Redakcja naukowa
Klaudia Pujer

Wybrane aspekty techniczne, ekonomiczne i ekologiczne współczesnego budownictwa

Redakcja naukowa
dr Klaudia Pujer

Recenzent
dr hab. inż. Maciej Niedostatkiewicz

Wybrane aspekty techniczne, ekonomiczne i ekologiczne współczesnego budownictwa
© Copyright by Exante
www.exante.com.pl, Wrocław 2016

Wszelkie prawa zastrzeżone. Żadna część tej książki nie może być powielana ani rozpowszechniana za pomocą urządzeń elektronicznych, mechanicznych, kopiujących, nagrywających i innych bez pisemnej zgody autorów i wydawcy.

Wersja elektroniczna monografii jest wersją pierwotną.

Wydawca
Exante
52-131 WROCŁAW, ul. Buforowa 24 lok. 10
Tel. [+48] 606-168-165
E-mail: wydawnictwo@exante.com.pl
WWW: exante.com.pl

ISBN: 978-83-65374-00-4

Wybrane aspekty techniczne, ekonomiczne i ekologiczne współczesnego budownictwa

MONOGRAFIA
SERIA: BUDOWNICTWO

Redakcja naukowa

Klaudia Pujer

Exante
Wrocław 2016

SPIS TREŚCI

WSTĘP 9

Część I. Wybrane techniczne i użytkowe rozwiązania budowlane 14

REGAŁ WYSOKIEGO SKŁADOWANIA O WĘZŁACH WYKONANYCH INNOWACYJNĄ TECHNIKĄ WIERCENIA TERMICZNEGO 15

inż. Paweł Bednarek

Wprowadzenie 15
Opis proponowanego rozwiązania węzłów 16
Wstępna analiza statyczna 17
Obciążenia: 17
Budowa modelu numerycznego węzła 18
Prezentacja wyników 22
Kalibracja MES 26
Omówienie wyników 28
Obliczenia statyczne ramy w kierunku podłużnym 28
Wnioski z obliczeń statycznych 29
Dalsze kierunki badań 31
Literatura 31

INNOWACYJNY SPOSÓB INSTALACJI CABLE WATER JETTING 32

mgr inż. Agnieszka Haratym

Wprowadzenie do metody instalacji *cabel water jetting* 32
Rozkład sił podczas instalacji kabli i przewodów metoda *cabel water jetting* 34
Modyfikacja mieszaniny instalacyjnej metodą *cabel water jetting* 36
Badanie napięcia powierzchniowego mieszaniny instalacyjnej 37
Wyniki wyznaczenie napięcia powierzchniowego mieszanki instalacyjnej 39
Wyznaczenia współczynnika tarcia podczas metodą *cable water jetting* 41
Podsumowanie 45
Literatura 46

PROJEKTOWANIE STROPÓW PŁYTOWO-SŁUPOWYCH W UJĘCIU OBOWIĄZUJĄCYCH NORM 48

inż. Krystian Młodzik

Wstęp do projektowania stropów płyto-słupowych 48
Ustalenie geometrii stropu 48
Wymiarowanie stropów płytowo-słupowych 49
Minimalne wartości zbrojenia 49
Zasady tworzenia modelu MES 51
Dobór ilości zbrojenia 54
Analiza fazy użytkowania 57
Sprawdzenie ugięć konstrukcji 58
Sprawdzenie zarysowania płyty stropowej 58
Podsumowanie 59
Literatura 59

ESTIMATING SOIL UNIT WEIGHT FROM CPT FOR SELECTED ORGANIC SOILS 60

dr inż. Grzegorz Straż

Introduction 60
The data 61
Laboratory tests 62
Selected available correlations by CPT 64
Results 68
Data analysis and application of the proposition relationship 71
Conclusions 73
Acknowledgement 73
References 74

Część II. Efektywność materiałów budowlanych 76

WPŁYW RODZAJU ZAPRAW TYNKARSKICH NA ICH PRZYCZEPNOŚĆ DO PODŁOŻA 77

dr inż. Mohamed Ahmad

Wprowadzenie 77
Charakterystyka materiałów użytych w badaniach laboratoryjnych 78
Materiały stanowiące podłoże 78
Zaprawy budowlane 79
Zaprawa tynkarska ATLAS 79

Zaprawa tynkarska ZA2 ... 80
Zaprawa tynkarska IZOLBET ... 81
Zaprawa murarsko-tynkarska DUODUR ... 82
Klej Epidian 5 ... 83
Metodyka badań ... 84
Wyniki badań przyczepności stwardniałych zapraw do podłoża ... 87
Podsumowanie ... 96
Literatura ... 97

WPŁYW DOMIESZEK CHEMICZNYCH ŻYWIC POLIESTROWYCH I SILIKONOWYCH NA HYDROFOBOWOŚĆ I WODOODPORNOŚĆ TWORZYW GIPSOWYCH ... 98

dr inż. Mohamed Ahmad

Wprowadzenie ... 98
Charakterystyka materiału wyjściowego ... 99
Badania właściwości fizycznych i wytrzymałościowych gipsu budowlanego ... 99
Właściwości domieszek chemicznych stosowanych w badaniach laboratoryjnych ... 100
Żywice poliestrowe ... 100
Żywice silikonowe ... 102
Wpływ domieszek żywic poliestrowych na wodoodporność tworzyw gipsowych ... 104
Wpływ domieszki żywicy poliestrowej Polimal 108 na wodoodporność tworzyw gipsowych ... 104
Wpływ stosunku w/s na wodoodporność tworzyw gipsowych modyfikowanych domieszką żywicy poliestrowej Polimal 108 ... 107
Wpływ domieszek żywic silikonowych na wodoodporność tworzyw gipsowych ... 108
Wpływ domieszki żywicy silikonowej Sarsil ME-25 na wodoodporność tworzyw gipsowych ... 108
Wpływ stosunku w/s na wodoodporność tworzyw gipsowych modyfikowanych domieszką żywicy silikonowej Sarsil ME-25 ... 111
Podsumowanie ... 114
Literatura ... 114

WYKORZYSTANIE BETONÓW UHPC W BUDOWNICTWIE MOSTOWYM 116

mgr inż. Monika Napieraj

Wprowadzenie 116
Beton UHPC 116
Budowa mostów z wykorzystaniem betonów UHPC 118
Wzmacnianie mostów betonami UHPC 121
Technologia wzmacniania przęseł betonem UHPC 121
Przykłady realizacji wzmocnień mostów w technologii UHPC 122
Problematyka obliczeń mostów z wykorzystaniem betonu z włóknami rozproszonymi 123
Założenia obliczeniowe 124
Określenie momentów zginających 126
Określenie ścinania 128
Podsumowanie 129
Literatura 130

WPŁYW RODZAJU OSZKLENIA NA BILANS CIEPLNY POMIESZCZENIA 131

dr hab. inż. Dariusz Obracaj, dr inż. Marek Korzec, mgr inż. Sebastian Sas

Wprowadzenie 131
Rodzaje oszklenia 132
Zyski ciepła przez przegrody przezroczyste 134
Transport energii cieplnej przez szybę 137
Przykład obliczeniowy 141
Wyniki obliczeń 143
Podsumowanie 147
Literatura 148

Część III. Budownictwo zrównoważone i przemysłowe 149

OBECNOŚĆ DZKICH ZWIERZĄT NA TERENACH ZURBANIZOWANYCH W KONTEKŚCIE PLANOWANIA MIAST 150

mgr inż. Magdalena Chudy

Wstęp 150
Przyczyny migracji zwierząt na tereny zurbanizowane 151
Przejawy występowania dzikich zwierząt w mieście 152
Konflikty 153

Zagrożenia dla ludzi ze strony dzikich zwierząt żyjących w miastach 154
Zagrożenia dla dzikich zwierząt żyjących w miastach ze strony ludzi 154
Korzyści z występowania dzikiej zwierzyny w mieście 154
Strategie rozwoju miast na przykładzie Berlina, Lublany, Krakowa. Możliwe kierunki działania 155
Berlin 155
Lublana 156
Kraków 156
Proces dogęszczania miasta 157
Podsumowanie 158
Literatura 158

PRZEKSZTAŁCENIA STRUKTURY PRZESTRZENNEJ MIEJSKIEJ TKANKI PRZEMYSŁOWEJ NA PRZYKŁADZIE RZESZOWA 160

dr inż. arch. Anna Sikora

mgr inż. arch. Marta Olejarz

Wstęp 160
Teoretyczne modele struktury przestrzennej miast 162
Model przestrzenny rozwoju regionalnego - Centralny Okręg Przemysłowy 166
Ewolucja struktury tkanki przemysłowej w Rzeszowie 168
Podsumowanie 173
Literatura 173

METODOLOGIA BADAŃ ARCHITEKTONICZNYCH PODCZAS PROCESU REWITALIZACJI WIELKOPŁYTOWEJ TKANKI MIEJSKIEJ 175

mgr inż. arch. Jarosław Zawadzki

Geneza budownictwa uprzemysłowionego w Polsce w latach 1945-89 175
Proces rewitalizacji jako próba rozwiązania problemu mieszkaniowego 176
Metodologia procesu rewitalizacji 179
Metody badawcze 179
Techniki badawcze 182
Podsumowanie 184
Literatura 185

ZMIANY STRUKTURY PRZESTRZENNEJ KONTINUUM MIEJSKO-WIEJSKIEGO W POLSCE WSCHODNIEJ POD WPŁYWEM WSPARCIA FINANSOWEGO Z FUNDUSZY UNII EUROPEJSKIEJ..... 186

dr inż. arch. Anna Sikora, mgr inż. arch. Beata Walicka-Góral

Wstęp..... 186
Narzędzia wsparcia dla Polski Wschodniej..... 187
Charakterystyka poziomu zainwestowania obszaru..... 189
Twarda infrastruktura - szanse i zagrożenia..... 190
Obraz przemian kontinuum miejsko-wiejskiego..... 191
Podsumowanie..... 193
Literatura..... 194

WSTĘP

W ostatnich latach obserwuje się dynamiczny rozwój w sektorze budownictwa. Ewoluuje ono wraz z postępem technicznym i technologicznym. W rezultacie powstają koncepcje, projekty, innowacyjne rozwiązania, których docelowe wdrożenie w rzeczywistości ma ułatwić i usprawnić wznoszenie bądź modernizację obiektów budowlanych.

Niniejsza monografia składa się z trzech części. Każdą z nich tworzą cztery rozdziały. Część pierwsza prezentuje wybrane rozwiązania budowlane w aspektach technicznym i użytkowym. Część druga dotyczy efektywności materiałów budowlanych, a konkretnie: zapraw tynkarskich, żywic poliestrowych i silikonowych, betonów ultrawysokowartościowych (UHPC) oraz szkła. Część trzecia omawia wybrane aspekty budownictwa zrównoważonego i przemysłowego.

W rozdziale pierwszym przeanalizowano koncepcję regału wysokiego składowania przeznaczonego do magazynowania kokili w przemyśle odlewniczym. Znaczne obciążenie półek i wysokość regałów wymuszają rozwiązanie konstrukcyjne stalowego szkieletu nośnego o węzłach zdolnych przenosić dość duże wartości momentów zginających. Równocześnie muszą być to węzły rozbieralne. Celem sprostania tym wymaganiom zaproponowano rozwiązanie węzłów wykonanych techniką wiercenia termicznego. Przyjęte rozwiązanie potwierdzono szczegółowymi analizami MES.

Rozdział drugi dotyczy instalacji *cable water jetting*. Autor rozdziału przedstawia w nim zasadność zastosowania tej metody, problem modyfikacja mieszaniny instalacyjnej metodą *cabel water jetting* oraz prezentuje wnioski z badania napięcia powierzchniowego mieszaniny instalacyjnej.

Kolejny rozdział dotyczy problemu projektowania stropów płytowo-słupowych. Z uwagi na charakter konstrukcji stropów płytowo-słupowych które nie posiadają belek stropowych, zaburzających układ płaski stropu są one ciekawym rozwiązaniem dla architektów. Rozdział ma na celu przybliżenie projektowania efektywnego i ekonomicznego stropów płytowo-słupowych, prześledzenie „ścieżki" projektowej takich konstrukcji w ujęciu o obowiązującą w Polsce normę PN-EN 1992-1-1, wspomaganą normami zagranicznymi oraz pokazanie, w jaki prawidłowy i efektywny sposób przykładać obciążenia i jak wymiarować przekroje krytyczne z uwagi na zginanie i przebicie.

Następny rozdział omawia problem wykorzystania sondy statycznej typu CPT do szacowania ciężaru objętościowego wybranych gruntów organicznych. Zaprezentowano w nim wyniki szacowania ciężaru objęto-

ściowego wybranych, lokalnych gruntów organicznych na podstawie wyników badań podłoża sondą statyczną metodą CPT. Sprawdzono przydatność jedenastu istniejących już zależności, pomiędzy ciężarem objętościowym a podstawowymi parametrami testu, opracowanych dla różnych rodzajów podłoża i z wykorzystaniem różnych parametrów obliczeniowych. Wyniki zweryfikowano poprzez porównanie z adekwatnym wartościami wyznaczonymi na podstawie badań próbek o nienaruszonej strukturze w warunkach laboratoryjnych. Zaprezentowano również propozycje postaci związków empirycznych, opracowane dla analizowanych przypadków gruntów organicznych w odniesieniu do podstawowych parametrów badania sondą statyczną, metodą CPT: wartości oporu pod stożkiem oraz na tulei ciernej.

Część drugą monografii otwiera rozdział dotyczący zapraw tynkarskich. W rozdziale zostały przedstawione wyniki badań laboratoryjnych przyczepności wybranych zapraw tynkarskich do różnych podłoży. Wybrane zaprawy tynkarskie stosowane w badaniach różnią się składem, a w konsekwencji również właściwościami. Spośród wielu zapraw tynkarskich dostępnych na rynku budowlanym do badań wytypowano zaprawy Atlas, ZA2, Izolbet oraz DuoDur. Jako podłoża wybrano 5 wyrobów budowlanych różniących się zarówno składem, jak i technologią produkcji. Przyczepność zapraw tynkarskich do podłoża zbadano zgodnie z procedurą normy PN-EN 1015-12:2002. Przeprowadzone badania laboratoryjne miały na celu wykazanie wpływu rodzaju zaprawy tynkarskiej, a także podłoża na przyczepność. Uzyskane wyniki badań dowiodły, że rodzaj zaprawy tynkarskiej w większym stopniu ma wpływ na wartości przyczepności od rodzaju podłoża i jest to efekt dobrania składników danej zaprawy. Ponadto badania potwierdzają istnienie korelacji pomiędzy przyczepnością a rodzajem zapraw tynkarskich oraz podłożami.

W rozdziale kolejnym zostały przedstawione wyniki badań laboratoryjnych wpływu domieszek chemicznych poliestrowych i silikonowych na hydrofobowość i wodoodporność tworzyw gipsowych. Do badań wybrano żywicę poliestrową Polimal 108 oraz żywicę silikonową Sarsil ME-25. O wyborze do badań laboratoryjnych żywicy poliestrowej Polimal 108 zadecydowały jej dobre cechy wytrzymałościowe i znaczna odporność na działanie wody. Z kolei o wyborze domieszki żywicy silikonowej Sarsil ME-25 zadecydowały jej dobre właściwości hydrofobowe. Badania laboratoryjne podzielono na dwa etapy. W pierwszym do zaczynu gipsowego wprowadzono domieszkę poliestrową Polimal 108 w stężeniu 1–5% w stosunku do masy spoiwa gipsowego, zaś domieszki żywicy silikonowej Sarsil ME-25 użyto w stężeniu 0,25–1,25% w stosunku do masy spoiwa

gipsowego. W drugim etapie sprawdzono wpływ stosunku woda/spoiwo na hydrofobowość i wodoodporność modyfikowanych tworzyw gipsowych, przy stałej zwartości domieszki żywicy poliestrowej 3% i żywicy silikonowej 0,5% w masie spoiwa gipsowego. Uzyskane wyniki badań laboratoryjnych dowodzą, że duża porowatość tworzyw gipsowych jest spowodowana nadmiarem wody zarobowej w zaczynie gipsowym. Wprowadzenie domieszek chemicznych do zaczynów gipsowych powoduje zwiększenie hydrofobowości i wodoodporności tworzyw gipsowych, a uzyskane efekty są uwarunkowane zawartością wody w zaczynie.

Przedmiotem rozważań rozdziału kolejnego są betony UHPC. Stały się one obiecującą rewolucją w przemyśle betonów, która może znacząco przyczynić się do sprostania wyzwaniom, związanym z podnoszeniem nośności, wytrzymałości, trwałości i ograniczeniem wpływu na środowisko infrastruktury mostowej. Autor skupia się na omówieniu kwestii wykorzystaniu tej innowacyjnej technologii w budowie infrastruktury drogowej, jak i na naprawie oraz podnoszeniu nośności istniejących obiektów mostowych. Rozdział opisuje również przykłady realizacji konstrukcji mostów z wykorzystaniem betonu UHPC, pokazując jak obiecujące są jego możliwości. Omówiono też problematykę projektowania tego materiału.

Część drugą zamyka rozdział dotyczący wpływu typu oszklenia na bilans cieplny pomieszczenia. Rodzaj oszklenia przegrody przezroczystej ma duże znaczenie dla bilansu cieplnego pomieszczenia. Jest to szczególnie istotne przy projektowaniu systemów klimatyzacji. Zyski ciepła od przegród przezroczystych mogą stanowić największy udział spośród wszystkich ich źródeł. Ważne więc, aby w analizach zysków ciepła przyjmować parametry oszklenia zgodnie ze stanem faktycznym. W rozdziale przedstawiono wpływ rodzaju oszklenia (zestawu szybowego) na bilans energetyczny pomieszczeń, a zatem na energochłonność instalacji klimatyzacyjnej. Uwzględniając ten wpływ na etapie projektowania można uniknąć błędów związanych z wymiarowaniem urządzeń, przez co obniżyć nakłady finansowe.

Rozdział pierwszy trzeciej części monografii dotyczy problemu występowania dzikich zwierząt na terenach miejskich. Jest to aktualna kwestia, z którą mierzą się nowoczesne miasta, w odpowiedzi na wezwanie międzynarodowych organizacji do zrównoważonego rozwoju i ochrony różnorodności biologicznej. Stale postępujący i niemożliwy do cofnięcia rozwój gospodarczy skutkuje rozbudową miast. Co za tym idzie, zmniejsza się powierzchnia terenów naturalnych, na których występują dzikie zwierzęta. Kosztem tego jest migracja zwierząt do miast w poszukiwaniu terenów do życia i zdobywania pożywienia. Ochrona przyrody ograniczająca

się do terenów naturalnych nie jest już wystarczająca. Aby wspierać bioróżnorodność należy objąć opieką również przejawy tworzących się ekosystemów na terenach miast. Dzięki odpowiedniej polityce i strategii rozwoju możliwe jest harmonijne koegzystowanie dzikich i udomowionych gatunków zwierząt oraz człowieka. Działanie zarówno w skali urbanistycznej skupiającej się na wzmacnianiu sieci terenów zielonych w miastach oraz w skali architektonicznej, dzięki której możliwe jest świadome kreowanie styku i wyznaczanie granic pomiędzy tym co dzikie, a wytworzone przez człowieka daje szansę stworzenia warunków, dla współistnienia człowieka i dzikich zwierząt na terenach zurbanizowanych.

Przedmiotem rozważań kolejnego rozdziału uczyniono przekształcenia struktury przestrzennej miejskiej tkanki przemysłowej na przykładzie Rzeszowa. Obecna struktura i forma terenów przemysłowych, zarówno w Rzeszowie, jak i w całym kraju, są efektem procesów trwających wiele lat. W wyniku zmian, w tym administracyjnych, struktura tkanki przemysłowej Rzeszowa ulegała przemianom. Analizując stan obecny należy stwierdzić znaczne rozdrobnienie w centrum, wyjście przemysłu poza miasto. Próbą powtórnej integracji funkcji i postulowanym i zmianami byłoby przemyślana reindustrializacja zdegradowanych obszarów lub ich rewitalizacja z przeznaczeniem na inne funkcje o śródmiejskim charakterze.

Następny rozdział podejmuje problem metodologii badań architektonicznych w trakcie realizacji procesu rewitalizacji wielkopłytowej tkanki miejskiej. Na przestrzeni ostatnich lat widoczna jest coraz to intensywniej postępująca degradacja wielkopłytowej tkanki miejskiej. Konieczność wprowadzenia działań naprawczych jest elementem niepodlegającym dyskusji. Powrót do pierwotnej „substancji" architektonicznej powinien być celem nadrzędnym. Przeprowadzony szereg badań może przyczynić się do utworzenia szeregu wytycznych, służących opracowaniu kompleksowego procesu rewitalizacji uwzględniającego aspekt ludzki, lecz także poprawę odczuć estetycznych, które uzupełnione zostaną o wdrażanie nowoczesnych technologii.

Monografię zamyka rozdział przedstawiający ogólny zarys przemian mających wpływ na zmiany w strukturze kontinuum miejsko-wiejskiego na skutek absorpcji funduszy strukturalnych. Członkostwo Polski w strukturach europejskich przyniosło wiele zmian, w tym przesunięcie środka ciężkości Unii Europejskiej. Granica wschodnia polski, szczególnie w kontekście przystąpienia do strefy Schengen, stała się granicą Unii Europejskiej, co spowodowało powstanie korzyści ale i nowych dla tych obszarów problemów.

Województwa graniczne, należące do grupy regionów określonych jako problemowe w dokumentach strategicznych dotyczących zagospodarowania przestrzennego, stały się polem intensywnych przemian strukturalnych. Dynamiczny proces konwergencji spowodował zarówno zmiany pozytywne – rozwój dzięki absorpcji funduszy unijnych, jak i negatywne – degradację przestrzenną. Zagęszczenie sieci powiązań komunikacyjnych ułatwiło przemieszczanie się, ale też spotęgowało negatywny efekt urban-sprawl. Zwiększenie ruchu, w tym ruchu ponadlokalnego, spowodowało dostępność nowych terenów pod inwestycje, a co za tym idzie zanieczyszczenie środowiska co stało się przyczyną m.in. rozlewania zabudowy.

W niniejszej monografii przedstawiono ważne i aktualne zagadnienia współczesnego budownictwa, rozważane głównie w aspektach technicznym, ekonomicznym i ekologicznym. Publikacja ma charakter wielowątkowy i wynika z interdyscyplinarnego podejścia osób będących Autorami konkretnych rozdziałów.

Należy zwrócić uwagę, że niniejsza monografia jest efektem prac przede wszystkim młodych naukowców dysponujących ograniczonymi możliwościami badawczymi, ale równocześnie ukierunkowanymi na formułowanie ambitnych ceków swoich naukowych poszukiwań.

Klaudia Pujer i Zespól Autorski

Część I.
Wybrane techniczne i użytkowe rozwiązania budowlane

REGAŁ WYSOKIEGO SKŁADOWANIA O WĘZŁACH WYKONANYCH INNOWACYJNĄ TECHNIKĄ WIERCENIA TERMICZNEGO

inż. Paweł Bednarek
Politechnika Wrocławska

Wprowadzenie

W dobie masowej produkcji magazyny wysokiego składowania są podstawową metodą składowania stosowaną praktycznie w każdej gałęzi przemysłu. Podstawowym warunkiem do projektowania regałów jest opracowanie stypizowanego rozwiązania, które będzie odpowiadało potrzebom szerokiego grona klientów. Z uwagi na standaryzację palet, należy zachować ścisłe wymogi geometryczne dla regałów, tak aby wyeliminować problemy z kompatybilnością pomiędzy magazynami. W większości przypadków (np.: przemysł spożywczy, elektroniczny, medyczny), materiały w magazynach wyrobów gotowych cechują się niskim stosunkiem masy do objętości. W przypadku materiałów, które znacząco odbiegają ciężarem i gabarytami od palet o masie „przeciętnej'' (ca. 5,00kN), rozwiązania systemowe oparte o węzły zaczepowe przestają mieć zastosowanie. Powstaje konieczność zaproponowania indywidualnego rozwiązania, które spełni zarówno wymagania technologiczne jak i ekonomiczne.

W konwencjonalnym podejściu do projektowania stalowych ustrojów prętowych, węzły zalicza się do dwóch kategorii połączeń: przegubowych lub sztywnych. Ukształtowanie połączenia sztywnego wymaga przeważnie rozbudowania dodatkowych elementów usztywniających, co powoduje zwiększenie ilości nakładu pracy przy wykonawstwie. O ile w przypadku ram portalowych ukształtowanie sztywnych naroży słup-rygiel nie stanowi większego problemu z uwagi na relatywnie niewielką liczbę połączeń, o tyle w regałach wysokiego składowania duża liczba rygli stawia barierę technologiczną. Regały konstruuje się jako układy niestężone dodatkowymi elementami. Geometryczna niezmienność ramy w płaszczyźnie podłużnej jest zagwarantowana wyłącznie poprzez połączenia podatne na niepełną nośność przekroju . Wykonując analizę statyczną regału, oprócz doboru przekrojów, należy na etapie projektowania dobrać odpowiednią podatność połączenia, aby móc prawidłowo ocenić stateczność układu.

Opis proponowanego rozwiązania węzłów

Zaproponowano wykonanie regału z rur prostokątnych. W przypadku konstrukcji z rur problem stanowi wykonanie połączeń rozbieralnych z uwagi na brak możliwości bezpośredniego zastosowania śrub. Połączenia konstrukcyjne ze śrubami zamontowanymi w rurze na wskroś są niedopuszczalne z uwagi na pojawienie się w śrubie giętnego stanu wytężenia, co skutkuje luzowaniem połączenia na skutek deformacji ścianek rury. Węzły konstrukcji szkieletu regału zaproponowano jako jednostronne, doczołowe z otworami wykonanymi w procesie wiercenia termicznego (flowdrilling).

Wiercenie termiczne jest technologią umożliwiająca tworzenie gwintowanych otworów w ściankach profili zamkniętych. Podczas wiercenia otworów w ściance rury wiertłem z węglika wolframu wytwarza się ilość ciepła wystarczająca do uplastycznienia ścianki stalowego profilu i uformowania tulei. Następnie, do wykonania gwintu stosuje się plastyczne wygniataki, które formują gwint w sposób bezwiórowy dodatkowo miejscowo zwiększając wytrzymałość stali poprzez zgniot na zimno. Zarówno proces formowania otworu jak i gwintu przeprowadza się na wiertarce stołowej o odpowiedniej sile nacisku.

Rysunek 1. Przykład formowania otworu w technologii wiercenia termicznego
Źródło: http://www.thermdrill.de.

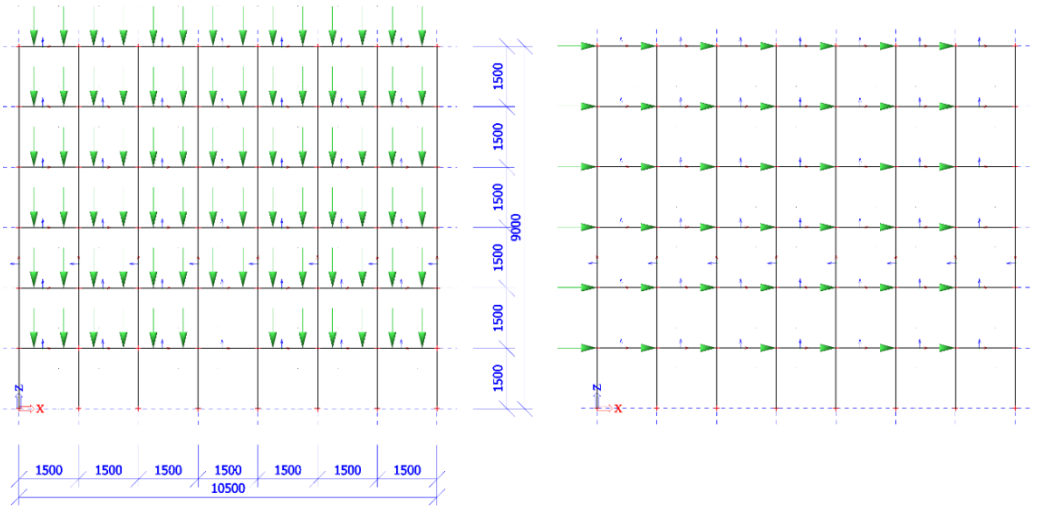
Wstępna analiza statyczna

Analizowano ramę dwuwymiarowo rozpatrując jedynie pracę statyczną regału wyłącznie w płaszczyźnie podłużnej. Obliczenia statyczne wykonano w programie Robot Structural Analysis 2016 zgodnie z wytycznymi[1].

Obciążenia:

- Ciężar własny konstrukcji → $\gamma_G = 1.30$,
- Obciążenie od składowanych kokili (2x7.5kN w odległości 0.25L od końców rygli) → $\gamma_Q = 1.40$,
- Zastępcze siły poziome od imperfekcji przechyłowych → $\phi_{max} = \frac{1}{350}$

$H_{Ed} = \phi Q_{Ed} = \frac{1}{350} \cdot 15kN \cdot 1.40 = 0.06kN$, gdzie Q_{Ed} → sumaryczne obciążenie na rygiel



Rysunek 2. Schemat statyczny regału w kierunku podłużnym
Źródło: opracowanie własne.

Zastosowano następującą procedurę obliczeniową:

[1] Polska Norma, *PN-EN 15512:2011 Stalowe statyczne systemy składowania – Regały paletowe o zmiennej konfiguracji – Zasady projektowania konstrukcji,* 2011.

- Analiza wyboczeniowa – potwierdzenie domniemanego przechyłowego charakteru zniszczenia ustroju oraz $\alpha_{cr} \leq 10$ – konieczność analizy II rzędu,
- Nieliniowa analiza wyboczeniowa – sprawdzenie wpływu efektów II rzędu na współczynnik obciążenia krytycznego
- Określenie sił wewnętrznych według teorii II rzędu.
- W uproszczony sposób sztywność połączeń słupów z ostoją przyjęto na kierunku podłużnym ramy taką samą jak połączeń rygli ze słupami, zjawisko to wymaga osobnej analizy w ramach odrębnego opracowania.

W pierwszym etapie wstępnie oszacowano konstrukcję przy założeniu sztywnych węzłów. Następnie przyjęto sztywność połączeń $k_{\varphi} = 250kNm/rad$. Wartość ta została dobrana jako zapewniająca dla uprzednio przyjętego profilu SHS 100x100x4 dwukrotną redukcję momentu podporowego w węzłach rygli. Bazując na założeniu odnośnie sztywności połączeń, do dalszej analizy przyjęto profil SHS 100x100x4 jednolity dla całej konstrukcji.

Budowa modelu numerycznego węzła

Podjęto próbę wyznaczenia podatności węzła z wykorzystaniem programu ABAQUS. Przeprowadzone analizy wykazywały, że podstawowym ograniczeniem nośności tego typu węzłów są deformacje sprężysto-plastyczne ścianek profili rurowych. W pracy[2] analizowano doświadczalnie węzły podobnego typu, głównym założeniem autorów było maksymalne zwiększenie sztywności węzła, które osiągnięto poprzez średnio trafne zdaniem autora wnętrza słupów betonem.

Podstawowym celem analizy MES jest wyznaczenie charakterystyki kąta obrotu węzła w funkcji obciążenia oraz określenie wpływu lokalnego uplastycznienia wokół szeregu śrub rozciąganych. Zdaniem autora dopuszczenie stref lokalnego uplastycznienia na skutek koncentracji naprężeń w obszarze otworów gwintowanych wykonanych w technologii wiercenia termicznego może skutkować szybkim pojawianiem się pęknięć zmęczeniowych. Dotychczas nie przeprowadzono badań weryfikujących w jaki

[2] J.E. France, J.B. Davison, P.A. Kirby, *Strength and rotational stiffness of simple connections to tubular columns using flowdrill connectors*, „Journal of Constructional Steel Research" 1999, nr 50, s. 15–34.

sposób pracuje śruba poddana obciążeniom mogącym powodować zmęczenie nisko i wysokocyklowe.

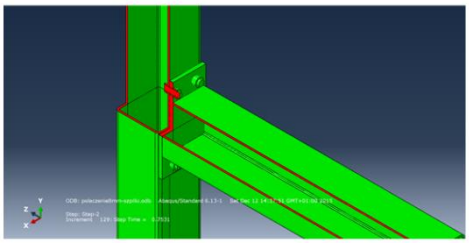
W opracowaniu[3] przedstawiono wyniki badań odnośnie zmian w mikrostrukturze materiału poddanego wierceniu termicznemu. Wiadomo, że na skutek plastycznej przeróbki materiał ulega pewnemu wzmocnieniu jednak sposób oddania tego zjawiska w makroskopowym modelu MES stanowi w dalszym ciągu otwarte pole do badań. Z tego powodu na wstępie zakładamy użycie jednorodnego materiału, stali S355J2 o podwyższonej granicy plastyczności ,aby opóźnić rozwój lokalnego uplastycznienia wokół otworów.

Kształt otworów wierconych termicznie określono na podstawie rozpoznania literaturowego. Przyjęto, że całkowita głębokość otworu jest równa trzykrotnej grubości materiału bazowego. Grubość ścianki otworu oszacowano jako 3mm w miejscu wyjścia z materiału rodzimego i 2mm na końcu. Zdaniem autora kształt otworu i lokalne wzmocnienie materiału nie wpływa w znaczący sposób na charakterystykę obrotową połączenia jednak ma duży wpływ na lokalne efekty wokół otworów.

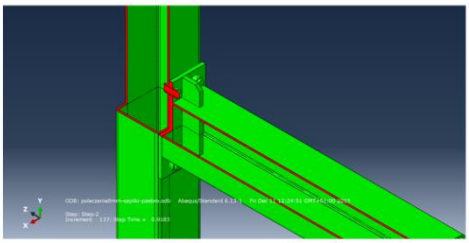
Przeanalizowano 5 wariantów rozwiązania połączenia różniących się podatnością:

- wariant 1 – bez dodatkowych elementów usztywniających,
- wariant 2 – z dodatkowym usztywnieniem blachy czołowej,
- wariant 3 – z przeponą płaską w obrębie śrub rozciąganych,
- wariant 4 – z dodatkowym usztywnieniem blachy czołowej i przeponą rurową w obrębie śrub rozciąganych,
- wariant 5 – z dodatkowym usztywnieniem blachy czołowej i przeponą płaską w obrębie śrub rozciąganych.

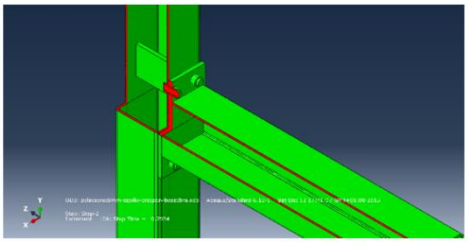
[3] S.F. Miller, P.J. Blau, A.J. Shih, *Microstructural Alterations Associated With Friction Drilling of Steel, Aluminum, and Titanium*, DOI: 10.1361/105994905X64558.



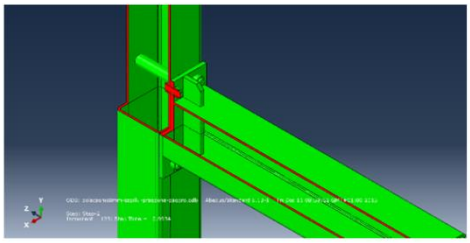
Rysunek 3 – Wariant 1 w przekroju



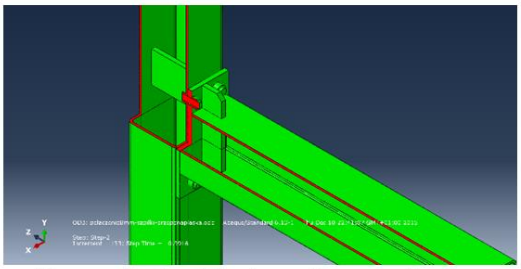
Rysunek 4 – Wariant 2 w przekroju



Rysunek 5 – Wariant 3 w przekroju



Rysunek 6 – Wariant 4 w przekroju



Rysunek 7 – Wariant 5 w przekroju

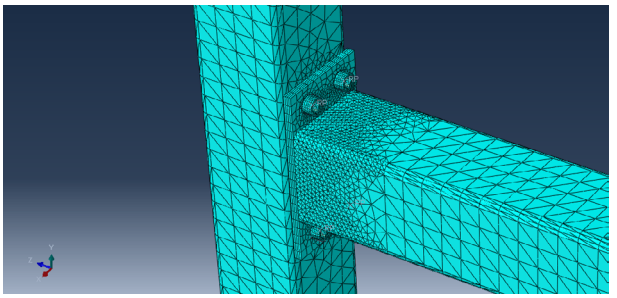
Źródło: rysunki 1-7 opracowanie własne.

Zestawienie elementów konstrukcyjnych:

- Słup, rygiel o długości systemowej 600mm,
- Blacha czołowa (180x100mm) i elementy usztywniające z blachy o grub. 8mm,
- Profil konstrukcyjny słupa i rygla – SHS 100x100x4, Stal S355,
- Śruby M12 8.8, Rozstaw pionowy 140mm, poziomy 50mm.

Model MES utworzono poprzez wykonanie złożenia poszczególnych części w programie SolidWorks. Początkowo utworzono bazowy model 3D bez dodatkowych elementów usztywniających. Następnie po ustaleniu parametrów obliczeniowych w programie ABAQUS, dla kolejnych wariantów

model uzupełniano o poszczególne elementy z wykorzystaniem natywnych narzędzi.



Rysunek 7. Przykład utworzonej siatki MES – wariant 1
Źródło: opracowanie własne.

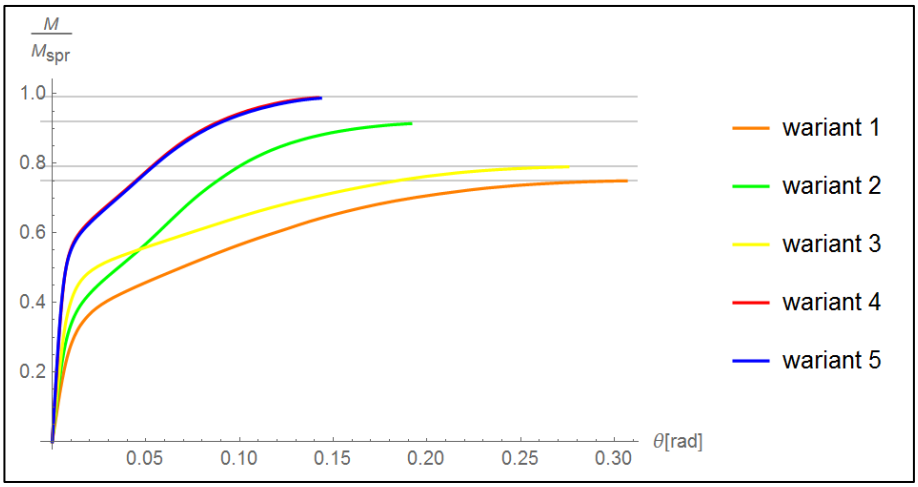
W modelu obliczeniowym zastosowano następujące ustawienia:

- Elementy objętościowe typu tetrahedron,
- Na śrubach wprowadzono wiązania gwintowe, co umożliwiło wymuszenie sił wstępnego naciągu w śrubach (ostatecznie na obecnym etapie badań pominięto ten efekt jednak model MES umożliwia takie wymuszenie poprzez kąt obrotu śruby przy zdefiniowanym skoku gwintu),
- Śrubę zdefiniowano jako gwintowaną szpilkę wkręconą w otwór, z nakrętką od strony blachy czołowej,
- Uwzględniono siły tarcia pomiędzy elementami ze współczynnikiem tarcia stycznego $\mu = 0.15$,
- Dopuszczono rozwarcie styku blacha czołowa – słup,
- Model materiałowy stali S355 jako idealnie plastyczny materiał Prandtla,
- Zmienny krok obciążenia od 0.001 do 0.01.

Słup i rygiel o długości systemowej 600mm. Blacha czołowa i elementy usztywniające wykonane z blach o grubości 8mm. Obciążenie przyłożone w odległości 400mm od lica słupa w formie ciśnienia odpowiadającego w przybliżeniu sile skupionej. Obciążenie w kroku całkowitym 1.00 wywołuje w połączeniu moment zginający odpowiadający sprężystej nośności przekroju SHS 100x100x4 ze stali S355. W przypadku wcześniejszej utraty zbieżności zidentyfikowano obciążenie krytyczne przy którym sztywność węzła staje się ujemna z uwagi na narastające uplastycznienie ścianki słupa.

Prezentacja wyników

Kąt obrotu węzła obliczono zgodnie z normą[4] odczytując wielkość przemieszczenia poziomego skrajnych górnych i dolnych elementów węzła. Charakterystyki obrotu węzła w funkcji obciążenia momentowego dla 5 wariantów konstrukcyjnych przedstawiono na Rysunku 8.



Rysunek 8. Prezentacja charakterystyk obrotu dla wszystkich wariantów
Źródło: opracowanie własne.

Proponuje się aproksymację rozwiązań unormowanym atraktorem dla układów sprężysto-plastycznych. Atraktor umożliwia przedstawienia rozwiązania sprężysto-plastycznego w postaci umożliwiającej m.in. łatwą analizę niezawodności układu.

$$\delta = \alpha\sigma^{\beta-1}$$

, gdzie δ – kąt obrotu [rad], α – parametr nachylenia ścieżki równowagi, β – parametr sterujący, σ – stopień wykorzystania $[\frac{M}{M_{spr}}]$

[4] Polska Norma, *PN-EN 15512:2011 Stalowe statyczne..., op. cit.*, s.100.

Tabela 1. Postacie atraktorów charakterystyki obrotu

Wariant	α	β
1	1.13949	0.325421
2	1.78882	0.382553
3	1.20021	0.284331
4	1.91654	0.315933
5	1.88707	0.312237

Źródło: opracowanie własne.

Na potrzeby dalszej analizy statycznej należy również wyznaczyć sztywność połączeń w zakresie sprężystym, która posłuży do wykonania analizy stateczności i określenia rozkładu sił wewnętrznych w konstrukcji.

$$\theta_{spr} = a \cdot \sigma$$

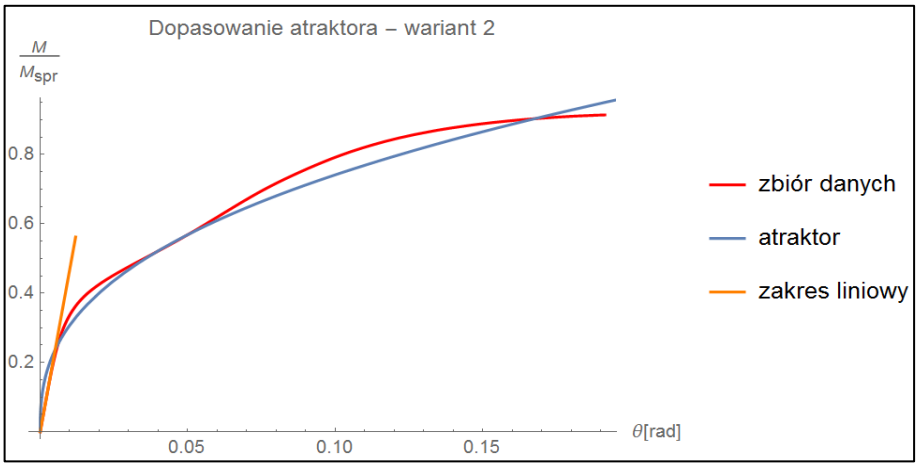
Tabela 2. Sztywność węzłów w zakresie sprężystym

Wariant	a	k [kNm/rad]
1	34.8308	557
2	46.8187	749
3	53.4967	856
4	84.7866	1357
5	88.8197	1421

Źródło: opracowanie własne.

Na Rysunku 9 przedstawiono przykładową aproksymację dla wariantu 2.

Za moment zniszczenia węzła uznano pojawienie się uplastycznienia materiału w obrębie śrub rozciąganych. W Tabeli 3 zestawiono obciążenia krytyczne dla różnych wariantów przy których pojawia się uplastycznienie materiału. W przypadku węzła nieusztywnionego występuje silny efekt dźwigni, co prowadzi do nieproporcjonalnego wzrostu siły w rzędzie śrub rozciąganych.



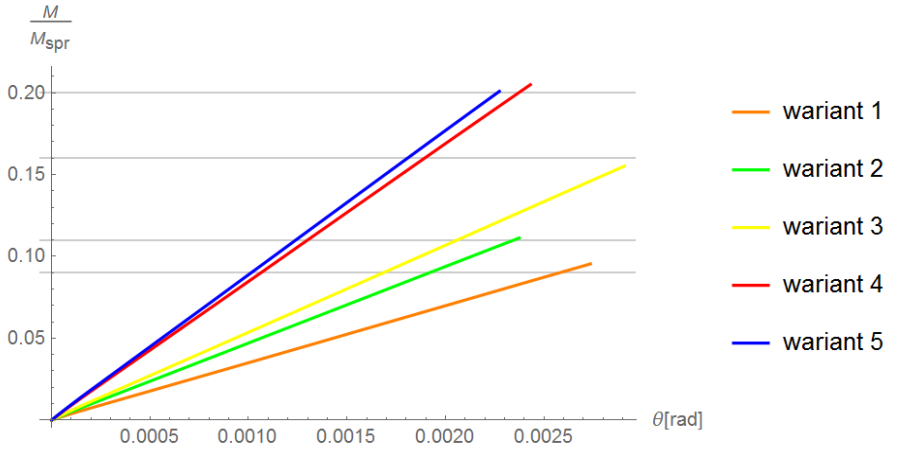
Rysunek 9 – przykład dopasowania zależności dla wariantu 2
Źródło: opracowanie własne.

W analizowanym przypadku śruby dobrano na pełną nośność łączonych elementów. Niski procent wykorzystania przekroju w zdefiniowanym momencie zniszczenia węzła powoduje również niskie wykorzystanie nośności śrub.

Tabela 3. Zestawienie obciążeń niszczących i towarzyszącego rozwarcia styku

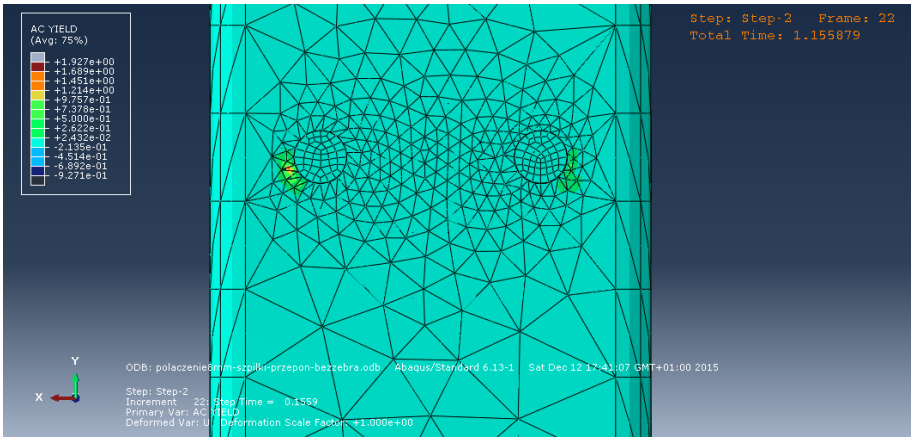
Wariant	Obc. uplastyczniające. $[\frac{M}{M_{spr}}]$	Rozwarcie styku [mm]
1	0.09	0.15
2	0.11	0.15
3	0.16	0.17
4	0.20	0.12
5	0.20	0.12

Źródło: opracowanie własne.



Rysunek 10. Wykres podatności połączenia, zredukowanej z uwagi na początek uplastycznienia ścianki słupa
Źródło: opracowanie własne.

Na Rysunku 11 zaprezentowano mechanizm rozwoju uplastycznienia w rzędzie śrub rozciąganych, przykładowo dla wariantu 3.



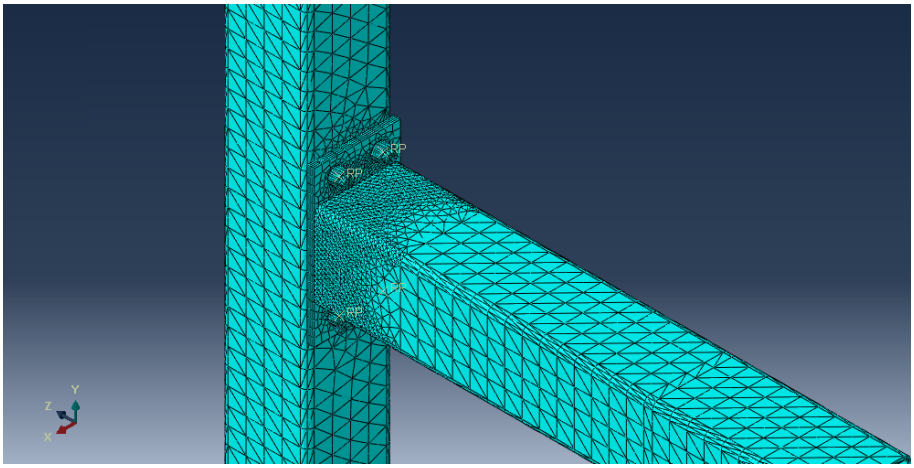
Rysunek 11. Początek uplastycznienia w strefie śrub rozciąganych – Wariant 3
Źródło: opracowanie własne.

Kalibracja MES

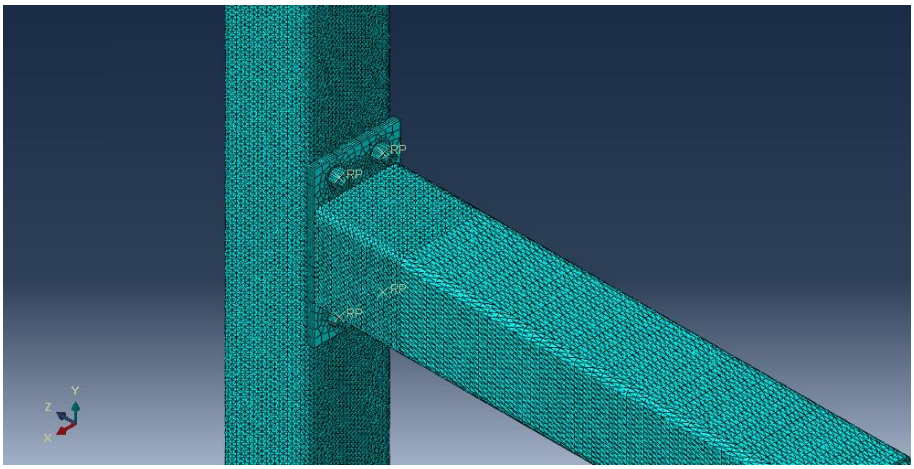
Po obliczeniach wykonano kontrolne sprawdzenie, w jaki sposób na otrzymane wyniki wpłynie zmniejszenie rozmiaru siatki elementów skończonych.

Wykonano sprawdzenie dla ostatecznie wybranego wariantu 3. Przyjęto siatki o następujących parametrach:

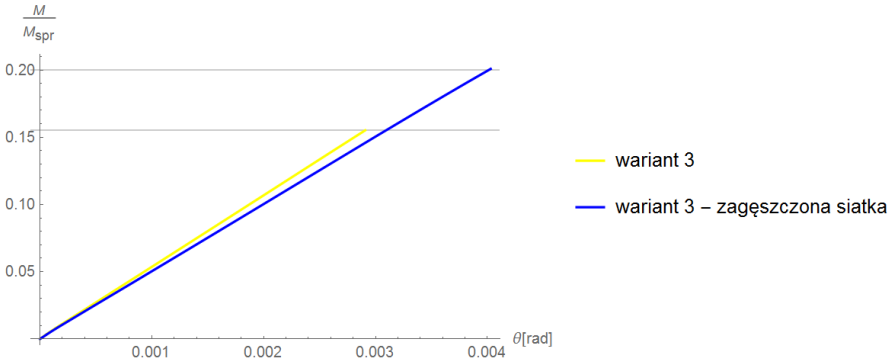
- Wyjściowa – rzadka:
  - Total number of nodes: 70566
  - Total number of elements: 39245
  - 6867 linear hexahedral elements of type C3D8R
  - 32378 quadratic tetrahedral elements of type C3D10
- Zagęszczona:
  - Total number of nodes: 256676
  - Total number of elements: 142535
  - 6867 linear hexahedral elements of type C3D8R
  - 135668 quadratic tetrahedral elements of type C3D10



Rysunek 12. Siatka elementów skończonych – rzadka – Wariant 3
Źródło: opracowanie własne.



Rysunek 13 – Siatka elementów skończonych – gęsta – Wariant 3
Źródło: opracowanie własne.



Rysunek 14. Porównanie sztywności quasi sprężystych węzłów
Źródło: opracowanie własne.

Jako kryterium porównawcze obrano sztywność w zakresie sprężystym pracy węzłów.

- Siatka rzadka $k_\varphi = 856 kNm/rad$
- Siatka gęsta $k_\varphi = 803 kNm/rad$

Po zagęszczeniu siatki sztywność uległa zmniejszeniu o 6%. Przeprowadzono również analizę z siatką w rozmiarze pośrednim, otrzymane wyniki pozwoliły stwierdzić o zbieżności rozwiązania Metody Elementów skończonych. Dalsze zagęszczenie siatki było niemożliwe z uwagi na ograniczenia sprzętowe.

Omówienie wyników

Rysunek 8 obrazuje duże zróżnicowanie zarówno quasi sprężystego zakresu pracy węzła pomiędzy poszczególnymi analizowanymi wariantami rozwiązań konstrukcyjnych. Należy zwrócić szczególną uwagę na pozytywny wpływ przepony usztywniającej ściankę słupa. Porównując warianty 1 i 3, po wprowadzeniu przepony nastąpiło znaczne zwiększenie zakresu quasi sprężystej pracy węzła. Wprowadzenie wyłącznie przepony (wariant 3), w porównaniu do wprowadzenia żebra usztywniającego blachę doczołową rygla (wariant 2), ma zdecydowanie większy wpływ na pracę węzła w zakresie sprężystym, najbardziej użytecznym. Skojarzone zastosowanie przepony i żebra powoduje dalszy wzrost sprężystego zakresu pracy i nośności połączenia. Obserwuje się również niewielki wpływ kształtu przepony zarówno na parametry nośności jak i sztywności (warianty 4 i 5).

Do sprawdzenia w dalszych obliczeniach statycznych wybrano warianty 3 i 5. Wybór wariantów do dalszej analizy został określony znaczną różnicą zarówno w sztywności jak i dopuszczalnej nośności węzłów. Na tym etapie należy zwrócić szczególną uwagę na znaczną modyfikację sztywności węzłów poprzez niewielkie zmiany konstrukcyjne, trudną do oszacowania w sposób analityczny.

