



**POLITECHNIKA
GDAŃSKA**

Imię i nazwisko autora rozprawy: **Oskar Mitrosz**

Dyscyplina naukowa: **Inżynieria Lądowa, Geodezja i Transport**

ROZPRAWA DOKTORSKA

Tytuł rozprawy w języku polskim: **Zastosowanie betonu porowatego z kruszywem z recyklingu do wykonywania pali fundamentowych**

Tytuł rozprawy w języku angielskim: **Application of pervious concrete with recycled aggregates for foundation pile construction**

Promotor

Drugi promotor

.....
podpis

dr hab. inż. Mikołaj Miśkiewicz, prof. PG

.....
podpis

Promotor pomocniczy

Kopromotor

.....
podpis

dr inż. Marzena Kurpińska

.....
podpis

Gdańsk, rok 2025



OŚWIADCZENIE

Autor rozprawy doktorskiej: **Oskar Mitrosz**

Ja, niżej podpisany, oświadczam, iż jestem świadomy, że zgodnie z przepisem art. 27 ust. 1 i 2 ustawy z dnia 4 lutego 1994 r. o prawie autorskim i prawach pokrewnych (t.j. Dz.U. z 2021 poz. 1062), uczelnia może korzystać z mojej rozprawy doktorskiej zatytułowanej:

Zastosowanie betonu porowatego z kruszywem z recyklingu do wykonywania pali fundamentowych

do prowadzenia badań naukowych lub w celach dydaktycznych.¹

Świadomy odpowiedzialności karnej z tytułu naruszenia przepisów ustawy z dnia 4 lutego 1994 r. o prawie autorskim i prawach pokrewnych i konsekwencji dyscyplinarnych określonych w ustawie Prawo o szkolnictwie wyższym i nauce (Dz.U.2021.478 t.j.), a także odpowiedzialności cywilnoprawnej oświadczam, że przedkładana rozprawa doktorska została napisana przeze mnie samodzielnie.

Oświadczam, że treść rozprawy opracowana została na podstawie wyników badań prowadzonych pod kierunkiem i w ścisłej współpracy z promotorem **dr hab. inż. Mikołaj Miśkiewicz, prof. PG** oraz promotorem pomocniczym **dr inż. Marzena Kurpińska**.

Niniejsza rozprawa doktorska nie była wcześniej podstawą żadnej innej urzędowej procedury związanej z nadaniem stopnia doktora.

Wszystkie informacje umieszczone w ww. rozprawie uzyskane ze źródeł pisanych i elektronicznych, zostały udokumentowane w wykazie literatury odpowiednimi odnośnikami, zgodnie z przepisem art. 34 ustawy o prawie autorskim i prawach pokrewnych.

Potwierdzam zgodność niniejszej wersji pracy doktorskiej z załączoną wersją elektroniczną.

Gdańsk, dnia 09.09.2025 r.

.....

podpis doktoranta

Ja, niżej podpisany, wyrażam zgodę na umieszczenie ww. rozprawy doktorskiej w wersji elektronicznej w otwartym, cyfrowym repozytorium instytucjonalnym Politechniki Gdańskiej.

Gdańsk, dnia 09.09.2025 r.

.....

podpis doktoranta

¹ Art. 27. 1. Instytucje oświatowe oraz podmioty, o których mowa w art. 7 ust. 1 pkt 1, 2 i 4–8 ustawy z dnia 20 lipca 2018 r. – Prawo o szkolnictwie wyższym i nauce, mogą na potrzeby zilustrowania treści przekazywanych w celach dydaktycznych lub w celu prowadzenia działalności naukowej korzystać z rozpowszechnionych utworów w oryginale i w tłumaczeniu oraz zwielokrotnić w tym celu rozpowszechnione drobne utwory lub fragmenty większych utworów.

2. W przypadku publicznego udostępniania utworów w taki sposób, aby każdy mógł mieć do nich dostęp w miejscu i czasie przez siebie wybranym korzystanie, o którym mowa w ust. 1, jest dozwolone wyłącznie dla ograniczonego kręgu osób uczących się, nauczających lub prowadzących badania naukowe, zidentyfikowanych przez podmioty wymienione w ust. 1.

OPIS ROZPRAWY DOKTORSKIEJ

Autor rozprawy doktorskiej: Oskar Mitrosz

Tytuł rozprawy doktorskiej w języku polskim: Zastosowanie betonu porowatego z kruszywem z recyklingu do wykonywania pali fundamentowych

Tytuł rozprawy w języku angielskim: Application of pervious concrete with recycled aggregates for foundation pile construction

Język rozprawy doktorskiej: polski

Promotor rozprawy doktorskiej: dr hab. inż. Mikołaj Miśkiewicz, prof. PG

Promotor pomocniczy rozprawy doktorskiej: dr inż. Marzena Kurpińska

Data obrony:<dzień, miesiąc, rok>

Słowa kluczowe rozprawy doktorskiej w języku polskim: beton porowaty; kruszywo z recyklingu; cement niskoemisyjny; współczynnik filtracji (k); metoda zmiennego spadku hydraulicznego; badania terenowe in situ; geotechnika; pale fundamentowe; wibrowymiana; modelowanie numeryczne (MES).

Słowa kluczowe rozprawy doktorskiej w języku angielskim: pervious concrete; recycled aggregate; low-carbon cement; hydraulic conductivity (k); falling-head permeameter test; in situ field tests; geotechnical engineering; pile foundations; vibro-replacement; numerical modelling (FEM).

Streszczenie rozprawy w języku polskim: Rozprawa podejmuje temat zastosowania betonu porowatego z kruszywem z recyklingu do wykonywania pali fundamentowych. Głównym celem pracy było opracowanie mieszanki betonowej o wysokiej przepuszczalności oraz odpowiedniej nośności, umożliwiającej wzmacnianie gruntów słabonośnych przy jednoczesnym ograniczeniu negatywnego wpływu na środowisko. Przeprowadzono wielowariantowe badania laboratoryjne, uwzględniające również cementy o obniżonej emisyjności CO₂, analizując wpływ składu mieszanki oraz technologii jej wbudowania na właściwości mechaniczne i filtracyjne betonu. Badania terenowe potwierdziły możliwość aplikacji betonu porowatego w pale oraz pozwoliły na identyfikację ograniczeń technologicznych i sformułowanie praktycznych rekomendacji wdrożeniowych. Dodatkowo wykonano modelowanie numeryczne współpracy pala z gruntem na przykładzie posadowienia nasypu drogowego na podłożu słabonośnym, uwzględniając procesy konsolidacji oraz zmienność parametrów filtracyjnych. Porównano różne metody wzmacniania podłoża i oceniono skuteczność pali z betonu porowatego. Uzyskane wyniki wskazują na potencjał zastosowania materiału o funkcji nośnej i drenażowej w geotechnice. Praca wpisuje się w założenia gospodarki o obiegu zamkniętym oraz zrównoważonego rozwoju, oferując innowacyjne rozwiązanie technologiczne, które wymaga dalszych optymalizacji w celu pełnego wdrożenia.

Streszczenie rozprawy w języku angielskim: The dissertation addresses the application of pervious concrete with recycled aggregates for foundation pile construction. The main objective was to develop a concrete mix with high hydraulic permeability and sufficient load-bearing capacity, enabling the improvement of soft soil while minimizing environmental impact. A series of multi-variant laboratory tests were conducted, including the use of low-carbon cements, to analyze the influence of mix composition and placement technology on the mechanical and filtration properties of the concrete. Field tests confirmed the feasibility of applying pervious concrete in pile construction and enabled the identification of technological limitations, leading to practical recommendations. Additionally, numerical modeling of pile–soil interaction was performed, based on a road embankment founded on soft soil, considering consolidation processes and variability in filtration parameters. Various ground improvement methods were compared, and the effectiveness of pervious concrete piles was evaluated. The results demonstrate the potential of this material to serve structural and drainage functions in geotechnics. The study aligns with the principles of the circular economy and sustainable development, offering an innovative technological solution that requires further optimization for full-scale implementation.



**POLITECHNIKA
GDAŃSKA**

***Serdecznie dziękuję dr hab. inż. Mikołajowi Miśkiewiczowi, prof. PG,
za inspirujące wsparcie oraz konsekwentne kierowanie moimi pracami badawczymi***

***Wyrazy wdzięczności kieruję również do dr inż. Marzeny Kurpińskiej,
za merytoryczne wsparcie i dzielenie się ekspercką wiedzą***

***Szczególne podziękowania składam dr inż. Tadeuszowi Brzozowskiemu,
za życzliwość, praktyczne wskazówki i opiekę badawczą towarzyszącą mi na
każdym etapie prac wdrożeniowych***

Pracę dedykuję Rodzinie

SPIS TREŚCI

SPIS TREŚCI	6
WYKAZ WAŻNIEJSZYCH OZNACZEŃ I SKRÓTÓW	8
ROZDZIAŁ 1 – WSTĘP	14
1.1. MOTYWACJA.....	14
1.2. CEL PRACY.....	15
1.3. TEZA PRACY	16
1.4. STRUKTURA ROZPRAWY	16
ROZDZIAŁ 2 – PRZEGLĄD LITERATURY	17
2.1. BETON POROWATY – PODSTAWY MATERIAŁOWE I STRUKTURALNE	18
2.2. BETON POROWATY (DEKARBONIZACJA) – RECYKLING KRUSZYW, DODATKI I NISKOEMISYJNE SPOIWA	24
2.3. BETON POROWATY – ZASTOSOWANIE W GEOTECHNICE	27
ROZDZIAŁ 3 – BADANIA LABORATORYJNE I TERENOWE NAD ZASTOSOWANIEM BETONU POROWATEGO W FUNDAMENTOWANIU	35
3.1. BADANIA LABORATORYJNE – SERIA NR 1	37
3.1.1. MATERIAŁY.....	37
3.1.2. RECEPTURY MIESZANEK J1-J8	39
3.1.3. METODY BADAŃ	42
3.1.4. WYNIKI I OMÓWIENIE	50
3.1.5. PODSUMOWANIE BADAŃ LABORATORYJNYCH – SERIA NR 1	55
3.2. BADANIA TERENOWE – PROGRAM NR 1	58
3.2.1. OPIS BADAŃ POŁOWYCH.....	58
3.2.2. PODSUMOWANIE DOŚWIADCZEŃ WDROŻENIOWYCH – PROGRAM NR 1	60
3.3. BADANIA LABORATORYJNE – SERIA NR 2	63
3.3.1. MATERIAŁY.....	63
3.3.2. RECEPTURY MIESZANEK P1-P4	65
3.3.3. METODY BADAŃ	68
3.3.4. WYNIKI I OMÓWIENIE	72
3.3.5. PODSUMOWANIE BADAŃ LABORATORYJNYCH – SERIA NR 2	83
3.4. BADANIA TERENOWE – PROGRAM NR 2	86
3.4.1. OPIS BADAŃ POŁOWYCH.....	86
3.4.2. PODSUMOWANIE DOŚWIADCZEŃ WDROŻENIOWYCH – PROGRAM NR 2.....	96
ROZDZIAŁ 4 – SYMULACJE OBLICZENIOWE.....	98
4.1. PROGRAM OBLICZEŃ NUMERYCZNYCH.....	98
4.2. METODY INTERPRETACJI WYNIKÓW	102
4.2.1. TEMPO KONSOLIDACJI GRUNTÓW SŁABONOŚNYCH.....	102
4.2.2. OSIADANIE KOŃCOWE NAWIERZCHNI W OKRESIE EKSPLOATACJI	102
4.2.3. REDYSTRYBUCJA OBCIĄŻEŃ ELEMENT-GRUNT	103
4.3. ZAŁOŻENIA I DANE WEJŚCIOWE	104
4.4. MODELE MES W UKŁADZIE OSIOWO-SYMETRYCZNYM	108
4.4.1. ANALIZA WRAŻLIWOŚCI – ZMIENNA FILTRACJA BETONU POROWATEGO.....	110
4.4.1.1. WYNIKI I OMÓWIENIE	111
4.4.2. ANALIZA PORÓWNAWCZA – WARIANTY POSADOWIENIA NASYPU	117
4.4.2.1. WYNIKI I OMÓWIENIE	117
4.4.3. ANALIZA PORÓWNAWCZA – ZMIENNE SCENARIUSZE OBCIĄŻENIA	128
4.4.3.1. WYNIKI I OMÓWIENIE	128
4.5. MODELE MES W UKŁADZIE PRZESTRZENNYM	136

4.5.1. WYNIKI I OMÓWIENIE	139
4.6. WALIDACJA MODELU – PORÓWNANIE UKŁADÓW 2D/O-S I 3D DLA PALI PCP	152
4.7. PODSUMOWANIE SYMULACJI OBLICZENIOWYCH	155
4.8. ANALIZA EMISYJNOŚCI WRAZ Z OCENĄ ŚLADU WĘGLOWEGO	159
4.8.1. EMISYJNOŚĆ MIESZANEK BETONU POROWATEGO.....	160
4.8.2. EMISYJNOŚĆ WARIANTÓW WZMOCNIENIA PODŁOŻA.....	161
4.8.3. KONTEKST ŚRODOWISKOWY I LEGISLACYJNY	162
4.8.4. SPOIWA O OBNIŻONYM ŚLADZIE WĘGLOWYM.....	164
4.8.5. PODSUMOWANIE ANALIZY EMISYJNOŚCI	164
ROZDZIAŁ 5 – WNIOSKI KOŃCOWE	166
5.1. PODSUMOWANIE I WNIOSKI.....	166
5.2. WERYFIKACJA TEZY ROZPRAWY.....	174
5.3. KIERUNKI DAJSZYCH BADAŃ	175
WYKAZ LITERATURY	179
SPIS RYSUNKÓW.....	197
SPIS TABEL	200

WYKAZ WAŻNIEJSZYCH OZNACZEŃ I SKRÓTÓW

Oznaczenia łacińskie i greckie

a	– pole przekroju poprzecznego cylindra pomiarowego wg wzoru (9) [cm ²]
a_p	– wskaźnik wzmocnienia, stosunek powierzchni przekroju elementów wzmocnienia do powierzchni całkowitej w przekroju [-]
a_{pk}	– maksymalne przyspieszenie stołu vibracyjnego [m/s ²]
A	– pole przekroju poprzecznego próbki cylindrycznej wg wzoru (9) [cm ²]
A_g	– łączna powierzchnia gruntu w analizowanym przekroju [m ²]
A_{KE}	– powierzchnia komórki elementarnej wg wzoru (19) [m ²]
A_p	– łączna powierzchnia przekroju elementów wzmocnienia w analizowanym przekroju [m ²]
A_v	– średnia amplituda drgań dla stołu vibracyjnego [mm]
α_{cc}	– współczynnik stosowany w celu uwzględnienia efektów długotrwałych oraz niekorzystnych wpływów, wynikających ze sposobu przyłożenia obciążenia, na wytrzymałość betonu na ściskanie wg wzoru (27) [-]
α_{ct}	– współczynnik stosowany w celu uwzględnienia efektów długotrwałych oraz niekorzystnych wpływów, wynikających ze sposobu przyłożenia obciążenia, na wytrzymałość betonu na rozciąganie wg wzoru (28) [-]
c_u	– wytrzymałość na ścinanie bez odpływu (ang. <i>undrained shear strength</i>) [kPa]
c'	– efektywna spójność [kPa]
c_r	– zredukowana spójność wg wzoru (29) [kPa]
C_c	– współczynnik ściśliwości pierwotnej z badań edometrycznych [-]
C_s	– współczynnik ściśliwości wtórnej z badań edometrycznych [-]
C_α	– współczynnik pełzania z badań edometrycznych [-]
d	– szerokość, wysokość próbki wg wzoru (2) [mm]
d_{KE}	– równoważna średnica komórki elementarnej wg wzoru (20) [m]
d_p	– średnica pała/kolumny [m]
d_{sp}	– średnica (lub inny wymiar przekroju) wg wzoru (1) [mm]
D_z	– średnica ziaren kruszywa w analizie sitowej [mm]
e_{init}	– początkowy wskaźnik porowatości wykorzystany w symulacjach numerycznych [-]
E_{cm}	– moduł sprężystości betonu wg wzoru (10) [GPa]
E_{oed}	– moduł ściśliwości [MPa] wykorzystany w symulacjach numerycznych
E_{ur}^{ref}	– moduł odkształcenia [MPa] wykorzystany w symulacjach numerycznych
EA	– sztywność osiowa materiału geosyntetycznego (ang. <i>Axial stiffness</i>) wykorzystana w symulacjach numerycznych [kN/m]
ε_u	– odkształcenie podłużne odpowiadające σ_u wg wzoru (10) [-]
ε_1	– dolne odkształcenie podłużne ($50 \cdot 10^{-6}$) wg wzoru (10) [-]
F	– maksymalna zarejestrowana siła (niszcząca próbkę) wg wzoru (2) [N]

F_{sp}	– maksymalna zarejestrowana siła (niszcząca próbkę) wg wzoru (1) [N]
FS	– współczynnik bezpieczeństwa (ang. <i>Factor of Safety</i>) wg wzoru (29) [-]
f_v	– częstotliwość drgań stołu wibracyjnego [Hz]
$f_c, f_{c,28}$	– wytrzymałość betonu porowatego na ściskanie (ang. <i>compressive strength</i>) oznaczana nominalnie po 28 dniach [MPa]
f_{ck}	– charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie [MPa]
f_{cd}	– obliczeniowa wytrzymałość betonu niezbrojonego na ściskanie wg wzoru (27) [MPa]
f_{cm}	– średnia wytrzymałość betonu porowatego na ściskanie (ang. <i>mean compressive strength</i>) oznaczana nominalnie po 7, 28 lub 56 dniach [MPa]
$f_{ctk,0,05}$	– charakterystyczna wytrzymałość betonu na rozciąganie (5% kwantyl) wg wzoru (26) [MPa]
f_{ctd}	– obliczeniowa wytrzymałość betonu niezbrojonego na rozciąganie wg wzoru (28) [MPa]
f_{ctm}	– wytrzymałość betonu na rozciąganie [MPa]
$f_{ct,fl}$	– wytrzymałości betonu porowatego na zginanie (ang. <i>flexural tensile strength</i>) wg wzoru (2) [MPa]
$f_{ct,sp}$	– wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu (ang. <i>tensile splitting strength</i>) oznaczana próbą „brazylijską” (ang. <i>Brazilian splitting test</i>) wg wzoru (1) [MPa]
φ'	– efektywny kąt tarcia wewnętrznego [°]
φ_r	– zredukowany kąt tarcia wewnętrznego wg wzoru (29) [°]
g	– standardowe przyspieszenie ziemskie [9,81 m/s ²]
γ	– ciężar objętościowy materiału wykorzystany w symulacjach numerycznych [kN/m ³]
γ_c	– współczynnik częściowy betonu wg wzoru (27) [-]
γ_u	– uogólniony współczynnik częściowy dla oddziaływań stałych i zmiennych ($\gamma_u = 1,4$) [-]
h_1	– początkowy poziom wody wg wzoru (9) [cm]
h_2	– końcowy poziom wody wg wzoru (9) [cm]
i	– gradient hydrauliczny wg wzoru (4) [-]
k	– współczynnik filtracji wg wzoru (9) [cm/s]
k_g	– współczynnik filtracji gruntu wykorzystany w symulacjach numerycznych (w oprogramowaniu w m/d, przy czym 1 cm/s = 864 m/d) [cm/s]
k_p	– współczynnik filtracji pala/kolumny wykorzystany w symulacjach numerycznych (w oprogramowaniu w m/d, przy czym 1 cm/s = 864 m/d) [cm/s]
k_{RTDS}	– skorygowany współczynnik filtracji po obwodowym uszczelnieniu próbek rurą termokurczliwą RTDS [cm/s]
l	– rozpiętość między podporami ($l=3 \cdot d$) wg wzoru (2) [mm]
l_x	– rozstaw elementów wzmocnienia podłoża [m]
L	– długość próbki w cylindrze pomiarowym wg wzoru (9) [cm]
L_{sp}	– długość styku (dla walca równoważna długości próbki) wg wzoru (1) [mm]
m_1	– masa próbki ważonej pod wodą wg wzoru (3) [g]
m_2	– masa próbki po wysuszeniu wg wzoru (3) [g]
M_k	– charakterystyczny moment zginający w palu [kNm]
$M_{k,c}$	– charakterystyczny, wymiarujący moment zginający odczytany w tym samym przekroju pala co $N_{k,c}$, do określenia obliczeniowego naprężenia ściskającego ($\sigma_{cd,max}$) [kNm]

$M_{k,ct}$	– charakterystyczny, wymiarujący moment zginający odczytany w tym samym przekroju pała co $N_{k,ct}$, do określenia obliczeniowego naprężenia rozciągającego ($\sigma_{ctd,min}$) [kNm]
$M_{k,max}$	– charakterystyczny, maksymalny moment zginający w całym pału [kNm]
$\sum M_{sf}$	– mnożnik bezpieczeństwa kontrolujący redukcję parametrów wytrzymałościowych w analizie stateczności wg wzoru (30) [-]
n	– porowatość (ang. <i>void content</i>) [%]
n_e	– porowatość efektywna wg wzoru (3) [%]
N	– liczba przypadków (par obserwacji), które uwzględniono w analizie statystycznej
N_k	– charakterystyczna siła normalna w pału [kN]
$N_{k,c}$	– charakterystyczna, wymiarująca siła normalna odczytana w tym samym przekroju pała co $M_{k,c}$, do określenia obliczeniowego naprężenia ściskającego ($\sigma_{cd,max}$) [kN]
$N_{k,ct}$	– charakterystyczna, wymiarująca siła normalna odczytana w tym samym przekroju pała co $M_{k,ct}$, do określenia obliczeniowego naprężenia rozciągającego ($\sigma_{ctd,min}$) [kN]
$N_{k,max}$	– charakterystyczna, maksymalna siła normalna w całym pału [kN]
ν	– współczynnik Poissona [-]
p	– wartość p (ang. <i>p – value</i>), interpretacja: $p < 0,05$ wynik istotny statystycznie, $p \geq 0,05$ brak istotności statystycznej wyniku
p_{ob}	– punkt obserwacyjny przyjęty do analiz porównawczych, zlokalizowany w połowie miąższości warstwy namulów i osi analizowanego nasypu (Rys. 56, Rys. 58 i Rys. 73)
r	– współczynnik korelacji w teście Pearsona (ang. <i>Pearson correlation test</i>), interpretacja siły korelacji (przybliżona): 0,0–0,3 słaba, 0,3–0,5 umiarkowana, 0,5–0,7 wyraźna, 0,7–0,9 silna, $> 0,9$ bardzo silna
r_{KE}	– promień komórki elementarnej wg wzoru (20) [m]
r_p	– promień pała/kolumny [m]
R_{inter}	– współczynnik redukcji wytrzymałości interfejsu wykorzystany w symulacjach numerycznych [-]
I	– bezwymiarowy wskaźnik intensywności drgań wg wzoru (13) [-]
ρ	– gęstość objętościowa betonu porowatego (ang. <i>bulk density</i>) [kg/m³]
ρ_w	– gęstość wody wg wzoru (3) [g/cm³]
ρ_G	– gęstość właściwa granulatu gumowego [g/cm³]
ρ_{FA}	– gęstość właściwa kruszywa drobnego (piasek) [g/cm³]
ρ_{RCA}	– gęstość właściwa kruszywa z recyklingu (gruz budowlany) [g/cm³]
ρ_{NA}	– gęstość właściwa kruszywa naturalnego (żwir) [g/cm³]
s_E	– średnie tempo osiadania nawierzchni po otwarciu drogi (osiadanie eksploatacyjne), obliczone jako $\Delta s_{naw}/\Delta t$ i przeliczone na rok [mm/rok]
s_{naw}	– osiadanie nawierzchni w chwili odczytu (t_{abs}) [mm]
Δs_{naw}	– przyrost osiadania nawierzchni w okresie od 260 do 2085 dnia [mm]
$\Delta s_{naw,prog}$	– prognozowane osiadanie eksploatacyjne nawierzchni po otwarciu drogi dla skróconego okresu konsolidacji [mm]
s_{Nm}	– osiadanie warstwy namulów (w punkcie obserwacyjnym) w chwili odczytu (t_{abs}) [mm]
Δs_{Nm}	– przyrost osiadania warstwy namulów (w punkcie obserwacyjnym) w okresie od 260 do 2085 dnia [mm]

s_{pal}	– osiadanie głowicy elementu (pala/kolumny) w chwili odczytu (t_{abs}) [mm]
Δs_{pal}	– przyrost osiadania głowicy pala w okresie od 260 do 2085 dnia [mm]
σ_1	– dolny poziom naprężeń wg wzoru (10) [MPa]
$\sigma_{cd,max}$	– obliczeniowe naprężenia ściskające wg wzoru (27)(31) [MPa]
$\sigma_{ctd,min}$	– obliczeniowe naprężenia rozciągające wg wzoru (28) [MPa]
σ_n	– rzeczywisty składnik naprężenia normalnego wg wzoru (29) [kPa]
σ_u	– górny poziom naprężeń ($0,4 \cdot f_{cm}$) wg wzoru (10) [MPa]
t	– czas potrzebny na spadek poziomu wody z h_1 do h_2 wg wzoru (9) [s]
t_{abs}	– czas od początku analizy w modelu [d]
t_{fazy}	– czas od rozpoczęcia danej fazy w modelu [d]
t_{vi}	– czas trwania wibracji [s]
t_{50}	– czas dyssypacji do osiągnięcia 50% przyrostu ciśnienia porowego w fazie: $u_e(t_{50}) = u_{e,start} + 0,50 \cdot (u_{e,max} - u_{e,start})$ [d]
t_{90}, t_{95}, t_{99}	– czasy dyssypacji do odpowiednio 10%, 5% i 1% przyrostu (spadek u_e do tych poziomów), analogicznie do t_{50} [d]
u_e	– nadwyżkowe ciśnienie porowe, wartość absolutna w chwili odczytu (t_{abs}) [kPa]
$u_{e,max}$	– maksymalne nadwyżkowe ciśnienie porowe w fazie [kPa]
u_{max}	– maksymalne wygenerowane ciśnienie porowe w modelu [kPa]
W_x	– wskaźnik wytrzymałości przekroju na zginanie wg wzorów (31)(32) [m ³]
$Q(t)$	– objętość przepływającej cieczy na jednostkę czasu, natężenie przepływu objętościowego wg wzoru (4) [cm ³ /s]
Q_p	– równoważna siła normalna w elementach [kN/rad lub kN]
Q_g	– równoważna siła normalna w gruncie [kN/rad lub kN]
V	– objętość próbki wg wzoru (3) [cm ³]
v_{pk}	– maksymalną prędkość drgań stołu wibracyjnego [m/s]
ψ	– kąt dylatacji gruntu wykorzystany w symulacjach numerycznych [°]

Skróty

AEA	– domieszka napowietrzająca (ang. <i>Air – Entraining Agent</i>)
AI	– sztuczna inteligencja (ang. <i>Artificial Intelligence</i>)
ANN	– sztuczne sieci neuronowe (ang. <i>Artificial Neural Networks</i>)
AP	– polimer (ang. <i>Acrylate Polymer</i>)
BREEAM	– system oceny środowiskowej budynków (ang. <i>Building Research Establishment Environmental Assessment Method</i>)
CC	– kolumna z betonu konwencjonalnego (ang. <i>Concrete Column</i>)
CCF	– włókna stalowe pokryte miedzią (ang. <i>Copper Coated Steel Fiber</i>)
CR	– gumowy granulát (ang. <i>Coarse Rubber</i>);
CTC	– fragmenty opon (ang. <i>Coarse Tire Chips</i>)

D	– typ analizy <i>Drained</i> - warunki z drenażem, wykorzystany w symulacjach numerycznych
DLS	– podwójna śluza z komorą kompresyjną wykorzystywana w metodzie wibrowymiany (ang. <i>Double Lock System</i>)
EB	– elementy strukturalne (ang. <i>Embedded Beam</i>) rekomendowane do opisu pali w symulacjach numerycznych
EBA	– kruszywo z przetworzonej biomasy (ang. <i>Engineered Biomass Aggregate</i>)
FCR	– drobny granulat gumowy (ang. <i>Fine Rubber</i>)
FC500	– włókna polipropylenowe (ang. <i>Fibercast 500</i>)
FM300	– włókna polipropylenowe (ang. <i>Fibermesh 300</i>)
GA	– algorytm genetyczny (ang. <i>Genetic Algorithm</i>)
GESC	– kolumna żwirowa w osłonie geotekstylnej (ang. <i>Geosynthetic Encased Stone Column</i>)
GGBS	– żużel wielkopiecowy granulowany (ang. <i>Ground Granulated Blast – Furnace Slag</i>)
Greenroads	– system certyfikacji zrównoważonego projektowania i budowy infrastruktury drogowej
HPMC	– półsyntetyczny polimer (ang. <i>hydroxypropyl methylcellulose</i>)
HS	– model konstytutywny materiału <i>Hardening Soil</i> , zaawansowany model nieliniowy wykorzystany w symulacjach numerycznych
HRWR	– domieszka silnie redukująca ilość wody zarobowej w mieszance betonowej (ang. <i>High – Range Water Reducer</i>)
ITZ	– strefa zapewniająca należyłą szczepność ziaren kruszywa (ang. <i>Interfacial Transition Zone</i>)
k/c	– wskaźnik kruszywo/cement [-]
LCA	– ocena wpływu środowiskowego w cyklu życia produktu (ang. <i>Life Cycle Assessment</i>)
LE	– model konstytutywny materiału <i>Linear Elastic</i> , klasyczny model sprężysty wykorzystany w symulacjach numerycznych
LEED	– międzynarodowy system certyfikacji zrównoważonego budownictwa (ang. <i>Leadership in Energy and Environmental Design</i>)
LSR	– współczynnik udziału obciążenia (ang. <i>Load Sharing Ratio</i>) wg wzoru (16) [%]
M-C	– model konstytutywny materiału <i>Mohr – Coulomb</i> , klasyczny model sprężysto-plastyczny z liniowym kryterium uplastycznienia wykorzystany w symulacjach numerycznych
MK	– metakaolin
ML	– uczenie maszynowe (ang. <i>Machine Learning</i>)
NJF	– włókno jutowe (ang. <i>Natural Jute Fiber</i>)
NVD	– znormalizowany wskaźnik drgań (ang. <i>Normalized Vibration Dose</i>) wg wzoru (14)
OS	– badanie konsystencji metodą stożka opadowego (ang. <i>slump test</i>) [mm]
PC	– beton porowaty (ang. <i>Pervious Concrete</i>)
PCP	– pal z betonu porowatego (ang. <i>Pervious Concrete Pile</i>)
PPF	– włókno polipropylenowe (ang. <i>Polypropylene Fiber</i>)
PPTF	– grube włókno polipropylenowe (ang. <i>Polypropylene Thick Fiber</i>)
RCA	– gruz budowlany z recyklingu (ang. <i>Recycled Concrete Aggregate</i>)
RMA	– domieszka modyfikująca reologię mieszanki betonowej (ang. <i>Rheology Modifying Admixtures</i>)
SBR	– lateks (ang. <i>Styrene – Butadiene Rubber latex</i>)

SC	– kolumna żwirowa (ang. <i>Stone Column</i>)
SCR	– wskaźnik koncentracji naprężeń (ang. <i>Stress Concentration Ratio</i>) wg wzoru (18) [-]
SF	– mikrokrzemionka (ang. <i>silica fume</i>)
SP	– superplastyfikator
SSC	– model konstytutywny materiału <i>Soft Soil Creep</i> , model dla gruntów słabych (np. iłów, torfów), uwzględniający pełzanie (odkształcenia zależne od czasu) wykorzystany w symulacjach numerycznych
U(A)	– typ analizy <i>Undrained (A)</i> - warunki bez odpływu, sztywności i naprężenia efektywne, wykorzystany w symulacjach numerycznych
UFGGBS	– drobno mielony żużel wielkopiecowy granulowany (ang. <i>Ultra – Fine GGBS</i>)
VMA	– domieszka modyfikująca lepkość mieszanki betonowej (ang. <i>Viscosity Modifying Admixtures</i>)
VST	– wibracyjna metoda wzmocniania gruntów (ang. <i>Vibrating – Sinking Tube</i>)
w/c	– wskaźnik woda/cement [-]
XAI	– „rozumna” sztuczna inteligencja (ang. <i>Explainable Artificial Intelligence</i>)
XGBoost	– ekstremalne wzmocnianie gradientowe (ang. <i>Extreme Gradient Boosting</i>)
2D PSO	– model w układzie płaskiego stanu odkształcenia (ang. <i>Plain Strain</i>), wykorzystany w symulacjach numerycznych
2D O-S	– model w układzie osiowo-symetrycznym (ang. <i>Axisymmetric</i>), wykorzystany w symulacjach numerycznych
3D	– model w układzie przestrzennym, wykorzystany w symulacjach numerycznych

ROZDZIAŁ 1 – WSTĘP

1.1. Motywacja

W obliczu narastających wyzwań środowiskowych oraz konieczności racjonalnego gospodarowania zasobami naturalnymi, współczesne budownictwo inżynieryjne stoi przed pilną potrzebą wdrażania innowacyjnych i zrównoważonych rozwiązań technologicznych. Jednym z obiecujących kierunków rozwoju jest zastosowanie betonu porowatego – materiału o otwartej strukturze porów, umożliwiającej swobodny przepływ cieczy i gazów. Dzięki tym właściwościom beton porowaty może pełnić jednocześnie funkcję konstrukcyjną (nośną) oraz filtracyjną (drenażową), co czyni go szczególnie atrakcyjnym w kontekście nowoczesnych zastosowań geotechnicznych. Szczególne zainteresowanie budzi możliwość wykorzystania betonu porowatego do wykonywania pali fundamentowych w gruntach słabonośnych. Ze względu na swoją unikalną strukturę, materiał ten może pełnić rolę sztywnego elementu nośnego, jednocześnie umożliwiając filtrację wody w gruncie, co przyczynia się do przyspieszenia konsolidacji, poprawy nośności podłoża oraz ograniczenia osiadania eksploatacyjnego. Takie połączenie właściwości mechanicznych i hydraulicznych otwiera nowe możliwości projektowe i wykonawcze w zakresie fundamentowania w złożonych warunkach gruntowo-wodnych. Pomimo rosnącego zainteresowania tym zagadnieniem, w dostępnej literaturze brakuje opracowań o charakterze aplikacyjnym, odnoszących się do rzeczywistych warunków w skali technicznej. Dotychczasowe badania koncentrowały się głównie na analizach laboratoryjnych modeli pali z betonu porowatego lub symulacjach numerycznych, co wskazuje na potrzebę prowadzenia dalszych badań eksperymentalnych i rozwojowych w warunkach zbliżonych do rzeczywistych. Tego rodzaju prace mogą przyczynić się do weryfikacji skuteczności technologii oraz jej wdrożenia do praktyki inżynierskiej.

Tradycyjne technologie budowlane, mimo swojej skuteczności, wiążą się z wysoką emisją CO₂, intensywnym zużyciem surowców naturalnych oraz generowaniem znacznych ilości odpadów. W kontekście rosnących kosztów ich utylizacji, zaostrzających się regulacji środowiskowych oraz konieczności prowadzenia szczegółowej ewidencji materiałowej, coraz większy nacisk kładzie się na rozwój materiałów przyjaznych środowisku. W tym zakresie szczególne znaczenie zyskuje beton porowaty wzbogacony o kruszywa i dodatki pochodzące z recyklingu. Zastosowanie takich komponentów nie tylko zmniejsza zapotrzebowanie na surowce pierwotne, lecz także przyczynia się do redukcji śladu węglowego budownictwa, wspierając realizację założeń gospodarki o obiegu zamkniętym.

Pomimo rosnącego zainteresowania betonem porowatym, analiza dostępnej literatury wskazuje na ograniczoną liczbę badań aplikacyjnych dotyczących jego wykorzystania w technologii pali fundamentowych. Stanowi to istotną lukę badawczą i uzasadnia potrzebę opracowania nowych rozwiązań materiałowo-technologicznych. Głównym wyzwaniem pozostaje opracowanie skutecznej metody wbudowania mieszanki betonowej w pal w sposób, który nie pogorszy jej właściwości mechanicznych i filtracyjnych.

Główną motywacją podjęcia niniejszego problemu badawczego jest zatem dążenie do opracowania i wdrożenia nowego typu pali fundamentowych – ekologicznych, technologicznie zaawansowanych i konkurencyjnych kosztowo – które będą odpowiadać na aktualne potrzeby rynku budowlanego oraz wymagania legislacyjne w zakresie zrównoważonego rozwoju.

1.2. Cel pracy

Celem nadrzędnym niniejszej pracy badawczej jest opracowanie oraz wdrożenie optymalnej technologii betonu porowatego z kruszywem pochodzącym z recyklingu, przeznaczonej do wykonywania nowego typu pali fundamentowych o kontrolowanej sztywności i wysokiej przepuszczalności hydraulicznej, porównywalnej z parametrami kolumn żwirowych. Głównym założeniem jest stworzenie materiału o dedykowanych właściwościach fizyczno-mechanicznych, umożliwiającego efektywne wzmocnianie gruntów słabonośnych przy jednoczesnym ograniczeniu negatywnego wpływu budownictwa na środowisko naturalne.

Oczekiwanym efektem prac laboratoryjnych jest uzyskanie mieszanki betonowej porowatej, charakteryzującej się współczynnikiem filtracji na poziomie $\geq 0,10 \text{ cm/s}$ (10^{-3} m/s) oraz wytrzymałością na ściskanie nie mniejszą niż **20 MPa**. Przyjęto, że w trakcie fizycznego procesu wbudowania mieszanki w podłoże gruntowe może dojść do pogorszenia jej właściwości mechanicznych i hydraulicznych. Zakładane odchylenia nie powinny jednak przekraczać 20% względem wartości uzyskanych w warunkach laboratoryjnych.

Realizacja celu głównego rozprawy wiąże się z osiągnięciem następujących celów szczegółowych o charakterze poznawczym, metodologicznym oraz aplikacyjnym:

1. Przeprowadzenie przeglądu dostępnej literatury naukowej oraz dotychczasowych osiągnięć w zakresie technologii betonu porowatego, zastosowania kruszyw z recyklingu oraz możliwości wykorzystania tego typu materiałów w geotechnice.
2. Opracowanie składu mieszanki betonowej z wykorzystaniem kruszyw z recyklingu i cementów o obniżonym śladzie węglowym, zapewniającej odpowiednie właściwości fizyczne, mechaniczne i filtracyjne.
3. Przeprowadzenie badań laboratoryjnych w celu oceny kluczowych parametrów opracowanych mieszanek, takich jak: wytrzymałość na ściskanie, porowatość oraz współczynnik filtracji.
4. Wykonanie testów *in situ* prototypowych pali fundamentowych w skali naturalnej, w celu oceny możliwości aplikacji betonu w pale i weryfikacji zachowania materiału w warunkach rzeczywistych. Określenie parametrów technologicznych mieszanki oraz identyfikacji ograniczeń sprzętowych związanych z jej wbudowaniem w pal fundamentowy. Opracowanie praktycznych rekomendacji technologicznych, stanowiących podstawę do wdrożenia nowego rozwiązania w praktyce inżynierskiej.
5. Przeprowadzenie symulacji numerycznych współpracy pali z ośrodkiem gruntowym z uwzględnieniem procesów konsolidacji. Sformułowanie rekomendacji dotyczących modelowania betonu porowatego, stanowiących wkład w rozwój wytycznych projektowych.

1.3. Teza pracy

Zastosowanie betonu porowatego do wykonywania pali fundamentowych umożliwia skuteczne wzmacnianie gruntów słabonośnych przy jednoczesnym pełnieniu funkcji drenażowej.

1.4. Struktura rozprawy

Rozprawa doktorska obejmuje kompleksową analizę zastosowania betonu porowatego w geotechnice i została podzielona na 5 rozdziałów.

W **rozdziale 1** przedstawiono wprowadzenie do tematyki badawczej, uzasadnienie potrzeby podjęcia badań oraz sformułowano cele i zakres pracy.

Rozdział 2 zawiera aktualny stan wiedzy na temat zastosowania betonu porowatego w budownictwie, ze szczególnym uwzględnieniem geotechniki i pali fundamentowych. Omówiono wykorzystanie kruszyw i dodatków z recyklingu oraz zestawiono właściwości fizyczne i mechaniczne betonu porowatego na podstawie dostępnych badań.

Rozdział 3 przedstawia syntetyczne zestawienie wyników badań laboratoryjnych i terenowych dotyczących betonu porowatego przeznaczonego do zastosowań palowych. W serii nr 1 zastosowano cement CEM I, analizując wpływ zamienników kruszyw naturalnych (gruzu betonowego oraz granulatu gumowego), a także dodatku włókien na właściwości mieszanki. Opracowano autorskie stanowisko do pomiaru przepuszczalności. Pomimo pozytywnych wyników uzyskanych w warunkach laboratoryjnych, próby pompowania mieszanki w terenie zakończyły się niepowodzeniem, co wymusiło zmianę technologii aplikacji betonu w pale. W serii nr 2 skupiono się na mieszankach z zastosowaniem cementów CEM II o obniżonym śladzie węglowym oraz na kalibracji czasu vibracji. Zidentyfikowano mieszanki optymalne do aplikacji metodą wibrowymiany. Badania *in situ* potwierdziły wykonalność technologii w skali naturalnej, co pozwoliło na sformułowanie rekomendacji technologicznych oraz wskazanie kierunków dalszych prac związanych z wdrożeniem.

Rozdział 4 poświęcono modelowaniu numerycznemu nasypu drogowego na wzmocnionym podłożu. Opracowano porównawcze modele 2D i 3D dla trzech technologii wzmocnienia: pali z betonu porowatego, kolumn z betonu konwencjonalnego oraz kolumn żwirowych. Przeprowadzono analizę wrażliwości modeli na zmienność wodoprzepuszczalności betonu porowatego i analizę porównawczą różnych wariantów posadowienia nasypu. Oceniono wpływ filtracji na tempo konsolidacji podłoża oraz wartość osiadania nasypu. Wyniki obliczeń posłużyły do sformułowania rekomendacji projektowych dotyczących modelowania pali z betonu porowatego. Uzupełniając dokonano analizę emisyjności wraz z oceną śladu węglowego, identyfikując rozwiązania o najniższym wpływie środowiskowym.

W **rozdziale 5** przedstawiono wnioski końcowe oraz wskazano rekomendacje do wdrożeń i kierunki dalszych badań.

ROZDZIAŁ 2 – PRZEGLĄD LITERATURY

Rozdział stanowi przegląd aktualnego stanu wiedzy na temat betonu porowatego (PC, ang. *Pervious Concrete*), obejmujący jego charakterystykę materiałową, możliwości dekarbonizacji poprzez zastosowanie kruszyw z recyklingu oraz spoiw o obniżonej emisyjności, a także potencjał aplikacyjny w geotechnice – zwłaszcza w technologii pali fundamentowych. Celem przeglądu jest stworzenie podstawy dla dalszych badań własnych, w tym projektowania mieszanek z udziałem kruszyw z odzysku oraz oceny efektywności aplikacji PC w konstrukcjach palowych.

W pierwszej części omówiono definicję i specyfikę PC. W odróżnieniu od betonu konwencjonalnego, PC cechuje się selektywnym doбором grubszej frakcji kruszywa, co pozwala uzyskać otwartą strukturę z systemem połączonych porów. Taka mikrostruktura zapewnia wysoką przepuszczalność i zdolność do infiltracji wody, czyniąc PC efektywnym medium drenażowym. Uwzględniono zależności pomiędzy porowatością, przepuszczalnością, zjawiskami transportu w porach a właściwościami użytkowymi materiału. Przedstawiono też czynniki technologiczne – uziarnienie, wskaźnik w/c, domieszki – wpływające na kompromis między nośnością a funkcją filtracyjną.

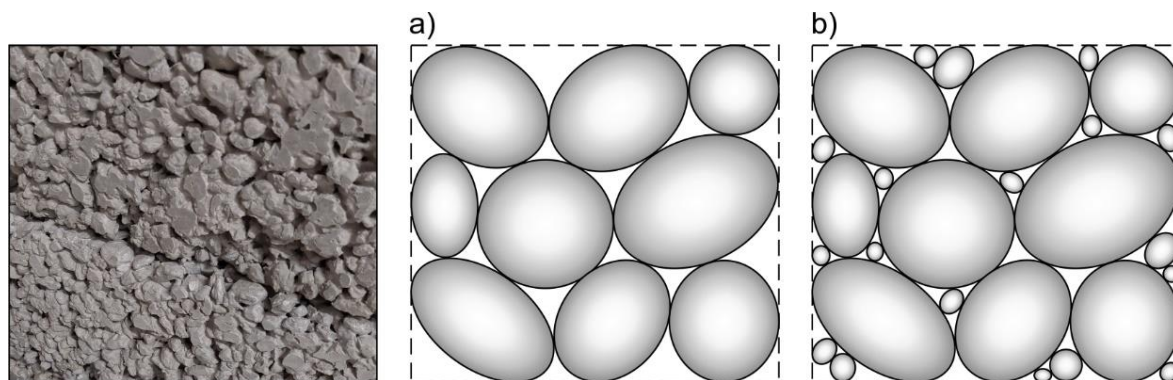
Druga część porządkuje wiedzę o rozwiązaniach proekologicznych. W obliczu wyzwań klimatycznych, istotne jest ograniczanie emisji dwutlenku węgla (CO₂) w budownictwie. Wykorzystanie kruszyw z recyklingu i alternatywnych spoiw o niższej emisyjności pozwala zmniejszyć eksploatację zasobów naturalnych i poprawić bilans środowiskowy procesu budowlanego. Omówiono wpływ dodatków mineralnych i polimerowych na mikrostrukturę, urabialność i trwałość PC, z naciskiem na redukcję śladu węglowego.

Trzecia część skupia się na zastosowaniu PC w geotechnice, zwłaszcza w technologii pali fundamentowych, co wciąż stanowi nowatorskie podejście inżynierskie. Pale wykonane z betonu porowatego łączą właściwości filtracyjne kolumn żwirowych z wysoką sztywnością klasycznych pali betonowych. Dzięki swojej strukturze mogą pełnić funkcję sztywnych drenów pionowych, przyspieszając konsolidację gruntów słabonośnych, zwiększając ich nośność oraz ograniczając osiadanie. Przedstawiono wyniki badań modelowych i polowych, porównania z konwencjonalnymi rozwiązaniami oraz wybrane podejścia modelowania numerycznego pracy pali porowatych.

Rozdział kończy identyfikacja luk badawczych i wskazanie kierunków dalszych prac, powiązanych z planem badań własnych z rozdziału 3. Beton porowaty jawi się jako materiał o dużym potencjale, który może odegrać istotną rolę w przyszłości budownictwa i geotechniki.

2.1. Beton porowaty – podstawy materiałowe i strukturalne

Beton porowaty, inaczej zwany także przepuszczalnym lub jamistym, jest rodzajem betonu o specjalnej strukturze i jest wytwarzany przy starannym doborze ilości wody oraz spoiw hydraulicznych (takich jak cement, popioły) używanych do wytworzenia zaprawy, która stanowi otulinę dla ziaren grubego, zazwyczaj jednofrakcyjnego kruszywa [1]. W przeciwieństwie do konwencjonalnego betonu, mieszanka ma mało lub nie ma w ogóle drobnofrakcyjnego kruszywa, pozwalając tym samym wytworzyć znaczne ilości pustek powietrznych w betonie (Rys. 1). Zastosowanie odpowiedniej ilości zaprawy do pokrycia i związania ziaren kruszywa grubego, tworzy system wysoce przepuszczalnych, połączonych ze sobą pustych przestrzeni (tzw. porów), pozwalających wodzie i gazom na szybką penetrację przez jego strukturę. Zarówno stosunkowo niska zawartość spoiwa, jak i wysoka porowatość zmniejszają wytrzymałość mieszanki w porównaniu z betonem konwencjonalnym, lecz wartości uzyskiwane są wystarczające do zastosowania w różnych aplikacjach budowlanych i środowiskowych.



Rys. 1 – Struktura betonu porowatego: a) jednofrakcyjny b) dwufrakcyjny.

Źródło: opracowanie własne.

Ponieważ beton porowaty spełnia wiele kryteriów i posiada właściwości wymagane dla materiałów budowlanych, szczególnie w przypadku, gdy powierzchnia jest ekspozycja na działanie czynników atmosferycznych a nie są wymagane wysokie parametry konstrukcyjne, możliwe jest zastosowanie tego typu rozwiązania w praktyce. Dlatego też beton porowaty jest skutecznym i potwierdzonym narzędziem zarządzania wodami opadowymi, pozwalającym na zmniejszenie objętości spływu wód pochodzących z nawałnych deszczy i redukcji stężenia ich zanieczyszczeń [2]. Beton PC jest powszechnie uznawany za materiał budowlany dla zrównoważonego budownictwa stosowany w przemyśle inżynieryjnym do budowy [1] m.in. nawierzchni placów, parkingów i dróg, a jego zastosowanie niesie za sobą szereg zalet, w tym w szczególności: redukcję hałasu [3], wpływ na temperaturę otoczenia i redukcję efektu miejskiej wyspy ciepła w dużych aglomeracjach (ang. *urban heat island effect*) [4], retencję wód oraz odciążenie niewydolnych systemów kanalizacji deszczowej, jak również poprawę jakości wód opadowych i bieżące zasilanie zasobów wód gruntowych poprzez bezpośrednią infiltrację wód deszczowych do gruntu [5]. Oprócz redukcji spływu wód opadowych, nawierzchnie porowate wykazują zdolność do oczyszczania wody, zarówno mechanicznie, jak i biologicznie [6]. Badania nad zastosowaniem betonu porowatego w ramach koncepcji „*Sponge Cities*” wykazują, że dzięki wysokiej przepuszczalności i porowatości, beton ten

pełni funkcję zarówno strukturalną, jak i środowiskową, umożliwiając efektywne zarządzanie wodą w przestrzeni zurbanizowanej [7–9].

Główną cechą porowatych betonów jest ich wysoka przepuszczalność dla cieczy i gazów. Betony te nie wykazują podciągania kapilarnego i w konsekwencji są bardziej odporne na naprzemienne cykle zamrażania i rozmrażania. Ponieważ przepuszczalność odgrywa istotną rolę w charakterystyce działania betonu porowatego, dąży się do uzyskania wysokiej porowatości mieszanki. Na całkowitą porowatość betonu wpływa porowatość poszczególnych komponentów tj. kruszywa, zaczynu cementowego i strefy kontaktowej kruszywo-zaczyn. Porowatość jak również gęstość przepuszczalnych betonów zależy głównie od doboru proporcji materiałów oraz od wymaganych właściwości. Wielkość pustych przestrzeni może być kontrolowana poprzez rozmiar kruszywa grubego. Typowo stosuje się kruszywa o nominalnym uziarnieniu 9,5-19 mm [1]. Dobór konkretnej frakcji zależy od poszukiwanego kompromisu między nośnością strukturalną, a efektywną wodoprzepuszczalnością betonu. Zastosowanie zatem kruszywa grubego o większej średnicy ziarna, powoduje powstawanie wolnych przestrzeni o większym rozmiarze. Ze względu na wysoką porowatość, beton porowaty ma zazwyczaj znacznie niższe właściwości wytrzymałościowe i trwałość niż beton konwencjonalny. Gęstość objętościowa betonu porowatego w ogólnym zakresie wynosi około 1600-2000 kg/m³, co jest już bliskie górnej granicy dla betonów lekkich [10]. Zawartość pustek powietrznych (porowatość) w stwardniałym betonie porowatym może wynosić od 15% do 35% pozwalając na uzyskanie wskaźnika wodoprzepuszczalności od 0,14 do 1,22 cm/s przy typowych wytrzymałościach na ściskanie od 2,8 do 28 MPa [1], gdzie wytrzymałość na ściskanie mieszanki jest liniowo proporcjonalna do gęstości objętościowej, ale odwrotnie proporcjonalna do porowatości [11]. Zarówno struktura porów, jak i zawartość wilgoci w porach bezpośrednio wpływają na przepuszczalność betonu. Dlatego każdy czynnik oddziałujący na oba parametry wpływa na całkowitą przepuszczalność mieszanki [12]. Zestawienie istotnych właściwości fizycznych i mechanicznych typowych oraz modyfikowanych mieszanek betonu porowatego przedstawia Tabela 1.

Tabela 1 – Właściwości fizyczne i mechaniczne betonu porowatego.

n	ρ	k	f _c	f _{ct,fl}	f _{ct,sp}	w/c	k/c	kruszywo	dodatek		literatura
[%]	[kg/m³]	[cm/s]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[rozmiar, mm]	[% masy spoiwa]		
19,0-33,2	1727-2031	0,18-1,50	10,4-20,5	-	1,38-3,17	0,22-0,27	4,1-5,0	żwir [4,75-9,5]	lateks, SP, AEA		Suleiman [13]
23,0-26,0	1890-1930	0,86-1,02	14,5-17,5	-	1,60-2,00	0,25-0,35	-	grube [<8]	-		Kováč [14]
26,5-35,1	-	1,47-1,73	2,42-7,25	-	0,29-0,84	0,35	4,5	żwir [4,75-12,5]	-		Huang [15]
21,0-28,2	1538-1600	0,86-2,00	5,1-15,9	1,88-3,21	1,15-1,70	0,35	3,0-7,0	grube [4,75-12,5]	-		Mahalingam [16]
22,0-25,3	1783-1926	0,60-1,27	12,6-17,9	-	0,90-2,40	0,27-0,32	3,7-5,8	RCA [9,5-12,5]	-		Güneyisi [17]
21,3-28,1	-	1,25-3,70	7,6-13,7	1,5-3,1	-	0,30	5,9	RCA [5-22]	lateks [0-5]		Bhutta [18]
13,0-25,0	1800-2000	0,22-1,01	12,2-17,2	1,4-4,1	1,7-3,3	0,24	4,5	RCA [4,75-9,5]	SP [0,75]		Zaetang [19]
35,7-43,2	-	5,77-8,31	2,1-4,0	-	-	0,27	4,8-5,1	RCA [4,75]	dwutlenek tytanu [2,5-5]		Barnhouse [20]
15,1-16,5	-	0,31-0,38	15,5-24,2	2,5-3,5	-	0,34	4,3	RCA [5-10]	popiół lotny [20]		Zhang [21]
13,0-25,0	1610-1878	0,43-1,01	3,0-15,3	0,98-2,5	0,4-1,4	0,30	4,0	RCA [9,5-12,5, 19-25]	SBR [10-20], SF [5-10]		Aliabdo [22]
-	-	0,38-0,77	2,7-7,6	1,21-2,61	-	0,25-0,30	4,0	RCA [4,75-9,5]	popiół lotny [10]		Vieira [23]
10,0-20,0	1626-1968	0,19-2,13	2,9-37,0	0,93-3,15	-	0,40	2,4-3,6	RCA [4,75-20]	GGBS [50]		El-Hassan [24]
15,1-17,3	-	1,48-2,53	9,5-15,2	-	0,98-2,08	0,30-0,40	3,0	RCA [4,75-10]	-		Ibrahim [25]
16,4-20,5	1934-2152	0,77-2,59	14,7-22,4	1,67-2,38	-	0,26-0,30	3,0	RCA [$<12,5$]	-		Strieder [26]
21,2-34,1	1534-1768	0,66-1,93	5,6-14,8	-	0,60-1,46	0,30	4,0-6,0	RCA [9,5-12,5]	-		Esmail [27]
23,0-31,0	1700-1900	0,45-0,80	3,9-13,2	1,0-1,95	1,15-2,10	0,28	4,1-6,1	grube i RCA [2,4-12,5]	SP [0,6], HPMC [0,05]		Lima [28]
-	-	0,35-0,85	18,5-21,5	2,5-3,5	-	0,25-0,35	-	RCA [5-10]	PPTF, CCF, PPF [0,1-1,9]		Zhu [29]
32,5-37,7	1921-1951	0,18-0,29	9,1-21,5	3,13-3,92	0,54-1,56	0,31	4,8	grube	GGBS [0-80], SP [0,4]		Chandrashekar [30]
30,0-37,0	1751-1837	0,92-1,36	4,3-10,1	-	-	0,35	2,8-4,0	łamany żwir [10]	popiół lotny [0-50]		Aoki [31]
22,0-28,5	-	-	8,0-15,5	-	-	-	10,88	grube/żużel [<25]	SBR [5], NJF [0,1]		Kim [32]
17,2-28,7	1930-2090	0,81-1,77	12,2-16,6	-	-	0,30	4,4-5,6	grube [12,5-20]	MK, popiół lotny, UFGGBS [10-20]		Ramkrishnan [33]
12,9-33,0	1790-2165	0,10-0,17	-	-	-	0,22-0,27	4,1-4,7	żwir rzeczny [4,75-9,5]	SBR [10], SF [5]		Schaefer [6]
-	1759-1929	0,02-1,18	17,8-21,4	-	1,30-2,45	0,27	4,7	żwir rzeczny [4,75-9,5]	FM300, FC500 [0,10-0,26]		Dean [34]
15,3-26,8	1766-1985	0,96-1,22	2,6-8,1	-	-	0,30	1,8-4,3	kruszony granit [8-20]	EBA [5-25], SP [1]		Sharif [35]
-	1829-1929	0,60-3,00	-	-	0,06-0,69	0,30-0,35	5,0	grube [4,75-9,5]	CR, FR [5-10]		Bonicelli [36]
-	1900-2240	0,15-0,33	9,1-21,6	1,11-1,60	-	0,27	2,9-3,3	żwir rzeczny [>10]	CTC, CR, FR [10-20]		Gesoğlu [37]

Objaśnienia: *n* – porowatość [%], *p* – gęstość objętościowa [kg/m³], *k* – współczynnik filtracji [cm/s], *k/c* – wytrzymałość na ściskanie [MPa], $f_{ct,fl}$ – wytrzymałość na zginanie [MPa], $f_{ct,sp}$ – wytrzymałość na rozciąganie przy rozluźnianiu [MPa], *w/c* = woda/cement [-], SBR – lateks, AP – polimer, PPTF – grube włókno polipropylenowe, PPF – włókno polipropylenowe, CCF – włókna stalowe pokryte miedzią, GGBS/UFGGBS – żużel wielkopiecowy granulowany, NJF – włókna jutowe, MK – metakacolin, FM300/FC500 – włókna polipropylenowe, EBA – kruszywo z przetworzonej biomasy, CR/FR – gumowy granulat, CTC – fragmenty opon, SP – superplastifikator, AEA – domieszka napowietrzająca, RCA – gruz budowlany z recyklingu, SF – mikrokroczemionka, HPMC – półsyntetyczny polimer.

Źródło: opracowanie własne na podstawie przywołanej literatury.

Na podstawie dotychczasowych badań zaobserwowano, że proporcje składników mieszanki betonu porowatego dobierane metodą eksperymentalną różnią się w zależności od regionu [38]. Standardowy PC jest mieszanką jednowymiarowych, jednofrakcyjnych kruszyw grubych i spoiwa (cementu) połączonych ze sobą przy stosunkowo niskim wskaźniku wodno-cementowym (w/c) [6]. Obecnie jednym z głównych ograniczeń w poszerzaniu potencjalnych zastosowań betonów porowatych o wysokiej przepuszczalności może być ich niska odporność na działanie cieczy agresywnych, które wnikać w strukturę wywołują procesy jego degradacji. W odniesieniu do stosowania betonu porowatego, badania trwałości ograniczają się do badań zamrażania i rozmrażania, skurczu, rozszerzalności cieplnej, zdolności przesiąkania wody przez zaczyn cementowy oraz odporności na ścieranie [34,39,40]. Problem trwałości można próbować zredukować, wytwarzając betony z domieszkami hydrofobizującymi, które mogą zmniejszać nasiąkliwość. Degradacja betonu nie wystąpiłaby, gdyby zaprawa łącząca kruszywo grube, poddana działaniu wody, która jest głównym nośnikiem substancji agresywnych i medium, w którym rozwijają się reakcje powodujące korozję zaczynu cementowego, została trwale zabezpieczona przed przesiąkaniem [41,42]. Betony porowate są przedmiotem prowadzonych badań w wielu ośrodkach na świecie zarówno pod względem modyfikacji zaprawy łączącej kruszywa, badań trwałości oraz modyfikacji właściwości mechanicznych [40,43,44]. Jednak ilość proponowanych badań i metod projektowania mieszanki betonu przepuszczalnego jest wciąż niewystarczająca [45].

Możliwe jest modelowanie składu mieszanki i określenie współczynnika przepływu cieczy przez beton porowaty. Jednakże, na właściwości betonu przepuszczalnego, w tym współczynnik filtracji ma wpływ wiele czynników, w tym także sposób układania i zagęszczania mieszanki. W ogólności badania potwierdziły, iż kruszywo drobnofrakcyjne zmniejsza porowatość i przepuszczalność, jednocześnie zwiększając wytrzymałość i trwałość. Autorzy badań [46] podali, że dodatek środka redukującego wodę oraz domieszek może przyczynić się do zmiany gęstości mikrostruktury, a tym samym do poprawy trwałości betonu. Dodanie do mieszanek nawet niewielkiej ilości piasku drobnego (ok. 7% masy kruszywa), znacząco poprawiło wytrzymałość betonu [47]. Badania dotyczące wpływu zawartości piasku na beton porowaty, przeprowadzone przez [32], wykazały, że zwiększenie udziału piasku do 10% skutkuje spadkiem przepuszczalności betonu o 30%, przy jednoczesnym wzroście jego wytrzymałości mechanicznej nawet o 83% [48]. Zwiększona ilość drobnych frakcji kruszywa (4-8 mm) dała większą gęstość mieszanek betonu porowatego i poprawiła wytrzymałość na zginanie [49]. Dodatkowo zaobserwowano, iż porowatość będąca wiodącym parametrem dla oceny efektywności betonu porowatego była zaskakująco bardziej zależna od rodzaju kruszywa niż jego rozmiaru. Inni badacze [50] stwierdzili, że poprzez wstępne zwilżenie kruszywa użytego w mieszance można poprawić wytrzymałość i urabialność badanego betonu porowatego, co jest bardzo istotne w procesie wdrożenia materiału do zastosowań geotechnicznych. Odpowiednią urabialność mieszanki betonowej uzyskuje się poprzez zastosowanie odpowiedniej ilości zaprawy cementowej modyfikowanej domieszką plastyfikującą. W przypadku betonów porowatych wskaźnik wodno-cementowy jest ważnym czynnikiem jednak nie decydującym. W ogólności, dla betonów porowatych zaleca się projektować wskaźnik w/c w zakresie 0,27 do 0,34 [1,6]. Wskaźnik w/c mniejszy niż 0,27 może powodować bardzo niską urabialność

mieszanki. Natomiast wskaźnik wodno-cementowy wyższy niż optymalny będzie powodował wyciekanie zaczynu cementowego spomiędzy ziaren kruszywa oraz zaleganie zaczynu na spodzie wykonanej próbki w wyniku procesu sedymentacji. Zjawisko to będzie wpływało bezpośrednio na właściwości betonu, w tym na jego przepuszczalność. Zatem zawartość cementu powinna być na tyle niska, aby wyłącznie pokryć cząstki kruszywa cienką warstwą (<200 mikrometrów). Nadmierna zawartość spoiwa może uszczelnić puste przestrzenie pomiędzy cząstkami kruszywa i znacznie zmniejszyć przepuszczalność betonu [47]. Ze względu na porowatą strukturę, integralność i wytrzymałość betonu przepuszczalnego zależą głównie od wiązania pomiędzy kruszywem grubym a cienką warstwą osłonową spoiwa [51]. Aby zachować integralność, a także ze względu na bardzo cienką warstwę spoiwa między ziarnami kruszywa, beton porowaty przenosi przyłożone obciążenie przez strefę ITZ (ang. *Interfacial Transition Zone*) zapewniającą należytą szczepność ziaren kruszywa [40]. Dlatego im bardziej porowata i cieńsza jest strefa ITZ, tym mniejsza jest wytrzymałość na ściskanie. Zastosowanie mniejszego rozmiaru kruszywa prowadzi do zwiększenia powierzchni wiązania i skutkuje wyższą wytrzymałością na ściskanie betonu porowatego [52]. Jednakże, dodanie drobnego kruszywa znacząco zmniejsza porowatość i wodoprzepuszczalność mieszanki. Dlatego najlepszym alternatywnym rozwiązaniem pozwalającym uzyskać wyższą wytrzymałość na ściskanie bez negatywnego wpływu na porowatość i przepuszczalność jest poprawa i zagęszczenie strefy ITZ. Na przykład dodatek metakaolinitu wchodząc w reakcję z wodorotlenkiem wapnia zagęszcza strukturę pasty cementowej i strefy ITZ, co powoduje wzrost wytrzymałości. Dodatek tej domieszki mineralnej do betonu powoduje, że pasta cementowa ma bardziej zwartą mikrostrukturę, o zmniejszonej porowatości i korzystniejszym rozkładzie wielkości porów. Zespół badaczy [53] sprawdził także wpływ popiołu lotnego i metakaolinitu na właściwości betonu porowatego i potwierdził w testach, że 2% dodatku metakaolinitu zmniejsza porowatość o 10%, podczas gdy optymalny wskaźnik zastąpienia cementu popiołem w betonie przepuszczalnym wynosił od 5% do 15%, wpływając korzystnie na przepuszczalność i wytrzymałość na ściskanie betonu. W innym badaniu [54] oceniono wpływ włączenia nanokrzemionki (ang. *nano – silica*) na właściwości betonu porowatego zawierającego popiół lotny i stwierdzono, że dodanie nanokrzemionki doprowadził do zmniejszenia łącznej objętości porów o 13,4%. Odnotowano także, że wraz ze wzrostem procentowego udziału popiołu lotnego w stosunku do cementu, wytrzymałość na ściskanie spadła, ale spowodowała wzrost przepuszczalności. Zastosowanie dodatku nanokrzemionki wpływa na mikrostrukturę strefy ITZ (zagęszcza ją) i ostatecznie zwiększa wytrzymałość betonu porowatego zawierającego popiół lotny, jak również betonu z dodatkiem gumy z odzysku. Inna zaś domieszka mineralna, mikrokrzemionka (ang. *silica fume*), poprawia porowatość i przepuszczalność betonu, jak również wytrzymałość poprzez zagęszczenie mikrostruktury strefy ITZ w mieszance [55]. Wyniki podane przez zespół badawczy [56] wykazały, że grubość strefy ITZ była mniejsza niż 10 mikrometrów przy zastosowaniu mikrokrzemionki w porównaniu do 50 mikrometrów bez mikrokrzemionki. Zwiększenie siły wiązania tj. szczepności ziaren kruszywa w strefie ITZ oraz poprawa wytrzymałości za pomocą kombinacji dodatków mineralnych (mикроkrzemionki) i chemicznych (superplastyfikatora) są bardzo skuteczne do zaprojektowania optymalnej mieszanki betonu porowatego [57]. Autor publikacji [58] badał dodatek mikrokrzemionki do mieszanki betonu

przepuszczalnego i stwierdził, że wytrzymałość na ściskanie zmniejszyła się głównie z powodu problemów z urabialnością, co nie pozwoliło paście cementowej równomiernie pokryć ziarna kruszywa. Inni natomiast badacze raportowali, że zastosowanie mikrokrzemionki poprawiło strefę ITZ pomiędzy odpadami gumowymi a warstwą spoiwa, co poprawiło trwałość betonu przy wskaźniku zastąpienia kruszywa gumą od 20% do 40% [59].

Badania betonu porowatego zmodyfikowanego polimerami (ciekły lateks) wskazały 23% wzrost wytrzymałości na ściskanie przy 8% zawartości polimeru (w stosunku do masy cementu) [60]. Przyrosty wytrzymałości na rozciąganie i zginanie były zgodne z tą samą tendencją przy wskaźniku $w/c=0,30$, powodując wzrost wytrzymałości odpowiednio o 55% i 38%. Polimer przyczynia się do częściowego wypełnienia pustek i pęknięć w obrębie ITZ pomiędzy warstwą cementową a kruszywem w strukturze betonu. Dzieje się tak za sprawą polimeru prowadzącego do powstania ciągłej sieci połączeń w wyniku procesu polimeryzacji, które tworzą membranę silnie wpływającą na system wiązania ziaren kruszywa. W innych testach wykazano, iż dodatek polimeru lateksowego (kautczuku butadienowo styrenowego) znacząco poprawia urabialność, wytrzymałość i odporność na zamrażanie-rozmrażanie betonu porowatego przy zachowaniu jego wysokiej porowatości i przepuszczalności [61]. W ogólności, projektowanie mieszanki betonowej poprzez dobór dodatków polimerowych znacznie poprawia urabialność i wytrzymałość betonu porowatego przy zachowaniu jego wysokiej porowatości i przepuszczalności [52], ale obniża jego trwałość [34].

Inne dodatki, np. włókna polipropylenowe mogą zwiększyć wytrzymałość na ściskanie, rozciąganie, zginanie i ścieranie, ale nie mają znaczącego wpływu na moduł sprężystości tych próbek [62]. Badania betonu porowatego z dodatkiem włókien polimerowych (o długości 38 mm i 56 mm) w trzech proporcjach dozowania (1,5, 3,0 i 4,5 kg/m³) pokazały, że wpływ włókien zmniejszył przepuszczalność i odporność na ścieranie betonu oraz zwiększył trwałość dla mieszanek bez piasku drobnego [63]. W innym badaniu [29] zaobserwowano, że dodatek włókien o długości 12 mm znacząco wpływał na właściwości przepływu. Mieszanki z grubymi włóknami polipropylenowymi (PPTF, ang. *Polypropylene Thick Fibers*) osiągnęły najwyższą przepuszczalność (6,85 mm/s), przewyższając mieszanki z włóknami stalowymi powlekanymi miedzią (CCF, ang. *Copper – Coated Fibers*) (5,12 mm/s) oraz cienkimi włóknami polipropylenowymi (PPF, ang. *Polypropylene Fine Fibers*) (4,73 mm/s), przy porowatości ok. 20% i wytrzymałości na zginanie do 3,2 MPa. Zastosowanie włókien polimerowych w betonie porowatym zwiększa wiązanie pomiędzy kruszywem grubym a warstwą cementową. Zaobserwowano też, że współczynnik przepuszczalności maleje wraz ze wzrostem dozowania włókien [64]. Dodatek włókien polimerowych poprawia wytrzymałość na rozciąganie, ale efekt ten jest zależny od maksymalnego rozmiaru użytego kruszywa [65]. Badania na betonie porowatym z kruszywem z recyklingu z dodatkiem włókien potwierdziły korzystny wpływ włókien na wytrzymałość na zginanie (+43%) i brak znaczącego wpływu na wytrzymałość na ściskanie [66].

Warto zwrócić uwagę, że projektowanie proporcji mieszanki porowatej o kontrolowanych parametrach przepuszczalności, urabialności i wytrzymałości jest w dużym stopniu ograniczone różnicami w surowcach, różnorodnością domieszek i dodatków, a także uzależnione od procesu

formowania (tj. sposobu zagęszczania). Dlatego opracowanie mieszanki o wymaganych właściwościach można uznać za proces wymagający dużego doświadczenia i precyzji.

2.2. Beton porowaty (dekarbonizacja) – recykling kruszyw, dodatki i niskoemisyjne spoiwa

Budownictwo poprzez swoją skalę jest branżą wysoko emisyjną. Szacuje się, iż sama produkcja cementu skutkuje około 5% globalną emisją dwutlenku węgla (CO_2) spowodowaną działalnością człowieka [67]. Dwutlenek węgla w procesach produkcji cementu jest emitowany z dwóch podstawowych źródeł bezpośrednich (90% ogólnej emisji): procesu dekarbonizacji węglanu wapnia i wytworzenia klinkieru (50%) oraz spalania paliw w celu ogrzania pieca cementowego (40%) oraz dwóch źródeł pośrednich (10% ogólnej emisji): wykorzystania energii elektrycznej w cementowni i transportu [68]. Natomiast w procesie karbonatyzacji betonu, CO_2 jest ponownie absorbowany przez materiały wyprodukowane na bazie cementu podczas całego cyklu życia konstrukcji, a nawet po jego zakończeniu. Międzyrządowy Zespół ds. Zmian Klimatu (IPCC, ang. *Intergovernmental Panel on Climate Change*) przy ONZ wskazał karbonatyzację betonu jako równoważącą około 50% emisji CO_2 z produkcji cementu. W okresie 100 lat szacowana absorpcja CO_2 w wyniku karbonatyzacji betonu wyprodukowanego w ciągu jednego roku może stanowić znaczną część CO_2 emitowanego przez kalcynację surowej mieszanki użytej do produkcji cementu portlandzkiego używanego w betonie [69]. W celu zaś przyspieszenia i zwiększenia procesu pochłaniania CO_2 przez materiały betonowe, zaproponowano zastosowanie betonu porowatego, który to stanowi w tym względzie korzystną alternatywę dla betonu konwencjonalnego [70]. Zatem beton niezawierający drobnoziarnistego kruszywa może być bardziej atrakcyjny niż beton konwencjonalny, biorąc pod uwagę jego wpływ na środowisko pod względem całłościowego ograniczenia śladu węglowego.

Branża budowlana jest uważana za jeden z głównych sektorów o negatywnym wpływie na środowisko, gdyż zużywa ogromne ilości nieodnawialnych zasobów naturalnych i generuje równie wielkie ilości odpadów budowlanych i rozbiórkowych. Ze względu na wzrost świadomości w społeczeństwie w zakresie ochrony środowiska, wykorzystanie przemysłowych odpadów w budownictwie przyciąga coraz większą uwagę. Składowanie dużej ilości odpadów takich jak opony samochodowe lub materiały budowlane pochodzące z rozbiórek, zwłaszcza w obszarach miejskich, jest jednym z największych globalnych wyzwań zrównoważonego rozwoju i problemów środowiskowych. Ze względu na skalę wytwarzanych odpadów, ich trwałość i negatywny wpływ na środowisko, recykling poprzez ponowne wykorzystanie wydaje się właściwym krokiem w kierunku proekologicznego panaceum na zmniejszenie śladu węglowego w procesie budowlanym.

Kolejnym zagadnieniem związanym z wtórnym użyciem materiałów jest sukcesywne wyczerpywanie się zasobów naturalnych kruszyw wykorzystywanych do produkcji betonu towarowego, dlatego nawet częściowe zastąpienie kruszyw naturalnych w betonie jest warte wysiłku. W Polsce i na świecie prowadzone są badania możliwości zastąpienia kruszyw naturalnych do produkcji betonu kruszywami alternatywnymi. Ponowne wykorzystanie odpadów budowlanych

i rozbiórkowych w budownictwie przynosi korzyści nie tylko poprzez zmniejszenie ilości wytwarzanych odpadów, które z reguły trafiają na składowiska, ale także w zachowaniu zasobów naturalnych, zmniejszając oddziaływania związane z ich wydobyciem [71]. Przekształcenie materiałów z odpadów rozbiórkowych w wysokiej jakości materiały budowlane jest możliwe i może zastąpić materiały pierwotne. Jednak proces recyklingu kruszywa jak na razie stanowi istotną wadę pod względem finansowym, gdyż wtórne ich wykorzystanie powoduje znaczny wzrost ostatecznego kosztu produkcji betonu towarowego [72,73].

Materiały z odzysku znajdują liczne zastosowania np. w budowie nawierzchni dróg i placów [74], w budowie korpusów nasypów budowlanych [75], w poprawie trwałości konstrukcji betonowych w budownictwie mieszkaniowym [76,77], a także w systemach wzmacniania podłoża gruntowego [78,79]. Porównawcza ocena środowiskowa różnych "zielonych" mieszanek betonowych potwierdziła, że odpady betonowe mogą być stosowane jako pełnowartościowe kruszywo do betonu po ich rozdrobnieniu, przesianiu i przetworzeniu, przynosząc zadowalające wyniki środowiskowe w porównaniu z konwencjonalną mieszanką betonową wykorzystującą kruszywa naturalne [80]. Jednakże zastosowanie kruszyw pochodzących z recyklingu w betonach konstrukcyjnych może być szeroko przyjęte w branży budowlanej tylko wtedy, gdy podstawowe własności mechaniczne projektowanego betonu będą na bieżąco kontrolowane a jego parametry, na podstawie których określa się zarówno jakość betonu, jak i również jego przydatność do stosowania w konstrukcjach budowlanych będą każdorazowo potwierdzone badaniami. Wytrzymałość betonu na ściskanie jest podstawowym parametrem w projektowaniu konstrukcji betonowych, ponieważ umożliwia przewidywanie zachowania konstrukcji podczas eksploatacji pod obciążeniem oraz wyznaczenie rozkładu odkształceń i przemieszczeń. Aby powiązać wartości eksperymentalne uzyskanych wyników z wartościami przewidywanymi na podstawie norm, zawsze konieczne jest walidowanie badań i zaleceń norm, tak jak zrobili to autorzy badań prowadzonych w różnych ośrodkach na świecie [81,82]. Zgodnie z normą PN-EN 206 [83] i PN-EN 12620 [84] oraz na podstawie analizy danych literaturowych można stwierdzić, że możliwe jest całkowite lub częściowe zastąpienie kruszywa naturalnego kruszywem pochodzącym z recyklingu przy produkcji betonu, jednak konieczna jest bieżąca analiza jakości tych kruszyw.

Ogromny wzrost zapotrzebowania na opony samochodowe, a co za tym idzie szybki przyrost ilości opon wycofywanych z eksploatacji, stanowi poważny problem środowiskowy, który od dekad wymaga wdrożenia rozwiązań opartych na zasadach zrównoważonego rozwoju. W samej Europie zużycie opon wynosi około 3,2 mln ton rocznie [85,86]. Z chemicznego punktu widzenia opony składają się głównie ze składników organicznych (guma/elastomery i sadza – ok. 70%), z dodatkiem składników nieorganicznych (ok. 17%) oraz tekstyliów i innych domieszek (ok. 13%). Dotychczasowe metody ich utylizacji [87] – składowanie i spalanie – wiążą się z poważnymi zagrożeniami środowiskowymi, takimi jak emisja dioksyn i innych lotnych zanieczyszczeń [88,89]. Alternatywą jest mechaniczne przetwarzanie zużytych opon na granulát, wióry, proszki i tekstylia, co umożliwia ich wtórne wykorzystanie w budownictwie [90]. Jednym z obiecujących kierunków jest częściowe zastępowanie frakcji kruszywa mineralnego (piasku i żwiru) w betonie okruciami gumy z recyklingu.

Powstające kompozyty cementowo-gumowe wykazują poprawę właściwości sprężystych, odporność na udarność, lepszą izolacyjność termiczną i akustyczną oraz zwiększoną wytrzymałość na rozciąganie [91]. Co istotne, raportowane wyniki wskazują również na efektywność kosztową oraz potencjał redukcji emisji CO₂ w związku z produkcją betonu zawierającego granulát gumowy, co czyni tę technologię atrakcyjną z punktu widzenia gospodarki odpadami i polityki klimatycznej [59]. Rozwój technologii betonu z dodatkiem gumy pozwala ograniczyć utylizację opon poprzez ich składowanie lub spalanie. Niemniej jednak, wprowadzenie gumy do struktury betonu powoduje obniżenie jego wytrzymałości mechanicznej i gęstości objętościowej, głównie z powodu słabej przyczepności międzyfazowej między cząstkami gumy a matrycą cementową [92,93]. Mimo to, obiecujące właściwości dynamiczne zachęcają do dalszych badań nad zastosowaniem takich kompozytów w konstrukcjach narażonych na drgania i obciążenia sejsmiczne [94]. Aby możliwe było praktyczne zastosowanie betonu z dodatkiem gumy, konieczne jest odpowiednie projektowanie receptur zapewniających trwałość i stabilność parametrów mechanicznych. Przegląd badań [95–97] potwierdza techniczną wykonalność zastępowania kruszyw naturalnych odpadami gumowymi. W badaniach [98] porównano wytrzymałość na ściskanie i rozciąganie po 28 dniach dla betonów z dodatkiem mialu i granulatu gumowego w ilościach 10%, 20% i 30%. Miał gumowy w ilości 10% poprawił wytrzymałość na ściskanie względem próbki kontrolnej, natomiast większe ilości powodowały jedynie niewielki spadek. W przypadku granulatu gumowego, spadek wytrzymałości występował we wszystkich wariantach. Zastosowanie gumy jako drobnego kruszywa w betonie porowatym [36] wykazało, że mniejsze frakcje (0,08–1 mm) pogarszają właściwości mechaniczne, natomiast większe (0,6–2,5 mm) poprawiają wytrzymałość na rozciąganie i zapewniają zadowalające wartości gęstości objętościowej. Z kolei badania [99] wykazały, że przy 25% wymianie kruszywa na gumę wytrzymałość na ściskanie i zginanie spada odpowiednio do 11,6 i 3,0 MPa, w porównaniu z 24,0 i 4,6 MPa dla betonu kontrolnego. Wyniki te potwierdzają również badania [100], w których odnotowano, że dodatek gumy w ilości 10–20% znacząco zwiększa odporność na ścieranie oraz cykle zamrażania-rozmrażania.

Zastąpienie kruszywa naturalnego kruszywem z recyklingu (RCA, ang. *Recycled Concrete Aggregate*) może znacząco zwiększyć współczynnik przepuszczalności betonu porowatego, jednak wpływa również na jego właściwości mechaniczne [17]. Badania doświadczalne [101] wykazały, że zastosowanie grubego RCA obniża urabialność mieszanki ze względu na wysoką chłonność wody i szorstką powierzchnię ziaren. Wstępne zwilżenie kruszywa poprawia urabialność, co potwierdzają również inne prace [102], wskazujące na silną zależność właściwości PC od cech fizycznych i tekstury kruszywa, wpływających na przyczepność matrycy cementowej. Przykładowo, zastąpienie kruszywa naturalnego (8/16 mm) RCA pochodzącym z rozbiórek (8/31,5 mm) pozwala osiągnąć kompromis między nośnością a porowatością – beton z RCA uzyskał wytrzymałość 26,7 MPa (spadek o ok. 15%), przy wzroście porowatości o ponad 26%, co sprzyja przepuszczalności. Podobne wnioski przedstawiono w badaniach [103], gdzie stwierdzono nieistotną utratę wytrzymałości na ściskanie (10%) i modułu sprężystości (3%) względem betonu z kruszywa naturalnego. Co istotne, aktywacja RCA domieszkami mineralnymi (mikrokrzemionka, popioły lotne) pozwala uzyskać beton o wytrzymałości przekraczającej 40 MPa [104]. Niezależnie jednak od

rodzaju betonowego kruszywa z recyklingu i zastosowanego polimeru, wyniki badań wykazały niemal liniową zależność między wytrzymałością na ściskanie a porowatością oraz między współczynnikiem przepuszczalności a porowatością dla wszystkich testowanych betonów przepuszczalnych [18]. Skala efektu zależy jednak od udziału RCA, uziarnienia, metody zagęszczania oraz zastosowanych dodatków [22,23,26,27]. W eksperymentach z zastąpieniem kruszywa naturalnego RCA w zakresie 0–100% wykazano, że mieszanki z 25–50% RCA spełniają wymagania hydrauliczne (wg raportu ACI [1]) i mogą osiągać akceptowalną wytrzymałość dla zastosowań drenażowych, pod warunkiem korekt technologicznych – modyfikacji w/b, uziarnienia, dodatków mineralnych, włókien czy pielęgnacji [22,23]. W części badań mieszanki z 50% i 100% RCA nie spełniały typowych limitów wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu bez modyfikacji, co wymaga działań projektowych i weryfikacji kryteriów dla danego zastosowania [22]. Nowsze prace wskazują na techniczną wykonalność mieszanek z 100% RCA, w których niewielki dodatek frakcji drobnej (~11,7%) i włókien poprawia parametry mechaniczne przy zachowaniu korzystnej filtracji, co wspiera tezę o wykonalności poziomu $\geq 50\%$ [105].

Wykorzystywanie materiałów z odzysku przy produkcji betonu porowatego jest stricte powiązane z lokalnymi uwarunkowaniami. Na przykład w krajach tropikalnych, gdzie kwitnie produkcja oleju palmowego, produktem ubocznym są łupiny z orzechów, których rokrocznie powstaje ponad 4 miliony ton w samej Malezji, stąd przeprowadzono badania betonu porowatego zastępując grube kruszywo (frakcja 6,3-9,5 mm) łupinami z orzechów (ang. *Oil palm kernel shell*) w ilościach od 25 do 75% masy kruszywa [106]. Uzyskano wyniki przepuszczalności wody rzędu 0,4-1,6 cm/s przy wytrzymałościach na ściskanie od 6 do 12 MPa.

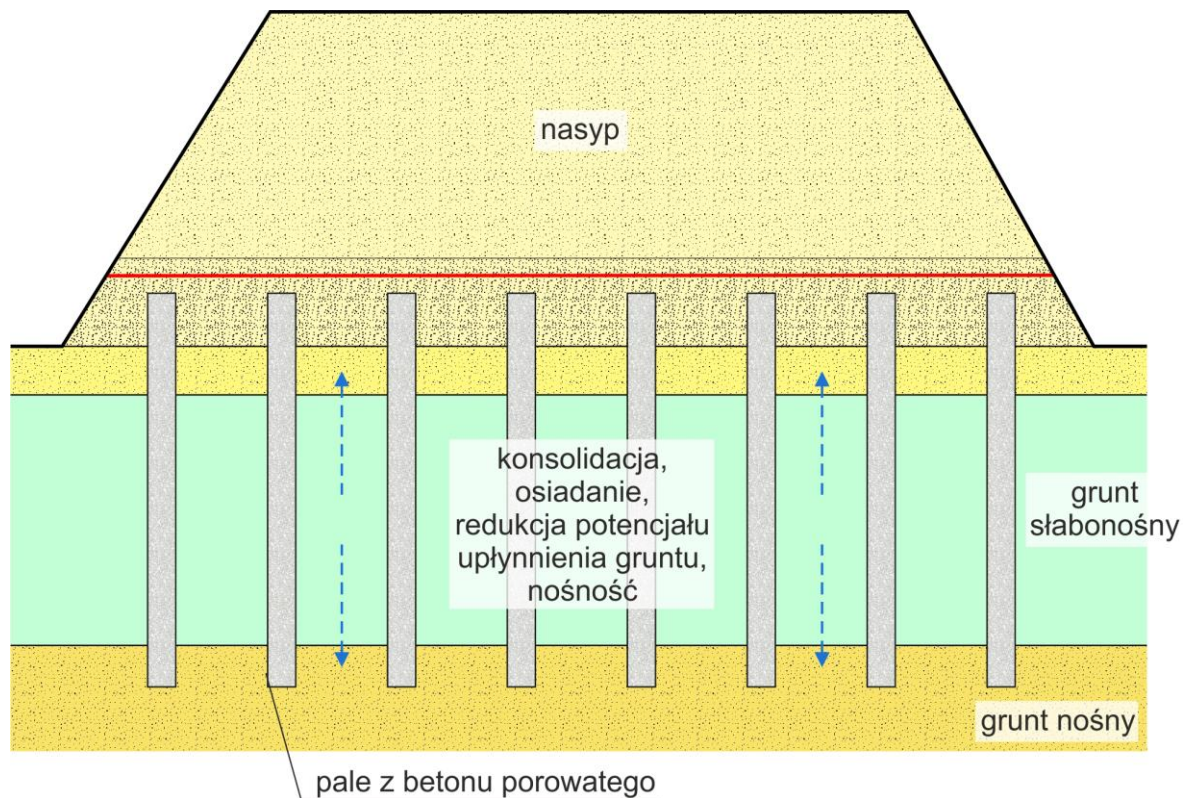
Biorąc pod uwagę przyjazny dla środowiska aspekt ponownego wykorzystania materiałów z odzysku do produkcji betonu towarowego, liczne badania naukowe prowadzą do wniosku, że warto jest sprawdzić wysoki potencjał zastosowania betonu porowatego z kruszyw pochodzących z recyklingu do wykonywania pali fundamentowych jako metody nowej generacji systemów wzmacniania podłoża gruntowego. W celu wdrożenia unowocześnionego rozwiązania do przemysłu, konieczne są zatem dalsze badania naukowe w laboratorium oraz w warunkach polowych.

