The only solution was to fix floodlights onto street lamps so called "crosiers". The concept of illumination of this kind was created and tested in cooperation with the company "Thorn" [Photo 7]. The weight of the floodlights with adequate power to illuminate the area of wall surface was so big that it would have been necessary to change the construction of the street lamps. The Bureau of Council Economy did not accept the idea and the design had to be changed.

Photo 7. A picture of an illumination test, 2002.

In my files I have preserved all the illumination tests of the electronically made model of the Post Office Building. There are about 30 pictures presenting the bulky mass of the building from various sides depending on the kind and location of lights. The final version of the design made in cooperation with the engineer Marek Marciniak (the illumination design) and the engineer Sławomir Kotowski („Luxmat" Company), was accepted by the Client. The Conservator in Lublin

suggested reducing the illumination of advertising inscriptions which, in my opinion, resulted in spoiling the effect of evenly lit building facade. Considering the costs of the designed illumination system linear lamps, which were to illuminate attics and cornices of the Post Office Building had to be changed into connected fluorescent lamps which accentuate the tallest parts of the front facade with cool and strong light too intensively [Photo 8].

Photo 8. The illumination design of the Main Post Office Building in Lublin – visualization, 2003.

I leave the assessment of the design and project completion to specialists. As for me, it was a very important professional experience. I am also satisfied with the fact that no showy advertisement have been placed on the renovated walls so far. This makes the Post Office Building stand out of the buildings forming the frontage of Krakowskie Przedmieście Street, the street which should be the "salon" of the city of Lublin.

4. Conclusion

The quality of renovation of edifices depends not only on clients' financial support but also on their awareness of the problem. Extremely important is the common ability of understanding and cooperation of a client, disigner and a conservator. The dialogue leading to making final settlements and realisation decisions is necessary at every stage of designing and performing a task. The ability of convincing a client to accept accurate designing solutions is on the side of a designer and very often it demands a lot of determination.

References

[1] *APL, Inspectorate Inspection*, c.n. 2131.

[2] Bajun M., Makaruk B.,Patro R., *A design of the ExternalLift Shaft at the Post office Building*, Lublin 2000, in the archives of the The Provincial Office for Protection of Monuments in Lublin , c.n. 13387.

[3] Jabłoński R., Misztal K., *A structural Design of the Slope Path for the Disabled at the Post office Building on the side of the J. Czechowicz Square*, Lublin 1995, in the archives of the provincial Beauro for Preservation of monuments in Lublin, c.n. 5867.

[4] Jamiołkowska J., *A Design of Woodwork Changes in the Post Office Building*, Lublin 1994, in the archives of the Provincial Beauro for Preservation of Monuments in Lublin, c.n. 4860.

[5] Kręglicki L., Lakutowicz A., *The Main Post Office. A design of Colouring Worked out on the Basis of Sounding Tests of Plasters and Painting Coats*, Lublin 1993, in the archives of POPM in Lublin, c.n.4772.

[6] Kręglicki L., Lakutowicz A., *The main Post Office Building. A development of the Frontage – Elevation Colouring*, Lublin 1994r, in the archives of POPM in Lublin, c.n . 4756.

[7] Kurządkowska A., *The Historical and Town-planning study to the Detailed Plan of the Center of Lublin*, complete edition mps PPPKZ o/Lublin, 1969.

[8] Marciniak M., Pytlarz E., *Lublin, the Krakowskie Przedmieście Street, the Main Post Office Building – A Building Design of Illumination of the Structure*, Lublin 2003, in the archives of POPM in Lublin, c.n. 16049.

[9] Moniak J., *A Design of Illumination of the Main Post Office Building Elevation*, Lublin 1996, in the archives of the PBPM in Lublin, c.n.6569.

[10] Pastuszak.Z., *The Post Office Building in the Krakowskie Przedmieście Street 46-56, historical Documentation*, PUA SARP Lublin, 1989 in the Provincial Beauro for Preservation of Monuments, c.n. 1190.

[11] Pytlarz E., *A design of Architectural and Structural Repairs of the Main Post Office Building Elevation in the 50 Krakowskie Przedmieście Street in Lublin – Architecture*, Lublin 2001, in the archives of POPM in Lublin, c.n.14975.

[12] *The enrolment into the Register of Monuments of the Lublin Province on 10.04.1972* No.A/588, p.396-397.

[13] Wójtowicz W., *A design of Architectural and Structural Repairs of the Main Post Office Building Elevation in the 50 Krakowskie Przedmieście Street in Lublin – Construction*, Lublin 2001, in the archives of POPM in Lublin, c.n.14976.