Obliczenia statyczne ramy w kierunku podłużnym

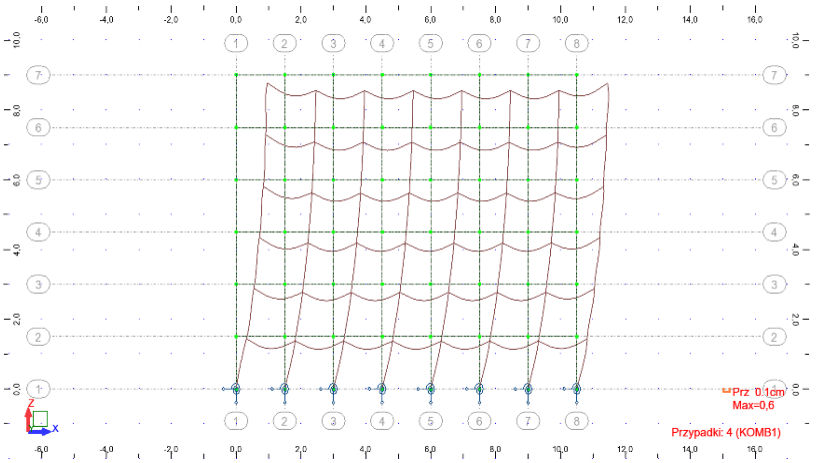
Wyniki obliczeń statycznych przedstawiono w formie skróconej notki składającej się z krytycznych wielkości istotnych z punktu globalnej analizy ramy.

Wyniki dla wariantu 3 rozwiązania węzła:

- $\alpha_{cr} = 4.46$ – przechyłowa postać utraty stateczności metodą wyboczenia liniowego,
- $\alpha_{cr} = 3.49$ – przechyłowa postać utraty stateczności metodą wyboczenia geometrycznie nieliniowego,
- $M_{Ed} = 2.09 kNm$ – maksymalny moment zginający w połączeniu rygla i słupa pod wpływem kombinacji obciążeń ULS,
- $M_{Ed} = 2.62 kNm$ – maksymalny moment zginający występujący w przęśle rygla pod wpływem kombinacji obciążeń ULS.

Wyniki dla wariantu 5 rozwiązania węzła:

- $\alpha_{cr} = 4.99$ – przechyłowa postać utraty stateczności metodą wyboczenia liniowego,
- $\alpha_{cr} = 4.04$ – przechyłowa postać utraty stateczności metodą wyboczenia geometrycznie nieliniowego,
- $M_{Ed} = 2.44kNm$ – maksymalny moment zginający w połączeniu rygla i słupa pod wpływem kombinacji obciążeń ULS,
- $M_{Ed} = 2.34kNm$ – maksymalny moment zginający występujący w przęśle rygla pod wpływem kombinacji obciążeń ULS metodą analizy nieliniowej.



Rysunek 15. Przechyłowa forma utraty stateczności w płaszczyźnie podłużnej ramy
Źródło: opracowanie własne.

Wnioski z obliczeń statycznych

Należy zwrócić uwagę na niewielki stopień wykorzystania nośności przekrojów rygli. Pomimo pozornego nieekonomicznego wykorzystania stali jest to rozwiązanie konieczne ze względu na stateczność układu na przechył. Istotną kwestią przy odbiorze konstrukcji regałów wysokiego składowania jest określenie rzeczywistych imperfekcji powykonawczych. Większe niż założone w obliczeniach statycznych spowodują dalszy spadek siły krytycznej. Zdaniem autora warto zachować pewien margines bezpieczeństwa w zakresie mnożnika obciążenia krytycznego z uwagi na ewentu-

alne błędy wykonawcze. Norma[5] nie definiuje minimalnej wartości mnożnika obciążenia krytycznego, po wykonaniu analizy II rzędu z uwzględnieniem imperfekcji przechyłowych teoretycznie można zaprojektować konstrukcję, w której mnożnik $\alpha_{cr} = 1.00$.

W porównaniu wyników dla wariantów 3 i 5 obserwuje się istotny wzrost momentu zginającego w połączeniu rygla ze słupem.

$$\frac{M_{EdW5}}{M_{EdW3}} = \frac{2.44kNm}{2.09kNm} = 1.17$$

Wzrost nośności ze względu na pojawienie się uplastyczenienia w ściance słupa określono w Tabeli 3:

$$\frac{M_{RdW5}}{M_{RdW3}} = \frac{0.20M_{spr}}{0.16M_{spr}} = 1.25$$

Porównanie wytężenia węzłów w obu wariantach:

$$\frac{M_{EdW5}}{M_{RdW5}} = \frac{2.44kNm}{0.20 * 16kNm} = 0.76$$

$$\frac{M_{EdW3}}{M_{RdW3}} = \frac{2.09kNm}{0.16 * 16kNm} = 0.82$$

Obie koncepcje węzła cechuje podobny stopień wytężenia. Zgodnie z postawioną na początku rozważań tezą, wzrost sztywności węzła powoduje równoczesny wzrost momentów zginających w belce sprężyście utwierdzonej i tym samym zwiększenie sztywności połączenia nie przynosi pożądanego rezultatu w postaci znacznego zmniejszenia wytężenia ustroju, a stanowi komplikację wykonawczą bez wymiernego efektu podnosząc koszt wykonania konstrukcji. Na konieczność analizy rzeczywistego sche-

[5] Polska Norma, *PN-EN 1993-1-1 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.*

matu statycznego szkieletów budynków wysokich oraz ram stalowych wskazuje autor w pracy[6] uznając za niezbędną weryfikację podatności połączeń i nieuzasadnione ekonomicznie bezkrytyczne konstruowanie połączeń sztywnych w całym wielopiętrowym stalowym szkielecie.

Dalsze kierunki badań

Kolejnym etapem prowadzonych badań będzie przeprowadzenie eksperymentu laboratoryjnego weryfikującego rozwiązanie metodą elementów skończonych z wykorzystaniem rzeczywistych modeli węzłów.

Literatura

France E.F., Davison J.B., Kirby P.A*., Strength and rotational stiffness of simple connections to tubular columns using flowdrill connectors*, „Journal of Constructional Steel Researc" 1999, nr 50.

Hoenderkamo D.C.J., Snijder H.H., *Approximate analysis of high-rise frames with flexible connections*, „Struct. Design Tall Build", 2000, nr 9.

Polska Norma, *PN-EN 15512:2011 Stalowe statyczne systemy składowania – Regały paletowe o zmiennej konfiguracji – Zasady projektowania konstrukcji*, 2011,

Polska Norma, *PN-EN 1993-1-1 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.*

Scott F. Miller, Peter J. Blau, and Albert J. Shih, *Microstructural Alterations Associated With Friction Drilling of Steel, Aluminum, and Titanium*, DOI: 10.1361/105994905X64558.

[6] J.C.D. Hoenderkamo, H.H. Snijder , *Approximate analysis of high-rise frames with flexible connections*, „Struct. Design Tall Build", 2000, nr 9, s. 233-248.

INNOWACYJNY SPOSÓB INSTALACJI CABLE WATER JETTING

mgr inż. Agnieszka Haratym
Politechnika Lubelska
Wydział Mechaniczny
Katedra procesów Polimerowych

Wprowadzenie do metody instalacji *cabel water jetting*

Potrzeba doskonalenia procesu instalacji kabli elektrycznych i optotelekomunikacyjnych, niezależnie od warunków topograficznych terenu związana jest z zapewnieniem człowiekowi podstawowego medium i dostępu do sieci internetowej. Ze względu na zapewnienie bezpieczeństwa sieci: telekomunikacyjnej oraz wysokich napięć (słupy elektryczne), narażonej na zagrożenia atmosferyczne, instalacje są przeprowadzane pod powierzchnią ziemi. Znaczenie ma również poczucie estetyki mieszkańców osiedli oraz plan zagospodarowania przestrzennego terenu. Instalacja sieci elektrycznych i telekomunikacyjnej pod powierzchnią ziemi wiąże ze sobą wyzwania związane z właściwościami oraz rzeźbą terenu takimi jak: pagórki, wąwozy, góry, tereny bagniste, morza, oceany. Uzasadnienie ekonomiczne procesu instalacji sieci pod powierzchnia ziemi musi być wymierne i długofalowe, dlatego proces instalacji jest optymalizowany pod względem kosztów oraz wydajności instalacji.

Jedną z metod instalacji sieci telekomunikacyjnych i elektrycznych jest metoda „cabel water jetting". Polega ona na wspomaganiu instalacji kabli i przewodów za pomocą strumienia wody. Powierzchnie powłok kabli i przewodów instalowanych w powyższy sposób muszą posiadać modyfikatory, wpływając na właściwości ograniczające nasiąkliwość materiału. Wiąże się to z czasem przebywania materiału powłoki w wodzie oraz zapewnieniem stałości parametrów kabla i przewodu. Kable i przewody są instalowane w kanale o optymalnej średnicy zapewniającej przepływ wody. Dzięki sile wytworzonej przez wtłaczaną wodę pod ciśnieniem do kanału, kable i przewody są przesuwane na duże odległości. Przepływające woda wywiera tarcie na powierzchni kabla powoduje jego przemieszczanie się. Dodatkowo proces instalacji może być usprawniony dzięki przyłożeniu siła pochodząca od podajnika mechanicznego wpychającego kabel lub przewód, pozwalając na przemieszczenie go na dłuższe odległości. Kable i przewody przemieszczają się w rurze osłonowej tak długo, aż opory tar-

cia nie zrównoważą sił ciągnącej i pchającej pochodzącej od podajnika. W Polskich metodę stosuje się do instalacji odcinków kabli i przewodów pod powierzchnia ziemi o długości do 2 500 m (Rys. 1)[1].

Rysunek 1. Instalacja kabli elektrycznych metodą wydmuchiwania wodą

Źródło: opracowanie własne na podstawie: D. Capanidis, W. Wieleba, P Kowalewski, *Wpływ wybranych smarowych preparatów eksploatacyjnych na właściwości eksploatacyjnych*, „Trybologia" 2010, nr 6.

Klasyczne metoda przeciąganie kabli za pomocą kołowrotu linowego są technikami nisko nieekonomiczną, mającymi ograniczone zastosowanie do krótkich odcinków kabli i przewodów. Wymagają dodatkowej instalacji liny wyciągarki oraz siły roboczej na obu końcach bocznych bębna. Klasyczne techniki powodują również oraz zużycie powłoki kabli i przewodów na skutek przeciągania i kontaktu ścianek powierzchni stykowych. Wykorzystanie natomiast metody instalacji kabli i przewodów wykorzystującej siłę wydmuchiwanego powietrza do kanału instalacyjnego może mieć zastosowanie na niewielkich długościach linii. Sił przypadająca na jednostkę powierzchni przeciąganego w tej metodzie kabla i przewodu musi być większa w porównaniu z metodą *cable water jetting.* Ze względu na zalety oraz korzystne porównanie w stosunku do klasycznych metod instalacji, zastosowanie metody *cable water jetting* stanowi alternatywę dla zaciągania kabli. Jako korzyści stosowania metody warto wymienić: wye-

[1] M. Bakar, *Właściwości Mechaniczne polimerów*, Wyd. Zakład Poligraficzny Politechniki Radomskiej, Radom, 2009, s. 22-54.

liminowanie naprężeni kabli i przewodów powstałych podczas tradycyjnej instalacji, ograniczenia prac ziemnych podczas rozbudowy sieci, wymianę kabla bez prac ziemnych w krótkim czasie, obniżenie kosztów inwestycji. Metoda instalacji stosowana jest w warunkach o trudniej topografii terenu: tunelach dla kabli wysokich napięć (szczególnie stosunkowo lekkich, WaTuCab)[2]. Jako dodatkową zaletę stosowania metody *cabel water jetting* wymienia się wpływ osłony powierzchni kabla i przewodu warstwą wody. Kable
i przewody umieszczone w kanale zmieniają drastycznie parametry pracy: redukując zakłócenia, stanowiąc dodatkowe wzmocnienie konstrukcji, powodując zmniejszenie obciążenia bieżącego po przez chłodzenie powierzchni.

Rozkład sił podczas instalacji kabli i przewodów metoda *cabel water jetting*

Siła potrzebna do instalacji kabla i przewodu w kanałach zależy od siły przeciągania i jest spowodowana między innymi tarciem powłoki kabla elektrycznego o ścianę wewnętrza kanału. Instalacja kabli metodą wydmuchiwania wody zapewnia obniżenie efektywnego ciężaru kabla z powodu wyporu (efekt Archimedesa). Dodatkowy efekt zmniejszenia oporów tarcia uzyskuje się dzięki stosowaniu płynów poślizgowych oraz modyfikatorów powłokowych. Wartość siły potrzebnej do przeciągania kabli elektrycznych zależy od:

- masy kabla i przewodu – siła zależy wprost proporcjonalnie od długości kabla,
- siły rozciągania – zakręty i pofałdowania terenu wpływają na kontakt ze ściankami wewnętrznymi kanału zależy proporcjonalnie od długości kabla i przewodu tzw. efekt Cabstan – dominuje w większości metod przeciągania kabli i przewodów,
- siły kompresji kabla i przewodu- wynika z siły ściskającej prowadzi do zmiany wymiaru przy łączeniu kabla powodując dodatkowe tarcie o ścianki wewnętrzne kanału, Siła potrzebna do przeciągania ma asymptotę nie równy proces,

[2] W. Frącz, W Krywult, *Projektowanie i Wytwarzanie Elementów z Tworzyw Sztucznych*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2005.

- sztywność powłoki kabla i przewodu w odniesieniu do trajektorii toru kanału – dodatkowe tarcie.

Powłoka zewnętrzna kabli i przewodów może być wykonana z różnego rodzaju tworzyw, w zależności od wymaganej giętkości, wytrzymałości mechanicznej i temperaturowej oraz wymagań środowiska zewnętrznego, w którym materiał powłoki będzie pracował (Rys 2).

Rysunek 2. Powlekanie ciśnieniowe powłoki kabla średniego napięcia XPEL

Źródło: opracowanie własne na podstawie: Z. Celiński, *Materiałoznawstwo elektrotechniczne*, Wyd. Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 2011, s. 93-111.

Tarcie występuje pomiędzy powierzchnią powłoki kabla, a ściankami kanału powodując zwiększenie sił potrzebnych do instalacji, a przez to pogorszenie współczynnika sprawności energetycznej instalacji. Ponad to siła tarcia prowadzi do:

- wzrost temperatury w obszarze styku,
- zwiększa zużycie powłoki kabla elektrycznego,
- nierówności przekroju, co sprawia niejednorodność parametrów, siły instalacji kabla elektrycznego,
- ograniczenia w stosunku do szybkości instalacji.

Aby zapewnić większą stateczność procesu instalacji oraz realizować proces przy minimalnym zużyciu energii, należy dążyć do zmniejszenia oporów tarcia. Stosowanie substancji zmniejszających napięcie po-

wierzchniowe wody zapewnia obniżenie siły tarcia. Dobór oraz kontrola napięcia powierzchniowego nośnika kabla w kanale zapewnia ograniczenie skutków tarcia wytłaczania oraz zapewnienia zachowanie parametrów procesu wydmuchiwania kabla[3].

Modyfikacja mieszaniny instalacyjnej metodą *cabel water jetting*

Modyfikacje mieszaniny instalacyjnej polega na zastosowaniu mieszanek olej/ w wodzie, mającej wpłynąć na poprawę właściwości trybologicznych oraz otrzymywania nowych cieczy instalacyjnych o zmienionych cechach ślizgowych. Modyfikacja mieszaniny, obejmuje zmianę struktury swobodnej i zmianę oddziaływań międzycząsteczkowych na granicy faz powstałego układu[4].

Trwały kontakt powłoki kabla i przewodu z cieczą instalacyjną decyduje o jakości i łatwości eksploatacji. Oddziaływanie pomiędzy powłoką i podłożem, zależy od sił adhezji, czyli zjawiska trwałego powierzchniowego przywierania ciała z określona siła do powierzchni innego ciała[5]. Adhezja mechaniczna polega na przenikaniu nieutwardzonego tworzywa powłokowego w pory i nierówności powierzchniowe materiału podłoża, co po utwardzeniu powłoki kabla daje elementy mechanicznego połączenia powłoki z pokrywaniem materiałem. Oddziaływanie cząsteczek powłoki kabla opisuje równanie 1.

$$U = U_0 + U_i + U_\propto = \frac{1}{r^6}\left(\frac{2}{3} * \frac{m_1^2 * m_2^2}{kT} + \beta_1 m_2^2 + \beta_2 m_1^2 + \frac{3}{4}\frac{J_1 * J_2}{J_1 + J_2} m_1 * m_2\right) (1)$$

gdzie:
m- moment magnetyczny cząsteczki,
B- polaryzacja,
I-polaryzacja jonizacji

[3] T. Klepka, *Nowoczesne materiały polimerowe i ich przetwórstwo*, Wyd. Politechniki Lubelskiej, Lublin, 2014 ,s. 151-160.
[4] M.. Bakar, op. cit., s. 22-54; D. Capanidis, W. Wieleba, P Kowalewski, op. cit.
[5] Z. Celiński, *Materiałoznawstwo elektrotechniczne*, Wyd. Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2011, s. 93-111.

r- odległość miedzy środkami dipoli
T- temperatura [K]
k- stała Boltzmanna

U_0 – przedstawia energie wzajemnego oddziaływania orientującego, powstającego pomiędzy cząsteczkami spolaryzowanymi,
U_i – energię indukcyjnego wzajemnego oddziaływania pomiędzy cząsteczką polarną
i niepolarną.
U_α – dyspersyjne wzajemne oddziaływanie powstaje zarówno pomiędzy polarnymi, jak
i niepolarnymi cząsteczkami.

Badanie napięcia powierzchniowego mieszaniny instalacyjnej

Wartość napięcia powierzchniowego cieczy wpływa na współczynnik tarcia w badanym układzie po przez zwilżanie wewnętrznej powierzchni kanału. Zmiana wielkości powierzchni cieczy jest związana przy T= const i p= const, ze zmianą swobodnej entalpii powierzchni, którą wyraża iloczyn (Równanie 2):

$$G^s = \sigma * A \quad (2)$$

gdzie:
G^s- swobodna entalpia powierzchni,
σ- napięcie powierzchniowe,
A-powierzchnia układu

Zgodnie z drugą zasadą termodynamiki swobodna entalpia układu dąży do osiągnięcia minimum swej wartości (odpowiedniej do danych warunków). Zmiana swobodnej entalpii powierzchni może przebiegać w dwojaki sposób:

- dla czystych cieczy może się zmieniać wielkość powierzchni A, gdyż napięcie powierzchniowe zależy od rodzaju cieczy,
- dla roztworów można zmieniać się także napięcie powierzchniowe.

W przypadku rozcieńczonych roztworów wodnych substancja organicznych obniżających napięcie powierzchniowe używa się empirycznego równania podanego przez Szymanowskiego (Równanie 3)[6].

$$\frac{\sigma_0 - \sigma}{\sigma_0} = Bln\left(1 + \frac{c}{A}\right) \quad (3)$$

gdzie:
σ_0– napięcie powierzchniowe rozpuszczalnika,
σ- napięcie powierzchniowe roztworu,
c- stężenie roztworu,
c-stała charakterystyczna dla danego szeregu,
A-aktywność kapilarna właściwa.

Napięcie powierzchniowe odpowiada pracy potrzebnej do utworzenia nowej powierzchni lub przyrostowi swobodnej entalpii związanemu z utworzeniem nowej powierzchni. Wpływ zmiany napięcia powierzchniowego na ciecz izolacyjną układu przedstawia rzeczywisty stan zmiany współczynnika tarcia w układzie. Pomiar napięcia powierzchniowego został wykonany na stanowisku pomiarowym zaopatrzonym w ramie, czujnika do pomiaru siły, systemu mocowania układu, napędu. Do wyznaczenia wartości napięcia została zastosowana metoda oderwania pierścienia. Pierścień wykonano z stali nierdzewnej r= 28,75 mm, powierzchnia styku do granicy faz została wypolerowana. Pomiar napięcia mieszanki instalacyjnej został przeprowadzony w trzech układach: wody –próba odniesienia oraz wody z 1/100 i 5/100 udziałem oleju palmitynowego w mieszaninie. Pomiar polegał na bezwładnym zanurzaniu pierścienia w cieczy, po czym następowało podnoszenie pierścienia do góry za pomocą podnośnika hydraulicznego, prędkość podnoszenia stała 3 mm/min. Dzięki napięciu powierzchniowemu ciecz początkowo podnosiła się wraz ze wznoszącym się pierścienie.
Siłę F, którą należało przyłożyć aby oderwać pierścień od powierzchni wyznaczono ze wzoru (Równanie 4, 5).

[6] W. Frącz, W Krywult, *Projektowanie i Wytwarzanie Elementów z Tworzyw Sztucznych*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2005.

$$F = \sigma K * 4\pi R \quad (4)$$

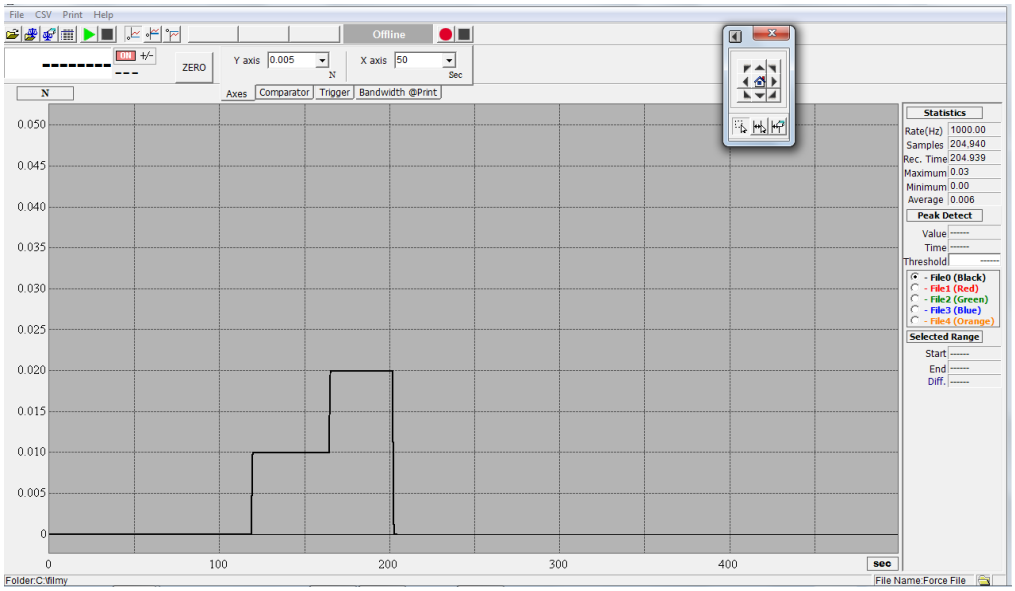
$$\sigma = \frac{F * k}{4\Pi R} \quad (5)$$

gdzie:
R- promień pierścienia w, m
K- stała dla roztworów asocjujących

Wyniki wyznaczenie napięcia powierzchniowego mieszanki instalacyjnej

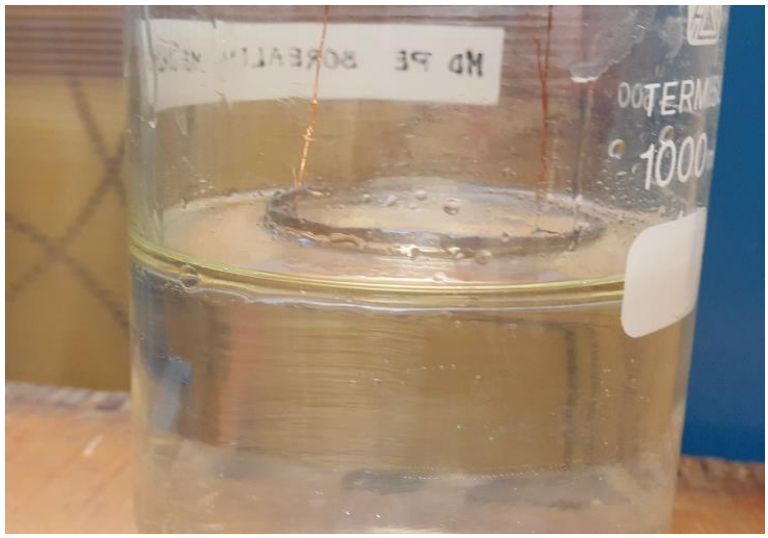
Wyznaczenie napięcie powierzchniowe cieczy mobilnej zostało przeprowadzone za pomocą metody odrywania pierścienia. Pomiary wykonano z zastosowaniem pierścienia połączonego z czujnikiem tensometrycznym, którego wychylenie jest miarą siły potrzebnej na oderwanie pierścienia. Czujnik tensometryczny przymocowany jest do podnośnika pneumatycznego. Wizualizacja odczytu z czujnika tensometrycznego zależności od czasu oderwania pierścienia zapewnia oprogramowanie komputerowe. Wyniki poszczególnych odtwarzalnei precyzyjne co sprawia że są adekwatne do stanu rzeczywistego. Poniżej przykładowy wykres pomiaru siły potrzebnej do oderwania pierścienia od powierzchni cieczy (Rys. 3).

Badanie dla każdego układu zostało przeprowadzone z 25 krotnym powtórzeniem. W wyniku przeprowadzonych badań można stwierdzić, że pomiary napięcia powierzchniowego przeprowadzono za pomocą metody odrywania pierścienia od powierzchni cieczy na zaprojektowanym stanowisku pomiarowym są powtarzalne (wyniki poszczególnych próbach układu- nie różniły się). Dodatek oleju zmniejsza napięcie powierzchniowe. Wartość napięcia powierzchniowego dla próby odniesienia wyniosła 57,05 mN/m oraz kolejno dla 1/100 udziału mieszaniny 28,52mN/m, 5/100 udziału 28,52 mN/m oleju palmitynowego w mieszaninie instalacyjnej. Badania napięcia powierzchniowego czystej wody nie ma odchylenia wartości, dodatek oleju spowodował spadek o 50 % napięcia powierzchniowego cieczy.



Rysunek 3. Badanie napięcia powierzchniowego cieczy mobilnej-woda

Źródło: opracowanie własne.



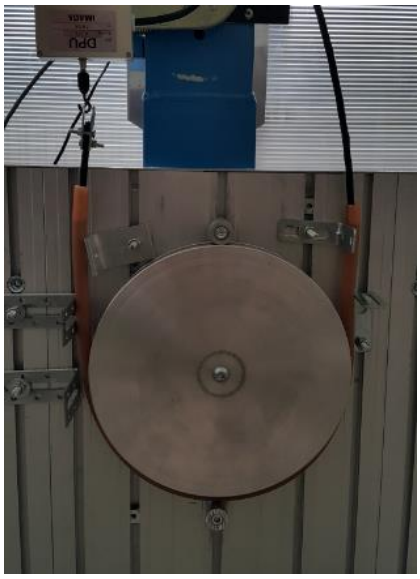
Rysunek 4. Metoda badania siły odrywania pierścienia od powierzchni cieczy

Źródło: opracowanie własne.

Siły spójności są większych niż siły adhezji (ciecze nie zwilżające danej powierzchni, np. woda na powierzchni pokrytej warstwą silikonu lub tłuszczu, rtęć w stosunku do szkła) następuje efekt odwrotny - powstaje menisk wypukły i ciecz w kapilarze obniża swój poziom poniżej poziomu w naczyniu (Rys.4). Napięcie powierzchniowe między fazami ciekłymi (napięcie międzyfazowe) jest odpowiedzialne za trwałość układów dyspersyjnych - emulsji. Emulsję jest to układ dwóch nie mieszających się cieczy (hydrofobowej zwanej "olej" i hydrofilowej zwanej "woda"), w którym jedna z cieczy, rozbita na maleńkie kulki jest zawieszona w drugiej, stanowiącej fazę ciągłą. Badana ciecz jest emulsją typu "olej w wodzie" (O/W). Ponieważ w emulsjach powierzchnia styku dwóch faz (nie mieszających się składników) jest bardzo duża, układ może być trwały tylko w przypadku, gdy siły napięcia powierzchniowego między fazami będą bliskie zeru.

Wyznaczenia współczynnika tarcia podczas metodą *cable water jetting*

W celu odniesienia wartości napięcia powierzchniowego mieszaniny instalacyjnej do procesu rzeczywistego została przeprowadzona symulacja procesu instalacji kabla optoelektrycznego w kanale. Wartość siły potrzebnej do przeciągnięcia kabla pozwoliła na obliczenie wartości współczynnika tarcia instalacji metodą cable water jetting. Pomiary wykonano z zastosowaniem układu ślizgowego: wewnętrznego, który stanowi kabel optotelekomunikacyjny z powłoka modyfikowaną, oraz zewnętrznego, który stanowi kanał walcowy. Kabel optotelekomunikacyjny połączony jest z czujnikiem tensometrycznym, którego wychylenie jest miarą siły potrzebnej na przeciągnięcie kabla przez kanał walcowy (Rys. 5). Czujnik tensometryczny przymocowany jest do podnośnika pneumatycznego. Umożliwia to wybór prędkości przeciągania, w zakresie od 0,2 do 10 [cm/min] oraz długości odcinka pomiarowego. Kanał walcowy wykonano z polietylenu dużej gęstości (PE-HD), unieruchomiony jest na bębnie, o wymaganym kącie opasania 360 oraz 90 stopni. Wizualizacja odczytu z czujnika tensometrycznego zależności od czasu przeciągania kabla zapewnia oprogramowanie komputerowe.



Rysunek 5. Stanowisko pomiarowe do badania siły przeciągania kabla
Źródło: opracowanie własne.

Badanie siły przeciągania kabla optotelekomunikacyjnego przeprowadzono, z zastosowaniem układu pomiarowego o następujących parametrach:

- prędkość napędu: 10 mm/min,
- średnica bębna mocującego 220 mm,
- czas próbkowania czujnika tensometrycznego 2000 pomiarów/sec,
- dokładność czujnika +/<0.2%F.S.+/<1cyfra.

Do badania użyto kable optotelekomunikacyjne MK-LXS, powłoki wykonane z polietylenu dużej gęstości (PE-HD). Kable sześciordzeniowe skręcone, o zmniejszonej średnicy wewnętrznej 5mm, oraz grubości nominalnej powłoki wynoszącej 0,67 mm. Siła przeciągania kabla optotelekomunikacyjnego badana była na napięciu rodzajach próbek:

- próba ślepej, brak modyfikacji powłoki kabla,
- kabel z powłoką modyfikowaną wodą,
- kabel z powłoką modyfikowaną mieszaniną z udziałem olej palmitynowy1/100, 5/100, 10/100 w wodzie.

Siła przeciągania kabla była badana na odcinku 25 cm kanału walcowy. Badany kabel był dłuższy od kanału eliminując wpływ tarcia końca odcinków układu o siebie. Na wykresach przedstawiono rezultaty pomiarów siły przeciągania kabli optotelekomunikacyjnych w funkcji czasu,

w dwóch rodzajach kata opasania kanału na bębnie 90 i 360 stopni. Punkty na wykresach przedstawiają wartości średnich arytmetycznych wyników. Dla każdej badanej próbki wyznaczone wartości współczynnika tarcia przy określonej wartości prędkości przesuwu mieszczą się w granicach powtarzalności metody.

Analizując krzywe przeciągania kabla w układzie z modyfikowaną cieczą instalacyjną obrazujące zależność współczynnika tarcia od czasu instalacji, stwierdzono, że wraz ze wzrostem udziału oleju palmitynowego w mieszance modyfikującej współczynnik tarcia maleje do wartości 0,256. Współczynnik tarcia wyznaczono ze wzoru o postaci (równanie 6):

$$\mu = ln\frac{\frac{F_e}{F_0}}{\alpha} \quad (6)$$

gdzie:
μ-współczynnik tarcia,
F_e- siła potrzebna do przeciągnięcia kabla [N],
F_0- obciążenie końca kabla [N],
A- kąt opasania bębna [rd],
In- logarytm naturalny.

Wyznaczony współczynnik tarcia instalowanego kabla optotelekomunikacyjnego powłoki zwilżany wodą przy kacie opasania kanału na bębnie 360 stopni stanowi 40% wartości odniesienia, wpływa to na ułatwienie procesu instalacji. Powłoka modyfikowana wodą wykazuje hydrofobowy charakter oddziaływań w kontakcie z wodą. Przekrój kabla nie jest cylindryczny na całej długości powłoki, sprzyja to rozwinięciu powierzchni w kontakcie z wodą. Powłok kabla optoelektrycznego wykazała nasiąkliwość maksymalną 1mg/cm^2, modyfikowanie powierzchni powłoki mieszaniną z dodatkiem oleju palmitynowego ogranicza adhezje wody, na powierzchni powłoki.

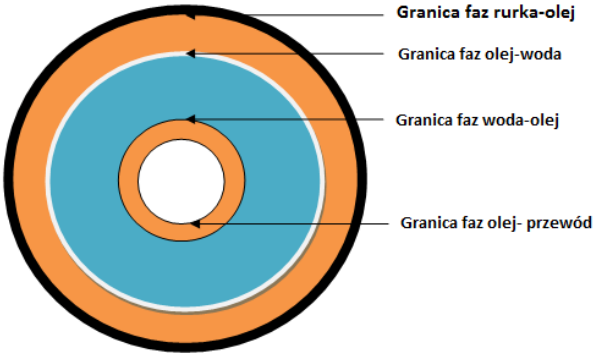
Rysunek 6. Przykład wyników badania siły tarcia i współczynnika tarcia dla układu z wodą zawierającą olej, kąt opasania kabla na bębnie 360°

Źródło: opracowanie własne.

Dodatek w mieszance modyfikujacej oleju powoduję spadek siły wymaganej do przesunięcia kabla wewnątrz kanału walcowego. Niepolarny olej palmitynowy ma większe powinowactwo do powierzchni izolacyjnej warstwy kabla, która jest zbudowana z niepolarnych węglowodorów jaki ścianki rurki w której jest przeciągany kabel są nie polarne. Woda zostaje wypchnięta pomiędzy warstwy oleju tworząc jasno określone granice faz. Na rysunku 7 przedstawiono układ utworzonych granic faz pomiedzy powierzchnią kabla optotelekomunikacyjnego, wody oraz kanału walcowego.

Wzrost siły potrzebnej na przeciągnięcie przewodu wewnątrz rurki osiągając wartość niezbedną do przesunięcia kabla inicjuję zerwanie oddziaływań między granicami faz i uwolnienię nagromadzonej energii sptężystej co skutkuję spatkiem siły przeciągania niemal do zera. Sytuacja powtarza się periodycznie wraz z osiągnięciem odpowiedniej wartości siły przeciągającej. W przypadku wzrostu udziału oleju w mieszance wzrasta entropia układu, przebieg zależności współczynnika tarcia ulega zmianom w krótkich odstepach czasu.

Analizując przedstawione wykresy, można zauważyć, że w przypadku powłok kabli modyfikowanych jedynie powłoka modyfikowana mieszanka 5/100 zachowuje wyraźną zależność spadku i stabilności współczynnika tarcia, przy kacie opasana kabla na bębnie 90°.



Rysunek 7. Schemat utworzonych faz powstałych w układzie podczas modyfikowania mieszanką olej/woda powłoki kabla optotelekomunikacyjnego
Źródło: opracowanie własne.

W pozostałych przypadkach modyfikacji powłoki mieszankami olej/woda występuje niewielka różnica wskazań siły instalacyjnej w mieszance 1/100, lub wykazuje nieliniowość w okresie przy mieszance10/100, rzędu od 14 do 38 sekund. Najniższą wartość współczynnika tarcia otrzymano przy mieszance modyfikującej 5/100,a najmniej stabilny układ przy 10/100 mieszanki.

Podsumowanie

Niska wartość współczynnik tarcia jest ważną cechą w kompleksowej ocenie funkcjonalności modyfikacji metody instalacji cabel water jetting, stosowanej do przeciągania kabli i przewodów na znaczne odległości.

Istnieją różne metody instalacji kabli i przewodów, jednak – biorąc pod uwagę, parametry procesu i trwałość powłoki – modyfikacja cieczy instalacyjnej sprzyja:

- obniżeniu wartości siły przeciągania,
- obniżeniu temperatury instalacji,
- skróceniu czasu instalacji,
- zabezpieczeniu powłoki kabla przed uszkodzeniami mechanicznymi,

- instalacji kabli w trudnej topografii terenu.

Modyfikacja mieszaniny instalacyjnej oleju/w wodzie wpływa na zmianę właściwości trybologicznych. Zmniejszenie wartości siły potrzebnej do instalacji kabla wynikał z adsorpcji, mieszanki instalacyjnej na powierzchniach granicznych faz, spowodowanych siłami oddziaływań międzycząsteczkowych (m. in. Van der Waalsa, wiązań mostkami wodorowymi).

Wraz ze spadkiem napięcia powierzchniowego cieczy instalacyjnej obniża się współczynnik tarcia, tym samym jest możliwe zastosowanie powłok o mniejszej grubości powłoki, która zapewni ochronę kabla podczas instalacji. Dodatek oleju do wody powoduje utworzenie granicy faz dwóch nie mieszających się cieczy (hydrofobowej zwanej "olej" i hydrofilowej zwanej "woda"), w którym jedna z ciecz jest fazą zdyspergowaną, druga stanowi fazę ciągłą. Podczas przesuwania powierzchni powłoki przez rurkę poszczególne fazy są zrywane,

Wartość siły potrzebnej do przeciągnięcia kabla pozwoliła na obliczenie wartości w**s**półczynnika tarcia instalacji metodą cable water jetting. Pomiary wykonano z zastosowaniem układu ślizgowego powłoki zwilżanej wodą oraz modyfikowanej mieszanką olej/woda (udział 1,5,10/100), przy kacie opasania kanału walcowego na bębnie 90 i 360 stopni.

Na podstawie omówionych wyników badań stwierdzono, że modyfikacja mieszaniny instalacyjnej i jest najbardziej korzystna przy zastosowaniu mieszaniny 5/100 (olej w wodzie), gdy niewielka ilość cząsteczek oleju jest otoczona cząsteczkami wody. Dodatek oleju w mieszance wpływa na zmianę lepkość, większe powinowactwo do powłoki, zmianę stabilności cieczy modyfikującej powłokę kabla optotelekomunikacyjnego. Badanie wpływu modyfikacji mieszaniny instalacyjnej na współczynnik tarcia przy instalacji rozszerza możliwości oceny właściwości użytkowych i pozwala dobrać łagodniejsze parametry instalacji metodą cable water jetting.

Literatura

Bakar M., *Właściwości Mechaniczne polimerów*, Wyd. Zakład Poligraficzny Politechniki Radomskiej, Radom, 2009.

Capanidis D., Wieleba W., Kowalewski P., *Wpływ wybranych smarowych preparatów eksploatacyjnych na właściwości eksploatacyjnych*, „Trybologia" 2010, nr 6.

Celiński Z., *Materiałoznawstwo elektrotechniczne*, Wyd. Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 2011.

Frącz W., Krywult W., *Projektowanie i Wytwarzanie Elementów z Tworzyw Sztucznych*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2005.
Klepka T., *Nowoczesne materiały polimerowe i ich przetwórstwo*, Wyd. Politechniki Lubelskiej, Lublin, 2014.

PROJEKTOWANIE STROPÓW PŁYTOWO-SŁUPOWYCH W UJĘCIU OBOWIĄZUJĄCYCH NORM

inż. Krystian Młodzik

Wstęp do projektowania stropów płyto-słupowych

Stropy płytowo-słupowe zyskują coraz większe uznanie wśród architektów z powodu ich prostoty. W stropie takiej konstrukcji nie mamy belek stropowych, które zaburzają płaską powierzchnię sufitu, oczekiwaną w budynkach użyteczności publicznej. Taki rodzaj konstrukcji ułatwia prowadzenie instalacji pod sufitem (nie ma konieczności wykonywania otworowania w belkach stropowych, które z punktu widzenia konstruktora są niepożądane), nie prowadzi do pojawiania się zacieniania sufitu z uwagi na belki, które mogą mieć spore wysokości. Dzięki zastosowaniu takiego rozwiązania można w pełni wykorzystać wysokość kondygnacji, nie ma problemu z lokalnym zmniejszeniem wysokości użytkowej, co może być sporym utrudnieniem natury estetycznej jak i praktycznej.

Ustalenie geometrii stropu

Projektowanie stropów płytowo-słupowych należy zacząć od ustalenia siatki słupów. Często takowa siatka podyktowana jest względami funkcjonalnymi lub wizją architektoniczną. Nie należy jednak rezygnować z opierania płyty na innych elementach nośnych. Przeważnie słupy można zastąpić fragmentami ścian lub trzonami. Trzon ma też istotne znaczenie na wzrost sztywności konstrukcji w szczególności w obiektach wysokich. Najlepszym rozwiązaniem jest przyjęcie siatki jak najbardziej zbliżonej do kwadratu. Dzieje się tak z uwagi na fakt, że w takiej siatce otrzymamy na dwóch kierunkach zbliżone pole powierzchni zbrojenia. Żeby uniknąć problemów z przebiciem jak i koncentracją momentów nadpodporowych w słupach skrajnych prof. Włodzimierz Starosolski w książce "Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych" tom 2 zaleca stosowanie wsporników o wysięgu maksymalnym $0{,}25\ l$, gdzie l to rozpiętość prze-

sła dochodzącego[1]. Jeżeli nie jest możliwe zastosowanie powyższego rozwiązania, może być konieczne stosowanie głowic stalowych lub belek okapowych krawędziowych. Przy dzisiejszych programach obliczeniowych wspomaganych analizami MES krawędź stropu może być formowana w sposób dowolny np. owalny, ząbkowy, co nie wywołuje sporych problemów obliczeniowych.

Wstępnie przyjęcia wysokości płyty możemy dokonać wg normy DIN 1045-1. Podaje ona proste warunki na wysokość użyteczną przekroju *d* w zależności od rozpiętości przęsła.

$$\frac{\alpha \cdot l_{eff}}{d} \leq 35 \quad (1)$$

$$\frac{\alpha \cdot l_{eff}}{d} \leq \frac{150}{\alpha \cdot l_{eff}} \quad (2)$$

Z powyższych wzorów można korzystać, kiedy zostanie spełniony warunek $0{,}8 < l_{eff,x} / l_{eff,y} < 1{,}2$. Współczynnik $\alpha = 0{,}7$ dla pól wewnętrznych, $\alpha = 0{,}9$ dla pól skrajnych. Powyższe wzory zaprezentowane są również w książce profesora Starosolskiego[2].

Wymiarowanie stropów płytowo-słupowych

Minimalne wartości zbrojenia

Według normy PN-EN 1992-1-1 dobór zbrojenia powinno się zaczynać od ustalenia zbrojenia z uwagi na obciążenia wyjątkowe i obciążenia pożarem, a w późniejszej fazie dopiero sprawdzenie zbrojenia z uwagi na SGN. W przypadku obciążenia pożarem należy postępować wg wytycznych normy PN-EN 1992-1-2 w której w tablicy 5.9[3]. znajdziemy minimalne wartości grubości płyty i odległości osiowej do prętów zbrojeniowych.

---

[1] W. Starosolski, *Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych tom 2*, PWN, Warszawa 2011, s. 201.

[2] W. Starosolski, *Konstrukcje żelbetowe ..*, *op. cit.*, s. 208.

[3] Polska Norma: *PN-EN 1992-1-2 Projektowanie konstrukcji z betonu - Część 1-2 Reguły ogólne. Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe*, s. 57.

Tabela 1. Minimalne wymiary i odległości osiowe dla żelbetowych i sprężonych monolitycznych płyt w układach słupowo-płytowych

Standardowa odporność ogniowa	Minimalne wymiary (mm)	
	grubość płyty h_s	odległość osiowa a
REI 30	150	10*
REI 60	180	15*
REI 90	200	25
REI 120	200	35
REI 180	200	45
REI 240	200	50
* Zwykle decydująca jest otulina wymagana przez PN-EN 1992-1-1.		

Źródło: opracowanie na podstawie normy PN-EN 1992-1-2, s. 57.

W przypadku kiedy konstrukcja nie została zaprojektowana na oddziaływania wyjątkowe, punkt 9.10. normy PN-EN 1992-1-1 nakazuje uwzględnienie zbrojenia, które będzie się składać na: wieńce obwodowe, wieńce wewnętrzne, wieńce poziome łączące słupy i ściany, powiązania pionowe (dotyczy szczególnie budynków ze ścian prefabrykowanych). Ilość zbrojenia w wieńcach obwodowych, która powinna być rozłożona w paśmie o szerokości 1,20 m licząc od krawędzi wyliczamy z poniższego wzoru[4]:

$$A_{s.tie.per} = \frac{\min(l_i \cdot 10\frac{kN}{m}; 70kN)}{f_{yd}} \quad (3)$$

gdzie:

l_i - rozpiętość przęsła skrajnego

f_{yd} - obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia

W przypadku zbrojenia pracującego jako powiązanie wewnętrzne, oblicza się je jako zbrojenie dolne na 1mb płyty. Zbrojenie musi przebiegać w dwóch jak najbardziej prostopadłych do siebie kierunkach i przenosić siłę $F_{tie.int} = 20kN/m$. Powiązania poziome ze słupami obliczane jest również

[4] Polska Norma: *PN-EN 1992-1-1 Projektowanie konstrukcji z betonu - Część 1-1 Reguły ogólne i reguły dla budynków*, s. 155.

jako zbrojenie dolne w obszarze słupa. Zbrojenie wyznaczane jest z poniższego wzoru[5]:

$$A_{s.tie.fac} = \frac{\min(l_j \cdot 20\frac{kN}{m}; 150kN)}{f_{yd}} \quad (4)$$

gdzie:

l_j - rozpiętość przęsła

f_{yd} - obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia

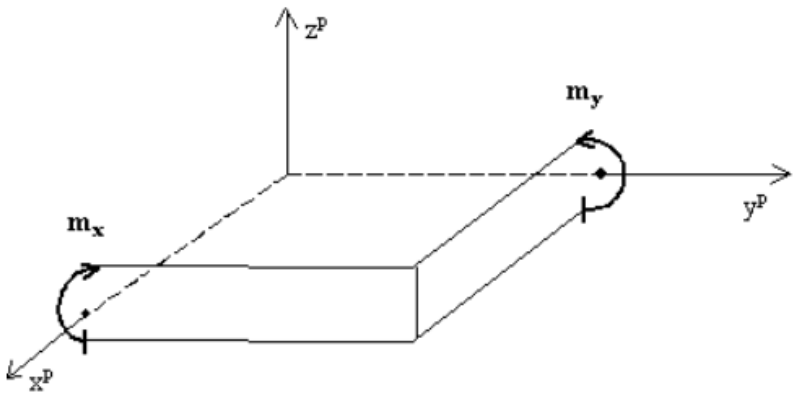
Zadaniem zbrojenia systemu wiążącego jest zapewnienie pewnego minimum. Pola powierzchni tak otrzymanego zbrojenia nie trzeba dodawać do zbrojenia otrzymanego w stanie SGN.

Zasady tworzenia modelu MES

Po wyznaczeniu powierzchni zbrojenia minimalnego wynikającego z systemów wiążących konieczne jest wyznaczenie zbrojenia związanego ze stanem SGN. Obciążenie takich stropów możemy wykonywać odpowiednimi pasmami lub za pomocą „szachownicy". W przypadku obciążeń za pomocą „szachownicy" uzyska się dokładne wartości ekstremów momentów, ale wiąże się to z dużym nakładem czasu i pamięci obliczeniowej komputera. W praktyce, stosując obciążenia pasmami, nie popełniamy żadnego błędu lub jest on znikomy, zyskujemy natomiast na czasie przykładania obciążeń i pamięci komputera.

Przy odczytywaniu z programu, korzystającego z analizy MES, wartości momentów zginających w płytach, należy pamiętać, że ich oznakowanie jest odmienne w stosunku do belek. Przyjmijmy płytę z układem lokalnym zdefiniowaną jak na rys. 1.

[5] Polska Norma: *PN-EN 1992-1-1 Projektowanie ...*, *op. cit.*, s. 156.



Rysunek 1. Fragment płyty z układem lokalnym i opisem momentów zginających

Źródło: opracowanie własne na podstawie Scia Engineer 15 Manuals, *Advanced Concept Training FEM*, s. 19.

Wartości momentów opisane są według poniższych wzorów:

$$m_x = -\int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} \sigma_x \cdot z \, dz \quad (5)$$

$$m_y = -\int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} \sigma_y \cdot z \, dz \quad (6)$$

gdzie:

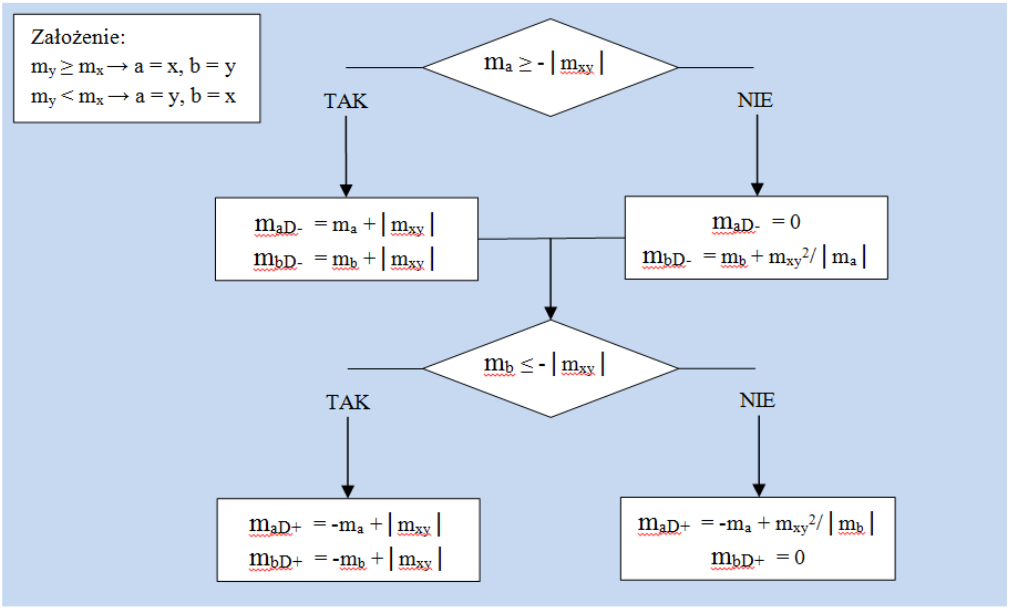
h - wysokość płyty

σ_i - naprężenia w płycie na i-tym kierunku

Na podstawie wzorów wynikających z teorii płyt widać, że zbrojenie na kierunku x należy dobierać na podstawie momentu m_x, analogicznie zbrojenie na kierunku y dobieramy na moment m_y.

Nie należy zapominać przy wyznaczeniu ekstremalnych wartości momentów do projektowania, o uwzględnianiu momentów m_{xy}. Momenty skręcające przyjmują spore wartości w okolicach słupów. W przęsłach ich wpływ jest pomijalnie mały. W normie obowiązującej w Polsce PN-EN 1992-1-1 niestety nie znajdziemy uwag, jak należy to prawidłowo zrobić.

W załączniku 2 do czeskiej normy ČSN P ENV 1992–1–1 znajduje się graf, jak należy właściwie uwzględniać wpływ momentu m_{xy}.



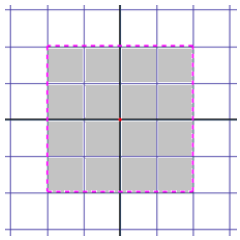
Rysunek 2. Algorytm uwzględniania momentów skręcających m_{xy} podczas wymiarowania zbrojenia

Źródło: opracowanie własne na podstawie Scia Engineer 15, *Calculated results for 2D members*.

Na podstawie normy ČSN P ENV 1992–1–1 zdefiniowano za pomocą znaków „+" i „-„ momenty wymiarujące dla zbrojenia górnego i dolnego. Większość programów inżynierskich ma możliwość automatycznego wyliczenia momentów do wymiarowania, które uwzględniają już moment skręcający, należy tylko o tym pamiętać.

Podczas tworzenia modelu obliczeniowego należy pamiętać o kilku podstawowych zasadach, żeby uzyskać wiarygodne siły do wymiarowania zbrojenia. W czasie siatkowania, jeżeli konstrukcja obliczana jest przy pomocy MES, konieczne jest zwrócenie uwagi na strefę połączenia płyty ze słupem. Słup prawie zawsze modelowany jest za pomocą pręta. Program widzi takie połączenie jako nieskończenie małą podporę wchodzącą w płytę. Węzły siatki MES w takiej sytuacji muszą pokrywać się z obrysem słupa (rys. 3), jeżeli wartości sił odczytywane będą z węzłów. W sytuacji gdy wartości sił odczytywane będą ze środków ciężkości elementów MES, środek ciężkości musi pokrywać się z krawędzią słupa. Kolejną istotną rzeczą w celu wiarygodnego zamodelowania konstrukcji jest pogrubienie płyty

stropowej w obrysie słupa. Takie pogrubienie powoduje przegrupowanie sił wewnętrznych w stosunku to zwykłego zamocowania bez pogrubienia. Dochodzi do wzrostu momentów w strefie przysłupowej. Prof. Włodzimierz Starosolski w swojej książce podaje wartość pogrubienia jako 2,5÷3,0 grubości płyty[6].

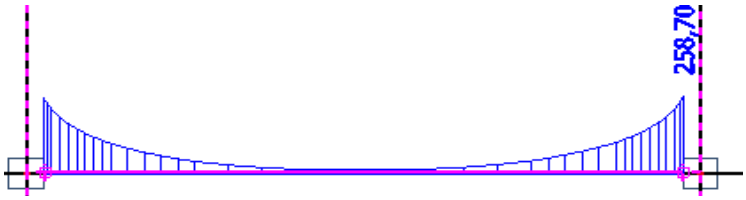


Rysunek 3. Prawidłowe siatkowanie strefy podparcia płyty na słupie
Źródło: opracowanie własne na podstawie programu Scia Engineer 15.