2.3. Beton porowaty – zastosowanie w geotechnice

Współczesne podejście do budownictwa, uwzględniające zasady zrównoważonego rozwoju, sprzyja poszukiwaniu nowych, bardziej efektywnych i ekologicznych rozwiązań materiałowych. Jednym z takich materiałów jest beton porowaty, który dzięki swojej wysokiej przepuszczalności oraz odpowiedniej wytrzymałości mechanicznej znajduje coraz szersze zastosowanie w geotechnice, zwłaszcza w nowoczesnych systemach wzmacniania podłoża gruntowego.

Beton porowaty może być z powodzeniem wykorzystywany w technologii wzmacniania nasypów budowlanych za pomocą pali PCP (ang. *Pervious Concrete Pile*), gdzie jego zastosowanie przyczynia się do przyspieszenia konsolidacji gruntów słabonośnych [107], redukcji potencjału upłynnienia gruntu [108–111], poprawy nośności oraz ograniczenia osiadania eksploatacyjnego

konstrukcji po zakończeniu budowy [112] – Rys. 2. Od kilkunastu lat prowadzone są intensywne badania nad wykorzystaniem porowatych pali jako alternatywy dla tradycyjnych kolumn żwirowych, drenów piaskowych oraz prefabrykowanych drenów pionowych [113]. Celem tych badań jest uzyskanie elementów o sztywności zbliżonej do betonu konwencjonalnego, przy jednoczesnym zapewnieniu efektywnego drenażu promieniowego (radialnego), co pozwala na skrócenie czasu konsolidacji i zmniejszenie osiadania nasypów wznoszonych na gruntach słabonośnych.



Rys. 2 – Zastosowanie pali z betonu porowatego do wzmacniania nasypów budowlanych.

Źródło: opracowanie własne.

Kolumny żwirowe (SC, ang. *Stone Column*), mimo swojej popularności, wykazują istotne ograniczenia w zastosowaniu do gruntów miękkoplastycznych i organicznych, takich jak gliny, namuły, torfy czy gytie. W przypadku, gdy miąższość warstwy gruntu słabonośnego przekracza jedną średnicę kolumny, ich skuteczność znacząco spada [114]. Dodatkowo, przy niskiej wytrzymałości gruntu na ścinanie bez odpływu ($c_u \leq 15$ kPa), kolumny żwirowe mogą ulec wyboczeniu lub zniszczeniu w górnych partiach trzonu (ang. *bulging*), zazwyczaj na głębokości od 2D do 4D (gdzie D to średnica kolumny) poniżej powierzchni terenu [115,116]. Technologia ta może być nadal stosowana, jednak jej efektywne wdrożenie wymaga zastosowania specjalnych zabiegów wzmacniających, polegających na obwodowym zbrojeniu kolumny za pomocą geosyntetycznej osłony (tzw. bezszwowego „rękawa”) o wytrzymałości na rozciąganie w zakresie 100–400 kN/m [117,118]. Skuteczność koncepcji wykorzystania geosyntetyków [119] została potwierdzona w licznych badaniach dotyczących kolumn żwirowych w osłonie geotekstylnej [116–129]. Pomimo udokumentowanej efektywności technicznej, realizacja tej technologii cechuje się niską wydajnością oraz wysokimi kosztami, co w wielu przypadkach czyni ją ekonomicznie nieuzasadnioną.

W kontekście wzmacniania podłoża gruntowego, beton porowaty stanowi interesującą alternatywę, łączącą zalety filtracyjne kolumn żwirowych z wysoką sztywnością typową dla elementów betonowych. Badania laboratoryjne wykazały, że zastosowanie betonu porowatego zamiast żwiru przy wzmacnianiu słabonośnej gliny może zwiększyć współczynnik konsolidacji o 11,64% [130]. W testach modelowych, pale z betonu porowatego o średnicy 50 mm i długości 300 mm, obciążone do granicznej nośności 76 kg, wykazały osiadanie rzędu 21 mm, podczas gdy identyczne kolumny żwirowe osiągnęły nośność jedynie 15,75 kg [131]. Oznacza to, że nośność pala z betonu porowatego może być nawet czterokrotnie większa niż kolumny żwirowej o tych samych wymiarach w bardzo odkształcalnych gruntach. Dodatkowo, wyższy moduł sprężystości betonu oraz efektywny drenaż eliminują zjawisko wyboczenia bocznego, typowe dla kolumn żwirowych. Inne badania eksperymentalne potwierdzają tę tezę, wskazując, że nośność pala z betonu porowatego może być nawet 4,4 razy większa niż odpowiadającej mu kolumny żwirowej [132]. Wysoki współczynnik koncentracji naprężeń (SCR, ang. *Stress Concentration Ratio*) w sztywnych palach PCP pozwala na znaczne zwiększenie udziału pali w przenoszeniu obciążeń, co przekłada się na bardziej efektywną pracę całego systemu wzmocnienia podłoża. W rezultacie możliwe jest zmniejszenie liczby elementów wglębnego wzmocnienia oraz optymalizacja rozwiązań geotechnicznych w budowie nasypów na gruntach słabonośnych. W badaniach modelowych [107] ustalono, że wraz ze wzrostem obciążenia oraz postępującą konsolidacją gruntu wokół pala, współczynnik SCR dla pala przepuszczalnego wzrósł do wartości 18,04. Inne eksperymenty przeprowadzone na modelowych palach o długości 500 mm i średnicy 70 mm w gruntach pylastych wykazały znaczną redukcję osiadania dzięki skutecznemu przekazaniu obciążeń przez warstwę transmisyjną na pal z betonu porowatego i dalej na grunt nośny [107]. Dodatkowo, dzięki pionowemu i radialnemu drenażowi, czas konsolidacji skrócił się o 30,3% w porównaniu do pali z betonu konwencjonalnego. Zaobserwowano również, że podczas obciążania pale z betonu przepuszczalnego znacząco redukują szczytowe wartości nadciśnienia porowego, a to oznacza, że im bliżej pala, tym niższe wygenerowane nadciśnienie porowe i szybsza jego dyssypacja. W innym badaniu eksperymentalnym [133] stwierdzono, że czas osiągnięcia 90% konsolidacji skrócił się o 50% przy zastosowaniu pali PCP pod nasypem w porównaniu do przypadku bez kolumn (z 36 do 18 dni). W pracy badawczej [134] w ramach analizy efektywności wzmacniania podłoża za pomocą pali z betonu porowatego przeprowadzono cztery testy modelowe obciążenia pionowego, porównując zachowanie kolumny żwirowej i pali porowatych prefabrykowanych oraz instalowanych *in situ* o wysokości 1,5 m, wykonanych metodą wibracyjnego pogrążania rury stalowej o średnicy 102 mm. Analizowano wpływ procesu instalacji na właściwości gruntu i pali PCP, interakcje grunt–pal oraz zachowanie pali w warunkach obciążenia. Ustalono, że pale z betonu porowatego wykazują ponad 10-krotnie wyższą wytrzymałość na ściskanie niż kolumny żwirowe, przy zachowaniu porównywalnej przepuszczalności, a ich nośność graniczna może być nawet 4,4 razy większa. Efektywność technologii zależy istotnie od metody instalacji – pale wykonane *in situ* osiągają nośność 2,6 razy wyższą niż prefabrykowane. Przeprowadzono również dwa testy modelowe obciążenia poziomego, porównując zachowanie pala porowatego prefabrykowanego oraz instalowanego *in situ* o wysokości 1,3 m. Ustalono, że pale PCP wykazują zachowanie typowe dla

smukłych pali betonowych lub stalowych pod obciążeniem poziomym, a ich efektywność zależy od metody instalacji – reakcja gruntu może wzrosnąć nawet 5,9-krotnie, a strefa oddziaływania sięgać 2,5 średnicy od pala. Podsumowując, pale z betonu porowatego, charakteryzujące się przepuszczalnością porównywalną do kolumn żwirowych, oferują jednocześnie znacznie wyższą sztywność i wytrzymałość, niezależnie od rodzaju gruntu, w którym są osadzone [134]. Dzięki tym właściwościom ich zastosowanie w fundamentowaniu może skutecznie ograniczyć powstawanie nadmiernego ciśnienia wody porowej, co przekłada się na zwiększenie wytrzymałości podłoża gruntowego oraz efektywność całego systemu wzmocnienia.

W ramach przeglądu literatury przeanalizowano wybrane podejścia do modelowania numerycznego pracy pali PCP oraz ich reprezentacji w środowisku Metody Elementów Skończonych (MES) – Tabela 2.

Tabela 2 – Parametry pali PCP użyte do modelowania numerycznego.

γ	E_{cm}	ν	k_p	pozostałe dane	literatura
[kN/m ³]	[GPa]	[-]	[cm/s]		
19,0	15,0	0,15	0,100	Plaxis 3D, model LE	Tandel [135]
20,4	12,0	0,20	0,714	Plaxis 3D, model LE, typ analizy <i>D</i>	Umaiyan [136]
19,0	16,0	0,18	0,100	FLAC3D, model LE	Zhang [112]
20,4	12,0	0,20	0,500	FLAC3D, model LE, $e_{init} = 0,176$	Cui [108]
21,0	15,0	0,20	0,521	Plaxis 3D, model LE, typ analizy <i>D</i>	Patel [137]
20,6	15,0	0,20	0,611	FLAC3D, model LE, $e_{init} = 0,30$	Liu [138]

Objaśnienia: γ – ciężar objętościowy materiału [kN/m³], E_{cm} – moduł sprężystości [GPa], ν – współczynnik Poissona [-], k_p – współczynnik filtracji materiału pala PCP [cm/s], LE - model konstytutywny pala liniowo-sprężysty, typ analizy *D* - warunki z drenażem (*Drained*), e_{init} - początkowy wskaźnik porowatości.

Źródło: opracowanie własne na podstawie przywołanej literatury.

W trójwymiarowych analizach numerycznych [137] wykazano, że nośność grupy pali wykonanych z betonu przepuszczalnego była do 4,5-krotnie większa niż nośność grupy kolumn żwirowych. Z kolei wielowariantowe symulacje [138], uwzględniające zmienne długości, średnice, moduły sprężystości pali oraz obciążenia fundamentów palowych, pozwoliły na określenie współczynnika koncentracji naprężeń (SCR) na poziomie ~19 oraz współczynnika udziału obciążenia (LSR, ang. *Load Sharing Ratio*) ~44% przy obciążeniu 150 kPa. Wartości współczynników dla pali z betonu przepuszczalnego były niższe przy wyższych obciążeniach w porównaniu z palami nieprzepuszczalnymi, co wskazuje na ich skuteczność w przyspieszaniu konsolidacji gruntu i zwiększaniu nośności fundamentu.

W analizach 3D uwzględniających różne średnice i rozstawy pali [136], uzyskano współczynniki poprawy nośności w zakresie 3,28–5,15 dla kolumn żwirowych oraz 5,33–8,46 dla pali PCP. W odrębnych obliczeniach [135] wykazano, że pojedynczy pal z betonu porowatego charakteryzuje się nośnością około 6,5 razy większą niż kolumna żwirowa o tej samej średnicy. Co istotne, nośność pali PCP nie wykazuje istotnej zależności od wytrzymałości gruntu otaczającego, w przeciwieństwie do kolumn żwirowych.

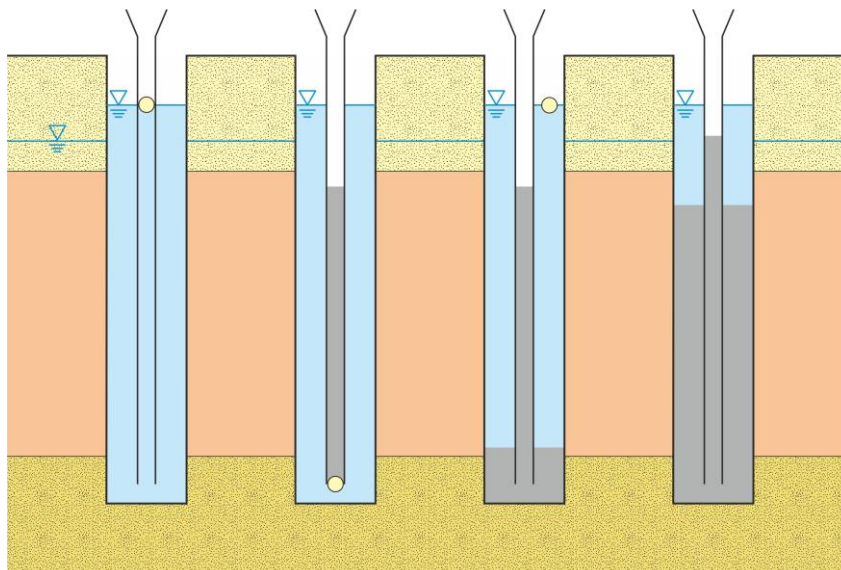
Symulacje numeryczne 3D, potwierdzone wynikami z poletka *in situ* [112], wykazały, że dla pali PCP współczynnik SCR osiąga wartość ponad 40 pod koniec etapu warstwowego nasypywania. Oznacza to koncentrację naprężeń na głowicy pala, co wskazuje, że większość obciążeń nasypu przenoszona jest przez pale. Jest to uzasadnione znacząco niższym modułem odkształcenia gruntu pylastego w porównaniu do sztywności pali. Dla kolumn żwirowych ten sam współczynnik wynosi około 5, co wynika z ich niższej sztywności względem pali PCP. Dodatkowo, analizy numeryczne dotyczące charakterystyki dynamicznej fundamentów posadowionych na palach z betonu porowatego, poddanych obciążeniom sejsmicznym, wykazały ich istotny wpływ tłumiący oraz zdolność do zapobiegania rezonansowi konstrukcji [108,109]. Pale przepuszczalne, dzięki szybkiej dyssypacji nadciśnienia porowego, skutecznie przeciwdziałają jego kumulacji podczas trzęsień ziemi, co przekłada się na zwiększenie nośności podłoża oraz ograniczenie ryzyka upłynięcia gruntu.

W ramach niniejszej pracy badawczej przeprowadzono również analizę dostępnej literatury oraz doświadczeń międzynarodowych dotyczących różnych metod instalacji betonu porowatego, ze szczególnym uwzględnieniem sposobów jego wbudowywania i zagęszczania. W typowych zastosowaniach, takich jak budowa nawierzchni drogowych i placów, najczęściej stosowaną metodą układania mieszanki jest ręczne rozprowadzanie [1]. Choć technika ta umożliwia precyzyjne formowanie warstwy betonu, jest jednocześnie czasochłonna i wymaga znacznego nakładu pracy fizycznej. Alternatywą są betoniarki samojezdne (ang. *volumetric mixers*), które umożliwiają ciągłe dozowanie i mieszanie składników bezpośrednio na placu budowy, co pozwala na lepszą kontrolę jakości mieszanki oraz skrócenie czasu od jej przygotowania do wbudowania. W praktyce inżynierskiej stosuje się również mechaniczne rozścielacze oraz przenośniki taśmowe, zapewniające wysoką wydajność i jednorodność układania. W wybranych przypadkach możliwe jest także wykorzystanie pomp do betonu, jednak wymaga to odpowiedniego dostosowania konsystencji mieszanki, aby uniknąć segregacji składników i zamknięcia porów. Ze względu na niski opad stożka oraz wysoką zawartość pustek, beton porowaty nie jest standardowo przystosowany do aplikacji metodą pompowania. Mieszanka ta wykazuje tendencję do rozsegregowania składników oraz zatykania elementów układu pompującego, co znacząco utrudnia jej transport i jednorodne ułożenie [139]. Zagęszczanie betonu porowatego ma znaczącą rolę w kształtowaniu jego właściwości użytkowych, takich jak trwałość, nośność oraz przepuszczalność hydrauliczna. W przeciwieństwie do betonów konwencjonalnych, w przypadku mieszanek porowatych nie stosuje się mechanicznych wibratorów, ponieważ mogą one prowadzić do segregacji składników i zamknięcia porów, co skutkuje utratą zdolności filtracyjnych. Najczęściej stosowaną metodą zagęszczania jest ręczne ubijanie powierzchni lub wykorzystanie lekkich walców stalowych, które umożliwiają równomierne zagęszczenie bez ryzyka nadmiernego zamknięcia porów. W szczególnych przypadkach dopuszcza się również powierzchniowe wibrowanie przy użyciu lekkich narzędzi, jednak wyłącznie w odniesieniu do specjalnie zaprojektowanych mieszanek o podwyższonej stabilności [1,2,139].

Ogólny przegląd doświadczeń i zaleceń dotyczących stosowania betonu porowatego w budowie nawierzchni wskazuje na szereg specyficznych warunków i ograniczeń związanych z jego

aplikacją i zagęszczaniem. W kontekście niniejszej pracy badawczej, której celem jest wykorzystanie betonu porowatego do formowania pali fundamentowych, przeanalizowano również dostępne doświadczenia w zakresie technologii wykonania tego typu konstrukcji.

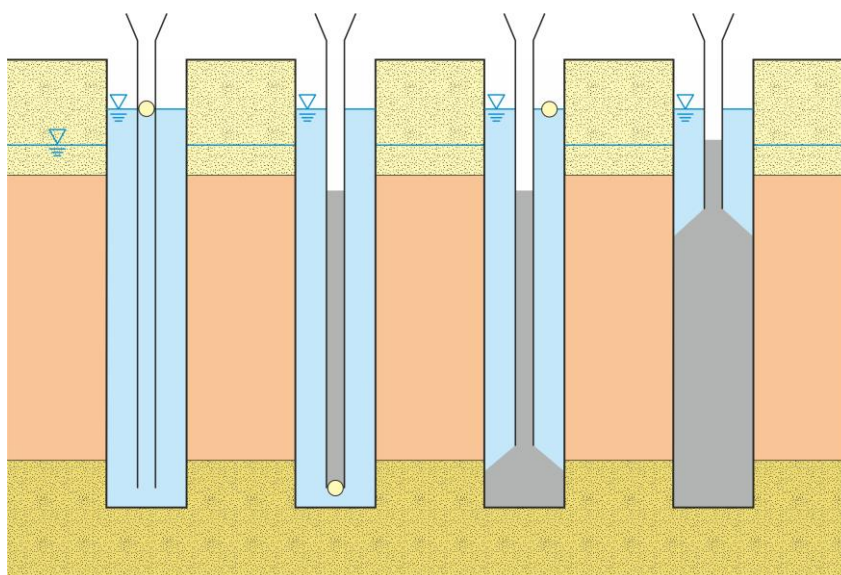
W ramach przeglądu metod wbudowywania mieszanki betonu porowatego w pal fundamentowy odnotowano próby zastosowania klasycznej metody kontraktorowej (ang. *tremie*). Jednakże sztywna konsystencja betonu porowatego prowadziła do zatykania się rury podającej, co uniemożliwiało skuteczne betonowanie. W tej metodzie beton wprowadzany jest od góry i wypływa od dołu, tworząc warstwę materiału bez kontaktu z wodą gruntową lub zawiesiną (Rys. 3). Rura o wewnętrznej średnicy co najmniej 150 mm jest stopniowo podnoszona w trakcie betonowania, przy czym jej wylot pozostaje cały czas zanurzony w świeżym betonzie. Taki grawitacyjny sposób aplikacji wymaga mieszanki o wysokiej urabialności, co w przypadku sztywnego betonu porowatego nie przynosi oczekiwanych rezultatów.



Rys. 3 – Schemat wbudowywania świeżego betonu typową metodą kontraktorową z elementem rozdzielczym.

Źródło: opracowanie własne.

Alternatywną techniką, przetestowaną w warunkach laboratoryjnych i modelowych, była tzw. „metoda stożka sypkiego”. W tej metodzie beton spływa po krótkim, stożkowym zboczku, podczas gdy rura zasypowa jest powoli i w sposób ciągły unoszona ponad powierzchnię świeżo ułożonej mieszanki (Rys. 4). W początkowej fazie betonowania zaleca się zastosowanie elementu rozdzielającego, który ogranicza mieszanie się betonu z wodą gruntową. Zastosowanie tej metody nie wykazało istotnej segregacji składników mieszanki ani wypłukiwania zaczynu cementowego poniżej poziomu wód gruntowych, co potwierdza możliwość jej wykorzystania w warunkach terenowych. Należy jednak zaznaczyć, że metoda ta cechuje się niską wydajnością, co ogranicza jej zastosowanie w skali przemysłowej.



Rys. 4 – Schemat wbudowywania świeżego betonu metodą stożka sypanego z elementem rozdzielczym.

Źródło: opracowanie własne.

W dostępnej literaturze brak jest udokumentowanych przypadków badań polowych, w których bezpośrednio zastosowano metodę pompowania betonu porowatego do formowania pali fundamentowych. Niemniej jednak, opisano dwa przypadki pełnoskalowych instalacji grup pali z betonu porowatego, zrealizowane w Chinach [110,140]. W obu projektach wykorzystano metodę wibracyjną VST (ang. *Vibrating – Sinking Tube*), polegającą na zagłębianiu stalowej rury w podłoże gruntowe przy jednoczesnym wibrowaniu. W ramach tych instalacji przeprowadzono porównanie zachowania się pali z betonu porowatego oraz kolumn żwirowych wykonanych tą samą metodą, w warunkach polowych na poletkach badawczych. Wyniki próbnych obciążeń wykazały, że pale z betonu porowatego osiągnęły niemal dwukrotnie wyższą nośność graniczną w porównaniu do kolumn żwirowych, przy jednocześnie mniejszych przemieszczeniach. Dodatkowo potwierdzono, że zastosowanie betonu porowatego w palach fundamentowych skutecznie ogranicza zjawisko upłynnienia gruntu poddanego obciążeniom dynamicznym, w tym sejsmicznym. Efekt ten wynika z połączenia wysokiej sztywności materiału oraz jego zdolności do szybkiej dyssypacji nadciśnienia porowego, co przeciwdziała odkształceniom objętościowym i poprawia stabilność podłoża w warunkach dynamicznych.

W pierwszym badaniu pełnoskalowym przeprowadzonym w delcie Rzeki Żółtej (chiń. *Huang – He*, ang. *Yellow River*), pod nasypem o wysokości 8 m wykonano po dziewięć pali z betonu porowatego oraz kolumn żwirowych, każda o średnicy 50 cm i długości 10 m [110]. Parametry materiałowe betonu porowatego, uzyskane z próbek rdzeniowych, mieściły się w zakresie: porowatość $n = 12,58\text{--}21,87\%$, współczynnik filtracji $k = 0,211\text{--}0,685$ cm/s, wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach $f_{c,28} = 14,2\text{--}23,4$ MPa. Wykazano, że fundament kompozytowy oparty na palach z betonu porowatego charakteryzuje się znacząco wyższą nośnością oraz mniejszymi o 39% długookresowym osiadaniem w porównaniu do fundamentu z kolumn żwirowych. W próbnych

obciążeniach uzyskano nośność pala na poziomie 400 kN przy przemieszczeniu 24 mm, podczas gdy kolumna żwirowa osiągnęła 200 kN przy deformacji 42 mm.

W drugim badaniu, przeprowadzonym pod nasypem drogowym o wysokości 6,7 m również w delcie Rzeki Żółtej, wykonano 20 pali z betonu porowatego o średnicy 60 cm i długości 10 m oraz poletko kontrolne z 12 kolumnami żwirowymi o średnicy 80 cm i tej samej długości [140]. Próby obciążeniowe wykazały, że nośność graniczna pala wyniosła 200 kN przy osiadaniu 16 mm, podczas gdy kolumna żwirowa osiągnęła nośność 120 kN przy osiadaniu 22 mm. Parametry materiałowe uzyskane z próbek rdzeniowych wynosiły: porowatość $n = 24\text{--}28\%$, współczynnik filtracji $k = 0,17\text{--}0,21$ cm/s, wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach $f_{c,28} = 18,2\text{--}19,0$ MPa, gęstość objętościowa $\rho = 1960\text{--}2020$ kg/m³. Podobnie jak w poprzednim przypadku, analiza przyspieszeń i nadciśnienia wody porowej wykazała, że w porównaniu z kolumnami żwirowymi, pale porowate redukują amplitudę drgań o około 57% oraz przyspieszają dyssypację nadciśnienia (poniżej 60 s), co skutecznie ogranicza możliwość upłynięcia gruntu. Uzupełniające analizy numeryczne [112] oraz pomiary terenowe prowadzone przez cztery lata po zakończeniu budowy potwierdziły, że zastosowanie pali z betonu porowatego znacząco ograniczyło zarówno osiadanie, jak i przemieszczenia boczne nasypu drogowego. W trakcie obciążania konstrukcji pale te skutecznie redukowały szczytowe wartości nadciśnienia porowego w gruncie słabonośnym, umożliwiając jego szybką dyssypację już na etapie realizacji inwestycji. W efekcie, w fazie eksploatacji, osiadanie było istotnie mniejsze niż w przypadku zastosowania pali z betonu konwencjonalnego (nieprzepuszczalnego). Jest to niewątpliwie istotna zaleta tej technologii, zwłaszcza w kontekście trwałości nawierzchni drogowych, gdzie powykonawcze osiadanie może prowadzić do uszkodzeń konstrukcji oraz ograniczenia jej funkcjonalności.

Wnioski z powyższych badań polowych są spójne i wzajemnie się uzupełniają. Wyniki badań laboratoryjnych materiałów pobranych *in situ* potwierdzają możliwość skutecznego zastosowania betonu porowatego w palach fundamentowych wykonywanych metodą wibrowania. Pomimo braku szeroko udokumentowanych osiągnięć aplikacyjnych w literaturze dotyczących wykorzystania betonu porowatego w geotechnice, uzyskane rezultaty skłaniają do kontynuowania poszukiwań i badań, stanowiąc jednocześnie główną motywację dla podjęcia niniejszej rozprawy.

Pomimo dotychczasowych badań eksperymentalnych, modelowych i obliczeniowych prowadzonych przez autorów [79,107–110,112,130–132,134,140–143], technologia wykorzystania pali z betonu porowatego wciąż wymaga dalszych prac badawczo-rozwojowych. Odnotowane wyniki wskazują, że beton porowaty to materiał o dużym potencjale inżynierskim, który może być z powodzeniem stosowany w geotechnice do wzmacniania i drenażu gruntów słabonośnych. Jego zdolność do jednoczesnego przenoszenia obciążeń i odprowadzania wody czyni go atrakcyjną alternatywą dla tradycyjnych metod wzmacniania podłoża. Ważne znaczenie ma jednak odpowiedni dobór składu mieszanki oraz technologii wbudowania, aby zapewnić wymagane właściwości mechaniczne i hydrauliczne gotowego elementu w podłożu.

ROZDZIAŁ 3 – BADANIA LABORATORYJNE I TERENOWE NAD ZASTOSOWANIEM BETONU POROWATEGO W FUNDAMENTOWANIU

W rozdziale 2 omówiono zastosowanie betonu porowatego oraz zestawiono jego właściwości fizyczne i mechaniczne na podstawie danych literaturowych (Tabela 1). W kontekście fundamentowania materiał o strukturze otwartych porów wymaga modyfikacji w celu uzyskania odpowiedniej sztywności i wytrzymałości przy zachowaniu przepuszczalności porównywalnej z kolumnami żwirowymi. Celem pracy jest opracowanie technologii betonu porowatego z kruszywem z recyklingu do wykonywania pali fundamentowych. Zakłada się uzyskanie mieszanki o współczynniku filtracji $\geq 0,10 \text{ cm/s}$ oraz wytrzymałości na ściskanie $\geq 20 \text{ MPa}$. Technologia ma umożliwiać efektywne wzmacnianie gruntów słabonośnych przy ograniczeniu wpływu budownictwa na środowisko.

W celu oceny właściwości betonu porowatego z dodatkami pochodzącymi z recyklingu opracowano **pierwszą serię badań laboratoryjnych**, obejmującą szeroki zakres testowanych składników. W mieszankach zastosowano: niekorodujące zbrojenie rozproszone w postaci włókien polimerowych, kruszywo z recyklingu gruzu betonowego oraz rozdrobnioną gumę z recyklingu opon samochodowych jako alternatywę dla kruszywa naturalnego. Wszystkie mieszanki przygotowano na bazie cementu CEM I 42,5R, bez różnicowania jego rodzaju. Próbkę formowano w standardowych formach, zagęszczając mieszankę za pomocą 20 uderzeń ręcznym ubijakiem, bez użycia wibracji. Łącznie wykonano osiem wariantów mieszanki, przygotowując 152 próbki do badań. Ocenie poddano ich porowatość, przepuszczalność oraz wytrzymałość na ściskanie, rozciąganie oraz zginanie. Z uwagi na kluczowe znaczenie wodoprzepuszczalności w betonie porowatym, zaprojektowano i wykonano autorskie stanowisko badawcze do pomiaru współczynnika filtracji metodą zmiennego spadku hydraulicznego (ang. *falling – head method*), zgodnie z zaleceniami raportu ACI [1].

Po zarekomendowaniu do dalszych badań mieszanek, opracowano **pierwszy program badań terenowych** w skali naturalnej, mający na celu weryfikację możliwości aplikacji betonu porowatego w pale fundamentowe metodą pompowania. Mieszanki te, opracowane w warunkach laboratoryjnych, charakteryzowały się wysoką urabialnością i spełniały wymagania w zakresie konsystencji, co pozwalało na ich teoretyczne zastosowanie w warunkach budowy. Pomimo pozytywnych wyników uzyskanych w laboratorium, testy *in situ* ujawniły istotne trudności technologiczne, które uniemożliwiły wykonanie pali. Na podstawie analizy przebiegu prób terenowych zidentyfikowano przyczyny niepowodzenia, wskazując na konieczność dalszej optymalizacji zarówno składu mieszanki, jak i parametrów procesu aplikacji. W wyniku niepowodzenia testów pompowania podjęto decyzję o zmianie technologii aplikacji na metodę wibrowymiany.

Druga seria badań laboratoryjnych była bezpośrednim następstwem nieudanych prób wdrożeniowych w skali technicznej, związanych z aplikacją betonu porowatego metodą pompowania oraz koniecznością zastosowania alternatywnej technologii – wibrowymiany. W ramach tego etapu zawężono zakres analiz, koncentrując się na mieszankach z kruszywem pochodzącym z recyklingu gruzu betonowego. Mając na uwadze proekologiczny charakter pracy badawczej, dokonano również porównania efektywności zastosowania różnych rodzajów cementów o obniżonym śladzie węglowym. Próbkę poddano zagęszczeniu za pomocą wibracji o czasie trwania 10 s, 20 s, 30 s oraz 60 s. Łącznie wykonano cztery warianty mieszanki, przygotowując 76 próbek do badań. Ocenie poddano ich porowatość, filtrację oraz wytrzymałość na ściskanie. Analiza wyników pozwoliła na określenie wpływu czasu wibracji na właściwości mechaniczne i filtracyjne mieszanek, a do dalszych testów terenowych zarekomendowano dwa warianty.

Drugi program badań terenowych obejmował zastosowanie metody wibrowymiany „na sucho” jako alternatywy dla technologii pompowania. Do testów wybrano najlepiej rokującą mieszankę, opartą na cemencie CEM II oraz kruszywie w 50% pochodzącym z recyklingu gruzu betonowego. Opracowano plan technologiczny poletka badawczego oraz przeprowadzono kalibrację sprzętu w warunkach laboratoryjnych i terenowych. Proces formowania pali przebiegł zgodnie z założeniami technologicznymi. Doświadczenia wdrożeniowe w skali naturalnej potwierdziły techniczną wykonalność formowania pali z betonu porowatego przy zachowaniu kontrolowanych parametrów wibracji. Zidentyfikowano przy tym szereg praktycznych problemów technologicznych, dotyczących m.in. osprzętu palownicy oraz organizacji pracy na budowie. W odpowiedzi zaproponowano modyfikacje sprzętowe oraz usprawnienia logistyczne. Wskazano również kierunki dalszego rozwoju i optymalizacji procesu aplikacji.

3.1. Badania laboratoryjne – Seria nr 1

Celem niniejszego badania było sprawdzenie możliwości wykorzystania kruszywa pochodzącego z recyklingu odpadów betonowych (tzw. gruzu) oraz granulatu gumowego ze zużytych opon. Dodatkowo, w celu wzmocnienia struktury betonu zastosowano włókna polimerowe. Głównym zadaniem było opracowanie i potwierdzenie w badaniach laboratoryjnych receptury betonu porowatego, która pozwoli na racjonalne gospodarowanie zasobami naturalnymi, a zarazem spełni określone w pracy badawczej cele wytrzymałościowe i filtracyjne materiału porowatego.

Przed rozpoczęciem właściwego programu badawczego przeanalizowano zalecenia dotyczące projektowania mieszanki betonu porowatego, w tym dozowanie składników, wskazane w raporcie ACI [1], oraz wykonano mieszanki robocze w celu ustalenia optymalnych proporcji. Dla betonów porowatych zaleca się projektować wskaźnik w/c w zakresie 0,27–0,34 [1,6]. Wskaźnik poniżej 0,27 może skutkować bardzo niską urabialnością, natomiast wyższy niż optymalny może powodować wyciekanie zaczynu cementowego, wpływając na właściwości mechaniczne i przepuszczalność betonu. Aby uzyskać wysoką urabialność, do badań przyjęto wskaźnik w/c na poziomie 0,34. Stosując wartość z górnej granicy rekomendacji [1,6] należało się spodziewać znaczącej redukcji wytrzymałości. Dlatego, aby temu przeciwdziałać dodano do mieszanek niewielką ilość piasku drobnego (ok. 5-6% masy kruszywa) zgodnie z zaleceniami [47,49]. Mieszanki betonowe zostały opracowane z zastosowaniem domieszki silnie redukującej ilość wody zarobowej (superplastyfikatora) w celu uzyskania wysokiej płynności, przy jednoczesnym zachowaniu układu połączonych kanałów porowych odpowiedzialnych za przepuszczalność materiału. Takie podejście jest zgodne z zaleceniami literatury przedmiotu [45,144–148].

3.1.1. Materiały

Do wykonania mieszanek betonu porowatego wykorzystano cement portlandzki CEM I 42,5R (producent Górażdże Cement S.A.), zgodny z normą PN-EN 197-1 [149]. Skład chemiczny oraz właściwości fizyczne cementu przedstawiono w tabeli (Tabela 3).

Tabela 3 – Właściwości fizykochemiczne i skład cementu CEM I 42,5R.

początek wiązania	koniec wiązania	wytrzymałość na ściskanie		powierzchnia właściwa Blaine'a	straty prażenia	wodożądność			
		2 d	28 d						
[min]	[min]	[MPa]	[MPa]	[cm²/g]	[%]	[%]			
155	195	30,2	57,3	3504	3,4	27,5			
Analiza chemiczna [%]									
SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Na ₂ O	K ₂ O	TiO ₂	Cl
21,7	6,2	3,1	63,4	1,0	3,9	0,16	0,64	0,25	0,06
Skład mineralny [%]									
N ₂ Oeq		C ₃ S		C ₂ S		C ₃ A		C ₄ AF	
0,7		63,1		7,6		6,1		8,9	

Źródło: opracowanie własne na podstawie dokumentów jakościowych Górażdże Cement S.A.



Rys. 5 – Składniki betonu (od lewej): piasek drobny (0/2 mm), naturalny żwir (8/16 mm), kruszywo z recyklingu gruzu betonowego (2/31,5 mm), granulat gumy z recyklingu opon samochodowych (2/5 mm), włókna polimerowe (długość 54 mm).

Źródło: opracowanie własne.

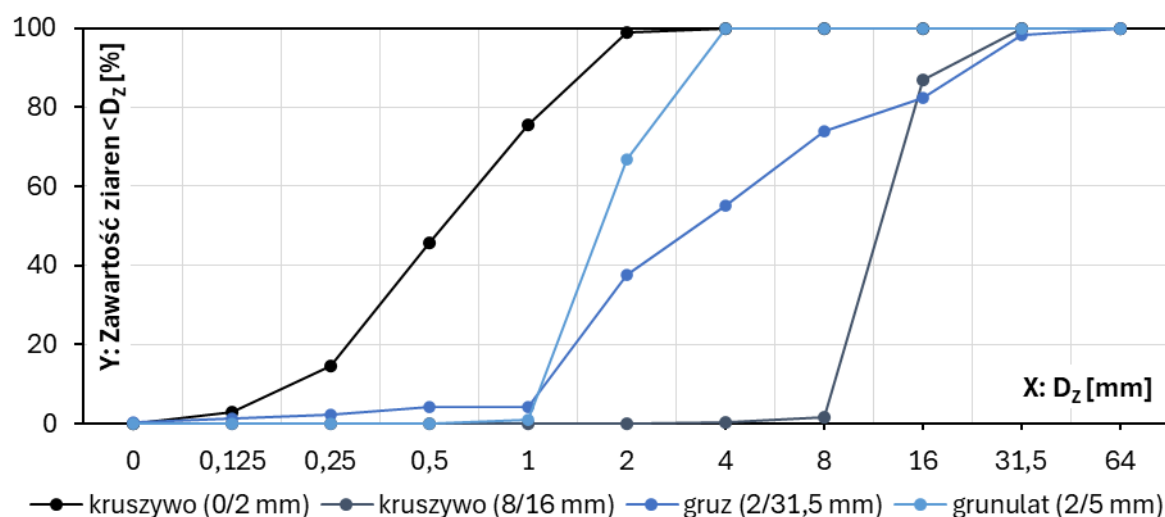
Do zarobów próbnych zastosowano: kruszywo grube naturalne z kopalni Borowiec (8/16 mm), kruszywo z recyklingu gruzu betonowego (2/31,5 mm) i kruszywo drobne z kopalni Borowiec (0/2 mm) – Rys. 5. W tabeli (Tabela 4) i na rysunku (Rys. 6) przedstawiono przesiew zastosowanych kruszyw. Jako zamiennik kruszywa grubego zastosowano granulat gumy pochodzącej z recyklingu opon samochodowych frakcji 2/5 mm.

Tabela 4 – Przesiew kruszyw.

rodzaj kruszywa	zawartość ziaren o średnicy < D_z [%]										
	0	0,125	0,25	0,5	1	2	4	8	16	32	64
kruszywo – 0/2 mm [%]	0,0	2,9	14,6	45,8	75,5	99,0	99,8	100	100	100	100
kruszywo – 8/16 mm [%]	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2	1,6	86,8	100	100
gruz – 2/31,5 mm [%]	0,3	1,1	2,3	4,1	5,2	37,5	55,2	73,8	82,3	98,3	100
granulat – 2/5 mm [%]	0,0	0,1	0,1	0,1	0,9	66,9	100	100	100	100	100

Objaśnienia: D_z – średnica ziaren kruszywa w analizie sitowej [mm].

Źródło: opracowanie własne.



Rys. 6 – Krzywe przesiewu kruszyw.

Źródło: opracowanie własne.

Jako nietypowe rozwiązanie zapewniające wysoką odporność na korozję, do projektowanych mieszanek porowatych wprowadzono polimerowe włókna Polyex Mesh 2000 o długości 54 mm (Rys. 5), poszukując alternatywy dla zbrojenia stalowego. Włókna te charakteryzowały się strukturą

multifilamentową, co oznacza, że pojedynczy element zbrojący składał się z wiązki mikrowłókien zbudowanych z wielu cienkich filamentów. Taka budowa znacząco zwiększa powierzchnię kontaktu z zaczynem cementowym, co sprzyja efektywnemu przenoszeniu naprężeń w matrycy betonowej, ogranicza rozwój mikropęknięć oraz przyczynia się do wzrostu wytrzymałości betonu. Polimery, które stosuje się do produkcji włókien, to: polietylen, polipropylen, poliester, poliakryl, nylon jak również aramid. Główną cechą włókien polimerowych jest ich wysoka odporność na utlenianie i korozję, co pozwala poprawić nośność i trwałość betonu. Włókna te charakteryzują się następującymi parametrami: wytrzymałość na rozciąganie 650–750 MPa oraz moduł Younga 5,90 GPa. Celowo wybrano włókna o długości 54 mm, aby mogły one łączyć co najmniej dwa ziarna kruszywa (o maksymalnym wymiarze 31,5 mm). Założono, że takie rozwiązanie pozwoli zmodyfikować i usztywnić strukturę materiału bez ograniczania jego przepuszczalności. Przyjęto do zarobów dozowanie włókien na poziomie 2 kg/m³.

W celu zmniejszenia ilości wody zarobowej i obniżenia wskaźnika w/c zastosowano superplastyfikator MC Bauchemie PowerFlow 2650. Jest to domieszka silnie upłynniająca, przeznaczona do produkcji betonu w różnych klasach konsystencji o wydłużonym czasie urabialności jednocześnie możliwe jest uzyskanie wysokich wytrzymałości wczesnych oraz końcowych. Domieszka PowerFlow 2650 powoduje, dzięki działaniu sferycznych sił odpychających, że następuje silne dyspergowanie ziaren cementu, dzięki czemu powstaje jednorodna i płynna dyspersja cementowa, która umożliwia znaczne polepszenie urabialności mieszanki. Działanie domieszki pozwala na produkcję, transport, ułożenie mieszanki betonowej w formie oraz wykończenie powierzchni elementu w czasie około 1,5 godziny. Zalecany zakres dozowania domieszki przez producenta wynosi od 0,2% do 3% w stosunku do masy cementu. W celu uzyskania odpowiedniej urabialności mieszanki betonowej, przyjęto do zarobów metodą prób superplastyfikator w ilości 0,4% masy cementu.

3.1.2. Receptury mieszanek J1-J8

Celem niniejszego badania było określenie wpływu wybranych dodatków na właściwości mechaniczne betonu porowatego. W mieszankach oznaczonych jako J3–J4 oraz J7–J8 zastosowano kruszywo z recyklingu betonu (gruz betonowy) w ilości odpowiadającej 50% masy całkowitej kruszywa grubego. W recepturach J5–J8 wprowadzono granulát gumowy w ilości stanowiącej 10% objętości całkowitej kruszywa grubego, natomiast włókna polimerowe dozowano w stałej ilości 2 kg/m³. Piasek drobny (frakcja 0/2 mm) dozowano w stałej ilości 90 kg/m³, odpowiadającej około ~5,6% masy całkowitej kruszywa. Należy zaznaczyć, że nasiąkliwość wody przez grube kruszywo z recyklingu (gruz) nie została oceniona w ramach niniejszego badania. Składy projektowanych mieszanek betonu porowatego przedstawiono w tabeli (Tabela 5).

Tabela 5 – Receptury mieszanek betonu porowatego J1–J8 [kg/m³].

oznaczenie serii	J1	J2	J3	J4	J5	J6	J7	J8
cement CEM I 42,5R	350	350	350	350	350	350	350	350
woda	120	120	120	120	120	120	120	120
w/c	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34
k/c	4,6	4,6	4,6	4,6	4,3	4,3	4,3	4,3
piasek [0/2 mm]	90	90	90	90	90	90	90	90
żwir [8/16 mm]	1520	1520	760	760	1370	1370	610	610
gruz [2/31,5 mm]	-	-	760	760	-	-	760	760
granulat [2/5 mm]	-	-	-	-	50	50	50	50
włókna [54 mm]	-	2	-	2	-	2	-	2
superplastifikator	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4

Objaśnienia: w/c = woda/cement [-], k/c = kruszywo/cement [-].

Źródło: opracowanie własne.

W celach dokumentacyjnych podano gęstości właściwe materiałów: kruszywa drobnego (piasek) $\rho_{FA} = 2,65 \text{ g/cm}^3$, kruszywa naturalnego (żwir) $\rho_{NA} = 2,69 \text{ g/cm}^3$, gruzu $\rho_{RCA} = 2,34 \text{ g/cm}^3$ oraz granulatu gumowego $\rho_G = 0,85 \text{ g/cm}^3$. Gęstość właściwa zastosowanego spoiwa wynosiła $3,12 \text{ g/cm}^3$ dla cementu CEM I.

Receptury mieszanek betonowych opracowano na podstawie obliczeń teoretycznych z zastosowaniem metody podwójnego otulenia, wyników badań eksperymentalnych oraz zaleceń praktycznych zawartych w wytycznych FHWA [139]. W celu uwzględnienia chłonności wody przez kruszywo, ze szczególnym uwzględnieniem kruszywa z recyklingu betonu (RCA), zastosowano dedykowaną dwufazową procedurę mieszania. Metoda ta znajduje szczególne zastosowanie w projektowaniu mieszanek betonu porowatego, gdzie kontrola wilgotności kruszywa oraz równomierne otulenie ziaren zaczynem cementowym mają istotne znaczenie dla uzyskania jednorodnej struktury i pożądanych właściwości użytkowych betonu. W pierwszym etapie do betoniarki dodano grube kruszywo (naturalne lub z recyklingu, bez wstępnego nawilżania) o frakcji powyżej 2 mm, wraz z wstępną porcją zaprawy, obejmującą około 50% całkowitej ilości cementu i wody, 30% piasku drobnego oraz domieszkę uplastyczniającą. W przypadku mieszanek z udziałem granulatu z gumy i włókien polimerowych, dozowanie tych składników wykonano w pierwszym etapie mieszania. Mieszanie prowadzono przez około 2 minuty, do momentu uzyskania jednolitego pokrycia ziaren kruszywa cienką warstwą zaczynu, potwierdzonego wizualnie. W drugim etapie dodawano pozostałą część piasku drobnego (~70%) oraz resztę zaczynu cementowego (pozostałe 50% cementu i wody). Całość mieszanki była następnie mieszana przez dodatkowe 2–3 minuty w celu zapewnienia jednorodności.



Rys. 7 – Mieszanka w trakcie procesu mieszania i po całkowitym wymieszaniu.

Źródło: zdjęcie wykonane w Laboratorium Politechniki Gdańskiej (PG), opracowanie własne.

Po dokładnym wymieszaniu, mieszanki odlewano do form z zagęszczeniem poprzez 20 uderzeń ubijakiem, bez użycia wibracji. Dla każdej mieszanki (J1–J8) wykonano odpowiednią liczbę próbek przeznaczonych do oznaczenia filtracji, wytrzymałości na ściskanie, rozciąganie przy rozłupywaniu, zginanie oraz modułu sprężystości betonu (Tabela 6 i Rys. 8). Próbkę betonu ułożone w normowych formach zabezpieczono przed wysychaniem przez przykrycie folią budowlaną. Próbkę były przechowywane w formach przez 24 godziny w temperaturze 20 ± 2 °C, a następnie były rozformowane i umieszczone w komorze pielęgnacyjnej o wilgotności względnej $\geq 95\%$ i temperaturze 20 ± 2 °C.

Tabela 6 – Rodzaj próbki, liczba próbek i projektowane badania dla mieszanek J1–J8.

rodzaj próbki [wymiar próbki]	ilość	badanie
sześcienne kostka [150×150×150 mm]	9	wytrzymałość na ściskanie, wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu
walec [ø150×300 mm]	6	wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu, moduł sprężystości
belka [700×150×150 mm]	3	wytrzymałości na zginanie
walec w rurze akrylowej [ø144×300 mm]	1	wodoprzepuszczalność

Źródło: opracowanie własne.

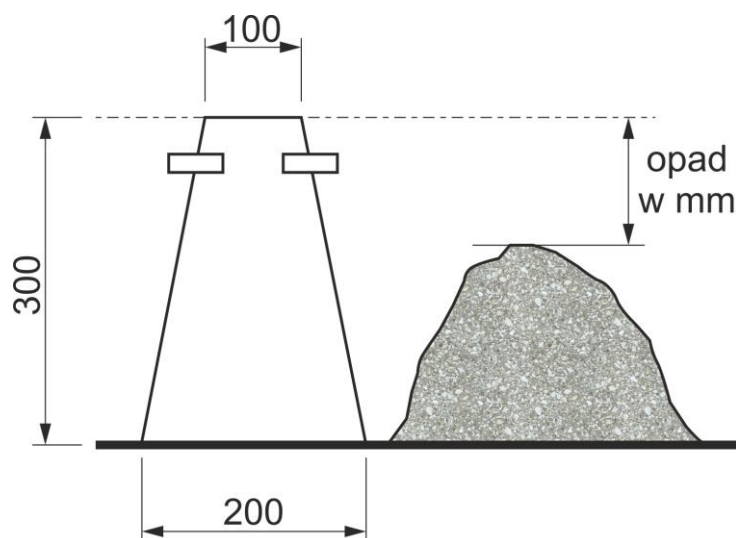


Rys. 8 – Próbkę sześciennie dla mieszanek J1-J8.

Źródło: zdjęcia wykonane w Laboratorium PG, opracowanie własne.

3.1.3. Metody badań

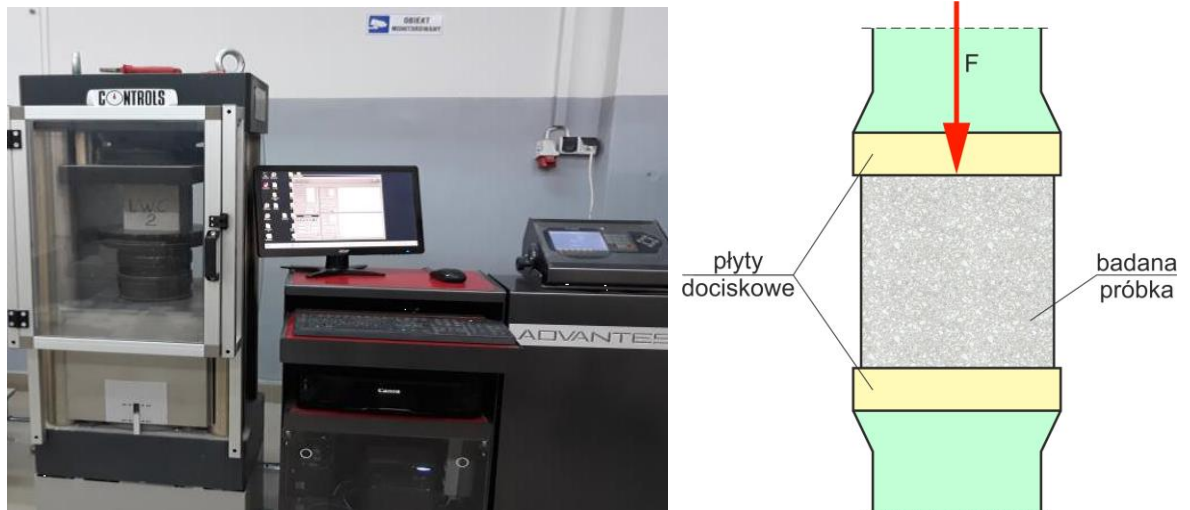
Dla betonu porowatego, badanie konsystencji metodą stożka opadowego (OS, ang. *slump test*) nie jest miarodajne, ponieważ mieszanka co do zasady jest zbyt sucha i sztywna, aby uzyskać mierzalny opad stożka [1]. Natomiast dzięki zastosowaniu domieszki wysokowydajnego superplastyfikatora nowej generacji, który silnie upłynniał mieszanki betonowe, zdecydowano się sprawdzić konsystencję mieszanek J1-J8 zgodnie z normą PN-EN 12350-2 [150] – Rys. 9. Badanie metodą opadu stożka (tzw. stożek Abramsa) nie mierzy wprost urabialności betonu jednak opisuje miarę konsystencji i można zaobserwować zachowanie (zmiany reologiczne) mieszanki w czasie. Forma zastosowanego badania jest ściętym stożkiem o wysokości 300 mm. Ustawiono zwilżony normowy stożek na gładkiej powierzchni mniejszą średnicą ku górze i wypełniono masą betonową w trzech warstwach, zagęszczając każdą warstwę 25 uderzeniami ubijaka drewnianego o przekroju 3×3 cm. Po wypełnieniu formy uniesiono formę pionowo w górę. Mieszanka betonu porowatego była spójna i w zależności od składu opadała w mniejszym lub większym stopniu. Zmierzono z dokładnością do 10 mm opad mieszanki.



Rys. 9 – Schemat badania za pomocą stożka opadowego.

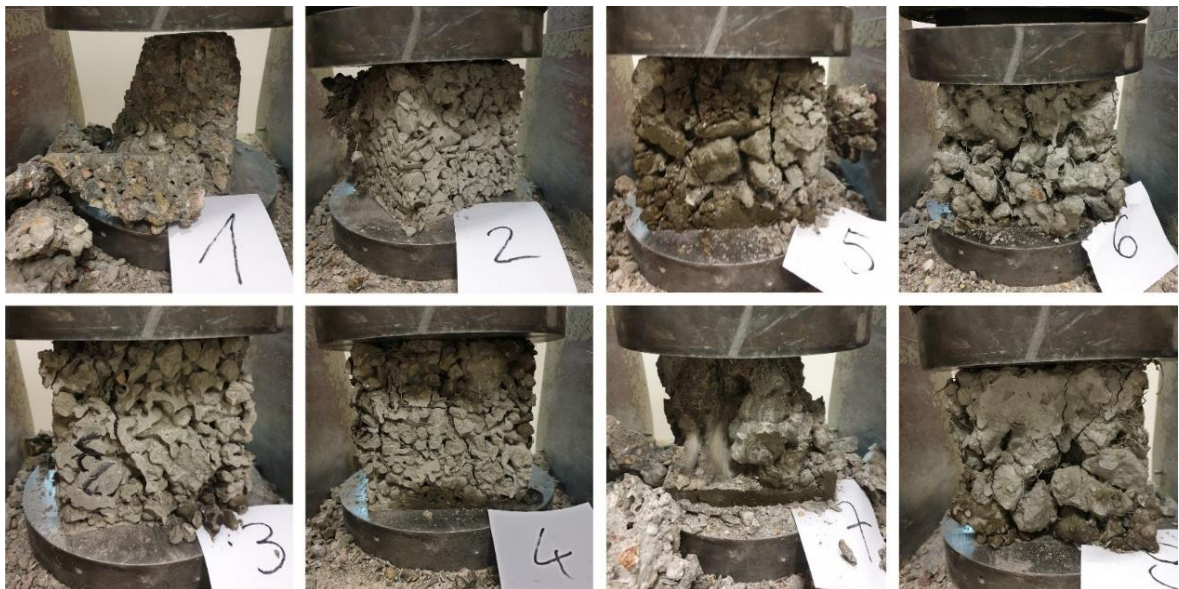
Źródło: opracowanie własne.

Badanie wytrzymałości betonu porowatego na ściskanie (ang. *compressive strength*) przeprowadzono, zgodnie z normą PN-EN 12390-3 [151] w prasie wytrzymałościowej (Rys. 10 i Rys. 11), na próbkach sześciennych 15×15×15cm po 7, 28 i 56 dniach od ich wykonania. Na podstawie przeprowadzonych badań określono wytrzymałość średnią na ściskanie (f_{cm}).



Rys. 10 – Stanowisko do badań i schemat badania wytrzymałości na ściskanie betonu.

Źródło: zdjęcie wykonane w Laboratorium PG, opracowanie własne.



Rys. 11 – Próbkę sześcienną poddane badaniu wytrzymałości na ściskanie.

Źródło: zdjęcia wykonane w Laboratorium PG, opracowanie własne.

Badanie wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu (ang. *tensile splitting strength*) wykonano wg PN-EN 12390-6 próbą „brazylijską” (ang. *Brazilian test*) [152]. Badanie to jest pośrednią metodą wyznaczania wytrzymałości na rozciąganie materiałów kruchych (beton, skały, ceramika). Zamiast rozciągać próbkę bezpośrednio, ściska się próbkę względem jej bocznej powierzchni dwoma równoważnymi siłami (Rys. 12).



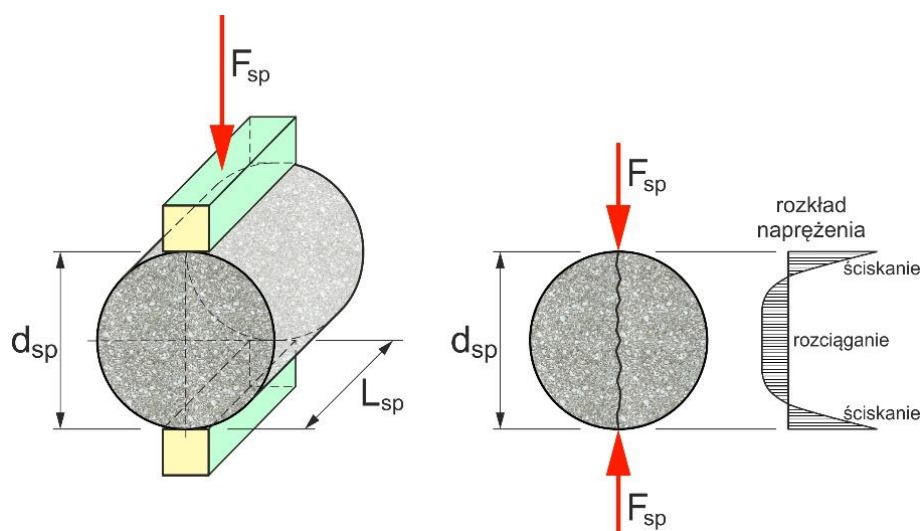
Rys. 12 – Próbkę cylindryczne poddane badaniu wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu.

Źródło: zdjęcia wykonane w Laboratorium PG, opracowanie własne.

Walcową próbkę układa się poziomo między dwiema wąskimi nakładkami i obciąża pionowo, co wytwarza w jej środku maksymalne naprężenia rozciągające, mimo że z zewnątrz działają siły ściskające. Pęknięcie inicjuje się w centrum i rozchodzi wzdłuż średnicy, dzieląc próbkę na dwie połówki (Rys. 13). Wytrzymałość oznaczono za pomocą wzoru:

$$f_{ct,sp} = \frac{2 \cdot F_{sp}}{\pi \cdot L_{sp} \cdot d_{sp}} \quad (1)$$

gdzie: $f_{ct,sp}$ – wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu [MPa], F_{sp} – maksymalna (niszcząca) zarejestrowana siła [N], L_{sp} – długość styku (dla walca równoważna długości próbki, 300 mm) [mm], d_{sp} – średnica (dla walca 150 mm) [mm].



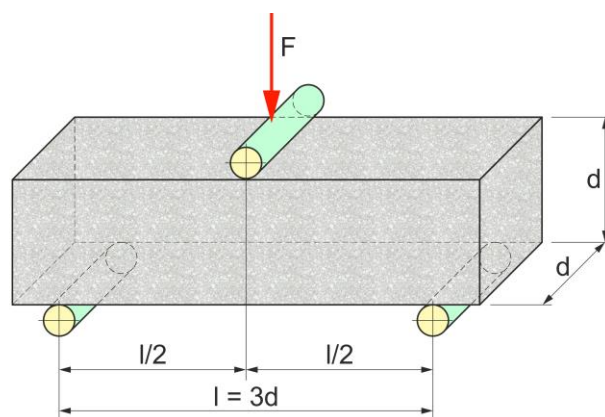
Rys. 13 – Schemat badania wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu.

Źródło: opracowanie własne.

Badanie wytrzymałości betonu porowatego na zginanie (ang. *flexural tensile strength*) w układzie obciążenia jedną siłą (zginanie 3-punktowe) przeprowadzono, zgodnie z normą PN-EN 12390-5 [153], na prostopadłościennych belkach o wymiarach 150×150×700 mm z naciętą szczeliną o wysokości $1/10 \cdot d = 1,5$ cm i szerokości 3 mm, po 28 dniach od ich wykonania. Umieszczono próbkę w maszynie centralnie w taki sposób, aby oś podłużna próbki znajdowała się pod kątem prostym do osi podłużnej górnych i dolnych wałków (Rys. 14). Podczas badania wywierano za pomocą prasy wytrzymałościowej w danym układzie stałe prostopadłe obciążenie na próbki do momentu rozwarcia rysy 0,5 mm. Otrzymane wartości sił odczytano, a następnie wykorzystano do obliczenia wytrzymałości na zginanie według wzoru:

$$f_{ct,fl} = \frac{3 \cdot F \cdot l}{2 \cdot d^3} \quad (2)$$

gdzie: $f_{ct,fl}$ – wytrzymałość na zginanie [MPa], F – maksymalna zarejestrowana siła (niszcząca próbkę) [N], d – szerokość, wysokość próbki (dla belki, 150 mm) [mm], l – rozpiętość między podporami ($l = 3 \cdot d = 450$ mm) [mm].



Rys. 14 – Badanie wytrzymałości na zginanie w urządzeniu INSTRON i schemat badania.

Źródło: zdjęcie wykonane w Laboratorium PG, opracowanie własne.

Gęstość objętościową (ang. *bulk density*) oraz zawartość pustek (ang. *void content*) w utwardzonym betonie porowatym oznaczono metodą B, rekomendowaną w raporcie ACI [1] wg ASTM C1754. Procedura badawcza obejmowała suszenie próbek w piecu laboratoryjnym w temperaturze $110 \pm 5^\circ\text{C}$ przez 24 godziny. Po zakończeniu suszenia próbki pozostawiano do ostygnięcia w warunkach pokojowych przez 1–3 godziny, a następnie określano ich masę suchą. W kolejnym etapie próbki całkowicie zanurzano w kąpeli wodnej na minimum 30 minut, wykonując kilkukrotne obracanie pod wodą w celu usunięcia powietrza uwięzionego w porach. Proces ten kontynuowano do momentu ustania emisji pęcherzyków powietrza (Rys. 15). Po pełnym nasyceniu wodą próbki ważono w stanie zanurzonym, wykorzystując wagę hydrostatyczną. Efektywną porowatość obliczano na podstawie zależności:

$$n_e = \left(1 - \frac{m_2 - m_1}{V \cdot \rho_w}\right) \cdot 100\% \quad (3)$$

gdzie: n_e – efektywna porowatość [%], m_1 – masa próbki po nasyceniu wodą [g], m_2 – masa próbki po suszeniu [g], V – objętość próbki [cm^3], ρ_w – gęstość wody [g/cm^3].

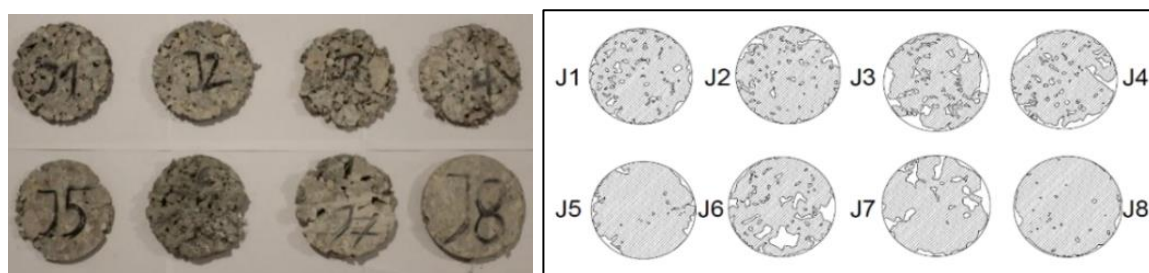


Rys. 15 – Stanowisko do ważenia za pomocą wagi hydrostatycznej.

Źródło: zdjęcie wykonane w Laboratorium PG, opracowanie własne.

W celu weryfikacji powyższej metody określenia porowatości materiału wykorzystano metodę geometryczną, obrazową (ang. *image analysis*) rekomendowaną w literaturze [154,155]. Ze środka

próbek walcowych wycięto plastry grubości 2 cm w celu oszacowania procentowej zawartości wolnych przestrzeni (porowatości). Powierzchnie każdego plastra zostały sfotografowane w wysokiej rozdzielczości i zaimportowane do oprogramowania AutoCAD (Autodesk, wersja 2020) – Rys. 16. Następnie, za pomocą analizy obrazu, oznaczono manualnie i obliczono powierzchnię pustek, aby określić całkowitą porowatość każdej próbki, tj. stosunek powierzchni pustek do całkowitej powierzchni przekroju. Metoda analizy obrazu na dwuwymiarowych przekrojach betonu porowatego umożliwia szczegółową charakterystykę struktury porów.



Rys. 16 – Analiza obrazu zawartości pustek (porowatości) na przekrojach z próbek walcowych.

Źródło: zdjęcia wykonane w Laboratorium PG, opracowanie własne.



Rys. 17 – Przygotowanie próbek do badania wodoprzepuszczalności (od lewej): rura akrylowa (odcinek 1 m), uszczelnienie dna rury zapobiegające wyciekaniu betonu, mieszanka betonowa odlana do formy akrylowej.

Źródło: zdjęcia wykonane w Laboratorium PG, opracowanie własne.

Badaniom filtracji poddano próbki odlane w rurach akrylowych o średnicy wewnętrznej 144 mm, które docelowo służyły za cylindry pomiarowe (Rys. 17). W świetle norm polskich, badania przepuszczalności betonów porowatych nie zostały dotychczas uregulowane. Do wykonania tego badania zaprojektowano i skonstruowano autorskie stanowisko badawcze według zaleceń raportu ACI [1] do badania przepuszczalności metodą zmiennego spadku hydraulicznego (ang. *falling – head method*) – Rys. 18. Badanie metodą zmiennego spadku hydraulicznego przebiega w następujący sposób. Do cylindra pomiarowego dolewa się wodę tak, aby wypełniła zarówno komorę próbki, jak i rurę przelewową. Wstępne przygotowanie stanowiska polega na spuszczeniu wody przez rurę przelewową do momentu, aż jej zwierciadło w cylindrze pomiarowym zrówna się z górnym wylotem rury. Działanie to minimalizuje obecność tzw. „kieszeni” powietrznych i zapewnia

pełne nasycenie próbki. Wtedy, przy zamkniętym zaworze cylinder pomiarowy uzupełnia się wodą do żądanej wysokości. Następnie otwiera się zawór i mierzy czas (w sekundach), w którym słup wody obniża się z początkowej wysokości do wysokości końcowej. Badanie przeprowadzono co najmniej trzykrotnie dla każdej próbki w celu uzyskania średniej wartości współczynnika filtracji, który wyznaczono przy użyciu prawa Darcy'ego dla przepływu jednowymiarowego, laminarnego przez ośrodek porowaty zgodnie z poniższym:

$$Q(t) = k \cdot A \cdot i \rightarrow Q(t) = k \cdot A \cdot \frac{h(t)}{L} \quad (4)$$

gdzie: $Q(t)$ – objętość przepływającej cieczy na jednostkę czasu, natężenie przepływu objętościowego [cm^3/s], k – współczynnik filtracji [cm/s], A – pole przekroju poprzecznego próbki [cm^2], i – gradient hydrauliczny ($i = h(t)/L$, dla h oznaczającego wysokość słupa wody w cylindrze pomiarowym w czasie t [cm] oraz L oznaczającej długość drogi przepływu przez próbkę [cm]).

Przy założeniu, że spadek zwierciadła w cylindrze pomiarowym powoduje ubytek objętości:

$$dV = -a \cdot dh \quad (5)$$

gdzie: znak „-” związany jest ze spadkiem poziomu wody i odzwierciedla kierunek malejącego h , a – pole przekroju poprzecznego cylindra pomiarowego [cm^2].

W każdej chwili (t) przepływ objętościowy przez ośrodek musi równać się zmianie objętości w cylindrze pomiarowym:

$$Q(t)dt = -a \cdot dh \quad (6)$$

A zatem po przekształceniu prawa Darcy'ego (4) otrzymano:

$$k \cdot A \cdot \frac{h(t)}{L} dt = -a \cdot dh \rightarrow \frac{dh}{h(t)} = -\frac{k \cdot A}{a \cdot L} \cdot dt \quad (7)$$

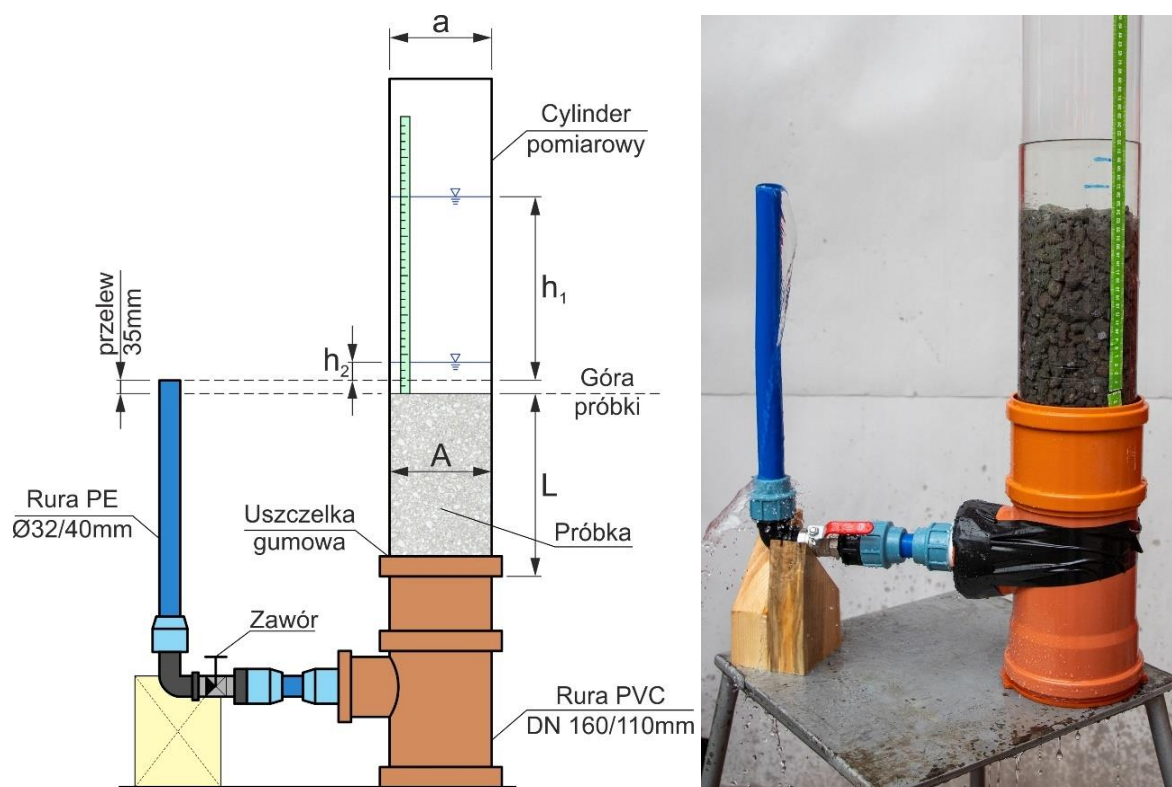
Całkując od stanu początkowego (chwila „0”, gdy $h = h_1$) do stanu końcowego (chwila t , gdy $h = h_2$):

$$\int_{h_1}^{h_2} \frac{1}{h} dh = -\frac{k \cdot A}{a \cdot L} \cdot \int_0^t dt \rightarrow \ln\left(\frac{h_2}{h_1}\right) = -\frac{k \cdot A}{a \cdot L} \cdot t \quad (8)$$

Z przekształcenia powyższego wynika:

$$k = \frac{a \cdot L}{A \cdot t} \cdot \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \quad (9)$$

gdzie: k – współczynnik filtracji [cm/s], a – pole przekroju poprzecznego cylindra pomiarowego o średnicy wewnętrznej 144 mm [$a = 162,9 \text{ cm}^2$], A – pole przekroju próbki cylindrycznej ($A = a$) [cm^2], L – długość próbki [$L = 30,0 \text{ cm}$], h_1 – początkowy poziom wody [$h_1 = 33,5 \text{ cm}$], h_2 – końcowy poziom wody [$h_2 = 3,5 \text{ cm}$], t – czas potrzebny na spadek poziomu wody z h_1 do h_2 [s].



Rys. 18 – Schemat badania i stanowisko badawcze do wyznaczenia przepuszczalności metodą zmiennego spadku hydraulicznego – zgodnie ze wzorem (9).

Źródło: opracowanie własne.

Zgodnie z PN-EN 12390-13 [156] badanie modułu sprężystości przeprowadzono w prasie wytrzymałościowej do jednoosiowego ściskania, wyposażonej w dodatkowy zestaw pomiaru odkształceń tzw. modimetr (ang. *compressometer – extensometer*) na cylindrycznych próbkach o płaskich powierzchniach czołowych. Przed właściwą rejestracją wykonano kilka cykli obciążenia ściskającego do około 40% zmierzonej wytrzymałości na ściskanie próbki. Moduł sprężystości (E_{cm}) definiowano jako średnie nachylenie krzywych naprężenie–odkształcenie zarejestrowanych podczas obciążania cyklicznego. Stosując zalecenia ASTM C469/C469M dotyczące wyznaczania średniego modułu sekantowego betonu, dolny poziom naprężenia (σ_1) przyjęto przy dolnym odkształceniu podłużnym ε_1 , natomiast odkształcenie ε_u odpowiadało górnemu poziomowi naprężeń σ_u równemu 40% granicznej wytrzymałości na ściskanie ($0,4 \cdot f_{cm}$). Moduł sprężystości obliczono z zależności:

$$E_{cm} = \frac{\sigma_u - \sigma_1}{\varepsilon_u - \varepsilon_1} = \frac{\sigma_u - \sigma_1}{\varepsilon_u - 0,00005} \quad (10)$$

gdzie: E_{cm} – moduł sprężystości [GPa], σ_u – górny poziom naprężeń ($0,4 \cdot f_{cm}$) [MPa], σ_1 – dolny poziom naprężeń [MPa], ε_u – odkształcenie podłużne odpowiadające σ_u [-], ε_1 – dolne odkształcenie podłużne ($\varepsilon_1 = 50 \times 10^{-6}$) [-].

3.1.4. Wyniki i omówienie

W niniejszym badaniu analizowano wpływ zastosowania kruszywa naturalnego i pochodzącego z recyklingu, modyfikowanego włóknami polimerowymi na właściwości betonu porowatego. Do produkcji betonu porowatego wykorzystano 8 serii mieszanek (J1–J8) a uzyskane wyniki przedstawiono w tabeli (Tabela 7).

Tabela 7 – Wyniki badań mieszanek betonu porowatego J1–J8 [157].

oznaczenie serii		J1	J2	J3	J4	J5	J6	J7	J8
OS	[mm]	70	40	20	10	40	30	10	10
f_{cm}	7 dni	9,8	10,3	9,7	11,1	8,4	9,4	8,9	11,3
	28 dni	17,6	20,1	18,4	21,1	15,6	18,4	17,5	21,6
	56 dni	18,3	21,6	20,3	23,2	17,7	21,4	20,1	22,9
$f_{ct,sp}$	150×150×150	2,9	3,4	3,0	3,5	2,8	3,5	3,4	3,7
	ø150×300	3,2	3,7	3,5	3,9	3,3	3,9	3,6	4,1
$f_{ct,fl}$	[MPa]	3,5	4,1	2,4	2,8	2,5	2,9	4,0	4,9
ρ	[kg/m ³]	2034	2063	2024	1970	1779	1769	1975	1822
E_{cm}	[GPa]	10,58	12,68	10,93	12,38	11,20	12,16	8,57	11,00
n_e	[%]	11,9	11,6	21,1	18,5	17,5	20,6	17,4	14,8
k	[cm/s]	0,72	0,71	1,24	0,94	0,93	1,16	0,90	0,83

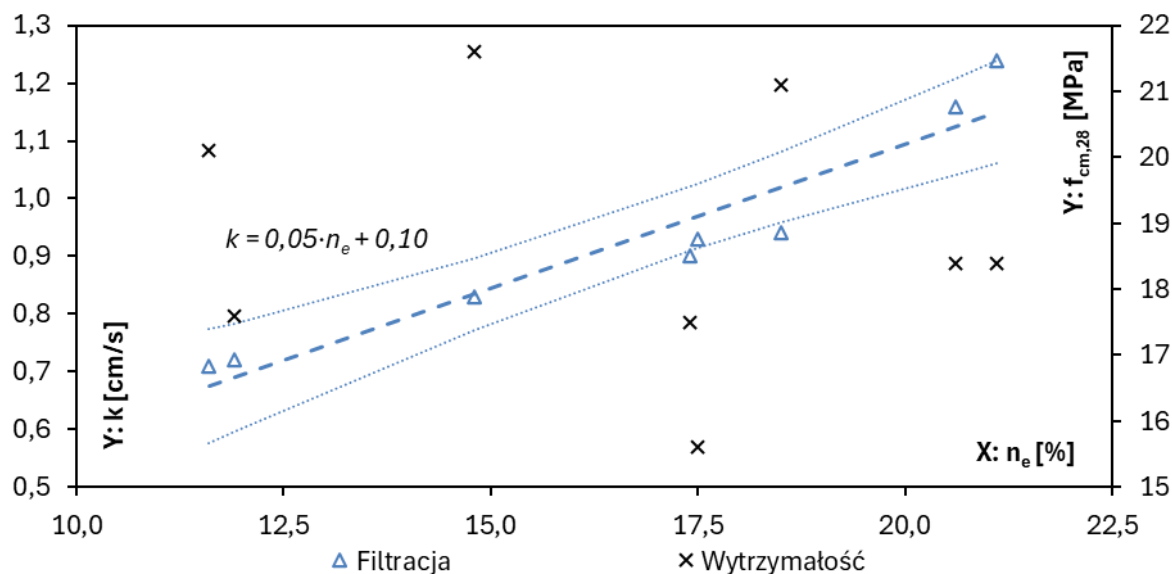
Objaśnienia: OS – opad stożka [mm], f_{cm} – średnia wytrzymałość na ściskanie [MPa], $f_{ct,sp}$ – wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu [MPa], $f_{ct,fl}$ – wytrzymałość na zginanie [MPa], ρ – gęstość objętościowa [kg/m³], E_{cm} – moduł sprężystości [GPa], n_e – porowatość efektywna [%], k – współczynnik filtracji [cm/s].

Źródło: opracowanie własne.

W ogólności, gęstość objętościowa mieszanek betonu porowatego mieściła się w przedziale od 1769 do 2063 kg/m³, zawartość porów wynosiła od 11,6% do 21,1%, natomiast współczynnik filtracji przyjmował wartości z zakresu 0,71–1,24 cm/s (Rys. 19). Ze względu na zróżnicowany rodzaj i udział zastosowanego kruszywa, odnotowano istotne zróżnicowanie porowatości próbek oraz konsekwentnie wysokie wartości przepuszczalności, co pozostaje ściśle zależne od wielu czynników strukturalnych, takich jak: całkowita objętość porów, rozmiary porów i ich rozkład, a także ciągłość połączeń układu porów tworzących kanały (tzw. pory otwarte). Dla każdej z analizowanych receptur (J1–J8) uzyskane wartości współczynnika filtracji należy zakwalifikować jako wysokie względem wymaganych poziomów dla typowych zastosowań inżynierskich. Analiza zależności przepuszczalności od porowatości efektywnej wykazała bardzo silną, dodatnią i statystycznie istotną korelację liniową (Rys. 19).

Zależność ta wskazuje, że wzrost efektywnej porowatości prowadzi do proporcjonalnego zwiększenia przepuszczalności materiału. Uzyskane wyniki są zgodne z doniesieniami literaturowymi [158–160], w których porowatość uznawana jest za główny czynnik determinujący właściwości filtracyjne materiałów porowatych. W przeciwieństwie do tej zależności, w przeprowadzonych badaniach nie stwierdzono istotnej korelacji liniowej pomiędzy porowatością efektywną a wytrzymałością na ściskanie. Wynik ten sugeruje, że mechaniczne właściwości betonu

porowatego mogą być w większym stopniu zależne od innych parametrów strukturalnych i technologicznych niż sama porowatość.



Rys. 19 – Wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach i współczynnik filtracji w zależności od porowatości efektywnej, przedstawione dla zbioru danych obejmującego serie J1–J8.

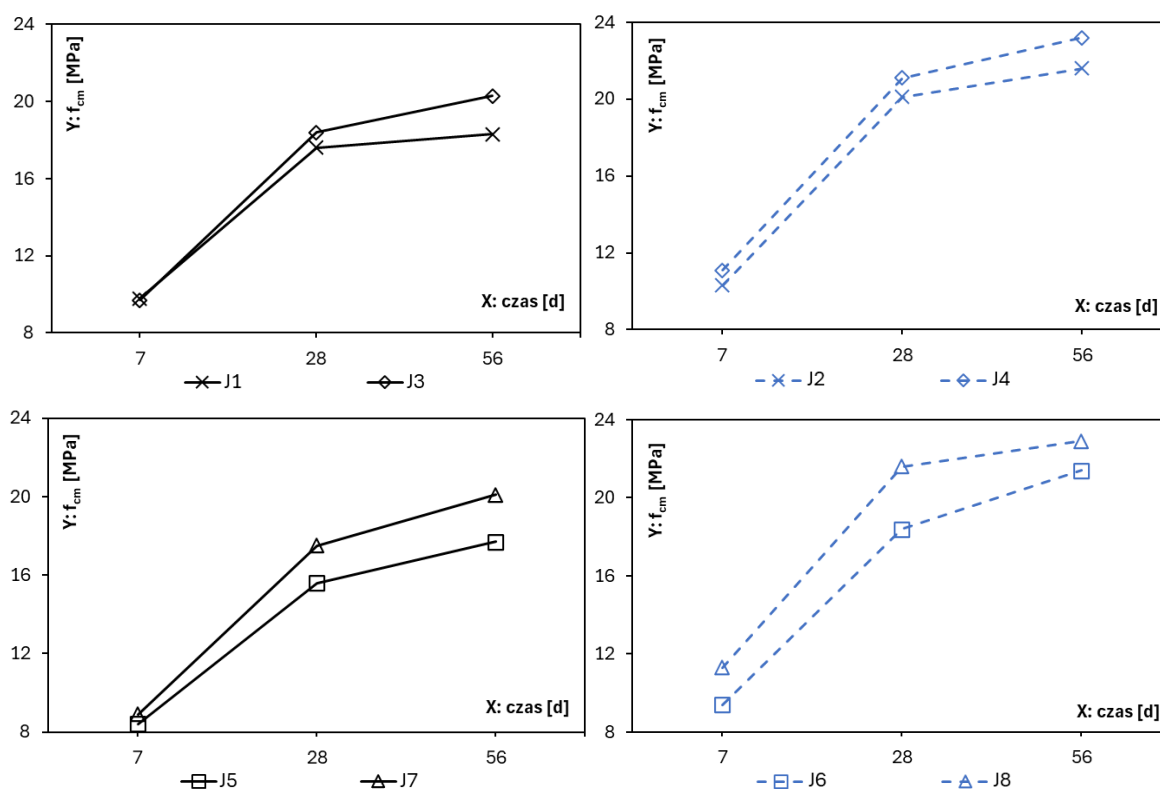
Linie trendu (regresje linowe) pokazano wyłącznie dla statystycznie istotnych zależności (zbiór danych J1–J8): k vs. n_e – nachylenie = $+0,05$ cm/s na 1% n_e (95% CI [0,041, 0,059]), $r = +0,9519$, $p = 0,0003$, $N = 8$; $f_{cm,28}$ vs. n_e – brak istotności statystycznej ($p = 0,682$). Linie punktowe oznaczają 95% przedziały ufności.

Źródło: opracowanie własne.

Wytrzymałość na zginanie ($f_{ct,fl}$) stanowi miarę wytrzymałości betonu na rozciąganie przy zginaniu i jest obliczana zgodnie ze wzorem (2). Parametr ten jest powszechnie stosowany w projektowaniu mieszanek betonowych z cementem portlandzkim do nawierzchni drogowych, ponieważ najdokładniej odzwierciedla rzeczywiste naprężenia zginające, którym poddawane są płyty betonowe w warunkach eksploatacyjnych [139]. Ponieważ próba zginania belki wiąże się nie tylko z rozciąganiem, ale również z występowaniem strefy ściskanej, uzyskiwana wytrzymałość na zginanie jest zazwyczaj nieco wyższa niż wytrzymałość na rozciąganie wyznaczana w badaniu próbą „brazylijską” (przy rozłupywaniu). Zjawisko to zaobserwowano w przypadku mieszanek betonu porowatego J1–J2 zawierających kruszywo naturalne, natomiast nie odnotowano tego efektu w przypadku mieszanek J3–J6, w których zastosowano kruszywo z recyklingu (Tabela 7).

Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie po 7, 28 i 56 dniach przedstawia Tabela 7, wskazują, że we wszystkich przypadkach wytrzymałość betonu porowatego rosła w czasie w tempie porównywalnym do betonu konwencjonalnego. Największy przyrost odnotowano w pierwszym tygodniu dojrzewania. Po 28 dniach uzyskano zakres wartości od 17,6 do 21,6 MPa, co mieści się w przedziałach podawanych w raporcie ACI [1]. W badaniach prowadzonych na kruszywie naturalnym [6], stwierdzono liniowy spadek wytrzymałości na ściskanie wraz ze wzrostem porowatości. Podobną zależność zaobserwowano również w niniejszej pracy, mimo że głównym jej celem była ocena wpływu kruszywa z recyklingu na właściwości mechaniczne.