Budownictwo i Architektura 4 (2009) 115-123

Projektowanie w regionach odmiennych kulturowo – dialog o tożsamości

Jan Wrana

Politechnika Lubelska, Wydział Inżynierii Budowlanej i Sanitarnej,
Samodzielna Pracownia Architektoniczna

Streszczenie: Druga połowa XX wieku to okres otwierania się środowisk dotychczas niedostępnych, spowo- dowanych eksplozją ruchów narodowo wyzwoleńczych, próby konstruowania tożsamości ponadnarodowych (na przykład : tożsamości europejskiej, przy jednoczesnym uwzględnieniu wielowiekowej odrębności kulturowej poszczególnych państw, oraz przy stale rosnącej migracji, mającej wpływ na zwiększający się relatywizm wobec zasobów kulturowych państw przyjmujących emigrantów. Powracać zaczyna wielowarstwowy problem tożsamości lokalnej, wywodzącej się z tradycji „małych ojczyzn" z cennymi odmiennymi zasobami rodzimej tradycji

Słowa kluczowe: wielokulturowość, kultura lokalna, tradycja.

1. Poszukiwania

> „*Poszanowanie dziedzictwa kulturowego i historycznego nie oznacza bezkrytycznego powtarzania form z przeszłości. Znaczy natomiast interpretowanie prawdziwego znaczenia architektury, a przez to jej odnowę (rewaloryzację), nadawanie jej nowej roli w strukturze urbanistycznej*"
>
> *KARTA MEGARIDE*[1]

Droga poszukiwań – zakreślenie pola badawczego – poszukiwanie możliwości działania architekta w odmiennych kulturowo regionach, jest nierozłącznie związane ze swoistym powrotem do ontologii zawodu. Dlaczego podejmujemy wyzwania ? Jeśli przypomnimy sobie najprostsze określenie definiujące podstawowe cechy architekta : potrzeba poznania, potrzeba ekspansji myśli, potrzeba samorealizacji – będziemy bliscy odnalezienia odpowiedzi na postawione pytanie. Umiejętność wyzwalania inicjatyw w celach poznawczych, budowanie świadomości zagrożeń, niecierpliwość w podejmowaniu nowych doświadczeń w trudnych środowiskach planistycznych i urbanistycznych, a także możliwość przeprowadzenia badań w odmiennych kulturowo regionach – te ważne dla zawodu argumenty doprowadziły do aktywności zawodowej, nie pozbawionej obaw, polskich architektów, w obcych nam kulturowo regionach. W latach 70-tych i 80-tych nastąpiło otwarcie się środowiska architektów na nowe, dotychczas niedostępne rynki regionu kultur Bliskiego Wschodu i Północnej Afryki, a po zmianach systemowych, po roku 1989 stało się możliwe aktywne działanie w wolnym zawodzie architekta[2].

1 KARTA MEGARIDE 1994.

2 Autor artykułu; w latach 1981-1989 przebywał w Libii reprezentując jedną z pierwszych firm Consultingowych „Wadeco" pełnił w latach 1986-1989) obowiązki z-cy rezydenta ds. opracowania i wdrożenia planu miasta Misurata oraz rewitalizacji centrum, prowadził przez

Wybrane do analizy regiony to miejsca nawarstwiania się kultur, historii - gdzie zasoby, relikty różnych epok sztuki budowania, sztuki użytkowej, malarstwa, rysunku i rzeźby koegzystują z tętniącym życiem współczesnych aglomeracji. To regiony Morza Śródziemnego – północna Afryka, region Bliskiego Wschodu – Półwysep Arabski, region Wielkiej Rusi, - których historia odbiła się jak w lustrze we współczesnej architekturze, detalu, zdobnictwie, czego dowody możemy podziwiać do dziś.

To miejsca powstawania nowych kultur, trzech wielkich religii objawionych (zjawisk kulturowych i cywilizacyjnych: judaizmu („Żydzi to najbardziej odporny naród w dziejach. Hebron jest tego dowodem”[3]), chrześcijaństwa („Boże słowo wcieliło się w dokładnie oznaczonym momencie, w określonej społeczności i kulturze, pośród konkretnego ludu.”[4]), islamu (religii będącej syntezą judaizmu i chrystianizmu - początek od 622 roku (hidźry)[5] oraz kultury bizantyjskiej jak też religii i kultury prawosławia (badając tło kulturowe powstania i rozwoju prawosławia na terenach Rusi, nie sposób nie wspomnieć o okresie powstania nad Bosforem wschodniej części imperium rzymskiego i rozwoju kultury bizantyjskiej[6]), oraz ich uczestnictwo we wzbogacaniu wielo kulturowych nawarstwień w europejskiej rodzinie „małych ojczyzn” (regiony - gdzie autor artykułu spędził zawodowo wiele lat).