Dobór ilości zbrojenia

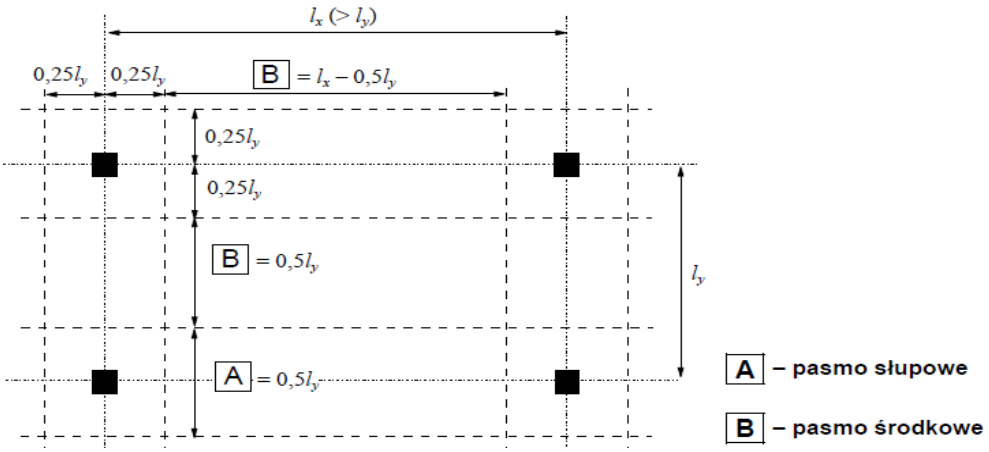
Podczas wymiarowania zbrojenia górnego, wartość momentów wymiarujących odczytujemy z krawędzi słupa. Odczytanie wartości ze środka słupa może prowadzić do nadmiernego wyznaczenia wartości zbrojenia. Moment na krawędzi słupa często przyjmuje spore wartości i dość szybko maleje (rys. 4). Wymiarowanie na "szpic" prowadzi do sporych wartości zbrojenia, które mogą pracować tylko na krótkim odcinku. Należy zwrócić uwagę na metodę ram zastępczych, która jest podana w normie PN-EN 1992-1-1 jako metoda analizy płyt płaskich. Metoda ta zamienia płytę na rygiel i obliczone zbrojenie w ten sposób nakazuje rozłożyć w odpowiednich proporcjach w każdym paśmie. Powyższa analiza zakłada, że jeżeli w jakieś części jest zbyt mała ilość zbrojenia do przeniesienia danego momentu, to w innej jest go nadmiar i w stanie granicznym nośności dojdzie do redystrybucji sił wewnętrznych i wyrównania nośności. Na podstawie tej metody można wypracować sposób wymiarowania zbrojenia na całkę wykresu momentów.

[6] W. Starosolski, *Konstrukcje żelbetowe* .., op. cit., s. 270



Rysunek 4. Wykres momentu zginającego między słupami
Źródło: opracowanie własne na podstawie programu Scia Engineer 15.

Zasada wymiarowania polega na obliczeniu w danym przekroju całki po momentach jednego znaku (nieuzasadnione jest wliczanie momentów znaku przeciwnego, ponieważ spowoduje to obniżenie sumarycznego momentu). Następnie dla sumarycznego momentu konieczne jest wyznaczenie potrzebnego zbrojenia i rozłożenie go zgodnie z tab. 2.



Rysunek 5. Schemat podziału na pasma płyty stropowej
Źródło: Obraz zeskanowany z normy PN-EN 1992-1-1, s 199.

Najefektywniejszym rozwiązaniem zbrojenia górnego stropów jest dobranie średnicy prętów, którymi chcemy zbroić i rozstawu podstawowego w paśmie zgodnie z uwagą z tab. 2. Następnie na pozostałej części należy zastosować rozstaw 3 razy większy. Takie ułożenie gwarantuje, że w paśmie słupowym znajduje się 66,7% zbrojenia wymaganego do przeniesienie sumarycznego momentu ujemnego. Wykres momentu

dodatniego nie ma takiej zmienności jak wykres momentu ujemnego, więc wykonanie zbrojenia dolnego równomiernie rozłożonego na maksymalny moment, nie powoduje znacznego przewymiarowania konstrukcji. Można również korzystać z rozkładu zgodnie z tab. 2.

Tabela 2. Wymagane powierzchnie zbrojenia w odpowiednich pasmach.

	Momenty ujemne - zbr. górne	Momenty dodatnie - zbr. dolne
Pasmo słupowe	60 - 80%	50 - 70%
Pasmo środkowe	40 - 20%	50 - 30%
Uwaga: Jeżeli nie przeprowadza się dokładnych obliczeń dotyczących użytkowalności w otoczeniu wewnętrznych słupów, to po każdej stronie słupa, na szerokości równej 0,125 szerokości płyty należy umieścić zbrojenie górne o przekroju 50% całego zbrojenia na moment ujemny[7].		

Źródło: opracowanie własne na podstawie normy PN-EN 1992-1-1.

Kolejną istotną rolą w wymiarowaniu stropów płytowo-słupowych jest strefa przebicia. Nie należy o niej zapominać, ponieważ bardzo często jest, wg wytycznych EC2, miejscem, gdzie może dochodzić do wyczerpania nośności. EC2 podaje tylko jak wymiarować strefę przebicia z trzpieniami stalowymi lub akcesoriami żelbetowymi, natomiast nie podaje, jak wymiarować z wkładami stalowymi. Sytuacja może ta mieć miejsce w przypadku sporych sił ścinających i zastosowanie akcesoriów żelbetowych może okazać się nieekonomiczne. Wymiarowanie wkładów stalowych jest opisane w normie amerykańskiej ACI 318. Jedno ramię wkładu musi być zdolne do przeniesienia momentu zginającego opisanego wzorem 7[8]. Następnie obieramy obwód kontrolny usytuowany w odległości min(l_v - $c_1/2$, 0.5d) i sprawdzamy, czy jest w stanie przenieś siłę $\nu_{Rd.c}$, czyli nośność betonu na ścięcie wg PN-EN 1992–1–1.

$$M_w = \frac{N_{Ed}}{2 \cdot \varphi \cdot n} \cdot \left[h_v + \alpha_v \cdot \left(l_v - \frac{c_1}{2} \right) \right] \quad (7)$$

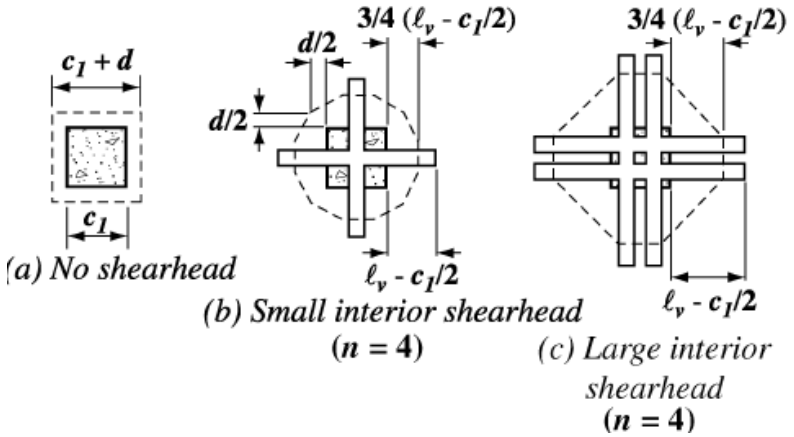
gdzie:

N_{Ed} - siła osiowa w słupie od jednej kondygnacji

[7] Polska Norma: *PN-EN 1992-1-1 Projektowanie ..., op. cit.*, s. 147.

[8] *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318M-05), s 188*

n - liczba ramion (patrz rys. 6)
φ - współczynnik zwiększający wartość momentu (można przyjąć dla ścinania 0,9)
h_v - wysokość wkładu stalowego
α_v - stosunek sztywności giętnej ramienia wkładu stalowego do sztywności płyty żelbetowej wraz z wkładem obliczonej dla fazy II (zarysowanej) na odcinku c_2 + d
(c_2 - szerokość słupa)
l_v - wysięg ramienia wkładu licząc od lica słupa
c_1 - szerokość słupa równoległa do długości wkładu.



Rysunek 6. Wygląd obwodu kontrolnego i wkładów stalowych wg ACI 318
Źródło: Obraz zeskanowany z *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318M-05)*, s 187.

Analiza fazy użytkowania

W przypadku stropów płytowo-słupowych do analizy fazy użytkowania należy sprawdzenie ugięć konstrukcji oraz analiza zarysowania. W płytach kontrola wymienionych czynników może okazać się problematyczna. Zalecana jest analiza numeryczna z odpowiednimi założeniami.

Sprawdzenie ugięć konstrukcji

Podczas sprawdzania ugięć konstrukcji należy pamiętać o zmodyfikowaniu sztywności stropu z uwagi na zarysowanie, pełzanie i zbrojenie lub skorzystać z programu z możliwością analizy powyższych czynników. Ważne jest, by podczas ugięć odpowiednio zwiększyć sztywność płyty w obrysie słupów, ponieważ oddaje to rzeczywistą pracę konstrukcji i zmniejsza ugięcia stropu.

Łatwym zabiegiem podczas analizowania sztywności płyty jest korekcja modułu Young'a z uwagi na pełzanie, co wiąże się z obliczeniem współczynnika pełzania i przy użyciu poniższego wzoru (8) wyznaczenie efektywnego modułu Young'a.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi(\infty,t_0)} \quad (8)$$

gdzie:

E_{cm} - sieczny moduł sprężystości betonu

$\varphi(\infty, t_0)$ - końcowa wartość współczynnika pełzania.

Końcowa wartość współczynnika pełzania średnio przyjmuje wartości w okolicach 2,5. Do wstępnych obliczeń można przyjąć, że sztywność stropu maleje 3,5 razy i taką wprowadzić do programu (w przypadku gdy program nie ma możliwości analizy powyższych czynników podczas ugięć). Przy takim założeniu milcząco pomijamy wzrost sztywności stropu z uwagi na pojawiające się w nim zbrojenia, ale należy pamiętać, że nie zostało uwzględnione zarysowanie przekroju, które pomniejsza sztywność ustroju. Powyższy algorytm jest algorytmem zgrubnym do sprawdzenia ugięcia ale z punktu widzenia projektanta jest on zabiegiem szybkim i daje przybliżoną wartość ugięcia.

Sprawdzenie zarysowania płyty stropowej

Analiza zarysowania nie różni się praktycznie niczym od analizy zarysowania belek żelbetowych. Jedyna różnica polega na fakcie, że rozpatrywane charakterystyki przekroju musimy uwzględniać na 1mb. Należy pamiętać, że taka analiza rys niedokładnie oddaje powstawanie rys w konstrukcji, ponieważ momenty działają na dwóch kierunkach i rysa również może

powstać ukośnie. W celu dokładnego sprawdzenia zarysowania wskazana jest analiza MES.

Podsumowanie

Po przeprowadzonej analizie projektowania stropów płyto-słupowych można dojść do wniosku, że stanowi ono ścieżkę dość skomplikowana jeżeli obliczenia nie są wspomagane programem MES. Dobra analiza zagadnienia wiąże się z przeanalizowaniem wielu czynników, które mają znaczenie na prawidłową pracę konstrukcji i zaimplementowaniu ich w odpowiedni sposób do programu korzystającego z metody elementów skończonych.

Literatura

Starosolski W., *Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych tom 2*, PWN, Warszawa 2011.

ACI 318: Bulding Code Requirements for Structural Concrete and Commentary
(ACI 318M-05).

DIN 1045-1: Structures Made of Concrete, Reinforced and Prestressed Concrete -
Part 1: Design, 2008.

Polska Norma: *PN-EN 1992-1-1 Projektowanie konstrukcji z betonu - Część 1-1 Reguły ogólne i reguły dla budynków*.

ČSN P ENV 1992–1–1(731201): Design of Concrete Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buldings, 2006.

Polska Norma: *PN-EN 1992-1-2 Projektowanie konstrukcji z betonu - Część 1-2 Reguły ogólne. Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe*.

ESTIMATING SOIL UNIT WEIGHT FROM CPT FOR SELECTED ORGANIC SOILS

dr inż. Grzegorz Straż
Politechnika Rzeszowska im. Ignacego Łukasiewicza
Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury
Zakład Geodezji i Geotechniki im. Kaspra Weigla

Introduction

In engineering practice, one of the basic soil parameters, necessary to determine among other things the vertical component of geostatic stress or the bearing capacity of the soil is soil unit weight. The most appropriate method to estimate it, in case of each soil, is direct testing performed in laboratory condition[1]. Unfortunately, in those tests samples of appropriate quality of undisturbed structure are always required - taken from different, even significant depths. In case of organic soils and due to their characteristic, local properties and being mostly located beneath the groundwater table, this process can be exceptionally arduous and often ineffective[2]. In order to obtain testing material, it is necessary every time to make a sufficient amount of control boreholes, which is not always possible. This particularly refers to linear objects, such as: roads, motorways or railways, which run across hundreds of kilometers. Thus, taking action which aims at determining the ground requires obtaining a large number of samples of undisturbed structure for laboratory testing. Although it is the most effective method for engineering purposes, it also generates high costs for the investor. Therefore, a very interesting alternative to achieve this aim is the field investigation conducted using a broad range of penetrometers which effectively eliminate the impact of depth of location of low-bearing soils on estimating results. Their considerable advantage is also the fact that the investigation can be conducted under "in situ" conditions and at locations where it is not possible to take samples due to organic soil condition and

[1] Z. Sikora, *Sondowanie statyczne. Metody i zastosowanie w geoinżynierii*, Wydawnictwa Naukowo Techniczne, Warszawa 2006.
[2] G. Straż, *O niektórych problemach związanych z określaniem parametrów geotechnicznych rzeszowskich gruntów organicznych*, [in:] *Badania i analizy wybranych zagadnień z budownictwa*, [ed.:] J. Bzówka, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2011, pp.143-150; G. Straż, Parametry wytrzymałościowe rzeszowskich namułów i torfów, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2011.

the fact that the soil structure before the investigation is not subject to damage which is the case when taking samples and transporting them to conduct laboratory investigation. Relative simplicity and speed of conducting of cone penetration tests poses unfortunately a danger in form of a considerable reduction or even elimination of laboratory tests. Moreover, the applied interpretation of results does not always follow models, appropriate for a specific soil type. In case of organic soils which not rarely appear in the ground, the guidelines for the interpretation of the results are very restricted. Therefore, in order to increase credibility and to develop more reliable evaluation patterns, „in situ" test results should be verified each time, applying appropriate laboratory testing. This paper presents various ways of CPT interpretation in terms of unit weight estimation of local organic soils.

The data

In this study, data have been used which are the effect of soil exploring on the premises where an educational building of the Theological and Pastoral University in Rzeszów is located. Direct field investigation was conducted by static CPT method and moreover in the immediate vicinity of sounding, control boreholes were made aimed to take samples for laboratory investigation. The site on which the diagnosis was conducted in terms of morphology is located in the valley of the Młynówka River locally climbing up to around 206m above sea level. The area of the conducted investigation is geographically located on the site of the Foothills of Rzeszów within the macroregion of the Sandomierz Basin, whereas geologically speaking it is located in the south part of the Carpathian Foredeep[3].

Penetration testing conducted by CPT reached the maximum depth from 8,6m to 15,4m below ground level. In its close vicinity, control boreholes were also made reaching up to 15m below ground level. Possessing only CPT results without measuring pore water pressure in the ground and for purposes of the following paper, measured (not verified) values of basic parameters have been adopted and considered, that is the values of: cone resistance q_c and sleeve friction f_s and additionally friction ratio R_f calcu-

[3] GEOTECH sp. z o.o., Zakład Usług Geologicznych I Projektowych Budownictwa I Ochrony Środowiska, Dokumentacja geologiczno-inżynierska na rozpoznanie warunków geologiczno – inżynierskich dla potrzeb budowy budynku wielopiętrowego przy ul. Witolda w Rzeszowie, Rzeszów 2010.

lated on their basis[4,5,6,7]. In terms of the issue taken in the following paper an analysis was performed on the example of one test point corresponding to the location of CPT no.7, where in the ground, the occurrence of different kinds of only organic soils has been reported[8]. The results of standard penetration parameters registered in the investigation by static sounding for selected depths in the test point considered (marked CPT7) are presented on Figure 1.

Laboratory tests

Geotechnical parameters determined on the basis of penetration test results are conducted in different conditions, therefore they require verification by comparing them to the results of appropriate, reliable laboratory investigations, which are considered to be model and which can be used for calibration of the adopted estimation patterns. In the case considered, laboratory investigations of soil unit weight were conducted on undisturbed samples, taken from 17 depths for the selected test point. The actual number of samples taken was over twice as high, but their quality was not good enough to be used in the planned investigations. Such a situation is commonly observed in case of organic soil investigation[9]. The soil unit weight was calculated on the basis of volumetric density of soils. To estimate the density, a method of direct measurement was used according to the recommended technical guidelines PKN-CEN ISO/TS 17892-2[10] using cylinder samples of 38mm in diameter. Unit weight values of local organic soils determined using this method were included within the range from 10,36kN/m^3 to 19,77kN/m^3. In the next stage of laboratory investigations using the roasting method, the values of leading parameters for organic

[4] T. Lune, P. Robertson, J. Powell, *Cone penetration testing in geotechnical practice*, Black Academic & Profesional, London 1997.
[5] P. Mayne, *Cone Penetration Testin, A Synthesis of Highway Practice*, NCHRP Synthesis 368, Transportation Research Board, Washington 2007.
[6] Z. Sikora, *Sondowanie statyczne. Metody*..., op. cit.
[7] W. Tschuschke, *Sondowania statyczne w odpadach poflotacyjnych*, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2006.
[8] G. Straż, *Identyfikacja lokalnych gruntów organicznych na podstawie wyników badań sonda CPT*, Budownictwo I Architektura Vol.13, nr 2, Wydawnictwo Uczelniane Politechniki Lubelskiej, Krynica 2014, pp. 49-56.
[9] G. Straż, *O niektórych*... pp.143-150.
[10] PKN-CEN ISO/TS 17892-2: Grunty budowlane. Określenia, symbole, podział i opis gruntu.Cz.2: Oznaczanie gęstości gruntów drobnoziarnistych.

soils are marked as follows: natural water content (23,97% - 397,31%) and organic matter content, which oscillated between 5,18% and 84,14%[11], and classified the soils according to the criterion as warps and peats[12] or organic soils and high-organic soils[13]. It means that a wide range of organic soils appears within one soil profile. The results of laboratory estimation of soil samples in relation to depth of their collection are shown on Figure 2.

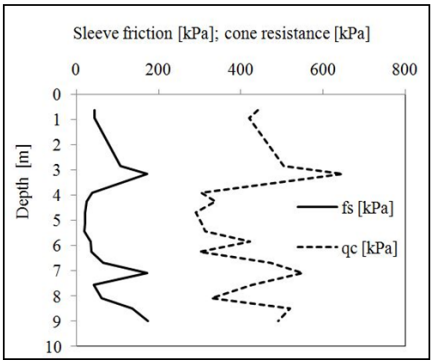


Figure 1. Relationship between basic CPT parameters and depth
Source: Own elaboration.

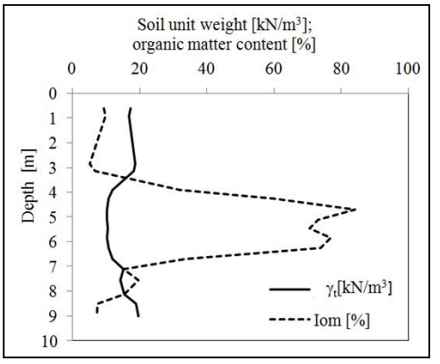


Figure 2. Organic soil unit weight and organic matter content in relation to depth of sample collection
Source: Own elaboration.

It has been found that the unit weight of the analyzed soils is closely linked to natural water content and organic matter content and that the description of the forms of those correlations inside is presented on Figures 3 and 4. Very high values (0,979 and 0,966) R^2 confirmed a strong relationship between the unit weight of the investigated organic soil and the natural water content and the organic matter content. Independently, the relationship between the parameters was checked which were found to be leading in organic soil investigations: the organic matter content and the natural water content. In this case as well, the value of the coefficient of determination was high (0,979) and the relationship between specific features very strong.

[11] PN-B-04481: 1988. Grunty budowlane. Badania próbek gruntu.
[12] PN-B-02480: 1986. Grunty budowlane. Określenia, symbole, podział i opis gruntu.
[13] PN-EN ISO 14688-1. Badania geotechniczne. Oznaczanie i klasyfikowanie gruntów. Cz.1, Oznaczanie i opis.

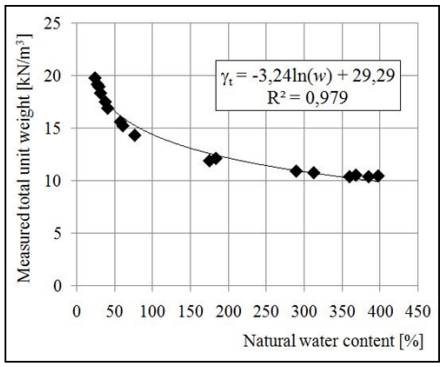


Figure 3. Relationship between soil unit weight and natural water content
Source: Own elaboration.

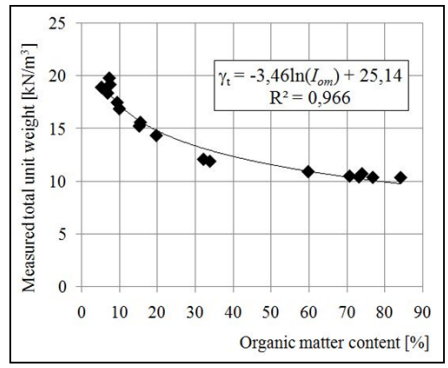


Figure 4. Relationship between soil unit weight and organic matter content
Source: Own elaboration.

It should be noted that the correlations observed are of a local character and due to a limited number of tests they should be treated demonstratively. Should the data coming from the laboratory and field investigations be broadened to an adequate number of samples, the correlations obtained could considerably bring much closer the possibility of organic soil weight estimation based on samples of natural water content which are relatively easy to collect, without the necessity of obtaining expensive samples of undisturbed structure. Unfortunately, in contrast to penetration investigations in field conditions, conducting of laboratory investigations and in particular collecting of organic soil samples are factors considerably decreasing the number of tests performed.

Selected available correlations by CPT

The classical way of soil unit weight estimation based on static CPT results is referring to Robertson classification chart (1986)[14] – Table 1, on which the considered organic soils are allotted to the second (organic material) and the third (clay) from the determined zones.

[14] *P. Robertson*, R. Campanella, D. Gillespie, J. Greig, *Use of piezometer cone data, Proceeding of the ASCE Specialty Conference In Situ '86: Use of In Situ Test in Geotechnical Engineering, Blacksburg 1986,* pp.1263-1280.

Table 1. Approximate soil unit weight based on soil behaviour type

Zone	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Soil behaviour type	sensitive fine grav el	organic material	clay	silty clay to clay	clayey silt to silty clay	sandly silt to clayey silt	silty sand to sandly silt	sand to silty sand	sand	gravelly sand to sand	very stiff fine grained	sand to clayey sand
Soil unit weight [kN/m^3]	17,5	12,5	15,5	18,0	18,0	18,0	18,5	19,0	19,5	20,0	20,5	19,0

Source: Based on: P. Robertson, R. Campanella, D. Gillespie, J. Greig, *Use of piezometer cone data, Proceeding of the ASCE Specialty Conference In Situ '*86: *Use of In Situ Test in Geotechnical Engineering*, Blacksburg 1986, pp.1263-1280.

This allows to make a general statement that their weight accordingly amounts to 12,5kN/m^3 or 15,5kN/m^3. The second of the chosen methods to estimate soil weight was the chart presented by Robertson and Cabal (2010)[15] on Figure 5, which was adopted for the analyzed organic soils due to the values going beyond the typical range. The soil weight estimated in this way ranged from 16,0kN/m^3 to 17,5kN/m^3. However, the authors recommend caution when applying these relationships for engineering purposes.

In this study, analytical patterns are also used for the interpretation of static CPT results. Due to the lack of detailed guidelines on the subject of the interpretation of organic soil sounding eight commonly existing relationships have been used in this paper, developed for different soil types in view of different measuring parameters, such as: measured cone resistance q_c, unit sleeve friction resistance f_s, friction ratio R_f, specific gravity G_s[16], shear wave velocity V_s[17], depth z, ratio m_q[18] (Table 2). The author was only in possession of CPT results without the possibility of measuring pore wa-

[15] P. Robertson, K. Cabal, *Estimating soil unit weight from CPT*, 2rd International Symposium on Cone Penetration Testing, Vol.2, Huntington Beach, California 2010.

[16] A. Skempton, D. Petey, *Ignition loss and other properties of peat and clays from Avonmouth King's Lynn and Cranbery Moss*, Geotechniqe no 20, 1970.

[17] P. Mayne, G. Rix, *Correlations between shear wave velocity and cone tip resistance in natural clays*, Soils & Foundations, Vol. 35, No. 2,1995, pp. 107-110.

[18] P. Mayne, J. Peuchen, *Unit weight trends with cone resistance in soft to firm clays, Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4*, [ed.:] Coutinho & Mayne, Taylor & Francis Group, London 2013.

ter pressure, therefore the values of measuring parameters: cone resistance (q_c) and unit sleeve friction resistance (f_s,) have not been verified, $q_t = q_c$.

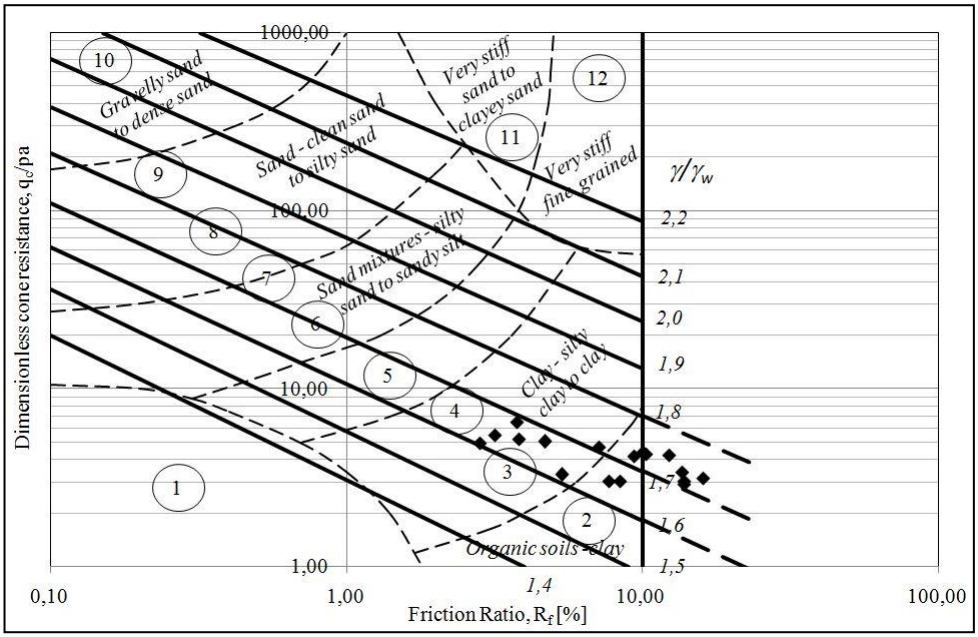


Figure 5. Diagram shows adopted to organic soils proposition Robertson & Cabal between CPT and soil unit weight

Source: Based on: P. Robertson, K. Cabal, *Estimating soil unit weight from CPT*, 2rd International Symposium on Cone Penetration Testing, Vol.2, Huntington Beach, California 2010.

For organic soil unit weight estimation, the following relationships have been applied (Table 2):

- Equation 1, by Mayne (2007)[19]: soft to stiff clays and silts; loose to dense sands and gravels; used parameters: f_s, G_s
- Equation 2, by Robertson & Cabal (2010)[20]: clays to sand; used parameters: f_s, q_c, G_s
- Equation 3, by Mayne, Peuchen, Bouwmeester (2010)[21]: wide range of soil type (clays, silts, sands, tills etc.); used parameters: f_s, q_c, z

[19] P. Mayne, *Cone*.., op. cit..
[20] P. Robertson et al., *Use*…, op. cit.

- Equation 4, by Cai, Liu, Zou, Puppala (2014)[22]: marine clay; used parameters: q_c
- Equation 5, by Mayne & Peuchen, (2012)[23]: soft to stiff clays and silts, loose to dense sands and gravels, mixed geomaterials; used parameters: V_s, z,
- Equation 6, by Mayne (2007)[24]: soils: cohesive; used parameters: f_s
- Equation 7, by Mayne & Peuchen (2013)[25]: for soft to firm normally to lightly overconsolidated clays; used parameters: $m_q = q_c / z$
- Equation 8, by Mayne (2014)[26]**:** variety of noncemented soils (sands, clays, silts, peats, mudstone, etc.); used parameters: f_s.

Unit weight values estimated on the basis of selected patterns are juxtaposed with measured values of cone resistance (q_c) CPT as the basic parameter for measurement. The example relationships are shown on Figures 6 and 7.

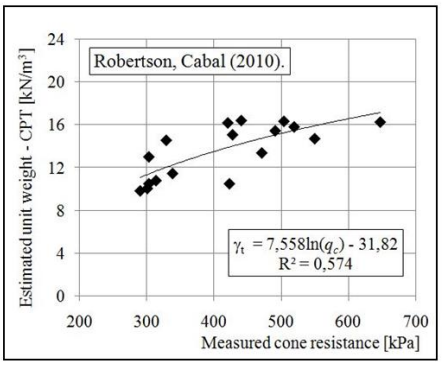


Figure 6. Example estimating unit weight of the cone resistance from measured CPT data by Robertson & Cabal (2010)
Source: Own elaboration.

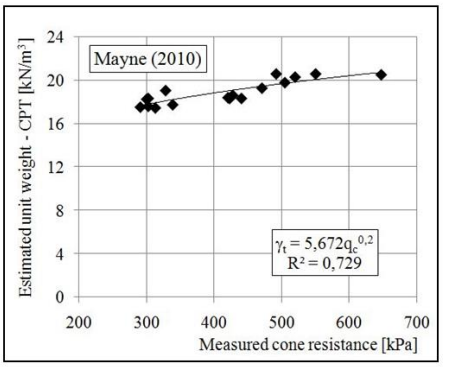


Figure 7. Example estimating unit weight of the cone resistance from measured CPT data by Mayne (2010)
Source: Own elaboration.

---

[21] P. Mayne, J. Peuchen, D. Bouwmeester, *Soil unit weight estimation from CPTs, 2rd International Symposium on Cone Penetration Testing*, Vol.2, Omnipress, California 2010, pp. 169-176.
[22] G. Cai., S. Liu, T. Zhang, H. Zou, A. Puppala, *Evaluation of unit weight from SCPTu in soft marine Jiangsu clays*, 3rd International Symposium on Cone Penetration Testing, ISSMGE Technical Committee TC 102, [ed:] P.K. Robertson and K.I. Cabal, Las Vegas 2014, p. 691.
[23] P. Mayne, J. Peuchen, *Unit*…. op. cit.
[24] P. Mayne, *Cone*…, op. cit.
[25] P. Mayne, J. Peuchen, *Unit*…, op. cit.
[26] P. Mayne, *Interpretation of geotechnical parameters from seismic piezocone test*, 3rd International Symposium on Cone Penetration Testing, ISSMGE Technical Committee TC 102, [ed:] P.K. Robertson and K.I. Cabal, Las Vegas 2014, pp. 47-73.

Results

The result of calculations and estimations based on the charts are the ranges of values for organic soil unit weight which are presented in Table 2 with formulas according to which the parameter required was estimated. It follows from the combination that each of the methods generates a different range of values and it is hard to find concurrence with the results of model laboratory tests. One comparable effect are the results obtained from the relationship (Equation 2) developed by Robertson and Cabal (2010)[27]. The pattern presented by Mayne (2007)[28] demonstrated some compatibility, but only for the cases when the actual soil weight was bigger than 20,0kN/m^3 that is only for ca. 60% of the analyzed cases.

Table 2. Collection of methods applied and range of results obtained

METHODS USED				Range γ_t [kN/m^3]
Measured - laboratory tests				10,36 – 19,77
Estimated by CPT	Robertson et al. (1986)	Table 1	Diagram - zone 2,3	12,50 & 17,50
	Robertson, Cabal (2010)	Figure 5	Diagram	16,00 – 17,50
	Mayne (2007)	Equation 1	$\gamma_t = 2{,}60 \lg fs + 15G_s - 26{,}5$	9,03 – 17,63*
	Robertson, Cabal (2010)	Equation 2	$\gamma / \gamma_w = \left[0{,}27\log R_f + 0{,}36\log\left(\frac{q_c}{P_a}\right) + 1{,}236\right] G_s / 2{,}65$	9,84 – 16,39
	Mayne et al. (2010)	Equation 3	$\gamma_t = 11{,}46 + 0{,}33\log z + 3{,}1\log f_s + 0{,}7\log q_c$	17,45 – 20,61
	Cai et al. (2014)	Equation 4	$\gamma_t = 2{,}742 + 9{,}549\lg q_c$	26,26 – 29,59
	Mayne, Peuchen 2012)	Equation 5	$\gamma_t = 8{,}32\log V_s - 1{,}61\log z$	13,67 – 16,15
	Mayne (2007)	Equation 6	$\gamma_t = 2{,}60\log f_s + 13{,}25$	16,60 – 16,08
	Mayne, Peuchen (2013)	Equation 7	$\gamma_t = \gamma_w + 0{,}056 m_q^{1{,}21}$	14,94 – 21,19**
	Mayne (2014)	Equation 8	$\gamma_t = 26 - \frac{14}{1 + [0{,}5\log(f_s + 1)]^2}$	16,21 – 19,80
* only for G_s > 20,0kN/m^3; ** only for $z \geq 3{,}9$ m				

Source: Own elaboration.

[27] P. Robertson, K. Cabal, *Estimatin…,* op. cit.
[28] *P. Mayne, Cone…,* op. cit.

The next stage of the analysis was the verification of the results obtained on the basis of existing relationships with the results of laboratory investigations regarded as reliable. The results are presented on Figures 8 to 15 and as the point of reference there was adopted the range ± 25% of the measured values.

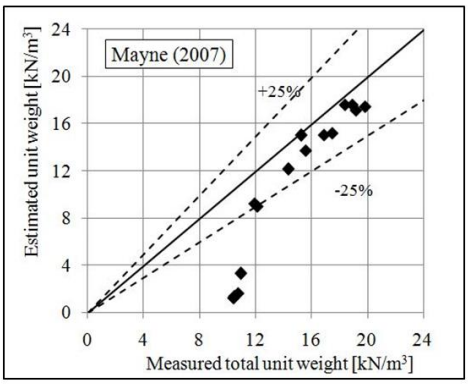


Figure 8. Mayne (2007) predictions
Source: own elaboration.

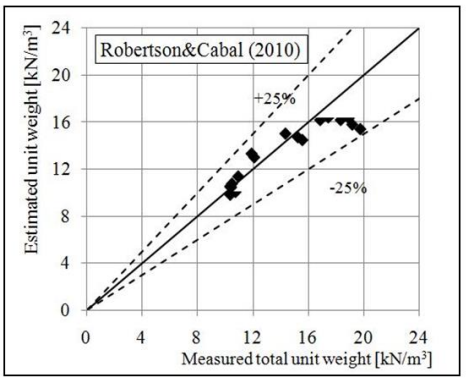


Figure 9. Robertson & Cabal (2010)
Source: Own elaboration.

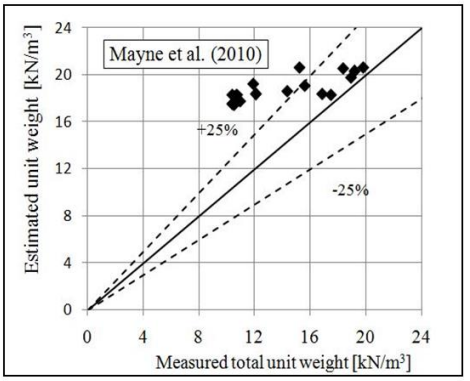


Figure 10. Mayne et al (2010) predictions
Source: Own elaboration.

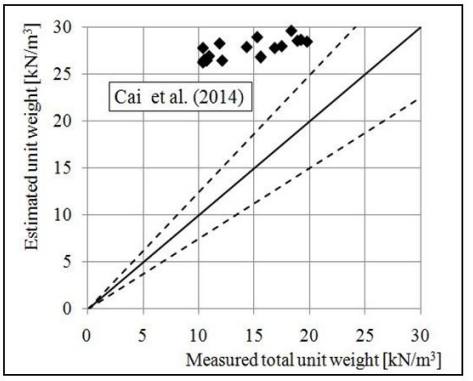


Figure 11. Cai et al. (2014) predictions
Source: Own elaboration.

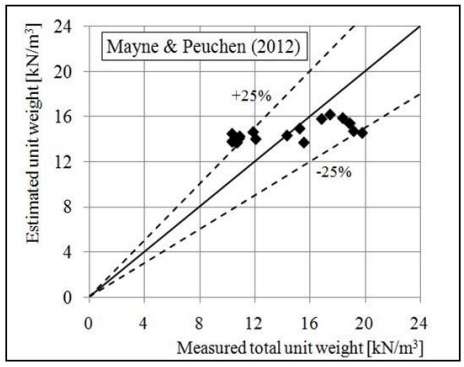


Figure 12. Mayne & Peuchen (2012) predictions
Source: Own elaboration.

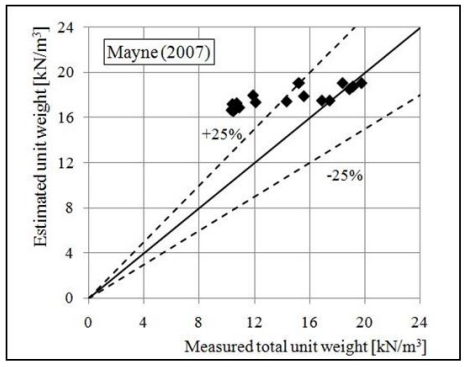


Figure 13. Mayne (2007) predictions
Source: Own elaboration.

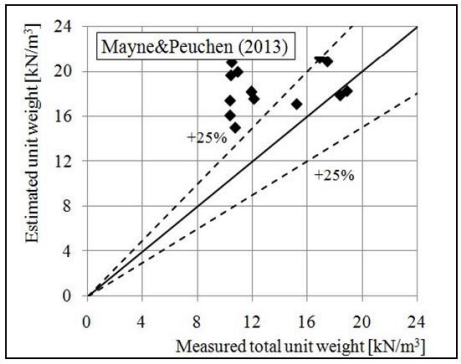


Figure 14. Mayne&Peuchen (2013) predictions
Source: Own elaboration.

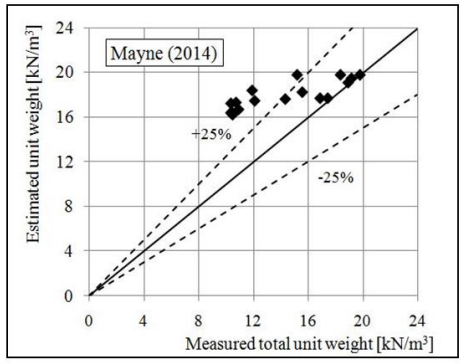


Figure 15. Mayne (2014) predictions
Source: Own elaboration.

The relationships shown on the figures indicate minimal usefulness of the calculation patterns adopted for estimation, as only the proposal by Robertson and Cabal (2010)[29] generates values included in the range predicted.

[29] P. Robertson, K. Cabal, *Estimating…*, op. cit.

Data analysis and application of the proposition relationship

The unit weight values determined by means of laboratory methods have been juxtaposed with not corrected values of cone resistance (q_c) and unit sleeve friction resistance f_s from CPT, determined for depths where the samples for laboratory investigation were taken from. The best compatibility of the results was reached for the regression of the following types: power function, logarithmic and linear function (Table 3). The comparison of unit weight values of organic soils, estimated on the basis of the adopted empirical relationships with the actual ones, determined in laboratory investigations has turned out to be beneficial because the ranges of the predicted values (Table 3) have turned out to be comparable with the range regarded as the model one (Table 2), that is from 10,36kN/m^3 to 19,77kN/m^3.

Table 3. Results of regresion analyses

Parameter	Equation	Results regresion analysys	n	R^2	S.E	Range γ_t [kN/m^3]
f_s	A	$\gamma_t(f_s) = 4{,}812\ f_s^{0{,}265}$	16	0,726	1,65	10,57 – 18,91
	B	$\gamma_t(f_s) = 3{,}821\ln(f_s) - 0{,}98$	16	0,739	1,60	10,39 – 18,79
	C	$\gamma_t(f_s) = 0{,}038\ f_s + 11{,}55$	16	0,656	1,36	12,30 – 18,21
q_c	D	$\gamma_t(q_c) = 0{,}156\ q_c^{0{,}748}$	16	0,555	1,90	10,84 – 19,76
	E	$\gamma_t(q_c) = 10{,}667\ ln(q_c) - 49{,}72$	16	0,531	1,89	10,77 – 19,32
	F	$\gamma_t(q_c) = 0{,}025\ q_c + 3{,}94$	16	0,555	1,90	11,16 – 20,04

Source: Own elaboration.

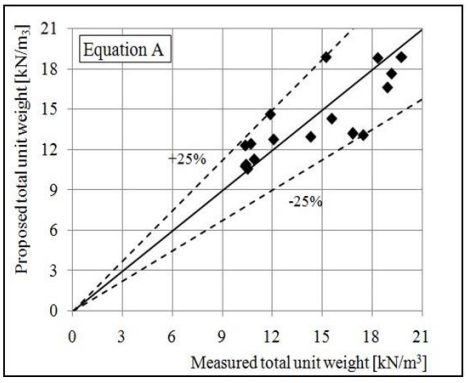


Figure 16. Equation A predictions
Source: Own elaboration.

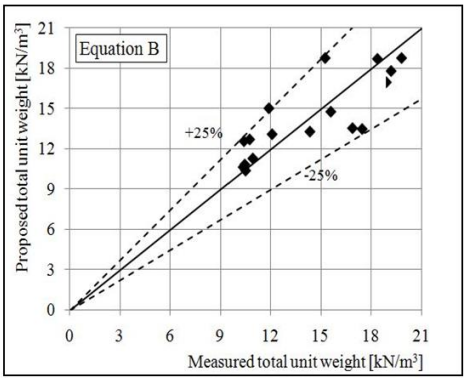


Figure17. Equation B predictions
Source: Own elaboration.

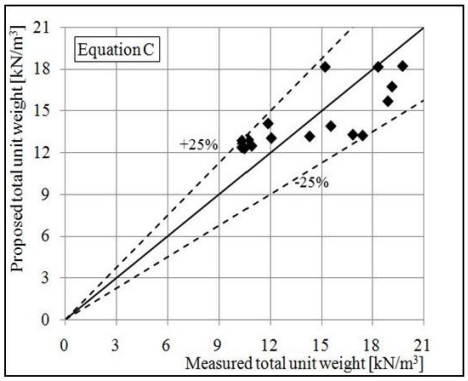


Figure 18. Equation C predictions
Source: Own elaboration.

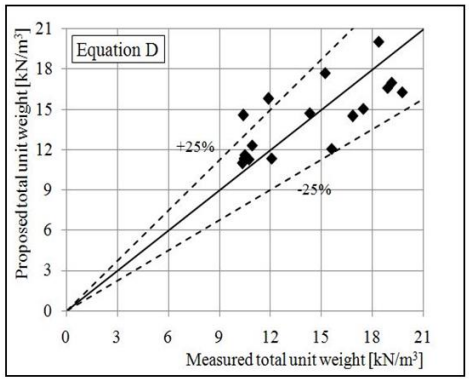


Figure 19. Equation D predictions
Source: Own elaboration.

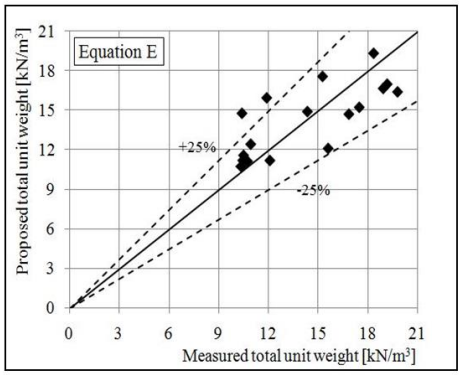


Figure 20. Equation E predictions
Source: Own elaboration.

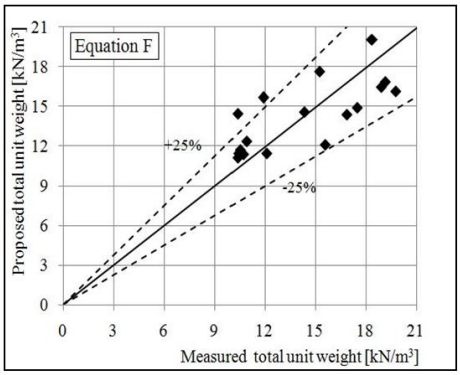


Figure 21. Equation F predictions
Source: Own elaboration.

Based on the compiled figures, it can be seen that in comparison to almost all of the selected solutions from literature, the proposed relationships correspond, by and large, better with the results of laboratory investigations (Figures 16 to 21). Generally speaking, higher coefficients of determination have been obtained for the relationships relating to the measured values of sleeve friction resistance rather than of cone resistance. Out of the analyzed correlations, the most adequate one to be adopted is the relationship (Equation B) with the determination coefficient equal to 0,739, however as far as the range of the obtained unit weight values is concerned, they were very close to the power function (Equation A,D) and the logarithmic function (Equation B,E). The results of the calculations

conducted by using the proposed linear function (Equation C,F), were only slightly different from the remainder.

Conclusions

The verification of predicting unit weight values, estimated on the basis of the results of CPT method showed that the relationships – selected from those existing in the theme literature – are useful in Polish conditions only to a small extent. An exception is the relationship proposed by Robertson and Cabal (2010)[30], as the predicted results are included within the adopted range ±25% in relation to laboratory investigation results (Figure 9). The analysis of the relationships between the values determined on the basis of parameters measured by CPT and on the basis of own laboratory investigations revealed that it is possible to estimate the unit weight of organic soils using this method. The determined relationships are only of a local nature and due to a limited number of data are for illustrative purposes only, however they make a contribution to further investigations in this direction. Unfortunately, the biggest problem on this issue is the fact that most often in practice during soil investigation for engineering purposes, the number of laboratory tests is inadequately low in relation to the conducted penetration investigations. And only parallel conducting of both types of the investigation and a strict verification can lead in the future to forming of reliable and trustworthy relationships which will be used to estimate geotechnical parameters of organic soils.

Acknowledgement

Author is grateful to Department of Geological Services and Design Construction and Environmental Protection GEOTECH z o.o. company for providing data and allowing to use them for research purposes.

[30] P. Robertson, K. Cabal, *Estimating…,* op. cit.

References

Cai G., Liu S., Zhang T., Zou H., Puppala A., *Evaluation of unit weight from SCPTu in soft marine Jiangsu clays*, 3rd International Symposium on Cone Penetration Testing, ISSMGE Technical Committee TC 102, [ed:] P.K. Robertson and K.I. Cabal, Las Vegas 2014.

GEOTECH sp. z o.o., Zakład Usług Geologicznych i Projektowych Budownictwa
i Ochrony Środowiska, Dokumentacja geologiczno-inżynierska na rozpoznanie warunków geologiczno – inżynierskich dla potrzeb budowy budynku wielopiętrowego przy ul. Witolda w Rzeszowie, Rzeszów 2010.

Lune T., Robertson P., Powell J., *Cone penetration testing in geotechnical practice*, Black Academic & Professional, London 1997.

Mayne P., Peuchen J., Unit weight trends with cone resistance in soft to firm clays, Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4, [ed.:] Coutinho & Mayne, Taylor & Francis Group, London 2013.

Mayne P., *Cone Penetration Testing,* A Synthesis of Highway Practice, NCHRP Synthesis 368, Transportation Research Board, Washington 2007.

Mayne P., *Interpretation of geotechnical parameters from seismic piezocone tests*, 3rd International Symposium on Cone Penetration Testing, ISSMGE Technical Committee TC 102, [ed:] P.K. Robertson and K.I. Cabal, Las Vegas 2014.

Mayne P., Peuchen J., Bouwmeester D., *Soil unit weight estimation from CPTs, 2rd International Symposium on Cone Penetration Testing*, Vol.2, Omnipress, California 2010.

Mayne P., Rix G., *Correlations between shear wave velocity and cone tip resistance in natural clays*, Soils & Foundations, Vol. 35, No. 2,1995.

PKN-CEN ISO/TS 17892-2: Badania geotechniczne. Badania laboratoryjne gruntów. Cz.2: Oznaczanie gęstości gruntów drobnoziarnistych.

PN-B-02480: 1986. Grunty budowlane. Określenia, symbole, podział i opis gruntu.

PN-B-04481: 1988. Grunty budowlane. Badania próbek gruntu.

PN-EN ISO 14688-1. Badania geotechniczne. Oznaczanie i klasyfikowanie gruntów. Cz.1, Oznaczanie i opis.

Robertson P., Campanella R., Gillespie D., Greig J., Use of piezometer cone data, Proceeding of the ASCE Specialty Conference In Situ ’86: Use of In Situ Test in Geotechnical Engineering, Blacksburg 1986, pp.1263-1280.

Robertson P., Cabal K., Estimating soil unit weight from CPT, 2rd International Symposium on Cone Penetration Testing, Vol.2, Huntington Beach, California 2010.

Sikora Z., *Sondowanie statyczne, Metody i zastosowanie w geoinżynierii*, Wydawnictwa Naukowo Techniczne, Warszawa 2006.

Skempton A., Petey D., *Ignition loss and other properties of peat and clays from Avonmouth King's Lynn and Cranbery Moss*, Geotechniqe no 20, 1970.

Straż G., *Identyfikacja lokalnych gruntów organicznych na podstawie wyników badań sonda CPT*, Budownictwo I Architektura Vol.13, nr 2, Wydawnictwo Uczelniane Politechniki Lubelskiej, Krynica 2014.

Straż G., *O niektórych problemach związanych z określaniem parametrów geotechnicznych rzeszowskich gruntów organicznych*, [in:] *Badania i analizy wybranych zagadnień z budownictwa,* [ed.:] J. Bzówka, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2011, pp.143-150.

Straż G., *Parametry wytrzymałościowe rzeszowskich namułów i torfów*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2011.

Tschuschke W., *Sondowania statyczne w odpadach poflotacyjnych*, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2006.

Część II.
Efektywność materiałów budowlanych

WPŁYW RODZAJU ZAPRAW TYNKARSKICH NA ICH PRZYCZEPNOŚĆ DO PODŁOŻA

dr inż. Mohamed Ahmad
Państwowa Wyższa Szkoła Zawodowa w Kaliszu
Katedra Budownictwa

Wprowadzenie

Zaprawa tynkarska jest to mieszanina spoiw organicznych, kruszyw oraz wody, niezbędnej do procesu wiązania i twardnienia, a także specjalnych domieszek i różnego rodzaju dodatków uplastyczniających i poprawiających przyczepność, stosowanych do tynków wewnętrznych oraz zewnętrznych[1]. Od zapraw murarskich różnią się przede wszystkim sposobem wykonania oraz granulacją użytego piasku. Wymagania i właściwości dotyczące zapraw tynkarskich (stwardniałych i świeżych) podane są w normie[2]. Właściwości zapraw tynkarskich przede wszystkim zależą od rodzaju, typu lub odmian zastosowanych spoiw oraz ich różnych proporcji. Poprzez dobranie pewnych kruszyw, domieszek bądź dodatków możliwe jest osiągnięcie specjalnych właściwości zaprawy. Jej przyczepność do podłoża należy do najważniejszych właściwości stwardniałych zapraw. Przyczepność ta zależy od różnych czynników, a przede wszystkim od samej zaprawy oraz od podłoża[3]. Od przyczepności zaprawy tynkarskiej do podłoża zależy trwałość układu mur-tynk. Wapno w zaprawie tynkarskiej ma najmniejsze cząstki (70% ma wymiary poniżej 10 μm), co powoduje tworzenie się warstwy czepnej na poziomie niewielkich porów powierzchni elementów ściennych. Również tekstura podłoża i jego chłonność mają istotny wpływ na ukształtowanie się przyczepności zaprawy. Szorstkie podłoża ułatwiają zaprawie tynkarskiej przyczepienie się, czego nie można stwierdzić w przypadku podłoża bardzo gładkiego. Podłoża powinny być również wolne od zanieczyszczeń pyłowych. Należy pamiętać, że do zapraw tynkarskich często dodawane są domieszki chemiczne, które popra-

[1] B. Stefańczyk (red.), *Budownictwo ogólne***,** Tom 1, *Materiały i wyroby budowlane*, Arkady, Warszawa 2007.
[2] *PN-EN 998-1:2004* Wymagania dotyczące zapraw do murów – Część 2: Zaprawa tynkarska.
[3] S. Gąsiorowski S., *Gdy zaprawa murarska traci przyczepność,* Materiały Budowlane, tom 4, 2006, s. 47-79.

wiają ich plastyczność, ale w znacznym stopniu obniżają ich przyczepność do podłoża.

Charakterystyka materiałów użytych w badaniach laboratoryjnych

Materiały stanowiące podłoże

W badaniach laboratoryjnych stosowano materiały ceramiczne, z betonu komórkowego oraz z żużlobetonu. Materiały te różnią się od siebie zarówno składem, jak i metodą produkcji. Inna jest przede wszystkim struktura oraz tekstura powierzchni, co ma znaczny wpływ na przyczepność zapraw tynkarskich do nawierzchni tych materiałów. Na rysunkach 1–3 przedstawione są materiały ceramiczne, z betonu komórkowego oraz z żużlobetonu stosowane w badaniach laboratoryjnych.

a) b)

Rys. 1. Materiały ceramiczne:
a) Pustak stropowy Protherm 19/62,5, b) Eder cegła ceramiczna Protherm 7,5 P + W

a) b)

Rys. 2. Materiały z betonu komórkowego:
a) Bloczek YTONG 11,5, b) Pustak Xella YTONG 30 P + W klasa 400

Rys. 3. Materiały z żużlobetonu – Pustak żużlobetonowy Alfa 1/1

Zaprawy budowlane

Zaprawa tynkarska ATLAS

Zaprawa tynkarska Atlas produkowana jest w postaci suchej mieszanki najwyższej jakości spoiwa cementowego, wypełniaczy kwarcowych i dodatków uszlachetniających. Najważniejszymi właściwościami zaprawy tynkarskiej Atlas są: wysoka plastyczność, możliwość tynkowania ręcznego lub maszynowego, wysoka wytrzymałość CS II (wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach przechowywania wynosi 1,5–5,0 N/mm^2), możliwość tynkowania ścian i sufitów. Główne parametry zaprawy podane są w tabeli 1.

Tabela 1. Główne parametry zaprawy tynkarskiej Atlas

Lp.	Nazwa parametru	Wartość
1	grubość warstwy	6–30 mm
2	zużycie	25 kg/ 1,3–1,4 m^2/ 1 cm
3	czas dojrzewania	około 5 minut
4	proporcje mieszania wody	3,25–4,0 l / 25 kg
5	temp. w trakcie prac	+5–30°C

Źródło: Karta techniczna.