Zastąpienie w 50% kruszywa naturalnego gruzem betonowym (mieszanki J3–J4) nieznacznie wpłynęło na wytrzymałość na ściskanie oraz moduł sprężystości w porównaniu z mieszankami na kruszywie naturalnym (J1–J2), co jest spójne z doniesieniami literaturowymi [36] — Rys. 20. We wszystkich badaniach dodatek kruszywa pochodzącego z rozbiórek (mieszanki J3–J4 i J7–J8) każdorazowo zwiększał średnią wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach o 4,5–17,4%, a wytrzymałość na rozciąganie o 2,9–21,4% oraz o 5,1–9,1% (odpowiednio dla próbek sześciennych i cylindrycznych). Najprawdopodobniej wynika to z faktu, że kruszywo z recyklingu, pochodzące z rozbiórki konstrukcji betonowych, zachowuje zdolność wiązania dzięki reaktywnej zaprawie na powierzchni ziaren, co sprzyja osiągnięciu wyższych parametrów wytrzymałościowych [104]. Natomiast analiza statystyczna testem t-Studenta wskazała, że zastosowanie kruszywa z recyklingu w betonie porowatym nie powoduje istotnych statystycznie zmian ($p > 0,05$) w zakresie jego struktury porów (porowatość efektywna), przepuszczalności (filtracja) oraz wytrzymałości mechanicznej (ściskanie i rozciąganie).

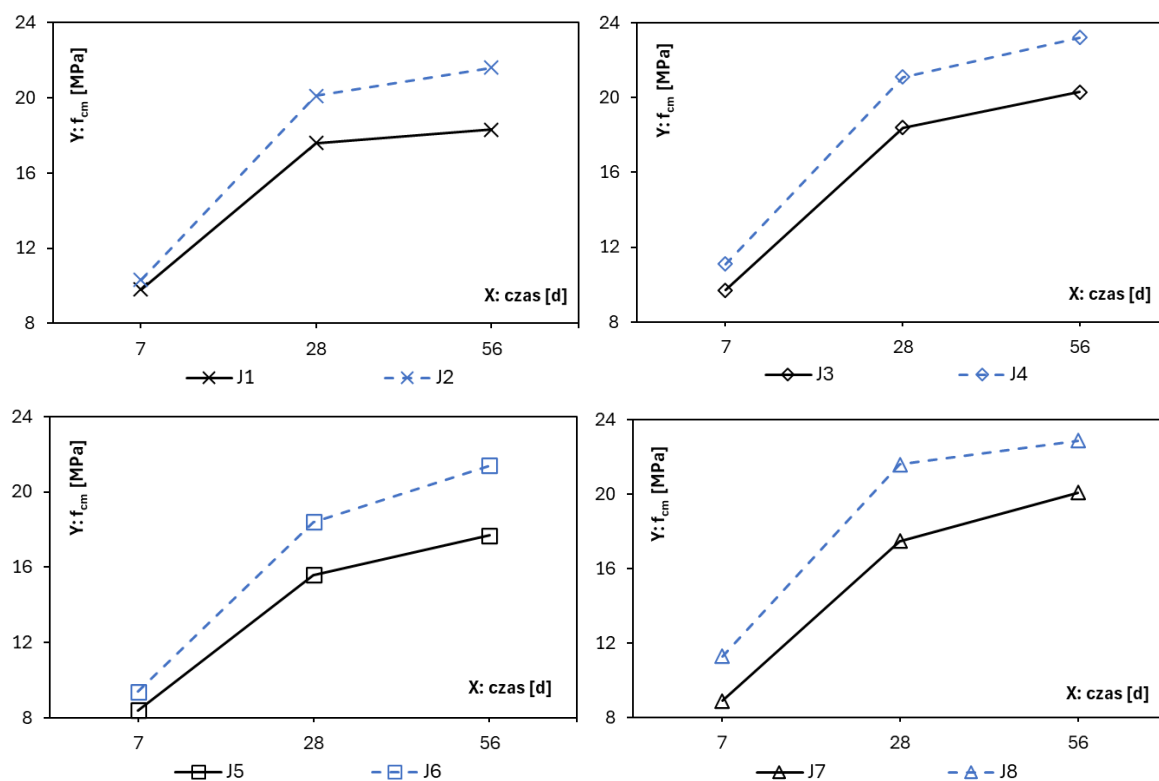


Rys. 20 – Wpływ dodatku kruszywa z recyklingu (gruzu) na średnią wytrzymałość na ściskanie po 7, 28 i 56 dniach dojrzewania.

Źródło: opracowanie własne.

Wpływ zbrojenia włóknami na właściwości betonu porowatego przeanalizowano poprzez wprowadzenie polimerowych włókien o długości 54 mm, umożliwiającich efektywne łączenie co najmniej dwóch ziaren kruszywa o maksymalnym uziarnieniu 31,5 mm. Mieszanki J2, J4, J6 oraz J8 dozowano włóknami w stałej ilości 2 kg/m³. Dodatek włókien polimerowych do betonu porowatego istotnie wpływa na poprawę jego właściwości mechanicznych, co potwierdzają wyniki testu t-Studenta. W próbkach zawierających włókna (Rys. 21) zaobserwowano statystycznie istotny

wzrost wytrzymałości na ściskanie po 28 dniach ($p = 0,0175$) oraz wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu ($p = 0,0067$) w porównaniu do próbek bez dodatku. Jednocześnie nie stwierdzono istotnych różnic w porowatości efektywnej ($p = 0,8346$) ani współczynnika filtracji ($p = 0,8037$), co sugeruje, że obecność włókien nie wpływa znacząco na strukturę porów ani przepuszczalność materiału.



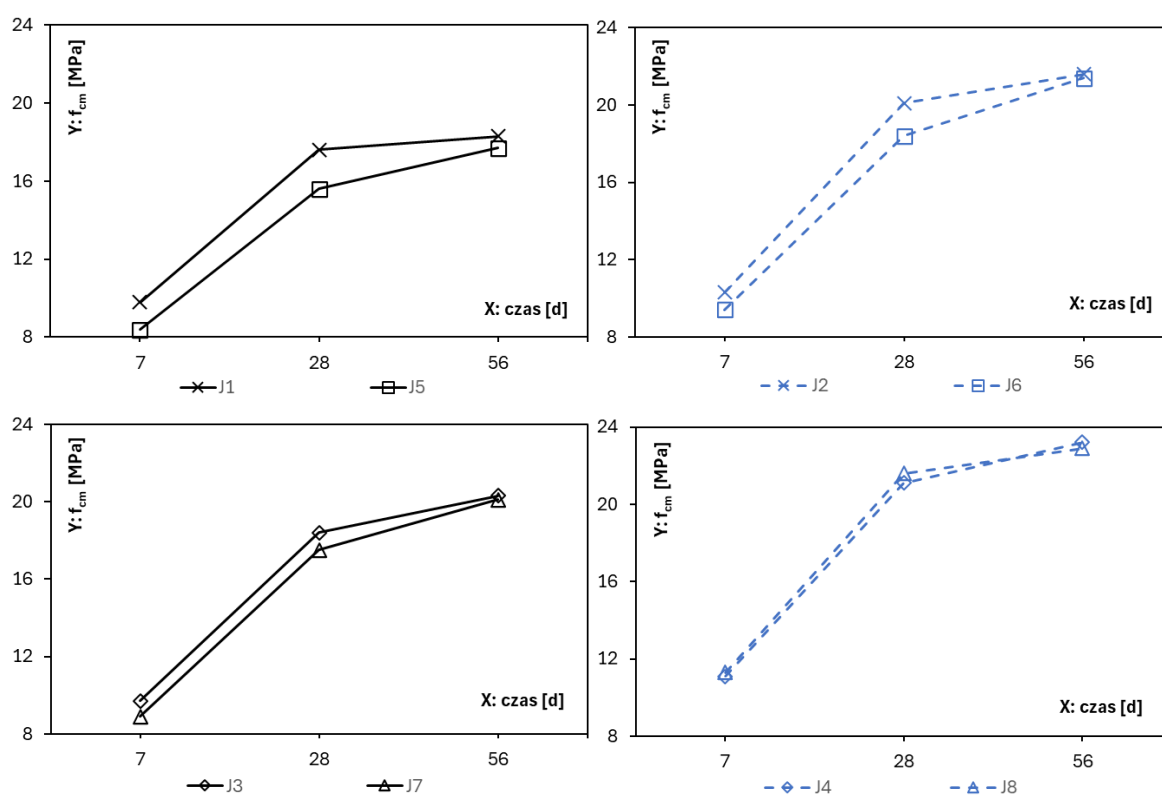
Rys. 21 – Wpływ dodatku włókien polimerowych na średnią wytrzymałość na ściskanie po 7, 28 i 56 dniach dojrzewania.

Źródło: opracowanie własne.

We wszystkich przypadkach dodatek włókien zwiększył 28-dniową wytrzymałość na ściskanie o 14,2–23,4%. Odnotowano także wzrost wytrzymałości na rozciąganie ($f_{ct,sp}$): 8,8–25,0% dla próbek sześciennych oraz 11,4–18,2% dla cylindrycznych. Próby zginania wykazały przyrost wytrzymałości ($f_{ct,fl}$) betonu porowatego o 16,0–22,5%, przy czym największy efekt uzyskano przy równoczesnym zastosowaniu granulatu gumowego i włókien polimerowych. Badania modułu sprężystości wykazały, że domieszka włókien zwiększała ten parametr o 19,8% (w porównaniu z betonem na kruszywie naturalnym, J1 vs. J2) oraz o 13,3% (w porównaniu z betonem na kruszywie z recyklingu, J3 vs. J4). Natomiast przy dodatkowym udziale granulatu gumowego moduł sprężystości obniżył się o 4,1% (J2 vs. J6) i 11,2% (J4 vs. J8). Uzyskane wyniki pozostają zgodne z dotychczasowymi doniesieniami naukowymi [62,63,65], z wyjątkiem modułu sprężystości. Różnice te można tłumaczyć charakterem, typem i wymiarem zastosowanego kruszywa z recyklingu betonu oraz granulatu gumowego.

Mieszanki referencyjne (J1–J4) osiągnęły wytrzymałość na ściskanie 17,6–21,1 MPa, natomiast mieszanki z dodatkiem granulatu gumowego (J5–J8) 15,6–21,6 MPa. W mieszankach

zawierających kruszywo naturalne zaobserwowano spadek wytrzymałości wraz ze wzrostem udziału gumy, maksymalnie o 11,4% (porównania J1 vs. J5 oraz J2 vs. J6 na Rys. 22). Podobną tendencję odnotowano w mieszankach z gruzem betonowym i granulatem gumowym, jednak obniżkę wytrzymałości skutecznie zniwelowały włókna polimerowe (J3 vs. J7 oraz J4 vs. J8 na Rys. 22). Uzyskane wyniki z dodatkiem granulatu gumowego zestawione z betonami porowatymi bez dodatku gumy (J1–J4) wpisują się ogólne tendencje przedstawione w badaniach [36,37], według których zastosowanie elastycznych dodatków pogarsza właściwości mechaniczne betonu. Aby skompensować ten efekt, zaleca się zwiększenie ilości spoiwa lub impregnację granulatu gumowego, poprawiającą jego przyczepność do zaczynu cementowego. Natomiast przeprowadzona analiza statystyczna testem t-Studenta nie potwierdziła istotnych różnic pomiędzy mieszankami referencyjnymi a mieszankami z dodatkiem granulatu gumowego ($p > 0,05$).



Rys. 22 – Wpływ dodatku granulatu gumowego na średnią wytrzymałość na ściskanie po 7, 28 i 56 dniach dojrzewania.

Źródło: opracowanie własne.

3.1.5. Podsumowanie badań laboratoryjnych – Seria nr 1

W ramach serii nr 1 przeprowadzono kompleksowe badania betonu porowatego o stałym stosunku $w/c = 0,34$, uwzględniając trzy modyfikacje składu:

- 50% zamiany kruszywa naturalnego na kruszywo z recyklingu betonu (RCA),
- 10% objętościowego dodatku granulatu gumowego,
- 2 kg/m³ włókien polimerowych o długości 54 mm.

Ocenie poddano urabialność, wytrzymałość na ściskanie, rozciąganie przy rozłupywaniu i zginanie, moduł sprężystości, gęstość, porowatość efektywną oraz współczynnik filtracji. Uzyskane wyniki pozwalają sformułować następujące wnioski:

1. Parametry materiału i przepuszczalność

Uzyskano gęstość objętościową 1769–2063 kg/m³, porowatość efektywną 11,6–21,1% oraz współczynnik filtracji 0,71–1,24 cm/s. Stwierdzono bardzo silną korelację liniową pomiędzy k i n_e ($r = 0,952$; $p = 0,0003$; $R^2 = 0,906$), z nachyleniem $\approx +0,05$ cm/s na każdy 1% n_e (95% CI: 0,041–0,059) i punktem przecięcia $\approx 0,10$ cm/s, co potwierdza istotną rolę układu połączonych porów w procesie filtracji i jest zgodne z wcześniejszymi badaniami [158–160]. Nie wykazano istotnej korelacji pomiędzy n_e a f_{cm} .

2. Nośność

Wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach mieściła się w zakresie 17,6–21,6 MPa, ze wzrostem typowym dla betonów portlandzkich i zgodnym z rekomendacjami raportu ACI dla betonów porowatych [1]. Odnotowano dodatnią korelację pomiędzy $f_{cm,28}$ a $f_{ct,sp}$ ($r \approx 0,81$; $p = 0,014$), co wskazuje na wspólną zależność obu parametrów od jakości mikrostruktury betonu i strefy przejściowej ITZ [161]. Otrzymane wyniki wskazują, że mieszanki betonowe charakteryzujące się wyższą wytrzymałością na ściskanie wykazują również większą odporność na rozłupywanie.

3. Wpływ kruszywa z recyklingu

Zastosowanie RCA (50%) skutkowało systematycznym wzrostem średnich wartości f_{cm} (o $\sim 4,5$ –17,4%) oraz $f_{ct,sp}$ (o $\sim 2,9$ –21,4%) względem mieszanek z kruszywem naturalnym. Trend wzrostowy jest zgodny z hipotezą korzystnego wpływu reaktywnej zaprawy otaczającej ziarna RCA [36,104]. Wyniki wskazują na duży potencjał wykorzystania kruszyw z recyklingu w procesie dekarbonizacji produkcji betonu porowatego. Natomiast, nie zaobserwowano trendów zmian w porowatości n_e i filtracji k , a testy t-Student nie potwierdziły statystycznej istotności wpływu RCA na strukturę porów, przepuszczalność oraz wytrzymałość mechaniczną ($p > 0,05$).

4. Wpływ włókien polimerowych

Dodatek włókien polimerowych (54 mm, 2 kg/m³) istotnie zwiększył f_{cm} ($p = 0,0175$) oraz $f_{ct,sp}$ ($p = 0,0067$), bez wpływu na n_e ($p = 0,8346$) i k ($p = 0,8037$). Odnotowano przyrosty: f_{cm} +14,2–23,4%, $f_{ct,sp}$ +8,8–25,0% (kostki) i +11,4–18,2% (walce), $f_{ct,fl}$ +16,0–22,5%. Moduł sprężystości wzrósł o $\sim 19,8\%$ (NA) i $\sim 13,3\%$ (RCA); przy współdziale granulatu z gumy moduł E_{cm} ulegał częściowej

redukcji (–4,1% i –11,2%). Kierunek zmian jest zgodny z literaturą dotyczącą włókien polimerowych w betonie [62,63,65]. Włókna o długości 54 mm i strukturze multifilamentowej efektywnie mostkowały strefy między ziarnami kruszywa, wzmacniając strukturę betonu.

5. Wpływ granulatu gumowego

Dodatek granulatu gumowego (10%) powodował spadek f_{cm} o ~11,4% (NA); w mieszankach z RCA i włóknami efekt ten był częściowo kompensowany (interakcja guma / włókna). Różnice nie osiągnęły istotności statystycznej ($p > 0,05$), co jest zgodne z doniesieniami o osłabieniu właściwości mechanicznych po wprowadzeniu elastycznych dodatków oraz możliwych metodach ich kompensacji [36,37].

6. Konsystencja i aspekty technologiczne

Mieszanki z RCA (2/31,5 mm) wykazały niską konsystencję (OS = 10–20 mm), co potwierdza ograniczoną przydatność klasycznego stożka opadowego dla betonów porowatych [1] oraz wpływ uziarnienia i tarcia wewnętrznego [24,45]. Mieszanki J1-J2 z kruszywem naturalnym (8/16 mm) osiągnęły umiarkowany opad stożka (30–70 mm), a ich stabilność w czasie oraz wysoka urabialność wskazywały na możliwość bezpiecznego pompowania w warunkach polowych bez ryzyka zatorów w przewodach tłocznych [162,163].

7. Implikacje praktyczne

Wszystkie receptury (J1-J8) spełniły zakładany w celach niniejszej pracy badawczej kompromis pomiędzy nośnością a filtracją: $f_{cm,28} \approx 18\text{--}22$ MPa przy $k \approx 0,7\text{--}1,2$ cm/s, zgodnie z wymaganiami aplikacyjnymi dla betonów porowatych w zastosowaniach konstrukcyjnych i drenażowo-filtracyjnych [1]. Zastosowanie RCA i włókien zwiększa efektywność materiałową poprzez ograniczenie zużycia surowców pierwotnych, bez pogorszenia właściwości filtracyjnych [1,36,62,63,65].

Kierunki dalszego rozwoju

Projektowanie betonu porowatego nie powinno koncentrować się wyłącznie na maksymalizacji parametrów wytrzymałościowych. Istotne jest optymalne zbilansowanie właściwości mechanicznych i hydraulicznych, tak aby mieszanka spełniała wymagania w zakresie nośności, przepuszczalności oraz technologicznej wykonalności. Dalsze prace powinny uwzględniać kompromis między nośnością i filtracją materiału tj. dążyć do maksymalizacji trwałości i odporności mechanicznej przy zachowaniu przepuszczalności co najmniej $k \geq 0,10$ cm/s. Na podstawie wyników badań i doświadczeń z zarobów próbnych rekomenduje się następujące kierunki dalszych prac:

1. **Optymalizacja składu mieszanki.** Prowadzenie rozszerzonych badań laboratoryjnych w celu dokładniejszego określenia zależności pomiędzy porowatością a zmiennością właściwości fizyko-mechanicznych betonu z dodatkiem kruszyw z recyklingu i włókien, przy zróżnicowanych poziomach dozowania składników.
2. **Modyfikacje materiałowe środowiskowe.** Rozwój receptur zgodnych z zasadami zrównoważonego budownictwa, obejmujący zastosowanie nowoczesnych cementów

o obniżonym śladzie węglowym w mieszankach porowatych, przy zachowaniu wymaganej przepuszczalności ($k \geq 0,10$ cm/s) oraz wytrzymałości ($f_c \geq 20$ MPa).

3. **Walidacja technologiczna pompowalności.** Potwierdzenie w próbach pilotażowych *in situ*, że mieszanki porowate na kruszywie naturalnym o opadzie stożka OS ≥ 80 mm zachowują strukturę porowatą oraz parametry użytkowe po tłoczeniu i wbudowaniu w gotowy pal fundamentowy. W ramach walidacji należy sformułować praktyczne wytyczne wykonawcze oraz określić ograniczenia technologiczne związane z urabialnością, stabilnością mieszanki i ryzykiem zatorów.

Każde z powyższych działań i kompozycja konkretnej receptury wymaga poszukiwania kompromisu między parametrami wytrzymałości i wodoprzepuszczalności betonu porowatego a jego optymalnymi parametrami technologicznymi podyktowanymi produkcją, transportem i sposobem wbudowania.

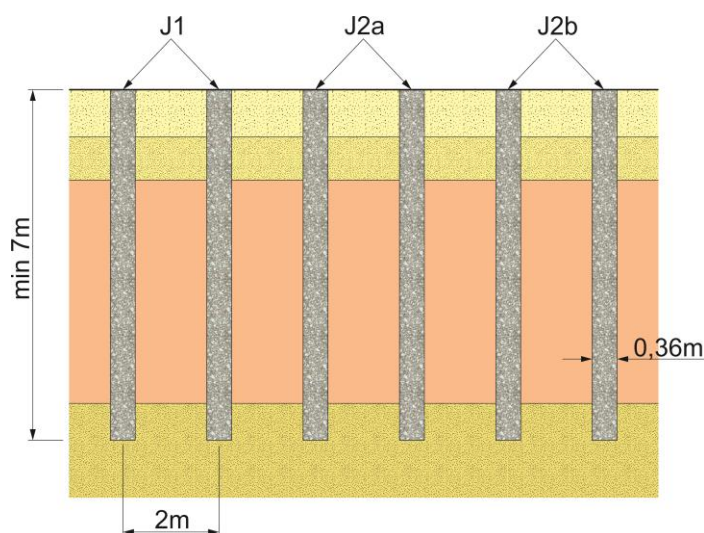
3.2. Badania terenowe – Program nr 1

3.2.1. Opis badań polowych

Jednym z głównych aspektów niniejszej pracy badawczej jest komponent wdrożeniowy, obejmujący ocenę praktycznego zastosowania opracowanych rozwiązań technologicznych w warunkach przemysłowych, w skali technicznej. W szczególności analizie poddano efektywność wykonywania elementów wzmacniających podłoże gruntowe z wykorzystaniem palownic wyposażonych w systemy umożliwiające podawanie betonu pompowalnego.

Na podstawie wyników badań laboratoryjnych przeprowadzonych w ramach pierwszej serii zarobów próbnych (pkt 3.1. Badania laboratoryjne – Seria nr 1), a także oceny konsystencji mieszanek betonowych wykonanych na kruszywie naturalnym frakcji 8/16 mm (opad stożka w zakresie 30–70 mm), podjęto decyzję o przeprowadzeniu badań polowych *in situ*. Ich celem była weryfikacja logistyki, urabialności oraz możliwości pompowania mieszanek J1 i J2 w warunkach budowy.

Receptury opracowane w warunkach laboratoryjnych zostały przekazane do wytwórni betonu celem przygotowania zarobów testowych. Zaplanowano wykonanie poletka badawczego, w którym dla każdej z mieszanek przewidziano wykonanie dwóch pali przemieszczeniowych o osiowym rozstawie 2,0 m, średnicy $\varnothing 0,36$ m i długości co najmniej 7 m. Dla mieszanki J2 zaprojektowano dodatkowo dwa warianty dozowania włókien polimerowych w formie zbrojenia rozproszonego: 2 kg/m³ (J2a) oraz 3 kg/m³ (J2b) – Rys. 23. Na węźle betoniarskim przygotowano po ok. 3 m³ każdej z mieszanek.



Rys. 23 – Schemat poletka badawczego.

Źródło: opracowanie własne.

Celem badań polowych było wykazanie możliwości pompowania betonu porowatego oraz ocena wpływu procesu pompowania na właściwości mieszanki betonowej w stanie stwardniałym, po jej aplikacji w pale fundamentowe. Badania przeprowadzono w warunkach środowiskowych

charakteryzujących się temperaturą otoczenia wynoszącą 5 °C oraz względną wilgotnością powietrza przekraczającą 80%. Prace terenowe realizowano na placu budowy z wykorzystaniem palownicy Bauer BG20H (Rys. 24) oraz pompy tłokowej do betonu Liebherr 110 D-K.



Rys. 24 – Palownica Bauer BG20H przygotowana do testów terenowych.

Źródło: opracowanie własne.

Zastosowana pompa charakteryzuje się wydajnością do 102 m³/h oraz maksymalnym ciśnieniem tłoczenia 75 bar, co czyni ją odpowiednią do zastosowań w technologii pali. Producent dopuszcza stosowanie przewodów roboczych o średnicach DN 100–150 mm. W badaniach wykorzystano węże DN 125 (średnica wewnętrzna 125 mm), które są standardowym rozwiązaniem w tego typu aplikacjach, zapewniającym optymalny przepływ mieszanki przy jednoczesnym ograniczeniu ryzyka zapchania układu. Zgodnie z zaleceniami [164], średnica przewodu tłocznego powinna być co najmniej 3,5–4 razy większa od maksymalnego uziarnienia kruszywa użytego w mieszance betonowej, aby zapobiec zatykaniu się przewodu. Dla mieszanek J1 i J2, w których maksymalny wymiar kruszywa wynosił 16 mm, warunek ten został spełniony.

Po dostarczeniu mieszanki J1 na plac budowy dokonano oceny wizualnej jej konsystencji, która odpowiadała charakterystyce kruszywa równomiernie oblanego zaczynem cementowym. Nie zaobserwowano niepokojących odchyleń względem konsystencji mieszanek przygotowywanych w laboratorium. Rozpoczęto proces pompowania, który początkowo przebiegał prawidłowo – mieszanka została skutecznie przetransportowana przez cały układ palownicy (Rys. 25).



Rys. 25 – Przebieg pompowania mieszanki J1 przez układ palownicy.

Źródło: opracowanie własne.

Następnie przystąpiono do wiercenia pala, które trwało około 2 minut. Po osiągnięciu głębokości 7,0 m przez głowicę przemieszczeniową, odnotowano powstanie zatoru betonowego w najwyższym punkcie układu, co uniemożliwiło dalsze pompowanie. W wyniku wzrostu ciśnienia doszło do uszkodzenia węża (Rys. 26).



Rys. 26 – Uszkodzenie przewodu tłocznego w wyniku zatoru mieszanki betonowej.

Źródło: opracowanie własne.

Po wymianie uszkodzonych elementów i udrożnieniu układu, w analogicznej sekwencji przystąpiono do próby wykonania pala z wykorzystaniem mieszanki J2a. Pomimo początkowego sukcesu w postaci przetłoczenia mieszanki przez układ, również w tym przypadku doszło do zatoru podczas zagłębiania głowicy przemieszczeniowej w podłoże gruntowe. W związku z powtarzającymi się problemami technicznymi, zrezygnowano z dalszych prób, w tym z testowania mieszanki J2b.

Na węźle betoniarskim pobrano próbki mieszanek J1 oraz J2a do dalszych analiz laboratoryjnych. Testy terenowe zakończyły się niepowodzeniem w zakresie skutecznego wykonania pali do planowanej głębokości z wykorzystaniem mieszanek J1 i J2a.

3.2.2. Podsumowanie doświadczeń wdrożeniowych – Program nr 1

Ze względu na niski opad stożka oraz wysoką zawartość pustek, beton porowaty nie jest standardowo przystosowany do aplikacji metodą pompowania. Mieszanka ta wykazuje tendencję do segregacji składników oraz zatykania elementów układu pompującego, co znacząco utrudnia jej transport i jednorodne ułożenie [139]. Pomimo że mieszanki J1–J2 charakteryzowały się wysoką urabialnością w warunkach laboratoryjnych, nie przełożyło się to na pozytywne efekty pompowalności w warunkach polowych.

Testy terenowe wykazały, że pompowanie betonu porowatego jest technicznie możliwe, jednak obarczone istotnym ryzykiem i wymagające zastosowania specjalistycznego sprzętu, odpowiednio zmodyfikowanej mieszanki oraz ścisłej kontroli procesu technologicznego. W toku obserwacji doświadczeń wdrożeniowych zidentyfikowano kilka potencjalnych przyczyn niepowodzenia aplikacji betonu porowatego do pali fundamentowych:

1. **Czas od produkcji do wbudowania** wynosił 40–50 minut, co mogło skutkować częściową utratą właściwości umożliwiających skuteczne pompowanie. Zgodnie z wynikami badań [165], zaleca

się wbudowanie betonu porowatego nie później niż 30 minut od rozpoczęcia mieszania, aby zachować akceptowalną urabialność.

2. **Długość przewodów tłocznych** przekraczająca 30 m zwiększała tarcie mieszanki o ścianki, co utrudniało jej ciągły przepływ.
3. **Przestój technologiczny** trwający około dwóch minut, związany z zagłębianiem głowicy przemieszczeniowej, prowadził do powstania zatorów w kolanie obrotowym na szczycie maszty palownicy – miejscu zmiany kierunku przepływu i najwyższego punktu unoszenia mieszanki.

Zjawiska te sprzyjały odkładaniu się grubego kruszywa, spowolnieniu przepływu i powstawaniu zatorów. W związku z tym, iż nie uformowano pali w gruncie, zrezygnowano z dalszych badań laboratoryjnych próbek pobranych na węźle betoniarskim.

Kierunki dalszego rozwoju

W oparciu o uzyskane wyniki zaproponowano dwa równoległe kierunki dalszych działań. Pierwszy to optymalizacja składu mieszanki, której celem jest uzyskanie odpowiedniej urabialności (opad stożka > 80 mm) przy zachowaniu porowatej struktury. W tym zakresie warto rozważyć wykorzystanie doświadczeń związanych z samozagęszczalnym betonem porowatym, który łączy wysoką przepuszczalność typową dla betonów porowatych z płynnością charakterystyczną dla mieszanek samozagęszczalnych [144,145], a także zalecenia wynikające z dostępnych badań [45,48,146–148,166]. W szczególności rekomenduje się:

- zwiększenie objętości zaczynu cementowego, co może poprawić kohezję i urabialność mieszanki;
- optymalizację uziarnienia, m.in. poprzez:
 - zmniejszenie maksymalnego wymiaru kruszywa do 16 mm,
 - częściowe zastąpienie frakcji 8/16 mm frakcją 4/8 mm,
 - zastosowanie kruszywa o obłych kształtach w celu zmniejszenia tarcia wewnętrznego;
- zwiększenie dozowania domieszek silnie redukujących ilość wody zarobowej (superplastyfikatorów, HRWR, ang. *High – Range Water Reducer*);
- zastosowanie domieszek modyfikujących lepkość (VMA, ang. *Viscosity Modifying Admixtures*) i reologię (RMA, ang. *Rheology Modifying Admixtures*),
- rozważenie zastosowania dodatków geopolimerowych, takich jak popiół lotny oraz aktywatory zasadowe (np. wodorotlenek sodu – NaOH, krzemian sodu – Na₂SiO₃).

Mieszanki betonów porowatych wykazują szczególną wrażliwość na zmiany konsystencji, co w warunkach budowy – przy zmiennych parametrach środowiskowych, takich jak temperatura i wilgotność powietrza, a także przy nieregularnym czasie od momentu produkcji do wbudowania – stanowi istotne wyzwanie technologiczne. W związku z tym konieczne jest przeprowadzenie dalszych badań laboratoryjnych, których celem powinno być opracowanie zoptymalizowanej receptury mieszanki, określającej zakres jej stosowalności jako kompromisu pomiędzy wymaganiami technologicznymi (urabialność, pompowalność) a właściwościami fizykomechanicznymi

(wytrzymałość, przepuszczalność). Szczególną uwagę należy zwrócić na wartość wskaźnika woda/cement (w/c) oraz rodzaj i dozowanie domieszek chemicznych. Odchylenie od optymalnego zakresu w/c może prowadzić do nadmiernego zagęszczenia mieszanki, co znacząco utrudnia, a w skrajnych przypadkach uniemożliwia jej transport i aplikację metodą pompowania.

Drugim proponowanym kierunkiem rozwoju jest optymalizacja reżimów technologicznych. W tym względzie zaleca się:

- ograniczenie czasu od produkcji do wbudowania mieszanki do maksimum 30 minut, co może wymagać produkcji mieszanki bezpośrednio na placu budowy lub zastosowania systemów mieszania mobilnego,
- stosowanie specjalistycznych pomp tłokowych lub ślimakowych, zapewniających odpowiednie ciśnienie transportowe dla mieszanki, bez ryzyka zakłóceń technologicznych czy awarii układu,
- wykorzystanie krótkich przewodów (poniżej 30 m) o dużej średnicy (≥ 125 mm) i wysokiej wytrzymałości, prowadzonych możliwie prostymi odcinkami, bez załamań i zmian kierunku,
- zapewnienie ciągłego mieszania mieszanki,
- wiercenie pali bez betonu w układzie palownicy, z rozpoczęciem pompowania dopiero po osiągnięciu projektowanej głębokości, co umożliwi nieprzerwaną aplikację materiału i zminimalizuje ryzyko zatorów.

Wnioski wdrożeniowe

Testy *in situ* wykazały istotne ograniczenia przyjętej metody wbudowania betonu w pale fundamentowe, co wymusiło aktualizację planu badawczego. Stwierdzono, że konsystencja mieszanek J1-J2 oraz wysoki kąt tarcia grubofrakcyjnego kruszywa uniemożliwiają skuteczne pompowanie materiału bez uprzedniej modyfikacji receptury. W związku z tym zdecydowano się na zastosowanie alternatywnej metody aplikacji betonu do pali fundamentowych z wykorzystaniem technologii wibrowymiany, eliminującej konieczność pompowania. Konsekwencją tej zmiany była konieczność dostosowania składu mieszanki oraz przeprowadzenia badań laboratoryjnych w celu oceny wpływu alternatywnej metody zagęszczania (wibracji) na właściwości mechaniczne betonu porowatego.

3.3. Badania laboratoryjne – Seria nr 2

Po analizie wyników badań laboratoryjnych betonu opracowanych w ramach pierwszej serii (pkt 3.1. Badania laboratoryjne – Seria nr 1) oraz doświadczeń z poletka badawczego przeprowadzonego w terenie (pkt 3.2. Badania terenowe – Program nr 1) stwierdzono, iż konsystencja mieszanki porowatej J1 oraz duży kąt tarcia wykorzystanego grubofrakcyjnego kruszywa nie pozwalają na skuteczne pompowanie materiału przez układ palownicy. W związku z powyższym, wdrożono plan alternatywnego sposobu aplikacji betonu w pale fundamentowe za pomocą technologii wibrowymiany wykorzystującej wgłębny wibrator słuzowy (bez konieczności pompowania). Ta metoda wykonywania elementów wzmocnienia podłoża z betonu porowatego została już wykorzystana w skali technicznej [110,140].

Celem niniejszego badania było sprawdzenie zmodyfikowanej mieszanki betonowej J1 i J3 koncentrując się na kruszywie z recyklingu gruzu betonowego. Dokonano też porównania efektywności różnych rodzajów cementu (CEM I 42,5R, CEM II/B-V 32,5R-HSR i CEM II/B-M (S-V) 42,5R) na najważniejsze parametry betonu porowatego. W związku z ograniczoną dostępnością granulatu gumowego pominięto w dozowaniu ten składnik. Nie sprawdzano także efektu dozowania włókien polimerowych na parametry betonu.

Głównym celem niniejszego etapu badawczego było opracowanie optymalnej receptury betonu porowatego, spełniającej założone kryteria wytrzymałościowe i filtracyjne, oraz ocena wpływu zagęszczania wibracyjnego na porowatość, przepuszczalność i wytrzymałość na ściskanie w warunkach laboratoryjnych. Dla betonu porowatego czas wibracji rzędu 10 ± 2 s jest wskazywany jako wartość optymalna, umożliwiająca utrzymanie parametrów technicznych na poziomie $f_c > 10$ MPa oraz $k \geq 0,30$ cm/s [19,23,24]. W innym badaniu oceniono wpływ czasu zagęszczania w zakresie od 5 do 60 s, wykazując, że czas wibracji około 20 s może prowadzić do wzrostu wytrzymałości na ściskanie o 15–20%, przy akceptowalnym spadku współczynnika filtracji (k) [134]. Podobne wnioski przedstawiono w pracy [167], w której za optymalny uznano czas wibracji wynoszący 40 s, pozwalający na uzyskanie betonu przepuszczalnego spełniającego wymagania techniczne zarówno w zakresie przepuszczalności, jak i wytrzymałości mechanicznej.

W związku z tym, iż w zarobach próbnym nr 1 uzyskano kilkukrotnie wyższe niż oczekiwano wartości współczynnika filtracji $k = 0,71\text{--}1,24$ cm/s, w niniejszych badaniach zdecydowano się rozszerzyć zakres efektu zagęszczenia za pomocą wibracji sprawdzając mieszanki dla czasów 10 s, 20 s, 30 s i 60 s.

3.3.1. Materiały

Do przygotowania mieszanek betonu porowatego oznaczonych jako P1 i P3 zastosowano cement portlandzki CEM I 42,5R, którego właściwości fizykochemiczne oraz skład przedstawiono w tabeli (Tabela 3). W przypadku serii P2 wykorzystano cement portlandzki popiołowy CEM II/B-V 32,5R-HSR (producent: CEMEX Polska Sp. z o.o., Zakład Gdynia), powszechnie stosowany w geotechnice

ze względu na podwyższoną odporność na agresję chemiczną, w szczególności siarczanową (HSR). Zgodnie z deklaracją środowiskową typu III (EPD ITB Nr 239/2021) [168], cement ten zawiera 65–75% klinkieru portlandzkiego oraz 25–35% popiołu lotnego krzemionkowego. Dla serii P4 zastosowano cement wieloskładnikowy CEM II/B-M (S-V) 42,5R (producent: CEMEX Polska Sp. z o.o., Zakład Chełm), który dzięki synergii składników głównych – klinkieru portlandzkiego, żużla wielopieczowego (S) oraz popiołu lotnego krzemionkowego (V) – wykazuje wysoką uniwersalność i znajduje zastosowanie również w robotach geotechnicznych. Zgodnie z deklaracją środowiskową typu III (EPD ITB Nr 419/2023) [169], udział klinkieru w składzie cementu wynosi 65–79%, natomiast łączna zawartość żużla i popiołu mieści się w przedziale 21–35%. Charakterystyka chemiczna i fizyczna cementów nowej generacji o deklarowanym obniżonym śladzie węglowym, zgodnych z PN-EN 197-1 [149], została przedstawiona w tabelach (Tabela 8 i Tabela 9).

Tabela 8 – Właściwości fizykochemiczne i skład cementu CEM II/B-V 32,5R–HSR.

początek wiązania	koniec wiązania	wytrzymałość na ściskanie		powierzchnia właściwa Blaine’a	stałość objętości	wodożądność
		2 d	28 d			
[min]	[min]	[MPa]	[MPa]	[cm ² /g]	[%]	[%]
232	276	18,7	37,9	4282	2,6	28,5
Analiza chemiczna i skład mineralny [%]						
SO ₃		Cl		Na ₂ O _{eq}		
2,74		0,051		0,95		

Źródło: opracowanie własne na podstawie dokumentów jakościowych CEMEX Polska Sp. z o.o.

Tabela 9 – Właściwości fizykochemiczne i skład cementu CEM II/B-M (S-V) 42,5R.

początek wiązania	koniec wiązania	wytrzymałość na ściskanie		powierzchnia właściwa Blaine’a	stałość objętości	wodożądność
		2 d	28 d			
[min]	[min]	[MPa]	[MPa]	[cm ² /g]	[%]	[%]
239	268	24,5	56,5	4934	1,4	33,0
Analiza chemiczna i skład mineralny [%]						
SO ₃		Cl		Na ₂ O _{eq}		
2,92		0,053		0,82		

Źródło: opracowanie własne na podstawie dokumentów jakościowych CEMEX Polska Sp. z o.o.

Do przygotowania mieszanek próbnych zastosowano składniki analogiczne do tych wykorzystanych we wcześniejszych etapach badań, obejmujące: kruszywo grube naturalne (frakcja 8/16 mm) oraz kruszywo drobne (frakcja 0/2 mm) pochodzące z kopalni Borowiec, a także kruszywo z recyklingu gruzu betonowego (frakcja 2/31,5 mm). Charakterystyka uziarnienia zastosowanych kruszyw została przedstawiona powyżej (Tabela 4 i Rys. 6). W mieszanekach próbnych oznaczonych jako zaroby nr 2 nie zastosowano dodatku granulatu gumowego ani włókien polimerowych. Wskaźnik w/c został utrzymany na poziomie zgodnym z wcześniejszymi recepturami (w/c = 0,34), natomiast ilość domieszki uplastyczniającej MC Bauchemie PowerFlow 2650 przyjęto jako 0,4% masy cementu.

3.3.2. Receptury mieszanek P1-P4

Celem przeprowadzonych badań było określenie wpływu czasu działania wibracji na właściwości mechaniczne betonu porowatego z dodatkiem kruszywa z recyklingu betonu (gruz), stanowiącego 50% masy całkowitej kruszywa grubego. W ramach projektowania składu mieszanki zastosowano również zróżnicowane typy cementu (CEM I oraz CEM II), co umożliwiło bezpośrednie porównanie ich wpływu na właściwości betonu. Utrzymanie stałego udziału RCA w mieszankach P2–P4 pozwoliło na izolację zmiennej związanej z czasem wibrowania, przy jednoczesnym zachowaniu porównywalnych warunków materiałowych. Dodatkowo, drobne kruszywo (piasek o uziarnieniu 0/2 mm) dozowano w stałej ilości 90 kg/m³, co odpowiadało około 5,6% masy całkowitej kruszywa. Należy zaznaczyć, że nasiąkliwość kruszywa z recyklingu nie została uwzględniona w ramach niniejszego zakresu badań. Szczegółowe składy projektowanych mieszanek przedstawia Tabela 10.

Tabela 10 – Receptury mieszanek betonu porowatego P1–P4 [kg/m³].

oznaczenie serii	P1	P3	P2	P4
rodzaj cementu	CEM I 42,5R	CEM II/B-V 32,5R-HSR	CEM II/B-M (S-V) 42,5R	
cement	350	350	350	350
woda	120	120	120	120
w/c	0,34	0,34	0,34	0,34
k/c	4,6	4,6	4,6	4,6
piasek [0/2 mm]	90	90	90	90
żwir [8/16 mm]	1520	760	760	760
gruz [2/31,5 mm]	-	760	760	760
superplastifikator	1,4	1,4	1,4	1,4
czas wibracji (<u>dodatkowe oznaczenie serii</u>)	0 s - bez wibracji, 10 s (<u>w1</u>), 20 s (<u>w2</u>), 30 s (<u>w3</u>), 60 s (<u>w4</u>)			

Objaśnienia: w/c = woda/cement [-], k/c = kruszywo/cement [-].

Źródło: opracowanie własne.

W celach dokumentacyjnych podano gęstości właściwe materiałów: kruszywa drobnego (piasek) $\rho_{FA} = 2,65 \text{ g/cm}^3$, kruszywa naturalnego (żwir) $\rho_{NA} = 2,69 \text{ g/cm}^3$ oraz gruzu $\rho_{RCA} = 2,34 \text{ g/cm}^3$. Gęstości właściwe zastosowanych spoiw wynosiły: 2,95 g/cm³ dla cementu CEM II/B-V, 2,94 g/cm³ dla cementu CEM II/B-M (S-V) oraz 3,12 g/cm³ dla cementu CEM I.

Do sporządzenia mieszanek zastosowano tę samą procedurę mieszania, jak w programie zarobów nr 1 (pkt 3.1.2. Receptury mieszanek J1-J8). W pierwszym etapie do betoniarki dodano grube kruszywo (naturalne lub z recyklingu, bez wstępnego nawilżania) o frakcji powyżej 2 mm, wraz z wstępną porcją zaprawy, obejmującą około 50% całkowitej ilości cementu i wody, 30% piasku drobnego oraz domieszkę uplastyczniającą. Mieszanie prowadzono przez około 2 minuty, do momentu uzyskania jednolitego pokrycia ziaren kruszywa cienką warstwą zaczynu, potwierdzonego wizualnie. W drugim etapie dodawano pozostałą część piasku drobnego (~70%) oraz resztę zaczynu cementowego (pozostałe 50% cementu i wody). Całość mieszanki była następnie mieszana przez dodatkowe 2–3 minuty w celu zapewnienia jednorodności. Po dokładnym wymieszaniu, mieszanki referencyjne P1-P4 odlewano do form z zagęszczeniem poprzez 20 uderzeń ubijakiem, bez użycia

wibracji. W pozostałych przypadkach mieszankę odlewano do form i poddawano zagęszczeniu za pomocą wibracji o czasie trwania odpowiednio: 10 s (w1), 20 s (w2), 30 s (w3) oraz 60 s (w4).



Rys. 27 – Stół wibracyjny (producent: Italvibras G. Silingardi, model: MVS13/200-S02).

Źródło: zdjęcia wykonane w Laboratorium PG, opracowanie własne.

Do badań procesu zagęszczenia wykorzystano stół wibracyjny o częstotliwości drgań $f_v = 50$ Hz i szczytowej amplitudzie drgań $A_v = 0,75$ mm (Rys. 27). W celu zapewnienia porównywalności wyników pomiędzy różnymi konfiguracjami sprzętowymi, przedstawiono charakterystyki kinematyczne drgań oraz bezwymiarowy wskaźnik intensywności drgań (Γ) dla wykorzystanego sprzętu. Stół wibracyjny generował maksymalną prędkość drgań (v_{pk}) oraz maksymalne przyspieszenie (a_{pk}), obliczane zgodnie z poniższymi zależnościami:

$$v_{pk} = 2 \cdot \pi \cdot f_v \cdot A_v = 2 \cdot \pi \cdot 50 \cdot 0,00075 = 0,236 \text{ m/s} \quad (11)$$

$$a_{pk} = (2 \cdot \pi \cdot f_v)^2 \cdot A_v = (2 \cdot \pi \cdot 50)^2 \cdot 0,00075 = 74,0 \text{ m/s}^2 \quad (12)$$

$$\Gamma = \frac{a_{pk}}{g} = \frac{74,0}{9,81} \approx 7,54 \quad (13)$$

gdzie: g – standardowe przyspieszenie ziemskie [$9,81 \text{ m/s}^2$].

Zdefiniowano również znormalizowany wskaźnik wibracji (NVD, ang. *Normalized Vibration Dose*) jako:

$$NVD = \Gamma \cdot t_{vi} \quad (14)$$

gdzie: Γ – bezwymiarowy wskaźnik intensywności drgań [-], t_{vi} – czas trwania wibracji [s].

Dla czasów trwania wibracji wynoszących odpowiednio 10, 20, 30 oraz 60 sekund, przy wyznaczonym wskaźniku intensywności drgań rzędu 7,54, obliczone wartości NVD wyniosły: 75,5, 151, 226 oraz 452.

Dla każdej mieszanki (P1–P4) wykonano odpowiednią liczbę próbek przeznaczonych do oznaczenia filtracji oraz wytrzymałości na ściskanie betonu (Tabela 11 i Rys. 28). Próbki betonu ułożone w normowych formach zabezpieczono przed wysychaniem przez przykrycie folią budowlaną. Próbki były przechowywane w formach przez 24 godziny w temperaturze 20 ± 2 °C, a następnie były rozformowane i umieszczone w komorze pielęgnacyjnej o wilgotności względnej $\geq 95\%$ i temperaturze 20 ± 2 °C.

Tabela 11 – Rodzaj próbki, liczba próbek i projektowane badania dla mieszanek P1-P4.

rodzaj próbki [wymiar próbki]	ilość	badanie
walec [ø150×300 mm]	14-15	wytrzymałość na ściskanie
walec w rurze akrylowej [ø144×300 mm]	4-5	wodoprzepuszczalność

Źródło: opracowanie własne.



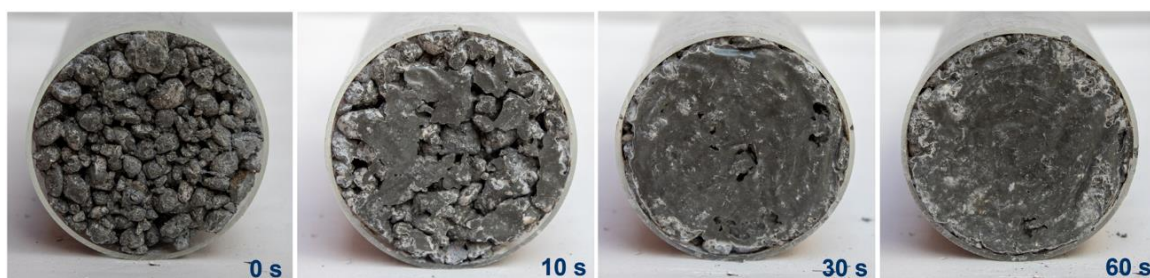
Rys. 28 – Próbkę dla przykładowej serii P3.

Źródło: zdjęcia wykonane w Laboratorium PG, opracowanie własne.



Rys. 29 – Seria próbek mieszanki betonu P4 w rurach akrylowych (od lewej): bez wibracji (P4), zagęszczanych za pomocą wibracji – 10 s (P4w1), 30 s (P4w3) i 60 sekund (P4w4).

Źródło: opracowanie własne.



Rys. 30 – Seria próbek mieszanki betonu P4 widziana od spodu (od lewej): bez wibracji (P4), zagęszczanych za pomocą wibracji – 10 s (P4w1), 30 s (P4w3) i 60 sekund (P4w4).

Źródło: zdjęcia wykonane w Laboratorium PG, opracowanie własne.

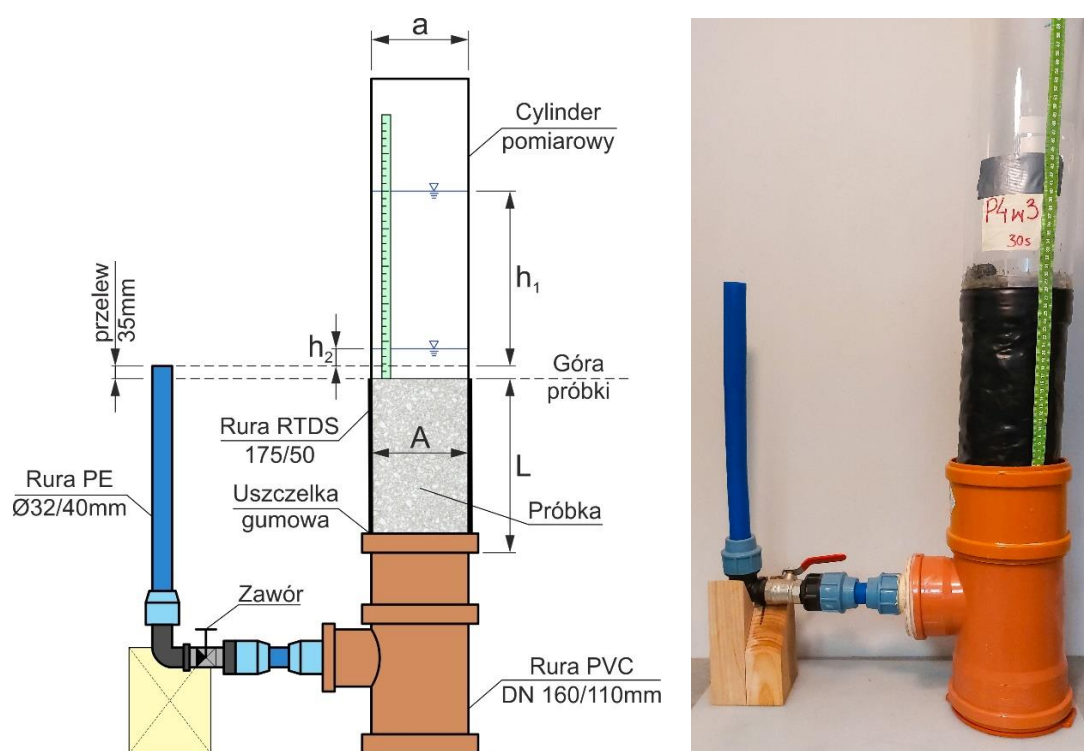
3.3.3. Metody badań

W badaniach laboratoryjnych przeprowadzonych metodą zmiennego spadku hydraulicznego dla większości próbek odnotowano wysokie wyniki wodoprzepuszczalności mieszanek P1-P4, co mogło być przyczyną filtracji wody po ściankach rur akrylowych. Zdecydowano się sprawdzić ten efekt, eliminując możliwość przepływu wody wzdłuż powierzchni bocznych próbek. Dla zapewnienia wymaganej szczelności po zdemontowaniu rur akrylowych zastosowano obwodowe uszczelnienie poprzez innowacyjne wykorzystanie rur termokurczliwych dużych średnic RTDS-175/50 (Rys. 31). Po odpowiednim przygotowaniu próbek, bez możliwości przepływu wody w rejonie ich ścianek, ponowiono badania filtracji mieszanek P1-P4, ustalając skorygowany współczynnik filtracji (Rys. 32).



Rys. 31 – Przygotowanie próbek do badania filtracji (od lewej): mieszanka odlana do formy akrylowej, próbka po demontażu rury akrylowej, próbka uszczelniona rurą termokurczliwą RTDS-175/50.

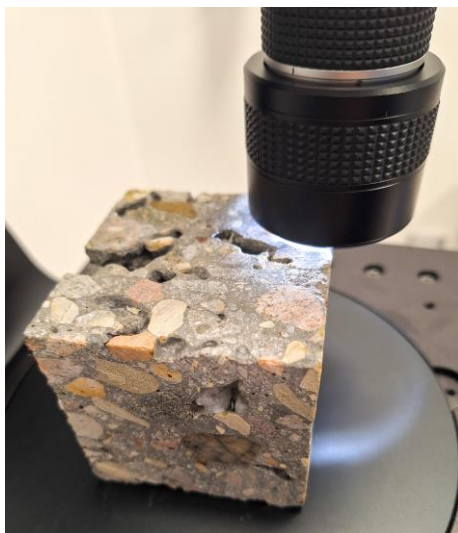
Źródło: opracowanie własne.



Rys. 32 – Schemat badania i stanowisko badawcze do wyznaczenia przepuszczalności metodą zmiennego spadku hydraulicznego, po obwodowym uszczelnieniu próbek – zgodnie ze wzorem (9).

Źródło: opracowanie własne.

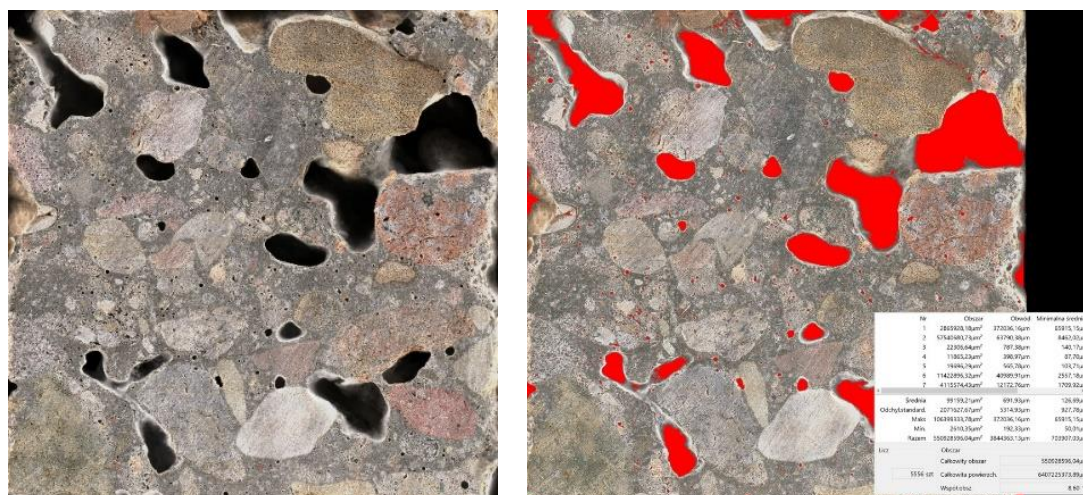
W serii nr 1 w celu oszacowania procentowej zawartości wolnych przestrzeni (porowatości) wykorzystano metodę obrazową i manualny odczyt powierzchni. W aktualnych badaniach wykorzystano nowy mikroskop cyfrowy (producent Keysense, model VHX-6000) dostępny w jednostce badawczej (Rys. 33). Mikroskop cyfrowy łączy obserwację, pomiar i raportowanie w jednym urządzeniu. Za pomocą mikroskopu analiza struktury betonu odbywa się w sposób niezależny od użytkownika, nieinwazyjny, szybki i precyzyjny. Funkcja Multi-Scan wykonuje serię przesuniętych mikrorastrowo ujęć (ang. pixel-shift) i cyfrowo scala je w pojedynczy obraz o efektywnej rozdzielczości 18 MP, dzięki czemu nawet najmniejsze pory są odtwarzane z pełnym konturem. Połączenie tego trybu z algorytmem HDR-Plus eliminuje odbłaski od ziaren kruszywa, zapewniając wysoki kontrast między pustkami a matrycą cementową. Automatyczna kompozycja głębi ostrości i rekonstrukcja 3D pozwalają na jednoczesny pomiar średnicy, objętości i udziału procentowego porów w przekroju (Rys. 34). Dzięki zintegrowanemu, w pełni sterowalnemu oświetleniu LED Multi-Lighting, mikroskop zapewnia optymalne warunki obserwacji i rejestracji danych. Napędzany silnikami stolik XYZ oferuje zakres 100×100 mm w płaszczyźnie XY (± 50 mm) o skoku 1 μm oraz zestaw obiektywów 0,1×–5000× umożliwiając płynne przejście od przeglądu makro do obserwacji mikro-porów. Wbudowane oprogramowanie zapewnia analizę mikrostruktury materiału i pomiar do 29 999 obiektów z dokładnością 1 μm , pozwalając przy tym filtrować dane pomiarowe według wybranych przez użytkownika parametrów np. minimalnej czy maksymalnej średnicy, kolistości. Rejestracja seryjna obrazów, ich cyfrowe zszywanie oraz automatyczny pomiar dostarczają precyzyjnych danych do dalszej oceny.



Rys. 33 – Próbką P4w3 podczas skanowania pod mikroskopem cyfrowym.

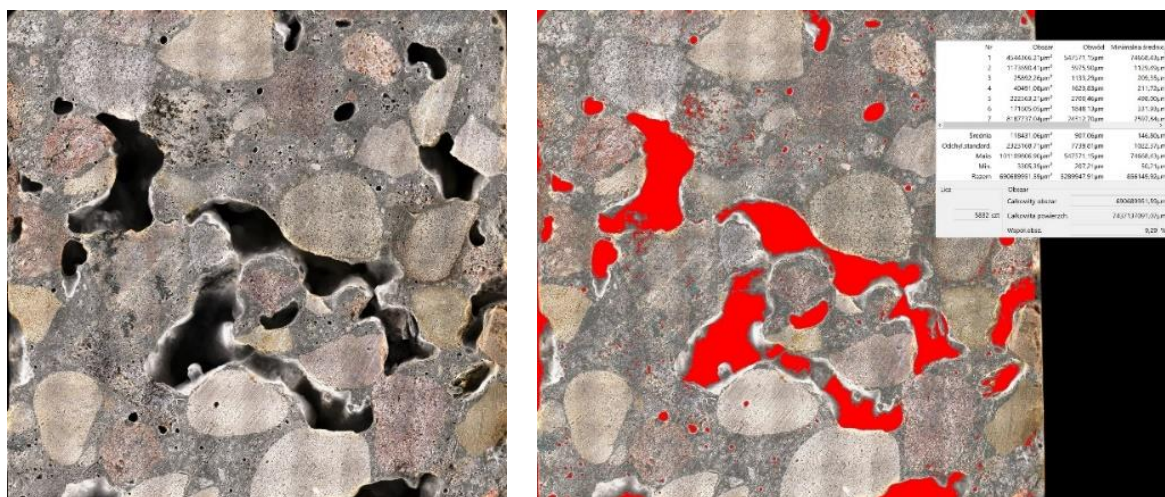
Źródło: zdjęcia wykonane w Laboratorium PG, opracowanie własne.

W związku z ograniczeniami rozmiaru i wagi próbek (do 5 kg) możliwych do analizy w mikroskopie, z części próbek poddanych badaniom filtracji wycięto ze środka kostki sześciennie o wymiarach 70×70×70 mm (P1w1, P2w1, P2w3, P2w4, P3w1, P4w1, P4w3, P4w4). Pomiary podano dla wartości średniej z co najmniej 4 płaszczyzn danej próbki.



Rys. 34 – Scalony obraz powierzchni próbki P2w4 (70×70 mm, powiększenie ×30) (po lewej) oraz przetworzony obraz binarny z wysegregowanymi na czerwono obszarami porów (po prawej).

Źródło: skan z mikroskopu wykonany w Laboratorium PG, opracowanie własne.

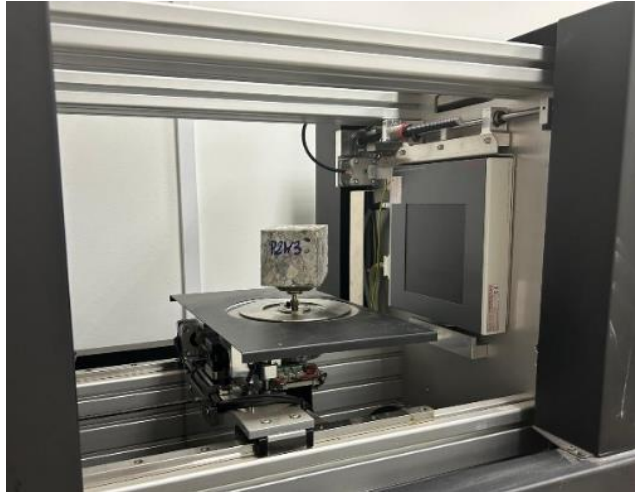


Rys. 35 – Scalony obraz powierzchni próbki P4w4 (70×70 mm, powiększenie ×30) (po lewej) oraz przetworzony obraz binarny z wysegregowanymi na czerwono obszarami porów (po prawej).

Źródło: skan z mikroskopu wykonany w Laboratorium PG, opracowanie własne.

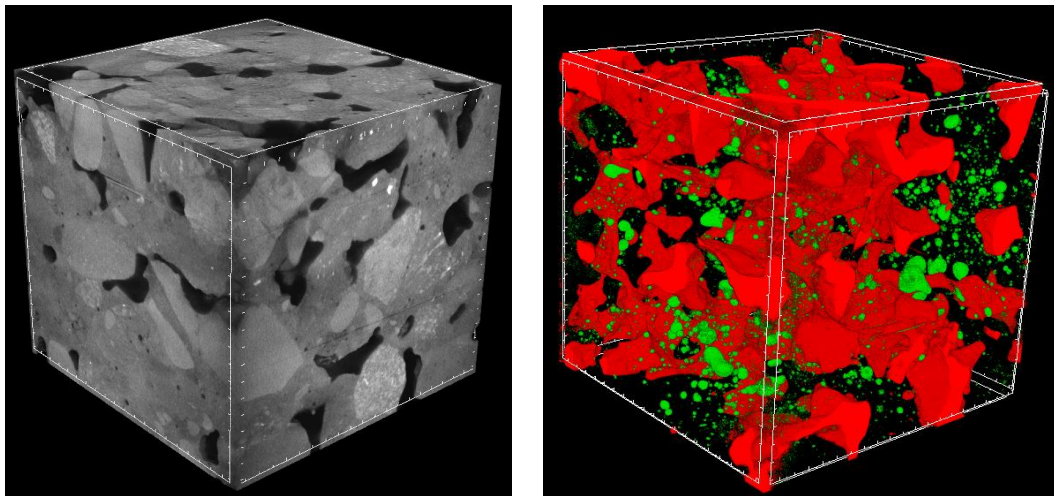
Beton porowaty, ze względu na wysoką zawartość pustek powietrznych, umożliwia infiltrację cieczy, a o jego hydraulicznych i mechanicznych właściwościach decydują nie tylko porowatość całkowita, lecz przede wszystkim udział i krętość (ang. *tortuosity*) sieci porów otwartych. W niniejszym badaniu oceniono te cechy metodą mikrotomografii rentgenowskiej (micro-CT), uznaną za jedno z najdokładniejszych narzędzi do trójwymiarowej analizy struktury porowatej betonu [170–174]. Skanowaniu poddano kostki sześciennie o wymiarach 70×70×70 mm, które wcześniej analizowano optycznie w mikroskopie cyfrowym (Rys. 36). Pomiar wykonano na skanerze Bruker SkyScan 1173 dostępnym w jednostce badawczej. Dane z micro-CT zostały przetworzone za pomocą dedykowanego pakietu oprogramowania, obejmującego NRecon do rekonstrukcji oraz CTAn do ilościowej analizy struktury porów i krętości. Przyjęto następujące parametry: 130 keV, 61 µA, filtr miedziowy o grubości 0,25 mm, czas ekspozycji 4000 ms oraz rozdzielczość 1 piksela równa 39,68 µm. Zdjęcia rejestrowano co 0,2° w zakresie 0–180°. Każdy widok uśredniano z czterech ujęć w celu redukcji szumu i poprawienia jakości zdjęć, a pojedynczy skan trwał około 4 godziny. Dzięki dużej

komorze i rozdzielczości na poziomie μm skaner umożliwił jednocześnie odwzorowanie makro- i mikro-pustek bez niszczenia próbek. Rekonstrukcje 3D posłużyły do automatycznego wydzielenia porów otwartych i zamkniętych oraz oceny ich krętości, co pozwoliło powiązać geometrię sieci porów z właściwościami filtracyjnymi betonu (Rys. 37).



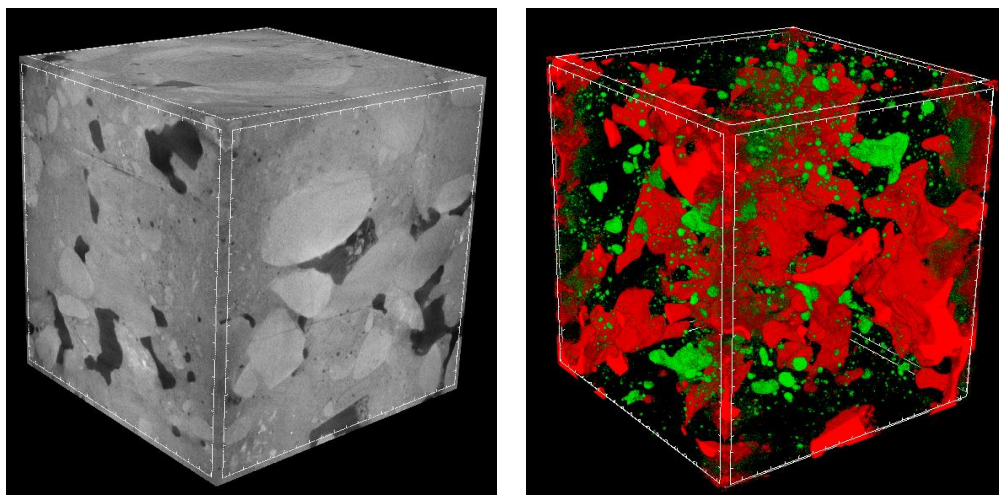
Rys. 36 – Próbką P2w3 w trakcie skanowania w mikrotomografie.

Źródło: zdjęcie wykonane w Laboratorium PG, opracowanie własne.



Rys. 37 – Próbką P4w3 i struktura porów (kolor czerwony – pory otwarte, zielony – pory zamknięte).

Źródło: skan z mikrotomografu wykonany w Laboratorium PG, opracowanie własne.



Rys. 38 – Próbką P4w4 i struktura porów (kolor czerwony – pory otwarte, zielony – pory zamknięte).

Źródło: skan z mikrotomografu wykonany w Laboratorium PG, opracowanie własne.

3.3.4. Wyniki i omówienie

W ramach niniejszego badania przeanalizowano wpływ oddziaływania wibracji na właściwości mechaniczne betonu porowatego, w którym zastosowano kruszywo pochodzące z recyklingu gruzu betonowego w ilości stanowiącej 50% masy całkowitej frakcji grubego kruszywa. Dodatkowo, w poszczególnych mieszankach wykorzystano różne rodzaje cementów, co umożliwiło ocenę ich wpływu na końcowe parametry materiału. Przygotowano cztery serie mieszanek oznaczone jako P1–P4, a wyniki przeprowadzonych badań laboratoryjnych zestawiono w tabeli (Tabela 12). Badania nad wpływem czasu wibracji na właściwości betonu porowatego wykazały istotne zależności pomiędzy długością procesu zagęszczania a parametrami strukturalnymi i hydraulicznymi materiału.

W trakcie formowania próbek oraz ich zagęszczania metodą wibracyjną (czas trwania: 10–60 s) zaobserwowano zjawisko sedymentacji zaczynu cementowego w dolnych partiach próbek, prowadzące do częściowego uszczelnienia ich podstawy (Rys. 29 i Rys. 30). Intensywność tego zjawiska była silnie zależna od składu mieszanki betonowej. Mieszanki z dodatkiem popiołu lotnego (P2 i P4) charakteryzowały się bardziej lepką i sztywną konsystencją, co ograniczało mobilność zaczynu i redukowało efekt sedymentacji do poziomu poniżej 1 cm. Odmienna sytuacja wystąpiła w przypadku mieszanek opartych na czysto klinkierowym cemencie portlandzkim (CEM I), gdzie osiadanie zaczynu osiągało 2–3 cm, prowadząc do wyraźnego uszczelnienia dolnej części próbki. Zjawisko to było szczególnie widoczne w próbkach silnie upłynnionych i poddanych długotrwałemu zagęszczaniu (30–60 s), takich jak P1w3, P1w4 oraz P3w4, w których nie odnotowano praktycznie żadnej filtracji.

Opisane obserwacje są zgodne z wynikami przedstawionymi w publikacji [134], gdzie wykazano, że czas zagęszczania (wibracji) ma istotny wpływ na jednorodność struktury betonu porowatego, co bezpośrednio przekłada się na jego właściwości funkcjonalne i mechaniczne. Próbki zagęszczane przez 10 sekund wykazywały jednorodny rozkład materiału, natomiast przy dłuższym czasie wibrowania (30–60 s) zaobserwowano segregację składników w dolnej części próbki, co

doprowadziło do pogorszenia przepuszczalności. Podobne wnioski przedstawiono w badaniu [167], w którym za optymalną uznano recepturę betonu przepuszczalnego o stosunku woda/cement równym 0,35 oraz czasie wibrowania ≈ 40 s (50 Hz), spełniającą wymagania techniczne w zakresie przepuszczalności ($k > 1$ cm/s) i charakteryzującą się najwyższą wytrzymałością na ściskanie ($f_c = 22$ MPa), przy jednoczesnym ograniczeniu zjawiska segregacji.

W niniejszym badaniu zidentyfikowano analogiczne zjawisko uszczelnienia u podstawy próbek betonowych, wywołane sedymentacją zaczynu podczas zagęszczania wibracyjnego, prowadzące do lokalnego zamknięcia porów powierzchni dolnej (Rys. 30). Efekt ten był szczególnie wyraźny w mieszankach zawierających cement CEM I, natomiast mieszanki z cementami wieloskładnikowymi (CEM II) wykazywały ograniczoną sedymentację, co pozwalało na zachowanie zdolności filtracyjnych.

Mechanizm uszczelnienia przypisuje się rozpadowi tiksotropowemu oraz właściwościom upłynniającym zaczynu pod wpływem drgań stołu wibracyjnego (50 Hz, amplituda $\sim 0,75$ mm), które sprzyjają grawitacyjnemu przepływowi zaczynu przez szkielet kruszywa. Strumień skierowany ku dołowi akumuluje się u podstawy próbki, lokalnie zwężając kanały porów i prowadząc do stopniowego spadku przepuszczalności wraz ze wzrostem czasu wibracji. Decydującą rolę odegrał skład spoiwa. Przy stałym stosunku woda/cement ($w/c = 0,34$) oraz identycznym dozowaniu superplastyfikatora (0,4% masy spoiwa), mieszanki z cementem CEM II wykazywały wyższą powierzchnię właściwą Blaine'a oraz większe zapotrzebowanie na wodę (CEM II/B-V 32,5R-HSR: 4282 cm²/g; 28,5%; CEM II/B-M(S-V) 42,5R: 4934 cm²/g; 33,0%) w porównaniu do CEM I 42,5R (3504 cm²/g; 27,5%) – Tabela 3, Tabela 8 i Tabela 9. Parametry te wskazują na wyższą zawartość substancji stałych oraz większe naprężenie uplastycznienia w zaczynach CEM II, co ograniczało ich mobilność i przeciwdziało efektowi uszczelnienia podczas wibracji.

Choć niniejsze badanie koncentrowało się na mieszankach zawierających stałą wartość kruszywa z recyklingu (50% RCA), wcześniejsze prace [19,23,24] wskazują, że zawartość RCA przekraczająca 60% często wymaga zwiększenia objętości zaczynu i/lub zastosowania dodatków pucolanowych, aby utrzymać wytrzymałość na ściskanie przy danej porowatości. Z kolei poziomy zastąpienia RCA w zakresie 30–60% sprzyjają zachowaniu, a nawet poprawie przepuszczalności, głównie dzięki chropowatej powierzchni RCA oraz zwiększonej krętości sieci porów — pod warunkiem odpowiednio skalibrowanego zagęszczania.

Analiza statystyczna oparta na współczynniku korelacji Pearsona, przeprowadzona dla czterech mieszanek betonowych (P1–P4) w pięciu wariantach czasowych (0, 10, 20, 30, 60 s), ujawniła wyraźne trendy w zakresie zmian porowatości efektywnej, współczynników filtracji, wytrzymałości na ściskanie oraz gęstości objętościowej. Wyniki eksperymentalne niniejszego badania jednoznacznie wskazują, że czas trwania zagęszczania wibracyjnego wywiera istotny wpływ na właściwości hydro-mechaniczne betonu porowatego z kruszywem z recyklingu. Zaobserwowane tendencje — stopniowy spadek porowatości i przepuszczalności przy jednoczesnym wzroście wytrzymałości na ściskanie wraz z wydłużeniem czasu wibracji — są zgodne z wcześniej raportowanymi trendami dla betonów porowatych poddanych wibracjom [175–177]. Literatura

wskazuje, że czas vibracji przekraczający 5–10 sekund może prowadzić do istotnego wzrostu wytrzymałości mechanicznej, jednak kosztem przewodności hydraulicznej, przy redukcji przepuszczalności rzędu 20–60% [177,178]. W niniejszym badaniu, już przy pierwszym progu zagęszczenia (czas vibracji 10 s), odnotowano porównywalny spadek współczynnika filtracji w zakresie od 18% do 67% dla mieszanek P2w1, P3w1 oraz P4w1 w porównaniu do analogicznych mieszanek niepoddanych wibracjom (P2, P3, P4).

Tabela 12 – Wyniki badań mieszanek betonu porowatego P1-P4 [179].

oznaczenie serii	czas vibracji	OS	$f_{cm,28}$	ρ	n_e	n_{mic}	n_{m-CT}	k	k_{RTDS}
	[s]	[mm]	[MPa]	[kg/m ³]	[%]	[%]	[%]	[cm/s]	[cm/s]
P1	0	60	14,1	1984	13,80	n/a	n/a	1,26	1,04
P1w1	10		21,4	2127	11,84	6,66	12,66 (10,70)	0,09	0,07
P1w2	20		24,2	2185	10,29	n/a	n/a	0,18	0,13
P1w3	30		22,2	2099	7,43	n/a	n/a	„0”	n/a
P1w4	60		20,7	2138	8,98	n/a	n/a	„0”	n/a
P3	0	20	16,2	1868	18,37	n/a	n/a	1,51	1,26
P3w1	10		16,3	1933	10,20	11,71	10,94 (8,63)	1,03	0,99
P3w2	20		18,0	2034	9,47	n/a	n/a	1,10	0,79
P3w3	30		22,0	2104	7,18	n/a	n/a	0,70	0,35
P3w4	60		23,4	2136	6,12	n/a	n/a	„0”	n/a
P2	0	<10	12,8	1814	20,65	n/a	n/a	1,36	1,06
P2w1	10		16,0	1995	11,59	13,96	12,30 (10,25)	0,44	0,35
P2w2	20		18,2	2012	10,29	n/a	n/a	n/a	n/a
P2w3	30		22,6	2085	7,48	6,85	6,72 (5,69)	0,47	0,32
P2w4	60		28,4	2194	7,04	5,69	7,31 (6,33)	0,19	0,11
P4	0	<10	8,4	1696	22,45	n/a	n/a	1,79	1,52
P4w1	10		9,6	1837	11,92	11,92	13,14 (12,35)	1,49	1,24
P4w2	20		11,8	1943	10,45	n/a	n/a	n/a	n/a
P4w3	30		14,5	2029	6,73	8,55	7,83 (7,24)	1,04	0,81
P4w4	60		19,7	2091	6,51	9,76	7,24 (6,69)	0,49	0,31

Objaśnienia: OS – opad stożka [mm], $f_{cm,28}$ – średnia wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach [MPa], ρ – gęstość objętościowa [kg/m³], n_e – porowatość efektywna [%], n_{mic} – porowatość oznaczona za pomocą mikroskopu cyfrowego [%], n_{m-CT} – porowatość całkowita (udział porów otwartych) oznaczona za pomocą micro-CT [%], k – współczynnik filtracji [cm/s], k_{RTDS} – skorygowany współczynnik filtracji po obwodowym uszczelnieniu próbek rurą termokurczliwą RTDS [cm/s], n/a – brak pomiaru dla próbki; „0” – brak zaobserwowanego mierzalnego przepływu wody przez próbkę podczas badania.

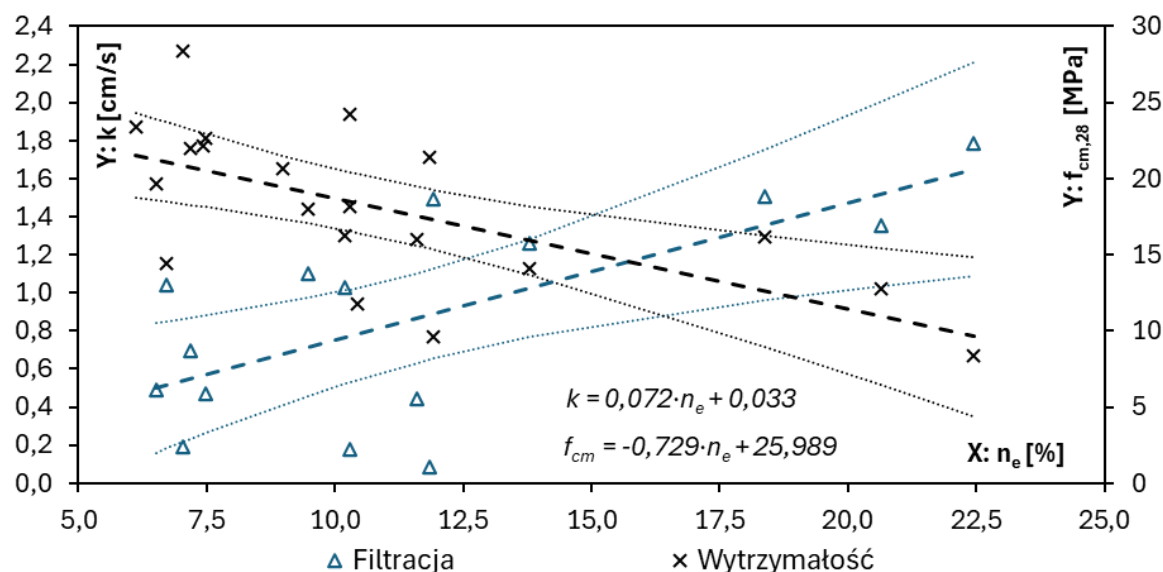
Źródło: opracowanie własne.

W ujęciu ogólnym, gęstość objętościowa mieszanek betonu porowatego mieściła się w zakresie od 1696 do 2194 kg/m³, co dla mieszanek niewibrowanych lub wibrowanych nie dłużej niż 10 s odpowiada wskazaniom z literatury [10]. Zawartość porów wynosiła od 6,12% do 22,45%, natomiast współczynnik filtracji przyjmował wartości w przedziale 0,09–1,49 cm/s dla próbek zagęszczanych metodą wibracyjną oraz 1,26–1,79 cm/s dla próbek zagęszczanych wyłącznie ubijakiem (bez vibracji). Zróżnicowanie parametrów mieszanek wynikało przede wszystkim z odmiennego udziału zastosowanego kruszywa, w tym kruszywa pochodzącego z recyklingu (gruzu), oraz rodzaju użytego cementu. Zaobserwowano istotne różnice w porowatości próbek, co

bezpośrednio przekładało się na zmienność wartości współczynnika filtracji. Parametry te pozostają ściśle zależne od szeregu czynników strukturalnych, takich jak: całkowita objętość porów, ich rozmiary i rozkład, a także ciągłość układu porów otwartych, tworzących kanały przepływu cieczy. Dla wszystkich analizowanych receptur (P1–P4) uzyskane wartości współczynnika filtracji należy zakwalifikować jako wysokie w odniesieniu do typowych wymagań i zastosowań inżynierskich dla betonu porowatego.

Średnie wytrzymałości na ściskanie dla próbek referencyjnych P1 i P3, zagęszczanych poprzez 20 uderzeń ubijakiem bez udziału wibracji, wyniosły odpowiednio 14,1 MPa oraz 16,2 MPa (próbki walcowe). Dla analogicznych mieszanek J1 i J3, wykonanych w formie kostek sześciennych w ramach pierwszych zarobów próbnych (por. Tabela 7 i Tabela 12), uzyskano odpowiednio 17,6 MPa oraz 18,4 MPa. Otrzymany stosunek wytrzymałości na ściskanie uzyskanej na próbkach walcowych i sześciennych ($f_{c,cyl}/f_{c,cube}$) mieści się w przedziale 0,80–0,88, co jest zgodne z wartościami podawanymi w literaturze dla betonów porowatych, gdzie typowy zakres wynosi 0,75–0,90 [180–182].

Zależność pomiędzy porowatością betonu porowatego a jego właściwościami mechanicznymi i hydraulicznymi została potwierdzona zarówno w badaniach własnych, jak i w literaturze [183,184]. Dla mieszanek betonu porowatego wykonanych z użyciem różnych rodzajów kruszywa (zarówno naturalnego, jak i z recyklingu) oraz różnych typów cementu, 28-dniowa średnia wytrzymałość na ściskanie oraz współczynnik filtracji (przepuszczalność) zostały przedstawione na rysunku (Rys. 39). Widoczna jest wyraźna zależność (trend) pomiędzy tymi parametrami: wraz ze wzrostem porowatości obserwuje się spadek wytrzymałości na ściskanie ($f_{cm,28}$) z około 25 MPa do 10 MPa oraz jednoczesny wzrost współczynnika filtracji (k) z około 0,4 cm/s do 1,8 cm/s. Analiza wykazała statystycznie istotną dodatnią korelację pomiędzy przepuszczalnością a porowatością efektywną oraz istotną ujemną korelację pomiędzy wytrzymałością na ściskanie a porowatością efektywną. Uzyskane wyniki jednoznacznie wskazują, że w analizowanym zakresie wzrost porowatości efektywnej prowadzi do statystycznie istotnego zwiększenia przepuszczalności, przy jednoczesnym spadku wytrzymałości na ściskanie.



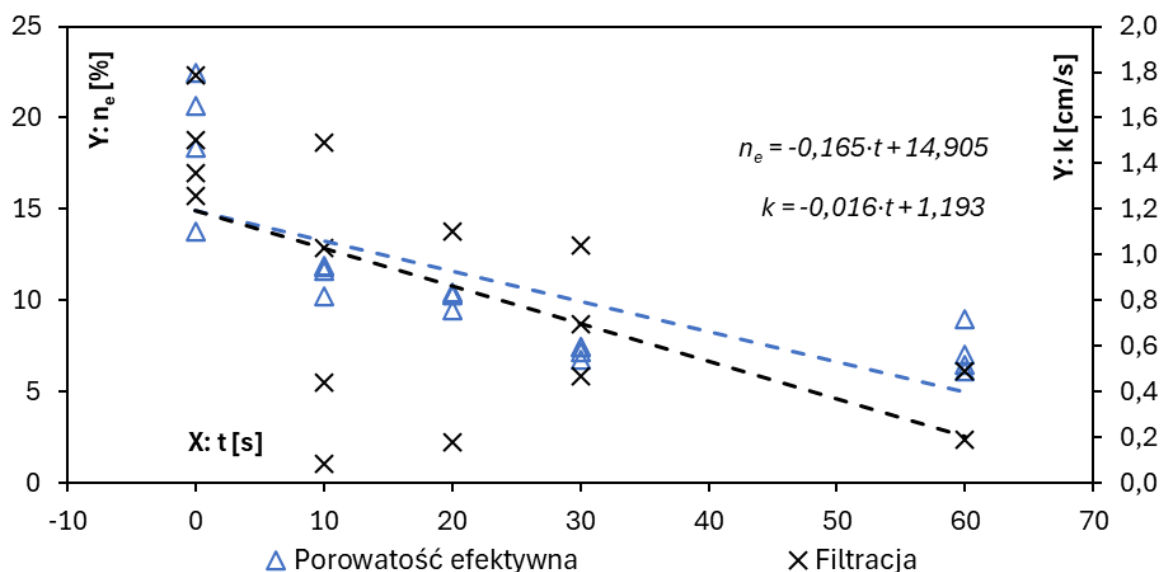
Rys. 39 – Wykres zależności wytrzymałości na ściskanie po 28 dniach i współczynnika filtracji od porowatości efektywnej.

Linie trendu (regresje linowe) pokazano wyłącznie dla statystycznie istotnych zależności (zbiór danych P1-P4): $f_{cm,28}$ vs. n_e – nachylenie = $-0,730$ MPa na 1% n_e (95% CI $[-1,149, -0,309]$), $r = -0,652$, $p = 0,0018$, $N = 20$; k vs. n_e – nachylenie = $+0,072$ cm/s na 1% n_e (95% CI $[0,024, 0,120]$), $r = +0,672$, $p = 0,0061$, $N = 15$. Linie punktowe oznaczają 95% przedziały ufności.

Źródło: opracowanie własne.

Wyniki badań własnych jednoznacznie potwierdzają istotny wpływ metody zagęszczania i czasu vibracji na porowatość, przepuszczalność oraz wytrzymałość na ściskanie betonu porowatego (Rys. 40 i Rys. 41), co jest zbieżne z ustaleniami [185]. Próbkę zagęszczaną wyłącznie mechanicznie (bez vibracji) poprzez 20 uderzeń ubijakiem (P1–P4) wykazały porowatość efektywną w zakresie 13,80–22,45%, filtrację 1,26–1,79 cm/s oraz 28-dniową wytrzymałość na ściskanie od 8,4 do 16,2 MPa. Zastosowanie vibracji przez 10 sekund (P1w1–P4w1) obniżyło porowatość do 10,20–11,92%, obniżyło filtrację do 0,09–1,49 cm/s i zwiększyło wytrzymałość do 9,6–21,4 MPa. Podobną tendencję wrażliwości właściwości betonu porowatego na czas trwania vibracji zaobserwowano w badaniu [175], w którym wykazano, że wydłużenie czasu wibrowania z 5 s do 15 s spowodowało spadek przepuszczalności o 22–56 %, przy jednoczesnym wzroście 28-dniowej wytrzymałości na ściskanie z 19,9–31,0 MPa do 23,5–38,4 MPa. Wyniki te podkreślają typowy kompromis pomiędzy właściwościami hydraulicznymi a mechanicznymi betonu porowatego. Wydłużenie czasu vibracji do 30 sekund (P1w3–P4w3) skutkowało dalszym spadkiem porowatości do 6,73–7,48% i filtracji 0,47–1,04 cm/s oraz wzrostem wytrzymałości do 14,5–22,6 MPa. Najlepsze właściwości mechaniczne uzyskano przy vibracji 60 s (P1w4–P4w4), gdzie wytrzymałość osiągnęła 19,7–28,4 MPa, natomiast porowatość i przepuszczalność spadły do poziomu odpowiednio 6,12–8,98% i 0,19–0,49 cm/s. Opisane powyżej tendencje są zgodne z wynikami badań literaturowych. W badaniu [186] metoda ubijania prętem (ang. *rodding*) dała porowatość 22,8% i wytrzymałość 9,6 MPa, natomiast metoda vibracyjna (10 s) pozwoliła uzyskać porowatość 18,5% i wytrzymałość 13,2 MPa. Z kolei w badaniu [13] zagęszczanie prętem (25 uderzeń w 3 warstwach) skutkowało porowatością do 25%, wytrzymałością od 5,5 MPa i przepuszczalnością do 0,53 cm/s. Vibracja przez 5 s przy różnych

amplitudach miała wpływ na obniżenie porowatości do 15%, zwiększenie wytrzymałości do 32 MPa i zmniejszenie przepuszczalności do 0,09 cm/s.