Metodologia badań: wkraczając w „nowy świat kulturowy”, badania należy rozpocząć od poszukiwań źródeł i kontekstu lokalnej tradycji kulturowej – od trady-

---

kilka lat pracownię architektoniczno-urbanistyczną przy Urzędzie miasta (Baladyji) Misurata, kierując kilkudziesięcioosobowym zespołem; w latach 1994-1996 po uzyskaniu licencji samodzielnego projektowania na terenie Federacji Rosyjskiej, przebywał z przerwami po zmianach systemowych w Rosji ; opracowując i wdrażając rewitalizację głównego placu i ciągów historycznych w Riazaniu w konsultacji z architektem miasta Riazania L. W. Woroninem. Wybrane studia, koncepcje i projekty rewaloryzacji zespołów urbanistycznych:

1) Studium rewaloryzacji starego miasta w mieście Misurata (Libia) –1986-1989 r. (wdrożone) - opracowanie na miejscu, (od mapowania przez studia historyczne, inwentaryzację urbanistyczną, prognozowanie, po projekt i realizację), przekazane do wdrożenia, nadzór nad realizacją.

2) Studium, koncepcja, projekt realizacyjny rewitalizacji centrum miasta oraz historycznych ciągów handlowych (Riady) w Riazaniu (Rosja) 1994-1995 r. (realizacja), po uzyskaniu licencji do projektowania na terenie federacji Rosji wykonywał część opracowań na miejscu (inwentaryzacja, studia historyczna, koncepcja), projekty budowlane, projekty wykonawcze, + nadzór nad realizacją.

W latach 2004/2005/2006 autor artykułu przemierza wielokrotnie kraje Białoruś i Ukraina uczestnicząc w tym czasie w seminariach i konferencjach naukowych.

3 P. Johnson, *Historia Żydów,* Kraków 2004.

4 Andrea Dué, *Dzieje 2000 lat Chrześcijaństwa,* Edycja Świętego Pawła, Częstochowa, 2000

5 Albert Hourani, *Historia Arabów,* Gdańsk 1995, Teresa Kelm, *Architektura sakralna Sahary,* Arkady 2000, Barbara Stępniewska-Holzer, *Życie codzienne na Bliskim Wschodzie w XIX wieku,* PIW, Warszawa 2002.

6 R. Browning, *Justynian i Teodora,* Warszawa 1977, C. Mango, *Historia Bizancjum*, Gdańsk 1997, A. Bujak *RUŚ. Tysiąc lat chrześcijaństwa*. Warszawa1992, M. Angold, *Cesarstwo Bizantyjskie* 1025-1204. *Historia polityczna*. Wrocław 1993., B. Rybakow, *Pierwsze wieki historii Rusi*. Warszawa 1983.

cji i historii osadnictwa badanego regionu. Trzeba poznać zasady, wedle których powstał badany zespół architektoniczny. Badania archiwalne i biograficzne opierać się winny na analizie dostępnych źródeł, wydawnictw naukowych i informacyjnych. Nie bez znaczenia dla zrozumienia wielowątkowego stanu substancji architektonicznej jest poznanie nawarstwień kulturowych badanego terenu. Wnioski wynikające ze studiów historycznych, poparte są rozszerzoną dokumentacją stanu istniejącego : szczegółowe opracowania faktograficzne – fotografie zachowanych obiektów, ich detali, charakterystycznych cech architektury i jej ornamentyki, rysunki i szkice posługujące się resztkami ocalałych fragmentów budowli w celu odkrycia ich pierwotnego, obecnie zdewastowanego kształtu, rozszerzenie poszukiwań na bezpośrednie sąsiedztwo terenu, który ma się stać przyszłym placem budowy, próba wyobrażenia sobie dawnej i przyszłej perspektywy, wyznaczonej przez koncepcję, projekt i realizację. Trzeba podkreślić fakt, iż prace: a) opracowanie i wdrożenie nowego Planu miejscowego Miasta Misuraty dla 350 000 mieszkańców oraz Studium rewaloryzacji Starego Centrum Miasta Misuraty (miasto 40 km od stolicy kolonialnej regionu północnej Afryki imperium rzymskiego – Leptis Magna), projekty oraz realizacje w regionie północnej Afryki, regionu kultury muzułmańskiej, b) studium, projekt i realizacja rewitalizacji centrum miasta oraz historycznych ciągów handlowych (Riady) w Riazaniu w regionie kultury prawosławnej (w okresie zmian systemowych i przywracaniu rodowodu kulturowego), – wykonywane były na miejscu w rzeczywistości tętniącej życiem w odmiennych kulturowo społeczeństwach. Każdy spacer ulica, kawa i czaj w kawiarni, zakupy na „suku”[7] lub targu, odwiedziny u nowych znajomych dostarczały wiedzy o tym, czego nie można ani przeczytać, ani zatrzymać na fotografii : jak żyją, jak myślą, jak działają – co budzi ich uśmiech, a co niechęć. Ta fizyczna obecność w mieście, którego plan miał wkrótce znaleźć się w opracowaniu, miejsce wskazane do kreatywnej architektonicznej ingerencji w istniejący zespół zabudowy, stała się nieodzownym uzupełnieniem prowadzonych poszukiwań. Wierność samemu sobie nakazuje jednak zachowanie dystansu wobec presji środowiska i historii. Pozostaje doświadczenie i pamięć, że można wspierać tych, którzy starają się znaleźć klucz do regionalnych dylematów, nie niszcząc i nie lekceważąc narodowej dumy i wrażliwości na wpływy z zewnątrz. Okazuje się więc, tak jak i w wielu sytuacjach nie związanych tylko z architekturą, że uwaga poświęcona nowemu wyzwaniu przynosi owoce w postaci współpracy z konkretnymi ludźmi, odkrycie z nimi „wspólnego języka”, stworzenie podstaw dla przyjaźni i zaufania.