Zaprawa tynkarska Atlas stosowana jest do różnych rodzajów podłoża, takich jak sufity i ściany z cegieł, bloczków, pustaków i innych tego typu materiałów ceramicznych bądź silikatowych; powierzchnie z betonu, gazobetonu, płyt wiórowo-cementowych, tynku cementowego i cementowo-wapiennego. Podłoże musi być równe, suche, stabilne i nośne, to znaczy odpowiednio mocne, wyczyszczone z warstw, które mogą osłabić przyczepność zaprawy, przede wszystkim z kurzu, wapna, wosku, olejów, bru-

du, tłuszczów, resztek środków antyadhezyjnych i farb. Bardzo słabo powiązane fragmenty powierzchni powinny zostać odkute, zaś elementy luźne usunięte szczotką stalową, aby uzyskać wygładzoną powierzchnię. Podłoża gipsowe trzeba przed tynkowaniem zarysować ostrym dłutem w gęstą, skośną siatkę. Krawędzie styku płyt wiórowo-cementowych należy przed tynkowaniem umocnić pasami z nierdzewnej siatki metalowej. Krawędzie przy otworach okiennych i drzwiowych oraz narożniki powinny być zabezpieczone przez osadzenie ocynkowanych profili stalowych. Produkt z worka trzeba wsypać do naczynia z odpowiednią ilością wody i wymieszać wiertarką z mieszadłem (lub w betoniarce), aż do otrzymania jednolitej konsystencji.

Zaprawa tynkarska ZA2

Przygotowana fabrycznie sucha mieszanka, przeznaczona do wykonywania tradycyjnych zapraw tynkarskich na zewnątrz i wewnątrz budynków. Nadaje się do wykonywania tynków jedno- i wielowarstwowych. Podłożami mogą być ściany i stropy betonowe wykonane z elementów ceramicznych, wapienno-piaskowych, betonowych, z elementów z betonów lekkich, a także desek drewnianych oraz płyt wiórowo-cementowych (po zastosowaniu mat trzcinowych lub siatek stalowych). Po rozrobieniu z wodą tworzy jednorodną masę tynkarską o bardzo dobrej urabialności i przyczepności do podłoża. Po stwardnieniu jest wodo- i mrozoodporna. Do najważniejszych właściwości zaprawy tynkarskiej ZA2 należą: bardzo dobra urabialność, wodo- i mrozoodporność, uniwersalność, wysoka wytrzymałość CS II, możliwość tynkowania ścian i stropów. Główne parametry zaprawy podane są w tabeli 2.

Tabela 2. Główne parametry zaprawy tynkarskiej ZA2

Lp.	Nazwa parametru	Wartość
1	grubość warstwy	8–30 mm
2	zużycie	1,84 kg/m^2 na 1 mm
3	czas dojrzewania	około 5 minut
4	proporcje mieszania wody	około 4 l/25 kg
5	temp. w trakcie prac	+5–30°C

Źródło: Karta techniczna.

Podłoża pod tynki powinny być trwałe, sztywne, suche, a także równe, aby ustrzec się miejsc zbędnego pogrubienia tynku. Tynkowane powierzchnie powinny być wolne od brudu, kurzu, tłuszczów, środków antyadhezyjnych, sadzy, farb i smarów. Gładkie podłoża z monolitycznych betonów kruszywowych należy naciąć ostrymi dłutami ręcznymi lub pneumatycznymi, oczyścić z brudu, kurzu i innych zanieczyszczeń oraz zmyć wodą. Po optymalnym przygotowaniu podłoża, przed przystąpieniem do tynkowania, trzeba wyznaczyć lico tynku. Bardzo suche podłoża należy krótko przed tynkowaniem zmoczyć wodą. Suchą mieszankę trzeba zarobić z około 4 l czystej wody, mieszając ją ręcznie lub mechanicznie przy użyciu mieszarki do zapraw (lub betoniarki). Czas mieszania mechanicznego powinien wynosić do 3 minut. Po wymieszaniu zaprawy należy sprawdzić, czy jej konsystencja jest jednolita. Jeżeli konsystencja nie jest optymalna, należy ją skorygować dodaniem odpowiedniej ilości wody.

Zaprawa tynkarska IZOLBET

Najważniejszymi właściwościami zaprawy tynkarskiej Izolbet są: wysoka urabialność, uniwersalność, mrozoodporność, wysoka wytrzymałość CS II, możliwość tynkowania ścian i sufitów. Główne parametry zaprawy podane są w tabeli 3.

Tabela 3. Główne parametry zaprawy tynkarskiej Izolbet

Lp.	Nazwa parametru	Wartość
1	grubość warstwy	8–25 mm
2	zużycie	25 kg / 1,0 m^2 /15 mm
3	czas dojrzewania	około 4–5 minut
4	proporcje mieszania wody	około 4,5–5,0 l/25 kg
5	temp. w trakcie prac	+5–30°C

Źródło: Karta techniczna.

Zaprawa tynkarska Izolbet przeznaczona jest do wykonywania i naprawy tradycyjnych tynków zarówno wewnętrznych, jak i zewnętrznych. Cechuje się wszechstronnym zastosowaniem. Jest idealna do wykonywania przecierek na tynkach istniejących oraz wyrównywania powierzchni warstwą grubości 8–25 mm. Zaprawę tynkarską należy nakładać wyłącznie na powierzchnie oczyszczone z kurzu, resztek farb, brudu, pyłu, wapna, tłusz-

czu itp. W razie naocznych uszkodzeń powierzchni zalecane jest jej skucie i uzupełnienie. Podłoża chłonne powinno się przed użyciem zaprawy zagruntować emulsją gruntującą Izolbet EG lub tylko zwilżyć wodą. Zaprawę przygotowuje się poprzez wymieszanie materiału z wodą za pomocą wiertarki aż do otrzymania jednorodnej masy. Ilość dodawanej wody należy dobierać za każdym razem inaczej – w zależności od żądanej konsystencji zaprawy, rodzaju podłoża (zależy od chłonności), wilgotności oraz temperatury otoczenia. Przeważnie jest to mniej więcej 4,5–5,0 l wody na 25 kg suchej masy. Zaprawa nadaje się do użycia bezpośrednio po wymieszaniu i utrzymuje właściwości użytkowe maksymalnie do 3 godzin. Warstwa zaprawy powinna cechować się równomierną grubością, nie mniejszą niż 8 mm i nieprzekraczającą 25 mm. Prace należy wykonywać przy temperaturze podłoża od +5–25°C. Należy chronić zaprawę przed nadmiernym wysychaniem.

Zaprawa murarsko-tynkarska DUODUR

Fabrycznie przygotowana, uniwersalna, cementowo-wapienna zaprawa murarsko-tynkarska, do użytku ręcznego, do wewnątrz i na zewnątrz, wodo- i mrozoodporna. W skład zaprawy wchodzi wapno hydratyzowane, cement, piaski i dodatki. Do najważniejszych właściwości zaprawy murarsko-tynkarskiej DuoDur należą: wysoka plastyczność, możliwość tynkowania ręcznego lub maszynowego, wysoka wytrzymałość CS III (wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach przechowywania wynosi 3,5–7,5 N/mm^2), możliwość tynkowania i murowania, wodo- i mrozoodporność. Główne parametry zaprawy podane są w tabeli 4.

Tabela 4. Główne parametry zaprawy murarsko-tynkarskiej DuoDur

Lp.	Nazwa parametru	Wartość
1	grubość warstwy	6–30 mm
2	zużycie	25 kg / 1,3–1,4 m^2 /1 cm
3	czas dojrzewania	około 5 minut
4	proporcje mieszania wody	3,25–4,0 l/ kg
5	temp. w trakcie prac	+5–30°C

Źródło: Karta techniczna.

Murarsko-tynkarska zaprawa w postaci fabrycznie przygotowanej suchej mieszanki, o bardzo dobrych właściwościach roboczych, przeznaczona jest do wykonywania robót murarskich i tynkarskich zarówno wewnątrz budynków, jak i na zewnątrz. Służy m.in. do wznoszenia murów z cegieł i pustaków: ceramicznych, betonowych, keramzytowych, silikatowych oraz z betonu komórkowego. Nadaje się do wykonywania tradycyjnych zapraw tynkarskich, wypełniania szczelin, ubytków i wyrównywania podłoży, z powodzeniem zastępując zaprawy tradycyjnie przygotowywane na budowie. Przyspiesza i ułatwia wykonywanie prac. Podłoże musi być niezmrożone, trwałe, nośne, suche, wolne od wykwitów, zanieczyszczeń osłabiających wiązanie (tłuszcz, pył, kurz, niezwiązane resztki farb i zapraw itp.), wystarczająco szorstkie i równomiernie nasiąkliwe. Zaprawa DuoDur może być zarabiana ręcznie, za pomocą mieszarki wolnoobrotowej, przepływowej lub betoniarki.

Klej Epidian 5

Jest to czysta żywica epoksydowa (średnia masa cząsteczkowa wynosi ≤ 700), produkt reakcji bisfenolu A z epichlorohydryną. Epidian 5 w postaci nieutwardzonej jest tworzywem plastycznym, zaś jego lepkość obniża się równocześnie z podwyższeniem temperatury. Żywice epoksydowe cechują się idealną przyczepnością (do niemal wszystkich tworzyw, przede wszystkim do metali), dobrymi własnościami mechanicznymi i elektrycznymi, a także odpornością na działanie czynników atmosferycznych i chemicznych. W tabeli 5 przedstawione są właściwości kleju Epidian 5.

Tabela 5. Właściwości kleju Epidian 5

Lp.	Właściwość	Opis właściwości
1	postać	jasnożołota
2	gęstość w temp. 20□C	1,18–1,19 kg/dm^3
3	lepkość w temp. 25□C	20000–30000 mPas
4	rozpuszczalność w wodzie	nie rozpuszcza się
5	rozpuszczalność w innych rozpuszczalnikach	**w ketonach (np. acetonie i cykloheksanie), estrach (np. octan etylu, octan butylu) alkoholach i węglowodorach aromatycznych (np. toluenie i ksylenie)**

Źródło: http://sklep.optionall.pl/static/attachment/25/2/zywica-epoksydowa-epidian-5-karta-techniczna.pdf.

Żywica epoksydowa Epidian 5 jest idealnym tworzywem o bardzo rozległych możliwościach zastosowania, między innymi do:

- Wykonywania laminatów z zastosowaniem mat z włókna szklanego lub tkanin z włókna szklanego – kadłuby łodzi, wyprawki i naprawy jachtów, deski windsurfingowe, obudowy, wzmocnienia itp.;
- Wykonywania klejów utwardzanych na ciepło i zimno, które są przeznaczone do łączenia szkła, ceramiki, metali i tworzyw termoutwardzalnych oraz uzupełniania ubytków, np. w posadzkach;
- Wykonywania kitów i szpachli chemoutwardzalnych;
- Wykonywania odlewów (także w elektrotechnice) i zalew zabezpieczających różne elementy elektrotechniczne, np. transformatory, cewki;
- Wykonywania farb i lakierów o bardzo szerokiej gamie zastosowań.

Żywica Epidian 5 w postaci nieutwardzonej jest lepką cieczą. Jej utwardzenie następuje w wyniku reakcji chemicznej z odpowiednio dobranym utwardzaczem. Wybierając typ utwardzacza można zmieniać własności utwardzonego tworzywa. Do utwardzenia żywicy Epidian 5 stosowano utwardzacz Z-1, z którym tworzy kompozycje twarde, o bardzo dobrej wytrzymałości na ściskanie i na zginanie. Ilość potrzebna do utwardzenia kompozycji: 10–12 części wagowych utwardzacza Z-1 do 100 części wagowych kleju Epidian 5. Czas żelowania utwardzacza Z-1 w zależności od temperatury wynosi 12–35 minut. Czas utwardzania wynosi około doby (stopień utwardzenia to 80–90%).

Metodyka badań

Zgodnie z normą[4] przyczepność do podłoża określa się na podstawie maksymalnego naprężenia rozciągającego, które jest wywołane przez obciążenie odrywające przyłożone prostopadle do powierzchni zaprawy na obrzutkę lub do tynkowania na podłoże. Obciążenie przykłada się za pomocą płytki odrywającej, która jest przyklejana do powierzchni licowej badanej zaprawy. Przyczepność jest wykazywana ilorazem obciążenia niszczącego i powierzchni badawczej próbki. Na końcowy wynik odrywania próbki w dużym stopniu mają wpływ: rodzaj zaprawy, dopasowanie urządzenia do powierzchni i rozmiaru kruszywa, a także staranność wykonania bada-

[4] PN-EN 1015-12:2002 Metody badań zapraw do murów – Część 12: Określenie przyczepności do podłoża stwardniałych zapraw na obrzutkę i do tynkowania.

nia[5]. Przedmiotem badań były wybrane zaprawy tynkarskie Atlas, ZA2, Izolbet oraz DuoDur. Zaprawy nanoszono ręcznie na uprzednio przygotowane podłoża. Grubość warstwy zaprawy wynosiła 10±1 mm wg normy[6]. Badanie przyczepności zaprawy wykonano metodą „*Pull-off test*" przy pomocy urządzenia Tester Pull-Off – W6 według normy. Wykonanie zapraw polegało na odważeniu odpowiedniej ilości sproszkowanego produktu z dokładnością do 1 grama, a następnie dodaniu wody w odpowiedniej ilości, tak aby zapewnić optymalnie jednakową konsystencję. Do każdej zaprawy indywidualnie dobrano odpowiednią ilość wody, gdyż każda z nich ma inne właściwości i parametry. Podłoże oczyszczono z brudu, kurzu, pyłu, wapna, tłuszczu, olejów, innych zanieczyszczeń oraz źle przylegających fragmentów, które mogłyby zmniejszyć przyczepność zaprawy. Zaprawę tynkarską Atlas nałożoną na pięciu podłożach ilustruje rysunek 4.

Rys. 4. Zaprawa tynkarska Atlas nałożona na różnych podłożach
Źródło: materiały prywatne.

Po upływie 24 godzin przygotowane próbki oznaczono i przechowywano w temperaturze 20±2°C i wilgotności względnej 60±5%. Badanie przy-

[5] D. Małaszkiewicz, A. Jurguć, *Wpływ rodzaju cementu i warunków dojrzewania na przyczepność zapraw do podłoża betonowego,* „Budownictwo i Inżynieria Środowiska" 2011, nr 2.
[6] Ibidem.

czepności zapraw do podłoża zostało wykonane po 28 dniach przechowywania w takich warunkach. Kolejnym etapem było przyklejenie stalowych płytek za pomocą kleju Epidian 5, czyli żywicy epoksydowej rozrobionej w odpowiednim stosunku z utwardzaczem Z-1. Po stwardnieniu kleju wykonano ręcznie rylcem nacięcie na całej grubości warstwy wokół płytek. Rysunek 5 przedstawia urządzenie przed pomiarem, natomiast połączenie stalowej płytki z cięgnem przyrządu widać na rysunku 6.

Rys. 5. Ustawienie urządzenia do pomiaru Pull-Off –W6 nad płytką i zerowanie licznika
Źródło: materiały prywatne.

Rys. 6. Połączenie stalowej płytki z cięgnem przyrządu Tester

Źródło: materiały prywatne.

Stalowe próbki połączono tak z metalowym cięgnem urządzenia, aby obciążenie odrywające było prostopadłe do powierzchni badawczej. Oś wzdłuż cięgna pokrywała się ze środkiem płytki.

Wyniki badań przyczepności stwardniałych zapraw do podłoża

Zgodnie z normą[7] rozróżnia się trzy modele rozerwania:

A. Pęknięcie adhezyjne – pęknięcie na styku zaprawy tynkarskiej z podłożem, przyczepność jest wówczas równa wynikowi badania;
B. Pęknięcie kohezyjne – pęknięcie w samej zaprawie tynkarskiej, przyczepność jest wówczas większa niż wynik badania;
C. Pęknięcie kohezyjne – pęknięcie w materiale podłoża, przyczepność jest wówczas większa niż wynik badania.

W przypadku, gdy nie występują zniszczenia na styku zaprawa-podłoże, wynik uznaje się jako dolne wartości graniczne. Wartości te należy przyjąć do obliczenia wartości średniej przyczepności.
Dominującym modelem rozerwania badanych próbek był model B, gdzie przyczepność jest większa niż wynik badania.

Analiza wyników badań przyczepności zapraw tynkarskich Atlas, ZA2, Izolbet, DuoDur do różnego rodzaju podłoża

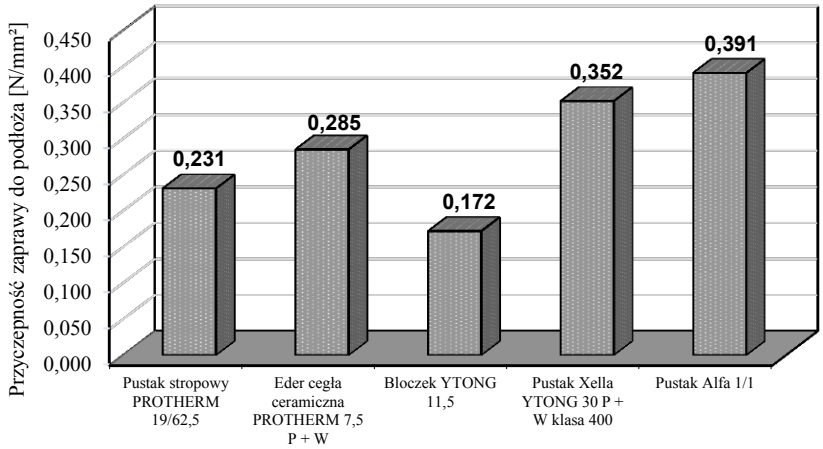
W tabelach 6–9 podane są wyniki poszczególnych wartości przyczepności dla 5 próbek zapraw tynkarskich oraz średniej z ich wartości przyczepności. Na rysunkach 7–10 graficznie zilustrowane są średnie wartości przyczepności omawianych zapraw tynkarskich do podłoża.

Tabela 6. Zależność przyczepności zaprawy tynkarskiej Atlas od różnego rodzaju podłoża

Lp.	Podłoże	Przyczepność [N/mm²]					
		Próbka					Średnia
		1	2	3	4	5	
1	Pustak stropowy Protherm 19/62,5	0,221	0,236	0,224	0,231	0,240	0,231
2	Eder cegła ceramiczna Protherm 7,5 P + W	0,278	0,284	0,286	0,287	0,290	0,285
3	Bloczek YTONG 11,5	0,166	0,177	0,169	0,174	0,175	0,172
4	Pustak Xella YTONG 30 P + W klasa 400	0,354	0,344	0,350	0,355	0,359	0,352
5	Pustak Alfa 1/1	0,388	0,386	0,392	0,394	0,396	0,391

Źródło: Badania własne.

[7] PN-EN 1015-12:2002 Metody badań zapraw do murów – Część 12: Określenie przyczepności do podłoża stwardniałych zapraw na obrzutkę i do tynkowania.

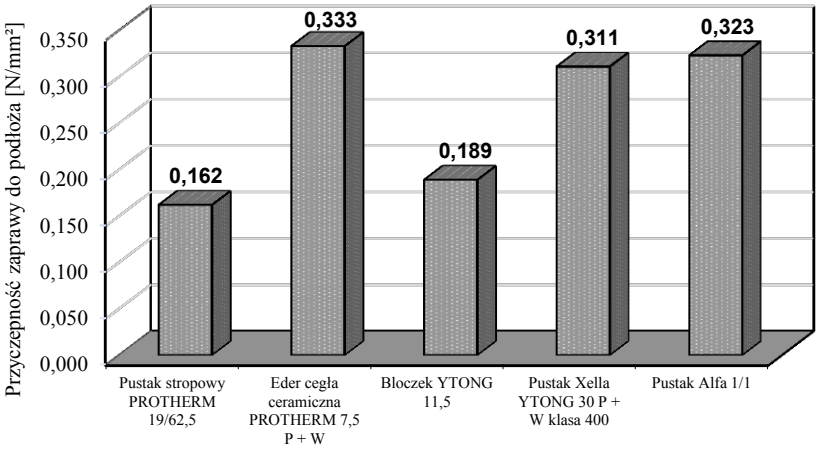


Rys. 7. Zależność przyczepności zaprawy tynkarskiej Atlas od rodzaju podłoża

Tabela 7. Zależność przyczepności zaprawy tynkarskiej ZA2 od różnego rodzaju podłoża

Lp.	Podłoże	Przyczepność [N/mm²]					
		Próbka					Średnia
		1	2	3	4	5	
1	Pustak stropowy Protherm 19/62,5	0,158	0,163	0,163	0,161	0,166	0,162
2	Eder cegła ceramiczna Protherm 7,5 P + W	0,327	0,336	0,330	0,333	0,337	0,333
3	Bloczek YTONG 11,5	0,186	0,192	0,190	0,191	0,184	0,189
4	Pustak Xella YTONG 30 P + W klasa 400	0,300	0,320	0,306	0,316	0,312	0,311
5	Pustak Alfa 1/1	0,322	0,327	0,322	0,324	0,321	0,323

Źródło: Badania własne.

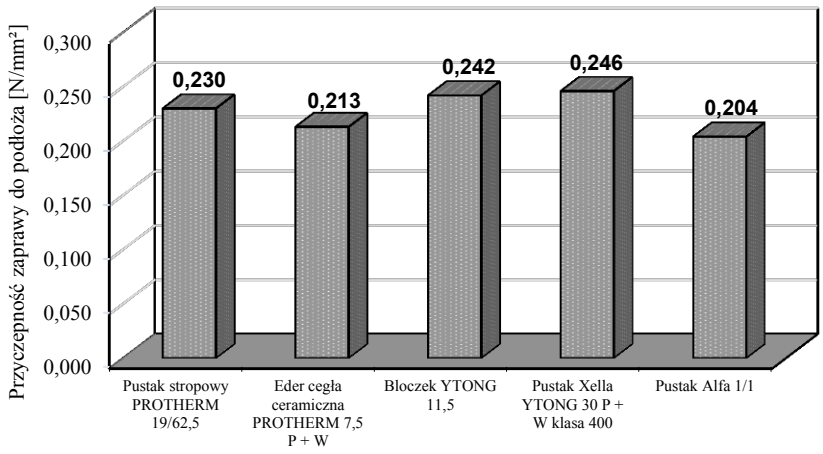


Rys. 8. Zależność przyczepności zaprawy tynkarskiej ZA2 od rodzaju podłoża

Tabela 8. Zależność przyczepności zaprawy tynkarskiej Izolbet od różnego rodzaju podłoża

Lp.	Podłoże	Przyczepność [N/mm²]					
		Próbka					Średnia
		1	2	3	4	5	
1	Pustak stropowy Protherm 19/62,5	0,223	0,230	0,230	0,232	0,232	0,230
2	Eder cegła ceramiczna Protherm 7,5 P + W	0,214	0,212	0,213	0,214	0,212	0,213
3	Bloczek YTONG 11,5	0,239	0,245	0,241	0,244	0,243	0,242
4	Pustak Xella YTONG 30 P + W klasa 400	0,247	0,242	0,245	0,246	0,248	0,246
5	Pustak Alfa 1/1	0,206	0,204	0,202	0,201	0,208	0,204

Źródło: Badania własne.

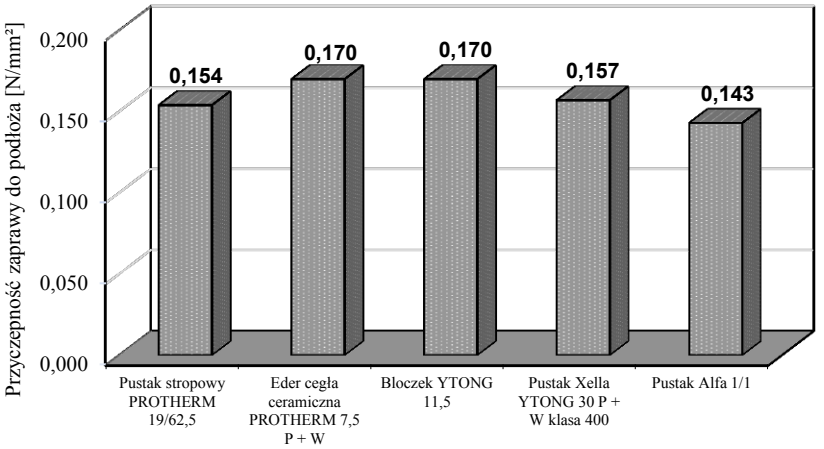


Rys. 9. Zależność przyczepności zaprawy tynkarskiej Izolbet od rodzaju podłoża

Tabela 9. Zależność przyczepności zaprawy murarsko-tynkarskiej DuoDur od róznego rodzaju podłoża

Lp.	Podłoże	Przyczepność [N/mm²]					
		Próbka					Średnia
		1	2	3	4	5	
1	Pustak stropowy Protherm 19/62,5	0,155	0,152	0,154	0,155	0,157	0,154
2	Eder cegła ceramiczna Protherm 7,5 P + W	0,163	0,172	0,171	0,172	0,174	0,170
3	Bloczek YTONG 11,5	0,167	0,166	0,172	0,171	0,172	0,170
4	Pustak Xella YTONG 30 P + W klasa 400	0,152	0,160	0,159	0,158	0,157	0,157
5	Pustak Alfa 1/1	0,143	0,146	0,143	0,144	0,141	0,143

Źródło: Badania własne.



Rys. 10. Zależność przyczepności zaprawy murarsko-tynkarskiej Duodur od rodzaju podłoża

Z otrzymanych wyników badań laboratoryjnych można wysnuć wniosek, że największą przyczepność do podłoża wykazała zaprawa tynkarska Atlas – wynosiła ona 0,391 N/mm^2 na podłożu z żużlobetonu (pustaka Alfa 1/1) oraz 0,352 N/mm^2 na podłożu z betonu komórkowego (pustaka Xella Ytong 30 P + W klasa 400). Najniższą przyczepność do podłoża wykazała zaprawa murarsko-tynkarska DuoDur na podłożu z żużlobetonu (pustaka Alfa 1/1) i wynosiła 0,143 N/mm^2. Zaprawa tynkarska Atlas wykazała przyczepność o 273,43% większą od przyczepności zaprawy murarsko-tynkarskiej DuoDur na tym samym podłożu. Różnica pomiędzy największą przyczepnością do podłoża i najmniejszą wynosi 0,248 N/mm^2.

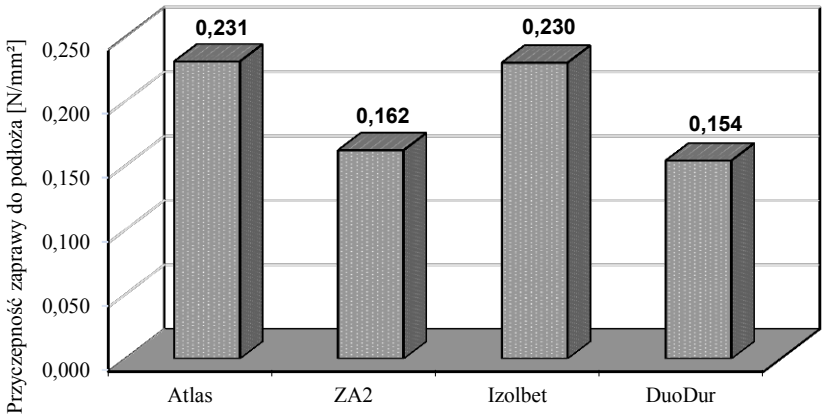
Analiza zależności przyczepności do podłoża od rodzaju zapraw tynkarskich Atlas, ZA2, Izolbet, DuoDur

W tabelach 10–14 podane są wyniki poszczególnych wartości przyczepności dla 5 próbek zapraw tynkarskich oraz średniej z ich wartości przyczepności. Na rysunkach 11–15 zostały graficznie zilustrowane średnie wartości przyczepności omawianych zapraw tynkarskich do podłoża.

Tabela 10. Zależność przyczepności do podłoża – Pustaka stropowego Protherm 19/62,5 od rodzaju zapraw tynkarskich

Lp.	Zaprawa tynkarska	Przyczepność [N/mm²]					
		Próbka					Średnia
		1	2	3	4	5	
1	Atlas	0,221	0,236	0,224	0,231	0,240	0,231
2	ZA2	0,158	0,163	0,163	0,161	0,166	0,162
3	Izolbet	0,223	0,230	0,230	0,232	0,232	0,230
4	DuoDur	0,155	0,152	0,154	0,155	0,157	0,154

Źródło: Badania własne.

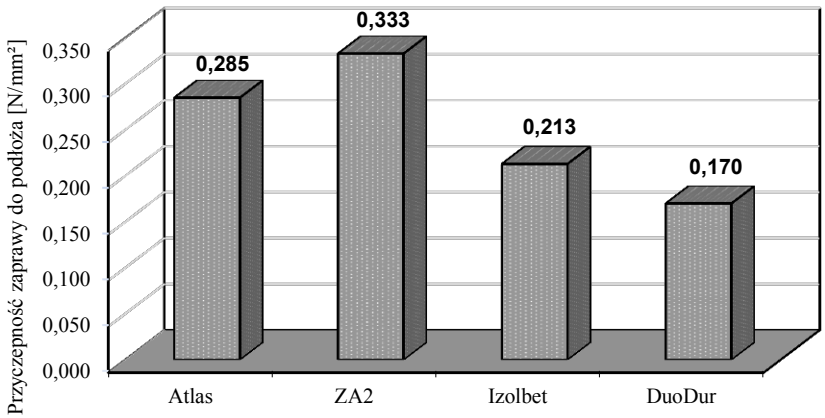


Rys. 11. Zależność przyczepności do podłoża - Pustaka stropowego Protherm 19/62,5

Tabela 11. Zależność przyczepności do podłoża – Eder cegła ceramiczna Protherm 7,5 P + W od rodzaju zapraw tynkarskich

Lp.	Zaprawa tynkarska	Przyczepność [N/mm²]					
		Próbka					Średnia
		1	2	3	4	5	
1	Atlas	0,278	0,284	0,286	0,287	0,290	0,285
2	ZA2	0,327	0,336	0,330	0,333	0,337	0,333
3	Izolbet	0,214	0,212	0,213	0,214	0,212	0,213
4	DuoDur	0,163	0,172	0,171	0,172	0,174	0,170

Źródło: Badania własne.

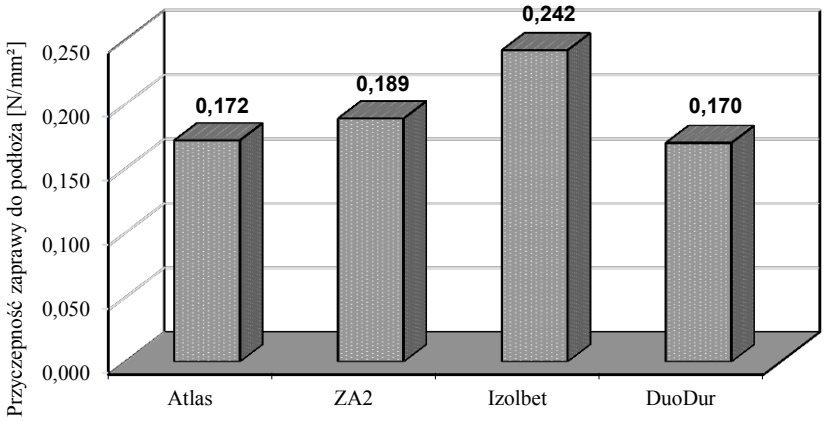


Rys. 12. Zależność przyczepności do podłoża - Eder cegła ceramiczna Protherm 7,5 P + W

Tabela 12. Zależność przyczepności do podłoża– Bloczka YTONG 11,5 od rodzaju zapraw tynkarskich

Lp.	Zaprawa tynkarska	Przyczepność [N/mm²]					
		Próbka					Średnia
		1	2	3	4	5	
1	Atlas	0,166	0,177	0,169	0,174	0,175	0,172
2	ZA2	0,186	0,192	0,190	0,191	0,184	0,189
3	Izolbet	0,239	0,245	0,241	0,244	0,243	0,242
4	DuoDur	0,167	0,166	0,172	0,171	0,172	0,170

Źródło: Badania własne.

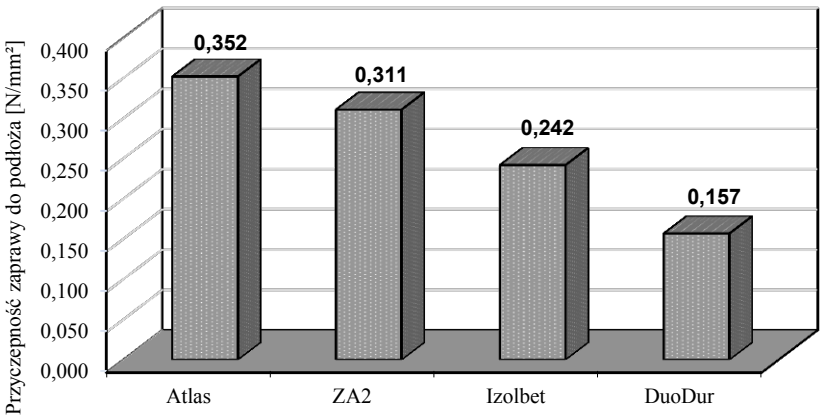


Rys. 13. Zależność przyczepności do podłoża - Bloczka YTONG 11,5

Tabela 13. Zależność przyczepności do podłoża – Pustaka Xella YTONG 30 P + W klasa 400 od rodzaju zapraw tynkarskich

Lp.	Zaprawa tynkarska	Przyczepność [N/mm²]					
		Próbka					Średnia
		1	2	3	4	5	
1	Atlas	0,354	0,344	0,350	0,355	0,359	0,352
2	ZA2	0,300	0,320	0,306	0,316	0,312	0,311
3	Izolbet	0,247	0,242	0,245	0,246	0,248	0,246
4	DuoDur	0,152	0,160	0,159	0,158	0,157	0,157

Źródło: Badania własne.

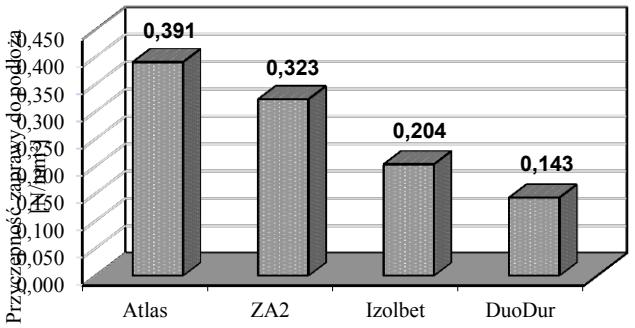


Rys. 14. Zależność przyczepności do podłoża - Pustaka Xella YTONG 30 P + W klasa 400

Tabela 14. Zależność przyczepności do położa – PustakaAlfa 1/1 od rodzaju zapraw tynkaskich

Lp.	Zaprawa tynkarska	Przyczepność [N/mm²]					
		Próbka					Średnia
		1	2	3	4	5	
1	Atlas	0,388	0,386	0,392	0,394	0,396	0,391
2	ZA2	0,322	0,327	0,322	0,324	0,321	0,323
3	Izolbet	0,206	0,204	0,202	0,201	0,208	0,204
4	DuoDur	0,143	0,146	0,143	0,144	0,141	0,143

Źródło: Badania własne.



Rys. 15. Zależność przyczepności do podłoża - Pustaka Alfa 1/1

Z analizy wpływu podłoża na przyczepność zapraw tynkarskich wynika, że:

- W przypadku zaprawy tynkarskiej Atlas największą przyczepność wykazało podłoże z żużlobetonu (pustak Alfa 1/1), tj. 0,391 N/mm^2, a najmniejszą podłoże z betonu komórkowego – bloczek Ytong 11,5, tj. 0,172 N/mm^2.
- W przypadku zaprawy tynkarskiej ZA2 największą przyczepność wykazało podłoże ceramiczne (cegła Eder protherm 7,5 P + W), tj. 0,333 N/mm^2, a najmniejszą podłoże z betonu komórkowego – pustak stropowy protherm 19/62,5, tj. 0,162 N/mm^2.
- W przypadku zaprawy tynkarskiej Izolbet największą przyczepność wykazało podłoże z betonu komórkowego (pustak Xella Ytong 30 P + W klasa 400), tj. 0,246 N/mm^2, a najmniejszą na podłoże z żużlobetonu – pustak Alfa 1/1, tj. 0,204 N/mm^2.
- W przypadku zaprawy murarsko-tynkarskiej DuoDur największą przyczepność wykazało podłoże ceramiczne (cegła Eder protherm 7,5 P + W) i z betonu komórkowego (bloczek Ytong 11,5, tj. 0,170 N/mm^2), a najmniejszą podłoże żużlobetonowe – pustak Alfa 1/1, tj. 0,143 N/mm^2.

Zaprawa Atlas dobry wyniki przyczepności na wszystkich podłożach zawdzięcza składnikom, które ją tworzą, a przede wszystkim spoiwom cementowym, wypełniaczom kwarcowym i dodatkom uszlachetniającym. Najmniejsze przyczepności do wszystkich podłoży wykazała zaprawa murarsko-tynkarska DuoDur, a słabe wyniki przyczepności spowodowane są obecnością hydratyzowanego wapna w jej składzie. Wapno hydratyzowane, które poprawia urabialność świeżej zaprawy murarsko-tynkarskiej DuoDur, a w konsekwencji i jej przyczepność do podłoża, nie gwarantuje w dostateczności zwiększenia tej przyczepności jak w przypadku wypełniaczy kwarcowych i dodatków uszlachetniających w zaprawie tynkarskiej Atlas.

Podsumowanie

Na podstawie przeprowadzonych badań laboratoryjnych przyczepności wybranych zapraw tynkarskich na różnych podłożach można wnioskować, że istnieją korelacje pomiędzy przyczepnością a zaprawami tynkarskimi i podłożami. Wyniki badań dowodzą, że na wartość przyczepności do podłoża większy wpływ ma zaprawa tynkarska aniżeli podłoże. Jest to widoczne w przypadku zaprawy tynkarskiej Atlas, która wykazała dobre przyczepności niezależnie od materiału podłoża. Tezę tą potwierdzają również

uzyskane wyniki zaprawy murarsko-tynkarskiej DuoDur, która na wszystkich podłożach wykazała najmniejsze przyczepności. Ustalenie dokładniejszych korelacji pomiędzy przyczepnością a składnikami zapraw tynkarskich i materiałem podłoża wymaga dalszych badań laboratoryjnych.

Literatura

Gąsiorowski S., *Gdy zaprawa murarska traci przyczepność,* Materiały Budowlane, tom 4, 2006, s. 47-79.

http://sklep.optionall.pI/static/attachment/25/2/zywica-epoksydowa-epidian-5-karta-techniczna.pdf.

Małaszkiewicz D., Jurguć A., *Wpływ rodzaju cementu i warunków dojrzewania na przyczepność zapraw do podłoża betonowego,* „Budownictwo i Inżynieria Środowiska" 2011, nr 2.

PN-EN 1015-12:2002 Metody badań zapraw do murów – Część 12: Określenie przyczepności do podłoża stwardniałych zapraw na obrzutkę i do tynkowania.

PN-EN 998-1:2004 Wymagania dotyczące zapraw do murów – Część 2: Zaprawa tynkarska

Stefańczyk B. (red.), *Budownictwo ogólne*, Tom 1, *Materiały i wyroby budowlane*, Arkady, Warszawa 2007.

WPŁYW DOMIESZEK CHEMICZNYCH ŻYWIC POLIESTROWYCH I SILIKONOWYCH NA HYDROFOBOWOŚĆ I WODOODPORNOŚĆ TWORZYW GIPSOWYCH

dr inż. Mohamed Ahmad
Państwowa Wyższa Szkoła Zawodowa w Kaliszu
Katedra Budownictwa

Wprowadzenie

Trudności w zaspakajaniu w Polsce potrzeb budownictwa mieszkaniowego może ograniczyć stosowanie spoiw bezcementowych, z których coraz popularniejsze stają się spoiwa gipsowe. Wadą techniczną, charakterystyczną dla tworzyw gipsowych, jest wrażliwość na działanie wody, która w istotny sposób ogranicza zakres możliwości zastosowania w budownictwie[1]. Technologia produkcji tworzyw gipsowych sprzyja powstawaniu porów, z kolei duża porowatość wpływa niekorzystnie na właściwości hydrofobowe – przy minimalnym zawilgoceniu tworzywa gipsowe tracą do 80% swojej wytrzymałości[2]. Oprócz dużej porowatości istnieje jeszcze wiele przyczyn, które powodują utratę wytrzymałości wyrobów gipsowych w stanie zawilgoconym. Dotychczasowe badania nad zwiększeniem wodoodporności tworzyw gipsowych wykazały, że najlepsze wyniki uzyskano po wprowadzeniu do zaczynów gipsowych różnych domieszek chemicznych żywic syntetycznych[3]. W efekcie zastosowania domieszek można zarówno zwiększać płynność zaczynu, jak i poprawiać właściwości wytrzymałościowe tworzyw gipsowych w stanie suchym i pełnego nasycenia wodą. Konieczne jest modyfikowanie niektórych właściwości tworzyw gipsowych, a przede wszystkim zmniejszenie ich nasiąkliwości i znaczne zwięk-

[1] M. Ahmad, *Wpływ dodatków żywic melaminowo-formaldehydowych i innych kombinowanych na wodoodporność tworzyw gipsowych*, Praca doktorska, Kraków 1994.
[2] M. Ahmad, *Wpływ dodatków kombinowanych na wodoodporność tworzyw gipsowych*, Młodzi naukowcy wobec wyzwań współczesnej techniki, III Konferencja Naukowo-Techniczna Doktorantów i Młodych Naukowców, Politechnika Warszawska, 2008.
[3] M. Ahmad, *Badania nad zwiększeniem hydrofobowości i wodoodporności tworzyw gipsowych*, Konferencja Naukowo-Techniczna „Inżynieria Procesów Budowlanych Wisła 2009", Politechnika Śląska, Gliwice 2009.

szenie wodoodporności, przy zachowaniu szeregu cennych zalet, takich jak lekkość, łatwość obróbki, krótki czas twardnienia itp.

Charakterystyka materiału wyjściowego

Do badań laboratoryjnych pobrano gips półwodny (budowlany) z produkcji firmy Dolina Nidy. Produkt ten jest odpowiednim materiałem do prac badawczych ze względu na wysoką jakość wynikającą z technologii produkcji (technologia prażenia), która eliminuje zanieczyszczenia spoiwa w czasie wytwarzania. Przeprowadzono szereg badań mających na celu ocenę jakości gipsu budowlanego produkcji krajowej i określenie jego jednorodności wytrzymałościowej. Badania te wykazały, że gips budowlany jako podstawowy rodzaj spoiwa gipsowego na rynku krajowym w pełni spełnia wymagania określone w przedmiotowych normach[4]. Pobraną próbkę gipsu budowlanego ujednorodniono w mieszarce wolnospadowej. Następnie próbka – w formie rozsypanej na płycie blaszanej warstwy o grubości około 10 cm – ulegała stabilizacji w pomieszczeniu zabezpieczającym przed bezpośrednimi opadami atmosferycznymi. Gips mieszano trzy razy na dobę, aby w całej warstwie zapewnić dostęp pary wodnej. Po siedmiu dniach leżakowania gipsu pobrano próbkę do badań składu fazowego. Nie stwierdzono w niej obecności anhydrytu III, co oznaczało, że gips jest już ustabilizowany i można przeprowadzić dalsze badania zgodnie z założonym wcześniej harmonogramem.

Badania właściwości fizycznych i wytrzymałościowych gipsu budowlanego

Dla celów porównawczych oznaczono następujące cechy materiału wyjściowego: gęstość objętościową w stanie suchym[5], wytrzymałość na zginanie i na ściskanie w stanie suchym i pełnego nasycenia wodą, nasiąkliwość, kapilarne podciąganie wody[6]. Wartości współczynnika rozmiękania przy

[4] PN–B–01302:1992 Gips, anhydryt i wyroby gipsowe. Terminologia; PN–EN 13279–1:2009 Spoiwa gipsowe i tynki gipsowe. Część 1: Definicje i wymagania.
[5] PN-B–04500:1985 Zaprawy budowlane. Badanie cech fizycznych i wytrzymałościowych.
[6] PN–B–04360:1986 Spoiwo gipsowe. Metody badań. Oznaczanie cech fizycznych; PN-B–04500:1985 Zaprawy budowlane. Badanie cech fizycznych i wytrzymałościowych; PN–EN 13279–2:2014–02 Spoiwa gipsowe i tynki gipsowe. Część 2: Metody badań.

zginaniu i ściskaniu gipsu budowlanego przeznaczonego do dalszych badań doświadczalnych określono w oparciu o wyniki badań wytrzymałości na zginanie i ściskanie próbek gipsowych w stanie suchym i pełnego nasycenia wodą[7]. Podczas ustalania zakresu badań kierowano się przede wszystkim możliwością uzyskania informacji dotyczących wpływu wprowadzonych domieszek chemicznych na hydrofobowość i wodoodporność modyfikowanych tworzyw gipsowych. Podstawowymi cechami technicznymi tworzyw gipsowych, które wykazały zdolność i efektywność domieszek chemicznych w uodpornieniu tych tworzyw na działanie wody, uznano: wytrzymałość na ściskanie i zginanie w stanie suchym i pełnego nasycenia wodą, współczynnik rozmiękania, nasiąkliwość oraz kapilarne podciąganie wody. Właściwości spoiw gipsowych stosowanych w badaniach laboratoryjnych (próbki kontrolne) podano w tabeli 1.

Tabela 1. Właściwości spoiw gipsowych stosowanych w badaniach laboratoryjnych

W/S	WYTRZYMAŁOŚĆ				WSPÓŁCZYNNIK ROZMIĘKANIA		NASIĄKLIWOŚĆ
	R_s	R_{sm}	R_z	R_{zm}	K_s	K_z	N_m
	MPa						%
0,60	11,00	2,86	4,20	1,22	0,26	0,29	34
0,55	12,10	3,39	4,80	1,50	0,28	0,31	31
0,50	13,30	4,41	5,30	1,75	0,33	0,33	27

Źródło: Badania własne.

Właściwości domieszek chemicznych stosowanych w badaniach laboratoryjnych

Żywice poliestrowe

Ogólna charakterystyka żywic poliestrowych

Żywice poliestrowe uzyskuje się przez polikondensację kwasów dwukarboksylowych z alkoholami wielowodorotlenowymi. Rozróżnia się dwie

[7] PN-B–04500:1985 Zaprawy budowlane. Badanie cech fizycznych i wytrzymałościowych.

zasadnicze grupy poliestrów: nasycone i nienasycone. W technice budowlanej największe znaczenie mają poliestry nienasycone. Do ich wyrobu stosuje się mieszaninę kwasów nasyconych i nienasyconych oraz glikole w temperaturze 150–200ºC. Nienasycony charakter poliestrów o budowie liniowej umożliwia sieciowanie cząsteczek na drodze kopolimeryzacji. Czynnikami sieciującymi są najczęściej związki nienasycone, np. monostyren (który spełnia równocześnie rolę rozpuszczalnika żywicy; roztwory żywic poliestrowych w monostyrenie są dostępne na rynku), styren i jego pochodne lub estry akrylowe. Odpowiedni dobór materiałów wyjściowych i ich stosunku ilościowego pozwala na uzyskiwanie szerokiego asortymentu żywic o właściwościach dobranych do rozmaitych kierunków zastosowania. Żywice poliestrowe nienasycone należą do grupy tworzyw chemoutwardzalnych[8], ich utwardzanie zachodzi bezciśnieniowo, na gorąco – wobec nadtlenku benzoilu; lub na zimno – przy zastosowaniu jako inicjatora wodoronadtlenku cykloheksanonu łącznie z aktywatorem naftenianem kobaltowym[9]. Żywice poliestrowe nienasycone utwardzone są wodoszczelne i odporne na długotrwałe działanie zimnej wody.

Właściwości żywic poliestrowych stosowanych w badaniach laboratoryjnych

Do modyfikacji właściwości tworzyw gipsowych wybrano żywicę poliestrową Polimal 108. Żywice poliestrowe tego typu po utwardzeniu wykazują dobre cechy wytrzymałościowe i znaczną odporność na działanie zarówno zimnej wody, jak i gorącej. Żywica ta jest roztworem 30–40% styrenu, otrzymywanym w wyniku kondensacji bezwodników kwasowych z glikolami. Jest to żywica konstrukcyjna z nielepiącą powierzchnią, którą stosuje się do wyrobu płyt falistych, kitów, szpachlówek oraz do laminatów poliestrowo-szklanych. Właściwości domieszki żywicy poliestrowej Polimal 108 przedstawiono w tabeli 2.

[8] A. Aignesberger i inni, *Hydrophobierung von Zement – und Gipsomörtel*. Tonimnd – Ztg. 96, 1972, s. 29.

[9] G. Arliguie G., J. Grandet, *Study of cement hydration in the presence of zinc, influenced by the contens of gypsum*, "Cement and Concrete Research", v 20, nr 3, s. 346–354, Francja 1990.

Tabela 2. Właściwości domieszki żywicy poliestrowej Polimal 108

Nazwa oznaczenia		Jednostki	Wartość
Żywice nieutwardzone	Lepkość w temp. 25ºC	mPa s	100–200
	Gęstość w temp. 25º – min.	g/cm^3	1,05
	Czas żelowania w temp. 25ºC wg ISO	minut	15–30
	Zawartość części nielotnych w temp.	%	54±3
Żywice utwardzone	Wytrzymałość na zginanie wg ISO 178	MPa	95
	Wytrzymałość na rozciąganie wg ISO	MPa	40
	Wytrzymałość na ściskanie	MPa	91
	Udarność, min wg ISO 179	KJ/m^2	7,2
	Temperatura ugięcia wg Martensa	ºC	63
	Temperatura ugięcia pod obciążeniem	ºC	68
	Twardość met. wciskania kulki	MPa	139
	Twardość Barcola wg ASTM D 2583	ºB	40

Źródło: Opracowania własne na podstawie Prospekty Zakładów Chemicznych Organika-Sarzyna, Polimal 108.

Żywice silikonowe

Ogólna charakterystyka żywic silikonowych

Żywice silikonowe zyskują coraz szersze zastosowanie jako specjalistyczne tworzywa i materiały pomocnicze w licznych gałęziach gospodarki[10]. Są używane w przemyśle jako dodatki do olejów smarowych, izolatorów elektryczności oraz powłok ochronnych. Służą również jako środki wiążące do termicznie odpornych mas formierskich oraz tkanin szklanych w tworzywach wielowarstwowych, głównie do przerobu lakierów[11]. Niektóre z polimerów silikonowych używane są do efektywnych demonstracji własności hydrofobowych, tzw. kitów odbijających (*bouncing putty*). Żywice silikonowe zawierające grupy reaktywne służą do modyfikowania lakierów alkilowych, epoksydowych i akrylowych dla poprawy odporności na działanie czynników atmosferycznych[12]. Silikony to wielkocząsteczkowe tworzywa krzemoorganiczne zbudowane z atomów krzemu, połączone atomami tlenu i częściowo związane z atomami węgla. Połączenie w jednej cząsteczce polimeru silikonowego elementów organicznych i nieorganicznych nadaje tworzywom cenne właściwości użytkowe, takie jak: szeroki zakres tempe-

[10] Prospekty Zakładów Chemicznych Silikony Polskie, Sarsil ME-25.
[11] H. Saechtling, Zebrowski W., *Tworzywa sztuczne, poradnik*, WNT, Warszawa 1978.
[12] Ibidem.

ratur stosowania, odporność na czynniki atmosferyczne i chemiczne, bardzo dobre własności przeciwprzyczepne, obniżenie kosztów przy zastosowaniu małych ilości, zwiększoną hydrofobowość już przy małych dawkach. Środki silikonowe do hydrofobizacji materiałów budowlanych są produkowane na bazie żywic metylosilikonowych. Nadają one materiałom budowlanym własności hydrofobowe przy niezmniejszonej przepuszczalności par i gazów. Wpływają na poprawę izolacji cieplnej, zabezpieczają materiały przed pękaniem na mrozie oraz zwiększają ich odporność na brudzenie[13]. Środki silikonowe, a przede wszystkim metylosilikonian sodowy i potasowy, najczęściej stosuje się w ostatnich latach do powierzchniowego zabezpieczenia (hydrofobizacji) elewacji budowlanej – w budownictwie mieszkaniowym (do impregnacji zewnętrznej) oraz przemysłowym (do impregnacji zewnętrznej i wewnętrznej)[14]. Do hydrofobizacji materiałów budowlanych nie są wykorzystywane żywice właściwe, lecz produkt odpadowy, z którego otrzymuje się metylosilikonian sodowy lub potasowy w postaci roztworów wodnych.

Właściwości żywic silikonowych stosowanych w badaniach laboratoryjnych

W badaniach laboratoryjnych stosowano preparat silikonowy Sarsil ME-25 produkcji Zakładu Chemicznego Silikony Polskie w Nowej Sarzynie. Jest on przeznaczony do hydrofobizacji materiałów budowlanych i ceramicznych. Sarsil ME-25 ma postać wodnej emulsji silikonowej z niewielką domieszką rozpuszczalnika. Ma kolor mlecznobiały. Stosowany jest jako dodatek uszlachetniający w produkcji tynków akrylowych i fasadowych oraz jako środek do powierzchniowej hydrofobizacji porowatych materiałów budowlanych, takich jak: bloczki gipsowe, beton komórkowy, dachówki, tynki cementowo-wapienne i akrylowe. Sarsil ME-25 może być stosowany jako dodatek uszlachetniający dodawany do mas tynkarskich w postaci nierozcieńczonej, w ilości 0,4–0,7%, do zewnętrznej powierzchniowej impregnacji po uprzednim rozcieńczeniu wodą w stosunku 1:5 do 1:6. Podstawowym warunkiem właściwie przeprowadzonej impregnacji jest odpowiednio przygotowana powierzchnia podłoża. Powierzchnia ta powinna być równomiernie porowata, czysta i – co najważniejsze – niezatłuszczona. Zużycie środka zależy od chłonności impregnowanego materiału i techniki

[13] Prospekty Zakładów Chemicznych Silikony Polskie, Sarsil ME-25.
[14] Ibidem.

impregnacji. Sarsil ME-25 doskonale zabezpiecza hydrofobowe powłoki na wiele lat, równomiernie penetruje podłoże, tworząc warstwę ochronną o doskonałej odporności na czynniki atmosferyczne, promieniowanie UV i wiele czynników chemicznych. Dodatkowo zachowuje własności „oddechowe" podłoża, nie zmienia jego kolorystyki, redukuje skłonność do zabrudzeń i ułatwia samooczyszczanie materiału podczas opadów atmosferycznych, co gwarantuje utrzymanie przez wiele lat estetycznego wyglądu powierzchni, a także zapobiega powstawaniu grzybów i porostów. Właściwości domieszki żywicy silikonowej Sarsil ME-25 zestawiono w tabeli 3.