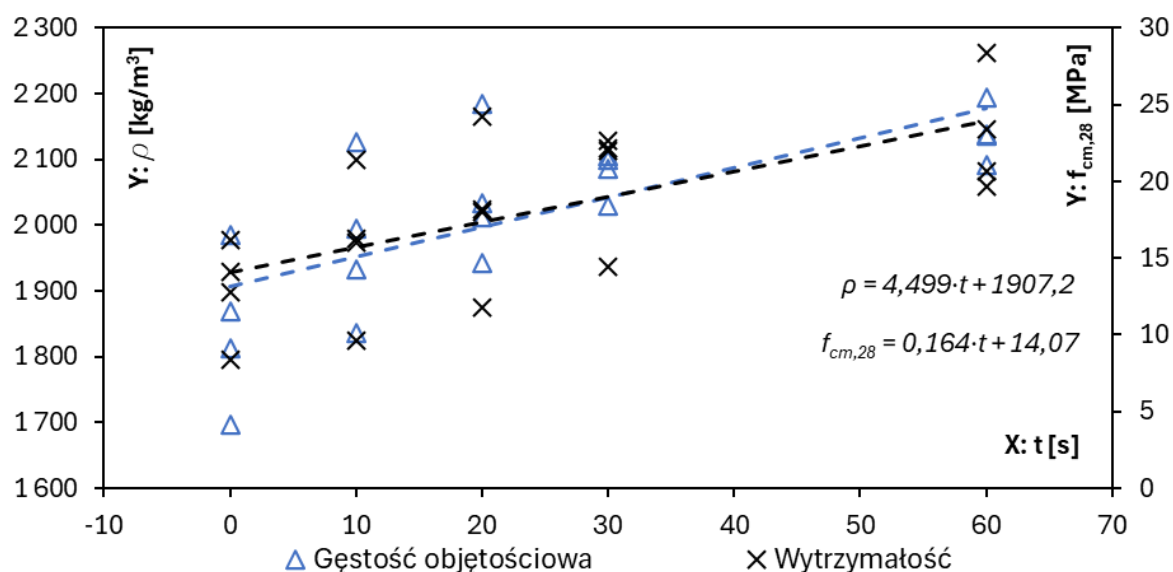


Rys. 40 – Wykres zależności porowatości efektywnej i współczynnika filtracji betonu porowatego od czasu vibracji.

Linie trendu (regresje linowe) pokazano wyłącznie dla statystycznie istotnych zależności (zbiór danych P1-P4): n_e vs. t – nachylenie = $-0,165\%$ na 1 s (95% CI $[-0,238, -0,093]$), $r = -0,748$, $p = 0,0001$, $N = 20$; k vs. t – nachylenie = $-0,016$ cm/s na 1 s (95% CI $[-0,030, -0,003]$), $r = -0,598$, $p = 0,0186$, $N = 15$.

Źródło: opracowanie własne.

Wpływ czasu vibracji na porowatość efektywną oraz właściwości filtracyjne betonu porowatego oceniono na podstawie zbiorczych danych dla mieszanek P1–P4 (Rys. 40). Wyniki wskazują, że porowatość efektywna istotnie maleje wraz ze wzrostem czasu vibracji w zakresie od 0 do 60 sekund ($r = -0,748$; $p = 0,0001$). Niemniej jednak, zmienność porowatości efektywnej w obrębie poszczególnych mieszanek była bardziej wyraźna. W większości przypadków zaobserwowano tendencję spadkową wraz ze wzrostem czasu vibracji. Przykładowo, dla mieszanki P2 stwierdzono silną ujemną korelację ($r = -0,790$), choć zależność ta nie była statystycznie istotna ($p = 0,1116$), co może sugerować potencjalne zmniejszenie udziału porów otwartych w miarę wzrostu intensywności zagęszczania. Parametry filtracyjne, w szczególności współczynnik filtracji, wykazały silne do bardzo silne ujemne korelacje z czasem vibracji dla mieszanek P2 ($r = -0,779$), P3 ($r = -0,916$) oraz P4 ($r = -0,996$). Dla mieszanki P4 korelacja ta była statystycznie istotna ($p = 0,0043$). W przypadku mieszanki P1 nie uzyskano wiarygodnych wyników dla parametrów filtracyjnych, co najprawdopodobniej wynika z niekompletności danych.

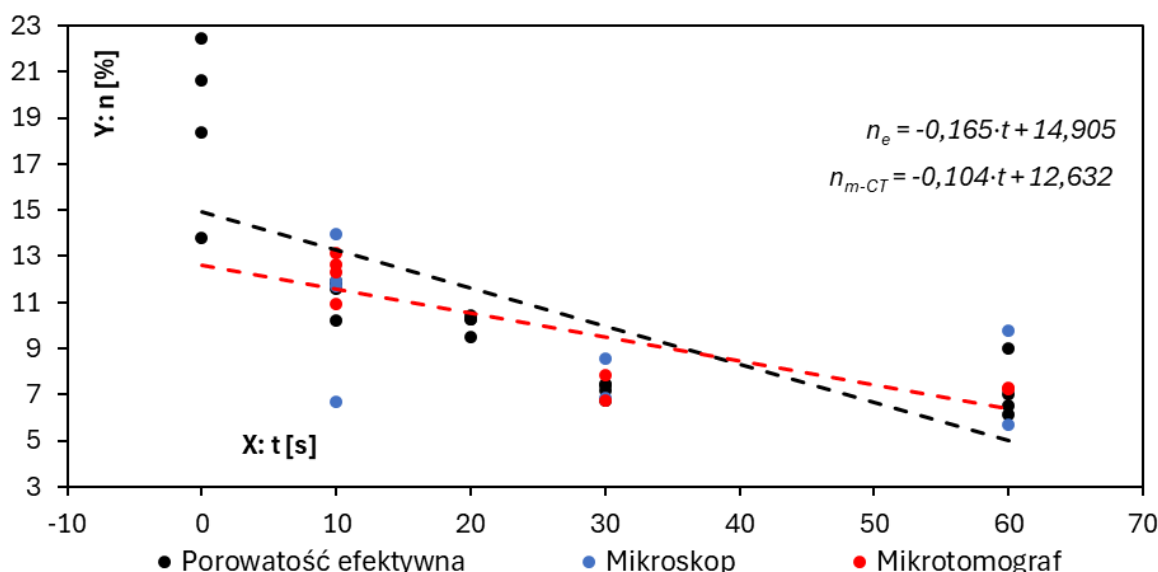


Rys. 41 – Wykres zależności wytrzymałości na ściskanie po 28 dniach i gęstości objętościowej betonu porowatego od czasu wibracji.

Linie trendu (regresje linowe) pokazano wyłącznie dla statystycznie istotnych zależności (zbiór danych P1-P4): $f_{cm,28}$ vs. t – nachylenie = +0,164 MPa na 1 s (95% CI [0,073, 0,256]), $r = +0,666$, $p = 0,0013$, $N = 20$; ρ vs. t – nachylenie = +4,449 kg/m^3 na 1 s (95% CI [2,305, 6,694]), $r = +0,713$, $p = 0,0004$, $N = 20$.

Źródło: opracowanie własne.

Uzyskane wyniki ponownie potwierdzają, że czas wibracji stanowi istotny czynnik wpływający na ogólną efektywność betonu porowatego (Rys. 41). Choć właściwości mechaniczne, takie jak wytrzymałość na ściskanie oraz gęstość objętościowa, również ulegały poprawie wraz z wydłużeniem czasu wibracji, ich zmienność była w większym stopniu zależna od składu poszczególnych mieszanek. Wytrzymałość na ściskanie wykazała bardzo silną dodatnią korelację z czasem wibracji dla mieszanek P2 ($r = +0,990$; $p = 0,0012$), P3 ($r = +0,931$; $p = 0,0214$) oraz P4 ($r = +0,996$; $p = 0,0003$), co potwierdza korzystny wpływ wydłużonego zagęszczania na właściwości mechaniczne. Wyniki te sugerują, że optymalizacja czasu wibracji może przyczynić się do poprawy zarówno integralności strukturalnej, jak i funkcjonalności hydraulicznej betonu porowatego. Jednakże zakres tej poprawy jest zależny od składu mieszanki, co podkreśla znaczenie indywidualnie dostosowanych strategii zagęszczania w celu osiągnięcia pożądanych parametrów użytkowych.



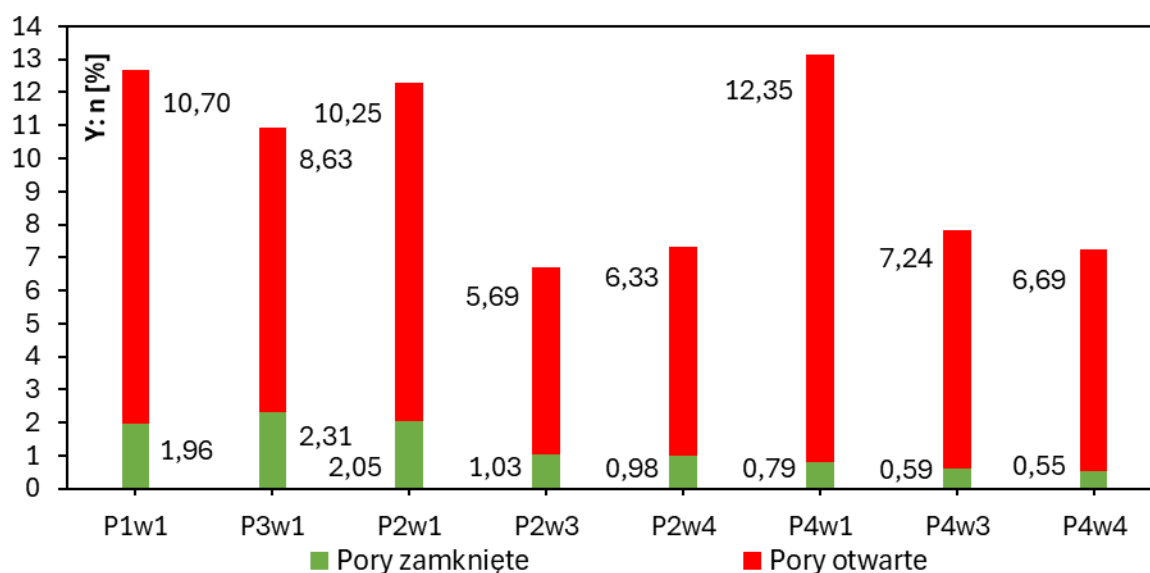
Rys. 42 – Wykres zależności porowatości: efektywnej, pomierzonej w mikroskopie i całkowitej pomierzonej w mikrotomografie – od czasu wibracji.

Linie trendu (regresje linowe) pokazano wyłącznie dla statystycznie istotnych zależności (zbiór danych P1-P4): n_e vs. t – nachylenie = $-0,165\%$ na 1 s (95% CI $[-0,238, -0,093]$), $r = -0,748$, $p = 0,0001$, $N = 20$; n_{m-CT} vs. t – nachylenie = $-0,104\%$ na 1 s (95% CI $[-0,175, -0,034]$), $r = -0,828$, $p = 0,011$, $N = 8$; n_{mic} vs. t – brak istotności statystycznej ($p = 0,190$).

Źródło: opracowanie własne.

Na podstawie przeprowadzonej analizy wyników stwierdzono, że dla wszystkich badanych mieszanek betonowych (P1–P4) występuje wyraźny trend spadku porowatości wraz ze wzrostem czasu wibracji, niezależnie od zastosowanej metody pomiarowej (Rys. 42). Analiza statystyczna wykazała, że we wszystkich badanych przypadkach występuje ujemna korelacja Pearsona pomiędzy czasem wibracji a porowatością betonu. Oznacza to, że wraz z wydłużaniem czasu zagęszczania następuje systematyczne zmniejszanie się objętości porów w strukturze materiału. Wartość współczynnika korelacji dla porowatości efektywnej wynosi $r = -0,748$ przy $p = 0,0001$, co wskazuje na silną i statystycznie istotną zależność. Porowatość określona metodą mikroskopową wykazała umiarkowaną, lecz statystycznie nieistotną korelację z parametrem docelowym ($r = -0,517$; $p = 0,1896$). Wynik ten odzwierciedla ograniczenia inherentne dla techniki analizy obrazowej opartej na mikroskopii, która operuje wyłącznie na dwuwymiarowych przekrojach. W konsekwencji metoda ta jest podatna na błędy wynikające z orientacji próbki, ograniczonego pola widzenia, rozmiaru próbki oraz losowości analizowanej płaszczyzny wynikającej z procesu przygotowania próbki. Co więcej, nie pozwala ona na wykrycie porów zamkniętych ani na ilościową ocenę cech trójwymiarowych, takich jak ciągłość i krętość kanałów porowych, które są kluczowe dla dokładnej charakterystyki struktury porowatej betonu przepuszczalnego. Natomiast dla pomiarów wykonanych metodą tomografii komputerowej współczynnik wyniósł $r = -0,828$ przy $p = 0,0111$, co potwierdza silną i istotną zależność odwrotną. Zbieżność wyników uzyskanych różnymi metodami pomiarowymi, szczególnie w przypadku porowatości efektywnej i micro-CT, potwierdza spójność oraz powtarzalność obserwowanego zjawiska, niezależnie od zastosowanej techniki badawczej. Na podstawie analizy próbek (P1w1, P2w1, P2w3, P2w4, P3w1, P4w1, P4w3, P4w4) stwierdzono, że pomiary porowatości efektywnej i micro-CT są ze sobą bardzo silnie skorelowane (współczynnik

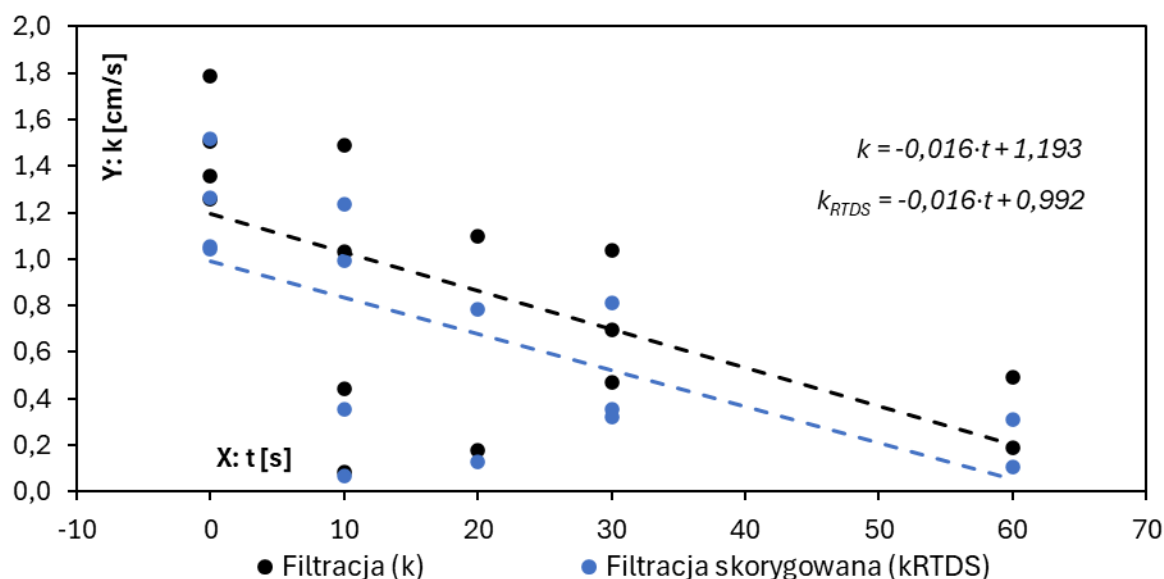
korelacji Pearsona $r = 0,978$, wartość $p < 0,001$), co oznacza, że metoda oceny porowatości efektywnej dobrze odzwierciedla całkowitą porowatość mierzoną tomografią. Porowatość oznaczona mikroskopowo wykazuje umiarkowaną korelację z pozostałymi metodami, ale nie osiąga istotności statystycznej (wartość $p > 0,05$), co może wynikać z mniejszej liczby danych lub większej zmienności przekrojów pomiarowych.



Rys. 43 – Analiza porowatości całkowitej pomierzonej w mikrotomografii z rozdziałem na objętość porów zamkniętych (kolor zielony) i porów otwartych (kolor czerwony).

Źródło: opracowanie własne.

Dalsza analiza danych micro-CT wykazała, że w serii P2 udział porów otwartych w całkowitej objętości porów wynosił od 83% do 87%, natomiast w serii P4 – od 92% do 94% (Rys. 43). Wysoki udział porów otwartych świadczy o dobrej ciągłości układu porów, co bezpośrednio przekłada się na efektywną przepuszczalność materiału. Potwierdza to tezę, że to nie sama wartość porowatości całkowitej, lecz kształt, rozmiar i wzajemne połączenia porów decydują o zdolności betonu do transportu cieczy [172,187]. Porównanie wyników micro-CT z metodą ważenia podwodnego wykazało, że wartości porowatości uzyskane z obrazowania CT były średnio o 15% wyższe [188]. Różnica ta wynika z faktu, że metoda ważenia podwodnego nie uwzględnia porów zamkniętych, które nie uczestniczą w przepływie cieczy, a które są identyfikowane przez micro-CT. Warto również podkreślić, że porowatości przekraczające 25–30% są niepożądane z punktu widzenia właściwości mechanicznych materiału. Co istotne, osiągnięcie wysokiej przepuszczalności nie wymaga zwiększania porowatości całkowitej – decydujące znaczenie ma optymalizacja struktury porów, a nie ich ilość [189].



Rys. 44 – Wykres zależności współczynnika filtracji przed i po obwodowym uszczelnieniu próbek rurą termokurczliwą RTDS od czasu wibracji.

Linie trendu (regresje linowe) pokazano wyłącznie dla statystycznie istotnych zależności (zbiór danych P1-P4): k vs. t – nachylenie = $-0,016$ cm/s na 1 s (95% CI $[-0,030, -0,003]$), $r = -0,598$, $p = 0,0186$, $N = 15$; k_{RTDS} vs. t – nachylenie = $-0,016$ cm/s na 1 s (95% CI $[-0,027, -0,004]$), $r = -0,642$, $p = 0,010$, $N = 15$.

Źródło: opracowanie własne.

W ramach badań laboratoryjnych przeprowadzonych metodą zmiennego spadku hydraulicznego, dla większości próbek z serii P1–P4 odnotowano wysoką wodoprzepuszczalność mieszanek, co mogło być przyczyną zjawiska filtracji wody wzdłuż ścianek próbników wykonanych z akrylu. W celu weryfikacji tego efektu zdecydowano się wyeliminować możliwość przepływu wody wzdłuż powierzchni bocznych próbek. Po demontażu rur akrylowych zastosowano obwodowe uszczelnienie próbek, wykorzystując innowacyjnie rury termokurczliwe o dużych średnicach typu RTDS-175/50 (Rys. 31), co pozwoliło na zapewnienie szczelności po obwodzie próbki. Następnie przeprowadzono ponowne pomiary współczynnika filtracji dla mieszanek P1–P4, uwzględniając korektę wynikającą z wyeliminowania bocznego przepływu wody (Rys. 32). Uzyskane wyniki jednoznacznie potwierdzają spadek wodoprzepuszczalności w zakresie od 4% do nawet 49% (Tabela 12 i Rys. 44). Szczególnie obiecujące i powtarzalne rezultaty uzyskano dla próbek z serii P2 i P4, gdzie odnotowano redukcję współczynnika filtracji odpowiednio w przedziale 20–45% oraz 15–36%. W badaniach tych uzyskano skorygowane wartości przepuszczalności (k_{RTDS}) odpowiednio w zakresie 0,11–0,35 cm/s dla serii P2 oraz 0,31–1,24 cm/s dla serii P4, przy czasie wibracji od 10 do 60 sekund. Pomimo intensywnego zagęszczania, próbki P2w4 oraz P4w4 wykazywały przepuszczalność przekraczającą wartość referencyjną przyjętą w niniejszym badaniu (0,10 cm/s), co świadczy o utrzymującej się wysokiej wodoprzepuszczalności tych mieszanek, nawet przy zastosowaniu środka uszczelniającego.

Na podstawie całości uzyskanych wyników zidentyfikowano optymalny czas wibracji wynoszący około 30 sekund, który stanowi kompromis pomiędzy poprawą właściwości mechanicznych a zachowaniem odpowiedniego poziomu przepuszczalności. Wartość ta jest zgodna z zalecanymi przedziałami czasowymi dla aplikacji terenowych [167]. Wydłużony czas wibracji

(≈ 60 s) prowadził do migracji zaczynu i częściowego uszczelnienia dolnej powierzchni próbek, szczególnie w mieszankach zawierających cement portlandzki CEM I, co potwierdza wcześniejsze obserwacje.

Wyniki niniejszego badania potwierdzają zasadność kompromisu pomiędzy wytrzymałością a przepuszczalnością, wskazując, że optymalny czas wibracji jest silnie uzależniony od specyficznych parametrów mieszanki, takich jak typ spoiwa, zawartość kruszywa z recyklingu (RCA), docelowa porowatość oraz zastosowana metoda zagęszczania. Zidentyfikowany na podstawie badań laboratoryjnych czas wibracji (≈ 30 s), odpowiadający znormalizowanemu wskaźnikowi drgań $NVD = \Gamma \cdot t_{vi} = 7,54 \cdot 30 = 226$ (zgodnie ze wzorem (14), zapewnił — szczególnie dla mieszanek P2 i P4 — optymalną równowagę pomiędzy wytrzymałością na ściskanie ($\approx 15\text{--}23$ MPa) a przepuszczalnością ($\geq 0,30$ cm/s). Taki reżim może mieć praktyczne zastosowanie przy wbudowywaniu betonu porowatego metodą wibracyjną w warunkach terenowych i jest zgodny z wymaganiami gospodarowania wodami opadowymi, w tym minimalną wartością infiltracji zalecaną przez FHWA (81 L/min/m^2 , tj. ok. $0,14 \text{ cm/s}$) dla nawierzchni drogowych i placów [139]. W celu przełożenia wyników laboratoryjnych na praktykę budowlaną, rekomenduje się przeprowadzenie prób kalibracyjnych przed rozpoczęciem robót, dostosowanych do konkretnej mieszanki betonowej. Parametry pracy sprzętu (częstotliwość, amplituda) powinny zostać dobrane tak, aby osiągnąć docelową wartość NVD (zgodnie ze wzorem (14)), z tolerancją kontrolną rzędu $\pm 10\%$. Próby te powinny określić parametry wibracyjne sprzętu specyficzne dla danego projektu w celu zapewnienia zgodności z wymaganymi kryteriami jakości: wytrzymałością mechaniczną oraz zdolnością infiltracyjną w stanie wbudowanym.

Jak wskazano powyżej, w celu precyzyjnego określenia jednokierunkowej filtracji mieszanek P1–P4, przeprowadzono weryfikację wpływu uszczelnienia próbek na ich obwodzie. Należy jednak podkreślić, że w kontekście planowanego wdrożenia betonu porowatego jako materiału do wykonywania pali fundamentowych, elementy te będą pełnić funkcję drenażową nie tylko w całej swojej objętości, lecz również na całej powierzchni bocznej. W związku z tym, że filtracja nie będzie jednokierunkowa, rzeczywisty efekt przepuszczalności materiału pala w podłożu gruntowym będzie najprawdopodobniej wartością pośrednią pomiędzy ustalonym w badaniach laboratoryjnych współczynnikiem filtracji (k) a jego wartością skorygowaną (k_{RTDS}).

3.3.5. Podsumowanie badań laboratoryjnych – Seria nr 2

W niniejszym badaniu przeanalizowano wpływ czasu wibracji na właściwości hydromechaniczne betonu porowatego z dodatkiem kruszywa z recyklingu (gruzu), integrując analizę struktury porów metodą mikro-tomografii komputerowej z badaniami mechanicznymi i hydraulicznymi. Wyniki laboratoryjne potwierdziły, że mieszanki zawierające 50% kruszywa z recyklingu oraz cementy wieloskładnikowe (CEM II) mogą spełniać wymagania wytrzymałościowe i filtracyjne przy odpowiednio zoptymalizowanym reżimie zagęszczania. W przypadku zastosowania w praktyce budowlanej, taka konfiguracja materiałowa może przyczynić się do znaczącej redukcji emisji CO₂ w porównaniu do mieszanek konwencjonalnych z kruszywem naturalnym i cementem CEM I, wspierając cele gospodarki o obiegu zamkniętym oraz rozwój infrastruktury niskoemisyjnej. Główne wnioski tego etapu badań są następujące:

1. Wpływ wibracji na parametry betonu

Czas wibracji zidentyfikowano jako kluczowy czynnik regulujący równowagę pomiędzy właściwościami hydraulicznymi i mechanicznymi w betonie porowatym z RCA. Wydłużenie czasu zagęszczania od 0 s (ubijanie ręczne) do 60 s skutkowało znacznym spadkiem porowatości efektywnej (z 13,8–22,5% do 6,1–9,0%) oraz przepuszczalności (z 1,26–1,79 cm/s do 0,19–0,49 cm/s), przy jednoczesnym wzroście wytrzymałości na ściskanie po 28 dniach (z 8,4–16,2 MPa do 19,7–28,4 MPa). Dopasowania liniowe (regresje) wykonane dla zbioru danych obejmującego wszystkie mieszanki potwierdziły istotne statystycznie zależności dla wszystkich czterech analizowanych parametrów (por. Rys. 40 i Rys. 41): porowatości ($r = -0,748$; $p = 0,0001$), przepuszczalności ($r = -0,598$; $p = 0,0186$), wytrzymałości na ściskanie ($r = +0,666$; $p = 0,0013$) oraz gęstości objętościowej ($r = +0,713$; $p = 0,0004$). Uzyskane wyniki są zgodne z obserwacjami przedstawionymi w literaturze przedmiotu [19,23,24,134,167,175–178].

2. Kalibracja parametrów wibracji

Wprowadzając parametry kinematyczne wibracji oraz bezwymiarowy wskaźnik NVD, zidentyfikowano optymalny reżim zagęszczania przy $NVD \approx 226$ (odpowiadający ~30 sekundom przy 50 Hz i amplitudzie 0,75 mm). Reżim ten zapewnił najkorzystniejszy kompromis pomiędzy integralnością strukturalną a funkcjonalnością hydrauliczną, osiągając wytrzymałość na ściskanie rzędu 14,5–22,6 MPa oraz skorygowane wartości przepuszczalności (z uwzględnieniem uszczelnienia RTDS) w zakresie 0,32–0,81 cm/s. Wydłużenie czasu wibracji do 60 s poprawiło wytrzymałość w niektórych mieszankach, lecz prowadziło do sedymentacji zaczynu i częściowego uszczelnienia podstawy — szczególnie w mieszankach z CEM I — powodując spadek przepuszczalności nawet o 80% względem próbek kontrolnych. Dlatego czas wibracji przekraczający 30 s nie powinien być stosowany, chyba że wymagania konstrukcyjne wyraźnie przeważają nad hydraulicznymi lub zostaną przeprowadzone próby kalibracyjne [13,134,167,175,186].

3. Weryfikacja metodyki badania filtracji

W celu zapewnienia wysokiej dokładności pomiarów przepuszczalności zastosowano zmodyfikowaną metodę badania o zmiennym spadku hydraulicznym, eliminującą boczny przepływ dzięki zastosowaniu uszczelnienia termokurczliwego typu RTDS, umożliwiającego jednoosiowy przepływ wody przez próbkę. Metoda ta, dotychczas nieopisana w literaturze, pozwoliła na redukcję wartości przepuszczalności w zakresie od 4% do 49%, eliminując typowe źródło przeszacowania wyników oraz poprawiając powtarzalność oceny właściwości hydraulicznych betonu porowatego.

4. Zrównoważony rozwój materiałowy i właściwości użytkowe

Badanie wykazało, że zastąpienie 50% kruszywa naturalnego RCA w połączeniu z zastosowaniem niskoemisyjnych cementów CEM II pozwala na utrzymanie wymaganych parametrów użytkowych. Mieszanki z cementem wieloskładnikowym (P2, P4) dorównywały lub przewyższały mieszanki z CEM I pod względem wytrzymałości na ściskanie (do +45%), przy jednoczesnym zachowaniu odpowiedniej przepuszczalności ($> 0,30$ cm/s), co potwierdza zasadność stosowania materiałów zgodnych z ideą gospodarki o obiegu zamkniętym w konstrukcyjnym betonie porowatym [19,23,24,139].

5. Rola micro-CT

Mikro-tomografia komputerowa okazała się istotnym narzędziem w projektowaniu mieszanki zorientowanej na właściwości użytkowe. Analiza tomograficzna wykazała, że 83–94% porów pozostaje połączonych, a porowatość określona metodą micro-CT wykazywała silną korelację z porowatością efektywną ($r = 0,978$; $p < 0,001$). Dodatkowo, charakterystyki krętości kanałów porów uzyskane z trójwymiarowych skanów dostarczyły istotnych informacji o zmienności przepuszczalności, które nie były uchwytnie przy zastosowaniu konwencjonalnych metod pomiaru porowatości. Decydującym czynnikiem strukturalnym determinującym przepuszczalność okazała się trójwymiarowa ciągłość porów, a nie ich całkowita objętość zgodnie z literaturą [170–174,187,188,190].

Wnioski te stanowią nowy wkład w literaturę przedmiotu, oferując praktyczne wskazówki dotyczące projektowania mieszanki, optymalizacji właściwości użytkowych oraz integracji materiałów z recyklingu w technologii betonu porowatego. Zaproponowane metody i wskaźniki są niezależne od typu sprzętu i wspierają powtarzalne zastosowanie betonu z RCA w infrastrukturze niskoemisyjnej. Rekomenduje się dalszy rozwój i wykorzystanie we wdrożeniu receptur P2 oraz P4, szczególnie w kontekście proekologicznych zastosowań inżynierskich, takich jak nawierzchnie, warstwy filtracyjno-drenażowe czy pale fundamentowe, gdzie wymagane jest połączenie wysokiej przepuszczalności z odpowiednią wytrzymałością mechaniczną. Optymalizacja struktury porów w tych mieszankach i ich stabilność pozwala na osiągnięcie korzystnego kompromisu pomiędzy funkcjonalnością a trwałością materiału.

Kierunki dalszego rozwoju

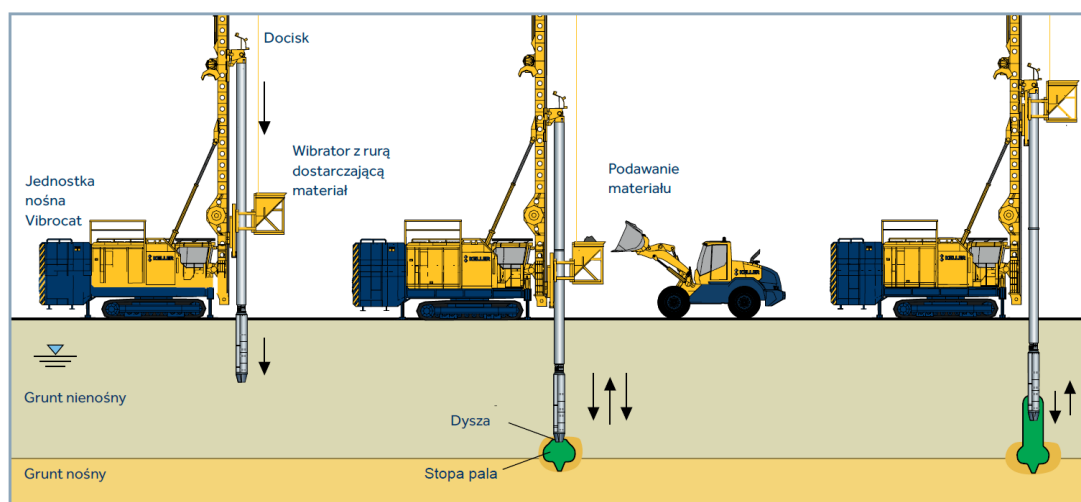
W świetle przeprowadzonych analiz oraz przeglądu literatury można jednoznacznie stwierdzić, że obecnie stosowane metody badawcze, opracowane z myślą o betonach konwencjonalnych, nie są w pełni adekwatne do oceny właściwości betonu porowatego. Ze względu na jego specyficzną strukturę i funkcję — w szczególności zdolność do infiltracji wody — konieczne jest opracowanie nowych lub adaptacja istniejących procedur badawczych, które uwzględniają unikalne cechy tego materiału. Porowatość pozostaje najczęściej analizowanym parametrem w badaniach nad betonem porowatym. Jak jednak wykazano, sama wartość porowatości nie pozwala na pełną ocenę funkcjonalności materiału. Kluczowa właściwość użytkowa — przepuszczalność — zależy nie tylko od ilości porów, lecz także od ich rozmiaru, charakterystyki powierzchni oraz krętości kanałów przepływu i ich ciągłości. Dlatego dalsze badania powinny koncentrować się na rozwoju trójwymiarowych metod obrazowania, analizie ciągłości porów oraz walidacji nowych protokołów testowych w warunkach terenowych. W tym kontekście szczególne znaczenie mają nowoczesne techniki badawcze, takie jak mikrotomografia komputerowa (micro-CT), umożliwiająca trójwymiarową analizę mikrostruktury materiału, w tym identyfikację porów otwartych i zamkniętych oraz ocenę ich wzajemnych połączeń. Z kolei metoda ważenia podwodnego, choć prostsza i mniej kosztowna, pozwala na szybkie i wystarczająco dokładne określenie porowatości efektywnej — istotnej z punktu widzenia wodoprzepuszczalności.

Dobór metody badawczej powinien być zatem ściśle powiązany z celem projektowym oraz zakładanym zastosowaniem materiału. Dodatkowo, jak wykazano w badaniach [49,154,189,191–193], struktura porów — w tym uziarnienie i proporcje kruszywa — ma istotny wpływ na właściwości mechaniczne i hydrauliczne betonu porowatego. Odpowiednio zaprojektowana makroporowatość może nie tylko zapewnić wysoką przepuszczalność, ale również przyczynić się do poprawy trwałości materiału. Zatem pełne zrozumienie struktury porów oraz jej wpływu na właściwości funkcjonalne i mechaniczne betonu porowatego jest warunkiem koniecznym do opracowania nowoczesnych, opartych na właściwościach użytkowych metod projektowania mieszanek.

3.4. Badania terenowe – Program nr 2

3.4.1. Opis badań polowych

W wyniku niepowodzenia pierwszej serii prób terenowych z zastosowaniem mieszanek J1 i J2a, konieczne okazało się przeformułowanie planu badawczego. Główne trudności wynikały z ograniczeń technologicznych związanych z pompowaniem betonu porowatego do pali fundamentowych. W odpowiedzi na te wyzwania podjęto decyzję o wdrożeniu alternatywnej metody aplikacji mieszanki betonowej, bazującej na technologii wibrowymiany „na sucho” (ang. *Vibro Replacement dry bottom – feed*), powszechnie stosowanej do formowania kolumn żwirowych z kruszywa o uziarnieniu do 40 mm. Technologia ta wykorzystuje wglębny wibrator słuzowy z wewnętrznym podawaniem materiału wspomaganym sprężonym powietrzem, co eliminuje konieczność pompowania mieszanki betonowej. Pokrewna metoda wibracyjna została wcześniej wdrożona w skali technicznej i opisana w literaturze przedmiotu [110,140].



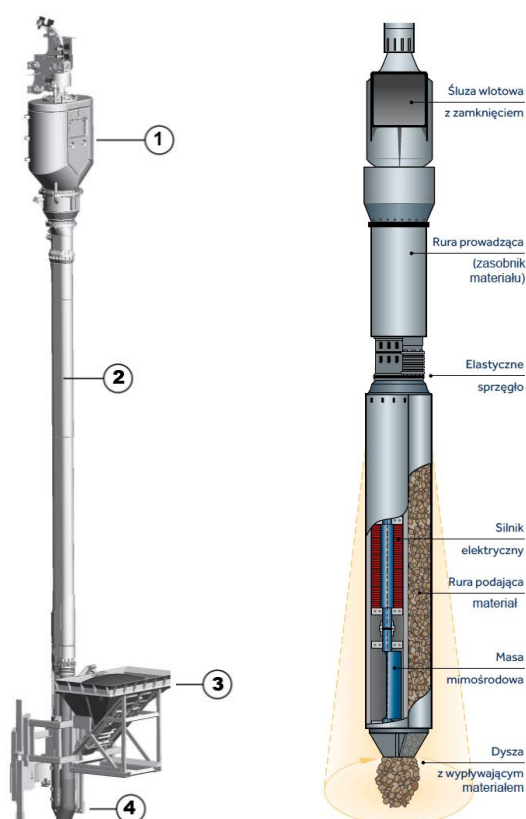
Rys. 45 – Schemat technologii wibrowymiany – etapy formowania pala.

Źródło: materiały Keller Polska Sp. z o.o.

Proces wykonania pali w technologii wibrowymiany składa się z sekwencji następujących po sobie etapów, których celem jest efektywne formowanie elementów nośnych w gruncie z wykorzystaniem mieszanki betonowej (Rys. 45). W pierwszej fazie wibrator słuzowy, zamocowany do masztu palownicy, jest precyzyjnie ustawiany w wyznaczonym punkcie roboczym za pomocą jednostki gąsienicowej. Równocześnie ładowarka dostarcza mieszankę betonową do kubła transportowego, który po napełnieniu zostaje uniesiony wzdłuż masztu i opróżniony przez słuzę do zasobnika znajdującego się w rurze prowadzącej (komory o długości ok. 5 m). Po zamknięciu słuzi mieszanka przemieszcza się, wspomagana sprężonym powietrzem, w kierunku wylotu końcówki wibratora. Końcówka ta, zwężająca się ku dołowi, tworzy tzw. ostrze wibratora, co ułatwia jego penetrację gruntu. Wibrator, wspomagany sprężonym powietrzem oraz dociskiem palownicy (max. 15 ton), wnika w podłoże, rozpychając je na boki i osiągając zaprojektowaną głębokość. Dzięki temu możliwe jest przygotowanie przestrzeni do formowania pala o średnicy od 400 do nawet 1000 mm, zależnie od podatności bocznej otaczającego gruntu. Formowanie elementu nośnego rozpoczyna się od

ukształtowania stopy pala. Następnie formowany jest trzon pala, co odbywa się poprzez ruch posuwisto-zwrotny wibratora, realizowany w typowej sekwencji: 60 cm podciągnięcia w górę, po czym następuje cofnięcie o 30 cm w dół. Taki cykliczny układ ruchów umożliwia stopniowe rozepchnięcie trzonu pala, wypływ mieszanki betonowej do przestrzeni powstałej pod ostrzem oraz jej zagęszczenie. Równocześnie rura prowadząca jest uzupełniana nową partią materiału przez służę zlokalizowaną na szczycie masztu. Powtarzalność tej sekwencji zapewnia ciągłość trzonu pala oraz jego jednorodność geometryczną i strukturalną.

Palownica wyposażona jest w specjalnie zaprojektowane elementy jezdne, umożliwiające jej stabilne poruszanie i precyzyjne operowanie w warunkach budowy. Ważnymi komponentami układu technologicznego stosowanego w metodzie wibrowymiany są służa oraz wibrator. W starszej generacji palownic Vibrocat TR05-1 produkcji Keller stosowano pojedynczą służę z komorą powietrzną, co wymuszało przestoje technologiczne podczas ładowania materiału. W nowszej generacji maszyn VC05-2 zastosowano podwójną służę DLS (ang. *Double Lock System*) z komorą kompresyjną, umożliwiającą ciągłą pracę maszyny oraz ładowanie materiału w trakcie formowania pala, co znacząco zwiększa wydajność procesu. Drugim istotnym elementem jest specjalnie opracowany wibrator słuzowy systemu Mono-Beta Keller typ MB 1670, o owalnym przekroju (322×487 mm), zainstalowany w dolnej części rury zasypowej. Urządzenie generuje amplitudę drgań szczyt–szczyt 6,75 mm (ang. *peak – to – peak*) przy częstotliwości 50 Hz, co zapewnia odpowiednią intensywność wibracji niezbędną do skutecznego zagęszczania gruntu wokół pala.



Rys. 46 – Schemat wyposażenia masztu palownicy Vibrocat VC05-2 z systemem DLS (po lewej) oraz wibratora słuzowego MB 1670 (po prawej).

Źródło: opracowanie własne na podstawie materiałów Keller Polska sp. z o.o.

Na schemacie (Rys. 46) przedstawiono najważniejsze elementy układu: (1) Podwójna śluza DLS z komorą kompresyjną i lejem zasobnikowym odpowiada za kontrolowane dozowanie mieszanki betonowej. (2) Rura zasypowa o przekroju owalnym prowadzi materiał z leja do strefy formowania pala, zapewniając jego równomierne rozprowadzenie. (3) Kubeł transportowy z pomocniczym wózkiem prowadzącym umożliwia przemieszczanie mieszanki betonowej z miejsca załadunku do komory zasypowej śluzy. (4) Wibrator zakończony ostrzem pełni funkcję formującą trzon pala, zapewniając centralny wypływ materiału oraz jego zagęszczenie w gruncie. Dodatkowo, tuż nad ostrzem wibratora umieszczono dysze dostarczające sprężone powietrze, co wspomaga pograżanie urządzenia w podłożu, zapobiega zasysaniu gruntu oraz umożliwia chłodzenie wibratora podczas realizacji pali.

Po nieudanych próbach terenowych nr 1, zmodyfikowano plan badawczy, rozszerzając zakres badań laboratoryjnych o ocenę wpływu zagęszczania poprzez wibracje na właściwości mechaniczne betonu porowatego. Przeprowadzono serię testów dla mieszanek P1–P4, w których zastosowano kruszywo pochodzące z recyklingu gruzu betonowego oraz cementy nowej generacji typu CEM II, określane jako „zielone”. Na podstawie wyników drugiej serii zarobów próbnych (pkt 3.3. Badania laboratoryjne – Seria nr 2) do dalszych testów wdrożeniowych zarekomendowano receptury P2 i P4. Mieszanki te wykazały najwyższą stabilność oraz spełniły wymagania w zakresie porowatości, przepuszczalności ($k \geq 0,10$ cm/s) i wytrzymałości na ściskanie ($f_c \geq 20$ MPa), nawet przy maksymalnym czasie wibracji wynoszącym 60 sekund (Tabela 12).

Kalibracja parametrów wibratora MB 1670

Z uwagi na znaczną masę zastosowanego w testach wibratora MB 1670 (ok. 2 t) oraz większą amplitudę drgań w porównaniu do stolika wibracyjnego, przekazywana energia oraz zakres ruchu były istotnie zwiększone. Wibrator generuje drgania o amplitudzie szczyt–szczyt 6,75 mm, co odpowiada amplitudzie szczytowej 3,375 mm. Przy częstotliwości pracy 50 Hz maksymalne przyspieszenie drgań obliczono zgodnie ze wzorem (12) na poziomie:

$$a_{pk} = (2 \cdot \pi \cdot f_v)^2 \cdot A_v = 333,1 \text{ m/s}^2$$

W konsekwencji, bezwymiarowy wskaźnik intensywności drgań zgodnie ze wzorem (14) wynosi:

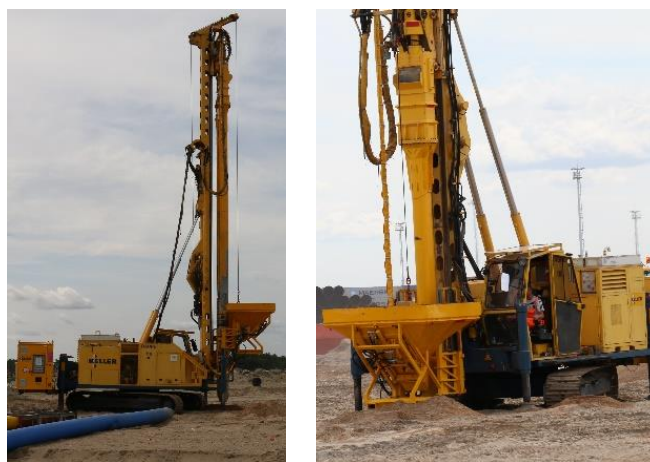
$$\Gamma = \frac{a_{pk}}{g} = \frac{333,1}{9,81} \approx 33,96$$

Oznacza to, że wibrator służowy zamontowany na palownicy generuje drgania około 4,5-krotnie intensywniejsze niż stół wibracyjny stosowany w laboratorium ($\Gamma = 7,54$). Dla czasów wibrowania próbek walcowych (wysokość 300 mm) 10, 20, 30 i 60 sekund, wartości znormalizowanego wskaźnika wibracji (NVD) wynosiły odpowiednio: 75,5; 151; 226 oraz 452. Aby uzyskać porównywalny efekt zagęszczenia w warunkach terenowych przy zastosowaniu wibratora MB 1670, należałoby skrócić czas wibracji odpowiednio do 2,2; 4,4; 6,7 oraz 13,3 sekund na każdy odcinek pala o długości referencyjnej $L_r = 300$ mm. Tak krótkie czasy oddziaływania są jednak trudne do

osiągnięcia w praktyce budowlanej i wymagają wysokiego reżimu technologicznego. Należy zatem przyjąć wartości technologicznie z odpowiednią tolerancją.

Plan badań terenowych *in situ*

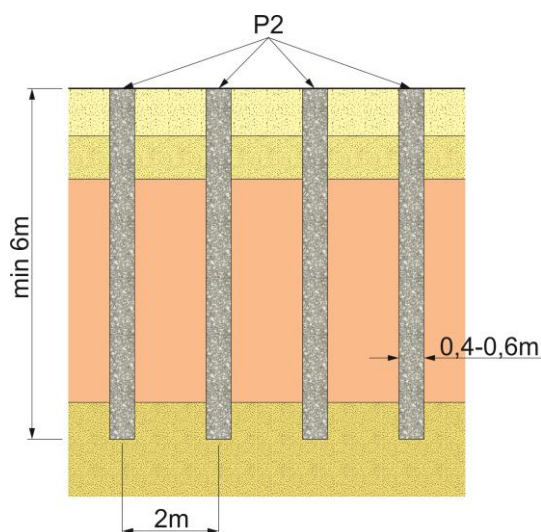
W celu weryfikacji logistyki oraz możliwości aplikacji wybranej mieszanki w warunkach budowy, zaplanowano przeprowadzenie badań polowych *in situ* w skali technicznej. Uwzględniając dostępność sprzętu oraz warunki placu budowy, w tym etapie badań przewidziano wykorzystanie palownicy Vibrocat TR05-1 (Rys. 47).



Rys. 47 – Palownica Vibrocat TR05-01 przygotowana do testów terenowych.

Źródło: opracowanie własne.

Na podstawie analizy wyników badań laboratoryjnych oraz względów praktycznych, do testów terenowych wybrano mieszankę P2, opartą na powszechnie stosowanym w geotechnice cemencie CEM II/B-V 32,5R-HSR. Receptura została przekazana do wytwórni betonu celem przygotowania zarobów testowych. Zaplanowano wykonanie poletka badawczego składającego się z czterech pali o osiowym rozstawie 2,0 m, średnicy $\varnothing 0,4\text{--}0,6$ m i długości co najmniej 6,0 m (Rys. 48).



Rys. 48 – Schemat poletka badawczego.

Źródło: opracowanie własne.

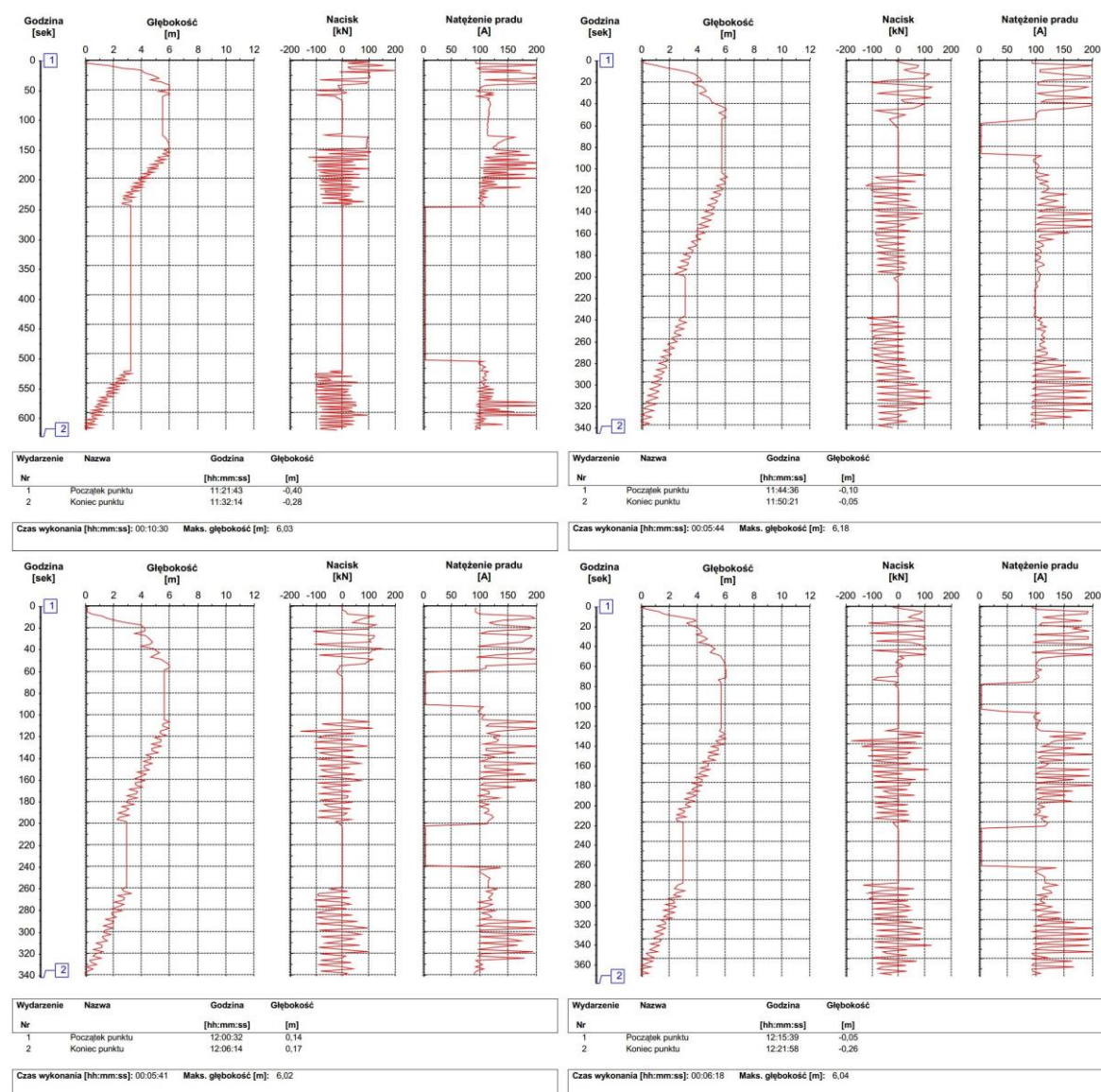
Uwzględniając parametry kalibracyjne dla wibratora MB 1670 oraz ograniczenia technologiczne, w celu redukcji intensywności wibracji działającej na daną partię mieszanki betonowej do poziomu zbliżonego do warunków laboratoryjnych (odpowiadających 30–60 sekundom wibracji), opracowano szczegółowy plan technologiczny realizacji pali. Ustalono, że czas oddziaływania wibratora śluzowego na trzon pala o długości referencyjnej L_r nie powinien przekraczać 6–12 sekund, co odpowiada prędkości podciągania wibratora od 3,0 m/min (dla 6 s) do 1,5 m/min (dla 12 s). Zastosowanie możliwie wysokich prędkości miało na celu ograniczenie negatywnego wpływu drgań na strukturę porowatą świeżego betonu. W badaniach *in situ* [110] na podstawie udostępnionych danych technologicznych, stwierdzono, że prędkość wyciągania wibrowanej rury była kontrolowana w zakresie 2,2–2,5 m/min, co wskazuje na zbliżone założenia technologiczne do tych zastosowanych w niniejszej próbie terenowej.

Plan technologiczny realizacji pali w technologii wibrowymiany obejmował następujące fazy operacyjne:

1. Załadunek kruszywa gruboziarnistego do ładowarki, napełnienie kubła transportowego oraz zasypanie rury prowadzącej materiałem.
2. Uruchomienie wibratora i jego zagłębianie w podłoże z prędkością nie mniejszą niż 6 m/min.
3. Po osiągnięciu docelowej głębokości ok. 6 m poniżej poziomu terenu — pierwszy zasyp rury prowadzącej świeżą mieszanką betonową (czas ładowania ok. 1 min.).
4. Formowanie stopy pala z kruszywa gruboziarnistego oraz wykonanie dolnego odcinka trzonu betonowego pala o długości 3 m („skok 1”) przy prędkości podciągania wibratora: 1,5–3,0 m/min.
5. Drugi zasyp rury prowadzącej betonem porowatym (czas ładowania również ok. 1 min.).
6. Formowanie górnego odcinka trzonu betonowego pala (3 m długości) w ramach „skoku 2”, również przy prędkości podciągania wibratora: 1,5–3,0 m/min.

Całkowity czas wykonania pojedynczego pala, uwzględniający wszystkie fazy, wynosił około 4-6 minut. Takie podejście technologiczne pozwalało na zachowanie optymalnych parametrów jakościowych procesu wbudowania betonu porowatego w grunt.

Prace prowadzono w warunkach środowiskowych charakteryzujących się temperaturą otoczenia 20 °C oraz wilgotnością względną powietrza około 50%. Na węźle betoniar skim przygotowano ok. 5 m³ mieszanki P2. Po dostarczeniu mieszanki P2 na plac budowy dokonano oceny wizualnej jej konsystencji – stwierdzono, że odpowiadała klasie S0/S1 (opad stożka < 10 mm), charakteryzującej się suchą i sztywną strukturą. Nie zaobserwowano odchyłeń względem konsystencji mieszanek przygotowywanych w laboratorium. Realizację pali prowadzono zgodnie z opracowanym planem technologicznym. W trakcie prac monitorowano i automatycznie rejestrowano parametry technologiczne procesu, dokumentując je w metrykach wykonania pali – Rys. 49.



Rys. 49 – Zarejestrowane parametry technologiczne pali P2.1 – P2.4 na metrykach.

Źródło: opracowanie własne na podstawie materiałów Keller Polska sp. z o.o.

Tabela 13 – Zestawienie parametrów technologicznych pali P2.1 – P2.4.

oznaczenie pala / głębokość	start	koniec	łączy czas	zagłębienie wibratora w grunt		podciąganie wibratora (skok ~ 3 m)			
				t_z	v_z	„skok 1”		„skok 2”	
[m]	(g:min:s)	(g:min:s)	(min:s)	[s]	[m/min]	t_{s1}	v_{s1}	t_{s2}	v_{s2}
P2.1 / 6,03	11:21:43	11:32:14	10:31	50	7,2	100	1,80	105	1,71
P2.2 / 6,18	11:44:36	11:50:21	5:45	45	8,2	95	1,89	105	1,71
P2.3 / 6,02	12:00:32	12:06:14	5:42	60	6,0	95	1,89	80	2,25
P2.4 / 6,04	12:15:39	12:21:58	6:19	60	6,0	90	2,00	100	1,80

Objaśnienia: t_z i v_z – czas i prędkość zagłębienia wibratora w grunt do planowanej głębokości [m/min], t_{s1} i v_{s1} – czas i prędkość podciągania wibratora w „skoku 1” [m/min], t_{s2} i v_{s2} – czas i prędkość podciągania wibratora w „skoku 2” [m/min]. Oznaczenia: (g:min:s) – format oznacza odpowiednio godzinę, minuty i sekundy, (min:s) – format oznacza odpowiednio minuty i sekundy.

Źródło: opracowanie własne.

W celu oceny wpływu wibracji na właściwości betonu porowatego w stanie stwardniałym zaplanowano pobranie próbek rdzeniowych z wykonanych pali zgodnie z praktyką opisaną w literaturze [110,140]. Z uwagi na dostosowanie stanowiska badawczego do wyznaczenia przepuszczalności betonu do próbek o średnicy 150 mm (Rys. 32), zdecydowano o wykonaniu odwiertów właśnie w tej średnicy. Po upływie 7 dni od wykonania pali fundamentowych podjęto próby pobrania rdzeni – po jednym z każdego pala. Niestety, ze względu na kruchość materiału, w trakcie wierceń beton ulegał degradacji. W związku z brakiem reprezentatywnych próbek nie kontynuowano badań laboratoryjnych.

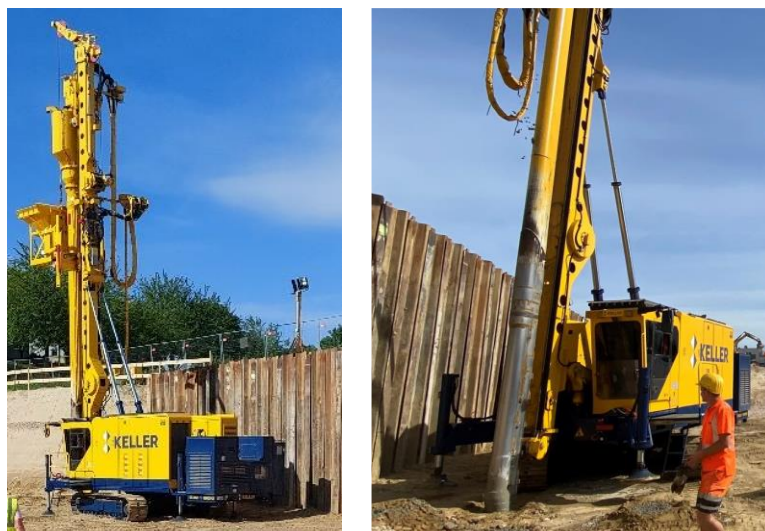
Propozycja alternatywnej metody poboru próbek

W związku z niepowodzeniem prób poboru rdzeniowych próbek stwardniałego betonu porowatego, wynikającym z jego kruchości i podatności na degradację podczas wiercenia, zaproponowano alternatywną metodę bezrdzeniowego poboru próbek. Metoda ta polega na umieszczeniu w osi pala, bezpośrednio po zakończeniu jego formowania, stalowej rury osłonowej o średnicy 160–200 mm. Wewnątrz niej instaluje się gładką, dwudzielną rurę typu Arot wykonaną z PE-HD, o średnicy wewnętrznej 150 mm i długości 1–2 m. Rura Arot pełni funkcję formy tymczasowej, w której beton dojrzewa w warunkach zbliżonych do rzeczywistych. Po upływie 3–7 dni zestaw rur jest mechanicznie wyciągany z pala wraz ze stwardniałym betonem. Następnie, po rozcięciu rury stalowej i rozformowaniu rury PE-HD, próbki są formatowane do badań laboratoryjnych i poddawane dalszej pielęgnacji zgodnie z wymaganiami normowymi. W przypadku trudności z wyjęciem zestawu możliwe jest rozkopanie górnego odcinka pala i mechaniczne pozyskanie próbki z jego wnętrza. Aby ograniczyć ryzyko adhezji betonu do powierzchni formy, zaleca się stosowanie środków antyadhezyjnych lub wyłożenie rury folią PE. Do głównych zalet proponowanej metody należą:

- brak ingerencji w strukturę pala,
- wysoka reprezentatywność próbki,
- ograniczenie ryzyka uszkodzeń mechanicznych,
- możliwość standaryzacji wymiarów próbki zgodnie z wymaganiami badań laboratoryjnych.

Metoda ta wymaga jednak weryfikacji w warunkach terenowych, w celu identyfikacji potencjalnych ograniczeń oraz oceny jej skuteczności i powtarzalności.

W drugim etapie badań polowych sprawdzono możliwości produkcyjne wbudowania betonu porowatego metodą wibrowymiany przy wykorzystaniu zmodernizowanej palownicy Vibrocat VC05-2 wyposażonej w system podwójnej śluzy DLS (Rys. 46 i Rys. 50). System umożliwia pracę w trybie automatycznego formowania pali i bieżącego uzupełniania materiału.



Rys. 50 – Palownica Vibrocat VC05-2 z systemem DLS przygotowana do testów in situ.

Źródło: opracowanie własne na podstawie materiałów Keller Polska sp. z o.o.

Po dostarczeniu mieszanki na plac budowy dokonano oceny jej konsystencji. Stwierdzono, że odpowiadała klasie C1 (przybliżony opad stożka 10–40 mm), charakteryzującej się sztywną i suchą strukturą o niskiej urabialności, typowej dla kruszywa otoczonego zaczynem.



Rys. 51 – Załadunek mieszanki do ładowarki i napełnianie kubła transportowego podczas realizacji pala.

Źródło: opracowanie własne na podstawie materiałów Keller Polska sp. z o.o.

W ramach testów produktywności przeprowadzono pełną dzienną zmianę roboczą, wykonując ponad 200 metrów bieżących gotowych elementów w gruncie. Po zakończeniu prac dokonano inspekcji technicznej elementów systemu DLS (Rys. 52, Rys. 53 i Rys. 54).



Rys. 52 – Podwójna śluza DLS: ogólny widok (po lewej) i dolny rant klapy po próbach (po prawej) z osadami betonu porowatego.

Źródło: opracowanie własne na podstawie materiałów Keller Polska sp. z o.o.



Rys. 53 – Stożek zamykający wewnątrz śluzy DLS po próbach – adhezja mieszanki.

Źródło: opracowanie własne na podstawie materiałów Keller Polska sp. z o.o.



Rys. 54 – Wnętrze kubła transportowego po próbach terenowych – ślady przywierania mieszanki.

Źródło: opracowanie własne na podstawie materiałów Keller Polska sp. z o.o.

Wnioski praktyczne i rekomendacje

W toku obserwacji doświadczeń wdrożeniowych zidentyfikowano konieczność modyfikacji osprzętu palownicy. Stwierdzono przywieranie betonu porowatego do dolnego rantu klapy śluzy systemu DLS, co uniemożliwiało jej pełne domykanie i wymuszało inspekcję co któryś pal (Rys. 52). Inspekcja wnętrza śluzy DLS wykazała także obecność betonu porowatego przywartego do powierzchni stożka (Rys. 53). Zjawisko to przypisano niewystarczającemu ciśnieniu wody w systemie czyszczącym. Przywieranie betonu może prowadzić do:

- zakłóceń w procesie zamykania stożka,
- konieczności przełączania systemu z trybu automatycznego na ręczny,
- spadku wydajności pracy w trakcie zmiany roboczej.

Zaleca się modernizację systemu czyszczącego poprzez zastosowanie urządzenia wysokociśnieniowego o wydajności >15 l/min, odpowiednie wyregulowanie zaworów rozdzielających wodę oraz precyzyjne ustawienie kierunków strumieni. Przed każdą zmianą roboczą należy obligatoryjnie sprawdzić działanie wszystkich dysz wodnych.

Dodatkowo zaobserwowano przywieranie betonu do ścian kubła transportowego (Rys. 54), co wskazuje na konieczność jego czyszczenia co najmniej dwa razy w trakcie jednej zmiany roboczej. Ogólnie stwierdzono, że proces czyszczenia systemu DLS po pracy z betonem porowatym jest bardziej czasochłonny niż w przypadku innych systemów śluzowych, co należy uwzględnić przy planowaniu harmonogramu robót oraz doborze sprzętu.

3.4.2. Podsumowanie doświadczeń wdrożeniowych – Program nr 2

Przeprowadzone próby terenowe aplikacji betonu porowatego w technologii wykonywania pali fundamentowych metodą wibrowymiany potwierdziły możliwość skutecznego zastosowania tego materiału w warunkach budowy, zarówno dla palownicy Vibrocat TR05-01, jak i zmodernizowanej jednostki VC05-2 wyposażonej w system podwójnej śluzy DLS.

W pierwszym etapie badań wszystkie pale zostały wykonane zgodnie z opracowanym planem technologicznym. Średni czas realizacji pojedynczego pala wynosił około 6 minut. Jedynym odstępstwem był pal P2.1, którego czas wykonania wydłużył się z powodu opóźnienia w załadunku drugiej partii mieszanki betonowej (ponad 4 minuty zamiast planowanej 1 minuty). Parametry technologiczne procesu, takie jak prędkość zagłębiania wibratora (założona ≥ 6 m/min, odnotowana 6,0–8,2 m/min) oraz prędkość jego podciągania (założona 1,5–3,0 m/min, odnotowana 1,71–2,25 m/min), były zgodne z założeniami planu (Tabela 13 i Rys. 49). Po przeliczeniu odnotowanych prędkości na czas oddziaływania wibratora na każdy odcinek trzonu pala o długości referencyjnej $L_r = 300$ mm, uzyskano wartości w zakresie 8,0–10,5 sekund, co mieści się w założonym przedziale 6–12 sekund. Dla zastosowanego wibratora MB 1670, o bezwymiarowym wskaźniku intensywności drgań $\Gamma = 33,96$, obliczono wartości znormalizowanego wskaźnika wibracji (NVD) wg wzoru (14):

$$NVD = \Gamma \cdot t_{vi} = 33,96 \cdot 8,0 \approx 272$$

$$NVD = \Gamma \cdot t_{vi} = 33,96 \cdot 10,5 \approx 356$$

Porównując te wartości z wynikami uzyskanymi w warunkach laboratoryjnych ($NVD = 226$ – 452 dla czasów wibracji 30–60 s), można stwierdzić, że wibrator MB 1670 dostarczył porównywalną energię drgań jak stół wibracyjny stosowany w laboratorium. W porównaniu należałoby jednak uwzględnić efekt skali oraz wpływ wibracji na już wprowadzony poniżej materiał.

W kontekście dalszych badań zaleca się przeprowadzenie analizy wrażliwości w laboratorium, polegającej na ocenie wpływu wydłużonych czasów wibracji (np. $NVD \approx 1000$, odpowiadające ponad 120 sekundom wibracji próbek walcowych) na właściwości mechaniczne i filtracyjne betonu porowatego. Pozwoli to na określenie zakresu stosowalności mieszanki oraz ustalenie tolerancji wykonawczej w warunkach polowych.

W przeciwieństwie do raportowanych prób [110,140] w niniejszym badaniu nie udało się pobrać rdzeniowych próbek stwardniałego materiału do dalszej analizy laboratoryjnej. Beton porowaty ulegał degradacji podczas wiercenia, co uniemożliwiło uzyskanie reprezentatywnych próbek. W związku z tym rekomenduje się zastosowanie alternatywnej metody poboru próbek – bezrdzeniowej, z wykorzystaniem formy tymczasowej, jak opisano wcześniej.

Dodatkowo w technologii wibrowymiany mieszanka betonowa transportowana jest ładowarką do kubła i dalej do komory zasypowej, co znacząco wydłuża czas wbudowania całej partii betonu dostarczonej betonowozem. W warunkach budowy może to prowadzić do niekorzystnych zjawisk, takich jak odparowywanie wody, zmiana konsystencji mieszanki, a w konsekwencji jej zbrylanie się i utrudnienia w prawidłowym wbudowaniu w trzon pala. Zgodnie z zaleceniami raportu

ACI [1], aplikacja betonu porowatego powinna być realizowana możliwie jak najszybciej. Ze względu na brak nadmiaru wody w mieszance, świeży beton porowaty jest szczególnie wrażliwy na działanie czynników atmosferycznych, które mogą prowadzić do szybkiej utraty wilgoci niezbędnej do hydratacji cementu oraz zachowania odpowiedniej konsystencji w trakcie wbudowywania. Nadmierne wysuszenie mieszanki skutkuje obniżeniem jej wytrzymałości oraz zmianą struktury porowatej. Problem ten może się nasilać w warunkach podwyższonej temperatury, dlatego istotne znaczenie ma odpowiednie zaplanowanie procesu transportu i wbudowania mieszanki, tak aby zminimalizować czas ekspozycji na warunki zewnętrzne. W celu ograniczenia ryzyka pogorszenia właściwości mieszanki, należy rozważyć:

- produkcję betonu bezpośrednio na placu budowy z wykorzystaniem mobilnego węzła betoniarskiego,
- zastosowanie osłon ograniczających utratę wilgoci podczas transportu i zasypu mieszanki,
- skrócenie czasu między dostawą a aplikacją materiału.

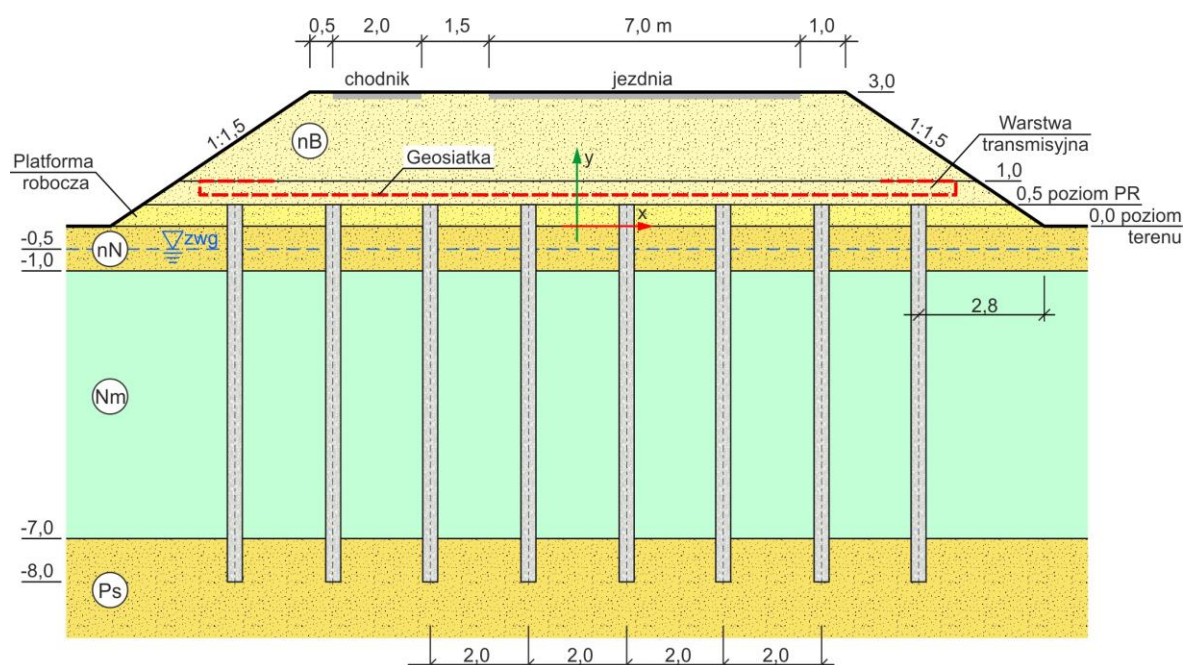
Wnioski wdrożeniowe

Wnioski te stanowią istotny wkład w rozwój technologii aplikacji betonu porowatego w geotechnice i powinny być punktem wyjścia do dalszych badań, w szczególności w zakresie: walidacji alternatywnych metod poboru próbek, analizy wpływu parametrów wibracji na właściwości mechaniczne i filtracyjne betonu porowatego, rozwoju sprzętu palowego i systemów czyszczących oraz optymalizacji logistyki produkcji i transportu mieszanki w warunkach budowy.

ROZDZIAŁ 4 – SYMULACJE OBLICZENIOWE

4.1. Program obliczeń numerycznych

Obliczenia numeryczne przeprowadzono na podstawie reprezentatywnego przypadku nasypu drogowego posadowionego na słabonośnym podłożu gruntowym (Rys. 55), zaczerpniętego z literatury branżowej: „Wytyczne wzmacniania podłoża gruntowego kolumnami sztywnymi. Projektowanie, wykonawstwo i kontrola” [194] (dalej: *Wytyczne*). Przykład ten prezentuje typowe rozwiązania geotechniczne stosowane w praktyce inżynierskiej, polegające na wzmocnieniu podłoża za pomocą sztywnych kolumn betonowych. Został on przyjęty jako model referencyjny do dalszych analiz porównawczych, których celem była ocena skuteczności alternatywnych, technicznie równoważnych metod wzmocniania podłoża.



Rys. 55 – Reprezentatywny przypadek nasypu drogowego posadowionego na słabonośnym podłożu gruntowym.

Źródło: opracowanie własne.

W ramach programu obliczeń rozpatrzono cztery warianty posadowienia nasypu:

- pale z betonu porowatego (PCP, ang. *Pervious Concrete Pile*),
- kolumny betonowe z betonu konwencjonalnego (CC, ang. *Concrete Column*),
- kolumny żwirowe w osłonie geotekstylnej (GESK, ang. *Geosynthetic Encased Stone Column*),
- wariant bez wzmocnienia (BW).

Kolumny CC stanowią rozwiązanie powszechnie stosowane w tego typu projektach geotechnicznych. Z kolei klasyczne kolumny żwirowe, pozbawione zbrojenia, wykazują ograniczoną skuteczność w gruntach miękkoplastycznych i organicznych, szczególnie gdy miąższość warstwy słabonośnej przekracza średnicę kolumny lub gdy wytrzymałość gruntu na ścinanie bez odpływu nie

przekracza 15 kPa [114–116]. W takich warunkach może dochodzić do ich nadmiernej deformacji lub nawet zniszczenia.

Pale PCP łączą zalety wysokiej sztywności kolumn betonowych z korzystnymi właściwościami drenażowymi kolumn żwirowych, co czyni je interesującą alternatywą. Zestawienie tych trzech technologii (PCP, CC, GESC) pozwala na kompleksową ocenę ich efektywności w złożonych warunkach gruntowych.

W celu zapewnienia porównywalności analizowanych rozwiązań, w wariancie GESC zastosowano obwodowe zbrojenie kolumn żwirowych w postaci bezszwowej osłony geosyntetycznej, której skuteczność została potwierdzona w badaniach eksperymentalnych i numerycznych [116–129]. Takie podejście umożliwia traktowanie kolumn GESC jako technicznie równoważnych względem pozostałych wariantów, co pozwala na ich poprawne porównanie w ramach analizy numerycznej.

Najbardziej dostępnymi i powszechnie stosowanymi w modelowaniu geotechnicznym są modele osiowo-symetryczne (O-S, ang. *Axisymmetric*) oraz modele 2D w układzie płaskiego stanu odkształcenia (PSO, ang. *Plane Strain*), które w sposób uproszczony pozwalają na odwzorowanie rzeczywistej geometrii układu przestrzennego. Każdy z tych systemów modelowania ma jednak oprócz zalet, także wady oraz ograniczenia zastosowania.

W odniesieniu do obiektów liniowych, takich jak nasypy drogowe, wybór układu 2D w konfiguracji PSO jest często praktykowany i uzasadniony dla typowych systemów wzmocnienia. Elementy strukturalne typu EB (ang. *Embedded Beam*) są rekomendowane do opisu pali fundamentowych [195], umożliwiając określenie ich nośności granicznej oraz kalibrację sztywności w obrębie powierzchni bocznej pala poprzez elementy kontaktowe (ang. *interface*). Mimo dwuwymiarowej analizy, podejście to pozwala na realistyczne odwzorowanie zachowania rzędów pali, jednak nie umożliwia zadania parametrów filtracyjnych materiału — co w kontekście pali z betonu porowatego stanowi istotne ograniczenie.

Alternatywnym podejściem jest zastosowanie elementów objętościowych w modelu PSO, które pełnią funkcję zastępczych struktur ścianowych w gruncie i rozciągają się poza płaszczyznę modelu. Takie rozwiązanie wymaga odpowiedniego dostosowania parametrów modelu w celu odwzorowania sztywności elementu poprzez:

- przyjęcie grubości zastępczej ściany odpowiadającej średnicy pala i modyfikację modułu elementu w celu uwzględnienia rozstawu pali, albo
- przyjęcie modułu zastępczej ściany równej sztywności pala i odpowiednią korektę grubości elementu.

Zastosowanie tej metody wymaga ręcznej kalibracji zastępczej sztywności struktury ścianowej oraz odpowiedniego dostosowania parametrów interfejsu, w tym współczynnika redukcji wytrzymałości (R_{inter}), w celu uzyskania realistycznej charakterystyki obciążenie–przemieszczenie. Jej wadą jest ograniczenie swobody przemieszczania się gruntu między palami, co zaburza rzeczywiste warunki

pracy układu. Ponadto, obecność struktur ścianowych zaburza poziomy przepływ wody, wpływając na rozkład ciśnienia porowego i wyniki analiz konsolidacyjnych. Brak możliwości przypisania przepuszczalności materiału elementom typu EB oraz konieczność uśredniania parametrów materiałowych struktur zastępczych stanowią istotne ograniczenia w precyzyjnym odwzorowaniu pali typu PCP, które łączą wysoką sztywność z funkcją filtracyjną.

W związku z powyższym, dla odwzorowania rzeczywistego rozwiązania posadowienia nasypu na palach PCP oraz porównania z innymi wariantami (CC, GESG) przeprowadzono symulacje w układzie osiowo-symetrycznym oraz weryfikacyjne analizy w układzie przestrzennym.

Obliczenia numeryczne przeprowadzono z wykorzystaniem Metody Elementów Skończonych (MES) w środowisku Plaxis 2D i 3D (wersja 2024.3.0.95), specjalistycznym oprogramowaniu przeznaczonym do analiz geotechnicznych. Narzędzie to umożliwia modelowanie szerokiego spektrum technik wzmacniania podłoża – od podatnych kolumn żwirowych po sztywne inkluzje, takie jak pale betonowe czy iniekcje.

W każdym modelu uwzględniono etapowanie budowy oraz związane z nim zjawiska konsolidacji pierwotnej i wtórnej (pełzania) gruntów organicznych. Konsolidacja gruntu opisana została w ramach skojarzonej teorii Biota, uwzględniającej sprzężenie przemieszczeń szkieletu gruntowego z ciśnieniami porowymi [196]. Nadciśnienie porowe ulega dyssypacji zgodnie z prawem Darcy'ego, w zależności od czasu obciążenia, warunków drenażu, długości ścieżki przepływu oraz współczynnika filtracji. W miarę upływu czasu odpowiedź układu przechodzi od stanu niezdrenowanego (U, ang. *Undrained*) do zdrenowanego (D, ang. *Drained*), co pozwala na realistyczne odwzorowanie procesów konsolidacyjnych. Całość oparta jest na założeniu teorii małych odkształceń.

W pierwszym etapie opracowano modele MES w układzie osiowo-symetrycznym, odwzorowujące zachowanie pojedynczego elementu wzmocnienia w ośrodku gruntowym. Podejście to, oparte na analizie komórki elementarnej, stanowi kompromis pomiędzy uproszczonymi modelami dwuwymiarowymi a pełnymi analizami przestrzennymi, umożliwiając efektywne oszacowanie osiadania i rozkładu obciążeń bez konieczności modelowania całej struktury.

Szczegółowej analizie poddano wariant PCP, ze względu na jego unikalne właściwości materiałowe, w tym wysoką wodoprzepuszczalność. Przeprowadzono analizę wrażliwości modelu na zmiany współczynnika filtracji betonu porowatego, przyjmując trzy wartości: 0,30 cm/s (zgodnie z wynikami własnych badań laboratoryjnych – Tabela 7 i Tabela 12), 0,03 cm/s (dolna granica zakresu podawanego w literaturze [6,34]) oraz 0,70 cm/s (górna granica z analiz numerycznych [108,112,135–138]). Ocena wpływu tych parametrów na tempo konsolidacji oraz wartość osiadania stanowiła podstawę dalszych analiz porównawczych.

W kolejnym etapie opracowano modele O-S dla pozostałych wariantów posadowienia nasypu: CC, GESG oraz BW, a uzyskane wyniki porównano z wariantem PCP. Celem analizy była ilościowa ocena tempa konsolidacji, osiadania eksploatacyjnego oraz redystrybucji naprężeń pomiędzy elementami wzmocnienia a gruntem w układzie nasyp–namuły–pale.

Następnie przeprowadzono symulacje numeryczne dla zmiennych scenariuszy obciążenia, obejmujących różne wysokości nasypu: 2,5 m (zgodnie z Wytycznymi [194]), 5,0 m oraz 7,5 m. Pozwoliło to na ocenę skuteczności poszczególnych metod wzmocnienia (PCP i CC) w zależności od intensywności obciążenia.

W ostatnim etapie opracowano modele przestrzenne (MES-3D), umożliwiające wierne odwzorowanie geometrii układu oraz rzeczywistego rozkładu obciążeń. Modele te pozwoliły na precyzyjne uchwycenie interakcji między konstrukcją ziemną a wzmocnionym podłożem w warunkach uwzględniających bardziej złożone mechanizmy oddziaływań niż w analizach 2D. Wyniki uzyskane z modeli 3D posłużyły do weryfikacyjnej walidacji modeli osiowo-symetrycznych, które stanowią powszechnie stosowane narzędzie w analizach geotechnicznych.

Połączenie modeli 2D i 3D umożliwia kompleksową ocenę skuteczności różnych metod wzmocniania podłoża gruntowego pod nasypami drogowymi, uwzględniając zarówno lokalne zjawiska, jak i globalne interakcje konstrukcyjne. Zakres wykonanych obliczeń numerycznych oraz zastosowanych metod analizy wraz z ich celem przedstawia Tabela 14.

Tabela 14 – Zakres obliczeń numerycznych.

model	metoda analizy	wzmocnienie: zmienny parametr	cel
PCP-0,70	MES-2D/O-S	PCP: filtracja 0,70 cm/s	Analiza wrażliwości – zmienna filtracja betonu porowatego (od strony 109)
PCP-ref		PCP: filtracja 0,30 cm/s	
PCP-0,03		PCP: filtracja 0,03 cm/s	
PCP-ref	MES-2D/O-S	PCP: filtracja 0,30 cm/s	Analiza porównawcza – zmienne warianty posadowienia nasypu (od strony 117)
CC		CC	
GESC		GESC: filtracja 0,60 cm/s	
BW		BW	
PCP-5,0	MES-2D/O-S	PCP: nasyp o wys. 5,0 m	Analiza porównawcza – zmienne scenariusze obciążenia (od strony 128)
CC-5,0		CC: nasyp o wys. 5,0 m	
PCP-7,5		PCP: nasyp o wys. 7,5 m	
CC-7,5		CC: nasyp o wys. 7,5 m	
3D PCP-ref	MES-3D	PCP: filtracja 0,30 cm/s	Analiza porównawcza – zmienny system wzmocnienia (od strony 136)
3D CC		CC	
3D GESC		GESC: filtracja 0,60 cm/s	
3D BW		BW	
PCP-ref 3D PCP-ref	MES-2D/O-S MES-3D	PCP	Walidacja – porównanie układów 2D/O-S i 3D (od strony 152)

Objaśnienia: PCP – pale z betonu porowatego, CC – kolumny betonowe z betonu konwencjonalnego, GESC – kolumny żwirowe w osłonie geotekstylnej, BW – wariant bez wzmocnienia.

Źródło: opracowanie własne.

4.2. Metody interpretacji wyników

Ze względu na swoją unikalną strukturę, beton porowaty może pełnić funkcję sztywnego elementu nośnego, jednocześnie umożliwiając dwukierunkowy przepływ wody w obrębie słabonośnego podłoża gruntowego. Taka właściwość sprzyja intensyfikacji procesu konsolidacji gruntu [107], poprawie jego nośności oraz ograniczeniu osiadania eksploatacyjnego [112]. Efekty te mają istotne znaczenie w kontekście trwałości nawierzchni drogowych, gdzie powykonawcze osiadanie może prowadzić do uszkodzeń konstrukcyjnych oraz pogorszenia parametrów użytkowych infrastruktury.

4.2.1. Tempo konsolidacji gruntów słabonośnych

W celu kompleksowej oceny procesu konsolidacji w układzie nasyp – warstwa namulów – wzmocnienie, zastosowano podejście oparte na analizie numerycznej z wykorzystaniem MES. Dla zapewnienia porównywalności wyników, we wszystkich wariantach przyjęto jednolitą ścieżkę analizy oraz identyczne punkty odniesienia dla odczytów danych.

Punkt obserwacyjny (p_{ob}) zlokalizowano w połowie miąższości warstwy namulów, tj. na głębokości $H/2$, co w analizowanym przypadku odpowiada 3 m (przy $H = 6$ m zgodnie z Rys. 56). Lokalizacja ta umożliwia reprezentatywną ocenę tempa konsolidacji, ponieważ znajduje się w strefie największego wpływu zmian ciśnienia porowego na deformacje pionowe. Spójne umiejscowienie punktu obserwacyjnego we wszystkich analizach numerycznych zapewnia bezpośrednią porównywalność wyników oraz umożliwia walidację modeli obliczeniowych. W wybranym punkcie, dla kolejnych etapów obciążeń (faz), na podstawie dyssypacji nadwyżkowego ciśnienia porowego $u_e(t)$, wyznaczano następujące znaczniki konsolidacyjne (markery):

- $u_{e,start}$ – ciśnienie porowe w chwili rozpoczęcia fazy,
- $u_{e,max}$ – maksymalne nadwyżkowe ciśnienie porowe w fazie,
- t_{50} – czas dyssypacji do osiągnięcia 50% przyrostu nadwyżkowego ciśnienia porowego,
- t_{90} – czas dyssypacji do osiągnięcia 10% przyrostu,
- t_{95} – czas dyssypacji do osiągnięcia 5% przyrostu,
- t_{99} – czas dyssypacji do osiągnięcia 1% przyrostu.

4.2.2. Osiadanie końcowe nawierzchni w okresie eksploatacji

W celu analizy osiadania eksploatacyjnego nawierzchni w okresie od dnia 260 do dnia 2085 (tj. od momentu oddania drogi do użytkowania), proces osiadania podzielono na trzy segmenty czasowe:

- $260 \rightarrow t_{95}$ – konsolidacja pierwotna,
- $t_{95} \rightarrow t_{99}$ – końcowa faza konsolidacji pierwotnej,
- $t_{99} \rightarrow 2085$ – konsolidacja wtórna (pełzanie).