2. Rewaloryzacja edukacyjna

Prowadzone doświadczenia w odmiennych regionach kulturowych, poszukiwanie rodowodu kulturowego to określenie (tła historycznego i kulturowego), określenie historycznych nawarstwień wpływów kultur: żydowskiej, chrześcijańskiej, muzułmańskiej prawosławnej oraz formowanie zasobów przestrzeni zbudowanej wraz z oceną zakresu rewitalizacji przy jednoczesnym udziale oraz partycypacji społeczności lokalnej. Po zmianach systemowych, oraz rozpoczętym procesie uświa-

7 Suk – targowisko, plac z całym zespołem obiektów handlowych. Nazwa ta obejmuje również dzielnicę handlową sąsiadującą z rynkiem, a także zespół targowisk. Poszczególne specjalności, towary i usługi usytuowane są w odpowiedniej hierarhii, począwszy od meczetu, od najbardziej szlachetnych (tkaniny, biżuteria) do podstawowych (żywność).

damiania złożoności kulturowego dziedzictwa, przyjęta otwartość rynku projektowego umożliwiła w złożonych wielokulturowych zdegradowanych regionach podejmować interwencje regeneracji przestrzeni zbudowanej i przyrodniczej poprzez aktywne badania historyczne, prace archeologiczne oraz edukacyjne. Jednocześnie konieczne propagowanie aktywnego uczestnictwa mieszkańców miasta w jego rozwój, prowadzenie dialogu o świadome życie w środowisku zbudowanym jest drogą powszechnego inwestowania w edukację społeczną.

Przykłady:

a) region morza śródziemnego – miasto Misurata (Libia – region kultury muzułmańskiej), rozpoznanie tła historycznego, tła kulturowego, dla opracowania planu szczegółowego miasta, ukształtowania głównego placu miejskiego (rewitalizacji centrum) oraz interwencji projektowych. (projekty i realizacje)

a)

b)

c)

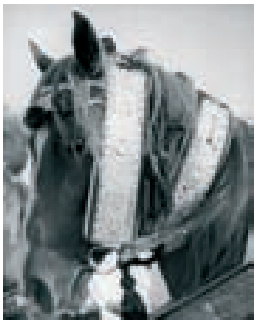
d)

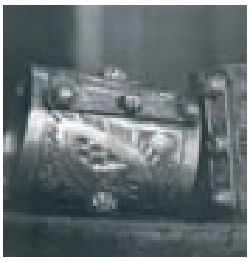
e)

f)

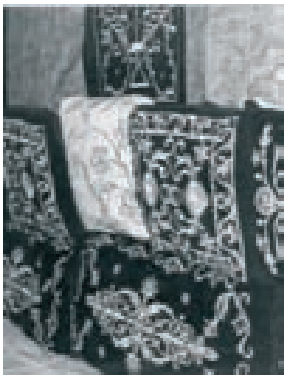
g)

h) i) j)

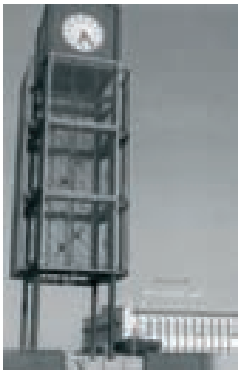




k) l)



m) n)



Phot. 1. a) Villa Selena II-gi w. n.e.(kolonia rzymska), b) Leptis Magna stolica kolonii rzymskiej (bazylika wczesnochrześcijańska), c) Sabratha – teatr rzymski, d) ulice starego miasta e) f) meczety na starym mieście, g) geometryczna ornamentyka zdobiąca minaret, h) mieszkańcy regionu na odświętnie udekorowanych koniach, i) uprzęże dekoracyjne konia, j) ozdoby kobiece ze srebra, k) ozdobne hafty regionalne, l) Współczesny węzeł komunikacyjny podwiązanie komunikacyjne miasta Misuraty, m) Architektura nowej zabudowy miasta, n) wieża zegarowa – symbol współczesnego miasta.

b) region wielkiej Rusi – miasto Riazań (Rosja – region kultury prawosławnej), rozpoznanie tła historycznego, tła kulturowego, dla opracowania rewitalizacji placu miejskiego – „Chlebnaja Płoszczad” [8] oraz interwencji projektowych „Riady”. (projekt i realizacja) w 900 – tnąrocznicę powstania miasta.