Tabela 3. Właściwości domieszki żywicy silikonowej Sarsil ME-25

Własności	Jednostka	Wartość
Gęstość w temp. 20ºC	g/ml	1,00
Zawartość żywicy silikonowej	%	25
Lepkość w temp 20ºC (wg Kubka Forda)	s	11±1
Zawartość KOH	%	–
Zawartość rozp. organicznych:		
- benzyna lakowa	%	–
- rozp. aromat, (toluen) max.	%	–
Zawartość związków aromatycznych	%	< 6
Zawartość węglowodorów aromatycznych	%	–

Źródło: opracowania własne na podstawie Prospekty Zakładów Chemicznych Silikony Polskie, Sarsil ME-25.

Wpływ domieszek żywic poliestrowych na wodoodporność tworzyw gipsowych

Wpływ domieszki żywicy poliestrowej Polimal 108 na wodoodporność tworzyw gipsowych

Dla ustalenia przydatności domieszek żywic poliestrowych do hydrofobizacji tworzyw gipsowych wykonano zaczyny gipsowe z różnymi ilościami domieszek żywic poliestrowych Polimal 108 przy stałym stosunku w/s. Żywica poliestrowa Polimal 108 ma niską lepkość, co umożliwia jej dozowanie z wodą zarobową. Ilość domieszek wahała się od 1 do 5% w stosunku do masy gipsu, zgodnie z normą[15]. Do utwardzania żywicy stosowano

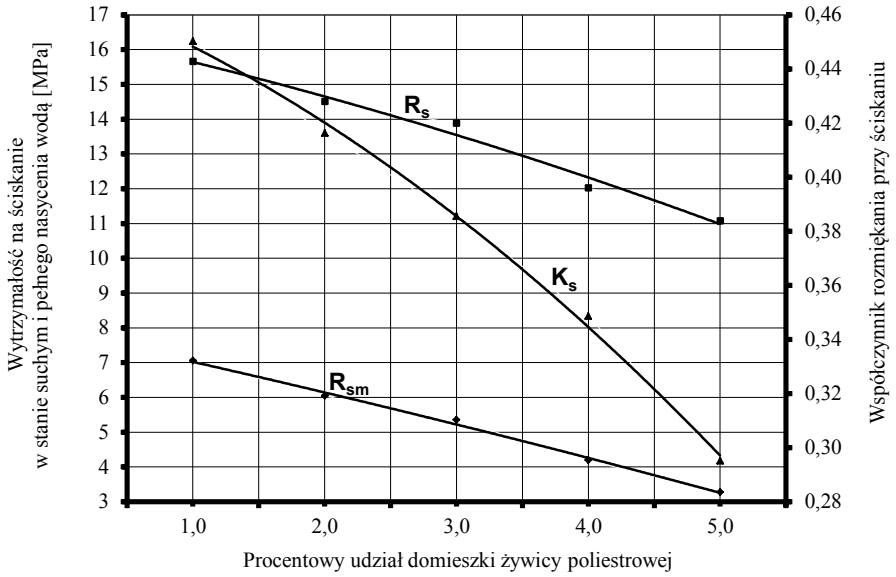
[15] PN–EN 13279–1:2009 Spoiwa gipsowe i tynki gipsowe. Część 1: Definicje i wymagania.

układ utwardzający, pozwalający na utwardzanie jej w temperaturze pokojowej. Układ ten został nazwany przez producenta żywic poliestrowych układem standardowym. Do żywicy wprowadzono przyspieszacz, naftenian kobaltu, w ilości 0,4% w stosunku do masy żywicy. Po dokładnym wymieszaniu przyspieszacza z żywicą wprowadzono do nich inicjator, wodorotlenek cykloheksanonu, w ilości 2% w stosunku do masy żywicy (łącznie z przyspieszaczem). Kolejny raz wymieszano żywicę dokładnie z wodą zarobową wraz z opóźniaczem. Następnie wsypywano gips, kontynuowano mieszanie i formowano próbki gipsowe. Przy mieszaniu inicjatora z Polimalem 108 (łącznie z przyspieszaczem) zaobserwowano gwałtowny spadek lepkości żywicy. Żywica poliestrowa Polimal 108 należy do żywic chemoutwardzalnych, lecz całkowite utwardzenie w temperaturze pokojowej osiąga się po 7–14 dniach sezonowania. Suszenie próbki gipsowej w temp. 40±2ºC powinno przyspieszać utwardzenie żywicy poliestrowej Polimal 108 wewnątrz tworzyw gipsowych, ponieważ podwyższenie temperatury sprzyja jej szybkiemu utwardzeniu. Wraz ze zwiększeniem ilości żywicy Polimal 108 wprowadzonej do wody zarobowej masa gipsowa staje się gęstsza, mniej plastyczna i utrudnia formowanie beleczek gipsowych. Początek i koniec wiązania zaczynu przedłuża się. Gęstość objętościowa próbek w stanie suchym maleje wraz ze wzrostem ilości żywicy dodanej do zaczynu gipsowego, co dało się obserwować w czasie mieszania żywicy z zaczynem gipsowym – masa była napowietrzona. Wyniki badań wpływu domieszki żywicy poliestrowej Polimal 108 na wodoodporność tworzyw gipsowych podano w tabeli 4 i graficznie zilustrowano na rysunku 1.

Tabela 4. Wpływ domieszki żywicy poliestrowej Polimal 108 na wodoodporność tworzyw gipsowych

NAZWA I ZAWARTOŚĆ MODYFIKATORA		W/S	WYTRZYMAŁOŚĆ				WSPÓŁCZYNNIK ROZMIĘKANIA		NASIĄKLIWOŚĆ	KAPILARNE PODCIĄGANIE WODY			
										Po czasie - godz.			
NAZWA	%		R_s	R_{sm}	R_z	R_{zm}	K_s	K_z	N_m	1	3	6	24
			MPa						%	cm			
Polimal 108	1,0	0,5	15,66	7,05	4,51	1,71	0,45	0,38	21,01	4,3	5,2	8,9	12,0
	2,0		14,51	6,04	4,38	1,62	0,42	0,37	22,14	5,3	8,5	9,8	13,2
	3,0		13,88	5,35	4,22	1,48	0,39	0,35	23,17	6,5	9,7	12,0	13,8
	4,0		12,02	4,19	4,02	1,37	0,35	0,34	24,18	7,3	10,9	13,1	14,2
	5,0		11,08	3,27	3,89	1,21	0,30	0,31	25,03	7,6	11,1	13,8	14,8

Źródło: Badania własne.



Rys. 1. Wpływ domieszki żywicy poliestrowej Polimal 108
na wodoodporność tworzyw gipsowych

Na podstawie uzyskanych wyników badań można wnioskować, że domieszka żywicy poliestrowej Polimal 108 w małych ilościach poprawia własności wytrzymałościowe tworzyw gipsowych, powodując wzrost wytrzymałości próbek gipsowych na ściskanie w stanie suchym i pełnego nasycenia wodą. Wytrzymałość modyfikowanych próbek gipsowych w stanie suchym wzrasta o 17,74% a w stanie pełnego nasycenia wodą o 59,86%. Współczynnik rozmiękania przy ściskaniu osiąga wartość 0,45 i jest większy o 36,36% od współczynnika rozmiękania kontrolnych próbek gipsowych. Nasiąkliwość obniża się nieznacznie i wynosi 21,01%. Jest to spadek nasiąkliwości masowej o 22,19% od nasiąkliwości próbek kontrolnych. Wszystkie modyfikowane próbki po upływie 24 godzin kapilarnego podciągania wody były prawie całkowicie nasiąknięte wodą, a wysokość zawilgocenia dochodziła do 14,8 cm. Można wnioskować, że rozluźniona struktura modyfikowanych próbek gipsowych nie utrudnia dostępu wody do masy materiału gipsowego. Ta struktura wynika z nadmiaru wody zarobowej w zaczynie gipsowym, która po odparowaniu zostawia otwarte pory wpływające niekorzystnie na wytrzymałość i wodoodporność tworzyw gipsowych.

Wpływ stosunku w/s na wodoodporność tworzyw gipsowych modyfikowanych domieszką żywicy poliestrowej Polimal 108

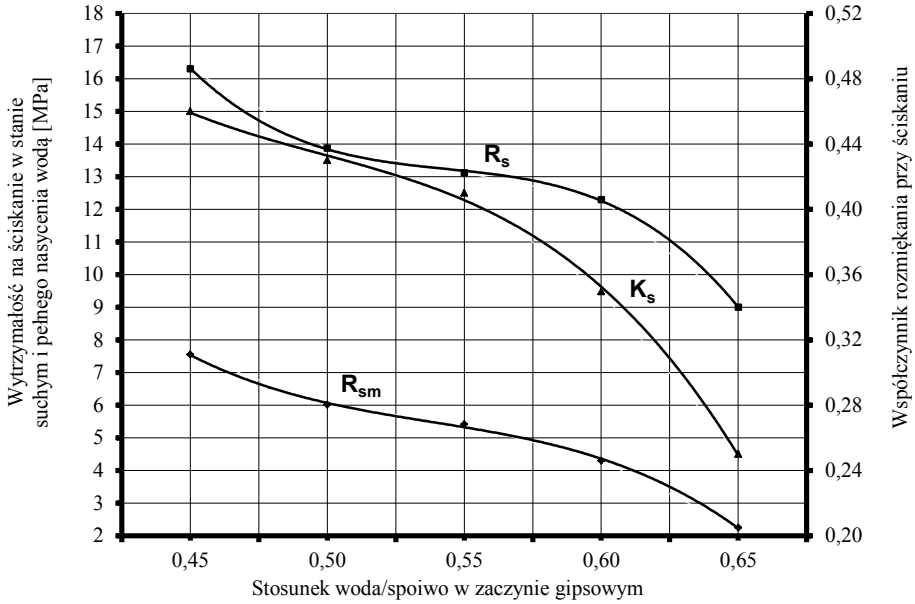
Dla ustalenia wpływu stosunku w/s na wodoodporność tworzyw gipsowych podjęto próbę obniżenia w/s do optymalnych wartości gwarantujących najmniejszy udział wody zarobowej w zaczynie gipsowym. Wpływ stosunku w/s próbek modyfikowanych domieszką żywicy poliestrowej Polimal 108 na wodoodporność tworzyw gipsowych podano w tabeli 5 i zaprezentowano na rysunku 2.

Tabela 5. Wpływ stosunku w/s na wodoodporność tworzyw gipsowych modyfikowanych domieszką żywicy poliestrowej Polimal 108

NAZWA I ZAWARTOŚĆ MODYFIKATORA		W/S	WYTRZYMAŁOŚĆ				WSPÓŁCZYNNIK ROZMIĘKANIA		NASIĄK-LIWOŚĆ	KAPILARNE PODCIĄGANIE WODY			
										Po czasie - godz.			
NAZWA	%		R_s	R_{sm}	R_z	R_{zm}	K_s	K_z	N_m	1	3	6	24
			MPa						%	cm			
Polimal l 08	3,0	0,65	9,00	2,25	2,21	0,98	0,25	0,44	35,12	9,9	10,5	13,1	15,0
		0,60	12,30	4,30	2,98	1,23	0,35	0,41	30,05	8,9	10,2	13,5	14,5
		0,55	13,12	5,41	3,44	1,35	0,41	0,39	26,91	7,3	9,9	13,0	14,1
		0,50	13,88	6,01	4,22	1,48	0,43	0,35	23,17	6,5	9,7	12,2	13,8
		0,45	16,31	7,55	4,92	1,57	0,46	0,32	21,03	6,3	8,8	11,1	12,3

Źródło: Badania własne.

Na podstawie uzyskanych wyników badań można wnioskować, że wraz z obniżeniem stosunku w/s wzrasta wytrzymałość na ściskanie modyfikowanych próbek gipsowych zarówno w stanie suchym, jak i pełnego nasycenia wodą. Wytrzymałość na ściskanie modyfikowanych próbek gipsowych w stanie suchym wzrasta o 22,63%, zaś w stanie pełnego nasycenia wodą o 71,20% od próbek kontrolnych. Współczynnik rozmiękania przy ściskaniu wzrasta o 39,39% w porównaniu do współczynnika rozmiękania kontrolnych próbek gipsowych. Spadek nasiąkliwości masowej wynosi 22,11%. Gęstość objętościowa modyfikowanych próbek gipsowych w stanie suchym wzrasta proporcjonalnie do wartości stosunku w/s, co potwierdza fakt zmniejszenia porowatości i zwiększenia wodoodporności tworzyw gipsowych.



Rys. 2. Wpływ stosunku w/s na wodoodporność tworzyw gipsowych modyfikowanych domieszką żywicy poliestrowej Polimal 108

Wpływ domieszek żywic silikonowych na wodoodporność tworzyw gipsowych

Wpływ domieszki żywicy silikonowej Sarsil ME-25 na wodoodporność tworzyw gipsowych

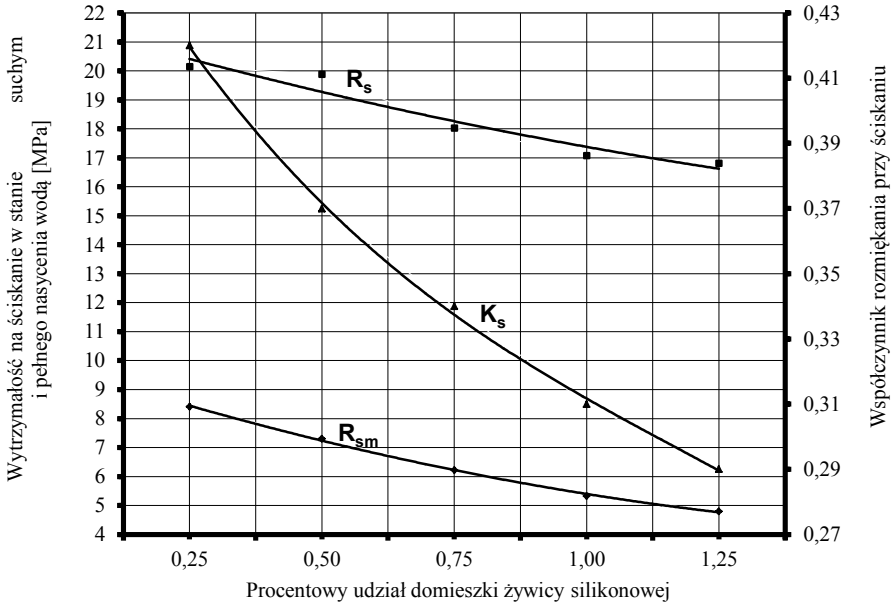
Wyniki badań wpływu domieszki żywicy silikonowej Sarsil ME-25 na hydrofobowość i wodoodporność tworzyw gipsowych przedstawiono w tabeli 6 i zilustrowano na rysunku 3.

Na podstawie uzyskanych wyników badań można wnioskować, że domieszka żywicy silikonowej Sarsil ME-25 ma działanie plastyfikujące i poprawia urabialność masy gipsowej. Dodatkowo wpływa korzystnie na zwiększenie wodoodporności tworzyw gipsowych. Wytrzymałość na ściskanie modyfikowanych próbek gipsowych w stanie suchym wzrasta o 26,39–51,50% od wytrzymałości kontrolnych próbek, zaś w stanie pełnego nasycenia wodą o 8,84–90,70%.

Tabela 6. Wpływ domieszki żywicy silikonowej Sarsil ME-25 na wodoodporność tworzyw gipsowych

NAZWA I ZAWARTOŚĆ MODYFIKATORA		W/S	WYTRZYMAŁOŚĆ				WSPÓŁCZYNNIK ROZMIĘKANIA		NASIĄKLIWOŚĆ	KAPILARNE PODCIĄGANIE WODY			
										Po czasie - godz.			
NAZWA	%		R_s	R_{sm}	R_z	R_{zm}	K_s	K_z	N_m	1	3	6	24
			MPa						%	cm			
Sarsil ME-25	0,25	0,5	20,15	8,41	6,01	2,66	0,42	0,44	17,02	1,7	3,5	4,8	7,2
	0,50		19,88	7,31	5,61	2,02	0,37	0,36	18,22	2,1	3,9	5,6	8,3
	0,75		18,03	6,22	5,02	1,89	0,34	0,38	19,34	2,5	3,1	6,4	9,6
	1,00		17,08	5,33	4,37	1,66	0,31	0,38	20,45	3,5	4,2	7,8	10,3
	1,25		16,81	4,80	4,51	1,51	0,29	0,33	21,37	4,0	5,3	8,5	11,2

Źródło: Badania własne.



Rys. 3. Wpływ domieszki żywicy silikonowej Sarsil ME-25 na wodoodporność tworzyw gipsowych

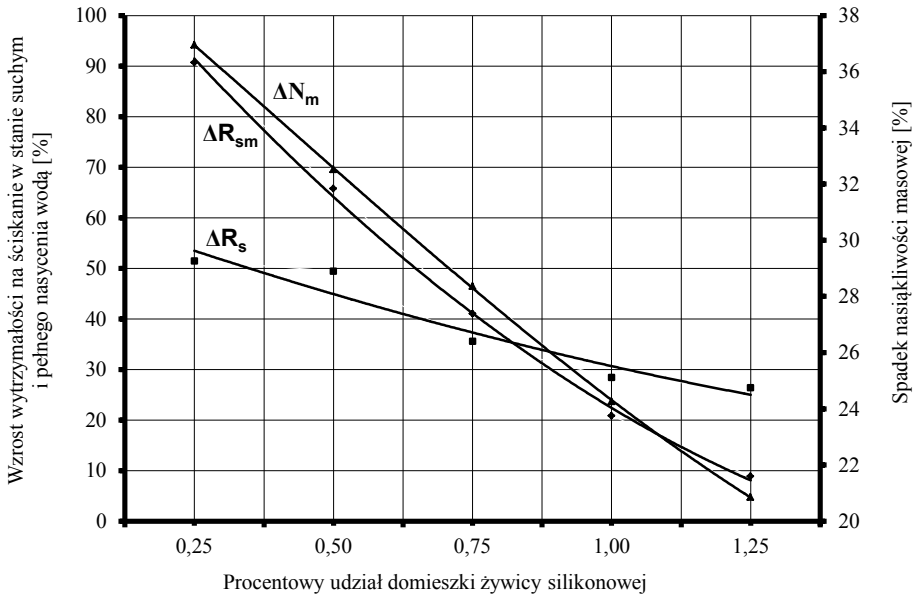
Współczynnik rozmiękania przy ściskaniu zwiększa się o 27,27%. Nasiąkliwość masowa obniża się o 20,85–36,96%. Dane dotyczące efektywności stosowania domieszki żywicy silikonowej Sarsil ME-25 do zwięk-

szenia wodoodporności tworzyw gipsowych podano w tabeli 7 i graficznie zilustrowano na rysunku 4.

Tabela 7. Efektywność stosowania domieszki żywicy silikonowej Sarsil ME-25 do zwiększenia wodoodporności tworzyw gipsowych

NAZWA I ZAWARTOŚĆ DOMIESZKI		W/S	PRZYROST						SPADEK
NAZWA	ZAWARTOŚĆ		ΔR_s	ΔR_{sm}	ΔR_z	ΔR_{zm}	ΔK_s	ΔK_z	ΔN_m
	%		%						
Sarsil ME-25	0,25	0,5	51,50	90,70	13,40	52,00	27,27	34,12	36,96
	0,50		49,47	65,76	5,85	15,43	12,12	9,11	32,52
	0,75		35,56	41,04	–	8,00	3,03	14,09	28,37
	1,00		28,42	20,86	–	–	–	15,11	24,26
	1,25		26,39	8,84	–	–	–	1,46	20,85

Źródło: Badania własne.



Rys. 4. Efektywność stosowania domieszki żywicy silikonowej Sarsil ME-25 na hydrofobowość i wodoodporność tworzyw gipsowych

Wpływ stosunku w/s na wodoodporność tworzyw gipsowych modyfikowanych domieszką żywicy silikonowej Sarsil ME-25

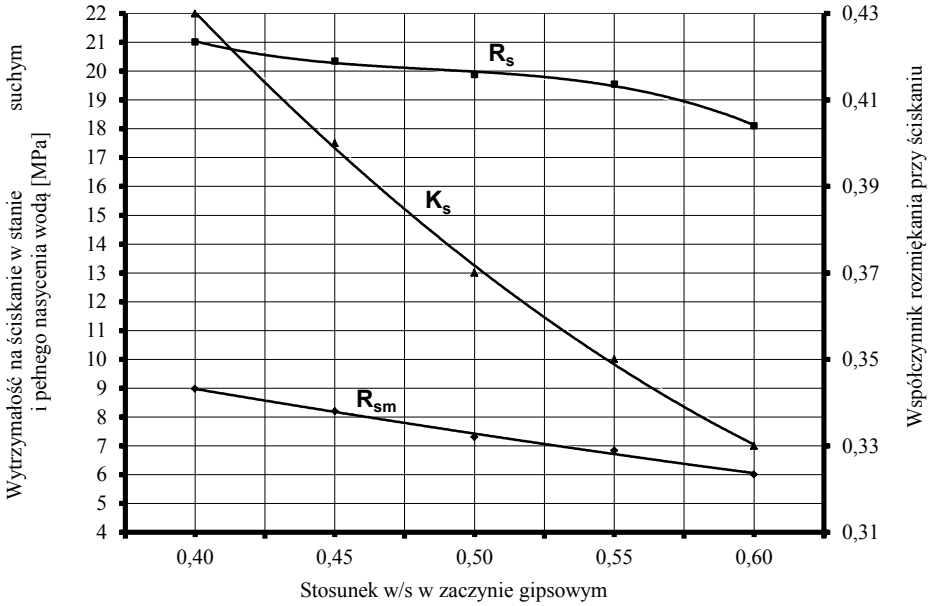
Preparat Sarsil ME-25 jest wodną emulsją żywicy silikonowej. Wraz ze wzrostem ilości Sarsilu ME-25 wprowadzonej do zaczynu gipsowego zwiększa się ogólna zawartość wody w zaczynie. To z kolei powoduje wzrost porowatości i zmniejszenie wzrostu wytrzymałości i wodoodporności modyfikowanych próbek gipsowych. Warunkiem koniecznym do uzyskania tworzyw gipsowych o właściwościach hydrofobowych i wodoodpornych jest zmniejszenie stosunku w/s do optymalnych wartości. Fakt ten potwierdzają uzyskane wyniki badań przedstawione w tabeli 8 i na rysunku 5.

Tabela 8. Wpływ stosunku w/s na wodoodporność tworzyw gipsowych modyfikowanych domieszką żywicy silikonowej Sarsil ME-25

NAZWA I ZAWARTOŚĆ MODYFIKATORA		W/S	WYTRZYMAŁOŚĆ				WSPÓŁCZYNNIK ROZMIĘKANIA		NASIĄKLIWOŚĆ	KAPILARNE PODCIĄGANIE WODY			
										Po czasie - godz.			
NAZWA	%		R_s	R_{sm}	R_z	R_{zm}	K_s	K_z	N_m	1	3	6	24
			MPa						%	cm			
Sarsil ME-25	0,50	0,60	18,11	6,01	4,53	1,44	0,33	0,32	21,58	3,2	4,8	7,3	10,2
		0,55	19,55	6,84	4,96	1,71	0,35	0,34	19,53	2,7	4,6	6,5	9,4
		0,50	19,88	7,31	5,61	2,02	0,37	0,36	18,22	2,1	3,9	5,6	8,3
		0,45	20,35	8,21	6,02	2,33	0,40	0,39	15,32	1,8	2,7	3,7	7,2
		0,40	21,02	8,98	6,31	2,57	0,43	0,41	12,30	1,5	2,1	3,2	5,4

Źródło: Badania własne.

Wraz ze zmniejszeniem stosunku w/s przy stałej zawartości domieszki żywicy silikonowej Sarsil ME-25 wzrasta wytrzymałość na ściskanie modyfikowanych próbek gipsowych zarówno w stanie suchym, jak i pełnego nasycenia wodą. Wytrzymałość ta w stanie suchym wzrasta o 36,17–58,05%, zaś w stanie pełnego nasycenia wodą o 36,28–103,63%. Współczynnik rozmiękania przy ściskaniu zwiększa się o 30,30%, zaś spadek nasiąkliwości wynosi 20,07–54,44%. Efektywność obniżenia stosunku w/s próbek modyfikowanych domieszką żywicy silikonowej Sarsil ME-25 na wodoodporność tworzyw gipsowych przedstawiono w tabeli 9 i na rysunku 6.

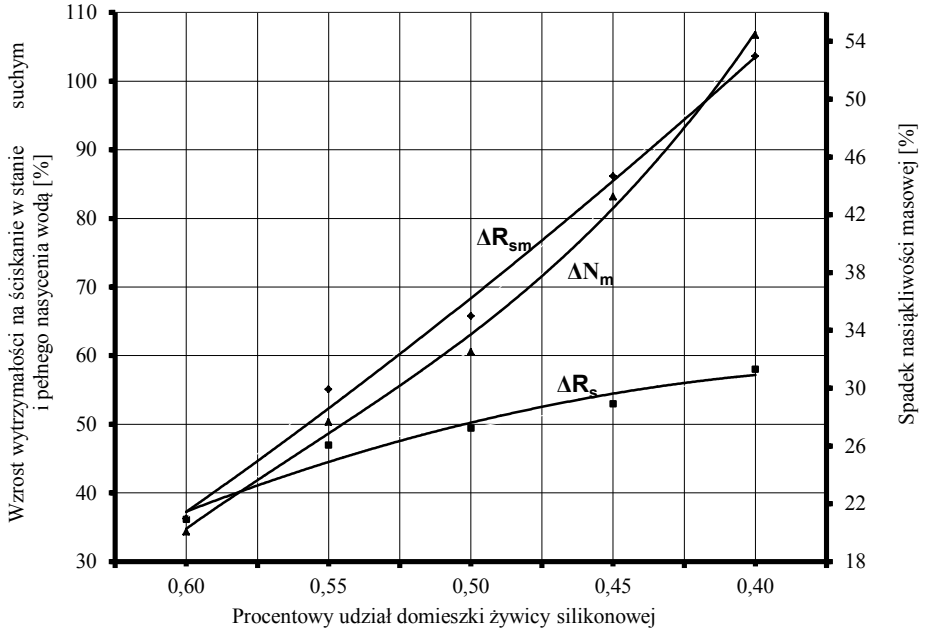


Rys. 5. Wpływ stosunku w/s na wodoodporność tworzyw gipsowych modyfikowanych domieszką żywicy slikonowej Sarsil ME-25

Tabel 9. Efektywność obniżenia stosunku w/s na wodoodporność tworzyw gipsowych modyfikowanych domieszką żywicy silikonowej Sarsil ME-25

NAZWA I ZAWARTOŚĆ DOMIESZKI		W/G	PRZYROST						SPADEK
NAZWA	ZAWARTOŚĆ		ΔR_s	ΔR_{sm}	ΔR_z	ΔR_{zm}	ΔK_s	ΔK_z	ΔN_m
	%		%						
Sarsil ME-25	0,5	0,60	36,17	36,28	–	–	–	–	20,07
		0,55	46,99	55,10	–	–	6,06	4,47	27,67
		0,50	49,47	65,76	5,85	15,43	12,12	9,11	32,52
		0,45	53,01	86,17	13,58	33,14	21,21	17,29	43,26
		0,40	58,05	103,63	19,06	46,86	30,30	23,42	54,44

Źródło: Badania własne.



Rys. 6. Efektywność obniżenia stosunku w/s na hydrofobowość i wodoodporność tworzyw gipsowych modyfikowanych domieszką silikonową Sarsil ME-25

Dobre efekty uzyskane przy stosowaniu domieszki żywicy silikonowej Sarsil ME-25 można wyjaśnić następująco: na skutek orientacji cząsteczek alkilosiloksanoli na powierzchni granicznej gips – polimer, hydrofilowe grupy OH–Si, zwrócone w stronę gipsu, ulegają silnemu przyciąganiu przez jony znajdujące się na jego powierzchni, warunkując przyczepność powłoki. Hydrofobowe grupy węglowodorowe skierowane na zewnątrz decydują o silnie hydrofobowym charakterze wytworzonej błony. Żywice silikonowe pokrywają ścianki porów tworzyw gipsowych warstewką (błoną) hydrofobową i sprawiają, że są nieprzesiąkliwe dla wody (niezwilżalne). Po utwardzeniu warstewki silikonowej powierzchnia ścianek gipsu jest bardzo gładka, co powoduje, że adhezja wody w stosunku do powierzchni kryształów gipsu jest bardzo mała, a to w efekcie wpływa bezpośrednio na obniżenie nasiąkliwości i kapilarnego podciągania wody. Na wskutek tej słabej adhezji woda nie wypełnia zagłębień powierzchni tych porów i nie wykazuje praktycznie adhezji do powietrza znajdującego się w głębi porów. Zjawisko to potwierdza hipoteza, że zwilżalność tworzyw gipsowych nie zależy tylko od charakteru chemicznego gipsu i wody, lecz także od mikrostruktury jego powierzchni.

Podsumowanie

Na podstawie przeprowadzonych badań można wnioskować, że duża porowatość tworzyw gipsowych jest spowodowana nadmiarem wody zarobowej w zaczynie gipsowym. Wprowadzenie domieszek chemicznych do zaczynów gipsowych powoduje zwiększenie hydrofobowości i wodoodporności tworzyw gipsowych, a uzyskane efekty są uwarunkowane zawartością wody w zaczynie gipsowym. Do otrzymania tworzyw gipsowych o stosunkowo dużej odporności na działanie wody konieczne jest przeprowadzenie różnokierunkowego działania mającego na celu zmianę właściwości krystalochemicznych i fizycznych dwuwodnego siarczanu wapniowego.

Literatura

Ahmad M., *Badania nad zwiększeniem hydrofobowości i wodoodporności tworzyw gipsowych*, Konferencja Naukowo-Techniczna „Inżynieria Procesów Budowlanych Wisła 2009", Politechnika Śląska, Gliwice 2009.

Ahmad M., *Wpływ dodatków kombinowanych na wodoodporność tworzyw gipsowych*, Młodzi naukowcy wobec wyzwań współczesnej techniki, III Konferencja Naukowo-Techniczna Doktorantów i Młodych Naukowców, Politechnika Warszawska, 2008.

Ahmad M., *Wpływ dodatków żywic melaminowo-formaldehydowych i innych kombinowanych na wodoodporność tworzyw gipsowych*, Praca doktorska, Kraków 1994.

Aignesberger A. i inni, *Hydrophobierung von Zement – und Gipsomörtel*. Tonimnd – Ztg. 96, s. 29, 1972.

Arliguie G., Grandet J., *Study of cement hydration in the presence of zinc, influenced by the contens of gypsum*, "Cement and Concrete Research", v 20, nr 3, s. 346–354, Francja 1990.

PN–B–01302:1992 Gips, anhydryt i wyroby gipsowe. Terminologia.

PN–B–04360:1986 Spoiwo gipsowe. Metody badań. Oznaczanie cech fizycznych.

PN-B–04500:1985 Zaprawy budowlane. Badanie cech fizycznych i wytrzymałościowych.

PN–EN 13279–1:2009 Spoiwa gipsowe i tynki gipsowe. Część 1: Definicje i wymagania.

PN–EN 13279–2:2014–02 Spoiwa gipsowe i tynki gipsowe. Część 2: Metody badań.
Prospekty Zakładów Chemicznych Organika-Sarzyna, Polimal 108.
Prospekty Zakładów Chemicznych Silikony Polskie, Sarsil ME-25.
Saechtling H., Zebrowski W., *Tworzywa sztuczne, poradnik*, WNT, Warszawa 1978.

WYKORZYSTANIE BETONÓW UHPC W BUDOWNICTWIE MOSTOWYM

mgr inż. Monika Napieraj
Politechnika Opolska
Katedra Dróg i Mostów

Wprowadzenie

Wzrost ruchu drogowego to proces nieunikniony. By sprostać potrzebom społeczeństwa, infrastruktura w całym kraju rozwija się, co jest zjawiskiem pozytywnym. Jednak wzmożony ruch drogowy, zwłaszcza pojazdów ciężarowych znacznie obciąża, a często nawet przekracza nośność starych mostów drogowych, co z biegiem czasu prowadzi do nieodwracalnych zniszczeń konstrukcji i konieczna jest ich naprawa.

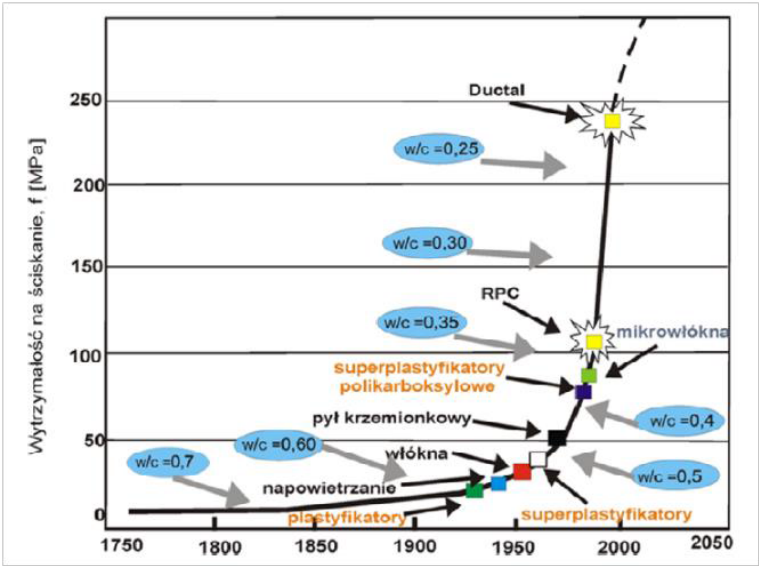
Jednym ze sposobów wzmacniania starych mostów, zarówno żelbetowych, jak i stalowych jest ich naprawa za pomocą betonów UHPC (Ultra High Performance Concrete). Jest to innowacyjnego technologia, która stała się popularna w 2000 roku, a już w 2002 roku znalazła zastosowanie w mostownictwie.

Celem artykułu jest przybliżenie ogromnych możliwości, które dają betony ultrawysokowartościowe w konstruowaniu budowli mostowych oraz zachęcenie do zastosowania tej technologii do budowy nowych mostów bądź wzmocnień istniejących konstrukcji mostowych w naszym kraju w celu podniesienia ich wytrzymałości.

Beton UHPC

Betony ultrawysokowartościowe (UHPC), czyli betony z proszków reaktywnych, to nowa generacja wzmocnionego włóknem materiału cementowego, złożonego z cementu portlandzkiego(ok. 1000 kg/m^3), pyłu krzemionkowego (200 do 300 kg/m^3), wypełniaczy mineralnych, drobnego piasku krzemionkowego, superplastyfikatorów, wody i włókien stalowych. Taki beton charakteryzuje ekstremalnie niski stosunek wodno-cementowy. Wprowadzenie domieszek upłynniających, które umożliwiły zmniejszenie jego stosunku, spowodowało gwałtowny wzrost uzyskiwanych wytrzymałości. Domieszki, a także dodatki do betonu doprowadziły do transformacji

z betonu zwykłego do betonu UHSC, pokazanej na *rysunku 1*. W wyraźny sposób przedstawiono na nim, jak duży wpływ na wytrzymałość na ściskanie ma dodatek superplastyfikatora oraz obniżenie ilości wody w mieszance betonowej[1].

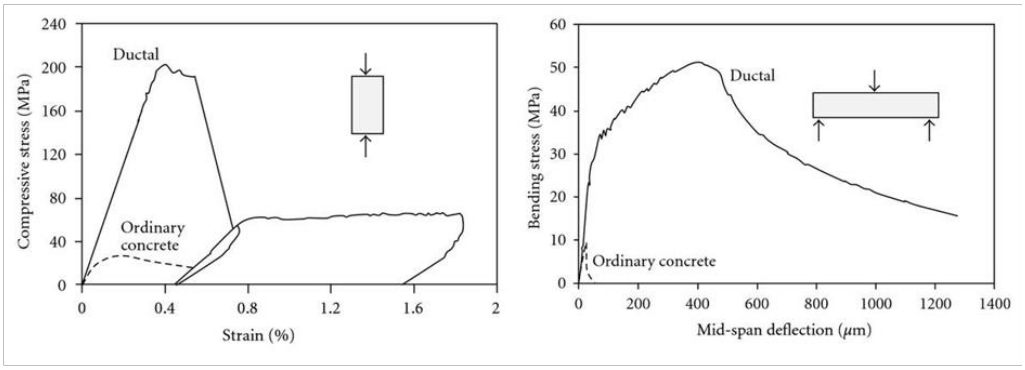


Rysunek 1. Krzywa rozwoju betonu
Źródło: L. Czarnecki, *Domieszki do betonu – Możliwości i ograniczenia*. „Cement Polski: Budownictwo, Technologie, Architektura", Zeszyt Specjalny: Domieszki do betonu, 2003, s. 4-6.

Betony UHPC mają bardzo gęstą mikrostrukturę, a ich nośność na ściskanie przekracza 200 MPa. W warunkach laboratoryjnych udało się uzyskać mieszanki, których nośność na ściskanie wynosiła od 180 do 230 MPa. Beton ten wykazuje także znaczną, w porównaniu do tradycyjnych betonów, nośność na rozciąganie (ok. 10-15 MPa) oraz zginanie (do 50 MPa). Na *rysunku 2* porównano nośność na rozciąganie oraz zginanie betonu UHPC oraz tradycyjnego betonu. W obu przypadkach można zauważyć kilkukrotny wzrost nośności.

[1] L. Czarnecki, *Domieszki do betonu – Możliwości i ograniczenia*. „Cement Polski: Budownictwo, Technologie, Architektura", Zeszyt Specjalny: Domieszki do betonu, 2003, s. 4-6.

Innymi zaletami betonów UHPC są: krótszy czas wiązania, duża odporność na korozję oraz dużą wytrzymałość dzięki niskiej porowatości[2].



Rysunek 2. Porównanie betonu UHPC z betonem zwykłym: z lewej - nośność na ściskanie; z prawej - nośność na zginanie.
Źródło: O. Gunes, S. Yesilmen, B. Gunes, Ulm F., *Use of UHPC in Bridge Structures: Material Modeling and Design*, "Advances in Materials Science and Engineering", Volume 2012.

Beton ten jest efektem bardzo zaawansowanej technologii i wielu lat badań. Dzięki niemu możliwe jest powstawanie smukłych i lekkich, a za razem bardzo wytrzymałych konstrukcji, które wyglądem nie przypominają już masywnych budowli żelbetowych, a raczej filigranowe konstrukcje stalowe. W artykule tym jednak skoncentrowano się na zastosowaniu betonów UHPC do budowy i wzmacniania budowli mostowych.

Budowa mostów z wykorzystaniem betonów UHPC

W Polsce betony ultrawysokowartościowe (UHPC), ze względu na duże koszty, nie znalazły jeszcze zastosowania w budowie obiektów infrastruktury drogowej, jednak w innych krajach materiał ten jest stosowany od kilku lat i staje się coraz bardziej popularny.

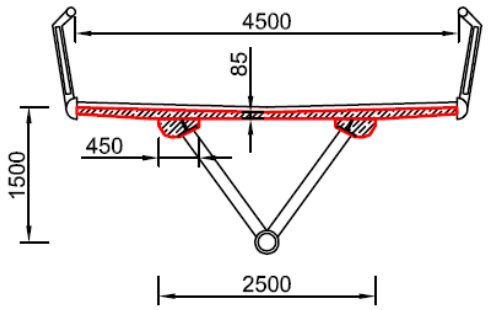
Pierwszy most w z wykorzystaniem betonu ultrawysokowartościowego powstał w 2002 roku. Była to obwodnica Bourg lès Valence w Drôme (Francja). W tym samym roku powstała kładka dla pieszych w Seulu (Ko-

[2] O. Gunes, S. Yesilmen, B. Gunes, Ulm F., *Use of UHPC in Bridge Structures: Material Modeling and Design*, "Advances in Materials Science and Engineering", Volume 2012.

rea), przedstawiona na *rysunku 3*, której rozpiętość wynosi 120 m przy grubości płyty jedynie 3 cm, co dla betonu jest bardzo dużym osiągnięciem.

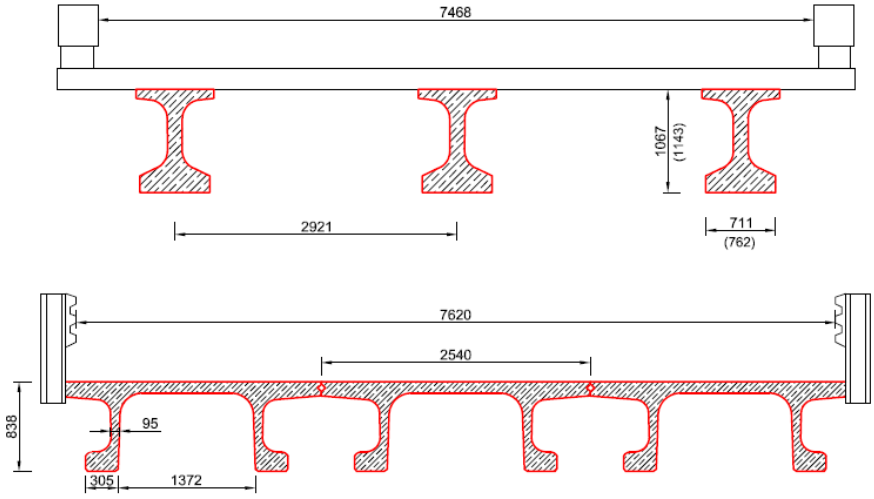
Rysunek 3. Kładka dla pieszych Seonyu w Seulu
Źródło: http://www.lifeinkorea.com/travel2/seoul/438.

W nietypowy sposób wykorzystana została w technologia UHPC w kładce dla pieszych Gärtnerplatzbrücke w Kassel, oddanej do użytku w 2007 roku. Konstrukcję nośną stanowią rurowe elementy stalowe, połączone z betonem UHPC za pomocą stalowych bolców, wklejanych oraz za pomocą żywicy epoksydowej (*rysunek 4*). Prefabrykowana płyta pomostowa ma grubości zaledwie 8,5 cm. Elementy wykonane z betonu ultrawysokowartościowego (płyta pomostowa oraz element łączący) zaznaczono kolorem czerwonym.



Rysunek 4. Przekrój poprzeczny mostu Gärtnerplatzbrücke
Źródło: opracowanie własne na podstawie: C. Geisenhanslücke (red.), *Ultra-Hochfester Beton. Planung und Bau der ersten Brücke mit UFPC in Europa. Schriftenreihe Baustoff und Massivbau*, Universität Kassel 2003, Nr. 2.

Również w Ameryce powstało wiele mostów, w których użyto betonów UHPC. Jednym z pierwszych był most Mars Hill w Wapello County, w stanie Iowa, ukończony w 2006 roku (*rysunek 5)*. Zbudowany został z 3 dźwigarów ultrawysokowytrzymałościowych długości ponad 33 m. Most ten okazał się pełnym sukcesem, dlatego innowacyjny materiał zyskał na popularności i zaczęto budować kolejne mosty z jego wykorzystaniem.



Rysunek 5. Przekrój poprzeczny: u góry - mostu Mars Hill (Iowa), poniżej - most w Jakway Park (Iowa)
Źródło: opracowanie własne na podstawie: Gunes O., Yesilmen S., Gunes B., Ulm F., *Use of UHPC in Bridge Structures: Material Modeling and Design*, "Advances in Materials Science and Engineering", Volume 2012.

Jedną z ciekawszych konstrukcji wykonanych z wykorzystaniem betonu UHPC zapewne jest Jakway Park Bridge w Aurora, również w stanie Iowa *(rysunek 5).* Został on zbudowany w 2008 roku. Rozumiejąc potrzebę powstawania nowych form strukturalnych, zoptymalizowanych do zastosowania betonów UHPC w mostach, w konstrukcji tej zastosowano zupełnie odmienne kształty dźwigarów. Most składa się z trzech przylegających do siebie dźwigarów, które tworzą zarówno konstrukcję nośną, jak i po-

most. Elementy o wysokości niespełna 85 cm i szerokości nieco pomad 2,5 m wykonane zostały w postaci prefabrykatów[3].

Wzmacnianie mostów betonami UHPC

Starsze mosty po latach eksploatacji często wymagają napraw. Zabiegi te najczęściej wykonywane są w formie miejscowych aplikacji w postaci dozbrojenia i zaszpachlowania uszkodzonego fragmentu mostu. Czasami wykonywane są wzmocnienia za pomocą taśm z włókna polimerowego lub poprzez torkretowanie.

Remonty często odbywają się również w celu podniesienia nośności obiektów mostowych. Najczęściej odbywa się to poprzez rozebranie fragmentu konstrukcji mostowej i zastąpienie nową konstrukcją, wykonaną z prefabrykatów lub monolitycznie.

Technologia wzmacniania przęseł betonem UHPC

Wzmocnienie mostów stalowych betonem nie jest łatwym procesem. Wymaga on precyzji i zastosowania specjalistycznego sprzętu. W pierwszej kolejności rozbierana jest nawierzchnia mostu. Następnie zostają naprawione uszkodzenia konstrukcji stalowej np. poprzez spawanie lub założenie nakładek. Kolejnym krokiem jest przyspawanie metalowych trzpieni do stalowej konstrukcji. Na tak przygotowaną powierzchnię nakładana jest żywica epoksydowa, która ma za zadanie zabezpieczenie stalowej konstrukcji, a następnie rozprowadzony zostaje tłuczeń, mający na celu polepszenie przyczepności betonu do konstrukcji. Do trzpieni zostaje przymocowane zbrojenie w postaci mat stalowych. Po przygotowaniu powierzchni ułożony zostaje beton. Następuje to za pomocą specjalnych, bardzo skomplikowanych urządzeń, jak pokazano na *rysunku 6* z lewej strony.

Proces dojrzewania betonu odbywa się w specjalnie przygotowanych namiotach, które utrzymują stałą temperaturę oraz zabezpieczają przed warunkami atmosferycznymi, jak deszcz, śnieg, czy wiatr. Ponadto beton ten wymaga odpowiedniej pielęgnacji, gdyż betony wysokiej wytrzymałości, ze względu na swoją strukturę, mają tendencję do powstawania rys, które znacznie obniżają wytrzymałość oraz zwiększają podatność

[3] O. Gunes, S. Yesilmen, B. Gunes, F. Ulm., *Use of UHPC in Bridge Structures: Material Modeling and Design*, "Advances in Materials Science and Engineering", Volume 2012.

na warunki atmosferyczne. W tym celu bezpośrednio po rozprowadzeniu betonu powierzchnia zostaje zabezpieczona woskiem, który zapobiega utracie wilgoci, a następnie dodatkowo przykryta specjalną folią, jak widać na prawym zdjęciu *rysunku 6*. Tak wykonany beton pełni od razu funkcję nawierzchni.

Rysunek 6. Układanie oraz pielęgnacja betonu UHPC na moście w Kreekrak
Źródło: Eduard Konopka.

Przykłady realizacji wzmocnień mostów w technologii UHPC

W ostatnim czasie w Europie zachodniej bardzo popularne stało się wzmacnianie mostów poprzez nadlanie przęsła warstwą betonu wysokiej wytrzymałości. Metoda ta nie jest jeszcze rozpowszechniona w Polsce, zaś w Holandii w ostatnim czasie z powodzeniem wzmocniono w taki sposób 2 mosty.

Jeden z nich znajduje się w miejscowości Kreekrak. W moście tym zdemontowano nawierzchnię oraz naprawiono konstrukcję stalową, a następnie wykonano warstwę zbrojonego siatkami zbrojeniowymi betonu ultrawysokowartościowego (UHPC) grubości 75 mm. Dodatkowo na tym obiekcie zastosowano warstwę z masy epoksydowej grubości 3 mm, która ma na celu zwiększenie trwałości nawierzchni mostu oraz tłumienie hałasu wywołanego ruchem samochodowym.

Ministerstwo Infrastruktury i Gospodarki Wodnej w Holandii w swoim planie inwestycyjnym na najbliższe 30 lat przewidziało wzmocnienie aż 14 obiektów tą technologią.

W przyszłym roku planowany jest remont podwieszonego mostu stalowego w Karlsruhe (Niemcy). Stalowa płyta pomostowa ma zostać wzmocniona betonem UHPC. Projekt ten nadzorowany będzie przez Uniwersytet Techniczny w Stuttgarcie.

Warto zastanowić się nad zastosowaniem tej technologii wzmacniania mostów stalowych również w Polsce. Zastosowanie betonu UHPC powoduje znaczny wzrost parametrów wytrzymałościowych przy stosunkowo niskiej wysokości warstwy betonowej. Można więc wzmocnić płytę pomostową, dociążając dźwigary tylko w nieznacznym stopniu.

Barierę stanowią duże koszty materiałowe i skomplikowania procedura wykonania wzmocnienia, jednak znaczny wzrost wytrzymałości mostu po wzmocnieni oraz duża odporność na warunki atmosferyczne, ze względu na bardzo gęstą strukturę sprawiają, że jest ona bardzo atrakcyjnym rozwiązaniem dla mostów o dużym natężeniu ruchu. Jest znacznie bardziej trwały niż zwykłe betony, a stosowany na przęśle mostu może również pełnić funkcję bardzo wytrzymałej nawierzchni. Niestety dla betonów UHPC, w przeciwieństwie do zwykłych betonów, ujętych w normach, nie ma regulacji prawnych i aby ten materiał zastosować w naszym kraju, konieczne jest każdorazowe uzyskanie aprobaty technicznej, co może wydłużyć proces planowania inwestycji i tym samym zniechęca inwestorów oraz potencjalnych wykonawców. Jednak liczne zalety powodują, że warto zastanowić się nad tym rozwiązaniem, zwłaszcza w środowisku obciążonym ruchem ciężkim.

Problematyka obliczeń mostów z wykorzystaniem betonu z włóknami rozproszonymi

Szybki rozwój technologii betonów UHPC możliwy jest dzięki znacznym postępom w innowacji betonów cementowych. Dąży się do produkowania materiałów o lepszych właściwościach mechanicznych i wytrzymałościowych. Trudnym zadaniem jest przełożenie wiedzy zdobytej na podstawie analizy licznych próbek na jednoznaczne charakterystyki materiałowe, które mogłyby być wykorzystane w celach projektowych. Proces ten wymaga wykonania licznych modeli numerycznych materiału i porównania danych z obliczeń z wynikami doświadczalnymi. Na tej podstawie można określić zachowanie się materiału w różnych warunkach.

Optymalizacja rozwiązania projektowego wymaga przyjęcia odpowiednich założeń projektowych dla struktur UHPC. W przeciwieństwie do

standardowych założeń konstrukcyjnych dla żelbetu, opartych przede wszystkim na badaniu trwałości materiału, w przypadku betonów UHPC należy uwzględnić przede wszystkim skurcz, gdyż jest on bardzo ważnym czynnikiem, wpływającym na nośność w przypadku betonów wysokiej wytrzymałości.

Materiał ten osiąga wysoką wytrzymałość na rozciąganie dzięki zoptymalizowanej kombinacji betonu o wysokiej wytrzymałości z włóknami kompozytowymi. Umożliwiają one w przypadku powstania rys czy pęknięć przeniesienie naprężeń z matrycy betonu na włókna stalowe. Przy tworzeniu modelu materiałowego musi uwzględniać charakterystyczne zachowanie każdego materiału składowego, a także jego współpracę w konstrukcji przed i po powstaniu rys.

W artykule tym omówione zostaną zadasy modelowania płaskiego materiału, opartego na metodzie LRFD (Load and Resistance Factor Design), dostosowanej do konstrukcji betonowej UHPC. Szersza analiza została przedstawiona w opracowaniu "*Model-Based Optimization of Ultra High Performance Concrete Highway Bridge Girders*"[4]. Zamieszczono w nim wskazówki odnośnie tworzenia modelu 3D dla betonu UHPC.

Założenia obliczeniowe

Równanie LRFD dla omawianego betonu UHPC będzie składać się z 2 części. Lewa strona równania to obciążenia obliczeniowe, określa się zgodnie z obowiązującymi normami w oparciu o specyfikację LRFD, zaś strona prawa to wytrzymałość charakterystyczna materiału.

$$\forall J = SLS, ULS, \sum_{i=1}^{n} (\alpha_i \psi_i \gamma_i Q_i)^k \leq (\delta R)^k$$

gdzie:
SLS (Service Limit State) - stan graniczny użytkowalności,
ULS (Ultimate Limit State)- stan graniczny nośności,
Q_i *- obciążenie użytkowe,*
α_i *- współczynnik dostosowawczy,*

[4] H. Park, J.F. Ulm, E. Chuang, *Model-Based Optimization of Ultra High Performance Concrete Highway Bridge Girders*. "CEE Report R03 -01", Massachusetts Institute of Technology, Boston, Mass, USA, 2003.

ψ_i - współczynnik kombinacji obciążeń,
γ_i - współczynnik częściowy,
δ - współczynnik redukcyjny,
R - średnia nośność elementu, określona na podstawie maksymalnego rozwarcia rys dla materiału UHPC.

W przypadku sprężonych elementów betonowych, należy uwzględnić następujące przypadki obciążeń[5]:

- stan graniczny użytkowalności (SLS):

$$\sum_{i=1}^{n}(\alpha_i\psi_i\gamma_i Q_i)^{SLS} = G_1 + G_2 + 0{,}8(\delta Q + q)$$

gdzie:

G_1 - ciężar własny elementów konstrukcyjnych i niekonstrukcyjnych,
G_2 - obciążenie elementów wyposażenia,
δ - współczynnik dynamiczny,
Q - obciążenie pojazdem lub tandemem,
q - obciążenie projektowane pasa (bez współczynnika dynamicznego).

Wytrzymałość charakterystyczna dla niezarysowanego materiału UHPC w tym przypadku wynosi:

$$(\delta R)^{SLS} = \varphi R(\|w\| = 0)$$

- stan graniczny nośności (ULS):

$$\sum_{i=1}^{n}(\alpha_i\psi_i\gamma_i Q_i)^{ULS} = 1{,}25G_1 + 1{,}5G_2 + 1{,}75(\delta Q + q)$$

[5] Y.E. Chuang, J.F. Ulm, *Two-phase composite model for high performance cementitious composites*. "Journal of Engineering Mechanics", 2002, vol. 128, no. 12, pp. 1314–1323.