Takie podejście umożliwia porównanie dynamiki procesu konsolidacji w zależności od parametrów materiałowych zastosowanych elementów wzmocnienia, przy zachowaniu spójnych warunków brzegowych i obciążeniowych. Ponadto pozwala na identyfikację mechanizmów długotrwałych, które mogą wpływać na końcową fazę konsolidacji.

4.2.3. Redystrybucja obciążeń element-grunt

W celu oceny skuteczności zastosowanego wzmocnienia podłoża przeprowadzono analizę redystrybucji obciążeń pomiędzy elementami wzmocnienia a gruntem [197,198]. Wskaźnik koncentracji naprężeń (SCR, ang. *Stress Concentration Ratio*) określa stopień koncentracji obciążenia z nasypu w elementach wzmocnienia (np. palach, kolumnach) względem gruntu pomiędzy nimi [199]:

$$SCR = \frac{q_p}{q_g} \quad (15)$$

gdzie: $q_p = Q_p/A_p$ – średnie naprężenie w elementach wzmocnienia (gdzie Q_p to siła normalna w elementach, a A_p to łączna powierzchnia przekroju elementów) [kN/m²], $q_g = Q_g/A_g$ – średnie naprężenie w gruncie pomiędzy elementami (gdzie Q_g to siła normalna w gruncie, a A_g to powierzchnia gruntu w analizowanym przekroju) [kN/m²].

Uzupełnieniem analizy jest współczynnik udziału obciążenia (LSR, ang. *Load Sharing Ratio*), który określa udział sił przenoszonych przez elementy wzmocnienia względem całkowitego obciążenia [198–200]:

$$LSR = \frac{Q_p}{Q_p + Q_g} \quad (16)$$

Wartość LSR mieści się w przedziale od 0 do 1 (0-100%). Ponieważ podział obciążeń zależy także od geometrii wzmocnienia, zależność pomiędzy SCR i LSR można wyrazić z użyciem wskaźnika wzmocnienia a_p (ang. *improvement ratio*) [197,198]:

$$LSR = \frac{SCR \cdot a_p}{SCR \cdot a_p + (1 - a_p)} \quad (17)$$

gdzie: $a_p = A_p/A_c$ – wskaźnik wzmocnienia, stosunek powierzchni przekroju elementów wzmocnienia do powierzchni całkowitej w przekroju ($A_c = A_p + A_g$) [-].

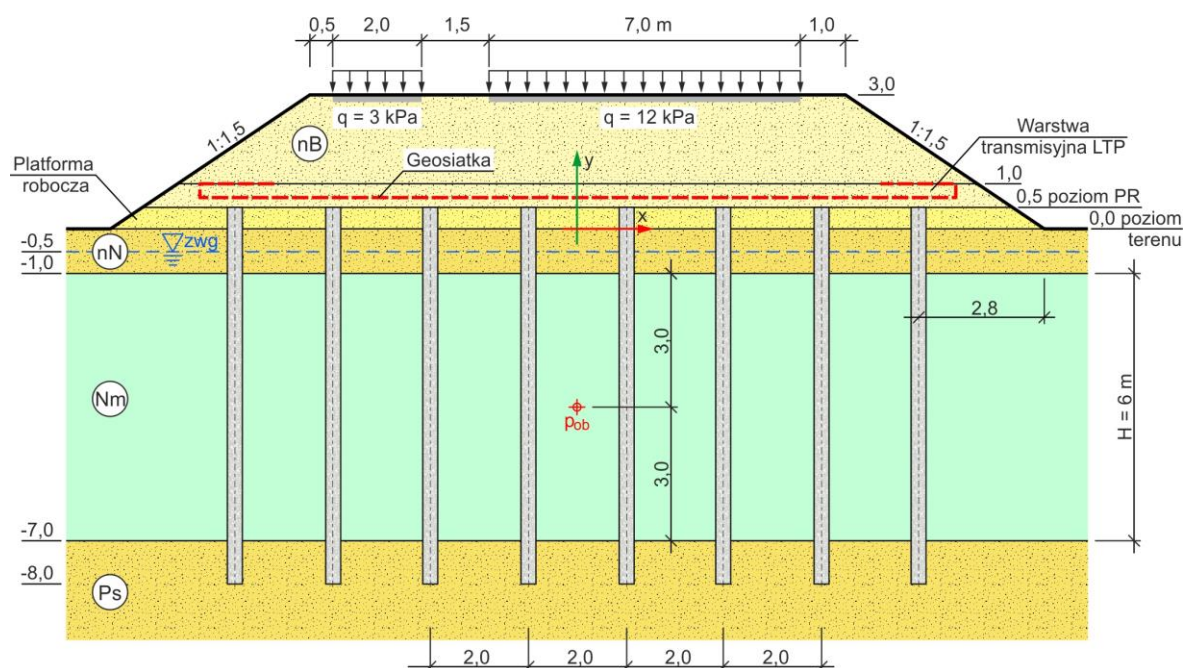
Zależność odwrotna pozwala na przeliczenie LSR na SCR:

$$SCR = \frac{1 - a_p}{a_p} \cdot \frac{LSR}{1 - LSR} \quad (18)$$

Zastosowanie powyższych zależności umożliwia analizę redystrybucji obciążeń zarówno w ujęciu bezwzględnym (SCR), jak i procentowym (LSR), co stanowi istotne narzędzie w ocenie efektywności technologii wzmocnienia podłoża.

4.3. Założenia i dane wejściowe

Analiza bazowa została przeprowadzona na przykładzie posadowienia nasypu drogowego o wysokości 2,5 m, zlokalizowanego w rejonie występowania gruntów organicznych. Założono, że warstwa gruntów organicznych (namulów) o miąższości $H = 6,0$ m zalega na głębokości 1,0 m poniżej poziomu terenu (Rys. 56). W obliczeniach przyjęto stały poziom zwierciadła wody gruntowej, co odpowiada warunkom ustabilizowanym hydrogeologicznie.



Rys. 56 – Geometria i parametry przekroju reprezentatywnego z oznaczeniem punktu obserwacyjnego (p_{ob}) przyjętego do analiz porównawczych.

Źródło: opracowanie własne.

Na potrzeby analizy wariantowej posadowienia nasypu rozważono trzy technologie wzmocnienia podłoża: pale PCP i kolumny CC o średnicy 0,4 m oraz kolumny GESC o średnicy 0,6 m. Wszystkie elementy wzmocnienia rozmieszczono w regularnej siatce kwadratowej o wymiarach 2,0×2,0 m. Na wzmocnionym podłożu zaprojektowano warstwę transmisyjną (LTP, ang. *Load Transfer Platform*) z kruszywa o grubości 0,5 m, zbrojoną geosiatką poliestrową o charakterystycznej wytrzymałości na rozciąganie 300 kN/m oraz sztywności osiowej $EA = 2500 \text{ kN/m}$. Geosiatkę umieszczono w warstwie transmisyjnej na wysokości 0,2 m powyżej głowic pali/kolumn.

Przed przystąpieniem do symulacji numerycznych przeprowadzono przegląd literatury dotyczącej technik modelowania fundamentów palowych oraz zastosowania betonu porowatego w środowisku MES. Parametry pali PCP stosowane w literaturze obejmują zakresy (Tabela 2): współczynnik filtracji $k_p = 0,10\text{--}0,70 \text{ cm/s}$ oraz moduł sprężystości $E_{cm} = 12,0\text{--}16,0 \text{ GPa}$. Na podstawie wyników własnych badań laboratoryjnych, do symulacji obliczeniowych przyjęto referencyjny współczynnik filtracji betonu porowatego równy 0,30 cm/s oraz moduł sprężystości 11,0 GPa – Tabela 16. Wartości te są zgodne z wynikami pomiarów oraz danymi literaturowymi.

Dla kolumn CC (beton C16/20) przyjęto zgodnie z normą PN-EN 1992-1 [201] moduł sprężystości równy 29 GPa. Dla kolumn żwirowych, zgodnie z literaturą [114], zaleca się współczynnik filtracji w zakresie 0,10–1,00 cm/s, zależnie od uziarnienia i stopnia zagęszczenia. W analizach numerycznych przyjęto wartość pośrednią 0,60 cm/s dla kolumn GESC, co odpowiada wartości dwukrotnie wyższej niż dla betonu porowatego oraz moduł ścisłości 90 MPa – Tabela 16.

Parametry konsolidacji i pełzania gruntów słabonośnych (namulów) przyjęto wg Wytycznych [194] na podstawie badań edometrycznych. Uwzględniono współczynniki: ścisłości pierwotnej (C_c), wtórnej (C_s) oraz pełzania (C_α). Geometrię układu, obciążenia użytkowe, model geologiczny podłoża oraz parametry warstw gruntowych przedstawiono na rysunku (Rys. 56), natomiast charakterystyki materiałowe oraz modele konstytutywne wykorzystane w obliczeniach numerycznych zestawiono tabelarycznie - Tabela 15 i Tabela 16.

Tabela 15 – Zestawienie przyjętych parametrów i modeli konstytutywnych gruntu.

grunt	model	γ	ν	φ'	c'	ψ	E_{oed}	E_{ur}^{ref}	k_g	pozostałe dane
		[kN/m ³]	[-]	[°]	[kPa]	[°]	[MPa]	[MPa]	[cm/s]	
nB	M-C	19,0	0,30	35	1	5	80	-	$5,8 \cdot 10^{-3}$	$U(A)$
LTP	HS	19,0	0,20	35	1	5	80	240	$0,8 \cdot 10^{-3}$	$U(A)$
PR	HS	19,0	0,20	30	1	0	40	120	$0,8 \cdot 10^{-3}$	$U(A)$
nN	HS	17,0	0,20	27	4	0	8	24	$5,8 \cdot 10^{-3}$	D
Nm	SSC	16,0	0,15	20	5	-	-	-	$5,0 \cdot 10^{-7}$	$U(A)$; $e_{init} = 1,5$; $C_c = 0,2$; $C_s = 0,04$; $C_\alpha = 0,008$
Ps	HS	19,0	0,20	36	1	6	75	225	$5,8 \cdot 10^{-3}$	D

Objaśnienia: nB – nasyp budowlany, LTP – warstwa transmisyjna, PR – platforma robocza, nN – nasyp niekontrolowany, Nm – warstwa namulów, Ps – warstwa piasku. Model konstytutywny gruntu (wg Plaxis): M-C (Mohr – Coulomb), HS (Hardening Soil), SSC (Soft Soil Creep), LE (Linear Elastic), γ – ciężar objętościowy materiału [kN/m³], ν – współczynnik Poissona [-], φ' – efektywny kąt tarcia wewnętrznego [°], c' – efektywna spójność [kPa], ψ – kąt dylatacji (dla gruntów niespoistych przyjęto za wzorem $\psi = \varphi' - 30^\circ$ [°] [202], E_{oed} – moduł ścisłości gruntu [MPa], E_{ur}^{ref} – moduł odkształcenia (zależność $E_{ur}^{ref} = 3 \cdot E_{oed}^{ref} = 3 \cdot E_{50}^{ref}$ [203]) [MPa], k_g – współczynnik filtracji gruntu (w oprogramowaniu w jednostkach m/d, przy czym 1 cm/s = 864 m/d) [cm/s]. Warunki drenażu: $U(A)$ – analiza bez odpływu, sztywność i naprężenia efektywne (Undrained), D – analiza z drenażem (Drained), non – porous – materiał nieprzepuszczalny, e_{init} – początkowy wskaźnik porowatości [-], C_c , C_s , C_α – współczynniki z badań edometrycznych [-].

Źródło: opracowanie własne.

Tabela 16 – Zestawienie przyjętych parametrów i modeli konstytutywnych elementów wzmocnienia.

wzmocnienie	model	γ	ν	φ'	c'	ψ	E_{oed}	E_{cm}	k_p	pozostałe dane
		[kN/m ³]	[-]	[°]	[kPa]	[°]	[MPa]	[GPa]	[cm/s]	
PCP	LE	19,5	0,20	-	-	-	12,2	11	0,30	D , $e_{init} = 0,07$
CC	LE	24,0	0,20	-	-	-	32,2	29	-	non – porous
GESC	M-C	19,0	0,20	40	2	10	90	-	0,60	D , $e_{init} = 0,5$

Objaśnienia: PCP – pale z betonu porowatego, GESC – kolumny żwirowe w osłonie geotekstylnej, CC – kolumny betonowe z betonu konwencjonalnego, non – porous – materiał nieprzepuszczalny, E_{oed} – moduł ścisłości kolumny żwirowej [MPa], E_{cm} – moduł sprężystości betonu [GPa], k_p – współczynnik filtracji elementu wzmocnienia (w oprogramowaniu w jednostkach m/d, przy czym 1 cm/s = 864 m/d) [cm/s].

Źródło: opracowanie własne.

W analizach numerycznych przyjęto pełną przepuszczalność gruntów piaszczystych oraz kolumn żwirowych, co odpowiada ich rzeczywistym właściwościom hydrogeologicznym. W celu ograniczenia niestabilności obliczeniowych w środowisku MES, zamiast zerowej spójności zastosowano wartości zastępcze: 1,0 kPa dla gruntów piaszczystych oraz 2,0 kPa dla kolumn GESC [204]. Kolumny GESC zostały zaprojektowane w osłonie z geosiatki o wytrzymałości na rozciąganie 100 kN/m, zamodelowanej jako materiał liniowo-sprężysty (typ *geogrid*) o sztywności osiowej $EA = 1000$ kN/m.

Wzdłuż pobocznic elementów objętościowych (konstrukcyjnych), takich jak pale PCP oraz kolumny CC, zastosowano elementy kontaktowe (interfejsy), umożliwiające modelowanie interakcji z otaczającym gruntem. Współczynniki redukcji wytrzymałości interfejsu (R_{inter}) przyjęto odpowiednio: 0,5 dla warstwy namulów (Nm) i platformy roboczej (PR), 0,9 dla nasypu niekontrolowanego (nN) oraz 1,0 dla warstwy zagęszczonego piasku (Ps) – Rys. 56.

W przypadku pali z betonu porowatego uwzględniono przepływ wody przez interfejs zlokalizowany na pobocznicy pala, co jest uzasadnione ze względu na wysoką wodoprzepuszczalność tego materiału. Uwzględnienie przepływu przez interfejs pozwala na dokładniejsze oszacowanie tempa rozpraszania nadciśnienia porowego oraz wpływu filtracji na osiadanie i efektywność systemu wzmocnienia. Pominięcie tej funkcji mogłoby prowadzić do błędnych prognoz czasu konsolidacji oraz deformacji gruntu.

We wszystkich modelach aktywowano opcję aktualizacji siatki (ang. *Updated mesh*), co pozwala na dynamiczne uwzględnianie zmian geometrii siatki obliczeniowej w trakcie analizy. Jest to szczególnie istotne w przypadku dużych przemieszczeń i deformacji gruntu wokół pala, zwiększając dokładność odwzorowania interakcji mechanicznych w strefie kontaktu oraz umożliwiając precyzyjne śledzenie zmian rozkładu naprężeń i przemieszczeń w czasie.

W fazach konsolidacji opcja ignorowania wpływu warunków niezdrainowanych na zachowanie gruntu (ang. *Ignore undrained behaviour*) pozostawała nieaktywna, co umożliwiło uwzględnienie rzeczywistego przebiegu dyssypacji nadciśnień porowych oraz stopniowego wzrostu efektywnych naprężeń w podłożu. Takie podejście umożliwia poprawną ocenę tempa konsolidacji, osiadanie oraz potencjalnych mechanizmów utraty stateczności w gruntach słabonośnych.

Obliczenia przeprowadzono zarówno dla wariantu podłoża niewzmocnionego, jak i dla wariantów wzmocnionych, uwzględniając stan budowlany oraz eksploatacyjny. W celu realistycznego odwzorowania pracy konstrukcji zastosowano etapowanie robót zgodne z rzeczywistymi warunkami budowy. Przeanalizowano wpływ kolejnych etapów budowy nasypu na konsolidację pierwotną oraz pełzanie gruntów organicznych w perspektywie pięcioletniej eksploatacji (Tabela 17). W związku z przyjętym horyzontem czasowym obliczeń, w analizach pominięto właściwości reologiczne geosyntetyków oraz wpływ ewentualnego obniżenia modułu sprężystości betonu pali.

Tabela 17 – Przyjęte do analiz projektowe okresy budowy i eksploatacji nasypu drogowego.

nr fazy	okres trwania fazy	opis fazy realizacji	zakończenie fazy
	[d]		[d]
F1	5 {10}	wykonanie platformy roboczej grubości 0,5 m	5 {10}
F2	5 {0}	wykonanie pali wg przyjętego wariantu	10 {10}
F3	5	budowa warstwy LTP i nasypu (łącznie 1,0 m)	15
F4	30	przerwa – konsolidacja (1 miesiąc)	45
F5	5	budowa nasypu o wysokości 1,5 m (łącznie 2,5 m)	50
F6	210	przerwa – konsolidacja (7 miesięcy)	260
F7	10	obciążenia użytkowe od pojazdów i tłumu (12 + 3 kPa)	270
F8	1815	eksploatacja drogi przez 5 lat (aktywne obciążenia)	2085

Objaśnienia: wartości w nawiasach {...} dotyczą nasypu bez wzmocnienia.

Źródło: opracowanie własne.

Należy podkreślić, że przedstawiony przypadek projektowy, wraz z przyjętymi założeniami, danymi wejściowymi, modelami konstytutywnymi, parametrami materiałowymi oraz kryteriami funkcjonalnymi, został opracowany na podstawie Wytycznych [194] oraz doświadczeń i badań własnych. Nie stanowi on jednak odwzorowania rzeczywistego przypadku budowy nasypu *in situ*, w którym wyniki obliczeń byłyby zweryfikowane pomiarami terenowymi.

Przeprowadzone obliczenia oraz analizowane warianty mają charakter badawczy i służą ocenie skuteczności zastosowania pali z betonu porowatego, identyfikacji ograniczeń metody oraz porównaniu różnych rozwiązań wzmocnienia podłoża pod kątem wybranych aspektów inżynierskich. Analizy numeryczne nie obejmują pełnego zakresu obliczeń projektowych, lecz koncentrują się na mechanizmie działania poszczególnych wariantów poprzez ocenę ich efektywności w przenoszeniu obciążeń, redukcji osiadania oraz tempa konsolidacji gruntów słabonośnych.

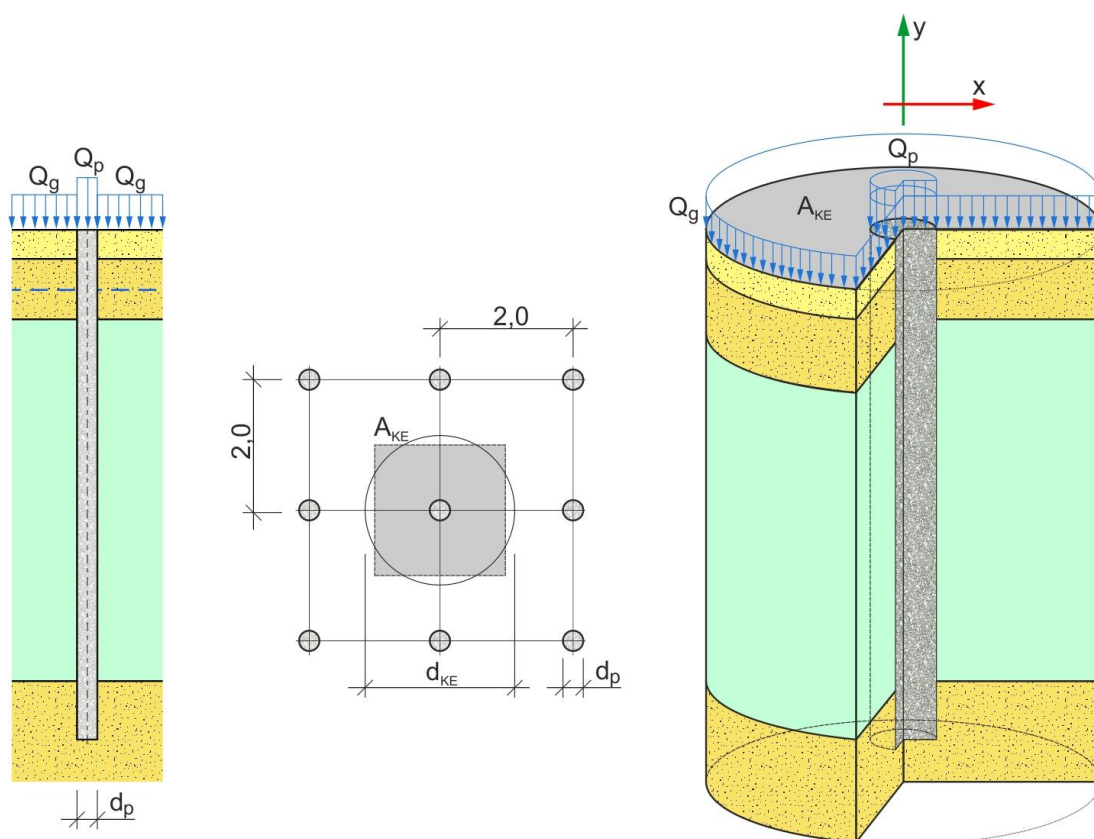
4.4. Modele MES w układzie osiowo-symetrycznym

Pierwszym etapem analizy numerycznej był wybór odpowiedniego układu odniesienia, umożliwiającego wierne odwzorowanie rzeczywistej sytuacji geotechnicznej. W środowisku obliczeniowym Plaxis dostępne są trzy główne typy układów: dwuwymiarowy (2D) w wariantach płaskiego stanu odkształcenia (PSO) oraz osiowo-symetrycznym (O-S), a także pełny układ przestrzenny (3D).

Na potrzeby wstępnej analizy opracowano modele numeryczne w układzie osiowo-symetrycznym, odwzorowujące zachowanie najbardziej wyężonego, pojedynczego elementu wzmocnienia zlokalizowanego centralnie pod nasypem w obrębie jezdni (Rys. 56). Układ O-S jest szczególnie przydatny do analizy tzw. komórki elementarnej (KE), zakładającej niezmiennosć w kierunku obwodowym, przy jednoczesnym uwzględnieniu przemieszczeń radialnych (poziomych) i pionowych oraz zmienności parametrów geotechnicznych w funkcji głębokości. Obliczenia w układzie O-S można traktować jako referencyjne, ponieważ nie wymagają stosowania parametrów zastępczych dla elementu wzmocnienia, co pozwala na wierniejsze odwzorowanie jego rzeczywistego zachowania. Choć układ O-S nie odwzorowuje efektów niesymetrycznych w planie (np. lokalnych interakcji grupowych w kierunku obwodowym), jego zastosowanie pozwala na traktowanie elementu wzmocnienia jako bryła (objętościowy element skończony), analogicznie jak grunt. Umożliwia to uniknięcie stosowania parametrów zastępczych oraz uwzględnienie elementów kontaktowych na styku elementu strukturalnego z ośrodkiem gruntowym, wraz z odpowiednimi współczynnikami redukcji wytrzymałości interfejsu (R_{inter}).

Koncepcja komórki elementarnej stanowi pomost pomiędzy uproszczonymi analizami 2D a bardziej złożonymi modelami 3D. Model osiowo-symetryczny znajduje zastosowanie w analizie struktur o geometrycznej i obciążeniowej jednorodności w przekroju promieniowym względem osi centralnej. Zakłada się w nim, że stan odkształcenia i naprężenia jest identyczny w każdym kierunku obwodowym (brak zależności od kąta θ), natomiast może się zmieniać wraz z promieniem (współrzędna x) i głębokością (współrzędna y , reprezentująca oś symetrii układu) - Rys. 57.

Modelowanie komórki elementarnej z uwzględnieniem symetrii radialnej pozwala na stworzenie quasi-przestrzennego odwzorowania układu wzmocnionego podłoża, w którym analizowana jest powierzchnia przypadająca na pojedynczy element wzmocnienia. Takie podejście umożliwia precyzyjne odwzorowanie sztywności elementu, warunków kontaktowych na jej powierzchni bocznej (interfejsy) oraz mechanizmów rozdziału obciążenia pomiędzy element a otaczający grunt. Choć są to analizy uproszczone, pozwalają one skutecznie oszacować rozkład obciążeń oraz wartości osiadania bez konieczności modelowania pełnej geometrii w układzie trójwymiarowym.



Rys. 57 – Koncepcja komórki elementarnej w układzie osiowo-symetrycznym na podstawie analizy centralnie zlokalizowanego elementu wzmocnienia pod nasypem w obrębie jezdni (Rys. 56).

Źródło: opracowanie własne.

Analizy w wymiarze komórki elementarnej stanowią istotny etap obliczeń wstępnych, umożliwiając efektywne porównanie wariantów wzmocnienia przy relatywnie niewielkim nakładzie pracy obliczeniowej. Dla założonej siatki elementów wzmocnienia o wymiarach 2,0×2,0 m, powierzchnia komórki elementarnej (A_{KE}) oraz jej równoważna średnica (d_{KE}) wynoszą:

$$A_{KE} = l_x^2 = 2,0^2 = 4,0 \text{ m}^2 \quad (19)$$

gdzie: l_x – rozstaw elementów wzmocnienia ($l_x = 2,0 \text{ m}$).

$$d_{KE} = 2 \cdot \sqrt{\frac{A_{KE}}{\pi}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{4,0}{\pi}} = 2,26 \text{ m}, \text{ co odpowiada promieniowi } r_{KE} = \frac{d_{KE}}{2} = 1,13 \text{ m} \quad (20)$$

Dla przyjętych technologii, wskaźnik wzmocnienia (a_p) wynosi odpowiednio:

- Dla pali PCP i kolumn CC o średnicy $d_p = 0,4 \text{ m}$ ($A_p = \pi \cdot d_p^2/4 = 0,126 \text{ m}^2$):

$$a_p = \frac{A_p}{A_{KE}} = \frac{0,126}{4,0} \approx 0,031 (\approx 3,15\%) \quad (21)$$

- Dla kolumn GESK o średnicy $d_p = 0,6 \text{ m}$ ($A_p = \pi \cdot d_p^2/4 = 0,283 \text{ m}^2$):

$$a_p = \frac{A_p}{A_{KE}} = \frac{0,283}{4,0} \approx 0,071 (\approx 7,05\%) \quad (22)$$

4.4.1. Analiza wrażliwości – zmienna filtracja betonu porowatego

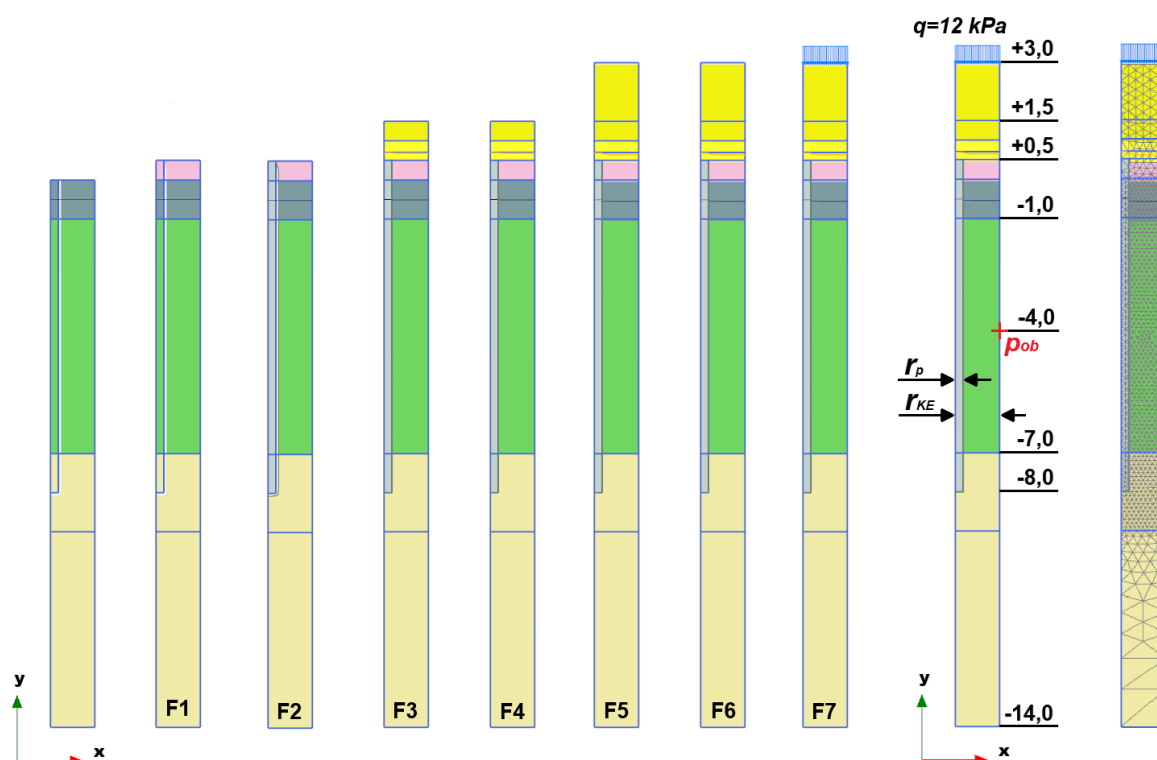
W pierwszej kolejności w ramach analizy wrażliwości opracowano trzy modele numeryczne w układzie osiowo-symetrycznym, odwzorowujące zachowanie pojedynczego pala PCP w ośrodku gruntowym o geometrii komórki elementarnej. Celem obliczeń było zbadanie wpływu zmienności kluczowego parametru materiałowego — współczynnika filtracji (k_p) betonu porowatego — na tempo konsolidacji oraz wartość osiadania, ze szczególnym uwzględnieniem osiadania eksploatacyjnego nawierzchni po oddaniu drogi do użytkowania.

Do analizy przyjęto trzy warianty przepuszczalności pala:

- PCP-ref: $k_p = 0,30$ cm/s – wartość referencyjna zgodna z wynikami własnych badań laboratoryjnych (Tabela 7 i Tabela 12),
- PCP-0,03: $k_p = 0,03$ cm/s – dolny zakres literaturowy [6,34],
- PCP-0,70: $k_p = 0,70$ cm/s – górny zakres z analiz numerycznych [108,112,135–138].

Pal PCP zamodelowano jako element objętościowy (typu *volume*) z przypisanym liniowo-sprężystym modelem materiałowym (LE) oraz przepuszczalnością k_p . Warstwę namulów opisano modelem *Soft Soil Creep* (SSC), umożliwiającym odwzorowanie zarówno konsolidacji pierwotnej, jak i pełzania. W analizowanym układzie rozpraszanie nadciśnień porowych zachodziło dwukierunkowo: pionowo – ku przepuszczalnym warstwom nasypu i podłoża piaszczystego, oraz radialnie – do trzonu przepuszczalnego pala PCP.

Siatka elementów skończonych zastosowana w analizie (Rys. 58) obejmowała 1947 elementów trójkątnych typu 15-węzłowego, o średnim rozmiarze około 0,137 m. W modelu uwzględniono przepływ wody przez interfejs zlokalizowany na poboczniczy pala oraz aktywowano funkcję *Updated mesh*, umożliwiającą aktualizację geometrii w warunkach dużych przemieszczeń. W fazach konsolidacji opcja *Ignore undrained behaviour* pozostawała nieaktywna, co umożliwiło precyzyjne odwzorowanie procesu dyssypacji nadciśnień porowych. Takie podejście pozwala na wiarygodną ocenę tempa konsolidacji oraz osiadania. Wszystkie warianty modeli O–S zostały sprawdzone przy zastosowaniu jednolitych parametrów dyskretyzacji oraz stałej siatki obliczeniowej, co pozwoliło wyeliminować wpływ różnic numerycznych na wyniki porównawcze.



Rys. 58 – Ujęte w modelu 2D/O-S fazy budowy i realizacji nasypu zgodnie z założeniami (Tabela 17) (od lewej): podłoże rodzime, F1: platforma robocza (0,5 m), F2: pale fundamentowe, F3: warstwa LTP i nasyp (łącznie 1,0 m), F4: konsolidacja (1 miesiąc), F5: nasyp o wysokości 1,5 m (łącznie 2,5 m), F6: konsolidacja (7 miesięcy), F7: obciążenie użytkowe od pojazdów ($q = 12 \text{ kPa}$) oraz schemat i siatkovanie modelu.

Objaśnienia: r_{KE} – promień komórki elementarnej [m], r_p – promień pala [m], p_{ob} – punkt obserwacyjny przyjęty do analiz porównawczych, zlokalizowany w połowie miąższości warstwy namulów (rzędna $y = -4,0 \text{ m}$ pod powierzchnią terenu).

Źródło: opracowanie własne na podstawie grafiki z Plaxis.

4.4.1.1. Wyniki i omówienie

Celem przeprowadzonej analizy była ilościowa ocena tempa konsolidacji oraz osiadania eksploatacyjnego w układzie nasyp–namuły–pale PCP o wysokiej przepuszczalności. Badanie zrealizowano numerycznie – w modelu MES (komórka O-S z palem PCP) i wyznaczono charakterystyczne czasy t_{50} , t_{90} , dla etapów przyrostów obciążenia zgodnych z harmonogramem faz (Tabela 17):

- Faza F3: 5 dni (10–15 d) – budowa nasypu o wysokości 1,0 m,
- Faza F5: 5 dni (45–50 d) – dobudowa nasypu o kolejne 1,5 m (łącznie 2,5 m),
- Faza F7: 10 dni (260–270 d) – aktywacja obciążenia użytkowego od pojazdów.

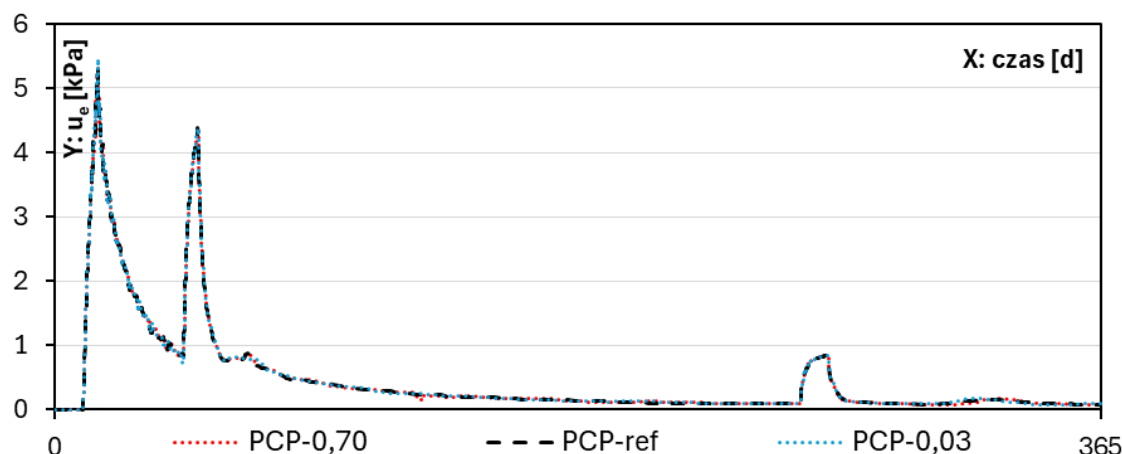
Na granicy zewnętrznej komórki ($r = r_{KE}$) przyjęto brak przepływu radialnego, a w osi $r = 0$ (oś symetrii) wymuszoną ciągłość przepływu przez materiał pala PCP (o przepuszczalności k_p zgodnie z wariantem). Wyniki tempa inkrementalnej konsolidacji skoncentrowanej na trzech decydujących fazach obciążenia oraz fazach bezpośrednio po nich następujących przedstawia (Tabela 18).

Tabela 18 – Tempo inkrementalnej konsolidacji w fazach F3-F8 – modele O-S, warianty pali PCP.

model	k_p [cm/s]	faza	marker	t_{abs} [d]	t_{fazy} [d]	u_e [kPa]	s_{naw} [mm]	s_{Nm} [mm]	s_{pat} [mm]
PCP-0,70	0,70	F3 + F4	start	10,00	0,00	0,000	-	0,000	0,000
			$u_{e,max}$	15,00	5,00	<u>5,245</u>	-	4,802	2,882
			t_{50}	21,08	<u>11,08</u>	2,623	-	7,537	3,142
			t_{90}	n/o	n/o	0,525	-	-	-
		F5 + F6	start	45,00	0,00	0,837	0,000	12,037	3,374
			$u_{e,max}$	50,00	5,00	4,362	47,488	17,656	8,586
			t_{50}	51,07	<u>6,07</u>	2,600	48,666	18,181	8,806
			t_{90}	54,51	<u>9,51</u>	1,190	50,560	18,992	9,129
		F7 + F8	start	260,00	0,00	0,088	69,372	28,164	9,669
			$u_{e,max}$	270,00	10,00	0,842	73,992	30,452	11,770
			t_{50}	270,54	<u>10,54</u>	0,465	74,041	30,488	11,785
			t_{90}	274,18	<u>14,18</u>	0,163	74,375	30,650	11,841
			t_{95}	276,35	16,35	0,126	74,477	30,701	11,873
			t_{99}	283,61	23,61	0,096	74,789	30,859	11,947
			koniec	2085,00	1825,00	0,010	93,029	40,375	12,407
PCP-ref	0,30	F3 + F4	start	10,00	0,00	0,000	-	0,000	0,000
			$u_{e,max}$	15,00	5,00	<u>5,297</u>	-	4,805	2,878
			t_{50}	21,16	<u>11,16</u>	2,649	-	7,587	3,160
			t_{90}	n/o	n/o	0,530	-	-	-
		F5 + F6	start	45,00	0,00	0,830	0,000	12,061	3,371
			$u_{e,max}$	50,00	5,00	4,380	47,534	17,680	8,583
			t_{50}	51,25	<u>6,25</u>	2,605	48,888	18,278	8,823
			t_{90}	54,86	<u>9,86</u>	1,185	50,753	19,079	9,137
		F7 + F8	start	260,00	0,00	0,100	69,375	28,171	9,661
			$u_{e,max}$	270,00	10,00	0,840	73,997	30,462	11,771
			t_{50}	270,76	<u>10,76</u>	0,470	74,073	30,511	11,789
			t_{90}	274,80	<u>14,80</u>	0,174	74,434	30,683	11,842
			t_{95}	276,79	16,79	0,137	74,527	30,730	11,867
			t_{99}	286,89	26,89	0,107	74,922	30,932	11,961
			koniec	2085,00	1825,00	0,010	93,035	40,384	12,371
PCP-0,03	0,03	F3 + F4	start	10,00	0,00	0,000	-	0,000	0,000
			$u_{e,max}$	15,00	5,00	<u>5,455</u>	-	4,814	2,852
			t_{50}	21,33	<u>11,33</u>	2,727	-	7,619	3,150
			t_{90}	n/o	n/o	0,545	-	-	-
		F5 + F6	start	45,00	0,00	0,722	0,00	12,009	3,392
			$u_{e,max}$	50,00	5,00	4,384	47,399	17,624	8,607
			t_{50}	51,30	<u>6,30</u>	2,553	48,749	18,223	8,853
			t_{90}	55,80	<u>10,80</u>	1,088	50,987	19,180	9,185
		F7 + F8	start	260,00	0,00	0,092	69,341	28,150	9,688
			$u_{e,max}$	270,00	10,00	0,849	73,937	30,426	11,749
			t_{50}	270,80	<u>10,80</u>	0,471	74,037	30,485	11,772
			t_{90}	274,90	<u>14,90</u>	0,168	74,383	30,653	11,834
			t_{95}	277,80	17,80	0,130	74,516	30,720	11,874
			t_{99}	292,30	32,30	0,100	75,110	31,025	11,987
			koniec	2085,00	1825,00	0,011	93,085	40,398	12,384

Objaśnienia: k_p – przepuszczalność elementu użyta w danym wariancie [cm/s], marker – znacznik konsolidacji (punkt kontrolny w danej fazie), t_{abs} – czas od początku analizy [d], t_{fazy} – czas od rozpoczęcia danej fazy (dla okien: F3+F4, F5+F6, F7+F8) [d], u_e – nadwyżkowe ciśnienie porowe, wartość absolutna w chwili odczytu [kPa], s_{naw} , s_{Nm} , s_{pal} – osiadanie w chwili odczytu odpowiednio: nawierzchni, warstwy namulów (w punkcie obserwacyjnym) oraz głowicy elementu [mm]. Markery: start – początek fazy, $u_e = u_{e,start}$ w chwili rozpoczęcia [kPa], $u_{e,max}$ – maksymalne nadwyżkowe ciśnienie porowe w fazie [kPa], t_{50} – czas dyssypacji do osiągnięcia 50% przyrostu ciśnienia porowego w fazie: $u_e(t_{50}) = u_{e,start} + 0,50 \cdot (u_{e,max} - u_{e,start})$ [d], analogicznie t_{90} , t_{95} , t_{99} – czasy dyssypacji do odpowiednio 10%, 5% i 1% przyrostu (spadek u_e do tych poziomów) [d], koniec – ostatni dzień analizy [d], n/o – wartość nieosiągnięta w danym przedziale czasowym. Punkt odniesienia: wartości u_e odczytywane w środku warstwy namulów, w punkcie obserwacyjnym p_{ob} – Rys. 58.

Źródło: opracowanie własne.



Rys. 59 – Przebieg dyssypacji ciśnienia porowego (u_e) w punkcie obserwacyjnym w przedziale czasowym od 0 do 365 dni – modele O-S, warianty PCP-0,70, PCP-ref i PCP-0,03.

Źródło: opracowanie własne.

Dodatkowo przeanalizowano osiadanie eksploatacyjne nawierzchni, często określane jako osiadanie reszkowe lub pokonstrukcyjne, tj. od momentu oddania drogi do użytkowania. W okresie eksploatacyjnym (260 → 2085 d) osiadanie rozdzielono na trzy segmenty czasowe:

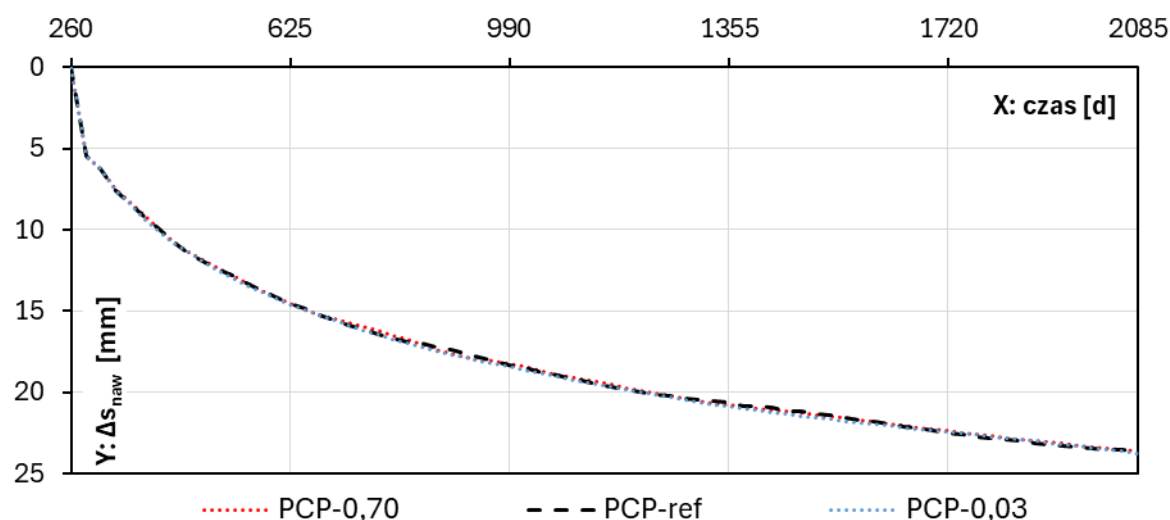
- 260 → t_{95} – konsolidacja pierwotna,
- t_{95} → t_{99} – końcowa faza konsolidacji pierwotnej,
- t_{99} → 2085 – pełzanie.

Tabela 19 – Osiadanie eksploatacyjne po otwarciu drogi (260 → 2085 d) – modele O-S, warianty pali PCP.

model	k_p	Δs_{naw}	Δs_{Nm}	Δs_{pal}	s_E	260 → t_{95}	t_{95} → t_{99}	t_{99} → 2085	$\Delta s_{pal}/\Delta s_{naw}$
	[cm/s]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm/rok]	[%]	[%]	[%]	[%]
PCP-0,70	0,70	23,66	12,21	2,74	4,73	21,58	1,32	77,10	11,57
PCP-ref	0,30	23,66	12,21	2,71	4,73	21,78	1,67	76,56	11,45
PCP-0,03	0,03	23,74	12,25	2,70	4,75	21,79	2,50	75,70	11,35

Objaśnienia: k_p – przepuszczalność pala PCP użyta w danym wariancie [cm/s], Δs_{naw} , Δs_{Nm} , Δs_{pal} – przyrost osiadania nawierzchni, warstwy namulów (w punkcie obserwacyjnym) oraz głowicy pala w okresie od 260 do 2085 dnia [mm], s_E – średnie tempo osiadania nawierzchni po otwarciu drogi (osiadanie eksploatacyjne), obliczone jako $\Delta s_{naw}/\Delta t$ i przeliczone na rok [mm/rok], 260 → t_{95} , t_{95} → t_{99} , t_{99} → 2085 – udziały odpowiednio: konsolidacji pierwotnej (do t_{95}), końcowej fazy konsolidacji pierwotnej (t_{95} – t_{99}) i pełzania (po t_{99}) w całkowitym osiadaniu nawierzchni Δs_{naw} [%], $\Delta s_{pal}/\Delta s_{naw}$ – udział osiadania głowicy pala w całkowitym przyroście osiadania nawierzchni [%].

Źródło: opracowanie własne.



Rys. 60 – Osiedlenie eksploatacyjne nawierzchni po otwarciu drogi (Δs_{naw}) w przedziale czasowym od 260 do 2085 dni – modele O-S, warianty PCP-0,70, PCP-ref i PCP-0,03.

Źródło: opracowanie własne.

Wnioski z analizy wrażliwości trzech wariantów PCP

Analiza wariantów materiałowych PCP-0,70, PCP-ref oraz PCP-0,03 wykazała, że obniżenie współczynnika filtracji pała k_p prowadzi do wydłużenia czasu konsolidacji radialnej, co znajduje odzwierciedlenie w zwiększonych wartościach charakterystycznych czasów t_{50} oraz t_{90} . Zależność ta pozostaje zgodna z ujęciem opartym na zasadach mechaniki ośrodków porowatych: wzrost oporu przepływu w obrębie trzonu pała PCP ogranicza tempo dyssypacji nadciśnień porowych, spowalniając osiągnięcie stanu równowagi hydraulicznej w układzie grunt–element wzmocnienia.

Pomimo różnic w dynamice konsolidacji, końcowa wartość osiadania pozostaje niezmienną dla danego schematu obciążenia i parametrów ściśliwości gruntu, co potwierdza dominujący wpływ właściwości ośrodka gruntowego na stan końcowy deformacji. Szczegółowe metryki czasu i tempa konsolidacji zostały zestawione w zbiorczym zestawieniu danych (Tabela 18), natomiast bilans osiadania eksploatacyjnego po otwarciu ruchu drogowego przedstawiono w podsumowaniu wyników (Tabela 19).

1. Osiedlenie końcowe i tempo średnioroczne w okresie eksploatacji (260 → 2085 d)

Przyrost osiadania nawierzchni jest praktycznie identyczny dla wszystkich wariantów, $\Delta s_{naw} = 23,66\text{--}23,74$ mm (Rys. 60). Składowe przyrostu wskazują na dominującą rolę warstwy namulów ($\Delta s_{Nm} \approx 12,2$ mm) przy niewielkim i stabilnym udziale przemieszczenia głowicy pała ($\Delta s_{pal} \approx 2,7$ mm). Średnie tempo osiadania nawierzchni po oddaniu drogi do użytkowania utrzymuje się w przedziale $s_E \approx 4,73\text{--}4,75$ mm/rok. Zbieżność wartości w całym zakresie k_p potwierdza, że stan końcowy osiadania zależy od historii naprężeń efektywnych i parametrów ściśliwości, natomiast zmienność k_p oddziałuje głównie na kinematykę procesu (czasy t_{50} , t_{90}), a nie na wielkości końcowe.

2. Rozkład realizacji konsolidacji w czasie (segmenty 260 → t_{95} , t_{95} → t_{99} , t_{99} → 2085 d)

Udziały segmentów w całkowitym przyroście osiadania eksploatacyjnego zmieniają się systematycznie wraz ze spadkiem k_p :

- PCP-0,70: 21,58% / 1,32% / 77,10%,
- PCP-ref: 21,78% / 1,67% / 76,56%,
- PCP-0,03: 21,79% / 2,50% / 75,70%.

Niższa filtracja pala wydłuża ścieżkę drenażu radialnego i zmniejsza efektywny zasięg hydrauliczny trzonu, przez co większa część konsolidacji pierwotnej realizuje się w późniejszym oknie czasowym (t_{95} → t_{99}), a udział odcinka t_{99} → 2085 maleje nieznacznie, lecz pozostaje dominujący w bilansie. Długi udział odcinka t_{99} → 2085 jest konsekwencją dominacji pełzania po zakończeniu dyssypacji nadciśnień porowych. Pale przepuszczalne przyspieszają konsolidację pierwotną, nie redukują jednak parametrów reologicznych ośrodka, dlatego w długim horyzoncie eksploatacyjnym, skumulowany przyrost odkształceń wtórnych stanowi największą część przyrostu osiadania.

3. Tempo konsolidacji w trakcie budowy nasypu (F3+F4 i F5+F6)

W etapach związanych z wznoszeniem nasypu i przerwami technologiczno-konsolidacyjnymi odnotowano umiarkowaną, lecz monotoniczną wrażliwość czasów inkrementalnych na spadek k_p . Przykładowo: t_{50} dla F3 wynosi ok. 11,08–11,33 d; dla F5: $t_{50} \approx 6,07$ – $6,30$ d oraz $t_{90} \approx 9,51$ – $10,80$ d. W tych fazach drenaż pionowy dominuje nad radialnym do pala, dlatego wpływ k_p pozostaje ograniczony do różnic w skali dni–tygodni, przy konsekwentnym trendzie.

4. Tempo konsolidacji w okresie eksploatacji (F7+F8)

W okresie po obciążeniu ruchem pojazdów czasy rosną monotonicznie wraz ze spadkiem k_p :

- PCP-0,70: $t_{50} \approx 10,54$ d, $t_{90} \approx 14,18$ d,
- PCP-ref: $t_{50} \approx 10,76$ d, $t_{90} \approx 14,80$ d,
- PCP-0,03: $t_{50} \approx 10,80$ d, $t_{90} \approx 14,90$ d.

Zależność ta podkreśla rolę drenażu radialnego do trzonu PCP w warunkach eksploatacyjnych, zgodnie z literaturą [205].

5. Udział pala w osiadaniu pokonstrukcyjnym

Względny udział osiadania głowicy pala w całkowitym przyroście osiadania nawierzchni w okresie od 260 do 2085 dni wynosi 11,35–11,57% i pozostaje praktycznie niezależny od k_p . Wynik wskazuje, że o wielkości przyrostu decyduje przede wszystkim reologia i ściśliwość warstwy namulów, natomiast modyfikacja filtracji w palu — nie zmieniając jego sztywności ani właściwości odkształceniowych ośrodka — nie prowadzi do istotnej zmiany udziału przemieszczenia pala w bilansie osiadania.

Podsumowanie

Wariant PCP-ref, charakteryzujący się współczynnikiem filtracji $k_p = 0,30$ cm, stanowi merytorycznie uzasadniony punkt odniesienia dla dalszych analiz. Jego wybór opiera się na trzech przesłankach:

- **Reprezentatywność materiałowa** – wartość k_p jest zgodna z wynikami badań laboratoryjnych (Tabela 7 i Tabela 12) oraz znajduje się w centrum rozpatrywanego, uzasadnionego literaturowo zakresu wartości [6,34,108,112,135–138].
- **Pełna obserwowalność markerów konsolidacji** – dla wariantu PCP-ref możliwa jest jednoznaczna identyfikacja charakterystycznych czasów $t_{50}, t_{90}, t_{95}, t_{99}$ w horyzoncie czasowym od 260 do 2085 dni, co pozwala na wyraźne rozdzielenie fazy pierwotnej i wtórnej osiadania oraz umożliwia porównywanie scenariuszy obciążeniowych.
- **Neutralność porównawcza** – wartości osiadania oraz tempo ich narastania ($\Delta s, s_E$) są pośrednie względem wariantów o wyższej i niższej przepuszczalności, co ogranicza ryzyko przekalibrowania modelu i sprzyja analizom porównawczym, m.in. dla wariantów technologii CC oraz GESC.

4.4.2. Analiza porównawcza – warianty posadowienia nasypu

W ramach analizy porównawczej opracowano trzy dodatkowe modele numeryczne w układzie osiowo-symetrycznym: CC, GESC oraz BW, a wyniki zestawiono z analizą modelu PCP-ref. Celem obliczeń było zbadanie wpływu typu zastosowanego wzmocnienia podłoża gruntowego na tempo konsolidacji oraz wartość osiadania eksploatacyjnego w przedziale czasowym od 260 do 2085 dni. W celu uzupełnienia oceny skuteczności zastosowanego wzmocnienia podłoża przeanalizowano redystrybucję naprężeń pomiędzy elementami wzmocnienia a gruntem. Określono współczynnik udziału obciążenia LSR (wzór (16)) oraz wskaźnik koncentracji naprężeń SCR (wzór (18)).

Do analizy porównawczej przyjęto cztery warianty posadowienia nasypu:

- PCP-ref: pale z betonu porowatego o średnicy 0,4 m, $k_p = 0,30$ cm/s, $E_{cm} = 11$ GPa,
- CC: kolumny betonowe o średnicy 0,4 m, $k_p = 0,0$ cm/s, $E_{cm} = 29$ GPa,
- GESC: kolumny żwirowe o średnicy 0,6 m, $k_p = 0,60$ cm/s, $E_{eod} = 90$ MPa,
- BW: wariant bez wzmocnienia.

W celu zapewnienia spójności metodologicznej zastosowano jednolity schemat przeliczeń oraz ustandaryzowane procedury obliczeniowe. Modele numeryczne opracowano na podstawie analogicznych danych wejściowych, szczegółowo opisanych w punkcie 4.3. Założenia i dane wejściowe. Dla zachowania porównywalności różnych systemów wzmocnienia przyjęto identyczną geometrię komórki elementarnej, spójne fazowanie obciążeń oraz jednolity punkt obserwacyjny, zgodnie z układem przedstawionym na Rys. 58. W ramach analizy zastosowano te same znaczniki konsolidacji (markery), jednolite kryteria czasowe, spójny sposób wyznaczania czasów w środowisku MES, a także wspólne okno eksploatacyjne wraz z jego segmentacją. Zmiennymi wprowadzanymi do modeli były wyłącznie charakterystyki materiałowe właściwe dla danego wariantu, tj. średnica elementu d_p , współczynnik filtracji k_p oraz moduł sztywności E_{cm} , co pozwala na realistyczne odwzorowanie pracy elementów wzmocnienia w warunkach gruntowych.

4.4.2.1. Wyniki i omówienie

Celem przeprowadzonej analizy była ilościowa ocena tempa konsolidacji, osiadania eksploatacyjnego oraz redystrybucji naprężeń pomiędzy elementami wzmocnienia a gruntem w układzie nasyp–namuły–pale. Badanie zrealizowano w formie symulacji numerycznych z wykorzystaniem modeli osiowo-symetrycznych (O-S MES), w których wyznaczono charakterystyczne czasy konsolidacji t_{50} oraz t_{90} dla kolejnych etapów przyrostu obciążenia, zgodnych z harmonogramem faz (Tabela 17). Wyniki tempa inkrementalnej konsolidacji, skoncentrowane na trzech decydujących fazach obciążenia oraz fazach bezpośrednio po nich następujących, przedstawia Tabela 20.

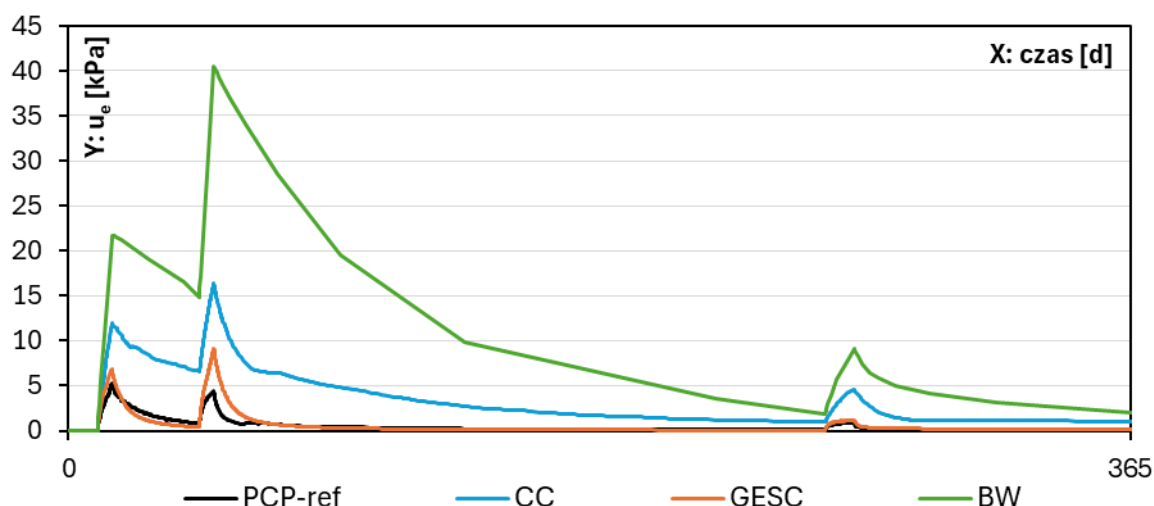
Tabela 20 – Tempo inkrementalnej konsolidacji w fazach F3-F8 – modele O-S, warianty wzmocnienia.

model	k_p	faza	marker	t_{abs}	t_{fazy}	u_e	s_{naw}	s_{Nm}	s_{pal}
	[cm/s]	[-]	[-]	[d]	[d]	[kPa]	[mm]	[mm]	[mm]
PCP-ref	0,30	F3 + F4	start	10,00	0,00	0,000	-	0,000	0,000
			$u_{e,max}$	15,00	5,00	<u>5,297</u>	-	4,805	2,878
			t_{50}	21,16	<u>11,16</u>	2,649	-	7,587	3,160
			t_{90}	n/o	n/o	0,530	-	-	-
		F5 + F6	start	45,00	0,00	0,830	0,000	12,061	3,371
			$u_{e,max}$	50,00	5,00	4,380	47,534	17,680	8,583
			t_{50}	51,25	<u>6,25</u>	2,605	48,888	18,278	8,823
			t_{90}	54,86	<u>9,86</u>	1,185	50,753	19,079	9,137
		F7 + F8	start	260,00	0,00	0,100	69,375	28,171	9,661
			$u_{e,max}$	270,00	10,00	0,840	73,997	30,462	11,771
			t_{50}	270,76	<u>10,76</u>	0,470	74,073	30,511	11,789
			t_{90}	274,80	<u>14,80</u>	0,174	74,434	30,683	11,842
			t_{95}	276,79	16,79	0,137	74,527	30,730	11,867
			t_{99}	286,89	26,89	0,107	74,922	30,932	11,961
			koniec	2085,00	1825,00	0,010	93,035	40,384	12,371
CC	0,0	F3 + F4	start	10,00	0,00	0,000	-	0,000	0,000
			$u_{e,max}$	15,00	5,00	11,970	-	3,520	2,482
			t_{50}	n/o	n/o	5,985	-	-	-
			t_{90}	n/o	n/o	1,197	-	-	-
		F5 + F6	start	45,00	0,00	6,600	0,000	8,423	3,088
			$u_{e,max}$	50,00	5,00	<u>16,410</u>	35,842	12,910	7,643
			t_{50}	53,97	<u>8,97</u>	11,505	38,676	14,103	8,178
			t_{90}	60,76	<u>15,76</u>	7,581	41,339	15,206	8,626
		F7 + F8	start	260,00	0,00	0,950	66,281	26,618	9,099
			$u_{e,max}$	270,00	10,00	4,620	70,211	28,547	10,929
			t_{50}	275,16	<u>15,16</u>	2,785	70,939	28,915	11,104
			t_{90}	287,07	<u>27,07</u>	1,317	71,791	29,343	11,265
			t_{95}	316,32	56,32	1,134	73,450	30,136	11,344
			t_{99}	360,78	100,78	0,987	75,845	31,287	11,358
			koniec	2085,00	1825,00	0,100	92,844	40,101	11,715
GESC	0,60	F3 + F4	start	10,00	0,00	0,000	-	0,000	0,000
			$u_{e,max}$	15,00	5,00	6,907	-	9,213	22,056
			t_{50}	18,39	<u>8,39</u>	3,453	-	13,227	31,518
			t_{90}	33,95	<u>23,95</u>	0,691	-	18,795	44,230
		F5 + F6	start	45,00	0,00	0,403	0,000	20,281	47,422
			$u_{e,max}$	50,00	5,00	<u>9,186</u>	75,259	31,257	73,275
			t_{50}	52,96	<u>7,96</u>	4,794	86,492	36,091	84,473
			t_{90}	62,71	<u>17,71</u>	1,282	99,165	41,673	97,111
		F7 + F8	start	260,00	0,00	0,051	119,077	51,235	116,946
			$u_{e,max}$	270,00	10,00	1,172	127,757	54,815	125,130
			t_{50}	271,47	<u>11,47</u>	0,611	128,383	55,071	125,754
			t_{90}	308,86	<u>48,86</u>	0,163	133,693	57,356	131,048
			t_{95}	344,05	84,05	0,107	136,319	58,578	133,662
			t_{99}	422,41	162,41	0,062	139,834	60,268	137,160
			koniec	2085,00	1825,00	0,007	154,086	67,348	151,349

model	k_p	faza	marker	t_{abs}	t_{fazy}	u_e	s_{naw}	s_{Nm}	s_{pal}
	[cm/s]	[-]	[-]	[d]	[d]	[kPa]	[mm]	[mm]	[mm]
BW	0,0	F3 + F4	start	10,00	0,00	0,000	-	0,000	-
			$u_{e,max}$	15,00	5,00	21,575	-	6,594	-
			t_{50}	n/o	n/o	10,787	-	-	-
			t_{90}	n/o	n/o	2,157	-	-	-
		F5 + F6	start	45,00	0,00	14,854	0,000	21,473	-
			$u_{e,max}$	50,00	5,00	<u>40,417</u>	75,334	30,255	-
			t_{50}	74,01	<u>29,01</u>	27,636	117,678	48,767	-
			t_{90}	102,59	<u>57,59</u>	17,411	140,383	59,001	-
		F7 + F8	start	260,00	0,00	1,819	175,200	75,242	-
			$u_{e,max}$	270,00	10,00	9,081	183,080	78,300	-
			t_{50}	281,08	<u>21,08</u>	5,450	186,969	80,019	-
			t_{90}	343,50	<u>83,50</u>	2,545	197,297	84,755	-
			t_{95}	359,16	99,16	2,182	199,064	85,586	-
			t_{99}	371,69	111,69	1,892	200,477	86,251	-
			koniec	2085,00	1825,00	0,092	225,870	98,704	-

Objaśnienia: k_p – przepuszczalność elementu użyta w danym wariancie [cm/s], marker – znacznik konsolidacji (punkt kontrolny w danej fazie), t_{abs} – czas od początku analizy [d], t_{fazy} – czas od rozpoczęcia danej fazy (dla okien: F3+F4, F5+F6, F7+F8) [d], u_e – nadwyżkowe ciśnienie porowe, wartość absolutna w chwili odczytu [kPa], s_{naw} , s_{Nm} , s_{pal} – osiadanie w chwili odczytu odpowiednio: nawierzchni, warstwy namulów (w punkcie obserwacyjnym) oraz głowicy elementu [mm]. Markery: start – początek fazy, $u_e = u_{e,start}$ w chwili rozpoczęcia [kPa], $u_{e,max}$ – maksymalne nadwyżkowe ciśnienie porowe w fazie [kPa], t_{50} – czas dyssypacji do osiągnięcia 50% przyrostu ciśnienia porowego w fazie: $u_e(t_{50}) = u_{e,start} + 0,50 \cdot (u_{e,max} - u_{e,start})$ [d], analogicznie t_{90} , t_{95} , t_{99} – czasy dyssypacji do odpowiednio 10%, 5% i 1% przyrostu (spadek u_e do tych poziomów) [d], koniec – ostatni dzień analizy [d], n/o – wartość nieosiągnięta w danym przedziale czasowym. Punkt odniesienia: wartości u_e odczytywane w środku warstwy namulów, w punkcie obserwacyjnym p_{ob} – Rys. 58.

Źródło: opracowanie własne.



Rys. 61 – Przebieg dyssypacji ciśnienia porowego (u_e) w punkcie obserwacyjnym w przedziale czasowym od 0 do 365 dni – modele O-S, warianty PCP-ref, CC, GESC i BW.

Źródło: opracowanie własne.

Udział elementu w osiadaniach resztkowych zdefiniowano jako stosunek $\Delta s_{pal}/\Delta s_{naw}$ w oknie od 260 do 2085 dni, który służy jedynie do interpretacji rozdziału siły i trendów. Sztywność wpływa na podział obciążeń i poziom osiadania, co znajduje odzwierciedlenie w wartościach Δs oraz udziałach poszczególnych segmentów.

Tabela 21 – Osiedzenia eksploatacyjne po otwarciu drogi (260 → 2085 d) – modele O-S, warianty wzmocnienia.

model	k_p [cm/s]	Δs_{naw} [mm]	Δs_{Nm} [mm]	Δs_{pal} [mm]	s_E [mm/rok]	260 → t_{95} [%]	$t_{95} \rightarrow t_{99}$ [%]	$t_{99} \rightarrow 2085$ [%]	$\Delta s_{pal}/\Delta s_{naw}$ [%]
PCP-ref	0,30	23,66	12,21	2,71	4,73	21,78	1,67	76,56	11,45
CC	0,0	26,56	13,48	2,62	5,31	26,99	9,02	64,00	9,85
GESC	0,60	35,01	16,11	34,40	7,00	49,25	10,04	40,71	98,27
BW	0,0	50,67	23,46	-	10,13	47,10	2,79	50,11	-

Objaśnienia: k_p – przepuszczalność elementu użyta w danym wariantcie [cm/s], Δs_{naw} , Δs_{Nm} , Δs_{pal} – przyrost osiadania nawierzchni, warstwy namulów (w punkcie obserwacyjnym) oraz głowicy pała w okresie od 260 do 2085 dnia [mm], s_E – średnie tempo osiadania nawierzchni po otwarciu drogi (osiadanie eksploatacyjne), obliczone jako $\Delta s_{naw}/\Delta t$ i przeliczone na rok [mm/rok], 260 → t_{95} , $t_{95} \rightarrow t_{99}$, $t_{99} \rightarrow 2085$ – udziały odpowiednio: konsolidacji pierwotnej (do t_{95}), końcowej fazy konsolidacji pierwotnej ($t_{95} - t_{99}$) i pełzania (po t_{99}) w całkowitym osiadaniu nawierzchni Δs_{naw} [%], $\Delta s_{pal}/\Delta s_{naw}$ – udział osiadania głowicy elementu w całkowitym przyroście osiadania nawierzchni [%].

Źródło: opracowanie własne.

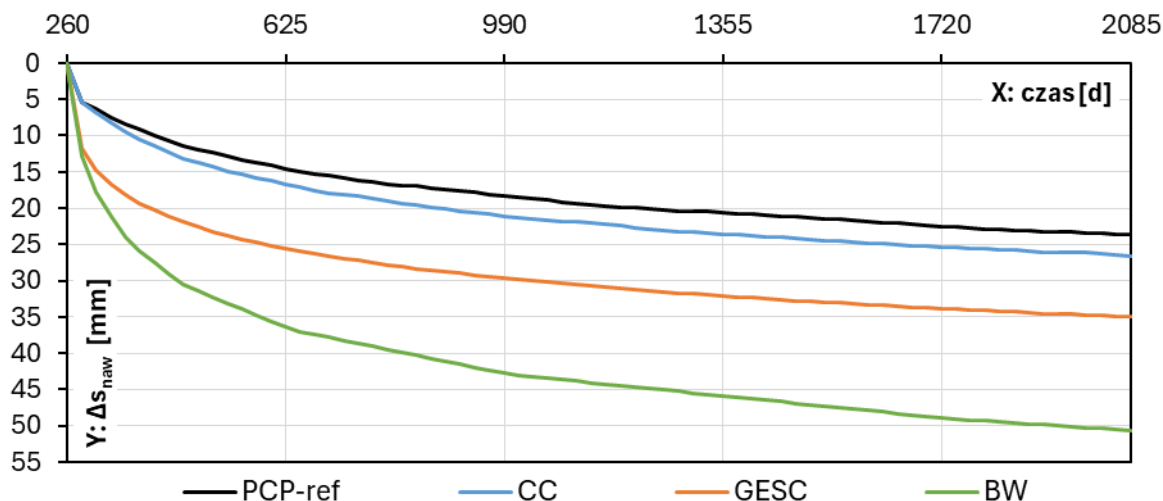
W modelach osiowo-symetrycznych siły Q_p oraz Q_g oznaczają wartości równoważne (ang. *equivalent force*), wyznaczone poprzez całkowanie rozkładu efektywnych naprężeń normalnych na wybranym przekroju i przeliczenie ich na jednostkę kąta (kN/rad). Takie podejście umożliwia analizę sił w układzie 2D z uwzględnieniem rzeczywistej geometrii trójwymiarowej. Odczytu sił dokonano na zakończeniu obliczeń (2085 d), na poziomie 0,25 m poniżej głowicy elementu.

Tabela 22 – Redystrybucja obciążeń element-grunt (2085 d) – modele O-S.

model	d_p [m]	d_{KE} [m]	A_p [m ²]	$A_c = A_{KE}$ [m ²]	A_g [m ²]	α_p [-]	Q_p [kN/rad]	Q_g [kN/rad]	LSR [%]	SCR [-]
PCP-ref	0,40	2,26	0,13	4,00	3,89	0,031	25,39	19,72	56,28	39,81
CC	0,40	2,26	0,13	4,00	3,89	0,031	25,45	19,95	56,06	39,45
GESC	0,60	2,26	0,28	4,00	3,73	0,071	6,85	33,71	16,89	2,68

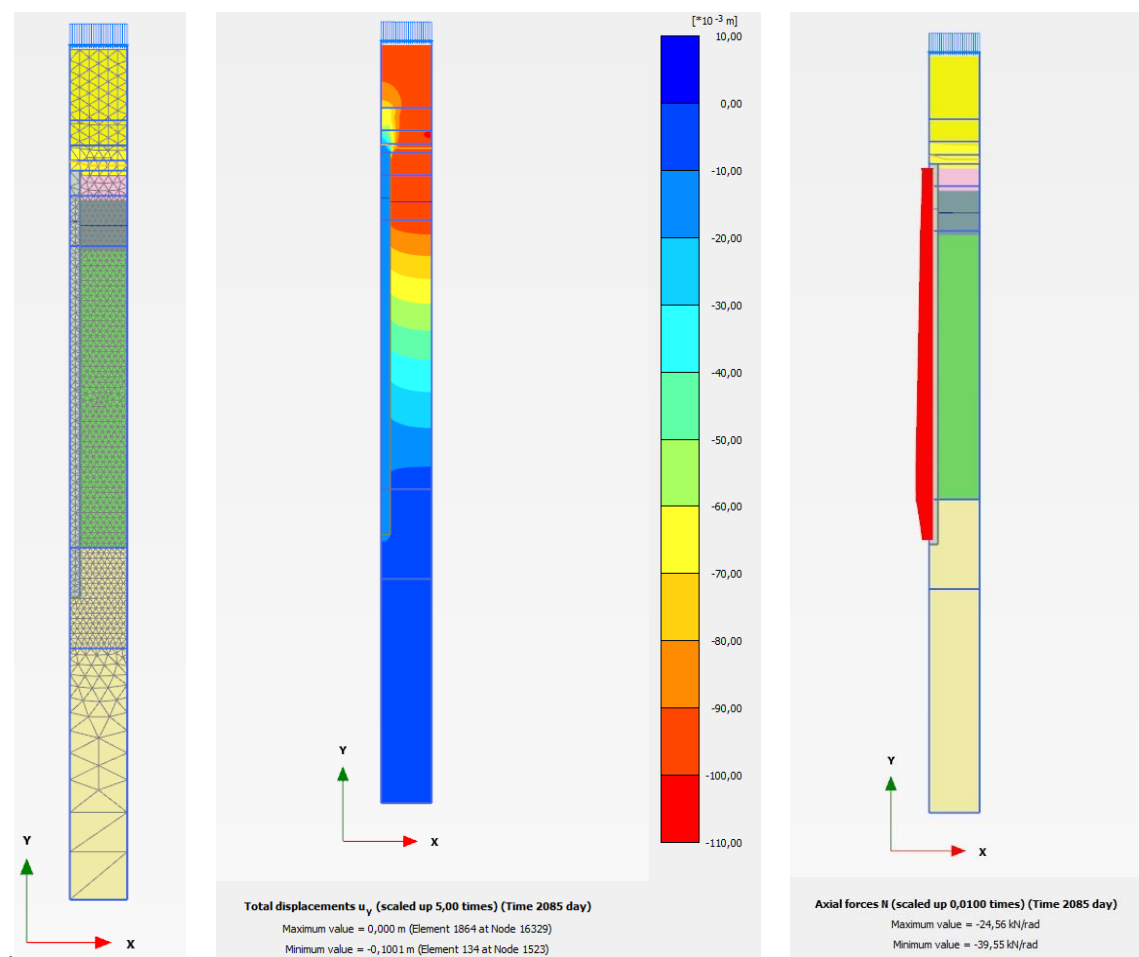
Objaśnienia: d_p – średnica elementu [m], d_{KE} – średnica równoważna komórki elementarnej wg wzoru (20) [m], A_p – powierzchnia przekroju elementu [m²], $A_c = A_{KE}$ – powierzchnia komórki elementarnej wg wzoru (19) [m²], A_g – powierzchnia gruntu [m²], $\alpha_p = A_p/A_{KE}$ – wskaźnik wzmocnienia [-], Q_p – siła normalna w elemencie w przekroju komórki [kN/rad], Q_g – siła normalna w gruncie [kN/rad], LSR – współczynnik udziału obciążenia wg wzoru (16) [%], SCR – wskaźnik koncentracji naprężeń wg wzoru (18) [-].

Źródło: opracowanie własne.



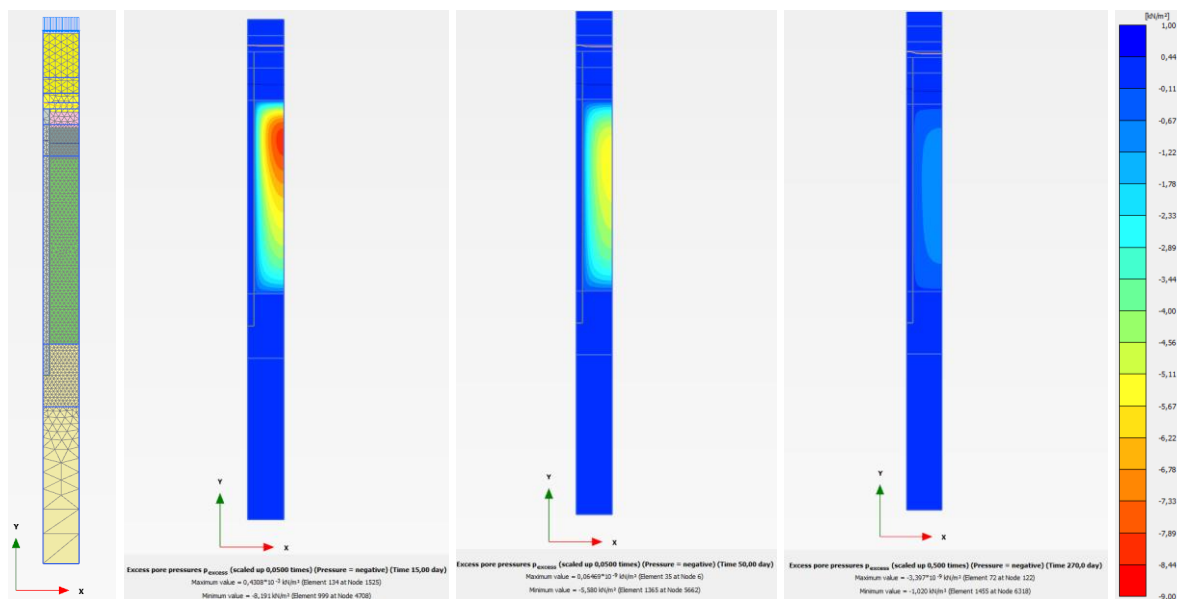
Rys. 62 – Osiadanie eksploatacyjne nawierzchni po otwarciu drogi (Δs_{naw}) w przedziale czasowym od 260 do 2085 dni – modele O-S, warianty PCP-ref, CC, GESC i BW.

Źródło: opracowanie własne.



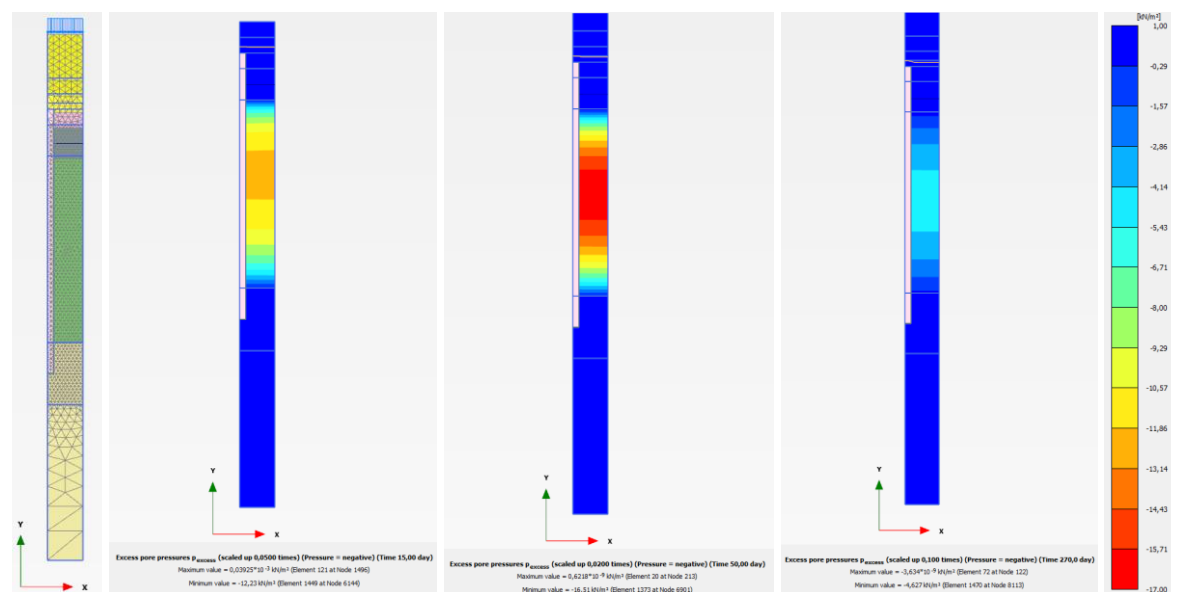
Rys. 63 – Osiadanie całkowite ($u_{y,max} = 100,10$ mm) oraz charakterystyczna siła normalna ($N_{k,max} = 39,55$ kN/rad) w modelu O-S dla pala PCP-ref w dniu 2085.

Źródło: opracowanie własne na podstawie grafiki z Plaxis.



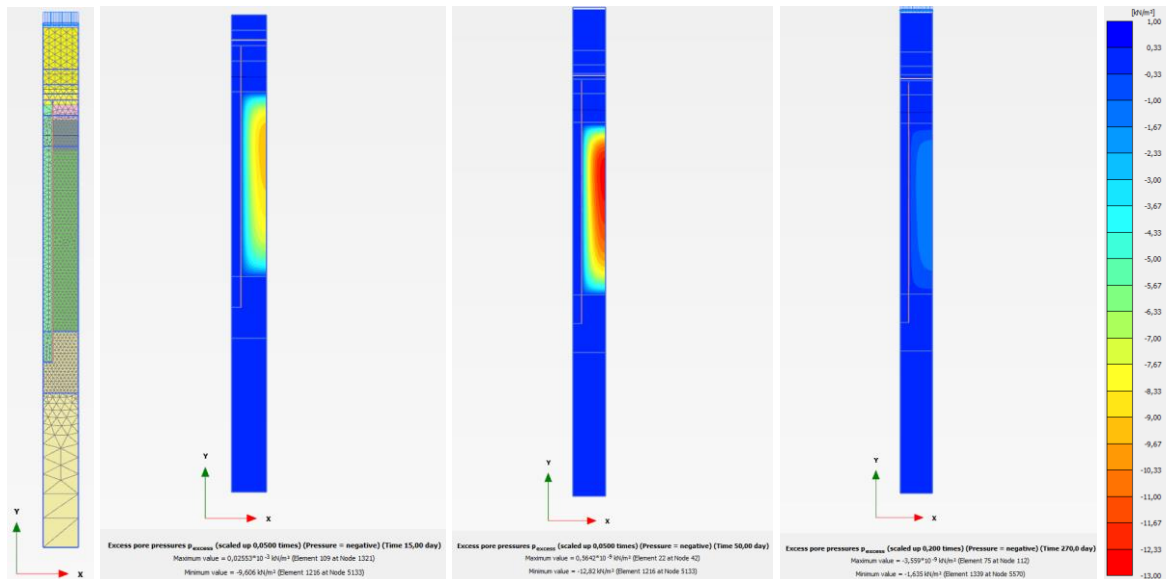
Rys. 64 – Dyssypacja ciśnienia porowego ($u_{\text{max}} = 8,19 \text{ kPa}$) w modelu O-S dla pala PCP-ref w dniach 15, 50 i 270 (koniec fazy F3, F5, F7).

Źródło: opracowanie własne na podstawie grafiki z Plaxis.



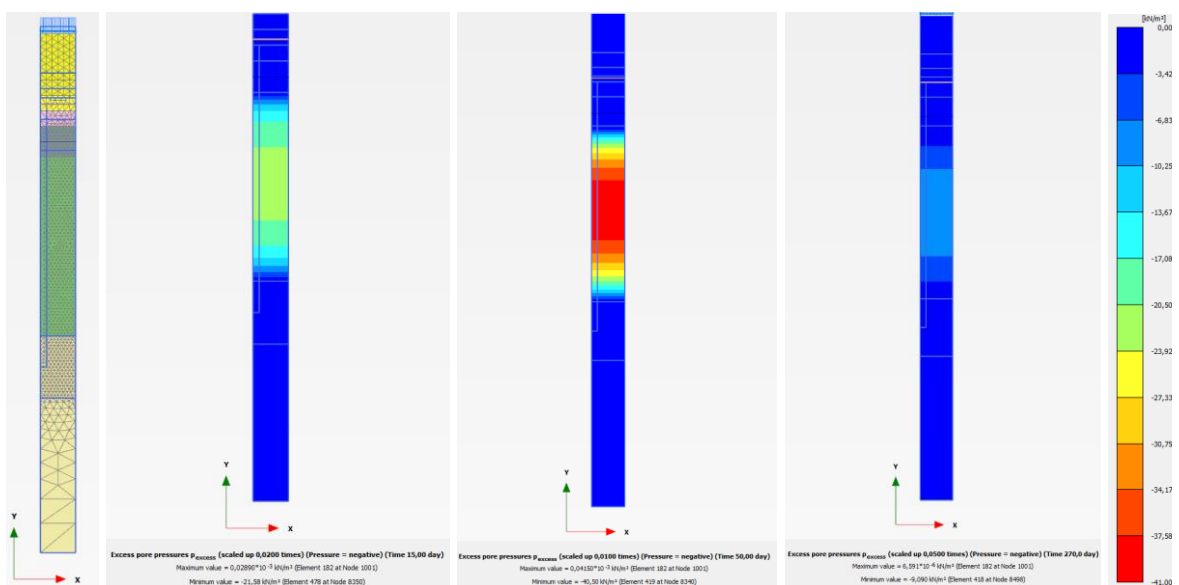
Rys. 65 – Dyssypacja ciśnienia porowego ($u_{\text{max}} = 16,51 \text{ kPa}$) w modelu O-S dla kolumny CC w dniach 15, 50 i 270 (koniec fazy F3, F5, F7).

Źródło: opracowanie własne na podstawie grafiki z Plaxis.



Rys. 66 – Dyssypacja ciśnienia porowego ($u_{max} = 12,82$ kPa) w modelu O-S dla kolumny GESC w dniach 15, 50 i 270 (koniec fazy F3, F5, F7).

Źródło: opracowanie własne na podstawie grafiki z Plaxis.



Rys. 67 – Dyssypacja ciśnienia porowego ($u_{max} = 40,50$ kPa) w modelu O-S dla wariantu BW w dniach 15, 50 i 270 (koniec fazy F3, F5, F7).

Źródło: opracowanie własne na podstawie grafiki z Plaxis.

Wnioski z analizy porównawczej dla modeli O-S i wariantów PCP-ref, GESG, CC i BW

Przeprowadzone analizy potwierdziły, że pale z betonu porowatego (PCP-ref), łącząc korzystne właściwości kolumn żwirowych (efektywny drenaż) oraz kolumn betonowych (wysoka sztywność), przyczyniają się zarówno do skrócenia czasu konsolidacji, jak i do ograniczenia pokonstrukcyjnych osiadania nawierzchni drogowej. Porównanie wariantów PCP-ref, GESG, CC oraz BW oparto na metrykach czasu i tempa konsolidacji (Tabela 20) oraz bilansie osiadania eksploatacyjnego po otwarciu ruchu pojazdów (Tabela 21).

Na tej podstawie sformułowano następujące wnioski:

1. Osiadanie końcowe i tempo średnioroczne w okresie eksploatacji (260 → 2085 d)

Wariant PCP-ref wykazał najwyższą skuteczność w ograniczaniu osiadania eksploatacyjnego spośród wszystkich analizowanych rozwiązań. Uzyskane wartości osiadania nawierzchni wyniosły $\Delta s_{naw} = 23,66$ mm oraz średnie tempo $s_E = 4,73$ mm/rok, co odpowiada redukcji o 53,3% względem układu bez wzmocnienia (BW: 50,67 mm; 10,13 mm/rok). Skuteczność PCP-ref przewyższała zarówno kolumny betonowe (CC: 26,56 mm; 5,31 mm/rok; redukcja o 47,6%), jak i kolumny żwirowe (GESG: 35,01 mm; 7,00 mm/rok; redukcja o 30,9%).