a)

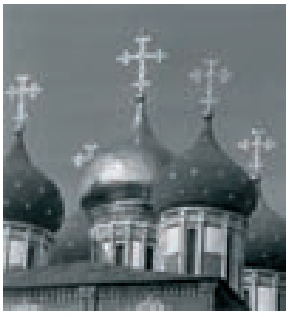
b)

c)

d)

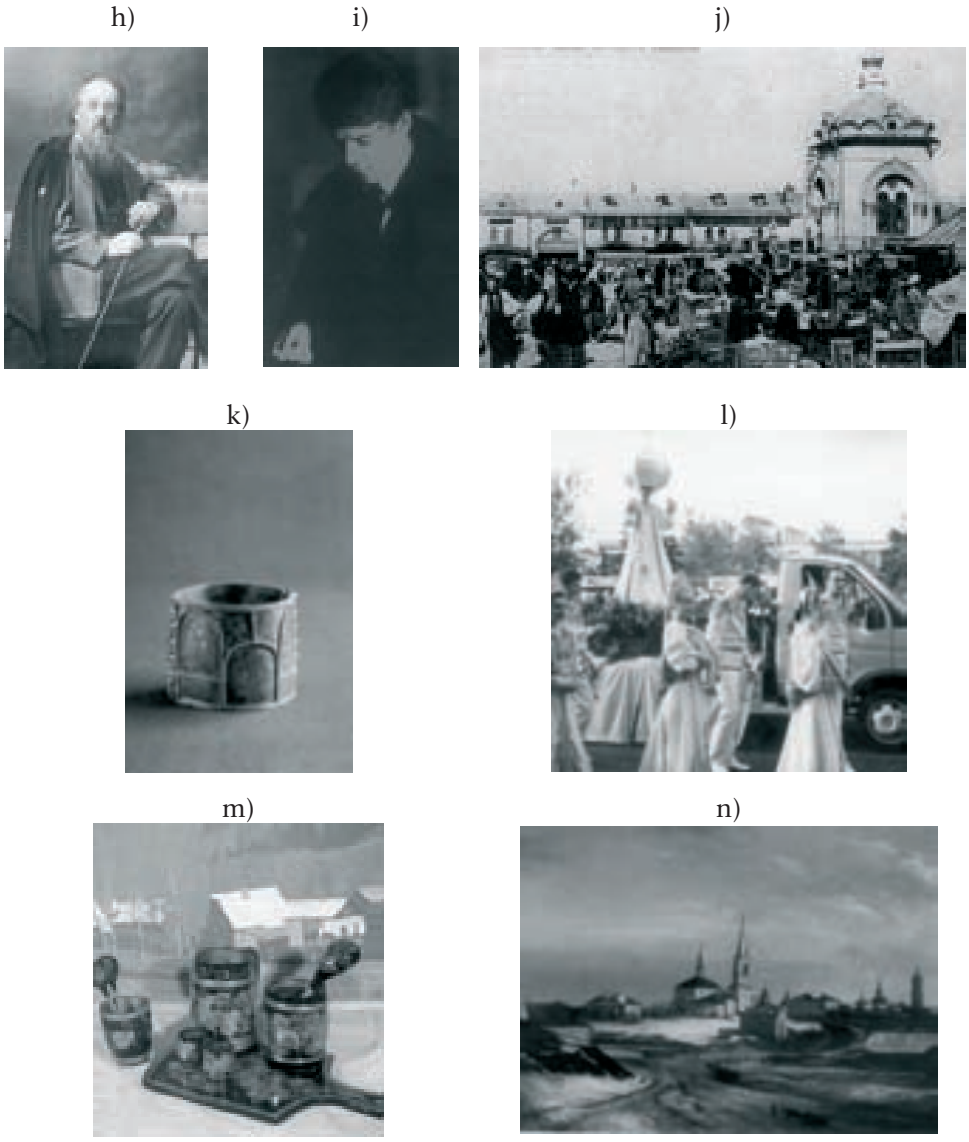
e)

f)



g)

8 Konferencja zorganizowana przez Stowarzyszenie Konserwatorów Zabytków i Ministerstwo Kultury i Dziedzictwa Narodowego – Generalnego Konserwatora Zabytków w Warszawie, Pałac Kultury i Nauki 05-06.10.2006 „Polskie konserwacje poza granicami Rzeczypospolitej, referat; *Konserwacje polskich architektów poza granicami kraju. Rewaloryzacja Placu Ghlebnaja Płoszczad w Riazaniu*”, Wiadomości Konserwatorskie nr 20/2006.