Wytrzymałość charakterystyczna dla betonu UHPC w tym przypadku zależna jest od maksymalnego rozwarcia rys $\|w\|^{lim}$

$$(\delta R)^{ULS} = \varphi R\left(\|w\| \leq \|w\|^{lim} = 0\right)$$

Dla niezbrojonych elementów konstrukcyjnych maksymalne dopuszczalne rozwarcie rys wynosi $\|w\|^{lim}$ =0,254 mm. Dla zbrojonych (w tym sprężonych) elementów konstrukcyjnych parametr ten oblicza się następująco:

$$\|w\|^{lim} = \min\left(\frac{L_f}{4}, \frac{h}{100}\right)$$

gdzie:
L_f - długość włókien w betonie UHPC,
h - wysokość konstrukcji (łącznie z płytą kompozytową).

Określenie momentów zginających

Określenie maksymalnych momentów zginających w przekroju elementu wykonanego z betonu UHPC należy z uwzględnieniem kilku podstawowych założeń:

a. równania równowagi

$$N = \int_A \sigma(y)da = 0;\ M = \int_A y\sigma(y)da = 0$$

gdzie:
σ - naprężenia normalne w przekroju poprzecznym A,
A - pole przekroju,
y - funkcja,
N - siła normalna, N=0,

b. zasada Navier-Bernoulliego - przekrój początkowo płaski pozostaje płaski po odkształceniu. Odkształcenie w dowolnym punkcie przekroju sformułowano:

$$\varepsilon(y) = \varepsilon(y_0) - \omega(y - y_0)$$

gdzie:
$\varepsilon(y_0)$- *odkształcenie w osi odniesienia,*
$y = y_0$- *oś odniesienia,*
ω - *krzywizna.*

Gdy środek ciężkości $y = y_c$ jest traktowana jako punkt odniesienia, w którym $\varepsilon(y_0) = 0$ to $\varepsilon(y) = -\omega(y - y_c)$.

c. naprężenia powstające w przekroju betonowym UHPC można określić z następujących zależności:
   - przekrój ściskany:

$$0 \geq \sigma = K_0\varepsilon \geq -f_c$$

gdzie:
f_c - *wytrzymałość betonu UHPC na ściskanie,*
K_0 - *sztywność początkowa przekroju*

   - przekrój w fazie elastycznej:

$$0 \geq \varepsilon \geq \varepsilon_{SLS}: \sigma = K_0\varepsilon$$

   - przekrój po zarysowaniu:

$$\varepsilon_{SLS} < \varepsilon \leq \varepsilon_{ULS}: \sigma = \sum\nolimits_1^+ + K_1(\varepsilon - \varepsilon_{SLS}) \leq \sum\nolimits_2$$

Wartości materiałowe, niezbędne do przeprowadzenia obliczeń zamieszczono w *tabeli 1*. Wartości te określono doświadczalnie, badając nośność płyty na rozciąganie. Wartości podane w tabeli są wartościami średnimi, a nie charakterystycznymi.

Tabela 1. Podstawowe parametry dla betonu Ductal w oparciu o dane doświadczalne

Analizowany parametr	Symbol	Wartość średnia [MPa]
Wytrzymałość na ściskanie	f_c	193
Sztywność początkowa	K_0	53,92
Sztywność po powstaniu rys	K_1	1,606
Wytrzymałość na zarysowanie	$\sum_1^-$	7,6
Wytrzymałość po zarysowaniu	$\sum_1^+$	6,9
Granica plastyczności	$\sum_2$	11,5
Długość włókien kompozytowych	L_f	1,27 [cm]

Źródło: opracowanie na podstawie: Y.E. Chuang, J.F. Ulm, *Two-phase composite model for high performance cementitious composites*. "Journal of Engineering Mechanics", 2002, vol. 128, no. 12, pp. 1314–1323.

Określenie ścinania

W stanie granicznym użytkowalności , maksymalne naprężenia rozciągające w przekroju, nie mogą przekroczyć jego wytrzymałości na zarysowanie:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} \leq \sum_1^-$$

Maksymalne dopuszczalne naprężenie ścinające wynosi:

$$\tau_{lim} = \sum_1^- \sqrt{1 - \frac{\sigma}{\sum_1^-}}$$

Sprawdzenie stanu granicznego nośności konstrukcji na ścinanie jest oparte na założeniu, że włókna w betonie UHPC po jego zarysowaniu przejmują część obciążenia ścinającego, podobnie jak w konstrukcji żelbetowej. W przypadku konstrukcji niezbrojonej nośność na ścinanie zależna jest od:

$$\varphi_v V^{ULS} = \varphi_c V_c + \varphi_f V_f$$

gdzie:
V_c - *wpływ betonu UHPC, zgodnie z zaleceniami AFGC,*
V_f - *wpływ włókien.*
Parametry te przyjmują następujące wartości:

$$V_c = 0{,}09\sqrt{f_c} b_w z$$

gdzie:
b_w - *grubość przekroju*
z - *wysokośc efektywna przekroju*

$$V_f = \frac{b_w z \sigma_p}{\tan\beta_u}$$

gdzie:
β_u - *kąt nachylenia wsporników*
σ_p - *naprężenia rezydualne, wynoszące:*

$$\sigma_p = \frac{1}{\|w\|^{lim}} \int_0^{\|w\|^{lim}} \sigma(s)ds$$

Podsumowanie

Beton ultrawysokowartościowy UHPC jest innowacyjnym materiałem, który może stać się rewolucją w budowie i naprawie konstrukcji mostowych. Dzięki obniżonemu stosunkowi wodno-cementowemu oraz zastosowaniu włókien kompozytowych materiał ten osiąga kilkakrotnie większo wytrzymałość w porównaniu z tradycyjnymi betonami. Bardzo gęsta mikrostruktura powoduje, że jest bardziej odporny na korozję chemiczną oraz mróz, co ma znaczący wpływ na jego trwałość.

Jednym z największych problemów w projektowaniu konstrukcji z betonów UHPC jest uwzględnienie współpracy betonu z włóknami kompozytowymi, które w momencie powstania zarysowań na matrycy beto-

nowej przejmują część naprężeń. Należy więc uwzględnić współpracę tych dwóch materiałów w konstrukcji przed i po powstaniu rys.

W niniejszym artykule krótko opisano zastosowanie betonu UHPC w budownictwie mostowym, przytaczając kilka przykładów realizacji. Omówiono również podstawowe założenia do projektowania konstrukcji z wykorzystaniem UHPC.

Warto rozważyć użycie betonów ultrawysokowartościowych w projektowaniu budowy oraz remontu mostów w Polsce. Materiał ten, pomimo wysokich kosztów oraz braku regulacji normatywnych, jest bardzo atrakcyjny, ponieważ nawet przy niewielkich wysokościach przekroju znacznie podwyższa wytrzymałość obiektów, a jego trwałość jest ważnym czynnikiem w projektowaniu obiektów mostowych, zwłaszcza dla mostów o dużym natężeniu ruchu ciężkiego.

Literatura

Chuang E.-Y., Ulm F. J., *Two-phase composite model for high performance cementitious composites*. "Journal of Engineering Mechanics", vol. 128, no. 12, pp. 1314–1323, 2002.

Czarnecki L., *Domieszki do betonu – Możliwości i ograniczenia*. „Cement Polski: Budownictwo, Technologie, Architektura", Zeszyt Specjalny: Domieszki do betonu, 2003, str. 4-6.

Geisenhanslücke C. (red.)*, Ultra-Hochfester Beton. Planung und Bau der ersten Brücke mit UFPC in Europa. Schriftenreihe Baustoff und Massivbau*, Universität Kassel 2003, Nr. 2.

Gunes O., Yesilmen S., Gunes B., Ulm F., *Use of UHPC in Bridge Structures: Material Modeling and Design***,** "Advances in Materials Science and Engineering", Volume 2012.

Jasiczak J., Wdowska A., Rudnicki T., *Betony ultrawysokowartościowe*. „Polski Cement". Kraków 2008.

Park H., Ulm F.-J, Chuang E.: *Model-Based Optimization of Ultra High Performance Concrete Highway Bridge Girders*. "CEE Report R03 -01", Massachusetts Institute of Technology, Boston, Mass, USA, 2003.

WPŁYW RODZAJU OSZKLENIA NA BILANS CIEPLNY POMIESZCZENIA

dr hab. inż. Dariusz Obracaj, dr inż. Marek Korzec, mgr inż. Sebastian Sas
AGH w Krakowie
Wydział Górnictwa i Geoinżynierii

Wprowadzenie

Bilans zysków ciepła stanowi ważny etap projektowania instalacji klimatyzacyjnej. Na tej postawie dobierane są moce poszczególnych urządzeń realizujących procesy uzdatniania powietrza. Najczęściej w bilansie tym uwzględniane są wewnętrzne źródła ciepła, takie jak obecni w pomieszczeniach ludzie, zainstalowane oświetlenie oraz zabudowane urządzenia. Drugą grupę stanowią natomiast zewnętrzne zyski ciepła w postaci zysków od przegród nieprzezroczystych oraz przezroczystych (okna i powierzchnie przeszklone).

Istotnym czynnikiem powodującym wahania temperatury wewnętrznej w pomieszczeniach w okresie letnim jest promieniowanie słoneczne, a więc związane z tym zyski ciepła przez przegrody przezroczyste. Bardzo często właśnie te zyski ciepła są dominujące w bilansie cieplnym pomieszczeń. Temperatura w pomieszczeniach przy wyeliminowaniu wpływu nasłonecznienia jest na ogół wyrównana, bliska średniej temperaturze powietrza zewnętrznego przyjętego jako temperatura odniesienia[1].

Każdy obiekt położony na powierzchni ziemi podlega promieniowaniu słonecznemu bezpośredniemu i promieniowaniu z przestrzeni otaczającej atmosferę (chmur, ziemi, sąsiadujących obiektów itp.), zwanemu promieniowaniem rozproszonym[2].

Zyski ciepła przez przegrody przezroczyste powstają w wyniku:

1. ***przenikania*** – na skutek różnicy temperatury powietrza wewnętrznego i zewnętrznego w ilości uzależnionej od tej różnicy, a także od oporu cieplnego okna oraz warunków przejmowania ciepła na obu jego powierzchniach, a więc od wartości współczynnika przenikania;

[1] K. Krygier, T. Klinke, J. Sewerynik , *Ogrzewnictwo, wentylacja, klimatyzacja,* WSiP, Warszawa 1991.
[2] Ibidem.

2. ***promieniowania*** – ciepło pozyskane od nasłonecznienia w ilości uzależnionej od orientacji okna względem stron świata oraz od właściwości radiacyjno-optycznych oszklenia[3].

Natężenie promieniowania słonecznego zależy od szerokości geograficznej, pory dnia i roku oraz od przezroczystości atmosfery. Strumień cieplny całkowitego promieniowania słonecznego dochodzącego do szyby częściowo zostaje od niej odbity, częściowo przez nią pochłonięty, częściowo zaś przepuszczony do pomieszczenia. Strumień przepuszczony pada na niektóre powierzchnie przegród wewnętrznych, zamieniając się w znacznej części w ciepło, które zostaje z kolei przez te przegrody częściowo akumulowane[4].

Celem artykułu jest zaprezentowania zmian w bilansie energetycznym wybranej grupy pomieszczeń w zależności od rodzaju oszklenia. W tym celu wykonano obliczenia wariantowe dotyczące rodzaju oszklenia. W poszczególnych wariantach zmieniano parametry oszklenia zabudowanego w pomieszczeniach.

Rodzaje oszklenia

Okna umieszczone w ścianie lub dachu mają zapewnić przede wszystkim wystarczającą ilość światła dziennego w pomieszczeniach oraz widok z domu na otaczający teren. I te zadania już od wieków spełnia prawie każda pojedyncza szyba. Jednak współcześnie stawia się im znacznie wyższe wymagania. Nie tylko mają zapewniać widoczność, ale pod względem izolacyjności cieplnej i akustycznej oraz ochrony przeciwwłamaniowej powinny się cechować parametrami zbliżonymi do ściany budynku[5].

Zwykle szyby w oknach przepuszczają zarówno światło, jak i energię cieplną słońca. Zimą jest to zjawisko korzystne, gdyż *„bezpłatna energia”* dogrzewa nasze domy, jednak w upalne lato nadmiar ciepła może być niepożądany. Szyba zwykła jest wykonywana ze szkła typu *float*. Odznacza się ono powierzchnią bardzo gładką, bo wypolerowaną. Prócz tego jest bardziej elastyczne i wytrzymałe od dawniej stosowanego szkła okiennego. Wadą takiej pojedynczej szyby jest bardzo kiepska izolacyjność cieplna oraz duża ilość energii przepuszczanej do pomieszczenia. Zaletą zaś do-

[3] L. Laskowski, *Ochrona cieplna i charakterystyka energetyczna budynku*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2008.
[4] T. Kisielewicz, E. Królak, Z. Pieniążek, *Fizyka cieplna budowli*, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 1998.
[5] http://www.montotras.pl (online: 27.12.2015).

skonała przezroczystość (co najmniej 82%)[6]. Rozwiązaniem tego problemu jest użycie szyb przeciwsłonecznych. Promieniowanie słoneczne, również to z zakresu światła widzialnego, jest nośnikiem energii. Kiedy promienie docierają do tafli szkła, przekazują jej energię w postaci odczuwalnego ciepła. Mogą wystąpić tu trzy mechanizmy: bezpośrednie przepuszczenie energii, jej odbicie i absorpcja. Całkowita przepuszczalność energii słonecznej jest sumą energii słonecznej bezpośrednio przepuszczonej (znanej również jako składnik krótkofalowy) oraz energii zaabsorbowanej, która na drodze promieniowania i konwekcji zostaje przepuszczona do wnętrza (składnik długofalowy). Z punktu widzenia wytwarzania można wyróżnić dwie główne grupy szyb przeciwsłonecznych. Pierwsza to szyby powlekane, druga – szyby barwione w masie. Biorąc natomiast pod uwagę wygląd szkła oraz jego wpływ na ciepło słoneczne, szyby można podzielić na absorpcyjne i refleksyjne.

Szyby absorpcyjne są z reguły barwione w masie poprzez dodanie pewnej ilości pigmentu do zestawu szklarskiego. Niektóre z szyb powlekanych należą również do tej grupy, ponieważ powłoki nakładane są na szkło barwione w masie. Typowe dla większości szyb absorpcyjnych jest to, że odbicie światła widzialnego jest bardzo małe, mniejsze nawet niż w wypadku zwykłego szkła. Niewielkie jest także odbicie energii słonecznej. Energia słoneczna absorbowana jest przez szkło i powoduje jego ogrzanie. Ciepło jest następnie wypromieniowywane w obu kierunkach, przy czym większość wypromieniowana zostaje do otoczenia, czemu sprzyja konwekcja powietrza na zewnątrz oszklenia. W ofercie firm można znaleźć między innymi szyby absorpcyjne o zabarwieniu zielonym, brązowym, szarym czy też niebieskim.

Szyby refleksyjne powstają poprzez nałożenie bardzo cienkiej powłoki refleksyjnej na jedną z powierzchni szkła *float* lub szkła barwionego w masie. Niektóre szyby z tej grupy mają dość duży wskaźnik absorpcji. Jednak im bardziej odbijają one światło widzialne, tym większe jest też odbicie ciepła słonecznego. Całkowita redukcja energii słonecznej zależy zarówno od odbicia tej energii, jak i od jej absorpcji. Zazwyczaj szyby refleksyjne są lepszym zabezpieczeniem przed penetracją energii słonecznej do wnętrza pomieszczeń niż szkło absorpcyjne[7].

[6] http://www.budujemydom.pl/ (online: 27.12.2015).
[7] http://www.montotras.pl (online: 27.12.2015).

Zyski ciepła przez przegrody przezroczyste

Zyski ciepła w pomieszczeniach można ogólnie podzielić na zyski pochodzenia zewnętrznego oraz wewnętrznego. Do wewnętrznych zysków ciepła zalicza się zyski ciepła pochodzące od ludzi, oświetlenia, a także różnego rodzaju urządzeń elektrycznych lub mechanicznych emitujących ciepło do pomieszczenia. Do zewnętrznych zysków ciepła zaliczamy zyski ciepła pochodzące od infiltracji oraz nasłonecznienia, przedostających się do pomieszczenia przez przegrody nieprzeźroczyste oraz przeźroczyste. Obliczenia wykonane w artykule, dla każdego z wariantów, uwzględniają tylko zmianę rodzaju oszklenia. Pozostałe źródła zysków ciepła pozostają bez zmian i nie będą podlegały analizie w dalszej części rozdziału.

$$Q_{OK} = F \cdot [\varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot (R_S \cdot J_{c\,max} \cdot k_c + R_C \cdot J_{r\,max} \cdot k_r) + k \cdot (t_z - t_p)]\,W \quad (1)$$

gdzie:

F – powierzchnia okien w świetle muru; dla pomieszczenia, m^2;

φ_1 – współczynnik uwzględniający udział powierzchni szkła w powierzchni okna w świetle muru;

φ_2 – współczynnik korygujący, uwzględniający wysokość położenia obiektu nad poziomem morza;

φ_3 – współczynnik uwzględniający rodzaj szkła, ilość szyb, urządzenia przeciwsłoneczne;

$J_{c\,max}$, $J_{r\,max}$ – maksymalne natężenie promieniowania słonecznego rozproszonego w danym miesiącu W/m^2;

R_S – stosunek pow. nasłonecznionej do pow. całkowitej okna w świetle muru;

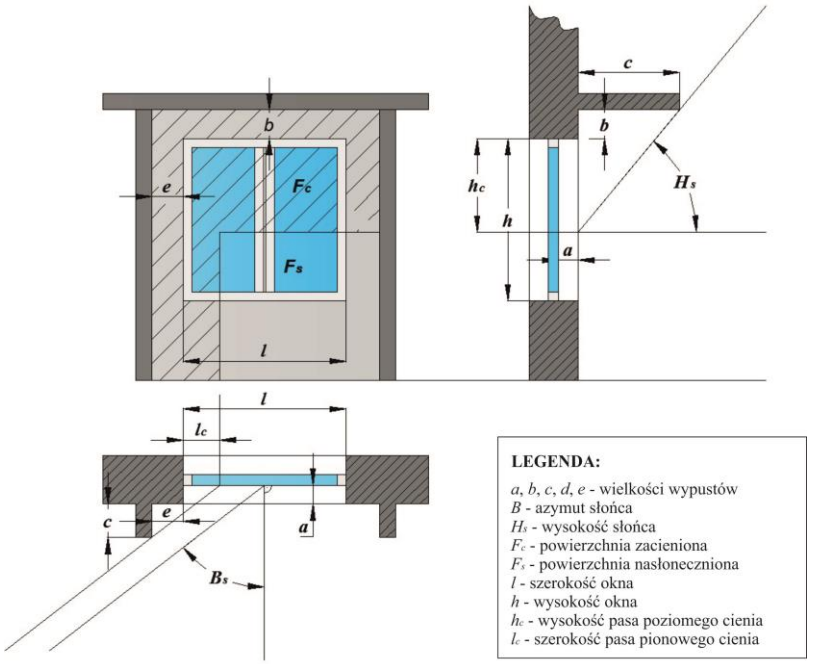
R_C– stosunek pow. zacienionej do pow. całkowitej okna w świetle muru;

k – współczynnik przenikania ciepła dla okna, W/(m^2·K);

k_c, k_r – współczynnik akumulacji ciepła w przegrodach otaczających pomieszczenie;

t_p – projektowana temperatura powietrza w pomieszczeniu, °C;

t_z – chwilowa temperatura powietrza zewnętrznego, °C.



Rysunek 1. Zacienienie wywołane występami
Źródło: opracowanie własne na podstawie: M. Malicki, *Wentylacja i klimatyzacja*, PWN, Warszawa 1980.

Istotny wpływ na wielkość zysków ciepła przez przegrody przezroczyste ma stopień zacienia okna w danej godzinie przez występy. W obliczeniach przedstawionych w niniejszym artykule wykorzystano metodykę obliczania zacienienia okna wywołanego *„występami"* przyjętą zgodnie z metodyką pracy M. Malickiego[8].

Szerokość pasa pionowego cienia l_c wytworzonego na oknie przez występy a i d oblicza się jako:

$$l_c = (d + a) \cdot tgB_s - e, m \qquad (2)$$

Wysokość pasa poziomego cienia h_c wytworzonego przez *„występy"* a i c oblicza się jako:

[8] M. Malicki, op. cit.

$$h_c = (c + a) \cdot \frac{tgH_s}{cosB_s} - b, m \tag{3}$$

gdzie:
a, b, c, d, e – oznaczenia wg rysunku 1;
B_s – azymut słoneczny pionowej ściany (zgodnie z tabelą 1);
H_s – wysokość słońca (zgodnie z tabelą 1);

Powierzchnię zacienioną oblicza się z zależności:

$$F_c = h \cdot I_c + (l - l_c) \cdot h_c,\ m^2 \tag{4}$$

gdzie h i l wg rysunku 1.

Powierzchnie nasłonecznioną okna oblicza się jako:

$$F_c = h \cdot l - F_c,\ m^2 \tag{5}$$

Stosunek powierzchni zacienionej do powierzchni okna w świetle muru oblicza się jako:

$$R_s = \frac{F_c}{h \cdot l} \tag{6}$$

Natomiast stosunek powierzchni nasłonecznionej do powierzchni okna w świetle muru oblicza się z zależności:

$$R_c = 1 - R_s \tag{7}$$

Tabela 1. Wysokość słońca H_s, azymut słońca B_s, dla miejscowości Kraków dla 15 lipca

Czas słoneczny	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
H_s – *wysokość słońca*	37	46	54	60	62	60	54	46	37	27	18	9	-
B_s – *azymut słoneczny pionowej ściany,* °	98	111	129	152	180	208	231	249	262	274	285	296	-

Źródło: K. Krygier, T. Klinke, J. Sewerynik , *Ogrzewnictwo, wentylacja, klimatyzacja,* WSiP, Warszawa 1991.

Przedstawiona metodyka badawcza została wykorzystana w obliczeniach zysków ciepła dla przykładowego budynku mieszkalnego. Szczególną uwagę zwrócono na rodzaj oszklenia oraz jego wpływ na bilans cieplny pomieszczeń klimatyzowanych.

Transport energii cieplnej przez szybę

Szkło odbija, pochłania i przepuszcza pewną ilość energii promieniowania słonecznego, w wyniku czego całkowita energia cieplna doprowadzona do pomieszczenia składa się z ciepła przepuszczonego oraz części ciepła pochłoniętego przez szkło. Chwilową wartość natężenia promieniowania słonecznego całkowitego przenikającą do pomieszczenia przez okno J_c można obliczyć jako[9]:

$$J_c = J_C \cdot g_G, \mathrm{W/m^2} \tag{8}$$

gdzie:
J_C – chwilowe wartości natężenia promieniowania całkowitego słonecznego padającego na przegrody pionowe i poziome dla rozpatrywanej szerokości geograficznej, W/m^2;
g_G – współczynnik przepuszczalności energii całkowitej dla zestawu szybowego, **-**.

Analogicznie wartość natężenia promieniowania słonecznego rozproszonego J_r można obliczyć za pomocą wzoru:

[9] M. Malicki, op. cit.

$$J_r = J_R \cdot g_G, \mathrm{W/m^2} \quad (9)$$

gdzie:

J_R – chwilowe wartości natężenia promieniowania słonecznego rozproszonego padającego na przegrody pionowe i poziome dla rozpatrywanej szerokości geograficznej, W/m^2;

W podobny sposób można obliczyć wartości maksymalne natężenia promieniowania słonecznego całkowitego $J_{c\,max}$ oraz rozproszonego $J_{r\,max}$ w danym miesiącu.

W tabeli 2 przedstawiono wartości współczynników charakteryzujących przepuszczalność energii całkowitej dla zestawów szybowych (rodzaju oszklenia), dla których wykonano obliczenia w poszczególnych wariantach.

Tabela 2. Wartości współczynników przepuszczalności energii całkowitej dla zestawu szybowego

Nr wariantu	*Rodzaj oszklenia*	*Współczynnik g_G przepuszczalności energii całkowitej dla zestawu szybowego*
Wariant 1	Pojedyncze szkło	0,85
Wariant 2	Podwójne szklone	0,75
Wariant 3	Podwójnie szklone z powłoką selektywną	0,67
Wariant 4	Potrójnie szklone	0,7
Wariant 5	Potrójnie szklone z powłoką selektywną	0,5
Wariant 6	Okna podwójne	0,75
Wariant 7	**Dwukomorowe szyby zespolone z wykorzystaniem szkła bezbarwnego o grubości 4 mm jako szyby środkowej i szkła Optitherm S3 o grubości 4 mm jako szyby wewnętrznej oraz przestrzeni międzyszybowych o szerokości 12 mm**	0,34
Wariant 8	**Parametry szyby zespolonej (6 mm Solar E od zewnątrz i ramka dystansowa o szerokości 16 mm)**	0,4

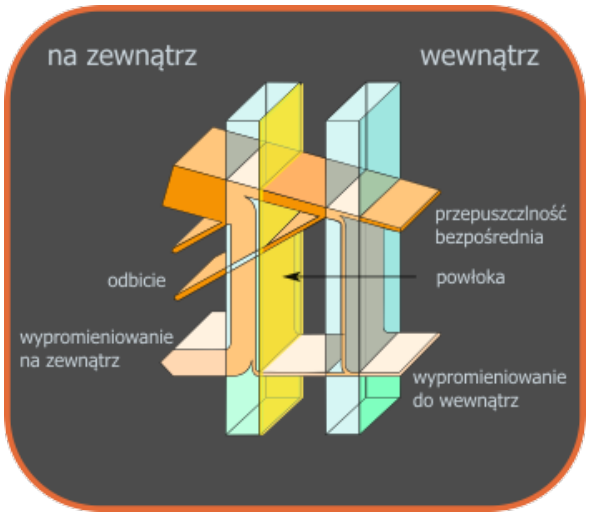
Źródło: opracowano na podstawie: Rozporządzenia Ministra Infrastruktury w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie z dnia 12 kwietnia 2002 r. (Dz.U. 75, poz. 690) wraz z późniejszymi zmianami, stan prawny na 01.01.2014; http://www.montotras.pl (online: 27.12.2015 r.)

Kiedy promieniowanie słoneczne napotyka na swojej drodze na szkło może ono podlegać trzem mechanizmom: odbijaniu, przepuszczaniu i absorpcji. Szkło może wpływać na dystrybucję energii opartą na tych mechanizmach. Na potrzeby ochrony przeciwsłonecznej pojęcia te są definiowane w następujący sposób[10]:

- odbicie – część energii słonecznej odbijana z powrotem do atmosfery,
- przepuszczalność bezpośrednia – część energii słonecznej bezpośrednio przepuszczana przez szkło,
- absorpcja – część energii słonecznej pochłaniana przez szkło,
- przepuszczalność całkowita – (nazywana również wartością g_G lub współczynnikiem słonecznym) – część energii słonecznej przepuszczana przez szybę na wszelkie możliwe sposoby. W jej skład wchodzi przepuszczalność bezpośrednia oraz energia pochłonięta przez szkło a następnie wypromieniowana do wnętrza,
- przepuszczalność światła słonecznego – część światła przepuszczana przez szkło,
- odbicie światła słonecznego – część światła odbijana przez szkło,
- całkowity współczynnik zaciemnienia – stosunek pomiędzy całkowitą przepuszczalnością energii słonecznej szkła a całkowitą przepuszczalnością energii słonecznej pojedynczego bezbarwnego szkła float o grubości 3 mm,
- współczynnik selektywności – stosunek przepuszczalności światła do całkowitej przepuszczalności energii słonecznej.

Rysunek 2 przedstawia schemat izolacyjnej szyby zespolonej, wykorzystującej powlekane szkło przeciwsłoneczne, natomiast w tabeli 3 przedstawiono przykładowe wartości transmisji, absorpcji i odbicia wybranych rodzajów oszklenia.

[10] http://www.montotras.pl (online: 27.12.2015).



Rysunek 2. Schemat przepuszczalności promieniowania słonecznego przez zestaw szyb zespolonych wykorzystujących powlekane szkło przeciwsłoneczne
Źródło: http://www.montotras.pl (online: 27.12.2015).

Tabela. 3. Wartości transmisji, absorpcji i odbicia wybranych rodzajów oszklenia

Rodzaj szkła	*Światło widzialne*	*Bezpośrednie promieniowanie słoneczne*			*Promieniowanie całkowite*
	transmisja	*transmisja*	*absorpcja*	*odbicie*	*transmisja*
Szkło okienne 3 mm przezroczyste	0,89	0,82	0,11	0,07	0,86
Szyba 6 mm, barwiona	0,50	0,46	0,49	0,05	0,62
Szyba 6 mm, refleksyjna	0,10	0,08	0,60	0,32	0,23

Źródło: V.D. Chadderton , *Air Conditioning. A practical introduction*, E&FN Spon, London 1993.

Przykład obliczeniowy

W artykule analizie poddano dwupiętrowy budynek mieszkalny, w którym projektuje się system klimatyzacji. Budynek zlokalizowany jest w Krakowie, gdzie przejrzystość atmosfery przyjmuje się jako P4. Obliczenia zrealizowano dla pierwszego piętra dla pomieszczeń 1, 2, 4, 6, 7, których charakterystyka przedstawiona została w tabeli 4.

Dla obliczenia zysków ciepła od ludzi przyjęto że aktywność wykonywana przez domowników zaliczana jest do lekkiej pracy fizycznej (współczynnik jednoczesności $\varphi = 0{,}8$). Założono że maksymalna sumaryczna liczba osób znajdujących się w poszczególnych pomieszczeniach wynosić będzie 7 osób. W obiekcie zainstalowano oświetlenie energooszczędne o mocy 20 W/m^2 (współczynnik jednoczesności 0,95). Oświetlenie będzie włączone w godzinach od 20 do 24 godziny, natomiast dla samych obliczeń znaczenia ma jedynie ilość energii zakumulowana w przegrodach w rozpatrywanych godzinach pomiędzy 8-20 po wyłączeniu oświetlenia.

Dla okien przyjęto współczynnik przewodzenia na poziomie 1,2 W/(m^2·K), oraz głębokość osadzenia okna w ościeżu równą 0,25 m. Powierzchnia oszklenia stanowi 17% łącznej powierzchni ścian zewnętrznych[11].

Projektowana temperatura powietrza wewnątrz pomieszczenia wynosi 24°C, natomiast wilgotność względna 50%[12]. Projektowaną temperaturę powietrza zewnętrznego przyjęto 30°C, a wilgotność względną 45%[13].

W pomieszczeniach projektuje się klimatyzację scentralizowaną, gdzie zyski ciepła zostaną zasymilowane przez powietrze nawiewane. W pomieszczeniach zastosowano system wymiany powietrza „góra-góra", który uzyskuje się, gdy nawiew i wywiew zlokalizowane są w górnej strefie pomieszczenia[14].

W tabeli 4 przedstawiono krótką charakterystykę pomieszczeń wraz z liczbą osób oraz zainstalowanymi urządzeniami w pomieszczeniach, natomiast tabela 5 zawiera charakterystykę przegród budowlanych wystę-

[11] S. Sas, P. Kasprzyk, *Influence of depth of the frame on room energy balance according to energy consumption*, Mining Science Volume 22, Special Issue 2. Wroclaw 2015, p. 139-150.

[12] PN-B-03421:1976. Parametry obliczeniowe powietrza wewnętrznego.

[13] PN-B-03420:1976. Wentylacja i klimatyzacja. parametry obliczeniowe powietrza zewnętrznego.

[14] S. Sas, P. Kasprzyk, op. cit., s. 139-150.

pujących w omawianym budynku wraz z podanymi współczynnikami przewodzenia.

Tabela 4. Charakterystyka analizowanych pomieszczeń

L p.	*Przeznaczenie pomieszczenie*	*Wysokość*	*Powierzchnia*	*Liczba osób*	*Kubatura*	*Zainstalowane urządzenia*
		m	*m²*	*os.*	*m³*	*W*
1	Salon	3,3	44,1	3	145,5	Telewizor 150 W
2	Pokój nr 1	3,3	26,0	1	85,8	Telewizor 150 W
3	Hall	3,3	39,9	-	131,7	-
4	Pokój nr 2	3,3	30,4	1	100,4	Komputer 100 W
5	Łazienka	3,3	12,9	-	42,6	-
6	Pokój nr 3	3,3	18,9	1	62,4	Komputer 100 W
7	Pokój nr 4	3,3	12,3	1	40,5	Komputer 100 W

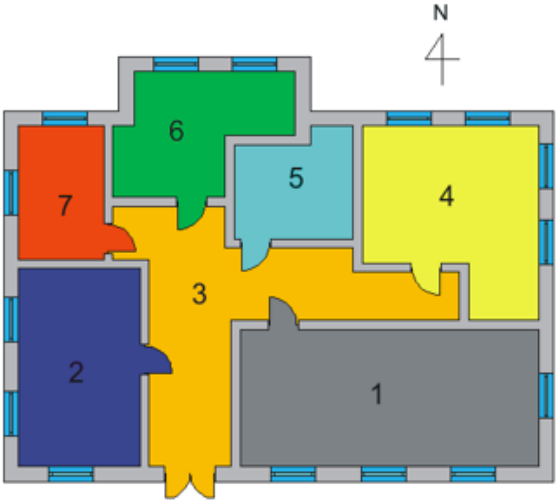
Źródło: opracowanie własne.

Tabela 5. Charakterystyka wybranych typów przegrody

Typ przegrody	*Rodzaj*	*λ W/(m²K)*
Ściany nośne	Średnio ciężkie	0,25
Ściany działowe	Lekka konstrukcja	0,4
Okna zewnętrzne	Plastikowe	1,2

Źródło: opracowanie własne.

Na rysunku 3 przedstawiono schemat klimatyzowanych pomieszczeń wraz z numeracją oraz powierzchnią pomieszczeń.

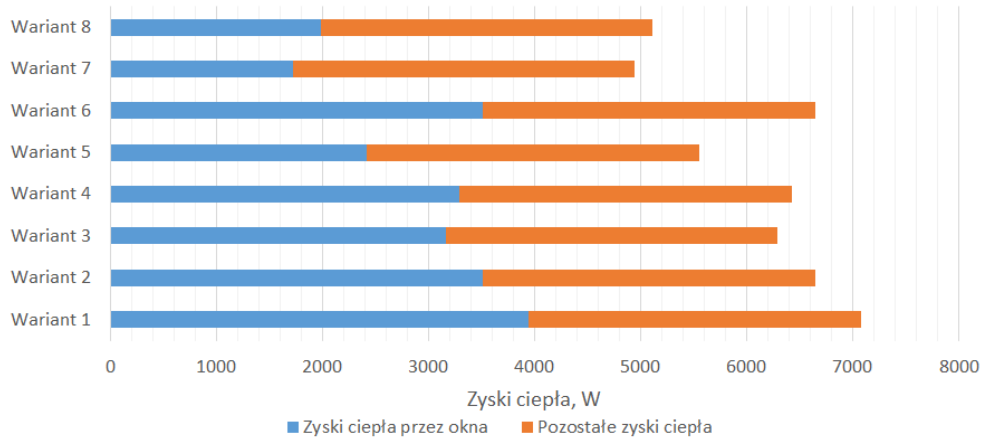


Rysunek 3. Schemat klimatyzowanych pomieszczeń
Źródło: opracowanie własne.

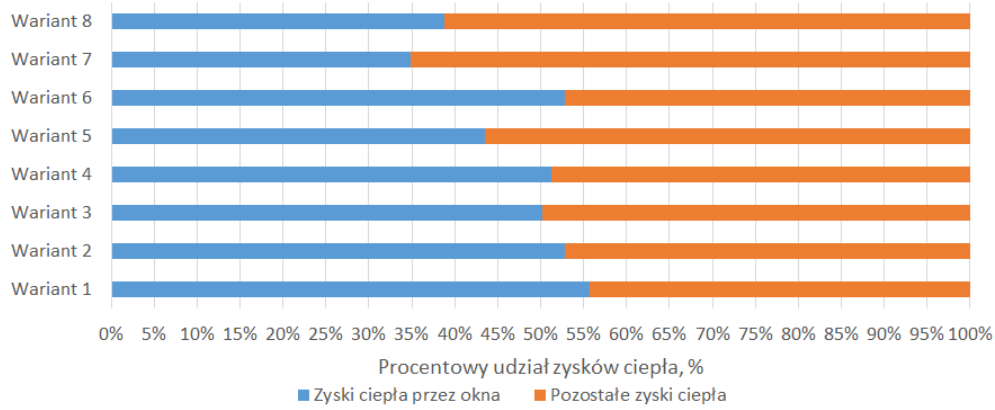
Wyniki obliczeń

Wyniki analiz zostały przedstawione w formie wykresów obrazujących całkowite zyski ciepła jawnego oraz pochodzących od nasłonecznienia w zależności od rodzaju zastosowanego zestawu szybowego.

Na rysunku 4 przedstawiony został wykres zysków ciepła jawnego w zależności od rodzaju zastosowanego oszklenia dla maksymalnych zysków ciepła jawnego w ciągu doby które sumarycznie dla wszystkich pomieszczeń wystąpiły o godzinie 17. Na wykresie widoczna jest duża różnica pomiędzy zyskami ciepła pochodzącymi od nasłonecznienia dla wariantu obliczeń z pojedynczą szybą oraz dla wariantu z szybą zespoloną z wykorzystaniem bezbarwnego szkła. Świadczy to o małym współczynniku przepuszczalności energii słonecznej, a także samą różnicą pomiędzy zyskami ciepła przez okna a pozostałymi zyskami, których procentowy udział zmienia się od 35 do 56 procent, udziału zysków ciepła przez okna na tle całkowitych zysków, które pozostają niezmienne w poszczególnych wariantach przedstawia rysunek 5.

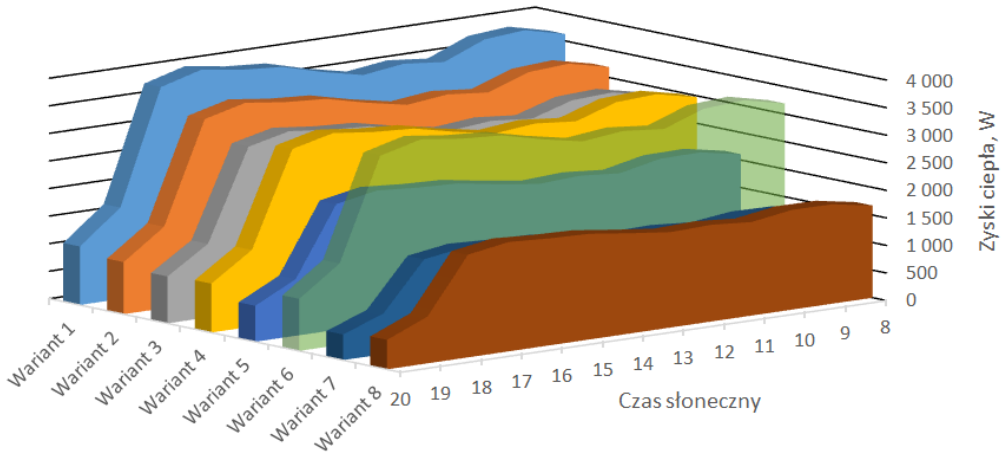


Rysunek 4. Wykres zysków ciepła jawnego w zależności od rodzaju zastosowanego oszklenia
Źródło: opracowanie własne.



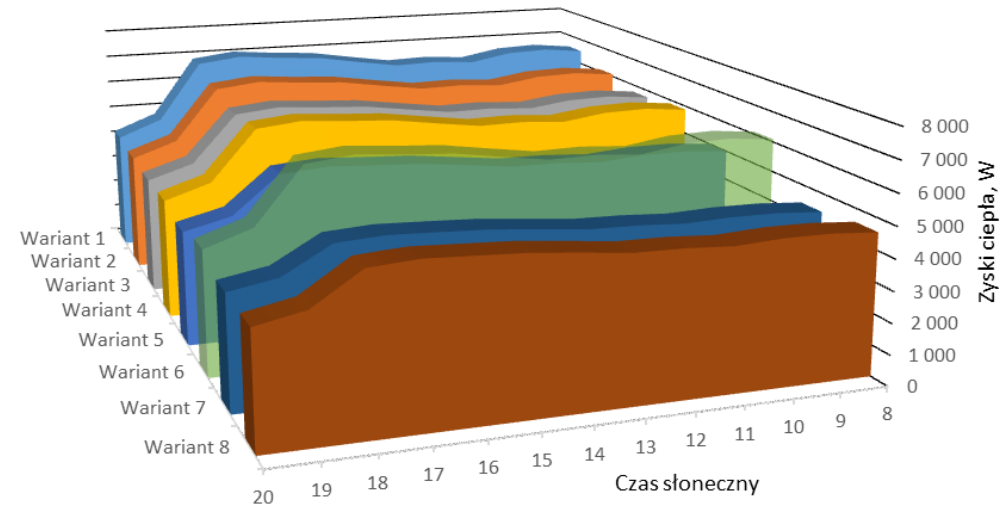
Rysunek 5. Procentowy wykres zysków ciepła jawnego przez okno oraz pozostałych w zależności od rodzaju zastosowanego oszklenia
Źródło: opracowanie własne.

Na rysunku 6 przedstawiony został wykres zysków ciepła jawnego przez przegrody przeźroczyste w zależności od rodzaju zastosowanego oszklenia oraz czasu słonecznego w sferycznym układzie współrzędnych. Na wykresie można zaobserwować znaczne ugięcie płaszczyzny dla zastosowania oszklenia typu przeciwsłonecznego w postaci szyb absorpcyjnych oraz refleksyjnych.

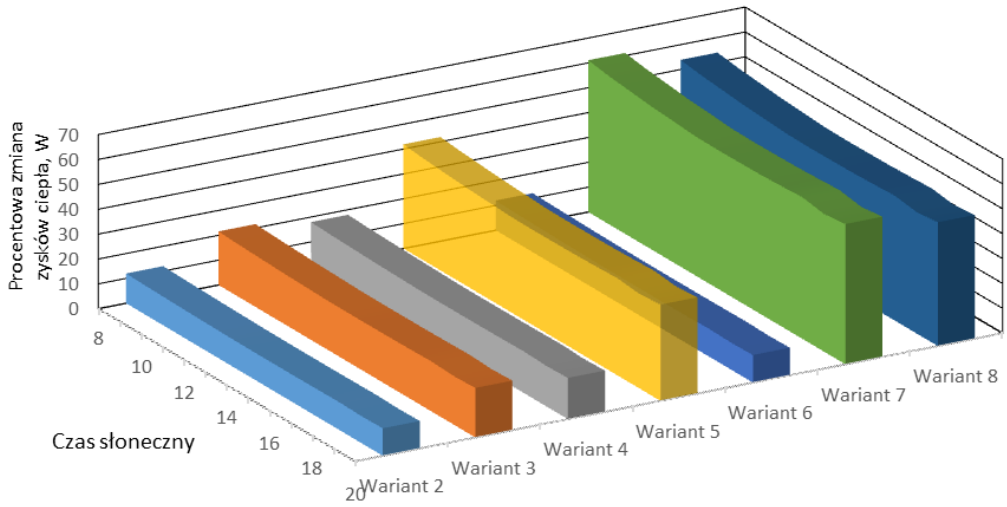


Rysunek 6. Wykres zysków ciepła jawnego przez okna w zależności od czasu słonecznego oraz rodzaju zastosowanego oszklenia
Źródło: opracowanie własne

Na rysunku 7 przedstawiony został wykres całkowitych zysków ciepła jawnego w zależności od rodzaju zastosowanego oszklenia oraz czasu słonecznego.

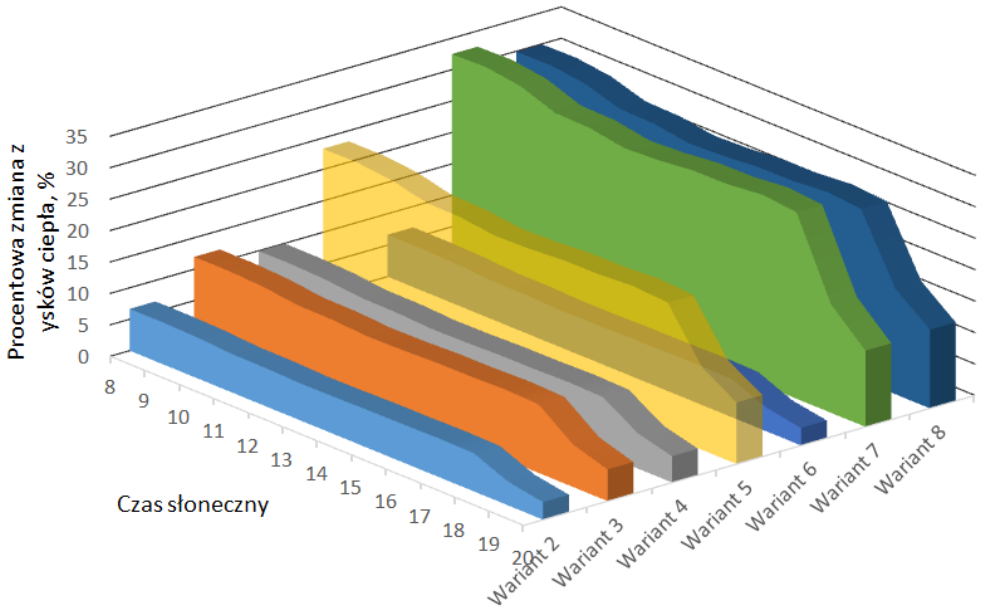


Rysunek 7. Wykres całkowitych zysków ciepła jawnego w funkcji czasu słonecznego oraz rodzaju zastosowanego oszklenia
Źródło: opracowanie własne.



Rysunek 8. Wykres procentowej zmiany zysków ciepła jawnego przechodzących przez przegrody przeźroczyste w zależności od rodzaju zastosowanego oszklenia
Źródło: opracowanie własne.

Rysunek 8 przedstawia procentową zmianę całkowitych zysków ciepła jawnego w opozycji do zastosowania oszklenia jednoszybowego. Największą zmianę można zaobserwować przy zastosowaniu zespołu szybowego wykorzystujące szkło bezbarwne. Zmiana ta w newralgicznej godzinie sięga 61%, by średnio wynieść 57%, natomiast w ogólnym bilansie zysków ciepła (rysunek 9) zastosowanie wspomnianego oszklenia zmniejsza bilans zysków ciepła dla projektowanych pomieszczeń o 33%,a średnio o 28%.



Rysunek 9. Wykres procentowej zmiany całkowitych zysków ciepła jawnego w zależności od zastosowanego oszklenia jednoszybowego
Źródło: opracowanie własne.

Podsumowanie

Z przeanalizowanych danych wynika, iż w zależności od zastosowania różnego rodzaju oszklenia, zmienia się bilans cieplny w pomieszczeniach. Dobór oraz sama analiza rodzaju oszklenia przy obliczaniu zysków ciepła przez okna jest szczególnie ważna w przypadku, budynków użyteczności publicznej, budynków mieszkalnych i innych, gdzie bardzo często największą rolę odgrywają zyski ciepła jawnego pochodzące od promieniowania słonecznego.

Wykonane obliczenia wykazały, że najbardziej na zmniejszenie zysków ciepła przez przegrody przeźroczyste wpłynęłoby zastosowanie **dwukomorowej szyby zespolonej z wykorzystaniem szkła bezbarwnego o grubości szkła bezbarwnego o grubości 4 mm jako szyby środkowej i szkła Optitherm S3 o grubości 4 mm jako szyby wewnętrznej oraz przestrzeni międzyszybowych o szerokości 12 mm (wariant 7). Szyba ta wpływa na** zmniejszenie średniego dopływu energii cieplnej przechodzącej przez przegrody przeźroczyste aż o 57%. W ogólnym bilansie zysków ciepła dla tego wariantu uzyskano natomiast średnie obniżenie zysków ciepła o 28%.

Wykonane obliczenia zysków ciepła, dla różnych rodzajów zastosowanego oszklenia, wykazały duże różnice. Należy dodatkowo podkreślić, że obliczenia wykonywane były na przykładzie domu jednorodzinnego, w którym powierzchnie przeszklone nie stanowiły znaczącej powierzchni. Biorąc pod uwagę różnicę pomiędzy analizowanymi rodzajami oszklenia, bilans cieplny pomieszczeń może prowadzić do znacznych zmian obciążenia chłodniczego pomieszczeń, szczególnie w budynkach o dużym stopniu przeszklenia (np. budynki użyteczności publicznej). Obciążenie chłodnicze pomieszczenia przenosi się wprost na nakłady inwestycyjne na klimatyzację, co ma istotne znacznie dla potencjalnych inwestorów.

W projektowaniu zysków ciepła od przegród przeźroczystych należy każdorazowo brać pod uwagę współczynnik przepuszczalności energii cieplnej dla danego rodzaju oszklenia okien.

Literatura

Chadderton D.V., *Air Conditioning. A practical introduction*. E&FN Spon, London 1993.

Kisielewicz T., Królak E., Pieniążek Z., *Fizyka cieplna budowli*. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 1998.

Krygier K., Klinke T., Sewerynik J., *Ogrzewnictwo, wentylacja, klimatyzacja,* WSiP, Warszawa 1991.

Laskowski L., *Ochrona cieplna i charakterystyka energetyczna budynku*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2008.

Malicki M., *Wentylacja i klimatyzacja*, PWN, Warszawa 1980.

PN-B-03420:1976. Wentylacja i klimatyzacja. parametry obliczeniowe powietrza zewnętrznego.

PN-B-03421:1976. Parametry obliczeniowe powietrza wewnętrznego.

Rozporządzenia Ministra Infrastruktury w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie z dnia 12 kwietnia 2002 r. (Dz.U. 75, poz. 690) wraz z późniejszymi zmianami, stan prawny na 01.01.2014.

Sas S., Kasprzyk P., *Influence of depth of the frame on room energy balance according to energy consumption*, Mining Science Volume 22, Special Issue 2, Wroclaw 2015.

http://www.montotras.pl (online: 27.12.2015).

http://www.budujemydom.pl/ (online: 27.12.2015).

Część III.
Budownictwo zrównoważone i przemysłowe

OBECNOŚĆ DZKICH ZWIERZĄT NA TERENACH ZURBANIZOWANYCH W KONTEKŚCIE PLANOWANIA MIAST

mgr inż. Magdalena Chudy
Politechnika Krakowska

Wstęp

Celem artykułu jest przedstawienie problemu występowania dzikich zwierząt na terenach miejskich. Dzikie zwierzęta w mieście są tutaj rozumiane jako jeden z aspektów miejskiej dzikiej przyrody (ang. *urban wilderness)*[1], jednak autorka koncentruje się w tym tekście jedynie na występowaniu przedstawicieli fauny na obszarach zurbanizowanych. Jest to szeroki problem, z którym radzą sobie miasta na całym świecie z różnym skutkiem. Obecność dzikich zwierząt na terenach miejskich jest widoczna, niestety postrzeganie tego zjawiska przez człowieka jest różne, zależy od konkretnej sytuacji- wiele miast w Polsce nie ma jeszcze wypracowanych mechanizmów radzenia sobie z takimi sytuacjami. Oznacza to, iż często nie ma jednoznacznej polityki miasta dotyczącej przejawów dzikiej fauny w mieście. Obecnie ochrona przyrody i bioróżnorodności nie dotyczy tylko terenów zlokalizowanych poza miastem, sanktuariów przyrody nietkniętych przez człowieka. Z uwagi na kurczące się tereny wolne od przekształceń, oraz niepohamowany rozwój miast często w postaci rozlewającego się miasta (ang. *urban sprawl)* reprezentanci dzikich zwierząt coraz częściej pojawiają się na terenach zurbanizowanych szukając miejsca do życia.

Przełomowym w myśleniu o konserwacji przyrody był raport Sekretarza Generalnego Narodów Zjednoczonych U Thanta pt. „Człowiek i jego środowisko", który ujawnił fatalny stan środowiska naturalnego, wyszczególniając między innymi brak strategii rozwoju miast[2]. Według Mi-

[1] D. Rink, H. Herbst *From wasteland to wilderness- aspects of new form of urban nature* [w:] Applied Urban Ecology, A Global Framework (red.) M. Richter, U Weiland, Wiley Blackwell, Malaysia, 2012, s. 83.

[2] U' Thant, *Raport Sekretarza Generalnego ONZ z dnia 26.05.1969 r. Człowiek i jego rodowisko*, [w:] „Biuletyn Polskiego Komitetu d/s UNESCO" 1/1969, [cyt. za:] A. Pawłowski, L. Pawłowski, *Zrównoważony rozwój we współczesnej cywilizacji*. Cz.1. *Środowisko, a Zrównoważony rozwój, Problemy ekorozwoju*, cz. 3. Nr 1, 2008, s. 54 (http://ekorozwoj.pollub.pl/no5/l.pdf, dostęp 20.12.2015).

chajlowa (1975) należy zaakceptować fakt stałego, nie możliwego do zatrzymania lub regresji rozwoju gospodarczego oraz konieczność wprowadzenia środków ochrony przyrody w środowisku człowieka[3]. Dalsza międzynarodowa debata ekspertów i przedstawicieli państw poskutkowała podpisaniem 5 czerwca 1992 r. Konwencji o Różnorodności Biologicznej podczas Konferencji Narodów Zjednoczonych na temat Środowiska i Rozwoju w Rio de Janeiro, zwanej Szczytem Ziemi (*ang. Earth Summit*)[4]. Na bazie tych i wielu innych późniejszych dokumentów można przyjąć założenie, że obecność przedstawicieli dzikich zwierząt na terenach miejskich jest konsekwencją działań człowieka, jego niepohamowanej ekspansji, jednocześnie powinna być traktowana jako przejaw wymagający ochrony. Umiejętne zarządzanie zasobami w postaci fauny w miastach może być rozumiane jako wypełnianie założeń Konwencji o Różnorodności Biologicznej. Możliwość wypracowania polityki władz miasta w stosunku do dzikich zwierząt wiąże się z konieczność zrozumienia problemu oraz uznania potrzeb wszystkich uczestników życia miejskiego.