Hierarchia uzyskanych wyników odzwierciedla przewidywaną interakcję sztywności i drenażu: wysoka sztywność trzonu w wariantach PCP i CC skutecznie ogranicza deformacje długoterminowe, podczas gdy w przypadku GESG – mimo poprawy warunków filtracji – niska sztywność kolumn nie pozwala na pełną kompensację osiadania. Połączenie wysokiej sztywności oraz pionowo-radialnej przepuszczalności pali PCP czyni je rozwiązaniem szczególnie efektywnym.

Wnioski te pozostają zgodne z obserwacjami literaturowymi [112], w których pełnoskalowe badania terenowe prowadzone przez okres czterech lat po zakończeniu budowy oraz uzupełniające analizy numeryczne wykazały, że zastosowanie pali z betonu porowatego znacząco ogranicza zarówno osiadanie, jak i przemieszczenia boczne nasypu drogowego. W trakcie obciążania konstrukcji pale PCP skutecznie redukowały szczytowe wartości nadciśnienia porowego w gruncie słabonośnym, umożliwiając jego szybką dyssypację już na etapie realizacji inwestycji. W efekcie, w fazie eksploatacji, osiadanie było istotnie mniejsze niż w przypadku zastosowania pali z betonu konwencjonalnego (nieprzepuszczalnego).

Z perspektywy ograniczania osiadania pokonstrukcyjnego, skuteczność rozpatrywanych wariantów w analizowanym horyzoncie czasowym układu się następująco: PCP > CC > GESG >> BW.

2. Rozkład realizacji konsolidacji w czasie (segmenty 260 → t_{95} , $t_{95} \rightarrow t_{99}$, $t_{99} \rightarrow 2085$ d)

Analiza rozkładu realizacji konsolidacji w czasie we wskazanych segmentach wykazała istotne różnice w charakterze deformacji w płaszczyźnie nawierzchni w zależności od zastosowanego wariantu wzmocnienia. W przypadku PCP-ref udział konsolidacji pierwotnej wynosi 21,78%, natomiast odkształcenia po t_{99} stanowią aż 76,56% całkowitego osiadania (Δs_{naw}). Pomimo

dominacji odkształceń wtórnych, wartość końcowa osiadania w tym wariancie jest najniższa. Wariant CC wykazuje wartości pośrednie: 26,99% dla fazy pierwotnej i 64,00% dla wtórnej. Odmienny rozkład obserwuje się w GESC i BW, gdzie niemal połowa osiadania realizuje się przed t_{95} (odpowiednio 49,25% i 47,10%), a wartości końcowe są najwyższe.

Różnice te wynikają z właściwości materiałowych zastosowanych elementów wzmocnienia. W PCP-ref przepuszczalność trzonu pała umożliwia szybką dyssypację nadciśnień porowych, co prowadzi do efektywnego przebiegu konsolidacji pierwotnej jeszcze przed i tuż po oddaniu obiektu do użytkowania. W efekcie, w fazie eksploatacji dominują odkształcenia wtórne (pełzanie), które zachodzą przy niższym poziomie bezwzględnych deformacji. W GESC i BW, ze względu na brak elementu (BW) lub ograniczoną jego sztywność (GESC), większa część osiadania zachodzi w reżimie konsolidacji pierwotnej, w warunkach wyższej podatności modelu gruntowego.

Struktura udziałów w osiadaniach nawierzchni Δs_{naw} potwierdza trwałą przewagę wariantu PCP-ref w całym analizowanym horyzoncie czasowym, który nie tylko modyfikuje tempo narastania osiadania, lecz przede wszystkim skutecznie ogranicza jego skalę, niezależnie od segmentu czasowego.

3. Tempo konsolidacji w trakcie budowy nasypu (F3+F4 i F5+F6)

Tempo konsolidacji w trakcie budowy nasypu zostało przeanalizowane w dwóch kolejnych etapach obciążeniowych. W pierwszym z nich, obejmującym wczesny etap realizacji, jedynie wariant GESC osiągnął marker t_{90} w ramach analizowanego przedziału czasu, przy wartościach $t_{50} = 8,39$ d oraz $t_{90} = 23,95$ d. Wariant PCP-ref zrealizował $t_{50} = 11,16$ d, jednak nie osiągnął poziomu 90% dyssypacji w tym oknie czasowym. Warianty CC i BW nie przekroczyły żadnego z markerów konsolidacyjnych, co wskazuje na ograniczoną efektywność w początkowej fazie obciążenia.

W drugim etapie budowy nasypu, odpowiadającym kluczowemu etapowi wzrostu obciążeń, obserwuje się wyraźną zmianę dynamiki. Wariant PCP-ref wykazuje najwyższą skuteczność, osiągając najkrótsze czasy konsolidacji: $t_{50} = 6,25$ d oraz $t_{90} = 9,86$ d. Warianty CC i GESC plasują się pośrednio (CC: $t_{50} = 8,97$ d, $t_{90} = 15,76$ d; GESC: $t_{50} = 7,96$ d, $t_{90} = 17,71$ d), natomiast BW pozostaje zdecydowanie najwolniejszy (odpowiednio $t_{50} = 29,01$ d, $t_{90} = 57,59$ d).

Zestawienie obu etapów wskazuje, że choć w fazie F3 GESC jako jedyny osiąga pełną dyssypację nadciśnień porowych, to w decydującym etapie F5 przewagę przejmuje PCP-ref, wykazując najkrótsze czasy konsolidacji i utrzymując ją względem wszystkich pozostałych wariantów. Wyniki te potwierdzają skuteczność połączenia sztywnego rdzenia z przepuszczalnością radialną w technologii PCP, szczególnie w warunkach narastającego obciążenia konstrukcyjnego.

4. Tempo konsolidacji w okresie eksploatacji (F7+F8)

W etapie, odpowiadającym fazie eksploatacyjnej, wariant PCP-ref utrzymuje najwyższą efektywność dyssypacji nadwyżkowych ciśnień porowych, osiągając najkrótsze czasy konsolidacji: $t_{50} = 10,76$ d oraz $t_{90} = 14,80$ d. Wariant CC plasuje się pośrednio, z wartościami $t_{50} = 15,16$ d i $t_{90} = 27,07$ d. GESC charakteryzuje się stosunkowo krótkim czasem połówkowym ($t_{50} = 11,47$ d), jednak

domknięcie dyssypacji następuje znacznie później ($t_{90} = 48,86$ d). Wariant BW pozostaje zdecydowanie najwolniejszy, osiągając $t_{50} = 21,08$ d oraz $t_{90} = 83,50$ d.

Porównanie tych wyników z wartościami osiadania nawierzchni po 260. dniu eksploatacji (Δs_{naw}) wskazuje na wyraźną korelację: warianty charakteryzujące się krótszymi czasami konsolidacji w oknie F7+F8 wykazują niższe wartości osiadania. Zależność ta jest szczególnie widoczna w przypadku PCP-ref, który łączy szybki przebieg dyssypacji z najniższym poziomem deformacji w płaszczyźnie nawierzchni w długim horyzoncie czasowym.

5. Udział elementu w osiadaniu pokonstrukcyjnym

W analizie udziału deformacji elementu w całkowitym osiadaniu nawierzchni ($\Delta s_{pal}/\Delta s_{naw}$) wyniki MES wskazują na istotne różnice pomiędzy wariantami. W przypadku PCP-ref udział osiadania na głowicy pala wynosi 11,45%, natomiast dla CC wartość ta osiąga 9,85%. Wariant GESC wykazuje zdecydowanie odmienną charakterystykę – aż 98,27% osiadania nawierzchni przypisane jest deformacji samego elementu.

Interpretacja tych wyników wskazuje, że w wariantach z elementami sztywnymi (PCP-ref, CC) przemieszczenia nawierzchni są zdominowane przez deformacje podłoża otaczającego element, co świadczy o skutecznym przenoszeniu obciążeń na głębsze warstwy gruntu. Z kolei w GESC niemal cały przyrost osiadania wynika z odkształceń samej kolumny, co potwierdza jej ograniczoną sztywność i zdolność do współpracy z podłożem.

Zestawienie tych udziałów z wartościami całkowitego osiadania nawierzchni (Δs_{naw}) potwierdza spójność mechanistyczną: niskim udziałom deformacji elementu w wariantach PCP-ref i CC towarzyszą najniższe wartości osiadania, natomiast bardzo wysoki udział w GESC współwystępuje z osiadaniem podwyższonym.

6. Redystrybucja obciążeń element-grunt (SCR, LSR)

Wyniki analiz MES dla wariantów z elementami sztywnymi (PCP-ref i CC) wskazują na wyraźną koncentrację naprężeń w elementach wzmocnienia oraz istotny udział tych elementów w przenoszeniu obciążeń. Uzyskane wartości wskaźników wynoszą odpowiednio: SCR = 39,45 / 39,81 oraz LSR = 56,06% / 56,28% przy $a_p \approx 0,031$. Dla wariantu podatnego (GESC) wartości te są znacznie niższe: SCR = 2,68, LSR = 16,89% przy $a_p \approx 0,071$, co jednoznacznie wskazuje na dominujący udział gruntu w przenoszeniu obciążeń.

Porównanie tych wyników z danymi literaturowymi [206] potwierdza ich zgodność z typowymi zakresami dla układów nasypów na sztywnych palach lub kolumnach z platformą LTP i zbrojeniem geosyntetycznym, gdzie raportowane są wartości LSR ≈ 66 –88% przy $a_p \approx 0,06$ –0,25, co odpowiada SCR ≈ 20 –52. Uzyskane w niniejszych obliczeniach wartości SCR ~ 39 –40 mieszczą się w tym przedziale, natomiast LSR $\sim 56\%$ jest nieco niższy od mediany literaturowej, co można przypisać specyfice geometrii podparcia zastosowanej w modelach (niski udział powierzchniowy elementów, $a_p \approx 0,031$). Jak wskazano w [206], zwiększenie wartości a_p (np. poprzez zmniejszenie rozstawu

lub zastosowanie większych głowic) prowadzi do wzrostu LSR i jednoczesnego spadku SCR, zgodnie z relacją przedstawioną we wzorze (18). Oznacza to, że dalsze zwiększenie udziału powierzchniowego elementów wzmocnienia skutkowałoby jeszcze bliższym dopasowaniem wyników do typowych wartości raportowanych w literaturze.

W przypadku wariantu GESC uzyskane wartości $SCR = 2,68$ oraz $LSR = 16,89\%$ są w pełni zgodne z przedziałami raportowanymi w analizach numerycznych ($SCR \approx 2,3\text{--}3,4$ [207]) oraz badaniach terenowych ($SCR \approx 1,2\text{--}3,8$ [208]). Dodatkowo, przegląd literatury [209,210] wskazuje typowy zakres $SCR \approx 2\text{--}6$ dla kolumn podatnych, co potwierdza, że obserwowana przewaga udziału gruntu w przenoszeniu obciążeń w wariancie GESC jest zgodna z mechanistycznymi założeniami i wynikami referencyjnymi.

Podsumowując, warianty z elementami sztywnymi (PCP-ref, CC) wykazują zdolność do efektywnego przejmowania obciążeń i koncentrowania naprężeń w elemencie już przy niewielkim wskaźniku wzmocnienia. Obserwowane różnice w wartościach LSR i SCR wynikają przede wszystkim z geometrii podparcia, a nie z rozbieżności modeli. Wariant GESC, mimo większego udziału powierzchniowego ($a_p \approx 0,071$), pozostaje układem silnie zależnym od nośności podłoża, co jest zgodne z wynikami badań numerycznych i terenowych. Tym samym, PCP-ref potwierdza swoją skuteczność jako rozwiązanie łączące sztywność z efektywnym przenoszeniem obciążeń, a jego dalsza optymalizacja geometryczna mogłaby prowadzić do jeszcze lepszej zgodności z typowymi parametrami literaturowymi.

Podsumowanie

Analiza porównawcza wariantów wzmocnienia podłoża wykazała, że drenaż radialny (GESC, PCP-ref) znacząco przyspiesza proces konsolidacji, jednak o skali osiadania długoterminowego decyduje przede wszystkim sztywność zastosowanych elementów (PCP-ref, CC). Warianty o wysokiej sztywności zapewniają najniższe odkształcenia eksploatacyjne oraz skutecznie ograniczają deformacje wtórne, koncentrując obciążenia w elementach wzmocnienia (wysokie wartości LSR i SCR). Z kolei GESC, mimo korzystnych właściwości filtracyjnych, charakteryzuje się większym osiadaniem końcowym ze względu na ograniczoną sztywność kolumny.

Wyniki wskazują, że optymalny dobór systemu wzmocnienia powinien uwzględniać zarówno mechanikę przenoszenia obciążeń (sztywność elementu, udział powierzchniowy wzmocnienia), jak i parametry filtracyjne determinujące tempo konsolidacji. Uwzględniając wszystkie markery (t_{50} , t_{90} , Δs_{naw} , s_E , LSR, SCR), efekt redukcji osiadania eksploatacyjnego jest najpełniej widoczny w przypadku pala z betonu porowatego (PCP), który łączy wysoką przepuszczalność hydrauliczną z odpowiednią nośnością, skracając czas konsolidacji względem pala nieprzepuszczalnego (CC) i zapewniając korzystniejszy bilans osiadania w długim horyzoncie czasowym. Wnioski te są zgodne z doniesieniami literaturowymi [107,112,205,211].

4.4.3. Analiza porównawcza – zmienne scenariusze obciążenia

W ramach analizy porównawczej opracowano dodatkowe modele numeryczne w układzie osiowo-symetrycznym dla dwóch wariantów posadowienia: PCP-ref oraz CC. Celem było zbadanie zachowania systemów wzmocnienia podłoża gruntowego w warunkach zmiennego obciążenia, wynikającego ze zróżnicowanej wysokości nasypu drogowego: 2,5 m (zgodnie z Wytycznymi [194]), 5,0 m oraz 7,5 m. Analiza skupiała się na ocenie wpływu rodzaju zastosowanego wzmocnienia na tempo konsolidacji oraz wartość osiadania eksploatacyjnego w przedziale czasowym od 260 do 2085 dni.

Przyjęto następujące warianty posadowienia nasypu:

- PCP-ref: pale z betonu porowatego o średnicy 0,4 m, $k_p = 0,30$ cm/s, $E_{cm} = 11$ GPa,
- CC: kolumny betonowe o średnicy 0,4 m, $k_p = 0,0$ cm/s, $E_{cm} = 29$ GPa.

Modele numeryczne opracowano na podstawie jednolitych danych i założeń, szczegółowo opisanych w punkcie 4.3. Założenia i dane wejściowe. W celu zapewnienia porównywalności wyników zastosowano identyczną geometrię komórki elementarnej, spójne fazowanie obciążeń oraz jednolity punkt obserwacyjny, zgodnie z układem przedstawionym na Rys. 58.

4.4.3.1. Wyniki i omówienie

Celem przeprowadzonej analizy była ilościowa ocena tempa konsolidacji oraz osiadania eksploatacyjnego w układzie nasyp–namuły–pale. Obliczenia wykonano w modelu osiowo-symetrycznym metodą elementów skończonych, wyznaczając charakterystyczne czasy konsolidacji t_{50} oraz t_{90} dla kolejnych etapów przyrostu obciążenia. Zmienne scenariusze obciążenia zrealizowano poprzez modyfikację drugiego etapu budowy nasypu (faza F5), zgodnie z harmonogramem faz (Tabela 17). Wyniki konsolidacji przedstawia Tabela 23.

Tabela 23 – Tempo inkrementalnej konsolidacji w fazach F3-F8 – modele O-S, warianty wzmocnienia (zmienne wysokości nasypu).

model	k_p [cm/s]	faza	marker	t_{abs} [d]	t_{fazy} [d]	u_e [kPa]	s_{naw} [mm]	s_{Nm} [mm]	s_{pal} [mm]
PCP-ref	0,30	F3 + F4	start	10,00	0,00	0,000	-	0,000	0,000
			$u_{e,max}$	15,00	5,00	<u>5,297</u>	-	4,805	2,878
			t_{50}	21,16	<u>11,16</u>	2,649	-	7,587	3,160
			t_{90}	n/o	n/o	0,530	-	-	-
		F5 + F6	start	45,00	0,00	0,830	0,000	12,061	3,371
			$u_{e,max}$	50,00	5,00	4,380	47,534	17,680	8,583
			t_{50}	51,25	<u>6,25</u>	2,605	48,888	18,278	8,823
			t_{90}	54,86	<u>9,86</u>	1,185	50,753	19,079	9,137
		F7 + F8	start	260,00	0,00	0,100	69,375	28,171	9,661
			$u_{e,max}$	270,00	10,00	0,840	73,997	30,462	11,771
			t_{50}	270,76	<u>10,76</u>	0,470	74,073	30,511	11,789
			t_{90}	274,80	<u>14,80</u>	0,174	74,434	30,683	11,842

model	k_p	faza	marker	t_{abs}	t_{fazy}	u_e	s_{naw}	s_{Nm}	s_{pal}
	[cm/s]	[-]	[-]	[d]	[d]	[kPa]	[mm]	[mm]	[mm]
			t_{95}	276,79	16,79	0,137	74,527	30,730	11,867
			t_{99}	286,89	26,89	0,107	74,922	30,932	11,961
			koniec	2085,00	1825,00	0,010	93,035	40,384	12,371
PCP-5,0	0,30	F3 + F4	start	10,00	0,00	0,000	-	0,000	0,000
			$u_{e,max}$	15,00	5,00	5,255	-	4,831	3,036
			t_{50}	20,23	<u>10,23</u>	2,627	-	7,150	3,334
			t_{90}	n/o	n/o	0,525	-	-	-
		F5 + F6	start	45,00	0,00	0,795	0,000	11,668	3,556
			$u_{e,max}$	50,00	5,00	<u>11,274</u>	67,839	26,101	9,055
			t_{50}	51,62	<u>6,62</u>	6,035	72,375	28,184	9,308
			t_{90}	62,56	<u>17,56</u>	1,843	82,678	32,877	9,640
		F7 + F8	start	260,00	0,00	0,096	102,849	42,951	10,192
			$u_{e,max}$	270,00	10,00	0,700	107,135	44,913	12,418
			t_{50}	270,50	<u>10,50</u>	0,398	107,159	44,935	12,437
			t_{90}	274,55	<u>14,55</u>	0,156	107,522	45,113	12,493
			t_{95}	274,94	14,94	0,126	107,529	45,118	12,520
			t_{99}	275,61	15,61	0,102	107,538	45,125	12,619
			koniec	2085,00	1825,00	0,008	125,177	54,470	13,051
PCP-7,5	0,30	F3 + F4	start	10,00	0,00	0,000	-	0,000	0,000
			$u_{e,max}$	15,00	5,00	5,127	-	4,913	3,120
			t_{50}	21,83	<u>11,83</u>	2,563	-	7,802	3,425
			t_{90}	n/o	n/o	0,513	-	-	-
		F5 + F6	start	45,00	0,00	0,787	0,000	11,902	3,654
			$u_{e,max}$	50,00	5,00	<u>17,742</u>	88,941	34,662	9,304
			t_{50}	51,67	<u>6,67</u>	9,264	95,955	37,958	9,564
			t_{90}	62,90	<u>17,90</u>	2,482	111,997	45,289	9,905
		F7 + F8	start	260,00	0,00	0,084	132,628	55,805	10,473
			$u_{e,max}$	270,00	10,00	0,666	136,851	57,547	12,760
			t_{50}	270,46	<u>10,46</u>	0,375	136,870	57,565	12,779
			t_{90}	281,98	<u>21,98</u>	0,142	137,469	57,872	12,837
			t_{95}	289,87	29,87	0,113	137,778	58,035	12,864
			t_{99}	326,81	66,81	0,089	138,930	58,657	12,966
			koniec	2085,00	1825,00	0,010	153,860	66,717	13,410
CC	0,0	F3 + F4	start	10,00	0,00	0,000	-	0,000	0,000
			$u_{e,max}$	15,00	5,00	11,970	-	3,520	2,482
			t_{50}	n/o	n/o	5,985	-	-	-
			t_{90}	n/o	n/o	1,197	-	-	-
		F5 + F6	start	45,00	0,00	6,600	0,000	8,423	3,088
			$u_{e,max}$	50,00	5,00	<u>16,410</u>	35,842	12,910	7,643
			t_{50}	53,97	<u>8,97</u>	11,505	38,676	14,103	8,178
			t_{90}	60,76	<u>15,76</u>	7,581	41,339	15,206	8,626
		F7 + F8	start	260,00	0,00	0,950	66,281	26,618	9,099
			$u_{e,max}$	270,00	10,00	4,620	70,211	28,547	10,929
			t_{50}	275,16	<u>15,16</u>	2,785	70,939	28,915	11,104
			t_{90}	287,07	<u>27,07</u>	1,317	71,791	29,343	11,265
			t_{95}	316,32	56,32	1,134	73,450	30,136	11,344
			t_{99}	360,78	100,78	0,987	75,845	31,287	11,358

model	k_p	faza	marker	t_{abs}	t_{fazy}	u_e	s_{naw}	s_{Nm}	s_{pal}
	[cm/s]	[-]	[-]	[d]	[d]	[kPa]	[mm]	[mm]	[mm]
CC-5,0	0,0	F3 + F4	koniec	2085,00	1825,00	0,100	92,844	40,101	11,715
			start	10,00	0,00	0,000	-	0,000	0,000
			$u_{e,max}$	15,00	5,00	12,025	-	3,532	2,606
			t_{50}	n/o	n/o	6,012	-	-	-
			t_{90}	n/o	n/o	1,202	-	-	-
		F5 + F6	start	45,00	0,00	6,043	0,000	8,264	3,243
			$u_{e,max}$	50,00	5,00	<u>33,179</u>	52,351	19,443	8,025
			t_{50}	55,86	<u>10,86</u>	19,611	60,587	23,123	8,586
			t_{90}	86,60	<u>41,60</u>	8,756	76,607	30,202	9,057
		F7 + F8	start	260,00	0,00	1,039	98,994	40,992	9,554
			$u_{e,max}$	270,00	10,00	4,392	102,839	42,709	11,475
			t_{50}	274,23	<u>14,23</u>	2,716	103,419	43,016	11,659
			t_{90}	287,02	<u>27,02</u>	1,374	104,336	43,484	11,829
			t_{95}	287,76	27,76	1,206	104,353	43,497	11,911
			t_{99}	303,45	43,45	1,072	105,276	43,952	11,926
			koniec	2085,00	1825,00	0,167	123,684	53,562	12,301
		F3 + F4	start	10,00	0,00	0,000	-	0,000	0,000
			$u_{e,max}$	15,00	5,00	12,067	-	3,573	2,680
			t_{50}	n/o	n/o	6,033	-	-	-
			t_{90}	n/o	n/o	1,207	-	-	-
		F5 + F6	start	45,00	0,00	6,206	0,000	8,390	3,336
			$u_{e,max}$	50,00	5,00	<u>48,817</u>	69,153	25,826	8,254
			t_{50}	56,38	<u>11,38</u>	27,512	81,695	31,563	8,832
			t_{90}	92,58	<u>47,58</u>	10,467	106,433	42,741	9,316
		F7 + F8	start	260,00	0,00	1,035	128,893	53,839	9,827
			$u_{e,max}$	270,00	10,00	3,891	132,659	55,340	11,803
			t_{50}	273,39	<u>13,39</u>	2,463	133,041	55,553	11,992
			t_{90}	280,31	<u>20,31</u>	1,320	133,512	55,801	12,167
			t_{95}	282,18	22,18	1,178	133,601	55,849	12,251
			t_{99}	319,48	59,48	1,063	135,734	56,915	12,266
			koniec	2085,00	1825,00	0,022	152,145	65,674	12,652

Objaśnienia: k_p – przepuszczalność elementu użyta w danym wariancie [cm/s], marker – znacznik konsolidacji (punkt kontrolny w danej fazie), t_{abs} – czas od początku analizy [d], t_{fazy} – czas od rozpoczęcia danej fazy (dla okien: F3+F4, F5+F6, F7+F8) [d], u_e – nadwyżkowe ciśnienie porowe, wartość absolutna w chwili odczytu [kPa], s_{naw} , s_{Nm} , s_{pal} – osiadanie w chwili odczytu odpowiednio: nawierzchni, warstwy namulów (w punkcie obserwacyjnym) oraz głowicy elementu [mm]. Markery: start – początek fazy, $u_e = u_{e,start}$ w chwili rozpoczęcia [kPa], $u_{e,max}$ – maksymalne nadwyżkowe ciśnienie porowe w fazie [kPa], t_{50} – czas dyssypacji do osiągnięcia 50% przyrostu ciśnienia porowego w fazie: $u_e(t_{50}) = u_{e,start} + 0,50 \cdot (u_{e,max} - u_{e,start})$ [d], analogicznie t_{90} , t_{95} , t_{99} – czasy dyssypacji do odpowiednio 10%, 5% i 1% przyrostu (spadek u_e do tych poziomów) [d], koniec – ostatni dzień analizy [d], n/o – wartość nieosiągnięta w danym przedziale czasowym. Punkt odniesienia: wartości u_e odczytywane w środku warstwy namulów, w punkcie obserwacyjnym p_{ob} – Rys. 58.

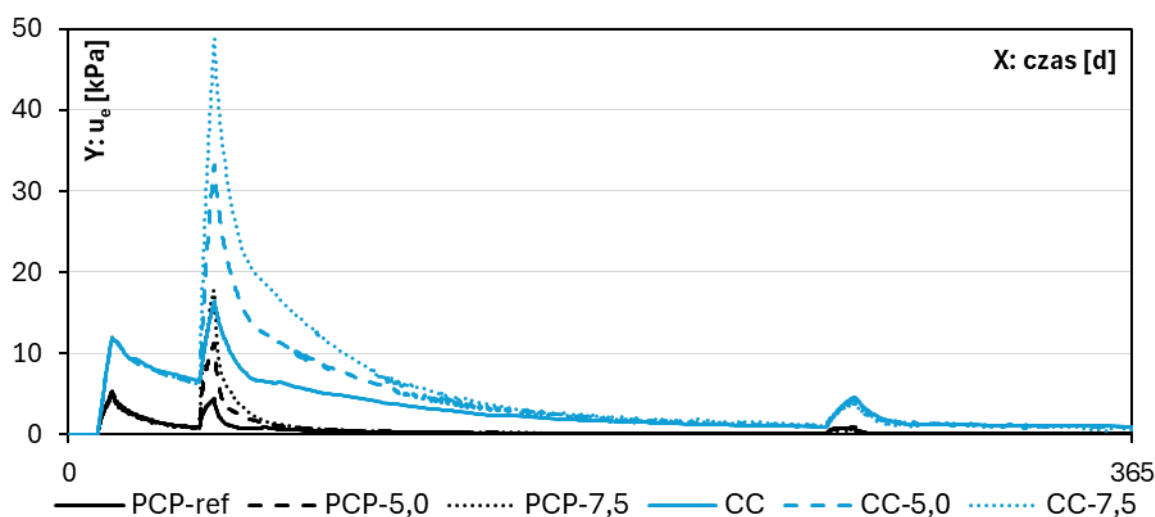
Źródło: opracowanie własne.

Tabela 24 – Osiadanie eksploatacyjne po otwarciu drogi (260 → 2085 d) – modele O-S, warianty wzmocnienia (zmienne wysokości nasypu).

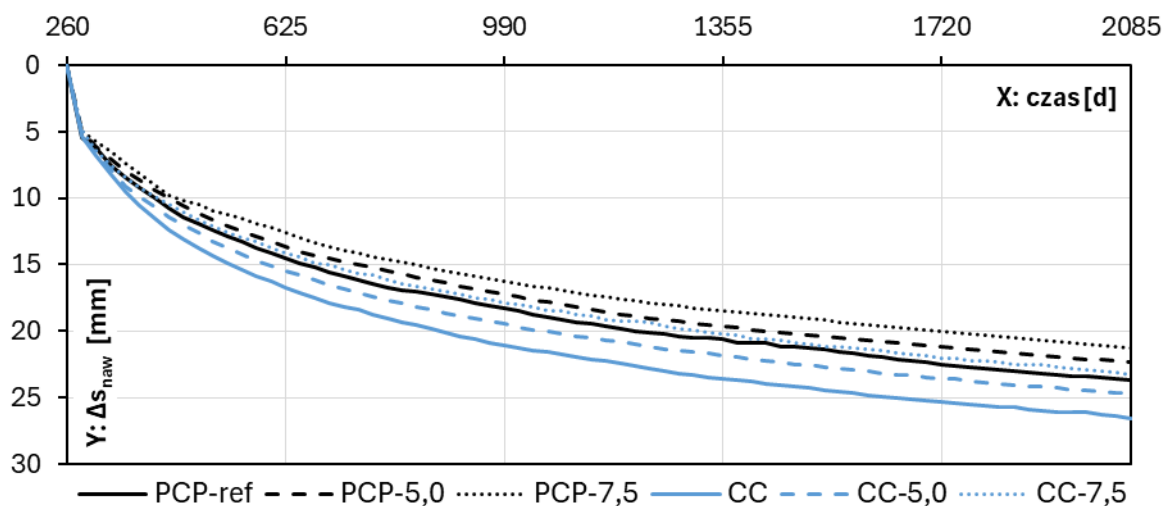
model	k_p	Δs_{naw}	Δs_{Nm}	Δs_{pal}	s_E	260 → t_{95}	t_{95} → t_{99}	t_{99} → 2085	$\Delta s_{pal}/\Delta s_{naw}$
	[cm/s]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm/rok]	[%]	[%]	[%]	[%]
PCP-ref	0,30	23,66	12,21	2,71	4,73	21,78	1,67	76,56	11,45
PCP-5,0		22,33	11,52	2,86	4,47	20,96	0,04	79,00	12,80
PCP-7,5		21,23	10,91	2,94	4,25	24,26	5,42	70,32	13,84
CC	0,0	26,56	13,48	2,62	5,31	26,99	9,02	64,00	9,85
CC-5,0		24,69	12,57	2,75	4,94	21,70	3,74	74,56	11,12
CC-7,5		23,25	11,83	2,82	4,65	20,25	9,17	70,58	12,15

Objaśnienia: k_p – przepuszczalność elementu użyta w danym wariantcie [cm/s], Δs_{naw} , Δs_{Nm} , Δs_{pal} – przyrost osiadania nawierzchni, warstwy namulów (w punkcie obserwacyjnym) oraz głowicy pala w okresie od 260 do 2085 dnia [mm], s_E – średnie tempo osiadania nawierzchni po otwarciu drogi (osiadanie eksploatacyjne), obliczone jako $\Delta s_{naw}/\Delta t$ i przeliczone na rok [mm/rok], 260 → t_{95} , t_{95} → t_{99} , t_{99} → 2085 – udziały odpowiednio: konsolidacji pierwotnej (do t_{95}), końcowej fazy konsolidacji pierwotnej (t_{95} – t_{99}) i pełzania (po t_{99}) w całkowitym osiadaniu nawierzchni Δs_{naw} [%], $\Delta s_{pal}/\Delta s_{naw}$ – udział osiadania głowicy elementu w całkowitym przyroście osiadania nawierzchni [%].

Źródło: opracowanie własne.

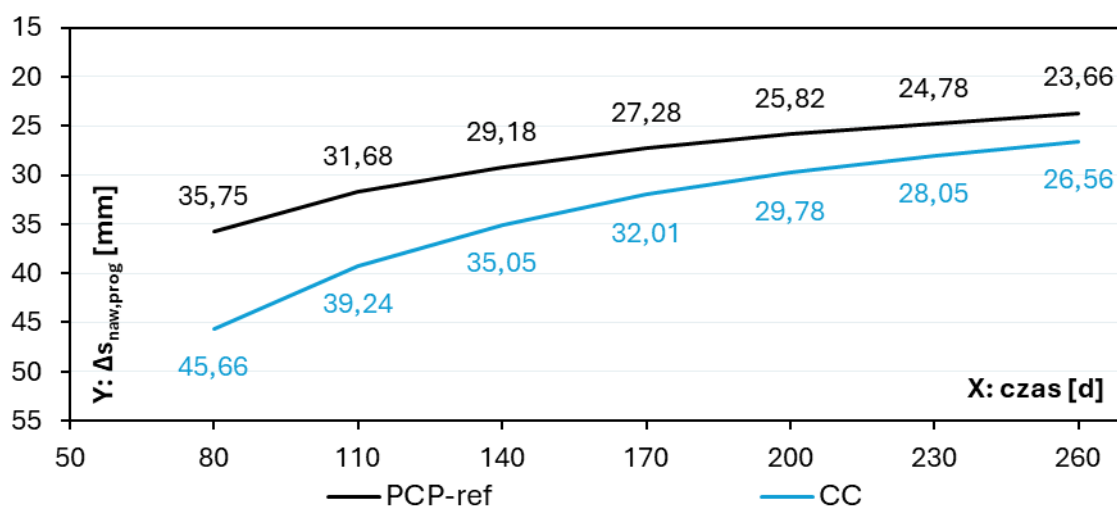
Rys. 68 – Przebieg dyssypacji ciśnienia porowego (u_e) w punkcie obserwacyjnym w przedziale czasowym od 0 do 365 dni – modele O-S, warianty PCP i CC (zmienne wysokości nasypu).

Źródło: opracowanie własne.



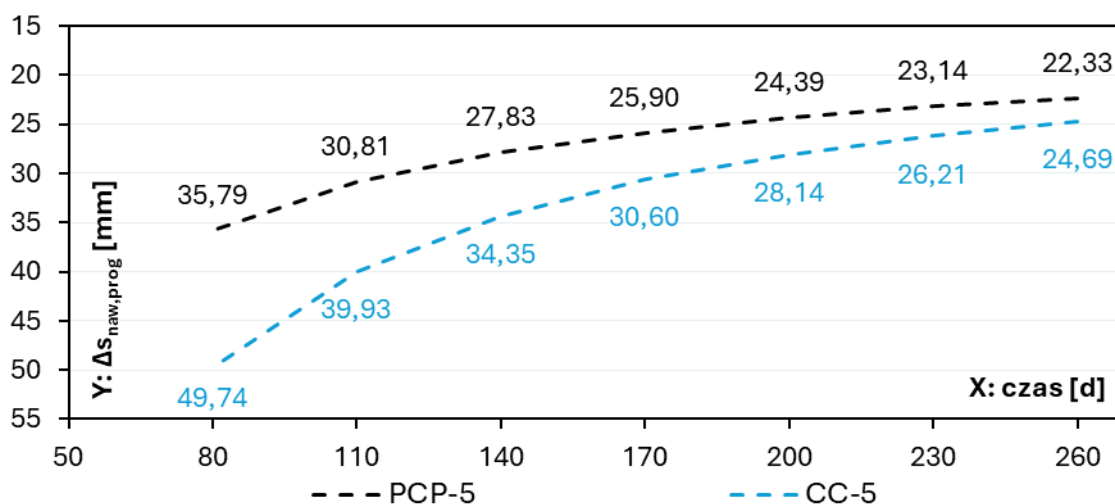
Rys. 69 – Osiadanie eksploatacyjne nawierzchni po otwarciu drogi (Δs_{naw}) dla przyjętego okresu konsolidacji w fazie F6 (50 → 260 d) w przedziale czasowym od 260 do 2085 dni – modele O-S, warianty PCP i CC (zmiennie wysokości nasypu).

Źródło: opracowanie własne.



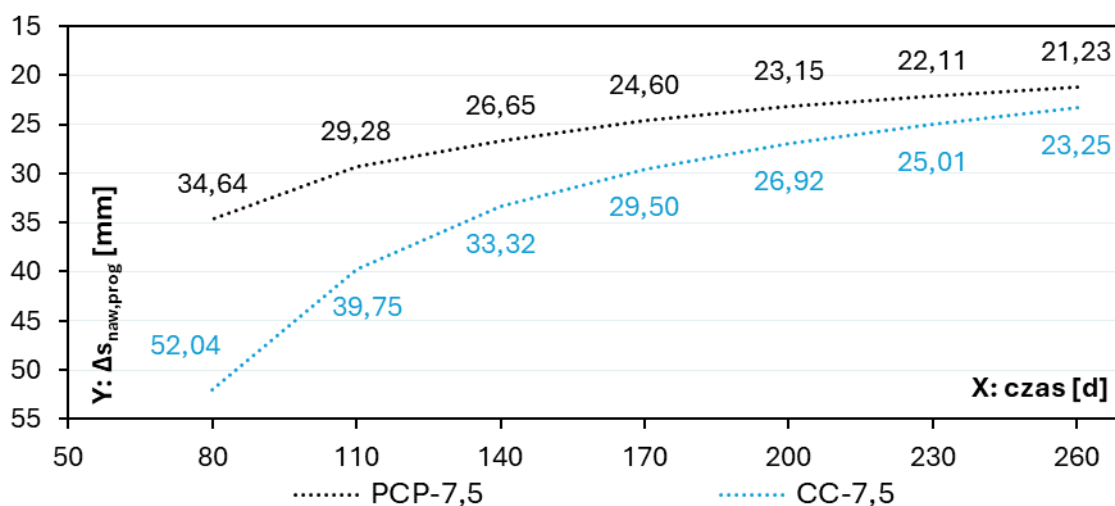
Rys. 70 – Prognozowane osiadanie eksploatacyjne nawierzchni po otwarciu drogi ($\Delta s_{\text{naw,prog}}$) dla skróconego okresu konsolidacji w fazie F6 (50 → 80, ..., 260 d) – warianty PCP i CC (wysokość nasypu – 2,5 m).

Źródło: opracowanie własne.



Rys. 71 – Prognozowane osiadanie eksploatacyjne nawierzchni po otwarciu drogi ($\Delta s_{naw,prog}$) dla skróconego okresu konsolidacji w fazie F6 (50 → 80, ..., 260 d) – warianty PCP i CC (wysokość nasypu – 5,0 m).

Źródło: opracowanie własne.



Rys. 72 – Prognozowane osiadanie eksploatacyjne nawierzchni po otwarciu drogi ($\Delta s_{naw,prog}$) dla skróconego okresu konsolidacji w fazie F6 (50 → 80, ..., 260 d) – warianty PCP i CC (wysokość nasypu – 7,5 m).

Źródło: opracowanie własne.

Wnioski z analizy zmiennych scenariuszy obciążenia dla wariantów PCP i CC

Przeprowadzone analizy numeryczne potwierdziły, że zastosowanie pali z betonu porowatego, łączących wysoką sztywność z korzystnymi właściwościami drenażowymi, prowadzi do skrócenia czasu konsolidacji oraz ograniczenia osiadania pokonstrukcyjnego nawierzchni drogowej. Porównanie wariantów PCP-ref i CC dla różnych wysokości nasypu oparto na metrykach czasu i tempa konsolidacji (Tabela 23) oraz bilansie osiadania eksploatacyjnego po rozpoczęciu użytkowania (Tabela 24). Na tej podstawie sformułowano następujące wnioski:

1. Tempo konsolidacji w trakcie budowy nasypu (F5+F6)

W drugim etapie budowy nasypu, dla wysokości 2,5 m, 5,0 m oraz 7,5 m, wariant PCP wykazał wyraźnie wyższą skuteczność konsolidacji w porównaniu z kolumnami CC:

- PCP: $t_{50} \approx 6,25\text{-}6,67$ d, $t_{90} \approx 9,86\text{-}17,90$ d,
- CC: $t_{50} \approx 8,97\text{-}11,38$ d, $t_{90} \approx 15,76\text{-}47,58$ d.

Zestawienie potwierdza przewagę pali PCP w warunkach narastającego obciążenia, wynikającą z synergii sztywności i przepuszczalności materiału.

2. Osiadanie końcowe i tempo średnioroczne w okresie eksploatacji (260 → 2085 d)

Pale PCP wykazały też wyższą skuteczność w ograniczaniu osiadania nawierzchni drogowej w okresie eksploatacji, niezależnie od wysokości nasypu:

- PCP: $\Delta s_{naw} = 21,23\text{-}23,66$ mm i $s_E = 4,25\text{-}4,73$ mm/rok,
- CC: $\Delta s_{naw} = 23,25\text{-}26,56$ mm i $s_E = 4,65\text{-}5,31$ mm/rok.

Zwiększone obciążenie w fazie budowlanej (do 260 dnia) prowadzi do wzrostu naprężenia efektywnego i poprawy nośności podłoża, co skutkuje zmniejszoną podatnością gruntu na dalsze osiadanie. Efekt ten jest zgodny z wynikami badań terenowych [112].

3. Dyssypacja nadciśnienia porowego

Analiza przebiegów dyssypacji nadwyżkowego ciśnienia porowego (Rys. 68 i Tabela 23) wykazała istotne różnice między wariantami:

- PCP: maksymalne ciśnienie porowe (u_e) dla nasypów 2,5 m, 5,0 m i 7,5 m wynosi odpowiednio 5,297 kPa, 11,274 kPa i 17,742 kPa,
- CC: odpowiednio 16,410 kPa, 33,179 kPa i 48,718 kPa.

Niższe wartości w wariantcie PCP wynikają z efektywnego drenażu, który skraca ścieżkę odpływu wody porowej i przyspiesza wzrost naprężenia efektywnego. Wyniki są zgodne z literaturą [133].

4. Prognoza osiadania pokonstrukcyjnego dla skróconego czasu konsolidacji

Wykresy osiadania nawierzchni (Rys. 69) potwierdzają, że pale PCP osiągają zbliżone wartości całkowitego osiadania do kolumn CC, przy jednoczesnym skróceniu czasu konsolidacji. W przypadku długiej fazy konsolidacji (50→260 d, tj. 7 miesięcy), wzbudzone nadciśnienie porowe

ulega niemal całkowitej dyssypacji – wartości resztkowe w punkcie obserwacyjnym wynoszą $u_e \leq 1$ kPa (Tabela 23). W celu oceny efektywności pali PCP opracowano prognozy osiadania pokonstrukcyjnego dla skróconego czasu konsolidacji (Rys. 70, Rys. 71 i Rys. 72).

Dla skróconego czasu konsolidacji (np. 1–3 miesiące), różnice w osiadaniu eksploatacyjnym stają się bardziej wyraźne (Rys. 70):

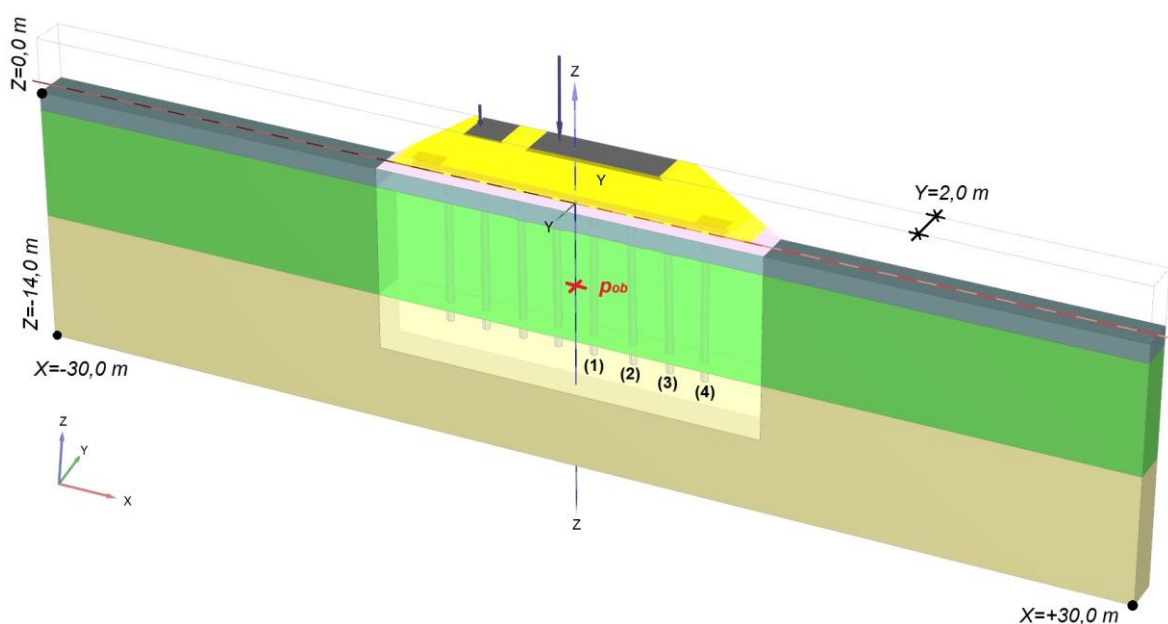
- nasyp 2,5 m, czas konsolidacji 3 miesiące (50→140 d):
 - PCP: $\Delta s_{naw} = 29,18$ mm,
 - CC: $\Delta s_{naw} = 35,05$ mm.
- nasyp 2,5 m, czas konsolidacji 1 miesiąc (50→80 d):
 - PCP: $\Delta s_{naw} = 35,75$ mm,
 - CC: $\Delta s_{naw} = 45,66$ mm.

Skrócenie czasu od zakończenia budowy nasypu do rozpoczęcia eksploatacji sprzyja zastosowaniu pali PCP, które efektywnie regulują tempo dyssypacji nadciśnień porowych. Choć całkowite osiadania nawierzchni dla wariantów PCP i CC są zbliżone, kluczowe znaczenie ma ograniczenie osiadania eksploatacyjnego, istotnego z punktu widzenia trwałości nawierzchni oraz przeciwdziałania jej awariom. Z technicznego punktu widzenia, możliwość skrócenia fazy konsolidacji bez pogorszenia parametrów eksploatacyjnych nawierzchni może istotnie wpłynąć na przyspieszenie harmonogramu inwestycji, umożliwiając wcześniejsze oddanie obiektu do użytkowania.

4.5. Modele MES w układzie przestrzennym

W końcowym etapie prac opracowano trójwymiarowe modele numeryczne (MES-3D), umożliwiające wierne odwzorowanie geometrii układu, w tym interakcji pomiędzy grupą elementów wzmacniających a otaczającym je gruntem oraz rzeczywistego rozkładu obciążeń. Modele te bazowały na analogicznych danych wejściowych, szczegółowo opisanych w punkcie 4.3. Założenia i dane wejściowe. Wymiar modeli w kierunku prostopadłym do płaszczyzny przekroju ustalono na 2,0 m, co odpowiada przyjętemu rozstawowi elementów wzdłuż nasypu.

Analogicznie do wcześniejszych analiz dwuwymiarowych w układzie O-S, w badaniach porównawczych uwzględniono cztery warianty posadowienia nasypu: PCP-ref, CC, GESG oraz wariant bez wzmocnienia (BW). W celu zapewnienia porównywalności wyników dla różnych systemów wzmocnienia przyjęto jednolitą geometrię układu, spójne fazowanie obciążeń oraz wspólny punkt obserwacyjny, zgodnie z układem przedstawionym na Rys. 73. Zastosowanie modeli przestrzennych pozwoliło na precyzyjne uchwycenie złożonych mechanizmów oddziaływań pomiędzy budowlą ziemną a wzmocnionym podłożem, których obserwacja nie jest możliwa w analizach dwuwymiarowych. Głównym celem obliczeń było określenie wpływu rodzaju zastosowanego wzmocnienia na tempo konsolidacji oraz wartość osiadania eksploatacyjnego w przedziale czasowym od 260 do 2085 dni. W analizie zastosowano jednolite znaczniki konsolidacji (markery), spójne kryteria czasowe, ujednolicony sposób wyznaczania czasów w środowisku MES oraz wspólne okno eksploatacyjne wraz z jego segmentacją. W celu kompleksowej oceny efektywności zastosowanego wzmocnienia przeanalizowano również redystrybucję naprężeń pomiędzy elementami wzmacniającymi a gruntem, wyznaczając i porównując ze sobą współczynniki LSR i wskaźniki SCR.



Rys. 73 – Geometria modelu w układzie przestrzennym z oznaczeniem punktu obserwacyjnego (p_{ob}) przyjętego do analiz porównawczych oraz numeracją pali (1-4).

Źródło: opracowanie własne.

Siatka elementów skończonych w modelu 3D PCP-ref składała się z 40475 objętościowych elementów tetraedrycznych typu 10-węzłowego, o średnim rozmiarze około 0,5261 m. Dla pali z betonu porowatego uwzględniono przepływ wody przez interfejs na pobocznicę pala, co uzasadnia wysoka wodoprzepuszczalność materiału. Zastosowano funkcję *Updated mesh*, umożliwiającą aktualizację geometrii przy dużych przemieszczeniach, co poprawiło odwzorowanie deformacji gruntu i przepływu wody oraz zwiększyło dokładność modelu. W fazach konsolidacji opcja *Ignore undrained behaviour* była nieaktywna, co pozwoliło uwzględnić rzeczywisty przebieg dyssypacji nadciśnień porowych i wzrost efektywnych naprężeń w podłożu. Takie podejście umożliwia rzetelną ocenę tempa konsolidacji, osiadania i mechanizmów utraty stateczności w gruntach słabonośnych.

Modelowanie pełnego, przestrzennego przekroju nasypu umożliwia przeprowadzenie rozszerzonej analizy, w tym ocenę sił wewnętrznych w elementach wzmocnienia oraz weryfikację ich nośności. Aspekt ten nabiera szczególnego znaczenia w przypadku nasypów posadowionych na gruntach słabonośnych, które mogą podlegać znacznym przemieszczeniom poziomym, zwłaszcza w rejonach skarp, co stanowi potencjalne zagrożenie dla ich stateczności. W takich warunkach pale fundamentowe przejmują siły poziome, ulegając zginaniu, co może prowadzić do ich uszkodzenia. Zjawisko to wymaga weryfikacji projektowej i wykluczenia ryzyka awarii.

Zgodnie z normą PN-EN 1992-1 (EC2) [201], projektowanie konstrukcji betonowych obejmuje elementy wykonane z betonu niezbrojonego, zbrojonego oraz sprężonego, przy zastosowaniu kruszyw zwykłych lub lekkich. Beton porowaty jako materiał jednofrakcyjny o otwartej strukturze połączonych ze sobą porów, nie spełnia bezpośrednio założeń EC2.

Jednakże w pracy badawczej [134] przeprowadzono laboratoryjny test zginania pala wykonanego z betonu porowatego, wykazując możliwość zastosowania procedur obliczeniowych analogicznych do tych stosowanych dla betonu konwencjonalnego. W innych, szeroko zakrojonych badaniach nad betonem porowatym [61] stwierdzono, że zależność pomiędzy wytrzymałością na rozciąganie przy rozłupywaniu ($f_{ctm,sp}$ = 0,85-3,00 MPa) a wytrzymałością na ściskanie (f_{cm}) jest zbliżona do obserwowanej w przypadku tradycyjnego betonu, gdzie $f_{ctm,sp}$ stanowi około 10% wartości f_{cm} . Z uwagi na brak dedykowanych norm projektowych dla tego typu materiału, do orientacyjnego oszacowania nośności przekroju pala PCP, przyjęto procedurę zgodną z EC2 wyłącznie w celach dydaktyczno-porównawczych, opartą na następujących założeniach:

$$f_{ctm,sp} \approx 0,1 \cdot f_{cm} \approx 0,1 \cdot 20 \approx 2,0 \text{ MPa} \quad (23)$$

gdzie: $f_{ctm,sp}$ – średnia wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu [MPa], f_{cm} – średnia wytrzymałość na ściskanie zareportowana w badaniach własnych (Tabela 7 i Tabela 12) [MPa].

Zgodnie z EC2, jeśli wytrzymałość na rozciąganie została określona na podstawie badania wytrzymałości przy rozłupywaniu ($f_{ctm,sp}$), można przyjąć, że jej przybliżona wartość wynosi:

$$f_{ctm} = 0,9 \cdot f_{ctm,sp} = 0,9 \cdot 2,0 \approx 1,8 \text{ MPa} \quad (24)$$

Alternatywnie, zgodnie z zależnością normową:

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,30 \cdot 12^{2/3} \approx 1,57 \text{ MPa} \quad (25)$$

gdzie: f_{ck} – charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie, obliczona jako $f_{ck} = f_{cm} - 8 \approx 20 - 8 \approx 12 \text{ MPa}$.

Przyjęto do dalszych analiz konserwatywnie wartość $f_{ctm} = 1,57 \text{ MPa}$. Wówczas charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie wynosi:

$$f_{ctk,0,05} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \cdot 1,57 = 1,10 \text{ MPa} \quad (26)$$

gdzie: $f_{ctk,0,05}$ – charakterystyczna wytrzymałość betonu na rozciąganie (5% kwantyl) [MPa].

Obliczeniowa wytrzymałość betonu (f_{cd}) niezbrojonego na ściskanie:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,8 \cdot \frac{12}{1,5} = 6,40 \text{ MPa} \quad (27)$$

gdzie: α_{cc} – współczynnik uwzględniający efekty długotrwałe oraz niekorzystny wpływ sposobu przyłożenia obciążenia na wytrzymałość betonu na ściskanie [-], γ_c – współczynnik częściowy betonu ($\gamma_c = 1,5$) [-].

Obliczeniowa wytrzymałość betonu (f_{ctd}) niezbrojonego na rozciąganie:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 0,8 \cdot \frac{1,10}{1,5} = 0,59 \text{ MPa} \quad (28)$$

gdzie: α_{ct} – współczynnik uwzględniający efekty długotrwałe oraz niekorzystny wpływ sposobu przyłożenia obciążenia na wytrzymałość betonu na rozciąganie [-].

W procesie projektowania nasypów infrastrukturalnych istotne znaczenie ma nie tylko analiza osiadania, lecz również ocena ich stateczności, wyrażonej poprzez współczynnik bezpieczeństwa (FS, ang. *Factor of Safety*). Stateczność ogólna nasypu została przeanalizowana dla kolejnych etapów obciążenia, zgodnie z harmonogramem faz (Tabela 17). W ramach oceny stanu granicznego nośności (GEO) w zakresie stateczności ogólnej zastosowano podejście obliczeniowe 3 (A2 + M2), zgodne z wymaganiami normy PN-EN 1997-1:2008/Ap2:2010 [212]. Analizy przeprowadzono zarówno dla sytuacji trwałej, jak i przejściowej, przyjmując następujące wartości współczynników częściowych:

- dla oddziaływań (A2):
 - oddziaływania stałe (niekorzystne/korzystne): $\gamma = 1,0$
 - oddziaływania zmienne (niekorzystne): $\gamma = 1,3$
- dla właściwości gruntu (M2):
 - ciężar objętościowy: $\gamma = 1,0$
 - efektywne parametry wytrzymałościowe $\tan(\varphi')$ i c' : $\gamma = 1,25$

Obliczenia przeprowadzono z wykorzystaniem automatycznej metody stopniowej i proporcjonalnej redukcji charakterystycznych parametrów wytrzymałościowych gruntu, zgodnie z algorytmem

zaimplementowanym w zastosowanym oprogramowaniu obliczeniowym. Kryterium oceny stateczności oparto na porównaniu parametrów wytrzymałościowych przyjętych do analizy z wartościami mobilizowanymi w momencie osiągnięcia stanu granicznego. Współczynnik FS , będący miarą globalnej stateczności analizowanego układu, wyznaczono na podstawie zależności:

$$FS = \frac{c' - \sigma_n \cdot \tan(\varphi')}{c_r - \sigma_n \cdot \tan(\varphi_r)} \quad (29)$$

gdzie: c', φ' – efektywne parametry wytrzymałościowe przyjęte do analizy, σ_n – rzeczywisty składnik naprężenia normalnego [kPa], c_r, φ_r – zredukowane parametry wytrzymałościowe, zapewniające równowagę układu.

Redukcja parametrów kontrolowana jest przez mnożnik bezpieczeństwa ($\sum M_{sf}$), który zwiększany jest iteracyjnie aż do momentu utraty stateczności. Wartość tego mnożnika w chwili wystąpienia trwałych odkształceń ($|\Delta u|$) uznaje się za globalny współczynnik bezpieczeństwa analizowanego układu. W oprogramowaniu obliczeniowym zastosowano zasadę proporcjonalnej redukcji parametrów wytrzymałościowych, zgodnie z relacją:

$$\sum M_{sf} = \frac{\tan(\varphi')}{\tan(\varphi_r)} = \frac{c'}{c_r} \quad (30)$$

4.5.1. Wyniki i omówienie

Celem przeprowadzonej analizy była ilościowa ocena tempa konsolidacji, osiadania eksploatacyjnego oraz redystrybucji naprężeń między element wzmocnienia a grunt w układzie nasyp–namuły–pale. Badanie zrealizowano numerycznie – w modelu 3D MES i wyznaczono charakterystyczne czasy t_{50}, t_{90} dla etapów przyrostów obciążenia zgodnych z harmonogramem faz (Tabela 17). Wyniki tempa inkrementalnej konsolidacji skoncentrowanej na trzech decydujących fazach obciążenia oraz fazach bezpośrednio po nich następujących przedstawia Tabela 25.

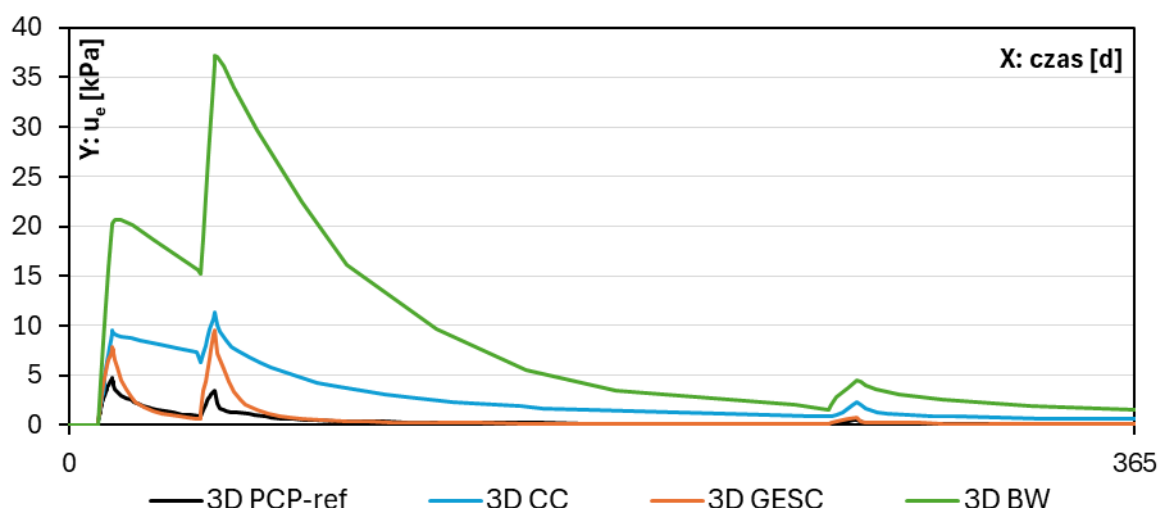
Tabela 25 – Tempo inkrementalnej konsolidacji w fazach F3-F8 – modele 3D, warianty posadowienia

model	k_p	faza	marker	t_{abs}	t_{fazy}	u_e	s_{naw}	s_{Nm}	s_{pat}
	[cm/s]			[d]	[d]	[kPa]	[mm]	[mm]	[mm]
3D PCP-ref	0,30	F3 + F4	start	10,00	0,00	0,000	-	0,000	0,000
			$u_{e,max}$	15,00	5,00	4,808	-	4,832	2,445
			t_{50}	21,76	<u>11,76</u>	2,404	-	7,325	2,651
			t_{90}	n/o	n/o	0,481	-	-	-
		F5 + F6	start	45,00	0,00	0,912	0,000	11,162	2,802
			$u_{e,max}$	50,00	5,00	3,525	44,271	15,766	7,146
			t_{50}	50,94	<u>5,94</u>	2,218	44,657	15,900	7,275
			t_{90}	59,39	<u>14,39</u>	1,173	49,218	17,247	7,555
		F7 + F8	start	260,00	0,00	0,089	70,496	25,025	7,934
			$u_{e,max}$	270,00	10,00	0,542	75,497	26,457	9,527
			t_{50}	270,94	<u>10,94</u>	0,316	75,510	26,470	9,536
			t_{90}	273,41	<u>13,41</u>	0,135	75,569	26,489	9,562
			t_{95}	274,77	14,77	0,112	75,606	26,501	9,577

model	k_p	faza	marker	t_{abs}	t_{fazy}	u_e	s_{naw}	s_{Nm}	s_{pal}
	[cm/s]	[-]	[-]	[d]	[d]	[kPa]	[mm]	[mm]	[mm]
			t_{99}	275,86	15,86	0,094	75,636	26,511	9,589
			koniec	2085,00	1825,00	0,010	94,026	34,639	11,541
3D CC	0,0	F3 + F4	start	10,00	0,00	0,000	-	0,000	0,000
			$u_{e,max}$	15,00	5,00	9,497	-	3,700	2,148
			t_{50}	n/o	n/o	4,748	-	-	-
			t_{90}	n/o	n/o	0,950	-	-	-
		F5 + F6	start	45,00	0,00	6,362	0,000	9,309	2,457
			$u_{e,max}$	50,00	5,00	11,371	39,023	13,426	6,356
			t_{50}	53,13	<u>8,13</u>	8,867	40,297	13,849	6,649
			t_{90}	61,26	<u>16,26</u>	6,863	43,733	14,875	6,947
		F7 + F8	start	260,00	0,00	0,862	68,047	23,789	7,428
			$u_{e,max}$	270,00	10,00	2,331	72,798	25,146	8,898
			t_{50}	273,63	<u>13,63</u>	1,596	72,906	25,208	8,945
			t_{90}	285,04	<u>25,04</u>	1,009	73,439	25,419	9,131
			t_{95}	290,40	30,40	0,935	73,703	25,525	9,217
			t_{99}	296,59	36,59	0,876	73,989	25,644	9,307
			koniec	2085,00	1825,00	0,074	93,204	34,425	10,730
3D GESC	0,60	F3 + F4	start	10,00	0,00	0,000	-	0,000	0,000
			$u_{e,max}$	15,00	5,00	7,897	-	9,419	22,668
			t_{50}	19,08	<u>9,08</u>	3,948	-	13,833	32,980
			t_{90}	39,02	<u>29,02</u>	0,790	-	20,485	47,547
		F5 + F6	start	45,00	0,00	0,570	0,000	21,406	49,448
			$u_{e,max}$	50,00	5,00	9,513	81,231	32,313	79,018
			t_{50}	53,85	<u>8,85</u>	5,042	93,114	37,171	91,014
			t_{90}	65,26	<u>20,26</u>	1,464	107,682	43,091	105,322
		F7 + F8	start	260,00	0,00	0,062	136,729	54,774	131,276
			$u_{e,max}$	270,00	10,00	0,692	144,592	56,961	137,706
			t_{50}	271,22	<u>11,22</u>	0,377	144,789	57,039	137,900
			t_{90}	323,64	<u>63,64</u>	0,125	151,404	59,084	143,917
			t_{95}	362,94	102,94	0,094	154,359	60,162	146,638
			t_{99}	427,97	167,97	0,069	157,775	61,515	149,837
			koniec	2085,00	1825,00	0,008	179,953	70,354	170,710
3D BW	0,0	F3 + F4	start	10,00	0,00	0,000	-	0,000	-
			$u_{e,max}$	15,00	5,00	20,232	-	7,720	-
			t_{50}	n/o	n/o	10,116	-	-	-
			t_{90}	n/o	n/o	2,023	-	-	-
		F5 + F6	start	45,00	0,00	15,174	0,000	23,350	-
			$u_{e,max}$	50,00	5,00	37,243	97,900	33,671	-
			t_{50}	71,79	<u>26,79</u>	26,208	146,329	51,027	-
			t_{90}	92,00	<u>47,00</u>	17,381	170,417	60,169	-
		F7 + F8	start	260,00	0,00	1,593	221,255	80,180	-
			$u_{e,max}$	270,00	10,00	4,552	229,461	82,177	-
			t_{50}	283,91	<u>23,91</u>	3,072	233,347	83,370	-
			t_{90}	332,76	<u>72,76</u>	1,889	242,371	86,248	-
			t_{95}	347,40	87,40	1,741	244,080	86,839	-
			t_{99}	359,12	99,12	1,622	245,447	87,311	-
			koniec	2085,00	1825,00	0,096	287,226	102,437	-

Objaśnienia: k_p – przepuszczalność elementu użyta w danym wariancie [cm/s], marker – znacznik konsolidacji (punkt kontrolny w danej fazie), t_{abs} – czas od początku analizy [d], t_{fazy} – czas od rozpoczęcia danej fazy (dla okien: F3+F4, F5+F6, F7+F8) [d], u_e – nadwyżkowe ciśnienie porowe, wartość absolutna w chwili odczytu [kPa], s_{naw} , s_{Nm} , s_{pal} – osiadanie w chwili odczytu odpowiednio: nawierzchni, warstwy namulów (w punkcie obserwacyjnym) oraz głowicy elementu [mm]. Markery: start – początek fazy, $u_e = u_{e,start}$ w chwili rozpoczęcia [kPa], $u_{e,max}$ – maksymalne nadwyżkowe ciśnienie porowe w fazie [kPa], t_{50} – czas dyssypacji do osiągnięcia 50% przyrostu ciśnienia porowego w fazie: $u_e(t_{50}) = u_{e,start} + 0,50 \cdot (u_{e,max} - u_{e,start})$ [d], analogicznie t_{90} , t_{95} , t_{99} – czasy dyssypacji do odpowiednio 10%, 5% i 1% przyrostu (spadek u_e do tych poziomów) [d], koniec – ostatni dzień analizy [d], n/o – wartość nieosiągnięta w danym przedziale czasowym. Punkt odniesienia: wartości u_e odczytywane w środku warstwy namulów, w punkcie obserwacyjnym p_{ob} zlokalizowanym w osi nasypu – Rys. 73.

Źródło: opracowanie własne.



Rys. 74 – Przebieg dyssypacji ciśnienia porowego (u_e) w punkcie obserwacyjnym w przedziale czasowym od 0 do 365 dni – modele 3D, warianty PCP-ref, CC, GESC i BW.

Źródło: opracowanie własne.

Tabela 26 – Osiadanie eksploatacyjne po otwarciu drogi (260 → 2085 d) – modele 3D, warianty posadowienia nasypu.

model	k_p	Δs_{naw}	Δs_{Nm}	Δs_{pal}	s_E	260 → t_{95}	t_{95} → t_{99}	t_{99} → 2085	$\Delta s_{pal}/\Delta s_{naw}$
	[cm/s]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm/rok]	[%]	[%]	[%]	[%]
3D PCP-ref	0,30	23,53	9,61	3,61	4,71	21,72	0,13	78,16	15,33
3D CC	0,0	25,16	10,64	3,30	5,03	22,48	1,14	76,38	13,13
3D GESC	0,60	43,22	15,58	39,43	8,64	40,79	7,90	51,31	91,23
3D BW	0,0	65,97	22,26	-	13,19	34,60	2,07	63,33	-

Objaśnienia: k_p – przepuszczalność elementu użyta w wariancie [cm/s], Δs_{naw} , Δs_{Nm} , Δs_{pal} – przyrost osiadania nawierzchni, warstwy namulów (w punkcie obserwacyjnym) oraz głowicy elementu w okresie od 260 do 2085 dnia [mm], s_E – średnie tempo osiadania nawierzchni po otwarciu drogi (osiadanie eksploatacyjne), obliczone jako $\Delta s_{naw}/\Delta t$ i przeliczone na rok [mm/rok], 260 → t_{95} , t_{95} → t_{99} , t_{99} → 2085 – udziały odpowiednio: konsolidacji pierwotnej (do t_{95}), końcowej fazy konsolidacji pierwotnej (t_{95} – t_{99}) i pełzania (po t_{99}) w całkowitym osiadaniu nawierzchni Δs_{naw} [%], $\Delta s_{pal}/\Delta s_{naw}$ – udział osiadania głowicy elementu w całkowitym przyroście osiadania nawierzchni [%].

Źródło: opracowanie własne.

W modelach przestrzennych wyniki dla elementów wzmocnienia modelowanych jako elementy objętościowe prezentowane są głównie w postaci rozkładów naprężeń, które mogą zostać przekształcone w siły wewnętrzne konstrukcji za pomocą wbudowanego narzędzia

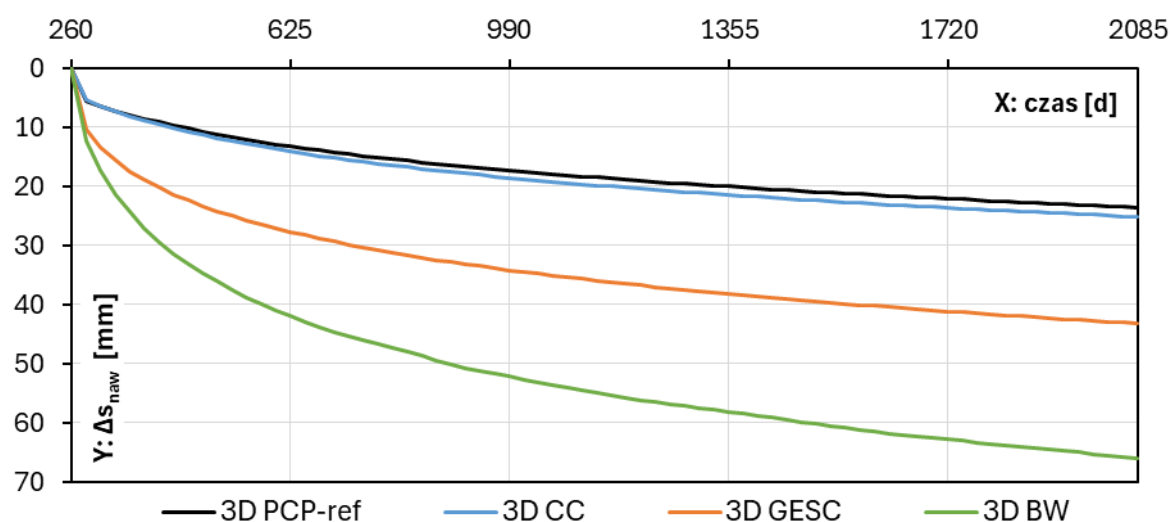
Structural Forces in Volume Piles dostępnego w środowisku post-processingu wykorzystanego oprogramowania. Siły oznaczone jako Q_p oraz Q_g reprezentują wartości równoważne (ang. *equivalent forces*), wyznaczone poprzez całkowanie efektywnych naprężeń normalnych na wybranej płaszczyźnie poziomej dla analizowanego wycinka nasypu (Tabela 27). Odczytu dokonano po zakończeniu obliczeń (2085 dni), na poziomie 0,25 m poniżej głowic elementów, co pozwala na eliminację wpływu lokalnych zaburzeń geometrycznych i warunków brzegowych.

Tabela 27 – Redystrybucja obciążeń element-grunt (2085 d) – modele 3D, warianty posadowienia nasypu.

model	d_p [m]	n_p [szt.]	A_p [m ²]	A_c [m ²]	A_g [m ²]	a_p [-]	Q_p [kN]	Q_g [kN]	LSR [%]	SCR [-]
3D PCP-ref	0,40	8	1,01	40,50	39,49	0,025	996,80	664,00	60,02	58,98
3D CC	0,40	8	1,01	40,50	39,49	0,025	1003,00	659,50	60,33	59,75
3D GESG	0,60	8	2,26	40,50	38,24	0,056	302,80	1443,00	17,34	3,55

Objaśnienia: d_p – średnica elementu [m], n_p – ilość elementów w przekroju [szt.], A_p – powierzchnia przekroju elementów [m²], A_c – łączna powierzchnia przekroju [m²], A_g – powierzchnia gruntu w przekroju [m²], $a_p = A_p/A_c$ – wskaźnik wzmocnienia [-], Q_p – całkowita siła normalna w elementach [kN], Q_g – całkowita siła normalna w gruncie [kN], LSR – współczynnik udziału obciążenia wg wzoru (16) [%], SCR – wskaźnik koncentracji naprężeń wg wzoru (18) [-].

Źródło: opracowanie własne.

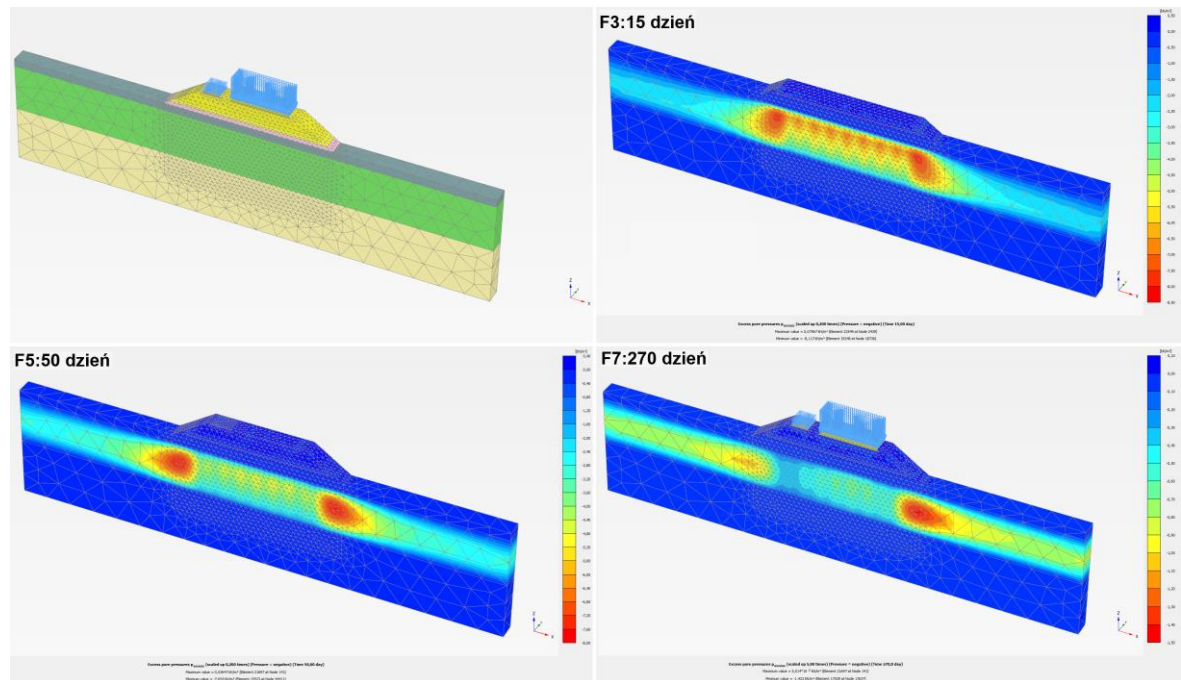


Rys. 75 – Osiadanie eksploatacyjne nawierzchni po otwarciu drogi (Δs_{naw}) w przedziale czasowym od 260 do 2085 dni – modele 3D, warianty PCP-ref, CC, GESG i BW.

Źródło: opracowanie własne.

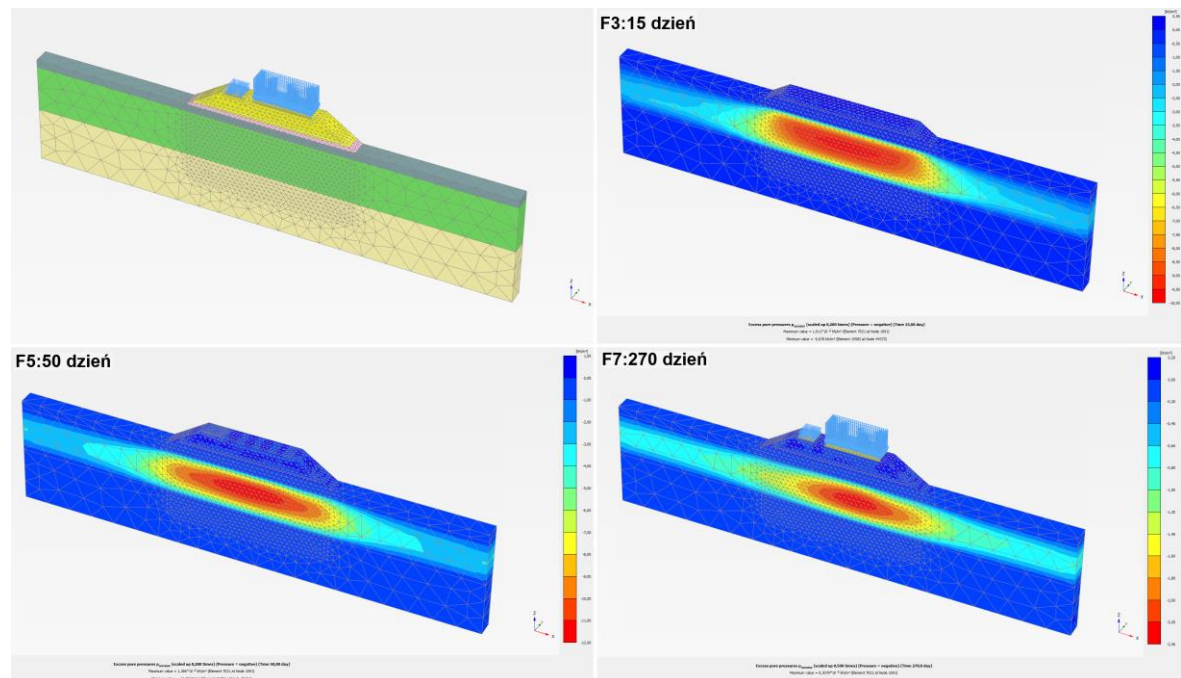
Na podstawie analizy przebiegów dyssypacji nadwyżkowego ciśnienia porowego generowanego w warstwie gruntów słabonośnych, stwierdzono istotne różnice pomiędzy analizowanymi wariantami. W przypadku pali z betonu porowatego maksymalne ciśnienie porowe występuje we wczesnej fazie obciążenia (F3 – Rys. 76) i wynosi 8,12 kPa, podczas gdy w wariantcie CC osiąga wartość 11,80 kPa w fazie F5 (Rys. 77), a w wariantcie GESG – 13,19 kPa również w fazie F5 (Rys. 78). Obserwowany efekt wynika ze sprzężonego działania wysokiej sztywności oraz zdolności filtracyjnej pali PCP, co prowadzi do skrócenia czasu odpływu wody przy zachowaniu podobnych ścieżek drenażu jak dla kolumn GESG. Szybsza dyssypacja nadciśnienia porowego skutkuje wzrostem naprężenia

efektywnego pod nasypem, co przyspiesza proces konsolidacji w porównaniu z wariantem CC. Uzyskane wyniki są w pełni zgodne z doniesieniami literaturowymi [133].



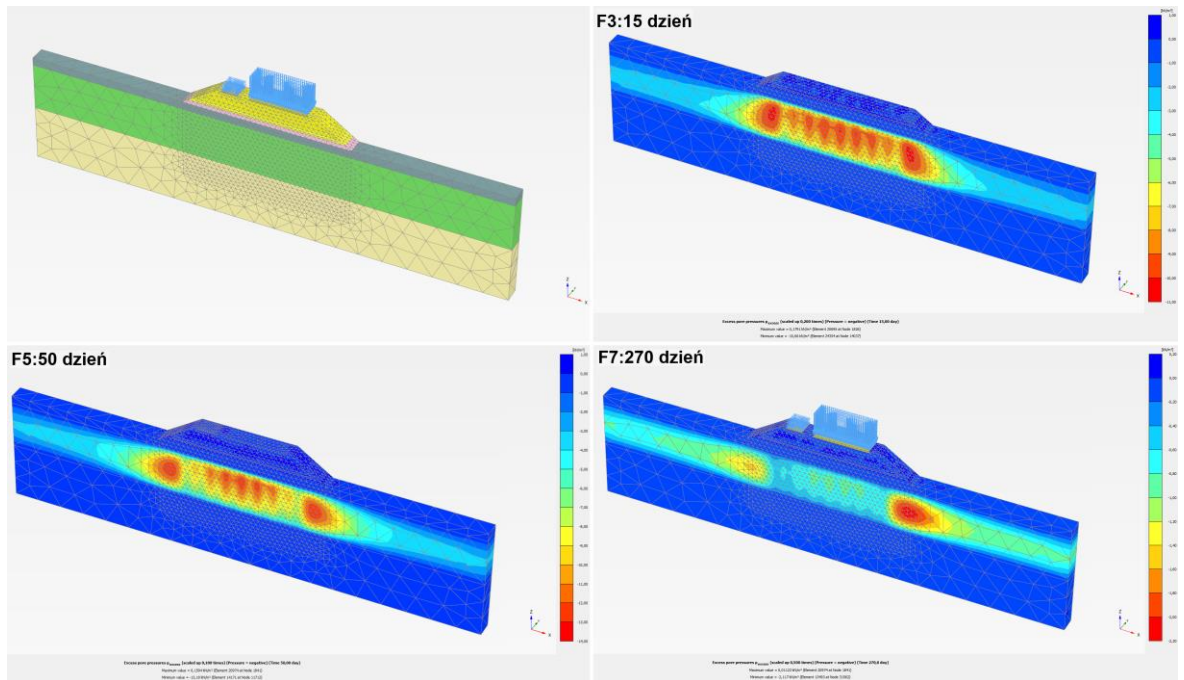
Rys. 76 – Dyssypacja ciśnienia porowego ($u_{max} = 8,12 \text{ kPa}$) w modelu 3D dla pala PCP-ref w dniach 15, 50 i 270 (koniec fazy F3, F5, F7).

Źródło: opracowanie własne na podstawie grafiki z Plaxis.



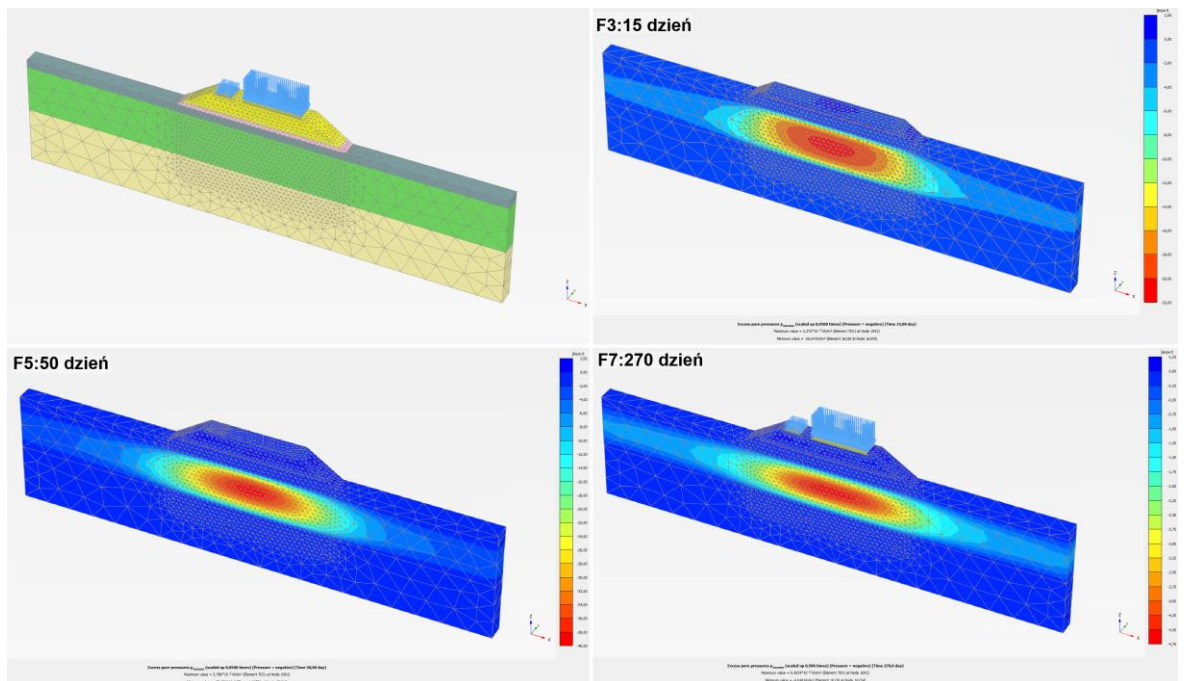
Rys. 77 – Dyssypacja ciśnienia porowego ($u_{max} = 11,80 \text{ kPa}$) w modelu 3D dla kolumny CC w dniach 15, 50 i 270 (koniec fazy F3, F5, F7).

Źródło: opracowanie własne na podstawie grafiki z Plaxis.



Rys. 78 – Dyssypacja ciśnienia porowego ($u_{max} = 13,19$ kPa) w modelu 3D dla kolumny GESC w dniach 15, 50 i 270 (koniec fazy F3, F5, F7).

Źródło: opracowanie własne na podstawie grafiki z Plaxis.



Rys. 79 – Dyssypacja ciśnienia porowego ($u_{max} = 39,23$ kPa) w modelu 3D dla wariantu BW w dniach 15, 50 i 270 (koniec fazy F3, F5, F7).

Źródło: opracowanie własne na podstawie grafiki z Plaxis.

W celu oceny nośności wewnętrznej przekroju betonowego pala PCP przeprowadzono weryfikację stanu granicznego nośności w zakresie ściskania mimośrodowego (ściskanie ze zginaniem). Charakterystyczne wartości sił wewnętrznych – siły normalnej (N_k) oraz momentu zginającego (M_k) – odczytano z wyników analizy MES-3D. Raportowane momenty stanowią wypadkowe momentów generowanych w dwóch ortogonalnych kierunkach horyzontalnych. Na ich podstawie wyznaczono obliczeniowe naprężenia ściskające ($\sigma_{cd,max}$, wartości dodatnie) oraz rozciągające ($\sigma_{ctd,min}$, wartości ujemne) w trzonie pala, zgodnie z poniższymi zależnościami:

$$\sigma_{cd,max} = \frac{N_{k,c} \cdot \gamma_u}{A_p} + \frac{M_{k,c} \cdot \gamma_u}{W_x} \quad (31)$$

$$\sigma_{ctd,min} = \frac{N_{k,ct}}{A_p} - \frac{M_{k,ct} \cdot \gamma_u}{W_x} \quad (32)$$

gdzie: γ_u – uogólniony współczynnik częściowy dla oddziaływań stałych i zmiennych ($\gamma_u = 1,4$) [-], A_p – pole przekroju poprzecznego pala ($A_p = \pi \cdot d_p^2/4$) [m²], W_x – wskaźnik wytrzymałości przekroju na zginanie ($W_x = \pi \cdot d_p^3/32$) [m³], d_p – średnica pala [m].