Phot. 2. a) Uspieński Monastyr (pierwsze groty skalne VIII w., przy drodze do Czufut-Kale), b) Sobór Wstawiennictwa Matki Bożej nad rzeką Nerlą (ok. 1165 koło Włodzimierza), c) Wzgórze Kremlowskie Moskwa. Cerkiew Zwiastowania, d) Generalny Plan miasta Riazania z roku 1780, e) Metropolita Aleksiej (ikona z XVI w., f) ,g) Kreml w Riazaniu, Uspieński Sobór, h, i) Wybitni mieszkańcy Riazania; Ciołkowski K.E. (1857-1935), Jesienin S.A. (1895-1925), j) XIX wieczny handlowy plac miejski, k) wyroby zdobnicze, l) folklor, stroje ludowe, m) sztuka użytkowa, zdobione naczynia kuchenne, n) Riazań w sztuce Iwanow N. „Widok na plac starego targu" XIX w.

3. Podsumowanie

Współcześnie pojmowana ochrony środowiska zbudowanego to jej programowa rewitalizacja z jednoczesną aktywną konserwacją, biorącą pod uwagę długo-

terminowe, historyczne poglądy ekspertów, współudział społeczności lokalnej oraz ekonomiczne potrzeby eksploatowania dziedzictwa kulturowego. Popularyzacja aktywnego uczestnictwa społeczności lokalnej w rozwój miasta, regionu, prowadzenie dialogu o świadome życie w środowisku zbudowanym jest drogą powszechnego inwestowania w edukację społeczną. Koniecznością czasu jest wdrażanie systemów powszechnej edukacji architektonicznej, oraz narodowego programu uświadamiania o współodpowiedzialności za środowisko w którym żyjemy. Demokratyzacja życia, umiejętność współżycia w społecznościach wielokulturowych, sprzyjać winna uaktywnianiu się sił społecznych wrażliwych i sprzyjającym postawom wobec środowiska i przestrzeni.

Dokonujące się zmiany systemowe z początkiem lat dziewięćdziesiątych w Europie środkowo-wschodniej, przechodzenie przez okres transformacji i programów dostosowawczych pobudzały w społeczeństwach tych regionów poczucie wielokulturowej odrębności lokalnej. Idea łączącej się Europy dała szansę wzajemnego wzbogacania się kultur o lokalne wartości, jednocześnie budząc obawy i niepokój przed otwarciem na ekspansywną monokulturę. Lokalne społeczności podejmują w tym czasie intensywne działania dla podkreślenia własnego „rodowodu kulturowego" zlecając badania i studia dotyczące zaniedbanych na ich terenie obiektów historycznych i oczekując od środowiska architektów rozwiązań dla współczesnych, atrakcyjnych rynkowo funkcji (wzbogacając ich wartość) przy jednoczesnym poszanowaniu wartości kulturowych i przyrodniczych miejsca.

Pierwsze Konferencje Naukowe „Architektura bez granic" organizowane przez zespół powstającego kierunku Architektury na Politechnice Lubelskiej rozpoczął cykl badań dotyczących złożoności wielokulturowego pogranicza łączącej się Europy. W artykułach prezentowanych na zorganizowanych w tym cyklu konferencjach podkreślano wielokrotnie o konieczności identyfikacji miejsca w okresie globalizacji.[9]

9 – Kozaczko M., Fazy globalizacji idei architektonicznych. Teka Komisji Architektury, Urbanistyki i Studiów Krajobrazowych, PAN o/Lublin, Vol.II, Lublin 2006 r.

– Pawlicki B. M. *Architektura bez granic – peryferyjność czy uniwersalizm*. Teka Komisji Architektury, UrbanistykI i Studiów Krajobrazowych, PAN o/Lublin Vo. III, Lublin 2006.

– Przesmycka E., (praca zbiorowa) *Architektura sakralna w kształtowaniu tożsamości kulturowej miejsca*, Lublin 2006.

– Raczak K., *Kultura globalna, kultura lokalna*. Teka Komisji Architektury, Urbanistyki i Studiów Krajobrazowych, PAN o/Lublin Vol. III, Lublin 2006.

– Wrana J., *Identyfikacja miejsca jako wyzwanie w procesie globalizacji idei projektowych*, Teka Komisji Architektury, Urbanistyki i Studiów Krajobrazowych, PAN o/Lublin, Vol.II, Lublin 2006 r.

– Wrana J., *Architektura regionów przygranicznych – problem projektowania w nowych warunkach europejskich* (wsp. Zesp. Arch. Sergeya Filippova - Białoruś), Teka Komisji Architektury, Urbanistyki i Studiów Krajobrazowych, PAN o/Lublin, Vol. II, Lublin 2006.

– Wrana J., ,*Trwałość tradycji kulturowych (..ty jesteś Piotr – czyli skała, na tej skale zbuduję kościół mój. Ewangelia wg. Św. Mateusza), świątynie na skale – Krym. Architektura sakralna w kształtowaniu tożsamości miejsca* ,(pod red. E. Przesmycka), Lublin 2006.

– Wrana J., *LUBNY – kształtowanie tradycji na kresach*. Teka Komisji Architektury, Urbanistyki i Studiów Krajobrazowych, PAN o/Lublin Vol. III, Lublin 2006.