Przyczyny migracji zwierząt na tereny zurbanizowane

Przyczynami wędrówek dzikich zwierząt do miasta może być zawężenie lub kompletna utrata siedliska naturalnego. Rozwój miast, pozyskiwanie coraz to nowych obszarów pod zabudowę, ale również pod pola uprawne związane z zaspokajaniem potrzeb życiowych rosnącej populacji ludzi na świecie skutkuje zanikaniem naturalnych obszarów występowania, zdobywania pożywienia oraz lęgowych. Konsekwencją tego jest zaburzenie ekosystemów oraz pojawianie się dzikich zwierząt na obszarach zamieszkiwanych przez ludzi. Zwierzęta te szukając pożywienia mogą wędrować na tereny zurbanizowane. Łatwość zdobywania pożywienia w mieście oraz wyższa temperatura sprawia że migracja zwierząt staje się coraz częstszym zjawiskiem. Tereny niezabudowane są postrzegane przez inwestorów jako atrakcyjniejsze, ze względu na niższe kosztu zakupu gruntu i budowy od podstaw w porównaniu z zakupem nieruchomości w centrum miasta i adaptacji lub remoncie starego obiektu. Takie działanie jest w brew obecnie wprowadzanemu rządowemu programowi dogęszczania miast. W rezultacie mamy sytuację rozpełzającego się miasta, przyrostu

[3] W. Michajłow, *Sozologia i problemy środowiska życia człowieka*, Ossolineum, Wrocław, Warszaw, Kraków, Gdańsk 1975, s. 40.
[4] https://www.cbd.int/, (online: 19.12.2015).

liczby budynków oraz obsługującej je infrastruktury transportowej na obrzeżach przy powolnym wymieraniu centrum miasta. Jednocześnie reprezentanci fauny przenikają w struktury miejskie korzystając z łatwych żerowisk. Wpływ na migrację dzikich zwierząt do miasta może mieć również coraz bardziej intensywne wykorzystywanie terenów dzikiej zieleni zlokalizowanej poza miastem na funkcje rekreacyjne na świeżym powietrzu. Fatalny stan atmosfery w polskich miastach powoduje, iż ludzie szukają odpoczynku w kompleksach leśnych płosząc zwierzęta z ich naturalnych siedlisk. Dodatkowym powodem, dla którego miasta przyciągają dzikie zwierzęta jest brak naturalnych wrogów. Proces odwrotny do niekontrolowanego rozrostu miasta czyli tzw. pustoszenie miasta (ang. shrinking cities) może również skutkować zachęceniem dzikich zwierząt do migracji na tereny zurbanizowane. Opuszczone tereny zamknięte np. post industrialne lub powojskowe oraz pustoszejące zaniedbane osiedla mieszkaniowe stanowią idealne siedliska dla nowo-przybyłych „gości". Obszary poprzemysłowe i powojskowe zwykle są opuszczone przez dawnych użytkowników i niedostępne dla ludzi, stanowiąc idealne warunki dla rozwoju nowych ekosystemów. Nieurządzone tereny zieleni przy wyludnionych osiedlach mogą tworzyć przyczółki nowych, niekontrolowanych populacji dzikich zwierząt.

Przejawy występowania dzikich zwierząt w mieście

Wielokrotnie mieszkańcy miast napotykają w życiu codziennym przedstawicieli dzikiej fauny. Zwykle to zjawisko jest tak częste, że nie budzi zdziwienia, a sytuacje te należą do powszednich i często nie są nawet rejestrowane w świadomości ludzi. Jeże, żaby i wiewiórki stały się pełnoprawnymi mieszkańcami parków, szanowanymi przez odwiedzających je mieszkańców miast. Kaczki krzyżówki i łabędzie natomiast na stałe wpisały się w krajobraz takich miast jak Kraków. Sroki, gołębie, wróble, kruki, kosy również należą do stałych mieszkańców. Nieco bardziej problematyczne jest współistnienie w mieście większych drapieżników takich jak lisy i dziki. Lisy w Krakowie są widywane głównie na, lub obok terenów zieleni nieurządzonej. Ciągły system zieleni urządzonej umożliwia im niewidoczne przemieszczanie się. Problemem staje się sytuacja gdy system zieleni miejskiej jest nieciągły i dochodzi do spotkań zwierząt z ludźmi. W Krakowie lisy zaobserwowano między innymi w Parku Lotników, w pobliżu osiedli mieszkaniowych (Dzielnica XIV), na terenach powojskowych na terenie zlokalizowanych pomiędzy ul. Miedzianą, a bulwarem wiślanym (Dzielnica

II)[5], na terenach zieleni nieurządzonej na północ od Ronda Polsadu i centrum ogrodniczego, również na styku z osiedlem mieszkaniowym (Dzielnica III).[6]

Postępująca urbanizacja powoduje zanikanie bagrzysk- naturalnych siedlisk dzików, dzięki czemu coraz częściej można je spotkać na osiedlach mieszkaniowych w południowej i zachodniej części Krakowa np. Lasek Wolski i Ruczaj (Dzielnica VIII). Słynnym i chronionym w Krakowie mieszkańcem łąk jest motyl modraszek. Występuje on między innymi na łąkach nowohuckich- obszarze szczególnie bogatym w awifaunę. Sporadycznie w polskich miastach można spotkać też łosie (Warszawa, Lublin, Poznań)[7]. W niektórych miastach europejskich położonych nad rzekami możliwe jest zaobserwowanie również szczurów piżmowych, czyli piżmaków. Zwierzęta te o dziennym trybie życia, funkcjonują obok przestrzeni publicznych uczęszczanych przez ludzi. Takie zjawisko występuje w Lublanie, Słowenia, na styku linii brzegowej rzeki Lublanicy z przestrzenią publiczną Špica, Gruberjevo nabrežje.

Konflikty

Brak określonych działań ze strony władz miasta i uregulowania stosunku do nowych miejskich lokatorów może powodować konflikty pomiędzy ludźmi, a zwierzętami. Wg osób odpowiedzialnych za interwencje z udziałem dzikich zwierząt w Krakowie średnio zgłoszenia odbierane są co 1,5 dnia[8].

[5] Tereny te były przedmiotem konkursu architektoniczno- urbanistycznego na Centrum Muzyki w Krakowie, 2013.
[6] Obserwacje autorki.
[7] http://tvnwarszawa.tvn24.pl/informacje,news,los-w-wielkim-miescie-piekny-okaz-spacerowal,92717.html, http://wiadomosci.onet.pl/los-w-centrum-lublina/0vy83, dostęp 19.12.2015r. http://epoznan.pl/news-news-43183-Los_w_Poznaniu._Pojawia_sie_na_Nowym_Miescie, (online: 19.12.2015).
[8] Ibidem.

Zagrożenia dla ludzi ze strony dzikich zwierząt żyjących w miastach

Głównym zagrożeniem są choroby, wirusy i bakterie przenoszone przez dzikie zwierzęta. Mogą one być przenoszone nie tylko przez bezpośredni kontakt człowieka i dzikiego zwierzęcia, ale również pośrednio przez zwierzęta domowe np. psy mające kontakt z dziką zwierzyną w parku. Jednym z największych zagrożeń jest wścieklizna. Inną formą stwarzania zagrożenia jest możliwość ataku. Zwykle takie przypadki powodowane są spłoszeniem, dezorientacją i poczuciem zagrożeni zwierzęcia.

Konflikty pomiędzy dwoma grupami mieszkańców miast mogą pojawiać się również gdy zwierzęta rozgrzebują śmieci. Przyzwyczajone do łatwego zdobywania pokarmu w mieście regularnie przeszukują śmietniki, co może przyczyniać się do roznoszenia chorób.

Zagrożenia dla dzikich zwierząt żyjących w miastach ze strony ludzi

Największym zagrożeniem dla zwierząt jest przyzwyczajenie się do towarzystwa ludzi i psów. Zwierzęta tracą instynkt samozachowawczy, co może przyczynić się do trudności podczas powrotu do naturalnych siedlisk. Zwierzęta w mieście często czują się zdezorientowane i zagrożone. Działając w panice często dochodzi do wypadków, lub zwierzęta są usypiane ze względu na stanowiące zagrożenie. Przypadek jelenia, który wszedł na teren miasta Łowicz i doznał obrażeń podczas skoku przez ogrodzenie, pokazuje jak niebezpieczne jest dla zwierząt życie w mieście[9]. Znajdowane w śmietnikach i na ulicach pożywienie może być szkodliwe dla zwierząt. Zatruta chemikaliami woda kałużach może prowadzić do wymierania populacji małych ptaków.

Korzyści z występowania dzikiej zwierzyny w mieście

Niewątpliwie korzystnymi aspektami życia zwierząt w mieście jest zachowywanie różnorodności biologicznej i systemów ekologicznych. Faktem

[9] http://kontakt24.tvn24.pl/spanikowany-jelen-w-miescie-uderzal-w-budynki-wpadl-na-plot-nie-udalo-sie-go-uratowac,184233.html, dostęp, (online: 19.12.2015).

jest iż życie człowieka w pełnym odizolowaniu od natury jest niemożliwe, nawet w mieście. Modernistyczna wizja miasta jako samowystarczalnej maszyny jest utopią gdyż człowiek, jako istota ożywiona nie może zdrowo funkcjonować w oderwaniu od środowiska naturalnego. Poza bezpośrednio widocznymi benefitami w postaci tworzenia przez swój śpiew relaksującej atmosfery sprzyjającej wypoczynkowi ptaki odpowiedzialne są również za redukcje liczby owadów w mieście. Łańcuch pokarmowy gryzoni jest regulowany przez występowanie lisów.

Innym zagadnieniem są kwestie moralne. Trudno jest odmówić zwierzętom prawa do życia w mieście skoro działalność człowieka spowodowała ograniczenie występowania ich siedlisk naturalnych. Człowiek nie jest sam w mieście. Na terenach przekształconych przez człowieka wcześniej żyły zwierzęta, które również mają prawo do współistnienia. Wybudowanie budynku w miejscu występowania zwierząt nie powoduje automatycznego przejęcia terenu, tylko stworzenie sytuacji spornej, gdyż zwierzęta nie obowiązuje prawo własności, natomiast przysługuje im prawo do życia.

Strategie rozwoju miast na przykładzie Berlina, Lublany, Krakowa. Możliwe kierunki działania

Poniżej zostały przedstawione sposoby dbania o bioróżnorodność w mieście w skali urbanistycznej jak i architektonicznej. Oba podejścia powinny być realizowane z wielką uwagą, wspierane podczas wdrażania przez odpowiednie służby łagodzące konflikty pomiędzy mieszkańcami a dziką zwierzyną miejską.

Berlin

Niektóre aglomeracje takie jak Berlin prowadzą ewidencję fauny żyjącej na terenie miasta oraz prowadzą wobec nich specjalną politykę. Znaczenie elementów naturalnych jest obecne w świadomości mieszkańców i planistów Berlina od końca XIX w.[10] Ciągłość zieleni publicznej i duża ilość parków, stwarzają dobre warunki dla rozwoju bioróżnorodności. Dobrym przykładem terenów zielonych w centrum miasta sprzyjającym rozwojowi

[10]J. Lachmund, Greening Berlin, *The Co- production of Science, Politics, and Urban Nature*, The MIT press, Cambridge, Massachusetts, London, 2013, s. 223.

dzikiej przyrody jest Schöneberger Südgelände- Nature Park. Miejsce to zostało stworzone na opuszczonych terenach kolejowych. Nieczynne obiekty infrastrukturalne zostały wykorzystane jako ścieżki i atrakcje parku. Zieleń natomiast w dużej mierze wkroczyła na te tereny sama i samoistnie się rozwinęła stwarzając dogodne i bezpieczne warunki dla życia dzikich zwierząt w mieście.

Lublana

Rozwidlenie rzeki Lublanica, Špica w Lublanie jest atrakcyjną, uczęszczaną przestrzenią publiczną. Przeciwległy brzeg rzeki ukształtowany jest bardziej naturalnie, z obecnością zieleni nieurządzonej, gdzie rozwija się fauna. Linia brzegowa Lublanicy od strony Špicy jest tak ukształtowana, aby zapewnić separacje pomiędzy dzikimi i udomowionymi gatunkami. Brzeg jest stromy, występuje różnica wysokości pomiędzy traktem spacerowym, który ulokowany jest wyżej, a brzegiem rzeki. Jest to niewidoczna bariera dzięki której psy nie mogą zejść niżej, a jednocześnie piżmaki i kaczki nie wchodzą na poziom deptaka.

Kraków

Miasto Kraków rozwija projekt sieci parków rzecznych. Analizując projekty parków rzecznych dla cieków wodnych np. Wilga[11] można odnieść wrażenia, iż główną ideą projektantów jest przekształcenie terenów nadrzecznych na atrakcyjne dla mieszkańców miasta tereny rekreacyjne, których brakuje w mieście. Z planów wyczytać można chęć przekształcenia i uporządkowania zieleni. Kwestie ekologiczne natomiast schodzą na plan dalszy. Aspekty kompozycyjne, komunikacyjne i dywersyfikacja funkcji rekreacyjnych są bardzo dobrze rozwiązane i podkreślane, brak natomiast informacji o wpływie na ekosystemy rzeczne. Aby parki te spełniały swoja podstawową funkcje wspierania rozwoju różnorodności biologicznej cieków wodnych należy zastanowić się nad wpływem drastycznych przekształceń zieleni i wprowadzania dużych obszarów zieleni urządzonej na faunę i florę cennych ekologicznie terenów. Mocne zagospodarowanie brzegów rzeki redukuje siedliska dzikich zwierząt oraz obniża zdolność samoczynnego oczyszczania się wody. Większą wrażliwość na aspekty eko-

[11] http://www.landarch.pl/#!parki/cb2b, (online: 20.12.2015r.)

logiczne zachowane są w projekcie parku rzecznego Rozrywka[12]. Niestety presja deweloperska, która doprowadziła do zawężenia terenów zieleni pod planowane parki oraz projektowana infrastruktura wokół cieków wodnych stawiają pod znakiem zapytania możliwość rozwoju fauny na tych terenach.

Proces dogęszczania miasta

Polityka dogęszczania miasta jest strategią, która może zapobiec napływowi zwierząt do miasta. Sprzyja ona tworzeniu bardziej efektywnych i przyjaznych środowisku aglomeracji.[13] Należy jednak pamiętać podczas wdrażania tej polityki, aby szczególną ochroną otoczyć tereny zielone, w których rozwija się życie i stanowią niezbędny składnik nowoczesnego miasta. Pod rozwagę można również poddać możliwość wprowadzenia różnych rozwiązań prawnych umożliwiających kompensację terenów przeznaczonych pod zabudowę przez obowiązek powstawanie nowych terenów zielonych w miastach. Obecnie w warunkach zabudowy i planach miejscowych możliwe jest wprowadzanie zapisów o budowie kładek ekologicznych lub obowiązku stosowania ogrodzeń ażurowym z prześwitem od poziomu terenu, aby umożliwić migrację zwierzętom, te rozwiązania nie rozwiązują jednak problemu. Rozważając zagadnienie przebywania dzikich zwierząt w mieście podstawową kwestią jest ich prawne usankcjonowanie. Należy się zastanowić czy tereny, które zajęły nie powinny zostać otoczone specjalną formą ochrony przyrody. Prawo dotyczące regulacji myśliwskich, lub ochronie zwierząt mogą okazać się niewystarczające, aby chronić ich prawa do życia w mieście, w odpowiednich warunkach.

[12] A. Bohm, *System Parków rzecznych w Krakowie* [w:] *Doliny Rzeczne. Przyroda-Krajobraz – Człowiek. Prace Komisji Krajobrazu Kulturowego,* T VII, Komisja Krajobrazu Kulturowego PTG, Sosnowiec, 2007, s. 282, http://krajobraz.kulturowy.us.edu.pl/publikacje.artykuly/7.%20Doliny%20rzeczne/28.bohm.pdf, (online: 20.12.2015).

[13] *Raport Urban Land Institute*, http://www.portalsamorzadowy.pl/inwestycje/miasto-strategia-zageszczenie-powinno-byc-priorytetem-dla-miast,72936.html, (online: 19.12.2015).

Podsumowanie

Istnienie dzikich zwierząt w mieście jest faktem. Człowiek jako istota inteligentna, niejako bierze odpowiedzialność za konsekwencje swoich działań i dlatego powinien zmierzyć się z przejawami dzikiej przyrody w mieście. Jeśli są one odpowiednio monitorowane i planowane, zjawisko to niesie ze sobą wiele korzyści. Nie zawsze są one widoczne są z punktu widzenia mieszkańca miasta, często mają charakter uniwersalny i dotyczą wspierania różnorodności biologicznej. Tworzenie planów rozwoju miasta w interdyscyplinarnych zespołach, gdzie głos ekspertów zajmujących się dbaniem o wspieranie bioróżnorodności i ochronę środowiska naturalnego jest co najmniej tak znaczący jak głos deweloperów, jest decydujące dla określenia odpowiednich proporcji pomiędzy terenami zabudowanymi, zieleni urządzonej i terenami naturalnymi. Istotne jest również, aby architekci i architekci krajobrazu realizując założenia planów na terenach cennych ekologicznie dobrze rozumieli swoje zadanie. Nad kreację artystyczną należy przedłożyć interes człowieka, ale rozumiany w dużo szerszym kontekście niż zapewnienie miejsca rekreacji. Różnorodność biologiczna wiąże się bowiem bezpośrednio z jakością życia człowieka.

Literatura

Bohm A., *System Parków rzecznych w Krakowie* [w:] Doliny Rzeczne. Przyroda-Krajobraz – Człowiek. Prace Komisji Krajobrazu Kulturowego, T VII, Komisja Krajobrazu Kulturowego PTG, Sosnowiec, 2007, s. 282,http://krajobraz.kulturowy.us.edu.pl/publikacje.artykuly/7.%20Doliny%20rzeczne/28.bohm.pdf, (online: 20.12.2015).

Lachmund J., Greening Berlin, The Co- production of Science, Politics, and Urban Nature, The MIT press, Cambridge, Massachusetts, London, 2013.

Michajłow W., *Sozologia i problemy środowiska życia człowieka*, Ossolineum, Wrocław, Warszaw, Kraków, Gdańsk 1975.

Pawłowski A., Pawłowski L., Zrównoważony rozwój we współczesnej cywilizacji. Cz.1. Środowisko, a Zrównoważony rozwój, Problemy ekorozwoju, cz. 3. Nr 1, 2008, ss. 53-65 (http://ekorozwoj.pollub.pl/no5/l.pdf, (online: 20.12.2015).

Rink D., Herbst H., *From wasteland to wilderness- aspects of new form of urban nature* [w:] Applied Urban Ecology, A Global Framework (red.) M. Richter, U Weiland, Wiley Blackwell, Malaysia, 2012.

PRZEKSZTAŁCENIA STRUKTURY PRZESTRZENNEJ MIEJSKIEJ TKANKI PRZEMYSŁOWEJ NA PRZYKŁADZIE RZESZOWA

dr inż. arch. Anna Sikora
Politechnika Rzeszowska

mgr inż. arch. Marta Olejarz
Państwowa Wyższa Szkoła Techniczno-Ekonomiczna w Jarosławiu

Wstęp

Obecna struktura i forma terenów przemysłowych, zarówno w Rzeszowie, jak i w całym kraju, są efektem procesów trwających wiele lat. Motorem tych przemian była myśl ludzka, tworząca nowe wynalazki naukowo - techniczne oraz doskonaląca procesy produkcyjne. Każdy z etapów rozwoju technologii, zmian administracyjnych czy terytorialnych, niósł za sobą istotne zmiany w strukturze miast.

Za pierwszy istotny etap w rozwoju przemysłu (pierwszy etap rewolucji technicznej) uważa się przełom XVI i XVII wieku. Nastąpił on na skutek wykorzystania węgla jako źródła energii cieplnej w manufakturach i gospodarstwach domowych. Rewolucja ta objęła najpierw Anglię później Holandię, Francję, Włochy i kraje Europy Środkowej. Tym sposobem przyczyniła się do rozwoju górnictwa i sieci transportowej[1]. Z powodu rozwoju przemysłu przy równoczesnym obniżeniu dostępu do rolnictwa znacząco wzrosła dynamika migracji ludności do miast. Intensywna urbanizacja spowodowała konieczność poszukiwania nowszych rozwiązań organiza-

[1] Wg W. Ostrowskiego *Urbanistyka współczesna*, Arkady, Warszawa 1975, ss. 109-137: właściwy okres rewolucji przemysłowej sięga XIII-wiecznej Anglii, kiedy to miały miejsce pierwsze ważne zmiany w gospodarce. Dotyczyły one głównie dwóch ważnych dziedzin - włókiennictwa i rolnictwa. W gospodarce rolnej został wprowadzony płodozmian, który był bardziej wydajnym systemem gospodarowania ziemią uprawną oraz dzięki któremu możliwa stała się sprzedaż na wolnym rynku powstałych w ten sposób znacznych nadwyżek żywności. Hodowla owiec i rozwój chałupniczego tkactwa sprzyjał rozwojowi włókiennictwa a zrost zamożności posiadaczy gruntów prowadził do procesu grodzenia ziem, czyli wyznaczania gruntów, które były w posiadaniu danego gospodarza. Grodzenie ziem ograniczyło możliwości dostępu do zawodów rolniczych. w skutek czego nastąpiła migracja ludności do miast. Zamożność Wielkiej Brytanii spowodowała powstanie wyżu demograficznego. W celu zaspokojenia potrzeb coraz większego rynku zbytu okazało się niezbędne poszukiwanie nowszych rozwiązań organizacyjnych i technicznych.

cyjnych i technicznych. W wyniku stopniowego zmniejszenia znaczenia węgla[2] wyraźnie zmienił się „krajobraz przemysłowy" a wprowadzane zmiany wpłynęły na przebudowę struktur istniejących miast.

Druga rewolucja przemysłowa (na przełomie XIX i XX wieku) związana była z wprowadzaną zasadą koncentracji, czyli procesem integracji zakładów przemysłowych, co zapewniało, poprzez stosowanie nowoczesnych narzędzi i maszyn oraz doskonalenie metod organizacji pracy, obniżkę kosztów[3]. Koncentracja gospodarczo-ekonomiczna prowadziła do koncentracji przestrzennej co powodowało powstanie skomplikowanych struktur i wielkich aglomeracji przemysłowych[4].

W latach 70-tych XX wieku (do współczesności) miała miejsce trzecia rewolucja przemysłowa. Wpłynął na nią początek rozwoju nowych technologii,[5] które charakteryzują się wysokim stopniem przetworzenia materiałów, dużymi wydatkami na badania naukowe oraz zatrudnieniem wysoko wykwalifikowanej kadry pracowników[6]. Przemysł nowych technologii dotyczy produkcji o wielorakim przeznaczeniu, znajdującej zastosowanie w różnorodnych dziedzinach gospodarki, dzisiaj są to np.: komputery, roboty, lub telefony komórkowe. Przemysł wysokich technologii charakteryzuje złożoność i wieloetapowość[7] a czynnikami sprzyjającymi lokalizacji przemysłu wysokich high-tech są duży kapitał na badania nad innowacją i testowanie wyrobów, niedalekie sąsiedztwo uczelni wyższych i placówek naukowo-badawczych, niezanieczyszczone środowisko potrzebne w procesach technologicznych a także atrakcyjny krajobraz, który wpływa pozytywnie na efektywność i intensywność pracy umysłowej.

---

[2] Węgiel tracił swoje znaczenie poprzez zastępowanie go łatwiejszą w transporcie i bardziej energetyczną ropę naftową. Równocześnie nastąpił gwałtowny wzrost znaczenia hutnictwa miedzi i aluminium.

[3] Dla przykładu koncentracja pionowa związana była z połączeniem zakładów o zbliżonej produkcji i dających podobne produkty końcowe np. fabryka samochodów miała własną hutę szkła, zakłady gumowe, hutę żelaza, zakłady tworzyw sztucznych.

[4] O przebiegu rewolucji przemysłowych szeroko pisze A.S. Blinder Offshoring - kolejna rewolucja przemysłowa? [w:] Studia Regionalne i Lokalne, nr 4 (26)/2006.

[5] Dla przykładu są to: układy scalone, tranzystory, półprzewodniki, biotechnologia, światłowody oraz energia atomowa.

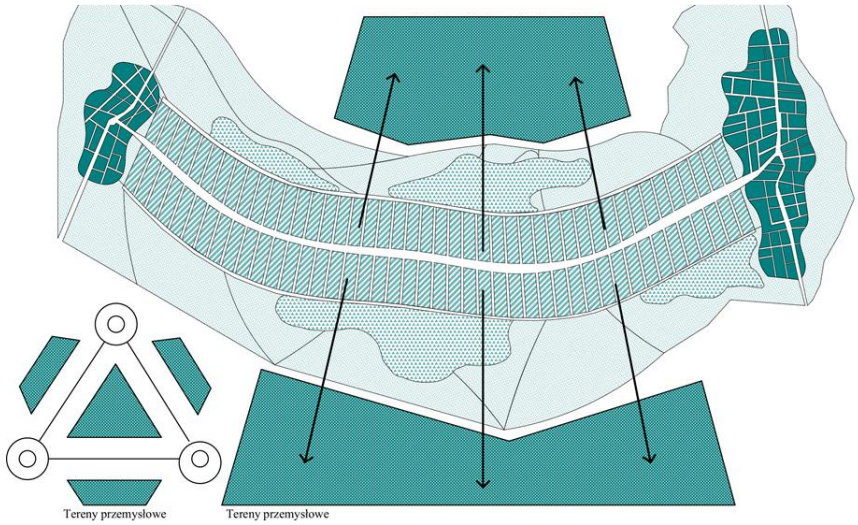
[6] Czynnikiem napędzającym współczesny rozwój gospodarczy jest przemysł wysokich technologii. Zaliczają się do niego te dziedziny przemysłu, w których udział wykwalifikowanej kadry inżynierskiej i pracowników naukowych w ogólnej liczbie zatrudnionych przekracza 20-25%, a suma nakładów na prace badawcze jest większa niż 3,5% całości kosztów.

[7] Pierwszym etapem jest faza innowacji obejmująca badania naukowe, wypracowanie koncepcji technologicznej a także produkcję próbnej serii. Drugim etapem jest masowa produkcja artykułów elektronicznych oraz wytwarzanie półproduktów i ich montaż.

Teoretyczne modele struktury przestrzennej miast

W czasie wielkich zmian gospodarczych i przemysłowych powstał szereg koncepcji miasta idealnego. Poniżej opisano kilka idei, które najbardziej wpłynęły na obecny stan struktury miasta. Jedną z nich była wizja miasta linearnego Arturo Sorii. Miało ono połączyć dzielnice Madrytu znajdujące się na peryferiach.

Koncepcja mówiła o utworzeniu miasta wzdłuż wyznaczonej linii kolejowej i łączeniu arterii drogowych, czyli miała kształt wąskich i długich pasm zabudowy narosłych wzdłuż szlaków komunikacyjnych. Kolej miała przebiegać przez środek miasta (do celów komunikacji osobowej w ciągu dnia i komunikacji towarowej w nocy), a w równych odstępach przecinana byłaby ulicą łączącą obie części miasta.



Rysunek 1. Miasto linearne wg Arturo Sorii
Źródło: opracowanie własne na podstawie W. Ostrowski, *Urbanistyka współczesna*, Warszawa 1975.

Pomiędzy terenami mieszkaniowymi znajdować się miały tereny rolnicze. Budynki mieszkalne były domami wolnostojącymi, z przeważającą liczbą terenów zielonych. W ten sposób Soria planował zaprojektowanie sieci miast w kształcie trójkątów, które na mapie Hiszpanii tworzyłyby całą sieć triangulacyjną. Miasta linearne połączone miały być przez "Miasta punktowe przeszłości". Pomiędzy zurbanizowanymi krawędziami owych

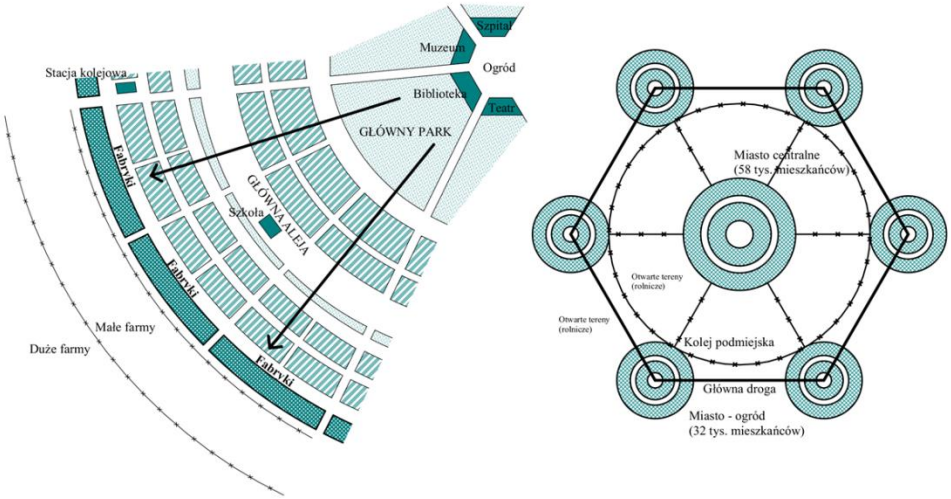
trójkątów pojawiały się tereny przeznaczone dla przemysłu i rolnictwa[8]. W 1894 r. rozpoczęta została budowa miasta linearnego pod Madrytem, która wkrótce została zarzucona.

Innym urbanistą, który na początku XX w. wywarł na sztukę projektowania ogromny wpływ był Ebenezer Howard. Jego koncepcja 30-tysięcznych miast ogrodów to projekt, w którym autor próbował rozwiązać problemy nadmiernej urbanizacji. Zaproponował zespół miast satelitarnych, które połączone byłyby systemem transportu zbiorowego i mających za zadanie odciążenie przeludnionego miasta centralnego. Tym samym w systemie miasta ogrodu, Howard chciał połączyć zalety mieszkania w mieście i na wsi. Projekt Howarda przewidywał część centralną miasta satelitarnego jako dzielnicę budynków użyteczności publicznej otoczoną parkami. Dalej koncentrycznie wokół niej lokował kolejne pasy, pośrodku których znajdowała się dzielnica mieszkaniowa. Funkcja ta była uzupełniona o kościoły, sklepy, szkoły, a przecinała ją główna aleja - dodatkowy park. Obwód miasta tworzyły dzielnice przemysłowe. Taka lokalizacja przemysłu powodowała, że miasto sprawiało wrażenie zamkniętego i tworzyła barierę dla rozwoju tkanki. Miasta zrealizowane według jego planów - satelity Londynu - Letchworth i Welwyn, do dziś zachowały swój pierwotny charakter[9].

Wydaje się, że najbardziej kompletnym projektem teoretycznym miasta przemysłowego jest wizja Tony'ego Garniera. Najważniejszymi elementami tego utopijnego projektu było rozdzielenie i strefowanie funkcji. W planie założono powstanie trzech głównych dzielnic: produkcyjno-przemysłowej, higienicznej oraz mieszkaniowej przy czym dzielnica mieszkaniowa była wyraźnie odseparowana od reszty struktury. W części produkcyjno-przemysłowej, oddzielonej od reszty obszarów zainwestowanych i zlokalizowanej na pd.-wsch. od miasta przewidziano zakłady przemysłu ciężkiego, takie jak huty, kopalnie itp.

[8] Według M. Furtak, *COP 1936-1939, Architektura i urbanistyka*, Księży Młyn, Kraków-Łódź 2014, s. 54. w 1904 r. była już gotowa pierwsza trakcja kolejowa. Soria natknął na drodze realizowania swojego planu znaczące problemy dotyczące możliwości wykupu ziem, na których miasto miało powstawać, projekt więc został zastąpiony nowym, w którym skrócono pas zabudowy. Ostatecznie zrealizowano tylko 5,2 km miasta.

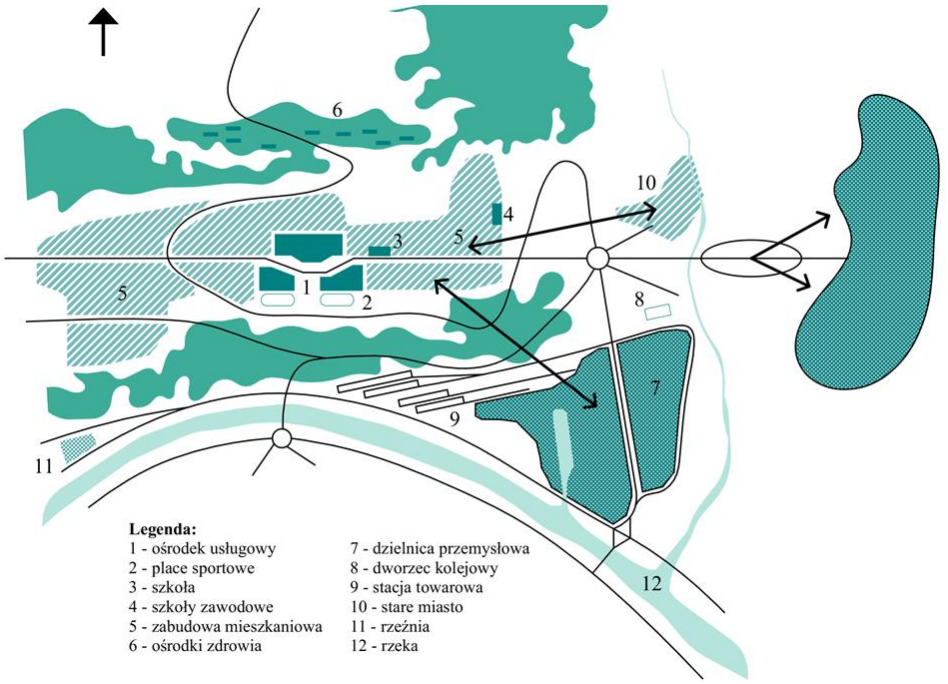
[9] E. Howard, *Miasta ogrody przyszłości*, tłum. P. Borman i A. Czyżewski, PME w Warszawie, Warszawa 2009, oryg. Londyn 1902.



Rysunek 2. Miasto-ogród wg Ebenezera Howarda
Źródło: opracowanie własne na podstawie W. Ostrowski, *Urbanistyka współczesna*, Warszawa 1975.

Charakterystyczne domy mieszkalne osadzone w zieleni, stanowiły prawdziwie nowatorskie rozwiązanie, wyrażające wielką modernistyczna awangardę, która przyczyniła się do zmiany formy i estetyki architektury i urbanistyki. Garnier zawarł w projekcie też szkoły, w tym również artystyczna szkołę zawodową, bibliotekę, stadion, a także teatr. Miasto przemysłowe miało zapewnioną pełną obsługę komunikacyjną, centralny dworzec kolejowy, sanatorium i szpital[10].

[10] Według C. Jencks, *Mouvements modernes en architecture*, P. Mardega, editor, z serii: Architecture + Recherches, Liège 1973, s. 537 Izabela Wisłocka trafnie wskazuje na fakt, że: „Garnier zerwał z tradycyjnym układem miast koncentrycznych. Jest to pierwszy naprawdę nowatorski projekt uwzględniający wszystkie funkcje nowoczesnego miasta: mieszkanie, wypoczynek, tereny sportowe, ośrodek administracyjny, a przede wszystkim przemysł jako element miastotwórczy". Interesującą opinię prezentuje także Charles Jencks, pisząc: „architekt powinien kontynuować idealne alternatywy zaoferowane przez Bruno Tauta –Le Community Centre i przez Cité Industrielle Tony Garniera z ich domeną publiczną, klarownie zdefiniowaną i poprzez utopijny socjalizm – stanowiący krytyczną alternatywę dla ówczesnego systemu politycznego".



Rysunek 3. Miasto przemysłowe wg Tony'ego Garniera
Źródło: opracowanie własne.

Drugą koncepcją miasta idealnego, która wywarła największy wpływ na współczesny obraz miasta był cykl projektów Le Courbusiera: Miasto współczesne dla trzech milionów mieszkańców, Plan Vision oraz Miasto Promienne. W projektach tych zaproponowano uporządkowany układ oraz całkowitą separację funkcji, w tym przemysłu, który zlokalizowano pasmowo. Główny nacisk Le Courbusier kładł na mieszkalnictwo i towarzyszące mu usługi, przez co tereny przemysłowe zlokalizowano peryferyjnie[11].

Współcześnie najbardziej charakterystycznym modelem przestrzennym miasta przemysłowego jest technopolia czyli miejsce, w którym koncentrują się parki technologiczne, rozumiane jako skupiska ośrodków naukowo-badawczych i zakładów przemysłowych, wraz z ich relacją z terenami zurbanizowanymi o innym charakterze. Wg M. Wdowiarz-Bilskiej[12]

[11] W. Ostrowski, *op. cit.*
[12] Analizując procesy zachodzące we współczesnym mieście mamy do czynienia z „wyprowadzaniem" przemysłu z miast, koncentracji w strefach ekonomicznych oraz procesami reindustrializacji co prowadzi do tworzenia skomplikowanych zespołów strukturalnych nowych technologii.

w samym układzie parków technologicznych można wyodrębnić trzy główne grupy: amerykańskie parki badawcze, parki europejskie (z wyodrębnieniem modelu brytyjskiego i francuskiego) oraz parki japońskie[13]. Analizując modele lokalizacji parków w stosunku do tkanki miejskiej można wyróżnić kilka wiodących. W przypadku Alava Science Park w Hiszpanii czy Edinburgh Technopole park technologiczny zlokalizowany jest w terenach otwartych i charakteryzuje się słabym powiązaniem ze strukturami miejskimi, Technopolis Linnanma w Oulu osadzone jest w obszarach peryferyjnych jednostki osadniczej natomiast w przypadku Manchester Science Park lub np. Technopolis City Center w Oulu zintegrowany jest z ścisłą tkanką w większym lub mniejszym stopniu[14].

Model przestrzenny rozwoju regionalnego - Centralny Okręg Przemysłowy

Jednym z charakterystycznych projektów[15] mających na celu industrializację Polski był zaproponowany na początku XX wieku plan budowy Centralnego Okręgu Przemysłowego. Był to największy terytorialnie regionalny plan okresu międzywojennego. Budowa Centralnego Okręgu Przemysłowego została zainicjowana przez wicepremiera do spraw ekonomicznych i jednocześnie ministra skarbu Eugeniusza Kwiatkowskiego. Prace nad jego stworzeniem należy wiązać z koncepcją tzw. trójkąta bezpieczeństwa (teren poza zasięgiem lotnictwa niemieckiego i radzieckiego). Pierwotnie zakładano budowę szeregu zakładów przemysłowych, lecz ostatecznie wybudowano pojedyncze wytwórnie wojskowe, m.in. w Radomiu (1924),

[13] Szeroko na temat relacji przestrzennych parków pisze M. Wdowiarz-Bilska Aspekty przestrzenne tworzenia i rozwoju parków technologicznych [w:] K.B. Matusiak (red.) Wybrane aspekty funkcjonowania parków technologicznych w Polsce i na świecie, Warszawa 2008, ss. 46-92.

[14] *Ibidem.*

[15] Wyniszczający okres zaborów przyczynił się do faktu, iż w Polsce urbanistyka jako dziedzina nauki zaczęła rozwijać się dopiero na początku XX w. 26 września 1922r. uchwalono Ustawę w przedmiocie rozbudowy miast, na mocy której samorządy terytorialne zostały zobowiązane do poprawy warunków życia mieszkańców. Rozpoczął się w ten sposób powolny proces odbudowy kraju. W 1928r. uchwalono w Polsce prawo budowlane, utworzono pierwsze Biuro Planu Regionalnego Warszawy, a w ślad za nim wkrótce powołano kolejne tego typu placówki. Dzięki temu udało się objąć planowaniem przestrzennym około 50% ziem Polski.

Skarżysku-Kamiennej (1925), Pionkach (1925), Warszawie (1926).[16] Projekt industrializacji obszaru urealniono w 1928r. dzięki poprawiającej się koniunkturze gospodarczej. Uchwalono wtedy rozporządzenie nadające ulgi podatkowe dla inwestycji umiejscowionych w okolicach wideł Wisły i Sanu[17].

Centralny Okręg Przemysłowy obejmował swoim zasięgiem obszary obecnego województwa świętokrzyskiego, podkarpackiego, lubelskiego, małopolskiego oraz częściowo mazowieckiego (Radom). Zgodnie z potrzebami obronności kraju plany zakładały budowę nowych bądź modernizację już istniejących zakładów przemysłu zbrojeniowego. Inwestycjom COP towarzyszyła rozbudowa infrastruktury komunikacyjnej i energetycznej.

W ramach inwestycji w COP-ie w latach 1937-39 powstały m.in. Zakłady Południowe wraz z miastem Stalowa Wola,[18] Fabryka Obrabiarek (jako filia Zakładów Cegielskiego z Poznania), Wytwórnia Silników Nr2 Państwowych Zakładów Lotniczych w Rzeszowie,[19] Fabryka Gum Jezdnych "Stomil" w Dębicy,[20] fabryki gumy, obrabiarek (produkująca m.in. broń) w Sanoku, Radomiu i Starachowicach, wytwórnie amunicji w Kraśniku, Jawidzu pod Lubartowem, Nowej Dębie (ówczesnej Dębie – Zakład Amunicji nr 3),[21] a także Państwowe Zakłady Lotnicze w Mielcu. Rozpoczęto także budowę wielu elektrowni m.in. w Czorsztynie i Rożnowie na Dunajcu, w Porąbce na Sole, w Solinie, Myczkowcach i Łukawcu na Sanie. COP był dalej rozwijany w okresie PRL.

Ogólny zamysł budowy Centralnego Okręgu Przemysłowego, ze względu na swoją specyfikę, nie miał bezpośrednich poprzedników wśród ówczesnych opracowań planistycznych. Inaczej przedstawiały się zagadnienia dotyczące planowania szczegółowego. Projekty rozbudowy struktur określonych miast, dzielnic i osiedli mieszkaniowych wzorowane były na modelach teoretycznych oraz wcześniejszych realizacjach[22].

---

[16] J. Gołębiowski, *COP. Dzieje industrializacji w rejonie bezpieczeństwa 1922-1939*, Wyd. Naukowej Akademii Pedagogicznej, Kraków 2000, ss. 28-44.

[17] M. Furtak, *COP 1936-1939..., op. cit.*, s. 16.

[18] D. Garbacz, *Narodziny. Stalowa Wola 1937-1939*, Sztafeta, Stalowa Wola 2005.

[19] T. Królikiewicz, *Polski samolot i barwa 1918-1939*, ZP Grupa, Warszawa 2009.

[20] *Dębica, najciekawszy ośrodek COP*, "COP. Tygodnik Społeczno Gospodarczy Centralnego Okręgu Przemysłowego" 1938, nr 9.

[21] Archiwum Państwowe w Kielcach oddział w Sandomierzu, sygn. 24/618/5.

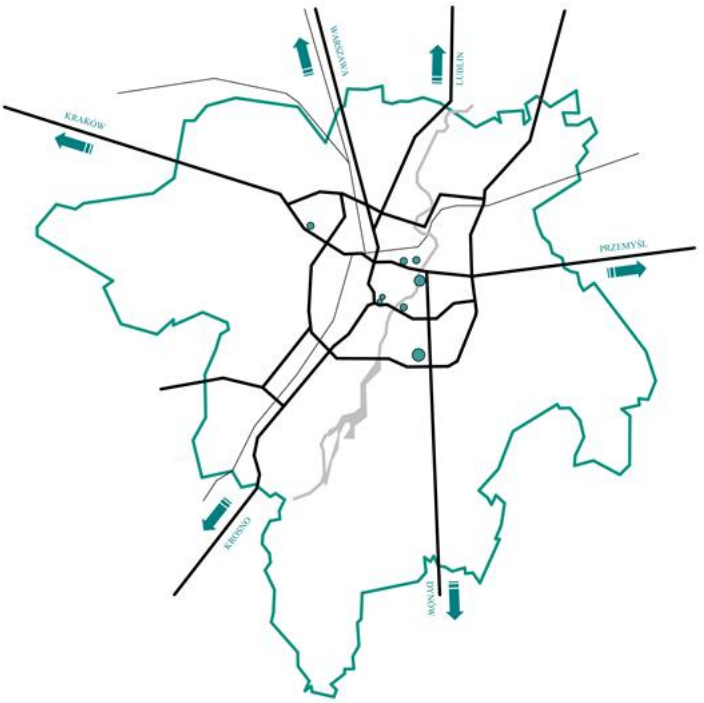
[22] Ogromną rolę w rozpowszechnianiu i rozwijaniu nowych wzorców odegrały awangardowe i utopijne projekty miast teoretycznych, jak idea miasta liniowego Arturo Sorii, miasto ogród Ebenezera Howarda, czy miasto przemysłowe Tony'ego Garniera. Oprócz tych

Rysunek 4. Lokalizacja ośrodków przemysłowych w COP-ie
Źródło: opracowanie własne na podstawie B. Maciejewska, *Cały naród buduje swój COP*, Gazeta Wyborcza 04.01.2013.

Ewolucja struktury tkanki przemysłowej w Rzeszowie

Pierwotnie Rzeszów był miastem o miernym nasyceniu przemysłem. Najbardziej charakterystycznymi zespołami przemysłowymi były lokalizowane na całym obszarze przedwojennego miasta cegielnie wraz z terenami wydobycia. (Rysunek 5)

przykładów miast ważnym elementem w historii urbanistyki są ustalenia Karty Ateńskiej pod przewodnictwem Le Corbusiera z 1933r.

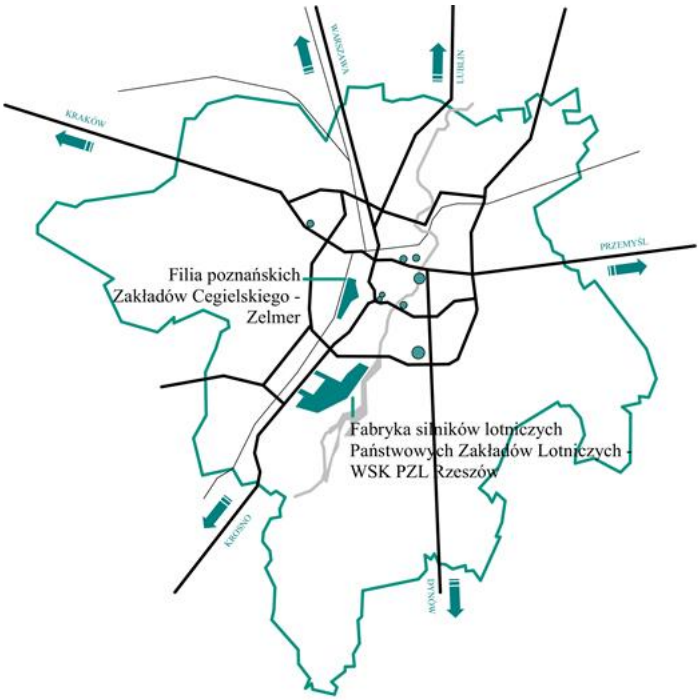


Rysunek 5. Cegielnie w Rzeszowie
Źródło: opracowanie własne.

Sytuacja ta trwała aż do ustanowienia Centralnego Okręgu Przemysłowego gdzie planowano szybkie zwiększenie znaczenia miasta. Do tego czasu ludność Rzeszowa znajdowała zatrudnienie głównie w usługach oraz drobnymi rzemiośle. W okresie 20-lecia międzywojennego zlokalizowano jedne z największych inwestycji COP-u, tj. Polskie Zakłady Lotnicze - Wytwórnia Silników nr 2 (produkcja silników do bombowców "Łoś") oraz Fabrykę Obrabiarek Cegielskiego (pokrywała ona 1/3 zapotrzebowania na obrabiarki w kraju). (Rysunek 6.) W kilka lat zatrudnienie w przemyśle wzrosło dzięki temu czterokrotnie.[23] Zakłady te zlokalizowane były w południowej dotychczas niezagospodarowanej części miasta. Wraz z nowymi zakładami powstały zespoły modernistycznej zabudowy zlokalizowane w ich pobliżu. Są to przede wszystkim wpisane do ewidencji zabytków Osiedle Dąbrowskiego oraz mniejsze osiedla domów jednorodzinnych. Do obszarów przemysłowych prowadził dogodny dojazd kolejowy co w póź-

[23] J. Basta, *Przemysł* [w:] *Encyklopedia Rzeszowa*, Urząd Miasta Rzeszowa, Rzeszów 2004, s. 507.

niejszym czasie wpłynęło na lokalizację innych licznych drobniejszych obiektów przemysłu, składów i magazynów.

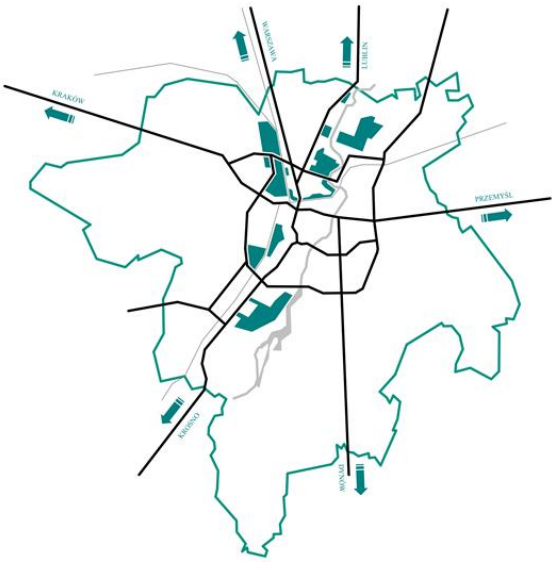


Rysunek 6. Inwestycje COP w Rzeszowie
Źródło: opracowanie własne.

Po transformacji ustrojowej w 1989 r., podobnie jak w okresie II Rzeczypospolitej, ziemie Podkarpacia ponownie znalazły się na obrzeżach dokonujących się przemian w gospodarce. Transformacja ta dotknęła m.in. rzeszowskie zakłady przemysłowe. Pierwsze 10 lat zmian pokazało, że wiele zjawisk pozytywnych dla tego okresu przebiegało tu wolniej niż w innych częściach kraju, zjawiska negatywne zaś ujawniły się bardziej niż w centralnej części Polski.

Liberalizacja gospodarcza wpłynęła na silną degradację przestrzenną czego przede wszystkim doświadczyły Rzeszowski przemysł podlegający entropii i rozdrobnieniu się struktury. Powstał zlokalizowany wzdłuż torów kolejowych w płn. - zach. osi Rzeszowa ciąg chaotycznie zlokalizowanych i uformowanych baraków i pomniejszych obiektów składowych.

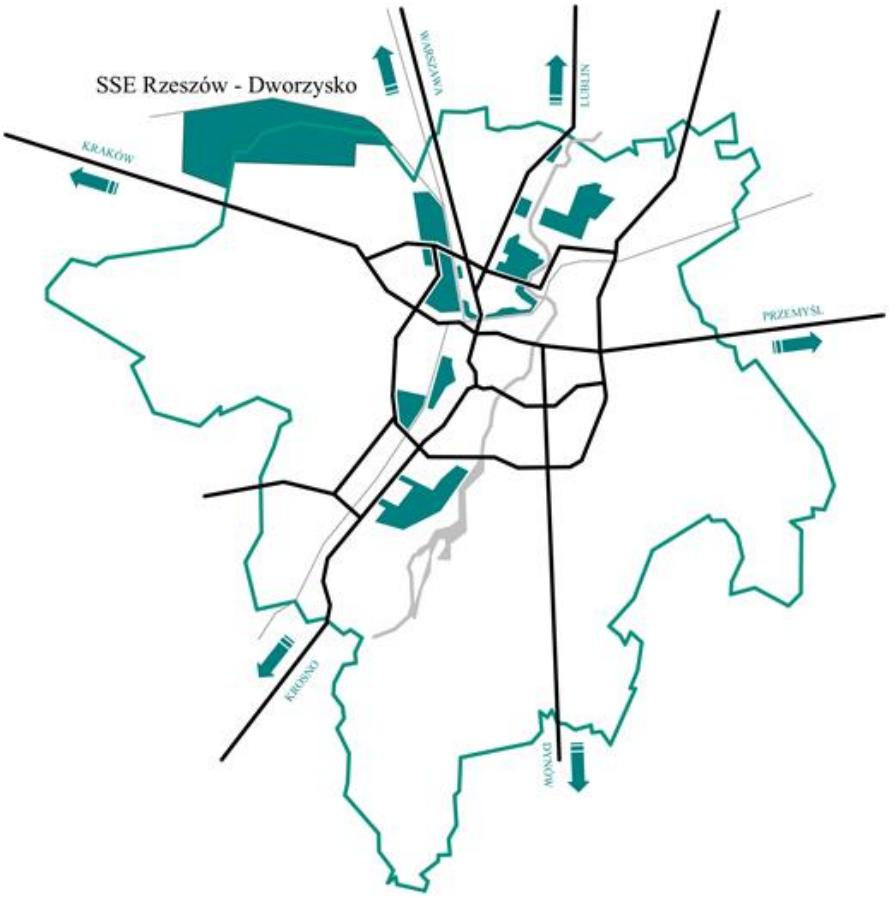
Po tej trudnej dekadzie, Rzeszów stał się ponownie liczącym się ośrodkiem przemysłowym, produkującym produkty o wysokim zaawansowaniu technologicznym. Produkcja ta obejmowała głównie sprzęt gospodarstwa domowego, przemysł spożywczy, lotniczy czy farmaceutyczny. Miasto stało się głównym ośrodkiem stowarzyszającym przedsiębiorców Dolina Lotnicza. W skład tego stowarzyszenia wchodzą przedsiębiorstwa z całego kraju. W mieście swoją siedzibę ma Zelmer SA - polski producent sprzętu AGD. W Rzeszowie produkowane są silniki do samolotów F-16, co kontynuuje przedwojenną tradycję Centralnego Okręgu Przemysłowego.[24] W większości dominuje tu jednak mała i średnia przedsiębiorczość, rozproszona i zlokalizowana głównie w sąsiedztwie kolei. (Rysunek 7)



Rysunek 7. Tereny przemysłowe w Rzeszowie
Źródło: opracowanie własne.

W 2006r. w oparciu o przemysł lotniczy i farmaceutyczny utworzono Podkarpacki Park Naukowo-Technologiczny w miejscowościach Jasionka i Rogoźnica. W skład tego parku wchodzi też preinkubator przedsiębiorczości zlokalizowany w Politechnice Rzeszowskiej. Centrum zarządzania parkiem znajduje się w Rzeszowskiej Agencji Rozwoju Regionalnego. W 2010r. natomiast została utworzona Specjalna Strefa Ekonomiczna Rzeszów-Dworzysko (Rysunek 8.), będąca podstawą SSE Euro-Park Mielec.

[24] H. Kotarski, K. Malicki, *Stolica Podkarpacia wczoraj i dziś*, Wydawnictwo URz, Rzeszów 2013, ss. 22-23.



Rysunek 8. Lokalizacja SSE Rzeszów-Dworzysko
Źródło: opracowanie własne.

Założeniem Specjalnej Strefy Ekonomicznej jest stworzenie sprzyjających warunków rozpoczęcia działalności gospodarczej dla przedsiębiorstw stosujących innowacyjne technologie, przede wszystkim działających w branży lotniczej. Strefę ekonomiczną Dworzysko zlokalizowano w płn. - zach. części miasta na obszarach, do czasu jej wyodrębnienia, użytkowanych rolniczo. Aby sprostać wymaganiom powierzchniowym do Rze-

szowa dołączono[25] fragment sąsiedniej Gminy - Sołectwa Miłocin. Obecnie strefa czeka na inwestorów.