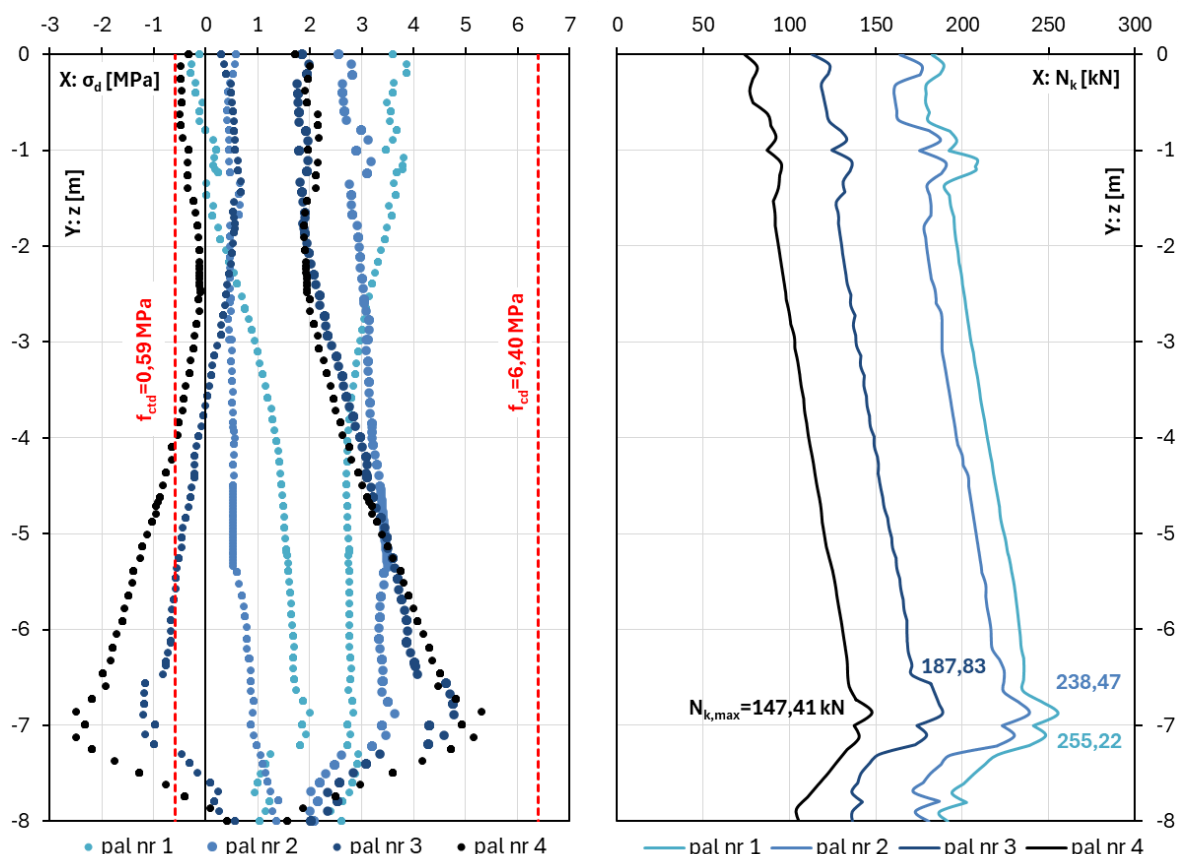
Obliczenia sprawdzające wykonano w autorskim arkuszu kalkulacyjnym, po przeniesieniu charakterystycznych wartości sił wewnętrznych z oprogramowania numerycznego. Należy podkreślić, że siła normalna ściskająca (oddziaływanie korzystne) oraz moment zginający (oddziaływanie niekorzystne) mają wspólne źródło i zostały odczytane z tego samego poziomu zagłębienia pala, co zapewnia spójność analizy. W przypadku naprężeń rozciągających, w celu uzyskania bardziej niekorzystnej kombinacji do wymiarowania przekroju, wartość siły normalnej ($N_{k,ct}$) nie została przemnożona przez współczynnik γ_u . Analizę przeprowadzono dla pali o numerach 1–4 wg Rys. 73 na zakończenie fazy F8 ($t = 2085$ d), dla której odnotowano największe wyężenie elementów. Wartości maksymalnych sił wewnętrznych, sił wymiarujących oraz naprężeń obliczeniowych zaprezentowano w zestawieniu zbiorczym (Tabela 28), a ich rozkład przedstawiono graficznie na Rys. 80.

Tabela 28 – Weryfikacja nośności wewnętrznej przekrojów pali PCP.

oznaczenie pala	$N_{k,max}$	$M_{k,max}$	$N_{k,c}$	$M_{k,c}$	$\sigma_{cd,max}$	$N_{k,ct}$	$M_{k,ct}$	$\sigma_{ctd,min}$
	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[MPa]	[kN]	[kNm]	[MPa]
pal nr 1	255,22	7,98	189,39	7,94	+3,88	187,27	7,98	-0,29
pal nr 2	238,47	5,17	238,47	4,39	+3,64	161,89	3,90	+0,42
pal nr 3	187,83	12,03	187,83	12,03	+4,77	184,13	11,89	-1,18
pal nr 4	147,41	16,45	147,41	16,45	+5,31	139,90	16,16	-2,49

Objaśnienia: oznaczenia numerów pali zgodnie z Rys. 73, $N_{k,max}$, $M_{k,max}$ – maksymalne wartości sił wewnętrznych odnotowane w całym palu (raportowane w celach informacyjnych) [kN], [kNm], $N_{k,c}$, $M_{k,c}$ – charakterystyczne, wymiarujące wartości sił wewnętrznych (odpowiednio: siła normalna i moment zginający) odczytane w tym samym przekroju pala [kN], [kNm], wykorzystane do określenia obliczeniowego naprężenia ściskającego ($\sigma_{cd,max}$) zgodnie ze wzorem (31) [MPa], $N_{k,ct}$, $M_{k,ct}$ – charakterystyczne, wymiarujące wartości sił wewnętrznych (odpowiednio: siła normalna i moment zginający) odczytane w tym samym przekroju pala [kN], [kNm], wykorzystane do określenia obliczeniowego naprężenia rozciągającego ($\sigma_{ctd,min}$) zgodnie ze wzorem (32) [MPa]. Dane geometryczne pala: $d_p = 0,4$ m, $A_p = 0,12566$ m² i $W_x = 0,00628$ m³.

Źródło: opracowanie własne.



Rys. 80 – Wykresy naprężeń obliczeniowych (σ_d) oraz charakterystycznych sił normalnych (N_k) w palach PCP w funkcji głębokości na zakończenie fazy F8 ($t = 2085$ d).

Źródło: opracowanie własne.

W przypadku przekroczenia naprężeń obliczeniowych w trzonie pala ponad wartości dopuszczalne, nośność przekroju zostaje uznana za przekroczoną. Przykładowo, dla pali nr 3 i 4 stwierdzono przekroczenie naprężeń rozciągających: $f_{ctd} = 0,59 \text{ MPa} < |\sigma_{ctd,min}|$, co wskazuje na niespełnienie warunku nośności przekroju.

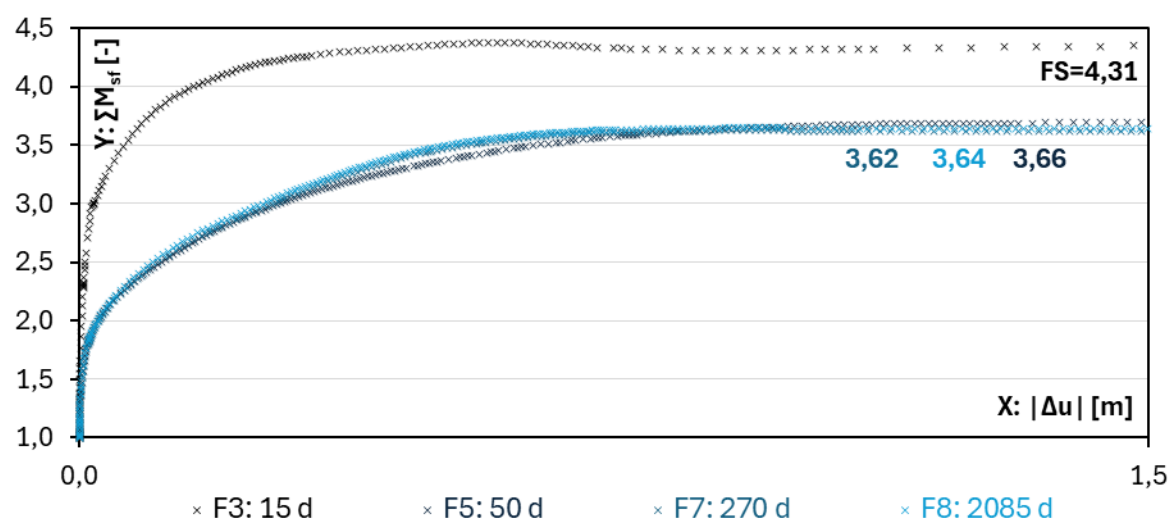
Ze względu na sztywną konsystencję mieszanki betonowej o strukturze porowatej, zastosowanie tradycyjnego zbrojenia w formie kosza zbrojeniowego lub kształtownika stalowego jest technologicznie niemożliwe. W celu ograniczenia zginania pali skrajnych oraz zapewnienia im należytej nośności strukturalnej, zaleca się przeprowadzenie iteracyjnej analizy alternatywnych rozwiązań projektowych, obejmujących:

- zastosowanie sztywnego zbrojenia o wysokiej wytrzymałości w warstwie transmisyjnej, np. stalowych siatek zbrojeniowych jako zamiennika dla geosyntetyków,
- poprawę wytrzymałości na rozciąganie mieszanki betonowej poprzez wprowadzenie dodatków w postaci włókien polimerowych, pełniących funkcję zbrojenia rozproszonego.

W przypadku, gdy powyższe zabiegi nie zapewnią bezpiecznego poziomu nośności dla elementów betonowych formowanych w gruncie, należy rozważyć zastosowanie pali wykonanych z konwencjonalnego betonu zbrojonego w rejonach skarp nasypów, gdzie występują znaczne siły zginające. Pomimo potencjalnych ograniczeń w zastosowaniu pali PCP w strefach skrajnych nasypu,

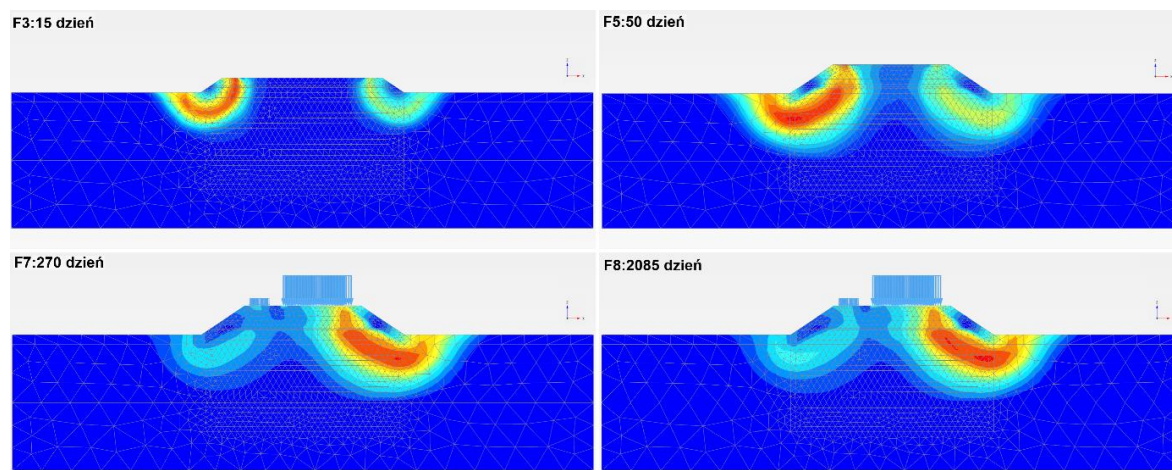
ich wykorzystanie pod trzonem korpusu nasypu – w obszarze jezdni – pozostaje w pełni uzasadnione. W tej strefie dominują oddziaływania pionowe, a pale poddawane są głównie naprężeniom ściskającym, bez istotnego udziału momentów zginających. Zastosowanie pali PCP w tej części konstrukcji przynosi wymierne korzyści, w szczególności poprzez przyspieszenie konsolidacji gruntów słabonośnych oraz ograniczenie osiadania pokonstrukcyjnego nawierzchni drogowej, co zostało szczegółowo omówione w niniejszej pracy.

W obliczeniach stateczności uwzględniono nadciśnienie porowe zmobilizowane w punkcie obserwacyjnym zlokalizowanym w środku warstwy namulów (Rys. 73). Na tej podstawie wybrano cztery stany obliczeniowe, odpowiadających czasom 15, 50, 270 i 2085 dni. Obliczenia MES metodą redukcji parametrów wytrzymałościowych generują lokalne poślizgi (np. skarp nasypu budowlanego), niemiarodajne dla oceny stateczności względem głębokich linii poślizgu przechodzących przez podłoże słabonośne. W takim przypadku sprawdzenie adekwatnych mechanizmów zniszczenia wymaga dodatkowych zabiegów. W niniejszym przypadku wprowadzono klaster przyskarpowy, w którym wyłączono możliwość redukcji parametrów wytrzymałościowych. Otrzymane wartości współczynnika FS dla wybranych faz przedstawia Rys. 81 oraz wybrane mechanizmy zniszczenia (Rys. 82). Stateczność ogólna jest zachowana we wszystkich stanach budowy i eksploatacji analizowanego nasypu ($FS \geq 1,25$).



Rys. 81 – Ocena współczynnika bezpieczeństwa (FS) dla nasypu posadowionego na palach PCP w stanach budowy (F3, F5) i eksploatacji (F7, F8).

Źródło: opracowanie własne.



Rys. 82 – Mechanizmy utraty stateczności nasypu posadowionego na palach PCP w stanach budowlanych (F3, F5) i eksploatacji (F7, F8).

Źródło: opracowanie własne.

Wnioski z analizy porównawczej dla modeli 3D i wariantów PCP-ref, GESC, CC i BW

Przeprowadzone analizy potwierdziły, że pale z betonu porowatego, łącząc korzystne właściwości kolumn żwirowych (efektywny drenaż) oraz kolumn betonowych (wysoka sztywność), przyczyniają się zarówno do skrócenia czasu konsolidacji, jak i do ograniczenia pokonstrukcyjnego osiadania nawierzchni drogowej. Porównanie wariantów PCP-ref, GESC, CC oraz BW oparto na metrykach czasu i tempa konsolidacji (Tabela 25) oraz bilansie osiadania eksploatacyjnego po otwarciu ruchu pojazdów (Tabela 26). Na tej podstawie sformułowano następujące wnioski:

1. Osiadanie końcowe i tempo średnioroczne w okresie eksploatacji (260 → 2085 d)

Pale z betonu porowatego, łącząc wysoką sztywność z efektywnym drenażem, wykazały największą skuteczność w ograniczaniu osiadania nawierzchni drogowej w okresie eksploatacji. Uzyskano $\Delta s_{naw} = 23,53$ mm i $s_E = 4,71$ mm/rok, co oznacza redukcję o 64,3% względem BW (65,97 mm; 13,19 mm/rok). Wariant CC osiągnął 25,16 mm i 5,03 mm/rok (redukcja o 61,9%), a GESC – 43,22 mm i 8,64 mm/rok (redukcja o 34,5%). Hierarchia skuteczności odzwierciedla synergiczny wpływ sztywności i przepuszczalności: PCP-ref, dzięki pionowo-radialnej przepuszczalności trzonu, skutecznie ogranicza deformacje długoterminowe, przewyższając kolumny betonowe i żwirowe. Wyniki są zgodne z literaturą [112], gdzie pełnoskalowe badania terenowe potwierdziły znaczącą redukcję osiadania nasypu przy zastosowaniu pali PCP.

2. Rozkład realizacji konsolidacji w czasie (segmenty 260 → t_{95} , t_{95} → t_{99} , t_{99} → 2085 d)

W PCP-ref dominują odkształcenia wtórne (78,16%), przy najniższym poziomie deformacji w płaszczyźnie nawierzchni. Podobny rozkład odnotowano dla CC (76,38%). Natomiast warianty GESC i BW cechują się intensywną konsolidacją pierwotną (odpowiednio 40,79% i 34,60% przed t_{95}), a wartości końcowe osiadania są najwyższe. Przepuszczalność trzonu PCP umożliwia szybką dyssypację nadciśnień porowych, co przekłada się na efektywny przebieg konsolidacji pierwotnej i ograniczenie deformacji wtórnych. Struktura udziałów w osiadaniu nawierzchni Δs_{naw} potwierdza

trwałą przewagę PCP-ref w całym analizowanym horyzoncie czasowym, który nie tylko modyfikuje tempo narastania osiadania, lecz przede wszystkim skutecznie ogranicza jego skalę.

3. Tempo konsolidacji w trakcie budowy nasypu (F3+F4 i F5+F6)

W pierwszej fazie budowy nasypu, jedynie wariant GESC osiąga marker t_{90} ($t_{50} = 9,08$ d; $t_{90} = 29,02$ d). PCP-ref realizuje $t_{50} = 11,76$ d, lecz nie osiąga czasu t_{90} . Warianty CC i BW nie przekraczają żadnego z markerów w tym etapie. W kolejnej fazie wznoszenia nasypu, PCP-ref wykazuje najwyższą skuteczność: $t_{50} = 5,94$ d; $t_{90} = 14,39$ d. Warianty CC i GESC plasują się pośrednio, a BW pozostaje najwolniejszy ($t_{50} = 26,79$ d; $t_{90} = 47,00$ d). Zestawienie obu etapów potwierdza przewagę pali PCP w warunkach narastającego obciążenia.

4. Tempo konsolidacji w okresie eksploatacji (F7+F8)

W okresie eksploatacji wariant PCP-ref utrzymuje najwyższą efektywność: $t_{50} = 10,94$ d; $t_{90} = 13,41$ d. Posadowienie na kolumnach CC osiąga czasy $t_{50} = 13,63$ d; $t_{90} = 25,04$ d, natomiast wariant GESC charakteryzuje się szybkim t_{50} (11,22 d), lecz opóźnionym t_{90} (63,64 d). Nasyp bez wzmocnienia wykazuje się najwolniejszym tempem konsolidacji ($t_{50} = 23,91$ d; $t_{90} = 72,76$ d). Korelacja z Δs_{naw} po 260 dniu eksploatacji potwierdza, że krótsze czasy konsolidacji przekładają się na niższe osiadanie nawierzchni, szczególnie w PCP-ref.

5. Udział elementu w osiadaniu pokonstrukcyjnym

Analiza udziału deformacji elementu w całkowitym osiadaniu nawierzchni ($\Delta s_{pal}/\Delta s_{naw}$) wykazała: PCP-ref – 15,33%, CC – 13,13%, GESC – 91,23%. Modele wykorzystujące elementy PCP i CC skutecznie przenoszą obciążenia na głębsze warstwy gruntu, co świadczy o ich wysokiej sztywności. W GESC dominują deformacje samych kolumn, co potwierdza ich ograniczoną zdolność współpracy z podłożem i wysoką zależność od parametrów otaczającego gruntu. Opisana prawidłowość jest spójna z wartościami Δs_{naw} i potwierdza korzystniejszy mechanizm pracy układu dla rozwiązań sztywnych.

6. Redystrybucja obciążeń element–grunt (SCR, LSR)

Warianty PCP-ref i CC wykazują wysoką koncentrację naprężeń w elementach wzmocnienia: SCR = 58,98 / 59,75; LSR = 60,02% / 60,33% przy wskaźniku wzmocnienia $a_p \approx 0,025$. GESC osiąga niższe wartości: SCR = 3,55; LSR = 17,34% przy $a_p \approx 0,056$. Wyniki są zgodne z literaturą [206], gdzie dla nasypów na sztywnych elementach z warstwą transmisyjną LTP raportowane są LSR ≈ 66 –88% przy $a_p \approx 0,06$ –0,25 oraz SCR ≈ 20 –52. Niższe LSR można przypisać ograniczonemu udziałowi powierzchniowemu elementów wzmocnienia. Zgodnie z [206], zwiększenie a_p prowadzi do wzrostu LSR i spadku SCR. Wariant GESC, mimo większego a_p , pozostaje układem silnie zależnym od nośności podłoża, co potwierdzają dane numeryczne i terenowe [207–210]. Pale PCP potwierdzają swoją skuteczność jako rozwiązanie łączące sztywność z efektywnym przenoszeniem obciążeń, a jego dalsza optymalizacja geometryczna mogłaby jeszcze bardziej zbliżyć wyniki do typowych wartości literaturowych.

7. Dyssypacja nadciśnienia porowego

Wariant PCP-ref wykazuje najniższe maksymalne nadciśnienie porowe (8,12 kPa w fazie F3), w porównaniu do CC (11,80 kPa) i GESC (13,19 kPa – obie w fazie F5). Efekt ten wynika ze sprężenia wysokiej sztywności i przepuszczalności pali PCP, co przyspiesza wzrost naprężenia efektywnego i konsolidację. Wyniki są zgodne z obserwacjami literaturowymi [133].

8. Nośność przekroju pala PCP i zalecenia projektowe

Analiza stanu granicznego nośności wykazała przekroczenie naprężeń rozciągających w palach nr 3 i 4 (np. dla pala nr 4: $f_{cta} = 0,59 \text{ MPa} < |\sigma_{cta,min}| = |-2,49 \text{ MPa}|$), co wskazuje na niespełnienie warunku nośności przekroju betonu niezbrojonego. Ze względu na brak możliwości tradycyjnego zbrojenia w betonie porowatym, zaleca się zabiegi projektowe i zastosowanie alternatyw: sztywne zbrojenie w warstwie transmisyjnej (np. stalowe siatki) ograniczające deformacje poziome pali lub dodatki do mieszanki (np. włókna polimerowe) poprawiające wytrzymałość betonu na rozciąganie. W strefach skarpowych, gdzie występują znaczne momenty zginające, należy rozważyć zastosowanie pali z konwencjonalnego betonu zbrojonego. W obszarze jezdni, gdzie dominują siły pionowe, zastosowanie pali PCP pozostaje w pełni uzasadnione.

9. Stateczność ogólna nasypu i mechanizmy zniszczenia

Analiza stateczności ogólnej nasypu, przeprowadzona w oparciu o obliczenia MES z uwzględnieniem nadciśnienia porowego w środku warstwy namulów, potwierdziła zachowanie bezpiecznego poziomu stateczności we wszystkich fazach budowy i eksploatacji (15, 50, 270 i 2085 dni). W celu uniknięcia niemiernodajnych lokalnych poślizgów w rejonie skarp, zastosowano klaster przyskarpowy z wyłączoną redukcją parametrów wytrzymałościowych, co umożliwiło identyfikację rzeczywistych mechanizmów zniszczenia przechodzących przez podłoże słabonośne. Otrzymane wartości współczynnika stateczności ($FS > 3,5$) potwierdzają, że zastosowane warianty wzmocnienia, w tym PCP-ref, zapewniają odpowiedni poziom bezpieczeństwa konstrukcji w całym analizowanym horyzoncie czasowym.

Podsumowanie

Analiza porównawcza wariantów wzmocnienia podłoża wykazała, że choć drenaż radialny (GESC, PCP-ref) przyspiesza konsolidację, to o skali osiadania długoterminowego decyduje głównie sztywność elementów (PCP-ref, CC). Warianty sztywne zapewniają najniższe odkształcenia eksploatacyjne, skutecznie ograniczają deformacje wtórne i koncentrują obciążenia w elementach wzmocnienia (wysokie LSR i SCR). GESC, mimo korzystnych właściwości filtracyjnych, wykazuje większe osiadanie końcowe z powodu niskiej sztywności kolumn.

Optimalny dobór systemu posadowienia nasypu powinien uwzględniać zarówno mechanikę przenoszenia obciążeń (sztywność, wskaźnik wzmocnienia), jak i parametry filtracyjne wpływające na tempo konsolidacji. Uwzględniając wszystkie metryki (t_{50}/t_{90} , Δs_{naw} , s_E , LSR, SCR), największą redukcję osiadania zapewniają pale PCP, które łączą wysoką przepuszczalność hydrauliczną

z odpowiednią nośnością, skracając czas konsolidacji względem pali nieprzepuszczalnych (CC) i zapewniając korzystniejszy bilans osiadania w długim horyzoncie czasowym.

Pale PCP wykazały również najniższe wartości nadciśnienia porowego w gruncie słabonośnym, co przyspiesza wzrost naprężenia efektywnego i konsolidację. Analiza nośności przekrojów wykazała lokalne przekroczenia naprężeń rozciągających w palach skrajnych, co wskazuje na potrzebę rozważenia alternatywnych rozwiązań projektowych w tych strefach. W obszarze jezdni, gdzie dominują siły pionowe, zastosowanie pali PCP pozostaje w pełni uzasadnione. Obliczenia stateczności potwierdziły wysoki poziom bezpieczeństwa konstrukcji we wszystkich fazach budowy i eksploatacji.

4.6. Walidacja modelu – porównanie układów 2D/O-S i 3D dla pali PCP

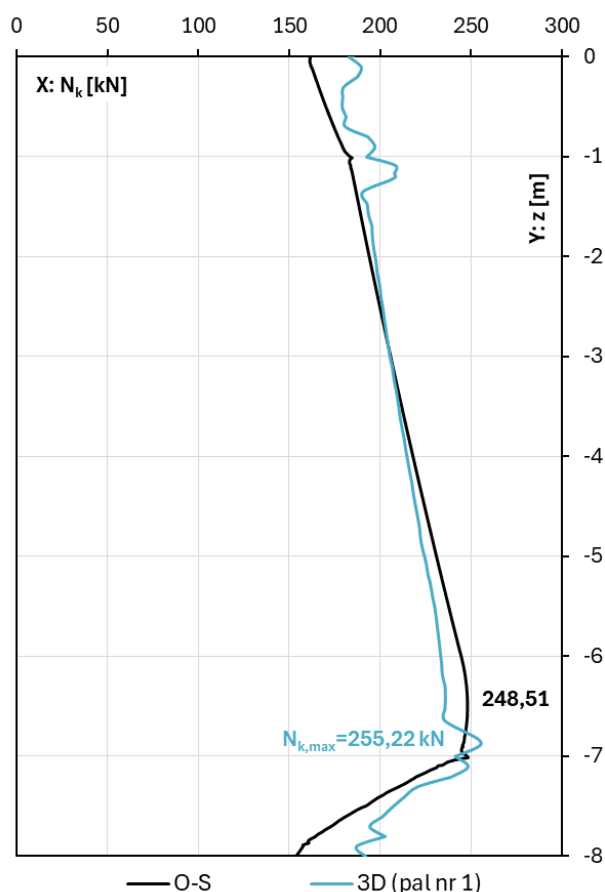
W celu weryfikacji poprawności dwuwymiarowego modelu w układzie O-S dla pali PCP przeprowadzono jego walidację względem wyników uzyskanych z modelu 3D. Należy podkreślić, że pojedynczy przypadek analizy nie stanowi podstawy do formułowania uogólnień ani wartościowania modeli, lecz może wskazywać na pewne tendencje dla danego układu geotechnicznego. Relacje pomiędzy wynikami uzyskiwanymi z różnych modeli MES mogą zmieniać się w zależności od specyfiki analizowanego przypadku. Porównanie modeli oparto na zestawie kryteriów technicznych, obejmujących: tempo konsolidacji gruntu, rozkład nadciśnień porowych, osiadanie całkowite i eksploatacyjne, a także redystrybucję obciążeń pomiędzy palem a ośrodkiem gruntowym, wyrażoną wskaźnikami LSR i SCR. Za poziom odniesienia przyjęto wartości uzyskane z modelu 3D (100%), względem których dokonano porównania wyników z modelu O-S w ujęciu procentowym. Takie podejście jest zgodne z literaturą [108,112,135–138]. Szczegółowe dane zawiera Tabela 29, w której wyróżniono wartości szczególnie istotne z punktu widzenia praktyki inżynierskiej.

Tabela 29 – Zestawienie wybranych wyników obliczeń uzyskanych dla różnych modeli PCP-ref.

kryteria walidacji			pal PCP-ref, model MES	
			2D/O-S	3D
faza F3+F4	t_{50}	[d]	11,16 (94,9%)	11,76 (100%)
	t_{90}	[d]	n/o	n/o
faza F5+F6	t_{50}	[d]	6,25 (105,2%)	5,94 (100%)
	t_{90}	[d]	9,86 (68,5%)	14,39 (100%)
faza F7+F8	t_{50}	[d]	10,76 (98,4%)	10,94 (100%)
	t_{90}	[d]	14,80 (110,4%)	13,41 (100%)
s_{naw}		[mm]	93,035 (98,9%)	94,026 (100%)
s_{Nm}		[mm]	40,384 (116,6%)	34,639 (100%)
s_{pal}		[mm]	12,371 (107,2%)	11,541 (100%)
Δs_{naw}		[mm]	23,66 (100,6%)	23,53 (100%)
s_E		[mm/rok]	4,73 (100,4%)	4,71 (100%)
$u_{e,max}$		[kPa]	5,297 (110,2%)	4,808 (100%)
u_{max}		[kPa]	8,19 (100,9%)	8,12 (100%)
LSR		[%]	56,28 (93,8%)	60,02 (100%)
SCR		[-]	39,81 przy $a_p = 0,031$ (67,5%)	58,98 przy $a_p = 0,025$ (100%)
$N_{k,max}$		[kN]	248,51 (97,4%)	255,22 (100%)

Objaśnienia: t_{50}, t_{90} – czas dyssypacji do osiągnięcia odpowiednio 50% i 10% przyrostu ciśnienia porowego w danej fazie [d], n/o – wartość nieosiągnięta w danym przedziale czasowym, s_{naw} – osiadanie całkowite nawierzchni [mm], s_{Nm} – osiadanie całkowite warstwy namulów (w punkcie obserwacyjnym) [mm], s_{pal} – osiadanie całkowite głowicy pala [mm], Δs_{naw} – przyrost osiadania nawierzchni w okresie od 260 do 2085 dnia [mm], s_E – średnie tempo osiadania nawierzchni po otwarciu drogi (osiadanie eksploatacyjne), obliczone jako $\Delta s_{naw}/\Delta t$ i przeliczone na rok [mm/rok], $u_{e,max}$ – maksymalne ciśnienie porowe odczytywane w środku warstwy namulów, w punkcie obserwacyjnym p_{ob} (dla O-S – Rys. 58, dla 3D – Rys. 73) [kPa], u_{max} – maksymalne ciśnienie porowe odczytywane w warstwie namulów (dla O-S – Rys. 64, dla 3D – Rys. 76) [kPa], LSR – współczynnik udziału obciążenia [%], SCR – wskaźnik koncentracji naprężeń [-], a_p – wskaźnik wzmocnienia [-], $N_{k,max}$ – charakterystyczna, maksymalna siła normalna w palu – Rys. 83 [kN].

Źródło: opracowanie własne.



Rys. 83 – Wykresy charakterystycznych sił normalnych (N_k) w palach PCP, uzyskane z modeli O-S oraz 3D, w funkcji głębokości na zakończenie fazy F8 ($t = 2085$ d).

Źródło: opracowanie własne.

Walidacja modelu 2D/O-S dla pali PCP wykazała wysoką zbieżność z modelem 3D w zakresie odpowiedzi globalnych — dla większości analizowanych kryteriów różnice nie przekraczają $\pm 5\%$. Tempo konsolidacji (czasy t_{50}) jest zbliżone w obu modelach. Różnice w odczycie czasów t_{90} w poszczególnych fazach obliczeń wynikają z faktu, że w modelu 3D odwzorowano grupę pali, które wzajemnie oddziałują, co wpływa na lokalne warunki filtracji i redystrybucję obciążeń. Wartości osiadania nawierzchni, zarówno w ujęciu całkowitym (s_{naw}), jak i w wydzielonym okresie eksploatacyjnym (Δs_{naw}), wskazują na zbieżny mechanizm pracy układu nasyp – warstwa namulów – pale.

Rozdział obciążenia pomiędzy pale PCP a grunt (LSR, SCR) w modelu O-S względem modelu 3D przedstawiono w celach informacyjnych. Różnice wynikają z odmiennej powierzchni wzmocnienia (wskaźnik a_p : 2D – 0,031; 3D – 0,025), co jest konsekwencją geometrii analizowanych układów. W modelu O-S analizowany jest pal środkowy (najbardziej wyteżony), natomiast w modelu 3D wartości są uśrednione dla całego przekroju nasypu (płaszczyzny), obejmującego osiem pali i otaczający je grunt. Pomimo tych różnic mechanizm przenoszenia obciążeń pozostaje zbliżony, co potwierdzają wykresy sił normalnych oraz wartości maksymalne sił w tożsamyh palach — Rys. 83.

Model 2D/O-S stanowi analizę komórki elementarnej, odpowiadającej pojedynczemu palowi zlokalizowanemu pod środkiem nasypu. Walidacja modelu PCP-ref w układzie dwuwymiarowym, przeprowadzona na podstawie obliczeń trójwymiarowych dla inżyniersko istotnych kryteriów, potwierdza wysoką zgodność wyników. W sytuacjach, w których dominują oddziaływania pionowe, obliczenia w układzie osiowo-symetrycznym można traktować jako referencyjne. Należy jednak podkreślić, że mimo praktycznej przydatności, model O-S nie pozwala na uwzględnienie wpływu przemieszczeń poziomych ani zaniku naprężenia w funkcji głębokości modelu. Układ O-S jest przydatny do analizy komórki elementarnej, lecz posiada ograniczenia wynikające z braku możliwości uwzględnienia globalnej interakcji konstrukcji.

Z uwagi na przedstawione ograniczenia, analizowany przypadek powinien być modelowany w układzie przestrzennym. Model trójwymiarowy może zostać uproszczony do reprezentatywnego wycinka nasypu, uwzględniającego symetrię rozmieszczenia pali, geometrii nasypu oraz charakteru oddziaływań. Modele przestrzenne umożliwiają najwierniejsze odwzorowanie rzeczywistej geometrii i warunków pracy układu, jednak ich przygotowanie jest czasochłonne, a czas obliczeń znacząco wzrasta, zwłaszcza przy zastosowaniu zagęszczonej siatki elementów oraz w analizach konsolidacyjnych. Utrudnia to przeprowadzanie analiz wariantowych, szczególnie w przypadku konieczności modyfikacji geometrii modelu.

Pomimo tych trudności, zastosowanie modeli 3D jest uzasadnione w przypadku obiektów o wysokim stopniu odpowiedzialności oraz układów wykazujących silne cechy przestrzenne. Zaleca się, aby we wszystkich przypadkach, niezależnie od stopnia złożoności docelowego modelu, w pierwszej kolejności opracować uproszczony model testowy (2D/O-S), w którym możliwa będzie weryfikacja kluczowych aspektów pracy pali PCP. W razie potrzeby model ten należy odpowiednio dostosować, tak aby odzwierciedlał pożądane właściwości inżynierskie, znane z prób obciążeniowych, wytycznych projektowych, doświadczenia zawodowego lub wiedzy inżynierskiej. Na tej podstawie, w celu wzajemnej kalibracji oraz pełniejszej oceny zachowania układu, rekomenduje się opracowanie modelu trójwymiarowego.

4.7. Podsumowanie symulacji obliczeniowych

Wybrany w niniejszym rozdziale przykład szczegółowo przeanalizowanego nasypu drogowego stanowi jeden z potencjalnych przypadków zastosowania pali z betonu porowatego w budownictwie infrastrukturalnym w skali przemysłowej. Równie skuteczne jak wykorzystanie pali PCP do posadowienia nasypów obiektów komunikacyjnych może być ich zastosowanie w posadawianiu innych budowli ziemnych na słabym podłożu — takich jak place, nawierzchnie parkingowe, fundamenty płytowe budynków kubaturowych, zbiorniki, posadzki hal wielkopowierzchniowych, elektrownie wiatrowe oraz inne konstrukcje inżynierskie. Spektrum wykorzystania elementów o wysokiej sztywności i funkcji filtracyjnej jest w geotechnice szerokie.

Problem analizy i projektowania fundamentów pośrednich (głębokich) pozostaje istotny dla wielu obiektów inżynierii lądowej, ponieważ budowle są często realizowane na gruntach słabonośnych. Wzmocnienie podłoża za pomocą pali fundamentowych jest powszechnie stosowaną metodą posadowienia, umożliwiającą przeniesienie obciążeń konstrukcyjnych na głębsze warstwy nośne. W tym kontekście dokładne prognozowanie osiadania oraz właściwa ocena pracy pali w ośrodku gruntowym i ich współpracy z konstrukcją stanowią podstawowy aspekt projektowania fundamentów głębokich, szczególnie w złożonych warunkach konsolidacji.

W celu spełnienia wymagań projektowych przeprowadzono wielowariantowe symulacje numeryczne, mające na celu ocenę skuteczności zastosowania pali z betonu porowatego jako rozwiązania technicznie konkurencyjnego wobec sztywnych kolumn betonowych (CC) oraz podatnych kolumn żwirowych (GESK) o funkcji drenażowej. Analizy numeryczne potwierdziły, że beton porowaty może być z powodzeniem wykorzystywany w technologii wzmocniania słabonośnych gruntów za pomocą pali. Szczegółowe dane wynikowe w formie tabel i wykresów zestawiono w poszczególnych analizach wraz z ich omówieniem. Poniżej przedstawiono najważniejsze wnioski i rekomendacje projektowe dotyczące modelowania pali z betonu porowatego:

1. Porównanie pali PCP i kolumn CC

Pale PCP wykazują znaczący efekt redukcji nadciśnienia porowego w gruncie, a tym samym skrócenia czasu konsolidacji. W modelach O-S (Tabela 20): analizując czasy t_{50} i t_{90} dla pala PCP względem kolumny CC, uzyskano od 29,0% do 45,3% skrócenia czasu. W modelach 3D (Tabela 25): skrócenie czasu wyniosło od 11,5% do 46,4%.

Efekt ten jest zgodny z wynikami badań modelowych [107], w których wykazano, że dzięki pionowemu i radialnemu drenażowi przez przepuszczalny pal możliwa była skuteczna dyssypacja nadwyżki ciśnienia porowego, co skróciło czas konsolidacji o 30,3% względem pala z betonu konwencjonalnego. Analogiczne wyniki uzyskano w analizie numerycznej [112], uzupełniającej badania terenowe [140], gdzie pale PCP skutecznie redukowały szczytowe wartości nadciśnienia porowego już na etapie realizacji inwestycji. W analizie [138] potwierdzono korzystny wpływ zastosowania pali PCP na proces konsolidacji oraz nośność fundamentu w porównaniu z tradycyjnymi palami z betonu nieprzepuszczalnego. Dla obciążenia rzędu 300 kPa stwierdzono,

że dzięki zwiększonej nośności i zmobilizowanemu tarcia na pobocznicach, fundamenty z pali PCP wykazują lepsze właściwości nośne, szczególnie przy wyższych obciążeniach.

2. Porównanie pali PCP i kolumn GESC

W modelach O-S (Tabela 22): udział pala PCP-ref w przenoszeniu obciążeń był 3,71 razy większy niż dla kolumn GESC. W modelach 3D (Tabela 27): udział ten wyniósł 3,29 razy więcej.

Wyniki te są zgodne z analizą numeryczną [137], gdzie wykazano, że grupa pali PCP osiągała nośność do 4,5 razy większą niż grupa kolumn żwirowych. Potwierdzają to również badania [132,134,135], w których wykazano, że nośność pali PCP nie zależy istotnie od wytrzymałości gruntu otaczającego, w przeciwieństwie do kolumn GESC.

3. Dyssypacja nadciśnienia porowego

Pale PCP wykazują istotny efekt redukcji ciśnienia porowego, skutecznie ograniczając powstawanie jego szczytowych wartości. W modelach O-S (Tabela 20): u_{max} dla PCP-ref wynosiło 5,297 kPa, dla CC – 16,410 kPa, a dla GESC – 9,186 kPa, co oznacza redukcję odpowiednio o 67,7% i 42,3%. W modelach 3D (Tabela 25): u_{max} dla PCP-ref wynosiło 4,808 kPa, dla CC – 11,371 kPa, a dla GESC – 9,513 kPa, co oznacza redukcję odpowiednio o 57,7% i 49,5%.

Analiza przebiegów dyssypacji nadwyżkowego ciśnienia porowego (Tabela 23) wykazała istotne różnice między wariantami PCP i CC. Niższe wartości w wariancie PCP wynikają z efektywnego drenażu, który skraca ścieżkę odpływu wody porowej i przyspiesza wzrost naprężenia efektywnego. Wyniki są zgodne z literaturą [133]. Efekt ten potwierdzają również symulacje numeryczne [108,109], w których wykazano, że dzięki tłumieniu i redukcji ciśnienia pale PCP mogą skutecznie kontrolować deformacje konstrukcji nadziemnej podczas działania sił sejsmicznych. W badaniu tym stwierdzono, że współczynnik amplifikacji przyspieszenia gruntu dla fundamentu z pali PCP był wyraźnie niższy niż dla gruntu niewzmocnionego oraz fundamentów z kolumn żwirowych i pali z betonu konwencjonalnego. Ponadto dominujący okres drgań był tylko połową wartości obserwowanej na innych podłożach, co wskazuje, że pale PCP nie tylko tłumią drgania, ale również zapobiegają rezonansowi konstrukcji. Zastosowanie pali PCP wpływa również na redukcję potencjału upłynnienia gruntu [108–111].

4. Prognoza osiadania pokonstrukcyjnego dla skróconego czasu konsolidacji

Analizy osiadania nawierzchni w modelach O-S i 3D (Tabela 20 i Tabela 25) potwierdzają, że pale PCP osiągają zbliżone wartości całkowitego osiadania do kolumn CC, przy jednoczesnym skróceniu czasu konsolidacji. Osiadanie eksploatacyjne nawierzchni po otwarciu drogi (260 → 2085 d) w modelach O-S (Tabela 21): PCP – $\Delta s_{naw} = 23,66$ mm, CC – 26,56 mm, a w modelach 3D (Tabela 26): PCP – 23,53 mm, CC – 25,16 mm.

Analiza zmiennych scenariuszy obciążenia (wysokości nasypu) oraz prognoza osiadania pokonstrukcyjnych dla skróconego czasu konsolidacji (Rys. 70, Rys. 71 i Rys. 72) wykazała, że dla

skróconego okresu konsolidacji (np. 3 miesiące, 50→140 d), różnice w osiadaniu eksploatacyjnym stają się bardziej wyraźne dla nasypu o wysokości 2,5 m, 5,0 m i 7,5 m:

- PCP: $\Delta s_{naw} = 29,18 \text{ mm}, 27,83 \text{ mm}, 26,65 \text{ mm}$,
- CC: $\Delta s_{naw} = 35,05 \text{ mm}, 34,35 \text{ mm}, 33,32 \text{ mm}$.

Zwiększone obciążenie w fazie budowlanej (do 260 dnia) prowadzi do wzrostu naprężenia efektywnego i poprawy nośności podłoża, co skutkuje zmniejszoną podatnością gruntu na dalsze osiadanie. W efekcie osiadanie eksploatacyjne od obciążenia użytkowego ($q = 12 \text{ kPa}$) maleje wraz ze wzrostem wysokości nasypu budowanego w fazie robót ziemnych. Wniosek ten jest zgodny z analizą porównującą pale PCP i pale z betonu konwencjonalnego [112], gdzie ustalono, że choć całkowite osiadanie fundamentu kompozytowego typu PCP może być nieznacznie większe niż w przypadku pali betonowych, to osiadanie po zakończeniu budowy jest istotnie mniejsze. Wynika to z wysokiej sztywności oraz dużej przepuszczalności pali PCP, które umożliwiają skuteczne rozpraszanie nadmiaru ciśnienia porowego generowanego przez obciążenie nasypu oraz przyspieszają konsolidację podłoża gruntowego jeszcze w trakcie budowy. W konsekwencji ograniczane jest osiadanie wtórne (po zakończeniu budowy), co minimalizuje ryzyko uszkodzeń konstrukcyjnych oraz potencjalnych awarii w trakcie eksploatacji obiektu.

5. Walidacja modelu 2D/O-S względem 3D

Walidacja modelu O-S dla pali PCP wykazała wysoką zgodność z modelem 3D w zakresie odpowiedzi globalnych — dla większości analizowanych kryteriów różnice nie przekraczają $\pm 5\%$ (Tabela 29). Tempo konsolidacji (t_{50}) 94,9–105,2%, osiadanie nawierzchni całkowite (s_{naw}) – 98,8% i eksploatacyjne (Δs_{naw}) – 100,6%, maksymalne ciśnienie porowe w warstwie słabonośnej (u_{max}) – 100,9%, maksymalne siły normalne w tożsamych palach ($N_{k,max}$) – 97,4% (Rys. 83).

Wszystkie te wyniki wskazują na zbieżny mechanizm pracy układu nasyp–warstwa namulów–pale. W sytuacjach, w których dominują oddziaływania pionowe, obliczenia w układzie osiowo-symetrycznym można traktować jako referencyjne, co uzasadnia ich stosowanie w przypadkach geometrycznie nieskomplikowanych (układ, obciążenia, model geologiczny), możliwych do odwzorowania przez uproszczoną symetrię.

Model O-S ma jednak swoje ograniczenia — nie pozwala na uwzględnienie wpływu przemieszczeń poziomych ani zaniku naprężenia w funkcji głębokości modelu. Z tego względu obliczenia trójwymiarowe powinny być stosowane w przypadku obiektów o wysokim stopniu odpowiedzialności oraz w układach wykazujących silne cechy przestrzenne, umożliwiających uwzględnienie globalnej interakcji konstrukcji. Numeryczne modele przestrzenne pozwalają na najdokładniejsze odwzorowanie rzeczywistej geometrii analizowanego obiektu. Opcjonalnie zaleca się łączenie analiz numerycznych 2D/O-S i 3D w celu wzajemnej kalibracji oraz pełniejszej oceny zachowania układu.

Kierunki dalszego rozwoju

W ramach niniejszej pracy przeprowadzono wielowariantowe symulacje numeryczne, których celem była ocena skuteczności zastosowania pali z betonu porowatego jako alternatywy dla sztywnych kolumn betonowych oraz kolumn żwirowych pełniących funkcję drenażową. Ze względu na nietypową strukturę betonu porowatego, jego funkcjonalność zależy od metody aplikacji oraz warunków gruntowych, co wymaga dalszego zbadania kilku współzależnych zjawisk:

- **Effekt instalacyjny w gruncie:** Pale formowane w gruncie generują istotne zmiany w stanie naprężeń, gęstości i sztywności ośrodka gruntowego, wpływając na mechanizm współpracy pala z gruntem oraz przebieg krzywej obciążenie–osiadanie. Strefa oddziaływania obejmuje obszar o promieniu 2D wokół trzonu oraz 4D×2D w rejonie podstawy pala [213]. Realistyczne odwzorowanie tego efektu w analizach numerycznych wymaga zastosowania metody rozszerzenia kawitacyjnego (ang. *cavity expansion*) [214], korekty modułu sztywności gruntu o 25% [215,216] oraz modelowania interfejsu z redukcją sztywności kontaktowej. W badaniu [134] zaproponowano podejście oparte na dwóch dodatkowych fazach obliczeniowych: fazie instalacyjnej z zadaniem przemieszczeniem oraz fazie aktywacji, uwzględniającej wzrost sztywności gruntu w strefie oddziaływania pala. Konieczna jest jednak dalsza weryfikacja efektu w zróżnicowanych warunkach gruntowych oraz kalibracja względem wyników próbnych obciążeń w skali naturalnej.
- **Strefa zaburzonej struktury gruntu (ang. *smear zone*):** W zależności od rodzaju gruntu i metody instalacji pala PCP, wokół trzonu może powstać strefa o obniżonej przepuszczalności radialnej, powodująca dodatkowy opór przepływu (ang. *well resistance*) i w efekcie spowolnienie konsolidacji. Efekt ten, choć trudny do uchwycenia, zaleca się odwzorować w modelach jako pierścień o promieniu 2–3 razy większym niż promień pala, z obniżonym współczynnikiem filtracji horyzontalnej o 2–5 razy [217,218].
- **Kolmatowanie kanałów porowych (ang. *clogging*):** Zatykanie porów przez drobne cząstki mineralne lub organiczne może znacząco ograniczyć przepuszczalność betonu porowatego [1]. Badania [58,219,220] wskazują, że intensywność kolmatowania zależy od rodzaju gruntu, wielkości porów oraz warunków przepływu. Eksperymenty [221] wykazały, że w niekorzystnych warunkach przepuszczalność może spaść nawet o 80% w ciągu kilku godzin. Zjawisko to ma istotne znaczenie dla efektywności drenażowej pali PCP i wymaga dalszych badań.

Dokładne odwzorowanie powyższych efektów w analizach MES stanowi istotne wyzwanie. Proces instalacji generuje złożone interakcje grunt–konstrukcja, które trudno uchwycić przy użyciu standardowych technik modelowania. W przypadku pali z betonu porowatego efekty te mogą z jednej strony poprawiać charakterystykę nośnościowo-odkształceniową, z drugiej zaś prowadzić do spadku przepuszczalności zarówno w materiale pala, jak i w jego otoczeniu. Sprzężenie tych zjawisk wymaga dalszej analizy, zarówno numerycznej, jak i eksperymentalnej, w celu pełnej oceny skuteczności technologii w różnych warunkach gruntowych.

4.8. Analiza emisyjności wraz z oceną śladu węglowego

Celem niniejszej pracy badawczej było opracowanie i wdrożenie technologii betonu porowatego z kruszywem z recyklingu oraz cementami o obniżonym śladzie węglowym, przeznaczonego do wykonywania pali fundamentowych. W związku z tym przeprowadzono kompleksową analizę emisyjności rozwiązań materiałowych i technologicznych.

Badania zostały podzielone na dwa etapy:

- ocena emisyjności mieszanek betonu porowatego (warianty P1–P4, Tabela 10), uwzględniająca różnice w typie cementu oraz udziale kruszywa z recyklingu,
- porównanie emisyjności różnych systemów posadowienia nasypu: PCP, CC oraz GESG.

Ocena śladu węglowego została wykonana przy użyciu narzędzia EFFC/DFI *Carbon Calculator Tool v5.0* [222], które stanowi uznany standard w ocenie emisyjności robót geotechnicznych. Analizę przeprowadzono dla reprezentatywnego odcinka nasypu drogowego o długości 100 metrów bieżących, bazując na przykładzie nasypu sprawdzonego w symulacjach numerycznych (Rys. 55). Uwzględniono parametry technologiczne, jak i źródła emisji główne i wtórne – Tabela 30.

Tabela 30 – Dane wejściowe do analiz emisyjności.

wzmocnienie	dane wejściowe, źródła emisji, parametry technologiczne
dane ogólne (wspólne dla wszystkich wariantów):	
długość nasypu – 100 mb, rozstaw elementów – 2,0×2,0 m, liczba elementów – 400 szt., długość pojedynczego elementu od platformy – 8,5 m, długość łączna – 3400 mb.	
główne źródła emisji (materiały, energia, transport):	
CEM I 42,5R – 889 kgCO ₂ e/t [223], CEM II/B-V 32,5R-HSR – 535 kgCO ₂ e/t [168], CEM II/B-M (S-V) 42,5R – 492 kgCO ₂ e/t [169], kruszywo naturalne – 3,28 kgCO ₂ e/t [224], gruz budowlany – 3,16 kgCO ₂ e/t [224], woda – 0,15 kgCO ₂ e/l, paliwo – 3,3 kgCO ₂ e/l, transport materiałów – od miejsca produkcji do miejsca wbudowania (50 km), ładowność 8 m ³ lub 20 t.	
wtórne źródła emisji (mobilizacja/demobilizacja, sprzęt, transport osób, odpady):	
1,8-7,2% wartości źródeł głównych.	
PCP	metoda – wibrowymiana, średnica pala – 0,4 m, zużycie betonu porowatego – 0,145 m ³ /mb, łączne zużycie betonu – 493 m ³ , wydajność dzienna – 300 mb/d, czas realizacji – 12 dni, liczba osób – 3, zużycie paliwa – 500 l/d.
CC	metoda – kolumny wiercone, przemieszczeniowe, średnica kolumny – 0,4 m, zużycie betonu – 0,145 m ³ /mb, łączne zużycie – 493 m ³ , wydajność dzienna – 600 mb/d, czas realizacji – 6 dni, liczba osób – 4, zużycie paliwa – 500 l/d.
GESG	metoda – wibrowymiana, średnica kolumny – 0,6 m, zużycie kruszywa – 0,8 t/mb, łączne zużycie kruszywa – 2720 t, wydajność dzienna – 200 mb/d, czas realizacji – 17 dni, liczba osób – 3, zużycie paliwa – 500 l/d.

Objaśnienia: PCP – pale z betonu porowatego, CC – kolumny betonowe z betonu konwencjonalnego, GESG – kolumny żwirowe w osłonie geotekstylnej. Parametry emisyjności przyjęto na podstawie arkusza Carbon Calculator Tool v5.0 [222]. W przypadku dostosowania parametrów do warunków lokalnych lub deklarowanych wartości producentów, każdorazowo podano źródło zmiany (wszystkie wartości brutto). Parametry technologiczne określono na podstawie wiedzy eksperckiej i doświadczeń własnych.

Źródło: opracowanie własne.

4.8.1. Emisyjność mieszanek betonu porowatego

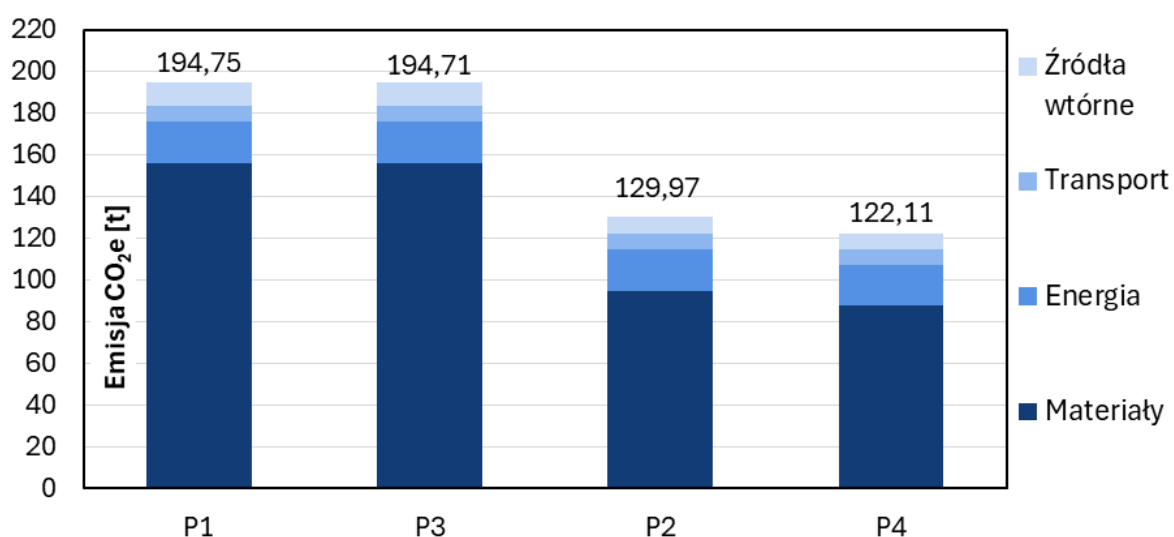
W ramach drugiej serii badań laboratoryjnych opracowano cztery mieszanki betonu porowatego (pkt 3.3. Badania laboratoryjne – Seria nr 2). Mieszanki różniły się typem zastosowanego cementu oraz udziałem kruszywa z recyklingu (RCA). W mieszankach P1 i P3 zastosowano cement portlandzki CEM I, w mieszance P2 – cement portlandzki popiołowy CEM II/B-V, a w P4 – cement wieloskładnikowy CEM II/B-M (S-V). W mieszance P1 zastosowano wyłącznie kruszywo naturalne, natomiast w mieszankach P2–P4 zastosowano 50% zastąpienie kruszywa naturalnego gruzem betonowym. Zróżnicowanie składu pozwoliło na ocenę wpływu rodzaju cementu i kruszywa na całkowity ślad węglowy mieszanki.

Na podstawie wyników badań laboratoryjnych do dalszych testów wdrożeniowych zarekomendowano receptury P2 i P4, które wykazały korzystne właściwości technologiczne oraz niższy ślad węglowy w porównaniu do wariantów opartych na cemencie CEM I. Jednak ze względu na dostępność i rozpowszechnienie cementu CEM II/B-V w praktyce geotechnicznej, do badań terenowych wybrano mieszankę P2. W związku z tym, w analizie emisyjności wariantów wzmocnienia podłoża przyjęto ją jako rozwiązanie referencyjne dla technologii PCP.

Tabela 31 – Analiza emisyjności mieszanek betonu porowatego.

źródło emisji		P1	P3	P2	P4
materiały	CO ₂ e [t]	156,01	155,96	94,89	87,47
energia	CO ₂ e [t]	19,97	19,97	19,97	19,97
transport	CO ₂ e [t]	7,52	7,52	7,52	7,52
źródła wtórne	CO ₂ e [t]	11,25	11,25	7,59	7,15
suma	CO ₂ e [t]	<u>194,75</u>	<u>194,71</u>	<u>129,97</u>	<u>122,11</u>

Źródło: opracowanie własne.



Rys. 84 – Porównanie kalkulacji emisji dla różnych mieszanek betonu porowatego.

Źródło: opracowanie własne.

Wyniki wskazują, że zastosowanie cementów o niższym śladzie węglowym oraz kruszywa z recyklingu pozwala na istotną redukcję emisji – nawet o ponad 70 ton CO₂e w porównaniu do

wariantu P1 - Rys. 84. Choć różnice pomiędzy P1 i P3 są marginalne, zastosowanie RCA w połączeniu z cementami CEM II może przynosić wymierne korzyści środowiskowe, szczególnie w kontekście projektów infrastrukturalnych o dużej skali. Obserwowane wartości emisji jednoznacznie wskazują, że głównym czynnikiem wpływającym na całkowity ślad węglowy mieszanki jest rodzaj zastosowanego cementu, co potwierdza dominujący udział cementu w całkowitym śladzie węglowym mieszanki.

4.8.2. Emisyjność wariantów wzmocnienia podłoża

Po analizie mieszanek betonowych, oceniono wpływ technologii fundamentowania na całkowity ślad węglowy inwestycji. W kolejnym etapie przeprowadzono analizę emisyjności dla trzech wariantów wzmocnienia podłoża nasypu. Porównanie wykazało znaczące różnice w całkowitym śladzie węglowym, wynikające zarówno z rodzaju materiałów, jak i technologii wykonania (Rys. 85).

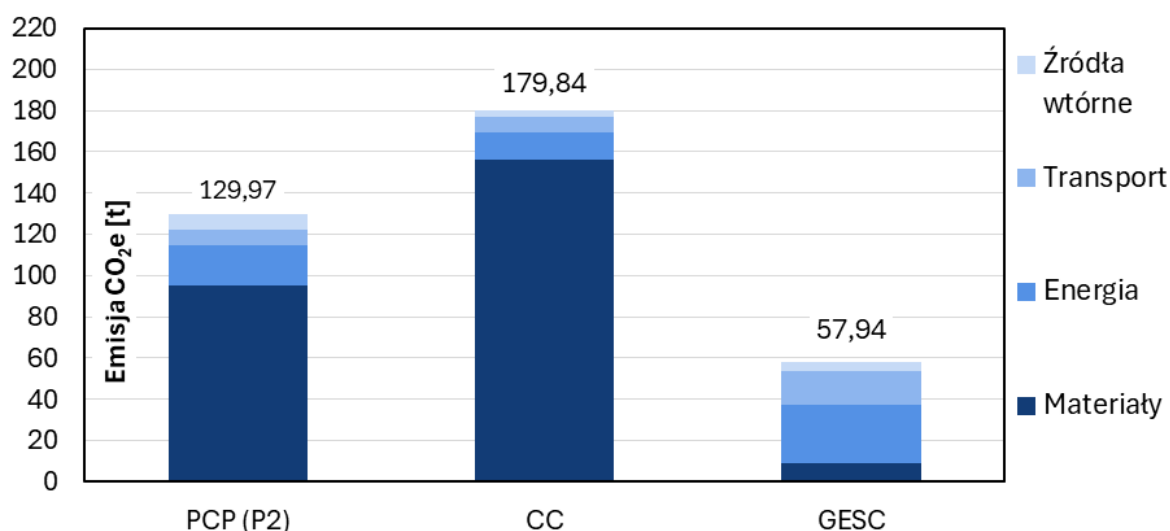
Najniższy poziom emisji odnotowano dla kolumn żwirowych GESC, których całkowita emisja była o około 55% niższa niż w przypadku referencyjnych pali PCP (P2). Z kolei kolumny CC, wykonane z betonu konwencjonalnego, charakteryzowały się najwyższym poziomem emisji – o około 38% wyższym niż PCP, co wynika głównie z obecności cementu CEM I o wysokim śladzie węglowym w składzie mieszanki oraz braku spoiwa w wariacie GESC.

Tabela 32 – Analiza emisyjności wariantów wzmocnienia.

źródło emisji		PCP (P2)	CC	GESC
materiały	CO ₂ e [t]	94,89	156,16	8,92
energia	CO ₂ e [t]	19,97	12,98	28,28
transport	CO ₂ e [t]	7,52	7,52	16,50
źródła wtórne	CO ₂ e [t]	7,59	3,18	4,23
suma	CO ₂ e [t]	<u>129,97</u>	<u>179,84</u>	<u>57,94</u>

Źródło: opracowanie własne.

Wyniki te potwierdzają, że wybór technologii fundamentowania może mieć istotny wpływ na całkowity ślad węglowy inwestycji. Należy jednak podkreślić, że decyzje projektowe muszą uwzględniać nie tylko aspekty środowiskowe, lecz także wymagania techniczne, warunki gruntowe, dostępność materiałów oraz ograniczenia budżetowe — co w praktyce projektowej często wymaga kompromisu pomiędzy efektywnością środowiskową a wykonalnością techniczną.



Rys. 85 – Porównanie kalkulacji emisji dla różnych wariantów wzmocnienia.

Źródło: opracowanie własne.

4.8.3. Kontekst środowiskowy i legislacyjny

W skali globalnej prognozuje się, że ilość komunalnych odpadów stałych wzrośnie z około 2,1 miliarda ton w roku 2023 do niemal 3,8 miliarda ton do roku 2050 [225,226]. Znaczną część tego strumienia odpadów stanowią odpady pochodzące z działalności budowlanej i rozbiórkowej (C&D, ang. *Construction and Demolition*). Przykładowo, w 2020 roku państwa Unii Europejskiej (UE-27) wygenerowały około 807 milionów ton odpadów C&D [227], Stany Zjednoczone w 2018 roku wyprodukowały około 544 milionów ton [228,229], natomiast w Chinach roczna produkcja tego typu odpadów w latach 2003–2013 wynosiła średnio około 2,36 miliarda ton [230]. Tendencja ta wskazuje na rosnącą potrzebę wdrażania rozwiązań ograniczających generowanie odpadów w sektorze budownictwa.

Zastosowanie kruszywa z recyklingu betonu w betonie porowatym stanowi odpowiedź na wyzwania związane z nadprodukcją odpadów oraz nadmiernym eksploataowaniem zasobów naturalnych. Choć analiza emisji CO₂e dla mieszanek P1 i P3 wykazała niewielkie różnice (Tabela 31 i Rys. 84), zastosowanie RCA przyczynia się do ograniczenia ilości odpadów, zwiększenia efektywności wykorzystania zasobów oraz zmniejszenia presji na środowisko. Warto jednak podkreślić, że wpływ RCA na całkowity ślad węglowy zależy od lokalnych uwarunkowań logistycznych. Istotnym czynnikiem wpływającym na ślad środowiskowy RCA jest odległość transportu – emisyjność wzrasta z 3,16 kg CO₂e/t (*in situ*) do 19,8 kg CO₂e/t przy transporcie na 100 km [224]. Oznacza to, że korzyści środowiskowe wynikające z zastosowania kruszywa wtórnego mogą zostać zniwelowane przez nadmierne odległości transportowe, co wymaga uwzględnienia w analizach cyklu życia (LCA, ang. *Life Cycle Assessment*).

Zastosowanie gruzu betonowego jako kruszywa wtórnego w Polsce jest możliwe, jednak wymaga spełnienia szeregu wymagań formalnych, technicznych i środowiskowych. Na etapie klasyfikacji odpadowej odpady betonu oraz gruz betonowy identyfikuje się pod kodem 17 01 01 [231].

Aby materiał mógł zostać wprowadzony do obrotu jako pełnoprawny wyrób budowlany, musi nastąpić utrata statusu odpadu zgodnie z art. 14 ustawy o odpadach [232] oraz art. 6 Dyrektywy ramowej o odpadach [233]. Proces ten obejmuje m.in.: przeprowadzenie odzysku lub recyklingu materiału, potwierdzenie istnienia rynku zbytu, wykazanie zgodności z wymaganiami technicznymi, udokumentowanie braku negatywnego wpływu na zdrowie ludzi i środowisko. Po zakończeniu tego procesu materiał nie podlega już ewidencji odpadowej, lecz reżimowi prawnemu właściwemu dla wyrobów budowlanych, zgodnie z obowiązującym rozporządzeniem [234].

Na etapie technologicznym kruszywo z gruzu betonowego musi zostać odpowiednio przetworzone, obejmując procesy oczyszczania, kruszenia, przesiewania oraz separacji zanieczyszczeń. Jego jakość i przydatność do zastosowania w nowym betonie zależą od właściwości pierwotnego materiału, metody obróbki oraz frakcji kruszywa wtórnego używanego jako substytut kruszywa naturalnego [235]. Z tego względu zaleca się prowadzenie selektywnej rozbiórki, która umożliwi uzyskanie jednorodnego strumienia materiałowego, wolnego od domieszek takich jak cegła, drewno czy farby, mogących obniżyć jakość kruszywa i końcowego betonu.

Kruszywo wtórne musi spełniać wymagania normy PN-EN 12620 [84], dotyczące m.in. uziarnienia, zawartości zanieczyszczeń, nasiąkliwości i mrozoodporności. Jego zastosowanie w betonie towarowym i prefabrykowanym wymaga zgodności z normami PN-EN 206 [83] oraz PN-B-06265 [236]. Materiał powinien być przebadany laboratoryjnie pod kątem wytrzymałości, reaktywności alkalicznej, zawartości siarczanów i chlorków, co umożliwi jego klasyfikację jakościową i ocenę przydatności konstrukcyjnej.

Zastosowanie RCA przynosi wymierne korzyści środowiskowe, takie jak ograniczenie zużycia surowców naturalnych oraz potencjalne obniżenie obciążeń środowiskowych w analizie cyklu życia, szczególnie w fazach A1–A3 (pozyskanie, produkcja, transport). Potwierdzają to analizy LCA dla kruszyw recyklingowych dostępnych na rynku polskim, zawarte w deklaracjach środowiskowych typu EPD (ang. *Environmental Product Declaration*) [224]. Efekty środowiskowe wynikają z faktu, że materiał rozbiórkowy nie generuje dodatkowych emisji związanych z jego pierwotną produkcją, a lokalne pozyskiwanie surowca pozwala ograniczyć emisje transportowe.

Z punktu widzenia legislacyjnego, zastosowanie RCA po utracie statusu odpadu realizuje cele Dyrektywy ramowej o odpadach poprzez wdrażanie wysokiej jakości recyklingu materiałowego [233]. Działania te są zgodne z kierunkami polityki środowiskowej Unii Europejskiej, w tym z założeniami Europejskiego Zielonego Ładu oraz inicjatywami promującymi efektywne wykorzystanie zasobów wtórnych w budownictwie. Wykorzystanie materiałów pochodzących z odzysku stanowi istotny element transformacji sektora budowlanego w stronę gospodarki niskoemisyjnej i cyrkularnej, w której ograniczenie zużycia surowców pierwotnych oraz minimalizacja negatywnego wpływu na środowisko są traktowane jako priorytety.

4.8.4. Spoiwa o obniżonym śladzie węglowym

Cement jako główny składnik betonu, odpowiada za 70–85% całkowitej emisji CO₂ przypisanej do produkcji mieszanki betonowej. Zastosowanie cementów CEM II/B-V (P2) i CEM II/B-M (P4), zawierających dodatki mineralne takie jak popiół lotny i żużel wielkopiecowy, pozwala na redukcję emisji odpowiednio o 33% i 37% względem cementu CEM I (P3) – Tabela 31. Redukcja ta wynika z niższego udziału klinkieru w składzie cementów wieloskładnikowych. Cementy CEM II charakteryzują się emisyjnością 492–535 kg CO₂e/t, co oznacza potencjalną redukcję o 40–45% względem CEM I (889 kg CO₂e/t).

W kontekście globalnych celów klimatycznych, zmniejszenie emisji CO₂ związanej z produkcją cementu jest jednym z priorytetowych obszarów działań w sektorze materiałów budowlanych. Wdrażanie alternatywnych spoiw oraz optymalizacja składu mieszanki betonowej są niezbędne dla osiągnięcia celów środowiskowych w budownictwie infrastrukturalnym, co powinno być uwzględniane już na etapie projektowania rozwiązań konstrukcyjnych.

4.8.5. Podsumowanie analizy emisyjności

Podjęty temat badawczy stanowi istotny krok w kierunku wdrażania rozwiązań zgodnych z zasadami zrównoważonego rozwoju i gospodarki o obiegu zamkniętym. Połączenie cementów o obniżonej emisyjności z lokalnie pozyskiwanym kruszywem z recyklingu (RCA) umożliwia produkcję betonu porowatego o ograniczonym wpływie środowiskowym, który może być stosowany w nowoczesnych technologiach fundamentowania, szczególnie w projektach infrastrukturalnych o podwyższonych wymaganiach środowiskowych.

Zgodnie z raportem ACI [1], zastosowanie betonu porowatego może wspierać proces kwalifikacji do uzyskania punktów w systemach oceny ekologicznej budynków, takich jak LEED (ang. *Leadership in Energy and Environmental Design*), dzięki m.in. zdolności do infiltracji wód opadowych, redukcji efektu miejskiej wyspy ciepła, wykorzystaniu materiałów wtórnych oraz ograniczeniu emisji związanych z transportem. Podobne korzyści zostały przedstawione również w publikacji [237], która wskazuje na potencjał betonu przepuszczalnego w kontekście trwałości, funkcjonalności i zgodności z wymaganiami systemów wielokryterialnej oceny tj. LEED, BREEAM czy *Greenroads*. Zastosowanie betonu porowatego łączy aspekty inżynierskie, środowiskowe i urbanistyczne, co czyni go materiałem szczególnie atrakcyjnym w kontekście zrównoważonego projektowania.

Porównanie wariantów wzmocnienia podłoża wykazało, że wybór technologii fundamentowania może mieć istotny wpływ na całkowity ślad węglowy inwestycji (Tabela 32). Kolumny żwirowe GESK, mimo większego zużycia paliwa i dłuższego czasu realizacji, charakteryzują się najniższą emisją CO₂e, głównie dzięki eliminacji cementu. Z kolei kolumny CC generują największe obciążenie środowiskowe ze względu na zastosowanie betonu konwencjonalnego o wysokim udziale cementu CEM I. Wybór technologii powinien być poprzedzony

analizą wielokryterialną, uwzględniającą nie tylko emisje, ale również trwałość, dostępność materiałów i czas realizacji.

Obecnie rozwiązania proekologiczne nie zawsze są ekonomicznie konkurencyjne, co ogranicza ich wdrażanie. Jednak rosnące znaczenie aspektów środowiskowych w procesach inwestycyjnych, zmieniające się oczekiwania zamawiających oraz presja regulacyjna mogą w niedalekiej przyszłości uczynić ślad węglowy jednym z podstawowych kryteriów projektowych – obok parametrów technicznych, kosztowych i harmonogramowych. W szczególności instytucje publiczne mogą odegrać istotną rolę w promowaniu rozwiązań niskoemisyjnych poprzez odpowiednie kryteria przetargowe.

Podsumowując, wdrożenie technologii betonu porowatego z komponentami niskoemisyjnymi oraz zastosowanie go w palach fundamentowych stanowi realną alternatywę dla rozwiązań konwencjonalnych. Dalsze badania powinny koncentrować się na optymalizacji składu mieszanki pod kątem trwałości, kosztów i emisyjności, a także na walidacji wyników w warunkach rzeczywistych, co umożliwi pełne wykorzystanie potencjału tej technologii w praktyce inżynierskiej. Realizacja tych celów wymaga współpracy projektantów, wykonawców oraz producentów materiałów w ramach zintegrowanego podejścia do projektowania zrównoważonego.

ROZDZIAŁ 5 – WNIOSKI KOŃCOWE

5.1. Podsumowanie i wnioski

Przedstawiona rozprawa doktorska, realizowana w ramach Szkoły Doktorskiej Wdrożeniowej na Politechnice Gdańskiej (PG), stanowi interdyscyplinarne opracowanie innowacyjnej technologii fundamentowania z wykorzystaniem betonu porowatego zawierającego kruszywa z recyklingu oraz cementy o obniżonym śladzie węglowym. Projekt łączył zagadnienia z zakresu inżynierii materiałowej, geotechniki oraz zrównoważonego budownictwa, odpowiadając na aktualne wyzwania środowiskowe i technologiczne, takie jak redukcja emisji CO₂, racjonalizacja wykorzystania zasobów naturalnych oraz poprawa efektywności wzmacniania gruntów słabonośnych.

W ramach pracy zaproponowano zastosowanie betonu porowatego jako materiału o podwójnej funkcji – nośnej i drenażowej – w konstrukcji pali fundamentowych. Technologia została opracowana i zweryfikowana w warunkach przemysłowych, przy aktywnym udziale przedsiębiorstwa Keller Polska sp. z o.o. oraz z wykorzystaniem infrastruktury badawczej PG. Dzięki temu możliwe było przeprowadzenie badań w skali technicznej, z zachowaniem wysokiego poziomu merytorycznego i technicznego.

Celem głównym pracy było opracowanie i wdrożenie technologii wykonywania pali z betonu porowatego o wysokiej przepuszczalności ($\geq 0,10$ cm/s) oraz odpowiedniej wytrzymałości na ściskanie (≥ 20 MPa), przy jednoczesnym wykorzystaniu materiałów z recyklingu. Cele szczegółowe obejmowały m.in. projektowanie składu mieszanki, badania laboratoryjne i terenowe, opracowanie rekomendacji technologicznych, modelowanie numeryczne współpracy pala z gruntem oraz ocenę środowiskową analizowanych rozwiązań.

Każdy z rozdziałów niniejszej rozprawy zawiera szczegółowe analizy eksperymentalne, technologiczne i środowiskowe, których wyniki zostały poddane ocenie, omówieniu oraz odniesieniu do doświadczeń przedstawionych w literaturze. Niniejsze wnioski końcowe stanowią syntetyczne podsumowanie tych analiz, ujęte w sposób opisowy i spójny, z zachowaniem integralności danych oraz odniesień zawartych w pracy.

W **rozdziale 2** dokonano kompleksowego przeglądu literatury, który objął aktualny stan wiedzy na temat betonu porowatego w kontekście jego właściwości materiałowych i zastosowań inżynierskich, ze szczególnym uwzględnieniem potencjału aplikacyjnego w geotechnice. Przegląd ten miał charakter zarówno poznawczy, jak i praktyczny, wspierając realizację celów badawczych i wdrożeniowych. Zidentyfikowane luki badawcze dotyczyły przede wszystkim braku doświadczeń w zakresie aplikacji betonu porowatego w palach formowanych w gruncie, co stanowiło podstawę do podjęcia dalszych prac eksperymentalnych i wdrożeniowych.

Kontynuując część analityczno-badawczą, w **rozdziale 3** przedstawiono wyniki badań laboratoryjnych i terenowych dotyczących właściwości betonu porowatego przeznaczonego do

zastosowań palowych, ze szczególnym uwzględnieniem jego parametrów mechanicznych i filtracyjnych.

W serii nr 1 zastosowano cement portlandzki CEM I, analizując wpływ zamienników kruszyw naturalnych (gruzu betonowego – RCA oraz granulatu gumowego), a także dodatku włókien polimerowych jako alternatywy dla tradycyjnego zbrojenia stalowego. Opracowano osiem wariantów mieszanek (J1–J8), które poddano ocenie pod kątem właściwości mechaniczno-filtracyjnych. Na potrzeby badań zaprojektowano i wykonano autorskie stanowisko do pomiaru współczynnika filtracji metodą zmiennego spadku hydraulicznego, co umożliwiło precyzyjną charakterystykę przepuszczalności materiału (Rys. 18 oraz Rys. 32). W ramach tej serii ustalono [157]:

- **Właściwości materiału porowatego (J1–J8):** Zaobserwowano bardzo silną korelację liniową pomiędzy współczynnikiem filtracji (k) a porowatością efektywną (n_e) dla wszystkich mieszanek ($r = 0,952$; $p = 0,0003$), uzyskując n_e w zakresie 11,6–21,1% oraz $k = 0,71$ – $1,24$ cm/s. Wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach ($f_{cm,28}$) mieściła się w zakresie 17,6–21,6 MPa, a silna dodatnia korelacja ($r \approx 0,81$; $p = 0,014$) pomiędzy $f_{cm,28}$ a wytrzymałością na rozciąganie przy rozłupywaniu ($f_{ct,sp}$) potwierdziła spójność strukturalną materiału. Wszystkie mieszanki spełniły założony kompromis nośności ($f_c \geq 20$ MPa) przy wodoprzepuszczalności ($k \geq 0,1$ cm/s), potwierdzając ich przydatność w zastosowaniach konstrukcyjno-drenażowych.
- **Wpływ kruszywa z recyklingu (RCA, 50%):** Zastosowanie gruzu betonowego skutkowało systematycznym wzrostem średnich wartości f_{cm} (o ~4,5–17,4%) oraz $f_{ct,sp}$ (o ~2,9–21,4%) względem mieszanek z kruszywem naturalnym, bez istotnych zmian w porowatości (n_e) i filtracji (k).
- **Wpływ włókien polimerowych (2 kg/m³):** Dodatek włókien istotnie zwiększył wytrzymałości f_{cm} ($p = 0,0175$) oraz $f_{ct,sp}$ ($p = 0,0067$), bez wpływu na porowatość ($p = 0,8346$) i filtrację ($p = 0,8037$). Odnotowano przyrosty: f_{cm} +14,2–23,4%, $f_{ct,sp}$ +8,8–25,0% (kostki) oraz +11,4–18,2% (walce). Włókna o długości 54 mm, zbudowane z wiązki mikrowłókien, efektywnie mostkowały strefy między ziarnami kruszywa, wzmacniając strukturę betonu.
- **Wpływ granulatu gumowego (10%):** Dodatek granulatu gumowego powodował spadek wytrzymałości f_{cm} o ~11,4% w mieszkach z kruszywem naturalnym. W mieszkach z RCA i włóknami efekt obniżenia wytrzymałości był częściowo kompensowany. Różnice nie osiągnęły istotności statystycznej ($p > 0,05$).
- **Aspekty technologiczne i praktyczne:** Mieszanki J1–J2 z kruszywem naturalnym (8/16 mm) osiągnęły umiarkowany opad stożka (30–70 mm), a ich stabilność w czasie oraz wysoka urabialność wskazały na możliwość pompowania mieszanki w warunkach polowych. Badania laboratoryjne potwierdziły, że zastosowanie RCA i włókien zwiększa efektywność materiałową poprzez ograniczenie zużycia surowców pierwotnych, bez pogorszenia właściwości filtracyjnych mieszanek porowatych.

Po zarekomendowaniu do dalszych badań terenowych mieszanek J1 i J2, przeprowadzono pierwsze testy polowe *in situ*, mające na celu weryfikację logistyki, urabialności oraz możliwości pompowania mieszanek porowatych przez układ palownicy w warunkach rzeczywistej budowy. Pomimo wysokiej urabialności mieszanek J1–J2 w warunkach laboratoryjnych, nie przełożyło się to na pozytywne efekty pompowalności w warunkach polowych.

Testy terenowe wykazały, że pompowanie betonu porowatego jest technicznie możliwe, jednak obarczone istotnym ryzykiem operacyjnym i wymagające zastosowania specjalistycznego sprzętu, odpowiednio zmodyfikowanej receptury oraz ścisłej kontroli procesu technologicznego. W toku obserwacji doświadczeń wdrożeniowych zidentyfikowano kilka potencjalnych przyczyn niepowodzenia aplikacji betonu porowatego do pali fundamentowych:

- **Czas od produkcji do wbudowania** wynosił 40–50 minut, co mogło skutkować częściową utratą właściwości umożliwiających skuteczne pompowanie.
- **Długość przewodów tłocznych** przekraczająca 30 m zwiększała tarcie mieszanki o ścianki, co utrudniało jej ciągły przepływ.
- **Przestój technologiczny** trwający około dwóch minut, związany z zagłębianiem głowicy przemieszczeniowej, prowadził do powstania zatorów w kolanie obrotowym na szczycie masztu palownicy – miejscu zmiany kierunku przepływu i najwyższego punktu unoszenia mieszanki.

Zjawiska te sprzyjały odkładaniu się grubego kruszywa, spowolnieniu przepływu i powstawaniu zatorów w układzie. Testy *in situ* wykazały istotne ograniczenia przyjętej metody pompowania betonu do pali fundamentowych, co wymusiło aktualizację planu badawczego. Stwierdzono, że konsystencja mieszanek oraz wysoki kąt tarcia grubofrakcyjnego kruszywa uniemożliwiają skuteczne pompowanie materiału bez uprzedniej modyfikacji receptury. W wyniku niepowodzenia zdecydowano się na zastosowanie alternatywnej metody aplikacji betonu do pali fundamentowych z wykorzystaniem technologii wibrowymiany, eliminującej konieczność pompowania. Konsekwencją tej zmiany była konieczność dostosowania składu mieszanki oraz przeprowadzenia kolejnych badań laboratoryjnych w celu oceny wpływu alternatywnej metody zagęszczania (wibracji) na właściwości mechaniczne betonu porowatego.

W odpowiedzi na ograniczenia zidentyfikowane podczas prób wdrożeniowych w skali technicznej, przeprowadzono drugą serię badań laboratoryjnych, koncentrując się na mieszankach z kruszywem pochodzącym z recyklingu gruzu betonowego oraz cementach o obniżonym śladzie węglowym (CEM II). Opracowano cztery warianty mieszanek (P1–P4), które poddano zagęszczeniu wibracyjnemu o czasie trwania 10 s, 20 s, 30 s oraz 60 s [179]. Celem badań było określenie wpływu czasu wibracji na właściwości mechaniczne i filtracyjne betonu porowatego. Analiza wyników pozwoliła ustalić następujące wnioski:

- **Wpływ wibracji na parametry betonu porowatego (P1–P4):** Zidentyfikowano czas wibracji jako kluczowy czynnik regulujący równowagę pomiędzy właściwościami hydraulicznymi i mechanicznymi. Wydłużenie czasu zagęszczania od 0 s (ubijanie ręczne) do 60 s skutkowało

znacznym spadkiem porowatości efektywnej n_e (z 13,8–22,5% do 6,1–9,0%) oraz współczynnika filtracji k (z 1,26–1,79 cm/s do 0,19–0,49 cm/s), przy jednoczesnym wzroście wytrzymałości na ściskanie $f_{cm,28}$ (z 8,4–16,2 MPa do 19,7–28,4 MPa). Korelacje liniowe potwierdziły istotne statystycznie zależności (Rys. 40 i Rys. 41): porowatości ($r = -0,748$; $p = 0,0001$), filtracji ($r = -0,598$; $p = 0,0186$), wytrzymałości ($r = +0,666$; $p = 0,0013$) oraz gęstości objętościowej ($r = +0,713$; $p = 0,0004$).

- **Weryfikacja metodyki badania filtracji:** Zastosowano zmodyfikowaną metodę pomiaru o zmiennym spadku hydraulicznym, eliminującą boczny przepływ dzięki uszczelnieniu termokurczliwemu typu RTDS, umożliwiającemu jednoosiowy przepływ wody przez próbkę (Rys. 31 i Rys. 32). Metoda ta, dotychczas nieopisana w literaturze, pozwoliła na redukcję wartości przepuszczalności w zakresie od 4% do 49%, eliminując typowe źródło przeszacowania wyników oraz poprawiając powtarzalność pomiarów.
- **Kalibracja parametrów wibracji:** Wprowadzając parametry kinematyczne wibracji oraz bezwymiarowy wskaźnik NVD zgodnie ze wzorem (14), zidentyfikowano optymalny reżim zagęszczania przy $NVD \approx 226$ (ok. 30 s przy 50 Hz i amplitudzie 0,75 mm). Reżim ten zapewnił kompromis pomiędzy integralnością strukturalną a funkcjonalnością hydrauliczną, osiągając $f_{cm} = 14,5\text{--}22,6$ MPa oraz skorygowane wartości przepuszczalności (z uwzględnieniem RTDS) w zakresie $k_{RTDS} = 0,32\text{--}0,81$ cm/s. Wydłużenie czasu wibracji do 60 s poprawiło wytrzymałość w niektórych mieszankach, lecz prowadziło do sedymentacji zaczynu i częściowego uszczelnienia podstawy — szczególnie w mieszankach z CEM I — powodując spadek przepuszczalności nawet o 80% względem próbek kontrolnych (Rys. 30). Mieszanki z dodatkiem popiołu lotnego (P2, P4) wykazywały bardziej lepką i sztywną konsystencję, co ograniczało mobilność zaczynu i redukowało efekt sedymentacji do poziomu poniżej 1 cm. Mechanizm uszczelnienia przypisano rozpadowi tiksotropowemu oraz właściwościom upłynniającym zaczynu pod wpływem drgań, które sprzyjały grawitacyjnemu przepływowi zaczynu przez szkielet kruszywa.
- **Zrównoważony rozwój materiałowy i właściwości użytkowe:** Zastąpienie 50% kruszywa naturalnego RCA w połączeniu z cementami CEM II pozwoliło na utrzymanie wymaganych parametrów użytkowych. Mieszanki z cementem wieloskładnikowym (P2, P4) dorównywały lub przewyższały mieszanki z CEM I pod względem f_{cm} (do +45%), przy zachowaniu odpowiedniej przepuszczalności ($> 0,30$ cm/s), co potwierdza zasadność stosowania materiałów zgodnych z ideą gospodarki o obiegu zamkniętym w konstrukcyjnym betonie porowatym.
- **Rola mikro-tomografii komputerowej (micro-CT):** Micro-CT okazała się istotnym narzędziem w projektowaniu mieszanki zorientowanej na właściwości użytkowe. Analiza wykazała, że 83–94% porów pozostaje połączonych, a porowatość określona metodą micro-CT wykazywała silną korelację z porowatością efektywną ($r = 0,978$; $p < 0,001$). Dodatkowo, charakterystyki krętości kanałów porów uzyskane z trójwymiarowych skanów dostarczyły istotnych informacji o zmienności przepuszczalności, które nie były uchwytne przy zastosowaniu konwencjonalnych

metod. Kluczowym czynnikiem strukturalnym determinującym przepuszczalność okazała się trójwymiarowa ciągłość porów, a nie ich całkowita objętość.