– Zętar J., *Architektura sakralna Lubelszczyzny jako przejaw wielokulturowych tradycji regionu*.

Literatura

[1] M. Angold, *Cesarstwo Bizantyjskie* 1025-1204. *Historia polityczna*. Wrocław 1993,

[2] Bakir T., *Historical and archeological guide to Leptis Magna*. Tripolis 1981.

[3] Bakir T. *Leptis Magna*, Tripolis 1981.

[4] Browning R., *Justynian i Teodora*, Warszawa 1977.

[5] Bujak A., *RUŚ. Tysiąc lat chrześcijaństwa*. Warszawa1992.

[6] Dué A, *Dzieje 2000 lat Chrześcijaństwa*, Edycja Świętego Pawła, Częstochowa, 2000.

[7] Gumiłow L. *Od Rusi do Rosji. Szkice historii etnicznej*. Warszawa 1996.

[8] Haynes D.E.L., *Antiquities of Trypolitania*, Trypolis 1981.

[9] Hatt P. K., *Dzieje Arabów*, Warszawa 1969.

[10] Hourani A., *Historia Arabów,* Gdańsk 1995.

[11] Johnson P., *Historia Żydów,* Kraków 2004.

[12] Kelm T., *Architektura sakralna Sahary,* Arkady 2000.

[13] Kotula T., *Afryka Północna w starożytności*. Wrocław 1972.

[14] Kotula T., *Septymiusz Sewerus. Cesarz z Leptis Magna*. Wrocław 1972.

[15] Mango C., *Historia Bizancjum*, Gdańsk 1997.

[16] Michajłowski E. B., *Monuments of Architecture and Fine Arts*, Moskwa 1985.

[17] Paszkiewicz H., *Powstanie narodu ruskiego*, Kraków 1998.

[18] Riazańskij Istoriko-Architekturnyj Muzej - zapowiednik, ..*Cztoby nie prestała pamiat roditeli naszych i nasza swiecza nie pogasła, izbornik, byli i predania riazańskogo kraja. Riazań- nowe wremia*. (praca zbiorowa Riazań 1995).-

[19] Rybakow B., *Pierwsze wieki historii Rusi*. Warszawa 1983.

[20] Stępniewska-Holzer B., *Życie codzienne na Bliskim Wschodzie w XIX wieku*, PIW, Warszawa 2002.

[21] Zołotyj N. P., P E. W., *Riazań 900-let*. Riazań 1995.

[22] Żebrowski J., *LIBIA*. Warszawa1979.

Teka Komisji Architektury, Urbanistyki i Studiów Krajobrazowych, PAN o/Lublin Vo. III, Lublin 2006.

– Zętar J., Ośrodek „Brama Grodzka – Teatr NN" – odbudowa i kształtowanie tożsamości miejsca. Teka Komisji Architektury, Urbanistyki i Studiów Krajobrazowych, PAN o/Lublin, Vol. II, Lublin 2006 r.

Budownictwo i Architektura 4 (2009) 125-132

Cracovian modernists – the 60 ties, 90 ties of the XX century – the returns

Jan Wrana

Politechnika Lubelska, Wydział Inżynierii Budowlanej i Sanitarnej, Samodzielna Pracownia Architektoniczna

The European reaction of the leading architects towards the period of international style, "*The idea of style has yet again become up-to-date. The modern style, covering the whole world, is uniform and coherent...*" [4], promoted at the exhibition "Modernist architecture" organized in Museum of Art in New York by architects Henry Russell Hitchcock and Philips Johnson, was immediate. The leading European architects: a) Walter Gropius wrote: "*The aim of Bauhaus was not to promote one particular style...*" [4], b) Le Corbusier formulated "*Fundamental principles of aesthetics*" [4], c) Bruno Taut wrote: "*Five assumptions of new architecture*" [4]. The message that "The form follows the function" became the very principle of modernism.

The year 1972, when the blocks of flats in St. Louis, US were blown up, and the year of the actual end of the ideology originating from CIAM, is the agreed time marked as the end of modernism. It was a few years after Le Corbusier's death (1965) - the death of the unchallenged spiritual ideologist of modernism.

The term "Late modernism and postmodernism" appeared towards the end of the 70ties as the protest against the ideology of mature modernism (earlier in Europe Aldo Rossi created the basis for the theory of "neorational architecture", and, in the US, Robert Venturi declared "more is more (better)" in contrast to Mies van der Rohe's dictum "less is more (better)", giving priority to complexity and contradiction in architecture). The new movement introduced the principle "The function follows the form".