Podsumowanie

Okres ostatnich 25 lat w Rzeszowie przyniósł wzrost gospodarczy związany z rozwojem przemysłu, pomimo niesprzyjającej lokalizacji na ścianie wschodniej i złego stanu połączeń komunikacyjnych z resztą kraju i zagranicą. Jednak mimo świetnie rozwijającego się Parku Naukowo-Technologicznego czy Specjalnej Strefy Ekonomicznej Dworzysko, tereny przemysłowe w mieście uległy i nadal ulegają degradacji i funkcje przez nie pełnione często nie spełniają wymagań nowoczesnego rynku, kładącego nacisk również na jakość przestrzeni produkcyjnej. Przestrzennie rozwój terenów przemysłowych w Rzeszowie przebiegał sinusoidalnie od rozdrobnienia przedwojennego rzemiosła, dynamiczny wzrost skupionych zakładów, ponowną dyfuzję szeregu drobnych obiektów aż po próby ponownego ustalenia zwartych zespołów stref ekonomicznych wraz z inkubatorami przedsiębiorczości. Analizując stan obecny należy stwierdzić znaczne rozdrobnienie w centrum, wyjście przemysłu poza miasto. Próbą powtórnej integracji funkcji i postulowanym i zmianami byłyby przemyślana reindustrializacja zdegradowanych obszarów lub ich rewitalizacja z przeznaczeniem na inne funkcje o śródmiejskim charakterze.

Literatura

Basta J., *Przemysł* [w:] *Encyklopedia Rzeszowa*, Urząd Miasta Rzeszowa, Rzeszów 2004.

Blinder S.A., *Offshoring - kolejna rewolucja przemysłowa*?, „Studia Regionalne i Lokalne" 2006, nr 4.

Furtak M., *COP 1936-1939, Architektura i urbanistyka*, Księży Młyn, Kraków-Łódź 2014.

Garbacz D., *Narodziny. Stalowa Wola 1937-1939*, Sztafeta, Stalowa Wola 2005.

[25] Rzeszów jest miastem które ze względu na potrzeby rozwojowe w latach 2006-2010 ponad dwukrotnie zwiększyło swoją powierzchnię. Poprzednie poszerzenie granic miało miejsce w 1977 roku.

Gołębiowski J., *COP. Dzieje industrializacji w rejonie bezpieczeństwa 1922-1939*, Wyd. Naukowej Akademii Pedagogicznej, Kraków 2000.
Howard E., *Miasta ogrody przyszłości*, tłum. P. Borman i A. Czyżewski, PME w Warszawie, Warszawa 2009.
Jencks C., *Mouvements modernes en architecture*, P. Mardega, editor, z serii: Architecture + Recherches, Liège 1973.
Kotarski H., Malicki K., *Stolica podkarpacia wczoraj i dziś,* Rzeszów 2013
Królikiewicz T., *Polski samolot i barwa 1918-1939*, ZP Grupa, Warszawa 2009.
Ostrowski W., *Urbanistyka współczesna*, Arkady, Warszawa 1975.
Tygodnik Społeczno Gospodarczy Centralnego Okręgu Przemysłowego 1938, nr 9.
Wdowiarz-Bilska M., *Aspekty przestrzenne tworzenia i rozwoju parków technologicznych* [w:] K.B. Matusiak (red.) *Wybrane aspekty funkcjonowania parków technologicznych w Polsce i na świecie,* Warszawa 2008.

METODOLOGIA BADAŃ ARCHITEKTONICZNYCH PODCZAS PROCESU REWITALIZACJI WIELKOPŁYTOWEJ TKANKI MIEJSKIEJ

mgr inż. arch. Jarosław Zawadzki
Politechnika Poznańska
Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska

Geneza budownictwa uprzemysłowionego w Polsce w latach 1945-89

Zniszczenia II wojny światowej spowodowały ogromne nieodwracalne zmiany w systemie mieszkaniowym w odradzającej się Polsce. Napływ ludności z byłych wschodnich granic przyczynił się do pogłębiania tego deficytu. Pierwsze próby rozwiązania problemu poprzez zapewnienia zunifikowanego systemu mieszkaniowego przyczyniają się do powstania Zakładu Osiedli Robotniczych, którego nadrzędnym celem była produkcja „masowej" przestrzeni przeznaczonej na rzecz zbiorowego mieszkalnictwa. Proces powstawania rodzimej architektury był wyłącznie podporządkowany władzy ludowej, która decydowała o potrzebach ówczesnych mieszkańców. W latach 1948-56 architektura była definiowana w formie socjalistycznej.

Z początkiem lat 60. XX w. narodziła się idea budownictwa uprzemysłowionego, które w naturalny sposób wypierało tradycyjne technologie. Budownictwo modularne w sposób znaczny przyśpieszało powstawanie nowych form architektonicznych, lecz koncepcja tworzenia zmultiplikowanego zespołu bloków budziła pewną schematyczność kompleksowych założeń. Czynnikiem decydującym o wyborze, a także kierunku rozwoju miast był czas, jakość oraz wiele parametrów technicznych schodziły niestety na drugi plan. Wyżej wspomniana architektura dzięki systemowi technologii wznoszenia zapewniała nieograniczone możliwości. Jednostki mieszkalne budowane w wielkich aglomeracjach miejskich, a także mniejszych zespołach urbanistycznych charakteryzowały różne wysokości. Najważniejszym aspektem zabudowy było ukierunkowanie jej względem stron świata. Z biegiem czasu oraz nabywaniem nowych doświadczeń przez projektantów, a także budowniczych powstawały nowe systemy technologiczne, które umożliwiały powstawanie różnych wewnętrznych rozwiązań funkcjonalnych. Do podstawowych systemów uprzemysłowio-

nych budownictwa wielkopłytowego w Polsce zaliczyć można: W-70 i Wk-70, system szczeciński, WUF-T, OWT-67 czy też WWP. Idee, którymi kierowali się projektanci były traktowane jako wypadkowa wielu czynników. Wyjściowym modelem funkcjonalności osiedli była zasada tworzenia „prostokreślnych" układów urbanistycznych uzupełnionych o podstawowe funkcje bytu człowieka. Tkankę miejską towarzyszyły liczne duże zespoły parków. Centralne elementy kompozycji charakteryzowane były za pomocą przestrzeni wspólnych, czyli społecznie dostępne, projektowane w celu zacieśnienia więzi międzyludzkich. Całość założenia uzupełniona została o tzw.: kręgosłup komunikacyjny, na który składały się nie tylko parkingi, drogi wewnątrzosiedlowe, lecz także szlaki komunikacyjne łączące całe zespoły osiedli. W wielu przypadkach podczas wznoszenia zespołów mieszkalnych dochodziło do błędów technologicznych spowodowanych złą jakością dostarczanych elementów oraz nieprawidłowością samego montażu. Podstawowe wady[1] wykonanych elementów połączeń charakteryzowane były poprzez nierówne powierzchnie płaszczyzn oparcia, brak blachy R-6 we wnęce rektyfikacyjnej, czy też niedokładne ułożenie izolacji z płyt wełny mineralnej umieszczonej w elementach narożnych ścian. Dzięki rozwiązaniom wielkopłytowym powstałych w latach 1960-1989 powstała ogromna liczba mieszkań, w których wg. ostatnich szacunkowych badań mieszka około 12 milionów Polaków. Proces rewitalizacji mógłby stać się szansą dla mieszkańców, a także dla pozostałych jednostek, które na przestrzeni ostatnich lat nie mogą konkurować jakością i standardem architektonicznym. Na przełomie XX i XXI wieku zauważalnym aspektem jest nieodwracalny proces wyludniania się socjalistycznej zabudowy, który spowodowany został w dużej mierze działaniami marketingowymi oraz zmianami potrzeb mieszkańców. Proces odnowy wielkopłytowej tkanki miejskiej, który w swojej naturze uwzględniałby nie tylko aspekt technologiczny, lecz także socjologiczny może tylko i wyłącznie wpłynąć na zmianę postrzegania tychże jednostek mieszkalnych.

Proces rewitalizacji jako próba rozwiązania problemu mieszkaniowego

Wraz ze zmianami ustrojowymi oraz ideami kierunków zagospodarowania przestrzeni miast w Polsce na przełomie lat osiemdziesiątych i dziewięć-

[1] L. Urban, *Montaż budynków z wielkich płyt*, Arkady, Warszawa 1979, s. 97-104.

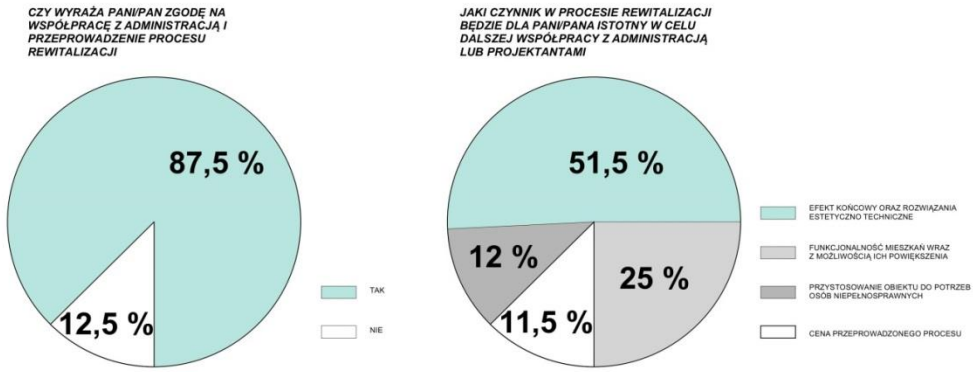
dziesiątych pojawiła się nieodzowna potrzeba rozwiązania problemów rodzimej architektury wielkopłytowej poprzez dostosowanie jej do nowych potrzeb mieszkańców, a także zwiększenie jej konkurencyjności w aspekcie obrotu na rynku nieruchomości. Pierwsza konferencja, zorganizowana przez Komitet Mieszkalnictwa, Budownictwa i Planowania przestrzennego poświęcona tejże tematyce odbywa się w październiku 1979 roku. Również w wielu innych europejskich miastach odbyły się liczne konferencje poświęcone programowi naprawczemu osiedli powojennych. Państwa uczestniczące w konferencji przyjęły szereg zasad, zmierzających ku naprawie wizerunku zdegradowanych fragmentów tkanki miejskiej.

Podczas przeprowadzenia procesów kompleksowej rewitalizacji konieczne jest uwzględnienie nie tylko aspektów technologicznych czy też estetycznych, lecz także aspektu socjologicznego. Człowiek jako jednostka wyżej wspominanego procesu godzi się przede wszystkim pełnić rolę nadrzędną. Środowisko pełnowartościowe ma obowiązek zapewniać cztery podstawowe pragnienia społeczne: bezpieczeństwo, oddźwięk emocjonalny, uznanie społeczne i nowe doświadczenie.[2] Rewitalizacja jako element poprawy warunków mieszkaniowych zmuszona jest uwzględniać także aspekt ekonomiczny. Wydatki przeznaczone na ten cel szacowane są w granicach około 80%[3] kosztów budowy nowych jednostek. Koszty modernizacji tego przedsięwzięcia powinny ponieść zarówno organy administracyjne, jak i państwo. W krajach europejskich tj. Niemcy, Francja, czy też Holandia podobny system partnerski funkcjonuje z ogromnym powodzeniem. Dlatego też doświadczenie naszych zachodnich sąsiadów może stać się pewnego rodzaju wytyczną. Kompleksowy proces odnowy wielkopłytowej tkanki miejskiej jest zobowiązany opierać się także na podstawie przeprowadzonych analiz społecznych. Istotną kwestią w tym procesie jest dostosowanie do oczekiwań jak i potrzeb dzisiejszych mieszkańców, element ten jest widoczny w autorskim sondażu.

Na podstawie przeprowadzonego badania na terenie Osiedla Piastowskiego w Poznaniu, wybudowanego w systemie Szczecińskim, około 90% respondentów wyraża chęć podjęcia się współpracy z administracją, projektantami lub innymi organami w celu przeprowadzenia kompleksowego procesu rewitalizacyjnego. Badanie ukierunkowane zostało w celu ukazania potrzebnych zmian w zdegradowanym środowisku wielkopłyto-

[2] J. Ziółkowski, *Urbanizacja, miasto, osiedle- studia pedagogiczne*, PWN, Warszawa 1965, s. 45.
[3] J.M Chmielewski, M. Mirecka, *Modernizacja Osiedli mieszkaniowych*, Oficyna wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2007, s. 61.

wym. Oponenci przedstawili także istotne dla nich czynniki szeroko pojętej modernizacji. Badanie przeprowadzone zostało na grupie oponentów w wieku 25-60 lat. Większość osób na których została przeprowadzona analiza opowiadała się za poprawą estetyki wewnętrznej oraz zewnętrznej obiektów a także zrostem funkcjonalności poszczególnych mieszkań przez co należy rozumieć wprowadzenie systemu dwupoziomowych mieszkań oraz powiększeniem części użytkowej, uzyskanej za pomocą przeszklenia balkonów.



Wykres 1[4]. Podstawowe elementy wpływające na proces rewitalizacji w Polsce
Źródło: opracowanie własne.

Kompleksowa rewitalizacja powinna być rozumiana jako dojrzały, a przede wszystkim przemyślany proces, szanujący środowisko naturalne jak i zastaną przestrzeń. Odnowa wybranych jednostek, a docelowo większych założeń urbanistycznych powinna opierać się na kilku podstawowych elementach tj.:

- dostosowaniu obiektów do nowych potrzeb i oczekiwań mieszkańców,
- zastosowaniu nowoczesnych technologii,
- dostosowaniu obiektów do potrzeb osób niepełnosprawnych,
- uporządkowaniu tkanki wewnątrzosiedlowej,
- skoordynowanie działań poszczególnych branż budowlanych,

[4] *Badanie przeprowadzone na grupie 100 respondentów dnia 02.01.15, na terenie jednostki mieszkalnej zlokalizowanej na Osiedlu Piastowskim w Poznaniu.*

– przeprowadzenie licznych konsultacji społecznych.

Proces rewitalizacyjny uwzględniający poszczególne parametry może stać się szansą do przeprowadzenia tzw.: „rehabilitacji" architektury. Podstawowym czynnikiem koniecznym do przeprowadzenia tychże procesów jest określenie metodologii badawczej, służącej w celu uzyskania odpowiedzi na podstawowe pytania. Koniecznym jest też dokonanie licznych analiz oraz badań mających na celu pozyskaniu opinii publicznej. Wynikowa procesu pozwoli nie tylko na poprawę wizerunku miasta, lecz także stworzenie nowoczesnej jak i przyjaznej architektury, która rozwiąże problem architektoniczno- socjologiczny, jaki na przestrzeni ostatnich lat budzi spore kontrowersje oraz zainteresowanie wielu badaczy oraz osób ze środowiska nauki.

Metodologia procesu rewitalizacji

Metody badawcze

Mając na uwadze znaczenie problemu związanego z procesem rewitalizacyjnymi, jego stopniem skompilowania oraz ponadlokalnym charakterem należy określić szczegółowość przeprowadzonych badań oraz ich znaczenie dla dalszych działań. Początkowy etap pracy badawczej, w dziedzinie jaką jest architektura ma obowiązek ukierunkować się w celu określenia szczegółowego celu badawczego oraz określeniu powiązań między wyżej wspomnianym przedmiotem, a otoczeniem, bądź też między obiektem budowlanym, a człowiekiem. Wiele z poniższych czynników traktowanych jest jako ogólnikowe wytyczne, które dzięki rozwinięciu przyczyniają się do zrealizowania zamierzonego celu. Elżbieta Niezabitowska[5] tak pisała o tym procesie: „…Celem badań naukowych jest nie tylko ukazanie potrzeby przeprowadzenia różnego typu procesów, lecz przede wszystkim jest to zaprzeczenie prawidłowości postawionych hipotez przez opis, wyjaśnienie badanych zjawisk i faktów oraz ich interpretacje, co może prowadzić do tworzenia teorii lub praw obowiązujących w danej dziedzinie wiedzy…". W badaniach nad architekturą konieczne jest szukanie nie tylko odpowiedzi na nurtujące pytania, lecz także znalezienie pewnej sieci relacji, między człowiekiem, a architekturą w mniejszej skali, bądź też między obiektem, a środowiskiem naturalnym. Uzyskanie takich połączeń może przyczynić się

[5] E. Niezabitowska, *Metody i techniki badawcze w architekturze,* Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2014, s. 159.

do uzyskania odpowiedzi na podstawowe pytania. Nadrzędnym celem metodologii badawczej winno być określenie przyczyn problemu, a następnie rozwiązanie i naprawa tejże trudności. Metodologia powinna charakteryzować się działaniami o charakterze spójności. Dlatego też w początkowym etapie prac warto określić metodę prowadzonych działań. Należy przez to rozumieć procedurę dobrania odpowiednich technik i narzędzi badawczych. Dobór metody może być podyktowany tylko i wyłącznie celem badań. Technika badawcza powinna charakteryzować się stopniem wykonalności zamierzonych badań. Odpowiednio dobrana technika pozwoli na uzyskanie zamierzonych rezultatów, które przyczynią się do rozwiązania pierwotnie założonego problemu badawczego.

Rysunek 1. Istota i cechy metody badawczej
Źródło: Opracowanie na podstawie J. Apanowicz, *Metodologia nauki, Dom organizatora,* Toruń 2003, s. 72.

J. Apanowicz[6] pisał, metoda badawcza powinna charakteryzować się:

- **jasnością**, metodę musi cechować powszechna zrozumiałość,
- **jednoznacznością**, metoda powinna wykluczać dowolność stosowania różnych sposobów i zasad,
- **celowością**, musi być podporządkowana określonemu celowi,

[6] J. Apanowicz, *Metodologia nauki, Dom organizatora,* Toruń 2003, s. 72.

- **skutecznością**, powinna zapewnić osiąganie zamierzonego celu,
- **niezawodnością**, metoda musi zapewnić uzyskanie zamierzonego rezultatu (celu) o dużym stopniu prawdopodobieństwa,
- **ekonomicznością,** metoda powinna pozwalać osiągnąć zamierzony rezultat przy najmniejszych kosztach, najmniejszym zużyciu sił i środków oraz czasu.

Proces badawczy uprzedzający działania rewitalizacyjne powinien określać wiele podstawowych czynniku związanych z różnorodnością społeczeństwa zamieszkującego wielkopłytowe jednostki. Na początku powinno określić się cel i zamierzenie procesu rewitalizacji. Przeprowadzone analizy jak i badania powinny określać parametry uwzględniające aspekt społeczny, przez co należy rozumieć takie elementy jak:

- wiek mieszkańców,
- potrzeby mieszkańców,
- świadomość mieszkańców,
- dzietność mieszkańców,
- potrzeby życia codziennego.

Przeanalizowanie powyższych elementów pozwoli uzyskać odpowiedź na podstawowe zagadnienia związane z oczekiwaniami mieszkańców. Przysłużą się one jako wytyczne dla przeprojektowania jednostek oraz dostosowania ich do obecnych potrzeb określonej grupy. Całokształt badań wpłynie także na poprawę warunków całych zespołów mieszkalnych. Na ciąg analiz składać się powinny nie tylko oczekiwania mieszkańców, lecz także możliwości technologiczne związane z badaną substancją architektoniczną, przez co należy rozumieć w dużej mierze możliwości konstrukcyjne przeprojektowania poszczególnych jednostek mieszkalnych. System wykonania budynku wielorodzinnych wykonanych w technologii uprzemysłowionej pozostawia wiele do życzenia. Prowadzone obecnie dyskusje sensu rewitalizacji powinny udowodnić niezbite argumenty. Według ostatnich szacunkowych badań architektura wielkopłytowa, bez żadnych ingerencji konserwujących wytrzyma jeszcze długi okres czasu[7]. Jakoś poszczególnych elementów, a także wady montażu wpływają niekorzystnie na możliwości związane z kompleksowym procesem rewitalizacyjnym. Badania możliwości technicznych poszczególnych obiektów powinny zostać przeprowadzone w warunkach lokalnych, które były by miarodajną wykładnią możliwości zmian. Szczegółowa analiza możliwości technicznych dzięki której można uzyskać odpowiedzi na nurtujące pytania zadawane przez środowisko badaczy przyczyni się do zwiększenia szans

[7] Wybieralski M, *Wielka płyta wytrzyma jeszcze wiele lat*, Gazeta.pl, 28.02.2009.

na przeprowadzenie powyższego procesu. Metoda wskazująca na techniczny aspekt badań przyczyni się do rozwoju strategii planowania urbanizacji współczesnych miast. Przyjęte wyniki podczas procesu projektowego w sposób znaczny pozwolą określić realizację założonego celu . Biorąc pod uwagę powyższe rozwiązanie konieczne jest praktyczne i naukowe podejście do realizacji projektu badań. W tym celu konieczne jest przeprowadzenie szeregu badań technologicznych uzupełnionych o rozwiązania naukowe ukierunkowane w celu sprawdzenia:

- możliwości konstrukcyjne obiektów,
- możliwość zmiany wewnętrznych układów części wspólnych w odniesieniu poziomym,
- zwiększenie funkcjonalności poprze przebicia mieszkań w układzie pionowym,
- zastosowanie nowoczesnych technologii,
- dostosowaniu do potrzeb osób niepełnosprawnych.

Techniki badawcze

Metodologię badań należy rozwinąć o starannie dobrane techniki, które przyczynią się do zrozumieniu retoryki poznawczej. Stanowią one istotną pozycję w całym procesie poszukiwania odpowiedzi na zadane wcześniej pytania. Techniki powinny być dobrane w sposób umożliwiający uzyskanie zamierzonych efektów. Wspomniany wyżej element godzi się łączyć w sposób nieodzowny z charakterystyką zagadnienia badawczego. Procesy rewitalizacji obiektów wielkopłytowych należałoby poprzedzać szczegółowymi analizami, którymi poddani zostali by mieszkańcy w różnym przedziale wiekowym, a także zróżnicowanej sytuacji życiowej oraz odmiennych podejściach do rozwiązania zagadnienia. Dobranie odpowiedniej techniki powiązane z badaniem opinii publicznej powinno charakteryzować się dobrze przyjętą metodologią założenia. Uwzględniając zakres przewidzianych prac należy w sposób szczegółowy przedstawić stan zastany, czyli oczekiwania mieszkańców. Analizy, które realizowane są dzięki różnego typu technikom[8] należy podzielić na dwie grupy, tj. techniki naukowe oraz praktyczne. Przez te pierwsze powinno się rozumieć studia literaturowe i archiwalne, analizy dokumentacji technicznej, a także badania możliwości innowacyjnych.

[8] E. Niezabitowska, *Metody…,* op. cit., s. 166.

W skład drugiej grupy technik szczegółowych przychodzi rozważać takie aspekty jak: ankiety osobowe, wywiady, konsultacje społeczne czy też różnego rodzaju testy, którym poddany zostanie szeroki wachlarz respondentów, reprezentujących odmienne grupy wiekowe. Przeprowadzenie analizy w tych dwóch szeroko rozumianych aspektach pozwoli uzyskać wytyczne, które przyczynią się do zaproponowania wstępnych rozwiązań projektowych mających na celu modernizację zdegradowanej, wielkopłytowej tkanki miejskiej. Podstawowe założenie analityczne ma obowiązek uwzględniać przede wszystkim człowieka jako jednostkę nadrzędną w całym procesie. Wyniki, które zostaną opublikowane należy powtórzyć w kilku jednostkach czasu, na większej liczbie oponentów w celu zwiększenia miarodajności wyników, a także potwierdzenia argumentami konieczności przeprowadzenia zamierzonego procesu. Otrzymana wykładnia badawcza jako element decydujący może przysłużyć się nie tylko do rozwiązania podstawowego problemu, lecz ma perspektywy stać się pewnego rodzaju wytyczną do opracowywania planów zagospodarowania przestrzennego dużych i mniejszych miast. Dzisiejszy problem związany z brakiem przestrzeni do życia w dużych aglomeracjach miejskich podyktowany jest nie tylko wadliwymi i przestarzałymi planami zagospodarowania, aczkolwiek także agresywną polityką deweloperską.

Przestrzenie z drugiej połowy XX w. projektowane były w celu zapewnienia podstawowych funkcji egzystencji ludzkiej. W dzisiejszych czasach obiekty wielorodzinne kreowane są w sposób wykorzystujący maksymalnie poszczególny m^2. Zestawiając obydwie sytuacje na przestrzeni lat dostrzec można problemowość założenia, a także konieczność rewitalizacji wielkopłytowej tkanki, która mimo swojego wieku oraz wad technologicznych przedstawia zupełne inne podejście do mieszkańca. Bezprecedensowym aspektem jest tutaj człowiek, dlatego też koniecznym jest uwzględnienie w badaniach, reprezentowanych poprzez poszczególne techniki podmiotu ludzkiego, jako czynnika decydującego. Opracowując poszczególny plan badawczy, a także dobierając do niego odpowiednie techniki należy uwzględnić mieszkańca jako jednostkę najbardziej opiniodawczą. Dzięki przeprowadzeniu szeregu analiz badawczych, wykonanych odpowiednio dobranymi technikami można otrzymać wynik, który nie tylko przyczyni się do otrzymania finalnych wyników, lecz także ukaże w sposób trwały przydatność i jakość przygotowanych opracowań do zrozumienia problemu badawczego.

Podsumowanie

Wprowadzenie w życie kompleksowego programu rewitalizacji wielkopłytowej tkanki miejskiej wymaga przeprowadzeniu szeregu analiz oraz konsultacji społecznych. Nurtujące od dawna środowisko badaczy pytanie sensu „rehabilitacji" tejże zabudowy należy podeprzeć wieloma argumentami socjologicznymi jak i technologicznym. Sens idei przeprowadzenia tego procesu musi zostać zilustrowany rzetelną metodologią badawczą, która za pomocą odpowiednio dobranych technik nakreśli, a także nakieruje charakterystykę problemu badawczego.

Najważniejszym aspektem podczas analizy badawczej powinien być człowiek oraz związane z jego egzystencją w tychże jednostkach mieszkalnych potrzeby. Rzetelne studium literaturowe, a także skonkretyzowany audyt technologiczny pozwoli nakreślić możliwości związane z procesem rewitalizacji. Uwzględnienie aspektu ludzkiego pozwoli nie tylko na przedstawienie potrzeb mieszkańców, lecz także na opracowanie długofalowej polityki mieszkaniowej. Związane z tym procesem wyniki analiz badawczych przyczynią się do stworzenia miejscowych planów zagospodarowania uwzględniającego element konsultacji społecznych, które to na przestrzeni ostatnich lat nie odgrywają istotnej roli w procesie planowania przestrzennego. Finalny efekt pozwoli także na zrozumienie idei potencjału mieszkaniowego jakim obecnie dysponują organy administracyjne. Proces rewitalizacji ma obowiązek wyróżniać początkowa faza rzetelnych analiz społecznych oraz studium wykonalności możliwości technologicznych. Odpowiednio dobrane techniki badawcze zagwarantować powinny wiarygodność odpowiedzi. Zebrane w tej metodologii wyniki powinny zostać przedstawione forum publicznemu, w celu ich uwiarygodnienia. Skrupulatne przeprowadzenie szczegółowego procesu analitycznego, poprzedzającego proces rewitalizacyjny wpłynie na zgodne z oczekiwaniami uzyskanie efektu końcowego, w postaci zmodernizowanych jednostek bądź też całych kompleksów mieszkaniowych wybudowanych w drugiej połowie XX wieku. Finalnym efektem tego procesu będzie nie tylko poprawa wizerunku miasta, jako żywego organizmu, lecz nowa jakość, która wpłynie w sposób pozytywny na politykę mieszkaniową.

Literatura

Apanowicz J., *Metodologia nauki*, Dom organizatora, Toruń 2003.

Chmielewski J., Mirecka M. , Modernizacja osiedli mieszkaniowych, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2007.

Karwińska A., Gospodarka przestrzenna, PWN, Warszawa 2008.

Niezabitowska E., *Metody i techniki badawcze w architekturze*, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2014.

Urban L., *Montaż budynków z wielkich płyt*, Arkady, Warszawa 1979.

Wybieralski M., *Wielka płyta wytrzyma jeszcze wiele lat*, Gazeta.pl, 28.02.2009

Ziółkowski J., *Urbanizacja, miasto, osiedle- studia pedagogiczne*, PWN, Warszawa 1965.

ZMIANY STRUKTURY PRZESTRZENNEJ KONTINUUM MIEJSKO-WIEJSKIEGO W POLSCE WSCHODNIEJ POD WPŁYWEM WSPARCIA FINANSOWEGO Z FUNDUSZY UNII EUROPEJSKIEJ

dr inż. arch. Anna Sikora, mgr inż. arch. Beata Walicka-Góral
Politechnika Rzeszowska
Zakład Urbanistyki i Architektury
Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury

Wstęp

Polska jako jeden krajów Europy Środkowej i Wschodniej, które weszły w struktury Unii Europejskiej w 2004 roku stała się członkiem wspólnoty, a co za tym idzie beneficjentem korzyści koniecznych do podniesienia poziomu spójności - funduszy unijnych. Polityka Unii Europejskiej, dążąca do równoważenia wszelkich różnic w tym gospodarczych, społecznych, transportowych a także poziomu ochrony środowiska objęła wiele obszarów działań, przy czym gros z nich dotyczyło terenów zurbanizowanych[1].

W związku z niekwestionowaną różnicą infrastrukturalną dotyczącą środowiska zbudowanego szczególną szansę poprawy stopnia rozwoju uzyskały miasta o słabych wskaźnikach rozwojowych: gospodarczych, społecznych, środowiskowych i kulturowych głównie z terenów polski wschodniej i pd-wsch .[2]

[1] Wg Agendy Terytorialnej Unii Europejskiej 2020 „Z uwagi na rosnącą współzależność regionów zmiany w jednym regionie Europy mogą powodować reperkusje na innych obszarach. Nadal utrzymuje się podział na centrum i peryferia, nawet na poziomie krajowym. Istotne znaczenie ma spójność na granicach zewnętrznych, ponieważ rozbieżności pomiędzy systemami prawnymi, społecznymi i politycznymi powodują poważne konsekwencje, zwłaszcza w zakresie migracji i wymiany handlowej. Zwiększająca się współzależność regionów generuje zapotrzebowanie na lepsze połączenia na szczeblu globalnym, europejskim i krajowym. Lokalne i regionalne bariery dla integracji mogą być przyczyną niewystarczającego wykorzystania ludzkich, kulturowych, gospodarczych i ekologicznych zasobów regionów przygranicznych oraz nasilać ich problemy związane z peryferyjnym położeniem i wykluczeniem społecznym".

[2] Członkostwo w Unii Europejskiej dało polskim miastom dostęp do środków rozwojowych UE. Równocześnie Unia Europejska zaczęła aktywnie działać na rzecz promocji i wspierania zrównoważonego rozwoju miast. Polityka Unii Europejskiej skierowana na równomierny rozwój miast w swojej strukturze, w „Karcie Lipskiej" przyjętej przez Unię Europejską w 2007 roku określa, iż polityka miast powinna spełniać zasady zrównoważo-

Obszar Polski stanowi główny bufor pomiędzy krajami zachodniej Europy a krajami dawnego Związku Radzieckiego. Ze względu na przesunięcie środka ciężkości obszaru Unii Europejskiej, szczególnie znaczące dla polityki unijnej są województwa Polski wschodniej i południowo-wschodniej. Staje się on polem licznych działań konwergencyjnych jako region zainteresowania zarówno polityki rozwoju kraju jak i polityki Unii Europejskiej.

Narzędzia wsparcia dla Polski Wschodniej

Instrumentem mającym zmniejszyć różnice cywilizacyjne są środki wsparcia finansowego z Unii Europejskiej, szczególnie z funduszy spójności przeznaczonych na zwiększenie konkurencyjności i rozwój regionalny. Kolejne transze funduszy w szczególności przeznaczone były na rozwój krajowych obszarów problemowych w tym na poprawę stopnia rozwoju m.in. Polski wschodniej. Mimo przeznaczenia olbrzymich kwot na jego poprawę okazuje się, że stopień zapóźnienia cywilizacyjnego jest tak duży, iż w skali kraju, regiony oraz ich ośrodki wiodące (metropolitalne i krajowe pełniące niektóre funkcje metropolitalne[3]) nadal rozwijają się wolniej[4]. Równocześnie w Koncepcji Przestrzennego Zagospodarowania Kraju 2030 zwraca się uwagę, że w związku z przewidywanym skokiem cywilizacyjnym obszary te mogą ulec znacznym negatywnym przemianom funkcjonalnym i formalnym.

Zastosowanie narzędzi finansowych w postaci środków z funduszy spójności czy strukturalnych ma przynieść wymierne, ściśle określone efekty (zob. Ryc.1), głównie z zakresu rozwoju gospodarczego, infrastruktury komunikacyjnej, infrastruktury technicznej, ekologii i środowiska,

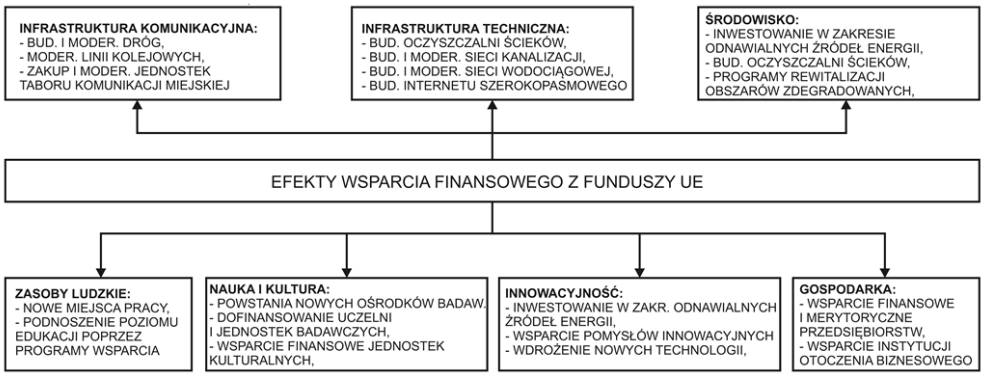
---

nego rozwoju, czyli uwzględniać równocześnie dobrobyt gospodarczy, równowagę społeczną, aspekty środowiskowe, wymagania kulturowe i zdrowotne oraz dbałość o skuteczność instytucji demokratycznych.

[3] Koncepcja Przestrzennego Zagospodarowania Kraju 2030 wyznacza w obszarze Polski wschodniej jedną metropolię - Lublin oraz trzy ośrodki krajowe pełniące niektóre funkcje metropolitalne: Rzeszów, Białystok i Kielce.

[4] Interesującym przypadkiem jest tu stolica województwa Podkarpackiego - Rzeszów. Miasto to pozornie zwiększa ilość mieszkańców, wynika to jednak z polityki terytorialnej miasta, które od 2006 roku zwiększyło swoją powierzchnię dwukrotnie. Więcej na temat kontrowersyjnej strategii "rozwoju" miasta piszą Hrehorowicz-Gaber H., Sikora A. *The dynamics of human-induced transformations of landscape in the Sub-mountainous (Podgórze) region on the example of metropolitan areas in south-east Poland* [w:] *Вісник Національного Університету Львівська Політехніка* № 756 2013, Львів 2013, c. 56-62.

zasobów ludzkich, nauki i kultury czy podniesienia poziomu innowacyjności[5].



Ryc. 1. Pożądane strategiczne efekty wsparcia finansowego obszarów Polski wschodniej z funduszy UE

Źródło: opracowanie własne na podstawie danych umieszczonych na portalu internetowym "Portal Funduszy Europejskich" prowadzonego pod auspicjami Ministerstwa Infrastruktury i Rozwoju.

Ważnym aspektem konwergencji jest fakt, że obszarach transgranicznych dodatkowym źródłem środków jest pomoc przyznawana w ramach programów współpracy międzynarodowej i miedzyregionalnej[6]. Wspólne działania dotyczą przede wszystkim wspierania przedsiębiorczości, integracji społecznej i kulturalnej a także rozwoju i wspólnego wykorzystania infrastruktury w tym wzmacniania dostępności komunikacyjnej jest priorytetem w kwestii wyrównywania poziomu rozwojowego w unii europejskiej.

---

[5] Stosunkowo szczegółową typologię celów rozwoju regionalnego przedstawia A. Noworól, *Planowanie rozwoju terytorialnego w skali regionalnej i lokalnej.* Przywołując typologię Z. Chojnickiego, I. Czyża T., *Główne aspekty rozwoju społeczno - gospodarczego* [w:] J. Parysek (red.) *Rozwój regionalny i lokalny w Polsce w latach 1989 - 2002.* Noworól wymienia następujące cele: ekonomiczne, polityczne, kulturowe, biologiczne, ekologiczne i ochrony środowiska oraz niezwykle ważne z punktu widzenia planowania przestrzeni organizacyjno - przestrzenne czyli "kształtowanie ładu przestrzennego jako organizacji przestrzennej realizującej zasady racjonalności społecznej oraz kryteria racjonalnej lokalizacji i użytkowania ziemi".

[6] W latach 2000-2006 w ramach inicjatywy Wspólnotowej INTERREG III, w latach 2007-2013 w ramach odrębnego celu polityki spójności EWT (Europejskiej Współpracy Terytorialnej), a w jej zakresie INTERREG IIIa. Inicjatywa EWT będzie kontynuowana w latach 2014-2020.

Charakterystyka poziomu zainwestowania obszaru

Wieloletnie zaniedbania rozwojowe, spowodowały i utrwaliły różnice w poziomie i jakości urbanizacji obszaru Polski wschodniej i południowo-wschodniej[7]. Szukając charakterystycznych elementów wspólnych określających specyfikę regionu, można wyodrębnić kilka wiodących: podobny poziom urbanizacji, zagęszczenie korytarzy i sieci komunikacyjnych, wzrost lub raczej stagnację gospodarczą.

Poziom rozwoju badanego obszaru widać szczególnie w kontekście analizy przestrzennej zmiennych zainwestowania. Według danych GUS z ostatnich lat, poziom urbanizacji jest tu najniższy w całej Polsce a struktura wielkościowa miast to głównie małe jednostki miejskie, stosunkowo duże miasta wojewódzkie (Rzeszów, Lublin, Białystok, Kielce) oraz znikoma ilość miast średniej wielkości[8]. Jako że, poziom urbanizacji uzależniony jest od gęstości sieci komunikacyjnej, główne skupiska ośrodków miejskich znajdują się w obszarach dobrze skomunikowanych. Cały region należy do terenów o najsłabiej (w odniesieniu do terenu całego obszaru kraju) rozwiniętej siatce komunikacyjnej, która praktycznie zanika w okolicach pasa granicznego. Równocześnie zauważa się stosunkowo duże obciążenie komunikacyjne obszaru[9]. Z powodu niedorozwoju struktury sieci transportowej pokrycie obszaru węzłami (ośrodkami miejskimi) jest nierównomierne z wyraźnym przesunięciem na zachód w pobliże miast wojewódzkich. Stan ten można zdefiniować jako wielowierzchołkową sieć współistnienia dużych i małych miast, która staje się głównym katalizatorem zachodzących zmian przestrzennych. Wydaje się, że problemy kontinuum miejsko-wiejskiego stają się reprezentatywne dla zachodzących przemian strukturalnych obszarów w tym zjawisk nasilonej suburbanizacji i wchłaniania miast sypialnianych co m.in. spowodowane jest stosunkowo niewielkimi izochronami dostępności czasowej.

---

[7] O „niedorozwoju" regionu zadecydowały m.in. przeszłość historyczna, podział terytorialny zaborów, charakter rolniczy terenów, peryferyjne położenie regionu. Piszą o tym Fiedorowicz K., Duda J. (2007), *Polska wschodnia - warunki wyjścia z niedorozwoju,* [w:] Woźniak M. G. (red.), *Nierówności społeczne a wzrost gospodarczy. Gospodarka oparta na wiedzy,* Wydawnictwo Uniwersytetu Rzeszowskiego, Rzeszów, s. 611-625.

[8] Według danych zamieszczonych w: D. Szymańska D., *Urbanizacja na świecie,* Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2007.

[9] Szczegółowe dane nt. dostępności komunikacyjnej Polski wschodniej dostarcza wykonana w roku 2011 na zlecenie Ministerstwa Rozwoju Regionalnego ekspertyza: T. Komornicki, P. Rosik, M. Stępniak, *Dostępność transportowa w Polsce Wschodniej.* Ekspertyza ta została wykonana na potrzeby aktualizacji Strategii rozwoju społeczno - gospodarczego Polski Wschodniej do roku 2020.

Twarda infrastruktura - szanse i zagrożenia

Wspomniana wcześniej dysproporcja rozwojowa Polski wschodniej i południowo-wschodniej w stosunku do Polski środkowej i zachodniej oraz do większości terytorium Unii Europejskiej wyraźnie przejawia się w stanie tzw. infrastruktury twardej: komunikacji lądowej, kolejowej, samolotowej a także sieci teleinformatycznej.

Te negatywne proporcje utrwalają niekorzystną pozycję obecnie zdelimitowanych obszarów problemowych ograniczając rozwój - napływ kapitału, a przez to wzrost gospodarczy, bezrobocie czy niższą ofertę usług edukacyjnych i kulturalnych. Analizując gęstość pokrycia Polski siatką komunikacyjną (drogową i kolejową) a co za tym idzie dostępność rozumiana w sensie tradycyjnym, widać, że gęstość siatki jest wyraźnie mniejsza na wschodzie niż na zachodzie a odległości między węzłami zwiększają się w kierunku wschodniej granicy Unii Europejskiej. Różnicę w dostępności transportowej potwierdzają analizy dostępności potencjałowej i kumulatywnej. Wydaje się, że w kontekście badań obejmujących przestrzenie zbudowane najbardziej przydatne są analizy gęstości sieci komunikacyjnej w odniesieniu do jednostek powierzchni[10].

W związku ze słabą siecią połączeń ponadlokalnych w Polsce wschodniej główny ciężar transportowy spada na siatkę komunikacyjną w obszarze kontinuum przestrzennego, co rodzi wiele problemów, szczególnie w terenie zurbanizowanym gdzie siatka połączeń ośrodków lokalnych określana jest jako "miejscami zbyt gęsta"[11]. Należy zauważyć, iż w związku z ekspansyjną suburbanizacją, związaną ze stosunkowo szybką możliwością dojazdu do głównego ośrodka[12] (gęsta siatka międzygminna i międzypowiatowa), aktywność inwestycyjna intensyfikuje się w sposób wręcz agresywny.

Gęstość sieci kolejowej we wschodniej Polsce jest znacząco mniejsza niż w zachodniej i centralnej a inwestycje nakierowane są głównie na remonty i modernizacje, gęstość sieci drogowej jest mniejsza niż na obszarze reszty kraju, dominuje transport samochodowy, miasta zlokalizowane są

[10] Ibidem.

[11] Ibidem.

[12] Nie bez znaczenia jest wielkość wiodących ośrodków Polski wschodniej i południowo-wschodniej. W skali kraju są to małe ośrodki (zarówno powierzchniowo jak i w odniesieniu do liczby ludności) przez co interakcje pomiędzy nimi jako rynkami pracy a otaczającymi je mniejszymi ośrodkami, w tym małymi miastami, stają się łatwiejsze (bliższe odległości do punktu centralnego, łatwiejsza dostępność komunikacyjna wewnętrznej struktury miasta).

wzdłuż korytarzy komunikacyjnych przez co stają się obszarem narażonym na wszelkiego rodzaju negatywne skutki nadmiernego ruchu samochodowego w tym tranzytu.

Wydawałoby się, że środki unijne, w tym w szczególności z funduszu spójności powinny niwelować te problemy, okazuje się jednak, iż ze względu na przyjętą strategię rozwoju kraju liczba inwestycji drogowych ponadregionalnych jest znacząco niższa niż w innych regionach[13]. Równocześnie gminy i powiaty przeznaczają duże środki z funduszy strukturalnych na budowę i remont dróg lokalnych, przez co siatka powiązań lokalnych gęstnieje w sposób często niekontrolowany i niezhierarchizowany. Skalę problemu widać przede wszystkim na przykładzie układów miejsko-wiejskich[14], które ze względu na związany z rozwojem komunikacji lokalnej stosunkowo duży przyrost tkanki miejskiej w krótkim czasie, dynamicznie zmieniają swoja formę i funkcję.

Obraz przemian kontinuum miejsko-wiejskiego

Zmiany struktury terytorialnej i funkcji jednostek miejsko-wiejskich pod wpływem wyselekcjonowanych czynników rozwojowych opisane są dość szczegółowo w literaturze przedmiotu. Kwestie zmian obrazu miast, szczególnie ich percepcji wewnętrznej, również są poruszane bardzo często w licznych opracowaniach. Wydaje się jednak, że oba spojrzenia: ekonomiczno - statystyczny i estetyczno - przestrzenny funkcjonują niejako obok siebie. Stopień konglomeracji wyżej wymienionych obszarów badań zmienia się w zależności od szczebla funkcjonowania. W praktyce na poziomie gminnym istnieje w odpowiednich dokumentach planistycznych: Studiach Uwarunkowań i Kierunków Zagospodarowania Przestrzennego i Miejscowych Planach Zagospodarowania Przestrzennego, natomiast na poziomie regionalnym i ponadregionalnym jest pomijany[15].

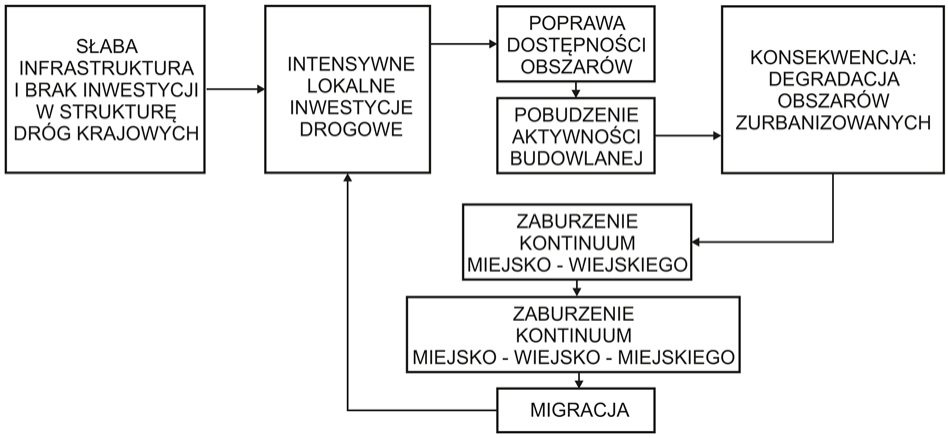
---

[13] : T. Komornicki, P. Rosik, M. Stępniak…, op. cit.

[14] Przykładem może być gwiaździsty rozwój zainwestowania w obszarze aglomeracji rzeszowskiej. Badając stan zainwestowania wokół głównych dróg tranzytowych można zauważyć praktycznie nieprzerwane ciągi zabudowy rozrastającej się miejscami w większe ośrodki (węzły kontinuum). San ten pojawia się do kilkudziesięciu kilometrów (z przewagą kierunków zachodniego) od granic Rzeszowa.

[15] Ustawa o planowaniu i zagospodarowaniu przestrzennym wymienia cztery szczeble planowania przestrzennego: krajowy, wojewódzki, powiatowy i gminny. Wydaje się, że poziom powiatowy, w zamyśle ustawodawcy, miał być łącznikiem pomiędzy problematyką rozwoju regionalnego, a zupełnie odmiennymi zagadnieniami planowania miejscowe-

Przede wszystkim intensywny rozwój komunikacji niesie ze sobą zagrożenia w postaci zmian przestrzeni zurbanizowanych i krajobrazu otwartego (zob. Ryc. 2).



Ryc. 2. Sieć lokalnych dróg jako czynnik wpływający na zmiany struktury kontinuum miejsko-wiejskiego
Źródło: opracowanie własne.

Szczególnie narażone są na to układy miejsko-wiejskie, w tym ośrodki zlokalizowane w strefie oddziaływania dużego miasta[16]. Tkanka zdefiniowanych obszarów zbudowanych rozlewa się[17], stopniowo łącząc się z również rozlewającym się ośrodkiem głównym. Rozrastająca się sieć dróg lokalnych katalizuje proces "urban sprawl" powodując wręcz wtórną migrację tkanki miejskiej powstającą w wyniku ucieczki mieszkańców (tzw. green seekers) przed niekorzystnym oddziaływaniem ciągów komu-

go. Niestety na poziomie powiatowym nie wykonywane są żadne opracowania scalające ww. problematykę.

[16] Wg badań przeprowadzonych przez Komornicki T. Rosik P., Stępniak M. w ekspertyzie Dostępność transportowa w Polsce Wschodniej w obrębie izochrony 60 min. od ośrodków wojewódzkich mieszka około 65% ludności (Białystok 60%, Lublin 60%, Rzeszów 70%).

[17] Warto zauważyć, że obraz suburbanizacji różni się w zależności od poziomu rozwoju regionu. Im większy i bogatszy główne miasto, tym tkanka suburbanizacyjna bardziej zorganizowana. W przypadku biednych regionów Polski Wschodniej suburbanizacja polega raczej na luźno rozproszonej tkance domów jednorodzinnych i małych ciągów kilku domów ustawionych szeregowo w wyniku wytyczenia na długiej podłużnej działce drogi wewnętrznej i podziale na wąskie przylegające do siebie działki.

nikacyjnych[18]. Tranzyt z czasem degraduje tkankę wewnętrzną, przy czym nieodwracalne zmiany pozostają nawet po jego wyeliminowaniu. Nie bez znaczenia jest również zaburzenie ciągłości kontinuum miejsko-wiejskiego, zasobów przyrodniczych, czy obszarów rolniczych pod wpływem ekspansji infrastruktury komunikacyjnej.

Podsumowanie

Analizując problematykę ujętych w tytule zmian struktury przestrzennej kontinuum miejsko-wiejskiego należy zwrócić uwagę na kwestie przemian w terenach zurbanizowanych w tym ich zmian funkcjonalnych. Opierając się na definicji przestrzeni podanej za J.M. Chmielewskim interpretacji tezy Arystotelesa, że "przestrzeń jest sumą wszystkich miejsc oraz dynamicznym polem o wielu kierunkach i właściwościach"[19], warto rozpatrywać te zmiany na wielu poziomach. Liczne inwestycje infrastrukturalne a także absorpcja funduszy unijnych mające poprawić spójność wewnątrzeuropejską podniosły funkcjonalność przestrzeni, często równocześnie ją degradując funkcjonalnie, strukturalnie i formalnie. W wyniku tych działań wyraźnie zmieniła się przestrzeń, często negatywnie, zarówno w sferze miejscowej jak i lokalnej. Obecnie straty związane z tymi przemianami nie są jeszcze odczuwalne. W przyszłości zaburzenie "sustainable development" stanie się znaczącym problemem.

Zmiany te są szczególnie intensywne w obszarach jednostek miejsko-wiejskich Polski wschodniej, do tej pory opierających swój rozwój m.in. o wartości kulturowe i społeczne. Dynamiczna aktywność inwestycyjna na szczeblu lokalnym i rozwój infrastruktury komunikacyjnej w obszarach zurbanizowanych ingeruje w te obszary w sposób ambiwalentny pozytywny i negatywny: zaburzając równowagę funkcjonowania układów urbanistycznych wraz z ich infrastrukturą.

---

[18] Więcej na ten temat w A. Sikora, B. Walicka-Góral , *Hałas jako stymulator procesów migracji tkanki miejskiej - studium przypadku Głogowa Małopolskiego,* [w:] *Nowoczesne instrumenty polityki rozwoju lokalnego - zastosowanie i efekty w małych miastach.* Zeszyty Naukowe Wydziałowe Uniwersytetu Ekonomicznego w Katowicach, Studia Ekonomiczne Nr 144, Katowice 2013, s. 333-349.

[19] M.J. Chmielewski, *Teoria urbanistyki w projektowaniu i planowaniu miast,* Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2001, s.18

Literatura

Chmielewski J.M. , *Teoria urbanistyki w projektowaniu i planowaniu miast,* Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2001.

Fiedorowicz K., Duda J., *Polska wschodnia - warunki wyjścia z niedorozwoju,* [w:] Woźniak M. G. (red.), *Nierówności społeczne a wzrost gospodarczy. Gospodarka oparta na wiedzy,* Wydawnictwo Uniwersytetu Rzeszowskiego, Rzeszów 2007, s.611-625.

Hrehorowicz-Gaber H., Sikora A., *The dynamics of human-induced transformations of landscape in the Sub-mountainous (Podgórze) region on the example of metropolitan areas in south-east Poland,* [w:] Вісник Національного Університету Львівська Політехніка № 756 2013, Львів, с.56-62

Jurkowska B. , *Unijne programy wsparcia współpracy transgranicznej w latach 2007-2013 w państwach członkowskich i sąsiadujących z Unią Europejską* [w:] Marszałek P., K. (red.), „Studia Lubuskie" Tom VII, Sulechów 2011, s. 185-205

Karta Lipska na rzecz zrównoważonego rozwoju miast europejskich, 2007, Źródło: strona internetowa Ministerstwa Infrastruktury i Rozwoju.

Komornicki T., Rosik P., Stępniak M., *Dostępność transportowa w Polsce Wschodniej*, Ekspertyza wykonana na zlecenie Ministerstwa Rozwoju Regionalnego na potrzeby aktualizacji Strategii rozwoju społeczno-gospodarczego Polski Wschodniej do roku 2020, 2011.

Koncepcja Przestrzennego Zagospodarowania Kraju 2030, Dokument przyjęty przez Radę Ministrów 13 grudnia 2011 roku, Wydawca: Ministerstwo Rozwoju Regionalnego, Warszawa 2012.

Noworól A., *Planowanie rozwoju terytorialnego w skali regionalnej i lokalnej*, Wydawnictwo Uniwersytetu Jagiellońskiego, Kraków 2007.

Sikora A., Walicka-Góral. B., *Hałas jako stymulator procesów migracji tkanki miejskiej - studium przypadku Głogowa Małopolskiego,* [w:] Heffner K., Twardzik M. (red.), *Nowoczesne instrumenty polityki rozwoju lokalnego - zastosowanie i efekty w małych miastach,* Wydawnictwo Uniwersytetu Ekonomicznego w Katowicach, Studia Ekonomiczne Nr 144, Katowice 2013, s. 333-349.

Smith A., *Badania nad naturą i przyczynami bogactwa narodów,* Wydawnictwo naukowe PWN, Warszawa 2013.

Szymańska D., *Urbanizacja na świecie,* Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2007.

Ustawa o planowaniu i zagospodarowaniu przestrzennym z dnia 27 marca 2003, Dz.U.2003.80.717 z późniejszymi zmianami.

WYDAWCA
Exante
52-131 WROCŁAW
ul. Buforowa 24 lok. 10
Tel. [+48] 606-168-165
E-mail:
wydawnictwo@exante.com.pl
WWW: exante.com.pl

ISBN: 978-83-65374-00-4