The period of post-war Poland, called "socialist realism" hindered creative individualism, drawing from the achievements of Western Europe and the US. It was only after the year 1956, the first historic breakthrough in post-war Poland, that an emotional period of coming back to the style of international functionalism could be observed in the designs. In Poland it was only after the year 1956, that the architecture could be called modern. The period of coming back to modernism, called "enchantment with the West", was a period of active work of eminent Cracovian architects from the Faculty of Architecture of the Cracow University of Technology: Zdzisław Arct (The building of NOT), Wojciech Buliński (The office building of "Biprocemwap"), Władysław Bryzek (The Female Students Residence Hall of the Jagiellonian University), Witold Cęckiewicz (The complex of "Cracovia" hotel and "Kijów" cinema), Tadeusz Gawłowski (A house at Fałata Street), Zbigniew Gądek (The building at 10a Rajska Street), Maria and Janusz Ingarden (The housing estate on Wzgórza Krzesławickie), Stanisław Juszczyk ("University of Agriculture"),

Bohdan Lisowski (The House of "a hundred balconies"), Tomasz Mańkowski, Zofia Nowakowska, Przemysław Gawor (Campus- Miasteczko Studenckie), Stanisław Spyt ("Dom Turysty" hostel).

Photo 1, 2. Witold Cęckiewicz – "Cracovia" hotel and "Kijev" cinema in Cracow.

Photo 3, 4. The office building of „Biprocemwap" in Cracow.

Photo 5, 6. Władysław Bryzek – The Female Students Residence Hall „Piast" of the Jagiellonian University, Piastowska str. in Cracow.

Photo 7, 8. Dariusz Kozłowski i Maria Misiągiewicz – „The route of gates" Major Seminary of the Resurrection Fathers in Cracow.

Photo 9, 10. Krzysztof Ingarden and Jacek Ewy – Manggha the centre of Japanese Art and Technology in Cracow.

Photo. 11, 12. Romuald Loegler – The Jagiellonian Library – the new wing

The year 1981 was yet another breakthrough in post-war Poland, the year of the spurt of civil freedoms. Together with the following years - coming back to the free profession of an architect - it led to the return to the very roots of modernism

by the Cracovian creators: Marek Dunikowski (Krakchemia), Piotr Gajewski (The complex of housing buildings in the II Pułku Lotniczego housing estate), Krzysztof Ingarden and Jacek Ewy (Manggha- the centre of Japanese Art and Technology), Dariusz Kozłowski, Maria Misiągiewicz ("The route of four gates": Major Seminary of the Resurrection Fathers), Jacek Czekaj, Krzysztof Lenartowicz, Krzysztof Leśniodorski, Andrzej Walkowski (The hospital at Skawińska Street), Romuald Loegler (The Jagiellonian Library- the new wing), Wacław Seruga (The complex of housing buildings "Wesele Północ" and St. Adalbert's Church).

"In 1989, Kisho Kurosawa, on the occasion of his exhibition in Breslau, stated: Humanity as a whole will never accept a common language such as Esperanto. International architectural style will not be able to cover the whole world. The essential cultural dialogue may only be conducted by using different languages of particular cultures. Only by regaining the identity and integrity of each and every culture, it is possible to maintain and preserve true globalism. I believe in the possibility of international dialogue through local cultures." [5]

The timeless aesthetic sensitivity can be contemporarily found by conducting a creative dialogue with respect to local culture. Thus, the border lines of modernism fade away allowing for identity search referring to national traditions.

References

[1] *Sztuka Świata, Zwycięstwo i zmierzch awangardy, Architektura lat 1900-1960 (The Art of the World. The victory and dusk of avant-garde. The architecture of 1900-1960)*, Przemysław Trzeciak, Arkady, Warsaw, 1996.

[2] *Sztuka Świata, Pochwała różnorodności. Architektura po roku 1960 (The Art of the World. The praise of diversity. The architecture after 1960),* P. Trzeciak, Arkady, Warsaw, 1996.

[3] *Architektura późnego modernizmu (The architecture of late modernism),* Charles Jencks, (translated by Barbara Gadomska, afterword by Wojciech Kosiński), Arkady, 1989.

[4] *Architektura XX wieku. (The architecture of the XX century),* Peter Gössel, Gabriele Leuthäuser, Tachen/TMC Art., Köl, 2006.

[5] *Nowa Architektura Polska (New Polish Architecture)*, T. Przemysław Szafer, Arkady, 1981.

[6] *The architecture of the 60ties in Cracow*, Małgorzata Włodarczyk, WAM Publishing House, Cracow, 2006.

[7] *The modernists II*, Wojciech Obtułowicz, Małgorzata Włodarczyk, Marta Gajczak, Union of Polish Architects, Cracow Branch, 2000.

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.:

$$S_u(z,n) = \frac{4x_u(z)\sigma_u^2}{n\left[1+70.7x_u^2(z)\right]^{5/6}}$$

$$x_u(z) = L_{ux} \cdot \frac{n}{\overline{u}(z)}$$

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:

$$S_u(z,n) = \frac{4x_u(z)\sigma_u^2}{n\left[1+70.7x_u^2(z)\right]^{5/6}}$$

$$x_u(z) = L_{ux} \cdot \frac{n}{\overline{u}(z)}$$

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.