Wnioski te stanowią nowy wkład w literaturę przedmiotu, oferując praktyczne wskazówki dotyczące projektowania mieszanki, optymalizacji właściwości użytkowych oraz integracji materiałów z recyklingu w technologii betonu porowatego. Zaproponowane metody i wskaźniki są niezależne od typu sprzętu i wspierają powtarzalne zastosowanie betonu z RCA w infrastrukturze niskoemisyjnej.

Po zarekomendowaniu do dalszych badań terenowych mieszanek P2 i P4, przeprowadzono drugą serię testów *in situ*, obejmującą aplikację betonu porowatego w pale fundamentowe z wykorzystaniem metody wibrowymiany „na sucho” jako alternatywy dla technologii pompowania. Ze względów praktycznych do badań wybrano mieszankę P2, opartą na powszechnie stosowanym w geotechnice cemencie CEM II oraz kruszywie w 50% pochodzącym z recyklingu gruzu betonowego. Opracowano plan technologiczny poletka badawczego oraz przeprowadzono kalibrację sprzętu w warunkach laboratoryjnych i terenowych. Proces formowania pali przebiegł zgodnie z założeniami technologicznymi, a doświadczenia wdrożeniowe w skali naturalnej potwierdziły techniczną wykonalność aplikacji betonu porowatego w warunkach budowy przy zachowaniu kontrolowanych parametrów vibracji. Zidentyfikowano przy tym szereg ograniczeń technologicznych i praktycznych rekomendacji wdrożeniowych:

- **Optymalizacja logistyki produkcji i transportu mieszanki:** W technologii wibrowymiany mieszanka transportowana jest ładowarką do kubła, a następnie do komory zasypowej, co znacząco wydłuża czas wbudowania całej partii betonu dostarczonej betonowozem. W warunkach budowy może to prowadzić do odparowywania wody, zmiany konsystencji mieszanki, jej zbrylania oraz utrudnień w prawidłowym wbudowaniu w trzon pala. Świeży beton porowaty, ze względu na brak nadmiaru wody, jest szczególnie wrażliwy na działanie czynników atmosferycznych, co może skutkować obniżeniem wytrzymałości oraz zmianą struktury porowatej. Problem ten nasila się w warunkach podwyższonej temperatury. W celu ograniczenia ryzyka pogorszenia właściwości mieszanki, rekomenduje się:
 - produkcję betonu bezpośrednio na placu budowy z wykorzystaniem mobilnego węzła betoniarskiego,
 - zastosowanie osłon ograniczających utratę wilgoci podczas transportu i zasypu mieszanki,
 - skrócenie czasu między dostawą a aplikacją materiału do 30 minut.
- **Alternatywna metoda poboru próbek rdzeniowych:** Ze względu na degradację betonu porowatego podczas wiercenia, nie udało się pobrać reprezentatywnych próbek rdzeniowych. Zaproponowano alternatywną metodę bezrdzeniową z wykorzystaniem formy tymczasowej: stalowej rury osłonowej (Ø160–200 mm) oraz wewnętrznej rury PE-HD typu Arot (Ø150 mm, długość 1–2 m), umieszczanej w osi pala bezpośrednio po jego uformowaniu. Po 3–7 dniach zestaw rur jest mechanicznie wyciągany, a próbki formatowane do badań laboratoryjnych. W przypadku trudności z wyjęciem zestawu możliwe jest rozkopanie górnego odcinka pala. Aby

ograniczyć ryzyko adhezji betonu do formy, zaleca się stosowanie środków antyadhezyjnych lub folii PE. Do głównych zalet metody należą:

- brak ingerencji w strukturę pala,
- wysoka reprezentatywność próbki,
- ograniczenie ryzyka uszkodzeń mechanicznych,
- możliwość standaryzacji wymiarów próbki zgodnie z wymaganiami badań laboratoryjnych.

Metoda ta wymaga weryfikacji w warunkach terenowych, w celu identyfikacji potencjalnych ograniczeń oraz oceny jej skuteczności i powtarzalności.

- **Modyfikacja sprzętu palowego i systemów czyszczących:** Stwierdzono przywieranie betonu porowatego do dolnego rantu kłapy śluzy systemu DLS, co uniemożliwiało jej pełne domykanie i wymuszało inspekcję co któryś pal (Rys. 52). Inspekcja wnętrza śluzy wykazała obecność betonu przywartego do powierzchni stożka (Rys. 53), co przypisano niewystarczającemu ciśnieniu wody w systemie czyszczącym. Zjawisko to prowadziło do:
 - zakłóceń w procesie zamykania stożka,
 - konieczności przełączania systemu z trybu automatycznego na ręczny,
 - spadku wydajności pracy.

Zaleca się modernizację systemu czyszczącego poprzez zastosowanie urządzenia wysokociśnieniowego (> 15 l/min), regulację zaworów rozdzielających wodę oraz precyzyjne ustawienie kierunków strumieni. Przed każdą zmianą roboczą należy sprawdzić działanie wszystkich dysz wodnych. Dodatkowo zaobserwowano przywieranie betonu do ścian kubła transportowego (Rys. 54), co wskazuje na konieczność jego czyszczenia co najmniej dwa razy w trakcie jednej zmiany roboczej. Ogólnie stwierdzono, że proces czyszczenia systemu DLS po pracy z betonem porowatym jest bardziej czasochłonny niż w przypadku innych systemów śluzowych, co należy uwzględnić przy planowaniu harmonogramu robót oraz doborze sprzętu.

W **rozdziale 4** przedstawiono wielowariantowe analizy numeryczne zastosowania betonu porowatego w palach fundamentowych (PCP), w porównaniu do sztywnych kolumn betonowych (CC) oraz podatnych kolumn żwirowych (GESC) o funkcji drenażowej. Celem było określenie skuteczności technologii PCP jako konkurencyjnej alternatywy w wzmacnianiu gruntów słabonośnych. Poniżej przedstawiono najważniejsze wnioski i rekomendacje projektowe dotyczące modelowania pali z betonu porowatego:

- **Porównanie pali PCP i kolumn CC:** Pale PCP wykazały znaczący efekt redukcji nadciśnienia porowego i skrócenia czasu konsolidacji. W modelach osiowo-symetrycznych (O-S) 2D (Tabela 20) skrócenie czasu t_{50} i t_{90} wyniosło 29,0–45,3%, a w modelach 3D (Tabela 25) – 11,5–46,4%. Dzięki pionowemu i radialnemu drenażowi przez przepuszczalny pal możliwa była efektywna dyssypacja nadwyżki ciśnienia porowego.
- **Porównanie pali PCP i kolumn GESC:** W modelach O-S (Tabela 22) udział PCP-ref w przenoszeniu obciążeń był 3,71 razy większy niż dla GESC, a w modelach 3D (Tabela 27) –

3,29 razy. Nośność pali PCP nie zależy istotnie od wytrzymałości gruntu otaczającego, w przeciwieństwie do kolumn żwirowych.

- **Dyssypacja nadciśnienia porowego:** Pale PCP wykazują wyraźny efekt redukcji nadciśnienia porowego, skutecznie ograniczając występowanie jego szczytowych wartości. W modelach O-S (Tabela 20) maksymalne ciśnienie porowe u_{max} dla wariantu PCP wynosiło 5,297 kPa, podczas gdy dla kolumn CC – 16,410 kPa, a dla GESK – 9,186 kPa, co odpowiada redukcji odpowiednio o 67,7% i 42,3%. W modelach trójwymiarowych ((Tabela 25) wartości u_{max} wynosiły: PCP – 4,808 kPa, CC – 11,371 kPa, GESK – 9,513 kPa, co oznacza redukcję odpowiednio o 57,7% i 49,5%. Analiza przebiegów dyssypacji nadwyżkowego ciśnienia porowego (Tabela 23) wykazała istotne różnice pomiędzy wariantami PCP i CC. Niższe wartości ciśnienia w wariancie PCP wynikają z efektywnego drenażu pionowego i radialnego, który skraca ścieżkę odpływu wody porowej, przyspiesza wzrost naprężenia efektywnego oraz ogranicza ryzyko wystąpienia lokalnego upłynięcia gruntu.
- **Prognoza osiadania pokonstrukcyjnego:** Analizy osiadania nawierzchni (Tabela 20 i Tabela 25) wykazały, że PCP osiągają zbliżone wartości całkowitego osiadania do CC, przy krótszym czasie konsolidacji. W modelach O-S (Tabela 21) $\Delta s_{naw} = 23,66$ mm (PCP) względem 26,56 mm (CC), a w modelach 3D (Tabela 26): 23,53 mm względem 25,16 mm. Dla skróconego okresu konsolidacji (50→140 d), różnice były bardziej wyraźne (Rys. 70, Rys. 71 i Rys. 72), gdzie uzyskano dla nasypów o wysokości 2,5–7,5 m:
 - PCP: $\Delta s_{naw} = 29,18$ mm, 27,83 mm, 26,65 mm,
 - CC: $\Delta s_{naw} = 35,05$ mm, 34,35 mm, 33,32 mm.

Istotnie mniejsze osiadanie nawierzchni po zakończeniu budowy wynika ze sprzężonego efektu wysokiej sztywności oraz dużej przepuszczalności pali PCP, które umożliwiają skuteczne rozpraszanie nadmiaru ciśnienia porowego generowanego przez obciążenie nasypu oraz przyspieszają konsolidację podłoża gruntowego jeszcze w trakcie budowy. W konsekwencji ograniczane jest osiadanie eksploatacyjne, co minimalizuje ryzyko uszkodzeń konstrukcyjnych oraz potencjalnych awarii w trakcie eksploatacji obiektu.

- **Walidacja modelu 2D/O-S względem 3D:** Walidacja wykazała wysoką zgodność modeli O-S i 3D w ocenie aspektów pracy pali PCP – różnice w istotnych parametrach nie przekraczały $\pm 5\%$ (Tabela 29). Tempo konsolidacji (t_{50}) – 94,9–105,2%, osiadanie nawierzchni całkowite (s_{naw}) – 98,8% i eksploatacyjne (Δs_{naw}) – 100,6%, maksymalne ciśnienie porowe w warstwie słabonośnej (u_{max}) – 100,9%, maksymalne siły normalne w tożsamych palach ($N_{k,max}$) – 97,4% (Rys. 83). Modele O-S są wystarczające w układach geometrycznie nieskomplikowanych, lecz nie uwzględniają przemieszczeń poziomych ani zaniku naprężeń z głębokością. W obiektach o wysokim stopniu odpowiedzialności oraz w układach wykazujących silne cechy przestrzenne, zaleca się stosowanie modeli 3D, umożliwiających uwzględnienie globalnej interakcji konstrukcji, lub ich łączenie z O-S w celu wzajemnej kalibracji oraz pełniejszej oceny zachowania układu.

W końcowej części rozdziału przeprowadzono analizę emisyjności oraz ocenę śladu węglowego dla przyjętych rozwiązań materiałowych i technologicznych. Badania podzielono na dwa etapy:

- ocenę emisyjności mieszanek betonu porowatego z uwzględnieniem rodzaju cementu oraz udziału kruszywa z recyklingu,
- porównanie emisyjności systemów posadowienia nasypu: PCP, CC oraz GESC.

Analiza wykazała, że zastosowanie betonu porowatego integruje aspekty inżynierskie, środowiskowe i urbanistyczne, czyniąc go materiałem szczególnie atrakcyjnym w kontekście zrównoważonego projektowania. Porównanie wariantów wzmocnienia podłoża (Tabela 32) potwierdziło, że wybór technologii fundamentowania ma istotny wpływ na całkowity ślad węglowy inwestycji. Kolumny żwirowe GESC, mimo większego zużycia paliwa i dłuższego czasu realizacji, charakteryzują się najniższą emisją CO₂e dzięki eliminacji cementu. Z kolei kolumny CC generują najwyższe obciążenie środowiskowe z uwagi na zastosowanie betonu konwencjonalnego o wysokim udziale cementu CEM I.

Wybór technologii powinien być poprzedzony analizą wielokryterialną, uwzględniającą nie tylko emisję, ale również trwałość, dostępność materiałów oraz czas realizacji. Obecnie rozwiązania niskoemisyjne nie zawsze są ekonomicznie konkurencyjne, co ogranicza ich wdrażanie. Jednak rosnące znaczenie aspektów środowiskowych w procesach inwestycyjnych, zmieniające się oczekiwania zamawiających oraz presja regulacyjna mogą w niedalekiej przyszłości uczynić ślad węglowy jednym z podstawowych kryteriów projektowych — obok parametrów technicznych, kosztowych i harmonogramowych. Szczególną rolę w promowaniu rozwiązań niskoemisyjnych mogą odegrać instytucje publiczne, poprzez odpowiednie kryteria przetargowe.

Podsumowując, wdrożenie technologii betonu porowatego z komponentami niskoemisyjnymi w palach fundamentowych stanowi realną alternatywę dla rozwiązań konwencjonalnych. Dalsze badania powinny koncentrować się na optymalizacji składu mieszanki pod kątem trwałości, kosztów i emisyjności oraz na walidacji wyników w warunkach rzeczywistych. Realizacja tych celów wymaga współpracy projektantów, wykonawców i producentów materiałów w ramach zintegrowanego podejścia do projektowania zrównoważonego.

5.2. Weryfikacja tezy rozprawy

Przeprowadzone badania laboratoryjne, terenowe oraz analizy numeryczne potwierdzają zasadność tezy przyjętej na początku rozprawy, zgodnie z którą zastosowanie betonu porowatego do wykonywania pali fundamentowych umożliwia skuteczne wzmocnienie gruntów słabonośnych przy jednoczesnym pełnieniu funkcji drenażowej. Opracowany materiał, zawierający kruszywo pochodzące z recyklingu oraz cementy o obniżonym śladzie węglowym, wykazuje podwójną funkcjonalność – nośną i filtracyjną – co czyni go innowacyjnym rozwiązaniem w kontekście zrównoważonego budownictwa.

Wdrożenie technologii betonu porowatego w palach fundamentowych okazało się technicznie wykonalne. Wykazano, że istotne znaczenie dla efektywności aplikacji mają odpowiednio dobrane parametry technologiczne, w szczególności skład mieszanki oraz reżim zagęszczania (wibracji). Realizacja projektu wymagała ścisłej współpracy pomiędzy jednostką naukowo-badawczą a przedsiębiorstwem z branży geotechnicznej, co umożliwiło kompleksowe opracowanie, walidację oraz praktyczne sprawdzenie nowego rozwiązania materiałowo-technologicznego.

Pomimo uzyskanych pozytywnych wyników, technologia wymaga dalszych prac badawczo-rozwojowych, które pozwolą na jej pełne wdrożenie w praktyce inżynierskiej. Zastosowanie betonu porowatego w fundamentowaniu może realnie przyczynić się do transformacji praktyki projektowej w kierunku bardziej zrównoważonego, odpowiedzialnego i efektywnego środowiskowo budownictwa.

5.3. Kierunki dalszych badań

Na podstawie wyników i doświadczeń z badań laboratoryjnych, terenowych i analiz numerycznych zidentyfikowano potrzebę dalszych prac, rekomenduje się następujące kierunki:

Optymalizacja składu mieszanki porowatej

- **Dekarbonizacja:** Prowadzenie rozszerzonych badań laboratoryjnych w celu dokładniejszego określenia zależności pomiędzy porowatością a zmiennością właściwości fizyko-mechanicznych betonu z dodatkiem kruszyw z recyklingu i włókien, przy zróżnicowanych poziomach dozowania składników. Dalszy rozwój receptur zgodnych z zasadami zrównoważonego budownictwa, obejmujący zastosowanie nowoczesnych cementów o obniżonym śladzie węglowym w mieszankach porowatych, przy zachowaniu parametrów funkcjonalności wymaganych dla mieszanek porowatych tj. przepuszczalności oraz wytrzymałości.
- **Urabialność:** Modyfikacja mieszanki dla uzyskania wysokiej urabialności (opad stożka > 80 mm) i stabilności mieszanki w czasie, celem uzyskania skutecznej pompowalności materiału w warunkach budowy. Wykorzystanie doświadczeń związanych z samozagęszczalnym betonem porowatym i przeprowadzenie prób uwzględniających modyfikacje: objętości zaczynu cementowego, optymalizację uziarnienia kruszywa, dozowania superplastyfikatorów, zastosowanie domieszek modyfikujących lepkość i reologię i/lub zastosowania dodatków geopolimerowych, takich jak popiół lotny oraz aktywatory zasadowe. Wiedza ekspercka i doświadczenia własne potwierdzają, że mieszanki pompowalne pozwalają znacząco usprawnić proces realizacji palowania wpływając korzystnie na wydajność (produktywność) na budowie co przekłada się przede wszystkim na konkurencyjność cenową produktu. Skrócenie czasu realizacji wpływa także bezpośrednio na jedno z głównych źródeł emisji (energia) pozwalając na znaczącą jej redukcję co przekłada się na globalne obniżenie śladu węglowego. Dążenie do optymalizacji mieszanki w tym kierunku jest nie tylko zachowaniem proekologicznym, ale także uzasadnione ekonomicznie, co może przyczynić się do skutecznego wdrażania nowego typu pali w skali przemysłowej.
- **Wibracje:** Weryfikacja mieszanki porowatej w warunkach laboratoryjnych przy różnych, w tym wydłużonych czasach wibracji (np. NVD ≈ 1000 , odpowiadające ponad 120 sekundom wibracji próbek walcowych) i analiza wrażliwości zmiennych czasów wibracji na docelowe właściwości mechaniczne i filtracyjne betonu porowatego. Pozwoli to na określenie zakresu stosowalności mieszanki dla technologii wibrowymiany do realizacji pali fundamentowych oraz ustalenie tolerancji wykonawczej w warunkach polowych.

Obecnie stosowane metody badawcze, opracowane z myślą o betonach konwencjonalnych, nie są w pełni adekwatne do oceny właściwości betonu porowatego. Ze względu na jego specyficzną strukturę zaleca się poszukiwanie nowych procedur i metod badawczych lub udoskonalanie istniejących wykorzystując nowoczesne techniki jak np. mikrotomografia komputerowa.

Wdrożenie betonu porowatego w geotechnice

- **Metoda wibrowymiany:** Po modyfikacji sprzętu palowego oraz systemów czyszczących, zaleca się przeprowadzenie ponownych testów *in situ* w zróżnicowanych warunkach gruntowych. Umożliwi to optymalizację logistyki produkcji i transportu mieszanki betonowej w warunkach budowy. Równolegle należy dopracować alternatywną metodę poboru próbek rdzeniowych z materiału wbudowanego w pale w stanie stwardniałym, w celu oceny wpływu procesu wibracji na właściwości betonu porowatego. Dalsze testy w skali technicznej pozwolą na identyfikację potencjalnych ograniczeń technologicznych oraz usprawnienie procesu aplikacji betonu w pale, co przyczyni się do rozwoju metody.
- **Metoda pompowania:** Przy odpowiednio zmodyfikowanym składzie mieszanki betonowej oraz dalszej weryfikacji eksperymentalnej formowanie pali metodą pompowania może być skuteczne. Należy zoptymalizować reżimy technologiczne, w tym: ograniczenie czasu od produkcji do wbudowania mieszanki do maksimum 30 minut, dobór specjalistycznych pomp tłokowych lub ślimakowych, wykorzystanie krótkich przewodów (poniżej 30 m) o dużej średnicy (≥ 125 mm), zapewnienie ciągłego mieszania mieszanki, opracowanie metody wiercenia pali bez betonu w układzie palownicy - co pozwoli zminimalizować ryzyko zatorów w układzie i wyeliminować problemy z aplikacją materiału w pale.
- **Metoda prefabrykowana:** Interesującą alternatywą dla tradycyjnych rozwiązań fundamentowych, mogłyby być pale prefabrykowane z betonu porowatego. Instalowane metodą wbijania, wciskania, wibrowania lub łączenia tych metod celem optymalizacji procesu montażu, zmniejszenia ryzyka uszkodzeń oraz lepszego dopasowania do warunków gruntowych. Ich zastosowanie mogłoby przynieść korzyści w postaci niższej masy własnej, co ułatwiłoby transport i instalację, a także kontrolowalnej w warunkach prefabrykacji przepuszczalności, co mogłoby poprawić warunki drenażowe w gruntach słabonośnych o niskiej przepuszczalności. Z drugiej strony, ograniczona wytrzymałość mechaniczna i większa kruchość tego materiału mogłoby stanowić istotne wyzwania, szczególnie w kontekście transportu, montażu i trwałości w agresywnym środowisku gruntowym. Struktura porowata pala wpływałaby na przyspieszoną korozję zbrojenia stalowego, stąd należałoby poszukać rozwiązania hybrydowego wykorzystującego także zbrojenie kompozytowe.
- **Walidacja pełnoskalowa:** Sprawdzenie skuteczności systemu wzmocnienia podłoża w warunkach *in situ* w różnych warunkach gruntowych, poprzez wykonanie nasypów testowych na grupie pali PCP i monitoring długoterminowy osiadania nasypów i ciśnienia porowego w gruncie słabonośnym, pozwalającego na wierną ocenę tempa i skuteczności konsolidacji oraz kalibrację analiz numerycznych.
- **Symulacje numeryczne:** Weryfikacja wpływu instalacji pala w ośrodku gruntowym. Dokładne odwzorowanie efektów instalacji pali w analizie MES stanowi istotne wyzwanie. Proces instalacji generuje złożone interakcje grunt–konstrukcja, które trudno uchwycić przy użyciu standardowych technik modelowania. Dla pali z betonu porowatego efekt ten może być z jednej strony pozytywny,

poprawiając charakterystykę nośnościowo-odkształceniową pala, z drugiej jednak strony powoduje powstanie strefy zaburzonej struktury gruntu (ang. *smear zone*), która może powodować spadek przepuszczalności poziomej wokół pala. Zjawisko to może być dodatkowo wzmocnione potencjałem kolmatowania (ang. *clogging*) kanałów porowych materiału pala drobnymi frakcjami, co w rezultacie może wpłynąć na spowolnienie konsolidacji. Sprzężenie tych zjawisk wymaga sprawdzenia.

- **Innowacyjne zastosowanie pali PCP:** Badania eksperymentalne [238] dotyczące wysokoporowatego materiału scementowanego wskazują, że zwiększona porowatość sprzyja przewodzeniu i wymianie ciepła z płynem cyrkulującym. Otwiera to możliwość innowacyjnego zastosowania betonu porowatego w pozyskiwaniu energii geotermalnej. Wykorzystując tę właściwość, pale PCP mogą wspierać rozwój koncepcji pali energetycznych, które jednocześnie przenoszą obciążenia na warstwy nośne i umożliwiają wymianę ciepła między gruntem a czynnikiem roboczym (ang. *Ground Heat Exchangers*) [239]. Zastosowanie tej technologii wymaga jednak dalszych badań oraz wdrożeń pilotażowych.

Sztuczna inteligencja jako narzędzie w inżynierii materiałowej i geotechnicznej

Wykorzystanie sztucznej inteligencji (AI, ang. *Artificial Intelligence*) może stanowić obiecującą ścieżkę rozwoju technologii w inżynierii materiałowej i geotechnicznej, oferując nowe możliwości w zakresie predykcji, optymalizacji oraz integracji danych w procesach projektowych.

- **Inżynieria materiałowa:** W projektowaniu betonu porowatego AI staje się coraz bardziej użytecznym narzędziem wspierającym procesy optymalizacji składu mieszanki oraz oceny jej właściwości. Algorytmy uczenia maszynowego (ML, ang. *Machine Learning*), takie jak sztuczne sieci neuronowe (ANN, ang. *Artificial Neural Networks*) czy ekstremalne wzmacnianie gradientowe (XGBoost, ang. *Extreme Gradient Boosting*), umożliwiają przewidywanie parametrów mechanicznych i hydraulicznych na podstawie danych wejściowych obejmujących skład, właściwości fizyczne oraz wyniki badań nieniszczących [240–242]. Zastosowanie AI pozwala ograniczyć liczbę kosztownych eksperymentów laboratoryjnych, przyspieszyć proces projektowania oraz zwiększyć trafność doboru proporcji składników. Co więcej, integracja modeli predykcyjnych z analizą cyklu życia (LCA, ang. *Life Cycle Assessment*) umożliwia ocenę wpływu technologii produkcji na środowisko, wspierając projektowanie materiałów porowatych zgodnych z zasadami zrównoważonego rozwoju [241].
- **Inżynieria geotechniczna:** Ze względu na złożoność i niejednorodność ośrodka gruntowego, geotechnika coraz częściej wykorzystuje narzędzia sztucznej inteligencji do wspomagania analiz projektowych i predykcyjnych [243]. Modele AI integrują dane z różnych źródeł – czujników, odwiertów, badań terenowych i laboratoryjnych – umożliwiając bardziej realistyczne odwzorowanie zachowania gruntu [244]. Techniki uczenia maszynowego wspierają m.in. klasyfikację gruntów, estymację parametrów geotechnicznych, prognozowanie osiadania, ocenę stateczności skarp oraz ryzyka upłynięcia. W literaturze [245–247] wykazano skuteczność różnych algorytmów w rozwiązywaniu typowych problemów geotechnicznych, co

wskazuje na potencjał AI w automatyzacji analiz oraz rozwoju metod projektowania opartych na danych. Wraz z rozwojem „rozumnej” sztucznej inteligencji (XAI, ang. *Explainable Artificial Intelligence*) oraz dostępem do wysokiej jakości danych, możliwe staje się stopniowe włączanie modeli AI do praktyki inżynierskiej. Takie podejście może przyczynić się do zwiększenia precyzji analiz, skrócenia czasu realizacji inwestycji oraz poprawy efektywności środowiskowej projektów.

Zastosowanie betonu porowatego z kruszywem z recyklingu do wykonywania pali fundamentowych ma potencjał jako innowacyjne rozwiązanie w geotechnice, szczególnie w projektach o wysokich wymaganiach środowiskowych. Ich pełne wdrożenie wymaga jednak dalszego interdyscyplinarnego podejścia badawczego oraz opracowania odpowiednich wytycznych projektowych i procedur technologicznych.

WYKAZ LITERATURY

1. American Concrete Institute. ACI 522R-10 Report on Pervious Concrete [Internet]. Farmington Hills, MI.: ACI; 2010. s. 1–38. Dostępne na: <https://www.concrete.org/Portals/0/Files/PDF/Previews/522R-10web.pdf>
2. United States. Environmental Protection Agency. Storm Water Technology Fact Sheet Porous Pavement EPA 832-F-99-023 [Internet]. Washington, D.C.; 1999. s. 1–6. Dostępne na: <https://nepis.epa.gov/Exe/ZyPURL.cgi?Dockey=91018M1N.TXT>
3. Olek J, Weiss WJ, Neithalath N, Marolf A, Sell E, Thornton WD. Development of Quiet and Durable Porous Portland Cement Concrete Paving Materials. W: Final Report SQDH 2003-5 / HL 2003-18 [Internet]. Institute for Safe, Quiet & Durable Highways, Purdue University; 2003. s. 1–172. Dostępne na: <https://rosap.ntl.bts.gov/view/dot/16086>
4. Haselbach L, Boyer M, Kevern JT, Schaefer VR. Cyclic Heat Island Impacts on Traditional versus Pervious Concrete Pavement Systems. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board [Internet]. 1 styczeń 2011;2240(1):107–15. Dostępne na: <https://doi.org/10.3141/2240-14>
5. Meininger RC. No-Fines Pervious Concrete for Paving. Concrete International. 1988;10(8):20–7.
6. Schaefer V, Wang K, Suleiman M, Kevern J. Mix Design Development for Pervious Concrete in Cold Weather Climates. Final Report IHRB TR-524 / CTRE 05-205 [Internet]. Center for Transportation Research and Education, Iowa State University. Ames, IA; 2006. s. 1–72. Dostępne na: https://rosap.ntl.bts.gov/view/dot/38663/dot_38663_DS1.pdf
7. Huang Y, Sun H, Liu Y, Zhao K, Liu T, Liu D. Application of pervious concrete pavement in the “breathe in-breathe out” design for sponge cities in China. Environmental Science and Pollution Research [Internet]. 2 czerwiec 2024;31(28):40818–37. Dostępne na: <https://doi.org/10.1007/s11356-024-33760-6>
8. Luan J, Ma Q, Liu C, Ma Y, Li C. Application Status and Development Suggestions of Sponge City Pervious Concrete. W: Proceedings of 4th International Social Sciences and Education Conference (ISSEC 2019) [Internet]. UK: Francis Academic Press; 2019. s. 822–7. Dostępne na: https://webofproceedings.org/proceedings_series/ESSP/ISSEC%202019/ISSEC19161.pdf
9. Xi Z, Liu B. Environmental Effect of Water-Permeable Pavement Materials in Sponge Cities. W: Proceedings of the 2nd International Conference on Advanced Civil Engineering and Smart Structures (ACESS 2023), Lecture Notes in Civil Engineering [Internet]. Singapore: Springer; 2024. s. 464–76. Dostępne na: https://doi.org/10.1007/978-981-97-1514-5_47
10. Obla K. Pervious concrete – An overview. The Indian Concrete Journal. sierpień 2010;84(8):9–18.
11. Zouaghi A, Kumagai M, Nakazawa T. Fundamental study on some properties of pervious concrete and its applicability to control stormwater run-off. Transactions of the Japan Concrete Institute. 1 styczeń 2000;22:43–50.
12. Sanjuán MA, Muñoz-Martínez R. Variability of the concrete air permeability coefficient with time. Build Environ [Internet]. styczeń 1997;32(1):51–5. Dostępne na: [https://doi.org/10.1016/S0360-1323\(96\)00032-7](https://doi.org/10.1016/S0360-1323(96)00032-7)
13. Suleiman M, Kevern J, Schaefer V, Wang K. Effect of Compaction Energy on Pervious Concrete Properties. W: Proceedings of the 2006 NRMCA Concrete Technology Forum — Focus on Pervious Concrete [Internet]. Nashville TN: National Ready Mixed Concrete

- Association; 2006. s. 1–8. Dostępne na:
<https://www.researchgate.net/publication/228841934>
14. Kováč M, Sičáková A. Pervious Concrete as an Environmental Solution for Pavements: Focus on Key Properties. *Environments* [Internet]. 9 styczeń 2018;5(1):11. Dostępne na: <https://doi.org/10.3390/environments5010011>
 15. Huang B, Cao J, Chen X, Shu X. Laboratory and Analytical Study of Permeability and Strength Properties of Pervious Concrete. W: *Proceedings of the 2006 NRMCA Concrete Technology Forum — Focus on Pervious Concrete*. Nashville, TN: National Ready Mix Concrete Association; 2006. s. 1–11.
 16. Mahalingam R, Mahalingam SV. Analysis of pervious concrete properties. *Gradjevinar* [Internet]. 2016;68(6):493–501. Dostępne na: <https://doi.org/10.14256/JCE.1434.2015>
 17. Güneyisi E, Gesoğlu M, Kareem Q, İpek S. Effect of different substitution of natural aggregate by recycled aggregate on performance characteristics of pervious concrete. *Mater Struct* [Internet]. 27 styczeń 2016;49(1–2):521–36. Dostępne na: <https://doi.org/10.1617/s11527-014-0517-y>
 18. Aamer Rafique Bhutta M, Hasanah N, Farhayu N, Hussin MW, Tahir M bin M, Mirza J. Properties of porous concrete from waste crushed concrete (recycled aggregate). *Constr Build Mater* [Internet]. październik 2013;47:1243–8. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.06.022>
 19. Zaetang Y, Sata V, Wongs A, Chindaprasirt P. Properties of pervious concrete containing recycled concrete block aggregate and recycled concrete aggregate. *Constr Build Mater* [Internet]. maj 2016;111:15–21. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.02.060>
 20. Barnhouse PW, Srubar W V. Material characterization and hydraulic conductivity modeling of macroporous recycled-aggregate pervious concrete. *Constr Build Mater* [Internet]. maj 2016;110:89–97. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.02.014>
 21. Zhang Z, Zhang Y, Yan C, Liu Y. Influence of crushing index on properties of recycled aggregates pervious concrete. *Constr Build Mater* [Internet]. marzec 2017;135:112–8. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.12.203>
 22. Aliabdo AA, Abd Elmoaty AEM, Fawzy AM. Experimental investigation on permeability indices and strength of modified pervious concrete with recycled concrete aggregate. *Constr Build Mater* [Internet]. grudzień 2018;193:105–27. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.10.182>
 23. Vieira GL, Schiavon JZ, Borges PM, da Silva SR, de Oliveira Andrade JJ. Influence of recycled aggregate replacement and fly ash content in performance of pervious concrete mixtures. *J Clean Prod* [Internet]. 20 październik 2020;271. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2020.122665>
 24. El-Hassan H, Kianmehr P, Zouaoui S. Properties of pervious concrete incorporating recycled concrete aggregates and slag. *Constr Build Mater* [Internet]. lipiec 2019;212:164–75. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.03.325>
 25. Ibrahim HA, Goh Y, Ng ZA, Yap SP, Mo KH, Yuen CW, i in. Hydraulic and strength characteristics of pervious concrete containing a high volume of construction and demolition waste as aggregates. *Constr Build Mater* [Internet]. sierpień 2020;253:119251. Dostępne na: [10.1016/j.conbuildmat.2020.119251](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119251)
 26. Strieder HL, Dutra VFP, Graeff ÂG, Núñez WP, Merten FRM. Performance evaluation of pervious concrete pavements with recycled concrete aggregate. *Constr Build Mater* [Internet]. styczeń 2022;315:125384. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.125384>

27. Esmail BK, Saeed NM, Günel M. Engineering properties of pervious concretes produced with recycled aggregate at different aggregate-to-cement ratio. *Advances in Concrete Construction* [Internet]. 2024;17(1):13–26. Dostępne na: <https://doi.org/10.12989/acc.2024.17.1.013>
28. Lima GT dos S, Rocha JC, Cheriaf M. Investigation of the properties of pervious concrete with a recycled aggregate designed with a new combination of admixture. *Constr Build Mater* [Internet]. lipiec 2022;340:127710. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.127710>
29. Zhu H, Wen C, Wang Z, Li L. Study on the permeability of recycled aggregate pervious concrete with fibers. *Materials* [Internet]. 1 styczeń 2020;13(2). Dostępne na: <https://doi.org/10.3390/ma13020321>
30. Chandrashekar V. Effect on the Engineering Properties of Pervious Concrete by Partial Replacement of Cement with GGBS. *GRD Journals-Global Research and Development Journal for Engineering* [Internet]. 2018;3. Dostępne na: <https://www.academia.edu/download/55803507/GRDJEV03I030009.pdf>
31. Aoki Y. DEVELOPMENT OF PERVIOUS CONCRETE CERTIFICATE OF AUTHORSHIP. Thesis, University of Technology, Sydney Faculty of Engineering and Information Technology, <https://opus.lib.uts.edu.au/bitstream/2100/1203/2/02Whole.pdf>. 2009;
32. Kim HH, Kim CS, Jeon JH, Park CG. Effects on the physical and mechanical properties of porous concrete for plant growth of blast furnace slag, natural jute fiber, and styrene butadiene latex using a dry mixing manufacturing process. *Materials* [Internet]. 2016;9(2). Dostępne na: <https://doi.org/10.3390/ma9020084>
33. Ramkrishnan R, Abilash B, Trivedi M, Varsha P, Varun P, Vishanth S. Effect of Mineral Admixtures on Pervious Concrete. W: *Materials Today: Proceedings* [Internet]. Elsevier Ltd; 2018. s. 24014–23. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2018.10.194>
34. Dean SW, Kevern JT, Schaefer VR, Wang K, Suleiman MT. Pervious Concrete Mixture Proportions for Improved Freeze-Thaw Durability. *J ASTM Int* [Internet]. 2008;5(2):101320. Dostępne na: <https://doi.org/10.1520/JAI101320>
35. Sharif AAM, Shahidan S, Koh HB, Kandash A, Mohd Zuki SS. Strength development of pervious concrete containing engineered biomass aggregate. *IOP Conf Ser Mater Sci Eng* [Internet]. listopad 2017;271:012002. Dostępne na: <https://doi.org/10.1088/1757-899X/271/1/012002>
36. Bonicelli A, Fuentes LG, Dawd Bermejo IK. Laboratory Investigation on the Effects of Natural Fine Aggregates and Recycled Waste Tire Rubber in Pervious Concrete to Develop More Sustainable Pavement Materials. *IOP Conf Ser Mater Sci Eng* [Internet]. październik 2017;245:032081. Dostępne na: <https://doi.org/10.1088/1757-899X/245/3/032081>
37. Gesoğlu M, Güneyisi E, Khoshnaw G, İpek S. Investigating properties of pervious concretes containing waste tire rubbers. *Constr Build Mater* [Internet]. lipiec 2014;63:206–13. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.04.046>
38. Tang CW, Cheng CK, Tsai CY. Mix design and mechanical properties of high-performance pervious concrete. *Materials* [Internet]. 1 sierpień 2019;12(16). Dostępne na: <https://doi.org/10.3390/ma12162577>
39. Shu X, Huang B, Wu H, Dong Q, Burdette EG. Performance comparison of laboratory and field produced pervious concrete mixtures. *Constr Build Mater* [Internet]. sierpień 2011;25(8):3187–92. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.03.002>
40. Yang J, Jiang G. Experimental study on properties of pervious concrete pavement materials. *Cem Concr Res* [Internet]. marzec 2003;33(3):381–6. Dostępne na: [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(02\)00966-3](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(02)00966-3)

41. Tittarelli F, Carsana M, Bellezze T. Corrosion behavior of reinforced no-fines concrete. *Corros Sci* [Internet]. maj 2013;70:119–26. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.corsci.2013.01.020>
42. Carsana M, Tittarelli F, Bertolini L. Use of no-fines concrete as a building material: Strength, durability properties and corrosion protection of embedded steel. *Cem Concr Res* [Internet]. czerwiec 2013;48:64–73. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2013.02.006>
43. Nader G, Shivaji D. Laboratory Investigation of Compacted No-Fines Concrete for Paving Materials. *Journal of Materials in Civil Engineering* [Internet]. 1 sierpień 1995;7(3):183–91. Dostępne na: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(1995\)7:3\(183\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(1995)7:3(183))
44. Crouch L, Cates M, Dotson V, Honeycutt K, Badoe D. Measuring the Effective Air Void Content of Portland Cement Pervious Pavements. *Cement, Concrete, and Aggregates* [Internet]. 1 czerwiec 2003;25(1):1–5. Dostępne na: <https://doi.org/10.1520/CCA10516J>
45. Sonebi M, Bassuoni M, Yahia A. Pervious Concrete: Mix Design, Properties and Applications. *RILEM Technical Letters* [Internet]. 29 grudzień 2016;1:109–15. Dostępne na: <https://doi.org/10.21809/rilemtechlett.2016.24>
46. Gao XF, Lo YT, Tam CM. Investigation of micro-cracks and microstructure of high performance lightweight aggregate concrete. *Build Environ* [Internet]. maj 2002;37(5):485–9. Dostępne na: [https://doi.org/10.1016/S0360-1323\(01\)00051-8](https://doi.org/10.1016/S0360-1323(01)00051-8)
47. Wang K, Schaefer VR, Kevern JT, Suleiman MT. Development of Mix Proportion for Functional and Durable Pervious Concrete. W: *Proceedings of the 2006 NRMCA Concrete Technology Forum—Focus on Pervious Concrete*. Nashville TN: National Ready Mixed Concrete Association; 2006. s. 1–12.
48. Pramod SS, Pradeep GK, Asundi V, Ballari V, Patil SC. Experimental Investigation on Effect of Sand Content in Pervious Concrete. *International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET)* [Internet]. 2019;6(5):6027–30. Dostępne na: <https://www.irjet.net/archives/V6/i5/IRJET-V6I5822.pdf>
49. Ćosić K, Korat L, Ducman V, Netinger I. Influence of aggregate type and size on properties of pervious concrete. *Constr Build Mater* [Internet]. marzec 2015;78:69–76. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.12.073>
50. Lo Y, Gao XF, Jeary AP. Microstructure of pre-wetted aggregate on lightweight concrete. *Build Environ* [Internet]. listopad 1999;34(6):759–64. Dostępne na: [https://doi.org/10.1016/S0360-1323\(98\)00060-2](https://doi.org/10.1016/S0360-1323(98)00060-2)
51. Zhong R, Wille K. Compression response of normal and high strength pervious concrete. *Constr Build Mater* [Internet]. kwiecień 2016;109:177–87. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.01.051>
52. Huang B, Wu H, Shu X, Burdette EG. Laboratory evaluation of permeability and strength of polymer-modified pervious concrete. *Constr Build Mater*. maj 2010;24(5):818–23.
53. Saboo N, Shivhare S, Kori KK, Chandrappa AK. Effect of fly ash and metakaolin on pervious concrete properties. *Constr Build Mater* [Internet]. 30 październik 2019;223:322–8. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.06.185>
54. Mohammed BS, Liew MS, Alaloul WS, Khed VC, Hoong CY, Adamu M. Properties of nano-silica modified pervious concrete. *Case Studies in Construction Materials* [Internet]. czerwiec 2018;8:409–22. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2018.03.009>
55. Song HW, Jang JC, Saraswathy V, Byun KJ. An estimation of the diffusivity of silica fume concrete. *Build Environ* [Internet]. marzec 2007;42(3):1358–67. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2005.11.019>

56. Mehta PK, Monteiro PJM. Effect of Aggregate, Cement, and Mineral Admixtures on the Microstructure of the Transition Zone. MRS Proceedings [Internet]. 21 luty 1987;114:65. Dostępne na: <https://doi.org/10.1557/PROC-114-65>
57. Lian C, Zhuge Y. Optimum mix design of enhanced permeable concrete – An experimental investigation. Constr Build Mater [Internet]. grudzień 2010;24(12):2664–71. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.04.057>
58. Joung Y. Evaluation and optimization of pervious concrete with respect to permeability and clogging [Internet]. Master's thesis, Texas A&M University. 2008. Dostępne na: <https://oaktrust.library.tamu.edu/server/api/core/bitstreams/7ae702d9-cdc1-4d81-b538-8d5df9cf07c9/content>
59. Ince C, Shehata BMH, Derogar S, Ball RJ. Towards the development of sustainable concrete incorporating waste tyre rubbers: A long-term study of physical, mechanical & durability properties and environmental impact. J Clean Prod [Internet]. luty 2022;334:130223. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2021.130223>
60. Borhan TM, Al Karawi RJ. Experimental investigations on polymer modified pervious concrete. Case Studies in Construction Materials [Internet]. 1 czerwiec 2020;12:e00335. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2020.e00335>
61. Kevern JT, Schaefer VR, Wang K. Evaluation of Pervious Concrete Workability Using Gyrotory Compaction. Journal of Materials in Civil Engineering [Internet]. grudzień 2009;21(12):764–70. Dostępne na: [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0899-1561\(2009\)21:12\(764\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0899-1561(2009)21:12(764))
62. Hesami S, Ahmadi S, Nematzadeh M. Effects of rice husk ash and fiber on mechanical properties of pervious concrete pavement. Constr Build Mater [Internet]. luty 2014;53:680–91. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.11.070>
63. Kevern JT, Biddle D, Cao Q. Effects of Macrosynthetic Fibers on Pervious Concrete Properties. Journal of Materials in Civil Engineering [Internet]. 1 wrzesień 2015;27(9):06014031. Dostępne na: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0001213](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001213)
64. Chavan P, Patare D, Wagh M. Enhancement of pervious concrete properties by using polypropylene fiber. International Journal Of Engineering Research and General Science. 15 listopad 2019;7:17–25.
65. Almeida Mussato JL, Martins Toralles B, Barreto Sandoval GF. PERFORMANCE OF PERVIOUS CONCRETE REINFORCED WITH POLYPROPYLENE FIBERS. MIX Sustentável [Internet]. 18 grudzień 2017;3(4):195–7. Dostępne na: <https://doi.org/10.29183/2447-3073.MIX2017.v3.n4.195-197>
66. Wu X, Zhou J, Kang T, Wang F, Ding X, Wang S. Laboratory Investigation on the Shrinkage Cracking of Waste Fiber-Reinforced Recycled Aggregate Concrete. Materials [Internet]. 12 kwiecień 2019;12(8):1196. Dostępne na: <https://doi.org/10.3390/ma12081196>
67. Benhelal E, Zahedi G, Hashim H. A novel design for green and economical cement manufacturing. J Clean Prod [Internet]. luty 2012;22(1):60–6. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2011.09.019>
68. Siemienuk J, Szatyłowicz E. Zmniejszenie emisji CO2 w procesie produkcji cementu. Civil and Environmental Engineering. 25 wrzesień 2018;9:81–7.
69. Pade C, Guimaraes M. The CO2 uptake of concrete in a 100 year perspective. Cem Concr Res [Internet]. wrzesień 2007;37(9):1348–56. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.06.009>

70. Corinaldesi V, Moriconi G, Naik T. Carbon Dioxide Uptake by Recycled-Aggregate No-Fines Concrete. 2nd International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies. 1 styczeń 2010;
71. Folino P, Xargay H. Recycled aggregate concrete – Mechanical behavior under uniaxial and triaxial compression. *Constr Build Mater* [Internet]. kwiecień 2014;56:21–31. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.01.073>
72. Lotfi S, Eggimann M, Wagner E, Mróz R, Deja J. Performance of recycled aggregate concrete based on a new concrete recycling technology. *Constr Build Mater* [Internet]. październik 2015;95:243–56. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.07.021>
73. González-Fontebo B, Martínez-Abella F. Concretes with aggregates from demolition waste and silica fume. Materials and mechanical properties. *Build Environ* [Internet]. kwiecień 2008;43(4):429–37. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2007.01.008>
74. Arulrajah A, Disfani MM, Horpibulsuk S, Suksiripattanapong C, Prongmanee N. Physical properties and shear strength responses of recycled construction and demolition materials in unbound pavement base/subbase applications. *Constr Build Mater* [Internet]. maj 2014;58:245–57. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.02.025>
75. Ahmed A, Ugai K, Kamei T. Laboratory and Field Evaluations of Recycled Gypsum as a Stabilizer Agent in Embankment Construction. *Soils and Foundations* [Internet]. grudzień 2011;51(6):975–90. Dostępne na: <https://doi.org/10.3208/sandf.51.975>
76. Medina C, Zhu W, Howind T, Frías M, Sánchez de Rojas MI. Effect of the constituents (asphalt, clay materials, floating particles and fines) of construction and demolition waste on the properties of recycled concretes. *Constr Build Mater* [Internet]. marzec 2015;79:22–33. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.12.070>
77. García-González J, Rodríguez-Robles D, Juan-Valdés A, Morán-del Pozo JM, Guerra-Romero MI. Ceramic ware waste as coarse aggregate for structural concrete production. *Environ Technol* [Internet]. 2 grudzień 2015;36(23):3050–9. Dostępne na: <https://doi.org/10.1080/09593330.2014.951076>
78. Medeiros-Junior RA, Balestra CE, Lima MG. Applicability of recycled aggregates in concrete piles for soft soil improvement. *Waste Management & Research: The Journal for a Sustainable Circular Economy* [Internet]. 19 styczeń 2017;35(1):56–64. Dostępne na: <https://doi.org/10.1177/0734242X16676544>
79. Kim S, Lee D, Lee J, You SK, Choi H. Application of recycled aggregate porous concrete pile (RAPP) to improve soft ground. *J Mater Cycles Waste Manag* [Internet]. 31 październik 2012;14(4):360–70. Dostępne na: <https://doi.org/10.1007/s10163-012-0076-7>
80. Marinković S, Dragaš J, Ignjatović I, Tošić N. Environmental assessment of green concretes for structural use. *J Clean Prod* [Internet]. czerwiec 2017;154:633–49. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2017.04.015>
81. Behera M, Bhattacharyya SK, Minocha AK, Deoliya R, Maiti S. Recycled aggregate from C&D waste & its use in concrete – A breakthrough towards sustainability in construction sector: A review. *Constr Build Mater* [Internet]. październik 2014;68:501–16. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.07.003>
82. Kisku N, Joshi H, Ansari M, Panda SK, Nayak S, Dutta SC. A critical review and assessment for usage of recycled aggregate as sustainable construction material. *Constr Build Mater* [Internet]. styczeń 2017;131:721–40. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.11.029>
83. Polski Komitet Normalizacyjny. PN-EN 206+A2:2021-08 Beton – Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność. Warszawa, Polska; 2021.

84. Polski Komitet Normalizacyjny. PN-EN 12620:2013+A1:2019 Kruszywa do betonu. Warszawa; 2019.
85. Rashad AM. A comprehensive overview about recycling rubber as fine aggregate replacement in traditional cementitious materials. *International Journal of Sustainable Built Environment* [Internet]. czerwiec 2016;5(1):46–82. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.ijsbe.2015.11.003>
86. Sienkiewicz M, Kucinska-Lipka J, Janik H, Balas A. Progress in used tyres management in the European Union: A review. *Waste Management* [Internet]. październik 2012;32(10):1742–51. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2012.05.010>
87. Najim KB, Hall MR. A review of the fresh/hardened properties and applications for plain-(PRC) and self-compacting rubberised concrete (SCRC). *Constr Build Mater* [Internet]. listopad 2010;24(11):2043–51. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.04.056>
88. Aylón E, Murillo R, Fernández-Colino A, Aranda A, García T, Callén MS, i in. Emissions from the combustion of gas-phase products at tyre pyrolysis. *J Anal Appl Pyrolysis* [Internet]. maj 2007;79(1–2):210–4. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.jaap.2006.10.009>
89. Cardo M V., Rosín P, Carbajo AE, Vezzani D. Artificial container mosquitoes and first record of *Aedes aegypti* in the islands of the Paraná Lower Delta, Argentina. *J Asia Pac Entomol* [Internet]. grudzień 2015;18(4):727–33. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.aspen.2015.09.002>
90. Fattuhi NI, Clark LA. Cement-based materials containing shredded scrap truck tyre rubber. *Constr Build Mater* [Internet]. czerwiec 1996;10(4):229–36. Dostępne na: [https://doi.org/10.1016/0950-0618\(96\)00004-9](https://doi.org/10.1016/0950-0618(96)00004-9)
91. He L, Ma Y, Liu Q, Mu Y. Surface modification of crumb rubber and its influence on the mechanical properties of rubber-cement concrete. *Constr Build Mater* [Internet]. wrzesień 2016;120:403–7. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.05.025>
92. Youssf O, ElGawady MA, Mills JE. Experimental Investigation of Crumb Rubber Concrete Columns under Seismic Loading. *Structures* [Internet]. sierpień 2015;3:13–27. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2015.02.005>
93. Sgobba S, Borsa M, Molfetta M, Marano GC. Mechanical performance and medium-term degradation of rubberised concrete. *Constr Build Mater* [Internet]. listopad 2015;98:820–31. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.07.095>
94. Roychand R, Gravina RJ, Zhuge Y, Ma X, Youssf O, Mills JE. A comprehensive review on the mechanical properties of waste tire rubber concrete. *Constr Build Mater* [Internet]. marzec 2020;237:117651. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117651>
95. Kaloush KE, Way GB, Zhu H. Properties of Crumb Rubber Concrete. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* [Internet]. 1 styczeń 2005;1914(1):8–14. Dostępne na: <https://doi.org/10.1177/0361198105191400102>
96. Naito C, States J, Jackson C, Bewick B. Assessment of Crumb Rubber Concrete for Flexural Structural Members. *Journal of Materials in Civil Engineering* [Internet]. październik 2014;26(10). Dostępne na: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0000986](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000986)
97. Topçu IB. The properties of rubberized concretes. *Cem Concr Res* [Internet]. luty 1995;25(2):304–10. Dostępne na: [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(95\)00014-3](https://doi.org/10.1016/0008-8846(95)00014-3)
98. Ołdakowska E. Beton cementowy modyfikowany rozdrobnionymi odpadami gumowymi. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Katalog OPAC-Zeszyty Naukowe. Zeszyt 109 = NR 1735. 2006;Zeszyt 109 = Nr 1735:241–6.

99. Dodoo Arhin D, Mensah S, Yaya A, Agyei-Tuffour B. Application of Discarded Rubber Car Tyres as Synthetic Coarse Aggregates in Light Weight Pavement Concretes. *American Journal of Materials Science* [Internet]. 8 październik 2015;2015:75–83. Dostępne na: <https://doi.org/10.5923/j.materials.20150504.01>
100. Gesoğlu M, Güneyisi E, Khoshnaw G, İpek S. Abrasion and freezing–thawing resistance of pervious concretes containing waste rubbers. *Constr Build Mater* [Internet]. grudzień 2014;73:19–24. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.09.047>
101. Amin AA, Younis KH, Jirjees FF, Ibrahim TK. Experimental Study on Mechanical Properties of Pervious Concrete Containing Recycled Aggregate. *Civil Engineering and Architecture* [Internet]. październik 2021;9(6):1735–43. Dostępne na: <https://doi.org/10.13189/cea.2021.090607>
102. Kurpińska M, Wcisło A. Wpływ parametrów kruszywa na właściwości betonu przepuszczającego. *Dni betonu*. 2018;547–58.
103. Rahal K. Mechanical properties of concrete with recycled coarse aggregate. *Build Environ* [Internet]. styczeń 2007;42(1):407–15. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2005.07.033>
104. Ajdukiewicz A, Kliszczewicz A. Influence of recycled aggregates on mechanical properties of HS/HPC. *Cem Concr Compos* [Internet]. kwiecień 2002;24(2):269–79. Dostępne na: [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(01\)00012-9](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(01)00012-9)
105. Tamimi A, Tabsh SW, El-Emam M. Pervious Concrete Made with Recycled Coarse Aggregate and Reinforced with Date Palm Leaves Fibers. *Materials* [Internet]. 4 grudzień 2023;16(23):7496. Dostępne na: <https://doi.org/10.3390/ma16237496>
106. Khankhaje E, Salim MR, Mirza J, Hussin MW, Rafieizonooz M. Properties of sustainable lightweight pervious concrete containing oil palm kernel shell as coarse aggregate. *Constr Build Mater* [Internet]. listopad 2016;126:1054–65. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.09.010>
107. Cai J, Du G, Xia H, Sun C. Model tests on pervious concrete pile and impervious concrete pile composite foundation. Es-Said OS, Jisheng P, redaktorzy. *MATEC Web of Conferences* [Internet]. 10 wrzesień 2020;319:06001. Dostępne na: <https://doi.org/10.1051/mateconf/202031906001>
108. Cui Xin-zhuang, Wang Cong, Zhou Ya-xu, Zhang Na, Gao Zhi-jun. Anti-earthquake mechanism of pervious concrete pile composite foundation. *Journal of Shandong University (Engineering Science)*. sierpień 2012;42(4):86–91.
109. Zhang J, Cui X, Lan R, Zhao Y, Lv H, Xue Q, i in. Dynamic Performance Characteristics of Pervious Concrete Pile Composite Foundations under Earthquake Loads. *Journal of Performance of Constructed Facilities* [Internet]. październik 2017;31(5). Dostępne na: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0001056](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0001056)
110. Qing J, Xin-Zhuang C, She-Qiang C, Jiong Z, Feng L, Xue-Zhi W, i in. In situ evaluation and analysis of improvement effects of pervious concrete pile on alluvial silt ground. *Geomechanics and Geoengineering* [Internet]. 4 maj 2021;16(3):212–22. Dostępne na: <https://doi.org/10.1080/17486025.2019.1651404>
111. R. V. Y, S GK, G SK. Sustainable pervious concrete pile for liquefaction and reliquefaction mitigation. *Géotechnique Letters* [Internet]. 1 marzec 2025;15(1):32–7. Dostępne na: <https://doi.org/10.1680/jgele.24.00118>
112. Zhang J, Cui X, Huang D, Jin Q, Lou J, Tang W. Numerical Simulation of Consolidation Settlement of Pervious Concrete Pile Composite Foundation under Road Embankment. *International Journal of Geomechanics* [Internet]. luty 2016;16(1):1–10. Dostępne na: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000542](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000542)

113. Suleiman MT, Raich A, O'Loughlin M. Pervious Concrete Piles: An Innovative Ground Improvement Alternative. W: Proceedings of the 2011 NSF Engineering Research and Innovation Conference. Atlanta, Georgia, USA: National Science Foundation; 2011.
114. Barksdale RD, Bachus RC. DESIGN AND CONSTRUCTION OF STONE COLUMNS VOLUME I. FHWA/RD-83/026. W US Department of Transportation, Federal Highway Administration; 1983. s. 1–210.
115. Muir Wood D, Hu W, Nash DFT. Group effects in stone column foundations: model tests. *Géotechnique* [Internet]. grudzień 2000;50(6):689–98. Dostępne na: <https://doi.org/10.1680/geot.2000.50.6.689>
116. Hughes JMO, Withers NJ, Greenwood DA. A field trial of the reinforcing effect of a stone column in soil. *Géotechnique* [Internet]. marzec 1975;25(1):31–44. Dostępne na: <https://doi.org/10.1680/geot.1975.25.1.31>
117. Alexiew D, Kuster V, Assinder P. An Introduction to Ground Improvement using Geotextile Encased Columns (GEC). HUESKER [Internet]. 2023; Dostępne na: https://www.huesker.com.au/fileadmin/media/Scientific_Revised_Paper/P544_An_Introduction_to_Ground_Improvement_using_Geotextile_Encased_Columns__GEC_.pdf
118. Raithe M, Kempfert HG, Kirchner A. Geotextile-encased columns (GEC) for foundation of a dike on very soft soils. W: 7th International Conference on Geosynthetics. Swets & Zeitlinger; 2002.
119. Van Impe WF. Soil Improvement Techniques and Their Evolution. Rotterdam: A.A. Balkema; 1989.
120. MURUGESAN S, RAJAGOPAL K. Geosynthetic-encased stone columns: Numerical evaluation. *Geotextiles and Geomembranes* [Internet]. grudzień 2006;24(6):349–58. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2006.05.001>
121. Ayadat T, Hanna AM. Encapsulated stone columns as a soil improvement technique for collapsible soil. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement* [Internet]. 1 październik 2005;9(4):137–47. Dostępne na: <https://doi.org/10.1680/grim.2005.9.4.137>
122. Chen JF, Li LY, Xue JF, Feng SZ. Failure mechanism of geosynthetic-encased stone columns in soft soils under embankment. *Geotextiles and Geomembranes* [Internet]. październik 2015;43(5):424–31. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2015.04.016>
123. Almeida MSS, Hosseinpour I, Riccio M, Alexiew D. Behavior of Geotextile-Encased Granular Columns Supporting Test Embankment on Soft Deposit. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* [Internet]. marzec 2015;141(3). Dostępne na: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001256](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001256)
124. Tandel YK, Solanki CH, Desai AK. 3D FE Analysis of an Embankment Construction on GRSC and Proposal of a Design Method. *ISRN Civil Engineering* [Internet]. 7 marzec 2013;2013:1–11. Dostępne na: <https://doi.org/10.1155/2013/348973>
125. Gniel J, Bouazza A. Improvement of soft soils using geogrid encased stone columns. *Geotextiles and Geomembranes* [Internet]. czerwiec 2009;27(3):167–75. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2008.11.001>
126. Wu CS, Hong YS. Laboratory tests on geosynthetic-encapsulated sand columns. *Geotextiles and Geomembranes* [Internet]. kwiecień 2009;27(2):107–20. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2008.09.003>
127. Hosseinpour I, Soriano C, Almeida MSS. A comparative study for the performance of encased granular columns. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*

- [Internet]. kwiecień 2019;11(2):379–88. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.12.002>
128. Malarvizhi SN, Ilamparuthi. Comparative Study on the Behavior of Encased Stone Column and Conventional Stone Column. *Soils and Foundations* [Internet]. październik 2007;47(5):873–85. Dostępne na: <https://doi.org/10.3208/sandf.47.873>
129. Raithel M, Kempfert HG. Calculation Models For Dam Foundations With Geotextile Coated Sand Columns. W: *ISRM International Symposium Paper Number: ISRM-IS-2000-298*. Melbourne; 2000.
130. Umaiyar U, Nandhagopal AR, Muthukkumaran K. Accelerating the Consolidation of Soft Clay Soil Using Pervious Concrete Pile. *Lecture Notes in Civil Engineering* [Internet]. 2021;118 LNCE:123–31. Dostępne na: https://doi.org/10.1007/978-981-15-9988-0_12
131. Munaga T, Khan MM, Gonavaram KK. Axial and Lateral Loading Behaviour of Pervious Concrete Pile. *Indian Geotechnical Journal* [Internet]. 18 czerwiec 2020;50(3):505–13. Dostępne na: <https://doi.org/10.1007/s40098-019-00377-3>
132. Suleiman MT, Ni L, Raich A. Development of Pervious Concrete Pile Ground-Improvement Alternative and Behavior under Vertical Loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* [Internet]. lipiec 2014;140(7):04014035. Dostępne na: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001135](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001135)
133. Jala SK, Rawat S, Gupta AK. Effect of Underreamed Pervious Concrete Columns on Load-Carrying Capacity of Loose Cohesionless Soils. *International Journal of Geomechanics* [Internet]. marzec 2023;23(3). Dostępne na: <https://doi.org/10.1061/IJGNAL.GMENG-7659>
134. Ni L. Pervious Concrete Piles: Development and Investigation of an Innovative Ground Improvement System. *Theses and Dissertations*. Lehigh University. Paper 1572 [Internet]. 2014. Dostępne na: <http://preserve.lehigh.edu/etd>
135. Tandel YK, Baruah JB, Budde S, Kumar S, Solanki CH, Patel BG. Three-dimensional numerical analyses of pervious concrete column for soft soil improvement. *Curr Sci* [Internet]. 10 maj 2022;122(9):1044. Dostępne na: <https://www.currentscience.ac.in/Volumes/122/09/1044.pdf>
136. Umaiyar U, Muthukkumaran K. Numerical Study on the Effect of Using Dented Sheet Liner in Pervious Concrete Pile to Improve Soft Soil. *International Journal of Geomechanics* [Internet]. wrzesień 2022;22(9). Dostępne na: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0002482](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0002482)
137. Patel J, Tandel Y, Joseph J, Solanki C. Numerical Study of Behavior of a Group Pile Made of Pervious Concrete and Stone Aggregate. W: *8th International Conference on Electrical, Electronics and Civil Engineering (ICEECE'2016)*. Dubai (UAE); 2016. s. 45–8.
138. Liu H, Yang S, Bian X, Zhou H. Study on the Bearing Characteristics of Composite Foundations with Permeable Concrete Piles. *Applied Sciences* [Internet]. 27 kwiecień 2025;15(9):4835. Dostępne na: <https://doi.org/10.3390/app15094835>
139. Federal Highway Administration (FHWA). Pervious Concrete, TechBriefFHWA-HIF-13-006 [Internet]. 2013. Dostępne na: <https://www.fhwa.dot.gov/pavement/concrete/pubs/hif13006/hif13006.pdf>
140. Zhang J, Cui X, Zhuang, Chang C. Field evaluation of a pervious–concrete–pile composite foundation constructed with the vibrating-sinking-tube method. *Highway*. 2011;2011(7):115–21.
141. Yogesh R V., Kumar SG, Kumar GS. Experimental Investigations on the Pervious Concrete Piles in Saturated Ground Under Repeated Shaking Conditions. W 2023. s. 453–65. Dostępne na: https://doi.org/10.1007/978-981-99-1579-8_35

142. Suleiman MT, Ni L, Raich A. Closure to "Development of Pervious Concrete Pile Ground-Improvement Alternative and Behavior under Vertical Loading" by Muhannad T. Suleiman, Lusu Ni, and Anne Raich. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* [Internet]. październik 2015;141(10):07015026. Dostępne na: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001322](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001322)
143. Pham HT V., Suleiman MT, White DJ. Numerical Analysis of Geosynthetic-Rammed Aggregate Pier Supported Embankments. W: *Geotechnical Engineering for Transportation Projects* [Internet]. Reston, VA: American Society of Civil Engineers; 2004. s. 657–64. Dostępne na: [https://doi.org/10.1061/40744\(154\)52](https://doi.org/10.1061/40744(154)52)
144. Kevern JT. Climate Change, Energy, Sustainability and Pavements [Internet]. Gopalakrishnan K, Steyn WJ, Harvey J, redaktorzy. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg; 2014. 261–273 s. (Green Energy and Technology). Dostępne na: <https://doi.org/10.1007/978-3-662-44719-2>
145. Kevern JT, Wang K, Schaefer VR. Pervious Concrete Mix Design for SCPC. W: *Third North American Conference on the Design and Use of Self-Consolidating Concrete (SCC2008)*. Northwestern University; 2008.
146. Lund MSM, Hansen KK, Jensen AH, Mølgaard E, Madsen PK. Self-Compacting Pervious Concrete Mix Design for Permeable Concrete Soakaway Rings. *Adv Civ Eng Mater* [Internet]. 1 styczeń 2018;7(1):340–52. Dostępne na: <https://doi.org/10.1520/ACEM20170153>
147. E. Koehler, M. Offenberger, J. Malone, A.A. Jeknavorian. Chemical Admixture System for Pervious Concrete. W: *SP-262: Ninth ACI International Conference on Superplasticizers and Other Chemical Admixtures* [Internet]. American Concrete Institute; 2009. s. 273–86. Dostępne na: <https://doi.org/10.14359/51663238>
148. Ghosh S, Singh P. Effect of Superplasticizer on Characteristics of Pervious Concrete. *Recent Advances in Construction Materials and Mechanics*. W Springer; 2023. s. 27–37. Dostępne na: https://doi.org/10.1007/978-981-99-3142-2_3
149. Polski Komitet Normalizacyjny. PN-EN 197-1:2012 Cement – Część 1: Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów powszechnego użytku. Warszawa, Polska; 2012.
150. Polski Komitet Normalizacyjny. PN-EN 12350-2 Badania mieszanki betonowej – Część 2: Badanie konsystencji metodą opadu stożka. Warszawa; 2021.
151. Polski Komitet Normalizacyjny. PN-EN 12390-3:2019 Badania betonu – Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badań. 2020.
152. Polski Komitet Normalizacyjny. PN-EN 12390-6:2011 Badania betonu – Część 6: Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek do badania. 2011.
153. Polski Komitet Normalizacyjny. PN-EN 12390-5:2019 Badania betonu - Część 5: Wytrzymałość na zginanie próbek do badań. 2019.
154. Marolf A, Neithalath N, Sell E, Wegner K, Weiss J, Olek J. Influence of Aggregate Gradation on the Acoustic Absorption of Enhanced Porosity Concrete. *ACI Mater J*. styczeń 2004;101(1):82–91.
155. Neithalath N. Development and Characterization of Acoustically Efficient Cementitious Materials. [West Lafayette, Indiana, USA]: Purdue University; 2004.
156. Polski Komitet Normalizacyjny. PN-EN 12390-13:2021 Badania betonu — Część 13: Wyznaczanie siecznego modułu sprężystości przy ściskaniu. Warszawa; 2021. (PN-EN 12390).

157. Mitrosz O, Kurpińska M, Miśkiewicz M, Brzozowski T, Abdelgader HS. Influence of the Addition of Recycled Aggregates and Polymer Fibers on the Properties of Pervious Concrete. *Materials* [Internet]. 25 lipiec 2023;16(15):5222. Dostępne na: <https://doi.org/10.3390/ma16155222>
158. Neithalath N, Weiss J, Olek J. Pore structure and permeability of pervious concrete. *Cem Concr Res.* 2006;36(2):281–92.
159. Montes F, Haselbach L. Correlation between porosity and permeability in pervious concrete. *J Environ Manage.* 2006;81(4):429–35.
160. Ghafoori N, Dutta S. Building and Environment: Study on porosity and permeability in pervious concrete. *Build Environ.* 1995;30(3):413–9.
161. Gaedicke C, Torres A, Huynh KCT, Marines A. A method to correlate splitting tensile strength and compressive strength of pervious concrete cylinders and cores. *Constr Build Mater* [Internet]. październik 2016;125:271–8. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.08.031>
162. Mikhalev D, Mechtcherine V, Cotardo D, Haist M. Pompowność i stabilność mieszanki betonowej. *CPi Worldwide.* grudzień 2022;
163. Kurpińska M, Wcisło K. Wpływ parametrów kruszywa na właściwości betonu przepuszczającego. W: *Materiały Budowlane.* Polskie Wydawnictwo Techniczne; 2015. s. 34–6.
164. Topličić-Ćurčić G, Ristić N, Grdić Z, Mitić V V, Grdić D. Impact of Crushed Mineral Aggregate on the Pumpability of Concrete during Transport and Placement. *Science of Sintering* [Internet]. 2016;48(1):87–99. Dostępne na: <https://doi.org/10.2298/SOS1601087T>
165. Vernon R. Schaefer, John T. Kevern. An Integrated Study of Pervious Concrete Mixture Design for Wearing Course Applications. Final Report DTFH61-06-H-00011 [Internet]. Ames; 2011 paź. Dostępne na: https://www.intrans.iastate.edu/wp-content/uploads/2018/03/pervious_overlay_report_w_cvr.pdf
166. Nazeer M, Kapoor K, Singh SP. Strength, durability and microstructural properties of geopolymer pervious concrete containing recycled concrete aggregates. *Magazine of Concrete Research* [Internet]. 1 kwiecień 2025;77(7–8):371–83. Dostępne na: <https://doi.org/10.1680/jmacr.24.00160>
167. Ximenes J, Jesus C, Aguiar J, Pais J. Mix design and physical and mechanical properties of pervious concretes. *Materiales de Construcción* [Internet]. 14 październik 2022;72(348):e297. Dostępne na: <https://doi.org/10.3989/mc.2022.292722>
168. CEMEX Polska Sp. z o.o. Deklaracja Środowiskowa Typu III - EPD ITB Nr 239/2021 dla cementu CEM II/B-V 32,5 R-HSR wyprodukowanego w CEMEX Polska. 2021 paź.
169. CEMEX Polska Sp. z o.o. Deklaracja Środowiskowa Typu III - EPD ITB No. 419/2023 dla cementu CEM II/B-M (S-V) 42,5 R wyprodukowanego w Cemex Polska. 2023 mar.
170. Yu F, Li K, Zhang H, Zhang R, Gao Z, Huang Y. Pore Structure Identification Method for Pervious Concrete Based on Improved UNet and Fusion Algorithm. *KSCE Journal of Civil Engineering* [Internet]. listopad 2023;27(11):4834–48. Dostępne na: <https://doi.org/10.1007/s12205-023-2316-x>
171. Shan J, Zhang Y, Wu S, Lin Z, Li L, Wu Q. Pore characteristics of pervious concrete and their influence on permeability attributes. *Constr Build Mater.* kwiecień 2022;327:126874.
172. Chandrappa AK, Biligiri KP. Pore Structure Characterization of Pervious Concrete Using X-Ray Microcomputed Tomography. *Journal of Materials in Civil Engineering* [Internet]. czerwiec 2018;30(6). Dostępne na: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0002285](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002285)

173. Zhang J, Ma G, Ming R, Cui X, Li L, Xu H. Numerical study on seepage flow in pervious concrete based on 3D CT imaging. *Constr Build Mater* [Internet]. luty 2018;161:468–78. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.11.149>
174. Skarżyński Ł, Tejchman J. Investigations on fracture in reinforced concrete beams in 3-point bending using continuous micro-CT scanning. *Constr Build Mater* [Internet]. maj 2021;284:122796. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.122796>
175. Chilmon K, Jaworska B, Kalinowski M, Jackiewicz-Rek W, Podkoń A. Significance of Vibration Time in Developing Properties of Precast Pervious Concrete. *Materials* [Internet]. 15 wrzesień 2023;16(18):6239. Dostępne na: <https://doi.org/10.3390/ma16186239>
176. Mikami RJ, Pieralisi R, Pereira E. Influence of compaction energy on pervious concrete properties and vertical porosity distribution. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais* [Internet]. 2024;17(2). Dostępne na: <https://doi.org/10.1590/s1983-41952024000200003>
177. Martin WD, Kaye NB, Putman BJ. Impact of vertical porosity distribution on the permeability of pervious concrete. *Constr Build Mater* [Internet]. maj 2014;59:78–84. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.02.034>
178. Haselbach LM, Freeman R. Vertical Porosity Distributions in Pervious Concrete Pavement. *ACI Mater J* [Internet]. listopad 2006;103(6):452–8. Dostępne na: <https://doi.org/10.14359/18223>
179. Mitrosz O, Kurpińska M, Miśkiewicz M, Brzozowski T. Effect of vibration duration on strength and permeability of pervious concrete with recycled aggregate and low-carbon cements. *Sci Rep* [Internet]. 14 październik 2025;15(1):35905. Dostępne na: <https://doi.org/10.1038/s41598-025-19842-6>
180. Chockalingam T, Vijayaprabha C, Leon Raj J. Experimental study on size of aggregates, size and shape of specimens on strength characteristics of pervious concrete. *Constr Build Mater* [Internet]. lipiec 2023;385:131320. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.131320>
181. Kevern JT. Evaluating Permeability and Infiltration Requirements for Pervious Concrete. *J Test Eval* [Internet]. 1 maj 2015;43(3):544–53. Dostępne na: <https://doi.org/10.1520/JTE20130180>
182. Chopda SM, Chhattani BM. Mechanical Properties of Pervious Concrete. *International Journal of Technology* [Internet]. 2015;5(2):113. Dostępne na: <https://doi.org/10.5958/2231-3915.2015.00006.1>
183. Hou F, Qu G, Yan Z, Zheng M, Ma Y, Li J, i in. Properties and relationships of porous concrete based on Griffith's theory: compressive strength, permeability coefficient, and porosity. *Mater Struct* [Internet]. 28 kwiecień 2024;57(3):52. Dostępne na: <https://doi.org/10.1617/s11527-024-02328-8>
184. Vu VH, Tran BV, Hoang VH, Nguyen THG. The Effect of Porosity on the Elastic Modulus and Strength of Pervious Concrete. W Springer, Singapore; 2022. s. 823–9. Dostępne na: https://doi.org/10.1007/978-981-16-3239-6_63
185. Kumar VS, Ferić K, Romić A, Gotovac H. Comparative study on the hydraulic conductivity of pervious concrete slabs by constant and falling head permeability tests. *Mech Time Depend Mater* [Internet]. 29 grudzień 2024;28(4):2643–60. Dostępne na: <https://doi.org/10.1007/s11043-024-09665-9>
186. Sahdeo SK, Chandrappa A, Biligiri KP. Effect of Compaction Type and Compaction Efforts on Structural and Functional Properties of Pervious Concrete. *Transportation in Developing Economies* [Internet]. 17 październik 2021;7(2):19. Dostępne na: <https://doi.org/10.1007/s40890-021-00129-0>

187. Neithalath N, Sumanasooriya MS, Deo O. Characterizing pore volume, sizes, and connectivity in pervious concretes for permeability prediction. *Mater Charact* [Internet]. sierpień 2010;61(8):802–13. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.matchar.2010.05.004>
188. Hung VV, Seo SY, Kim HW, Lee GC. Permeability and Strength of Pervious Concrete According to Aggregate Size and Blocking Material. *Sustainability* [Internet]. 5 styczeń 2021;13(1):426. Dostępne na: <https://doi.org/10.3390/su13010426>
189. Neithalath N, Weiss W, Olek J. Predicting the Permeability of Pervious Concrete (Enhanced Porosity Concrete) from Non-Destructive Electrical Measurements. Paper 08-1234. W: *Proceedings, 87th Transportation Research Board Annual Meeting*. Washington DC; 2008. s. 1–14.
190. Zhong R, Xu M, Vieira Netto R, Wille K. Influence of pore tortuosity on hydraulic conductivity of pervious concrete: Characterization and modeling. *Constr Build Mater*. październik 2016;125:1158–68.
191. Low IM, Beecham S, Gibbs J. Influence of Aggregate Size on the Properties of Pervious Concrete. W: *Proceedings of the 3rd International Conference on Sustainability Engineering and Science*. Auckland, New Zealand; 2008.
192. Fu TC, Yeih W, Chang JJ, Huang R. The Influence of Aggregate Size and Binder Material on the Properties of Pervious Concrete. *Advances in Materials Science and Engineering* [Internet]. 2014;2014:1–17. Dostępne na: <https://doi.org/10.1155/2014/963971>
193. Neithalath N. Influence of Aggregate Size and Gradation on Acoustic Absorption of Enhanced Porosity Concrete. *ACI Mater J*. 2004;101(1):82–91.
194. Kłosiński B, Topolnicki M. Wytyczne wzmacniania podłoża gruntowego kolumnami sztywnymi. Projektowanie, wykonawstwo, kontrola. Warszawa: Wydawnictwo Naukowe PWN SA; 2024.
195. Brinkgreve RBJ, Kumarswamy S, Faria F. Modelling of a pile row in a 2D plane strain FE analysis. W: Schweiger HF, redaktor. *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*. London: Taylor & Francis Group; 2017. s. 123–9.
196. Biot MA. General Solutions of the Equations of Elasticity and Consolidation for a Porous Material. *J Appl Mech* [Internet]. 1 marzec 1956;23(1):91–6. Dostępne na: <https://doi.org/10.1115/1.4011213>
197. van Eekelen SJM, Bezuijen A, van Tol AF. An analytical model for arching in piled embankments. *Geotextiles and Geomembranes* [Internet]. sierpień 2013;39:78–102. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2013.07.005>
198. Wang K, Ye J, Wang X, Qiu Z. The Soil-Arching Effect in Pile-Supported Embankments: A Review. *Buildings* [Internet]. 3 styczeń 2024;14(1):126. Dostępne na: <https://doi.org/10.3390/buildings14010126>
199. Luo Q, Wei M, Lu Q, Wang T. Simplified analytical solution for stress concentration ratio of piled embankments incorporating pile–soil interaction. *Railway Engineering Science* [Internet]. 11 czerwiec 2021;29(2):199–210. Dostępne na: <https://doi.org/10.1007/s40534-021-00236-z>
200. Zhang C, Tan Y, Huang C, Liu Y, Yue S, Wu G. An Enhanced Load-Transfer Model for Pile-Supported Embankments Incorporating Slip Between Pile and Soil. *Buildings* [Internet]. 27 marzec 2025;15(7):1086. Dostępne na: <https://doi.org/10.3390/buildings15071086>
201. Polski Komitet Normalizacyjny. PN-EN 1992-1-1:2024-05 (Eurokod 2) Projektowanie konstrukcji z betonu — Część 1-1: Reguły ogólne, reguły dla budynków, mostów i obiektów inżynierskich. Warszawa; 2024.

202. Bolton MD. The strength and dilatancy of sands. *Géotechnique* [Internet]. marzec 1986;36(1):65–78. Dostępne na: <https://doi.org/10.1680/geot.1986.36.1.65>
203. Brinkgreve RBJ, Engin E, Engin HK. Validation of empirical formulas to derive model parameters for sands. W: Benz T, Nordal S, redaktorzy. *Numerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE 2010): Proceedings of the 7th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering* [Internet]. Trondheim, Norway: CRC Press/Balkema; 2010. s. 137–42. Dostępne na: <https://doi.org/10.1201/b10551-27>
204. Brinkgreve RB, Vermeer PA. *PLAXIS 3D-finite element code for soil and rocks analysis*. Balkema, Rotterdam, The Netherlands. 2012;
205. Umaiyan U, Muthukkumaran K. Improved radial consolidation in soft clay using pervious concrete piles. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering* [Internet]. 1 czerwiec 2024;177(3):247–58. Dostępne na: <https://doi.org/10.1680/jgeen.22.00046>
206. Alsirawan R, Koch E, Alnmr A. Proposed Method for the Design of Geosynthetic-Reinforced Pile-Supported (GRPS) Embankments. *Sustainability* [Internet]. 4 kwiecień 2023;15(7):6196. Dostępne na: <https://doi.org/10.3390/su15076196>
207. Pham VH, Vu MN, Dang QH. ANALYSIS OF STRESS TRANSFER AND DISTRIBUTION OF AN EMBANKMENT ON UNREINFORCED AND STONE COLUMN-REINFORCED SOFT SOILS. *International Journal of GEOMATE* [Internet]. 30 maj 2024;26(117):19–26. Dostępne na: <https://doi.org/10.21660/2024.117.4214>
208. Fattah MY, Shlash KT, Al-Waily MJM. Stress Concentration Ratio of Model Stone Columns in Soft Clays. *Geotechnical Testing Journal* [Internet]. 1 styczeń 2011;34(1):50–60. Dostępne na: <https://doi.org/10.1520/GTJ103060>
209. Indraratna B, Basack S, Rujikiatkamjorn C. Numerical Solution of Stone Column–Improved Soft Soil Considering Arching, Clogging, and Smear Effects. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* [Internet]. 2013;139(3):377–94. Dostępne na: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000789](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000789)
210. Alamgir M, Miura N, Poorooshasb HB, Madhav MR. Deformational analysis of soft ground reinforced by columnar inclusions. *Comput Geotech* [Internet]. 1996;18(4):267–90. Dostępne na: [https://doi.org/10.1016/0266-352X\(95\)00034-8](https://doi.org/10.1016/0266-352X(95)00034-8)
211. Liu J, Wang Q, Chen Z, Xu J, Li Y. Physical Model Study of Pile Type Effect on Long-term Settlement of Geosynthetic-reinforced Pile-supported Embankment under Traffic Loading. *Transportation Geotechnics*. 2023;
212. Polski Komitet Normalizacyjny. PN-EN 1997-1:2008/Ap2:2010 (Eurokod 7) Projektowanie geotechniczne — Część 1: Zasady ogólne. Warszawa; 2010.
213. Dijkstra J, Broere W, Heeres OM. Numerical Simulation of Pile Installation. *Comput Geotech* [Internet]. 2011;38(5):612–22. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2011.04.004>
214. Dijkstra J, Broere W, van Tol AF. Numerical Methods in Geotechnical Engineering [Internet]. Schweiger HF, redaktor. *Numerical Methods in Geotechnical Engineering: Sixth European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering (Graz, Austria, 6–8 September 2006)*. London: CRC Press; 2006. 595–600 s. Dostępne na: <https://doi.org/10.1201/9781439833766>
215. Wehnert M, Vermeer PA. Numerical Analyses of Load Tests on Bored Piles. W: *Proceedings of the 9th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG IX)* [Internet]. Ottawa, Canada; 2004. s. 505–11. Dostępne na: https://www.igs.uni-stuttgart.de/institut/publikationen/Publikationen/Veroeffentlichungen_vor_2010/102.pdf

216. Wehnert M, Vermeer PA. Numerische Simulation von Probebelastungen an Großbohrpfählen. W: Proceedings of the 4 Kolloquium Bauen in Boden und Fels [Internet]. Ostfildern, Germany: TAE Esslingen; 2004. s. 555–65. Dostępne na: https://www.igs.uni-stuttgart.de/institut/publikationen/Publikationen/Veroeffentlichungen_vor_2010/93.pdf
217. Han J, Ye SL. A Theoretical Solution for Consolidation Rates of Stone Column–Reinforced Foundations Accounting for Smear and Well Resistance Effects. *International Journal of Geomechanics* [Internet]. 2002;2(2):135–51. Dostępne na: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1532-3641\(2002\)2:2\(135\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1532-3641(2002)2:2(135))
218. Weber TM, Plötze M, Laue J, Peschke G, Springman SM. Smear zone identification and soil properties around stone columns constructed in-flight in centrifuge model tests. *Géotechnique* [Internet]. 2010;60(3):197–206. Dostępne na: <https://doi.org/10.1680/geot.8.P.098>
219. Deo O, Sumanasooriya M, Neithalath N. Permeability Reduction in Pervious Concretes due to Clogging: Experiments and Modeling. *Journal of Materials in Civil Engineering* [Internet]. lipiec 2010;22(7):741–51. Dostępne na: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0000079](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000079)
220. Barišić I, Netinger Grubeša I, Dokšanović T, Zvonarić M. Influence of Clogging and Unbound Base Layer Properties on Pervious Concrete Drainage Characteristics. *Materials* [Internet]. 28 maj 2020;13(11):2455. Dostępne na: <https://doi.org/10.3390/ma13112455>
221. Cui X, Zhang J, Chen D, Li S, Jin Q, Zheng Y, i in. Clogging of pervious concrete pile caused by soil piping: an approximate experimental study. *Canadian Geotechnical Journal* [Internet]. lipiec 2018;55(7):999–1015. Dostępne na: <https://doi.org/10.1139/cgj-2017-0238>
222. European Federation of Foundation Contractors (EFFC), Deep Foundations Institute (DFI). EFFC/DFI Carbon Calculator — eCO2 Foundations (v5.0) [Internet]. 2023. Dostępne na: <https://www.effc.org/how-we-operate/eco%e2%82%82-foundations/>
223. Stowarzyszenie Producentów Cementu. Deklaracja Środowiskowa Typu III EPD ITB dla cementów CEM I, CEM II, CEM III, CEM IV, CEM V wyprodukowanych w Polsce [Internet]. Warszawa; 2020 cze. Dostępne na: <https://www.itb.pl/wp-content/uploads/2023/07/SPC-EPD-cementy-polskie.pdf>
224. CEMEX Polska Sp. z o.o. Deklaracja Środowiskowa Typu III - EPD ITB Nr 674/2024 — Natural Crushed and Gravel Aggregates and Recycled Crushed Aggregates, CEMEX Polska [Internet]. Warsaw, Poland; 2024 wrz. Dostępne na: https://www.itb.pl/wp-content/uploads/2024/10/ITB-EPD_674_CEMEX-Polska-Sp.-z-o.o.-Natural-crushed-and-gravel-aggregates-and-recycled-crushed-aggregates-offered-by-Cemex-Polska.pdf
225. United Nations Environment Programme. Global Waste Management Outlook 2024 - Beyond an age of waste: Turning rubbish into a resource [Internet]. Nairobi: United Nations Environment Programme; 2024. Dostępne na: <https://doi.org/10.59117/20.500.11822/44939>
226. Kaza S, Yao LC, Bhada-Tata P, Van Woerden F. What a Waste 2.0: A Global Snapshot of Solid Waste Management to 2050 [Internet]. Washington, DC: Washington, DC: World Bank; 2018. (Urban Development Series). Dostępne na: <https://doi.org/10.1596/978-1-4648-1329-0>
227. Eurostat. Generation of waste by waste category, hazardousness and NACE Rev. 2 activity (env_wasgen) [Internet]. 2024. Dostępne na: https://doi.org/10.2908/env_wasgen
228. United States Environmental Protection Agency. Advancing Sustainable Materials Management: 2018 Fact Sheet [Internet]. Washington, DC; 2020. Dostępne na: https://www.epa.gov/sites/default/files/2020-11/documents/2018_ff_fact_sheet.pdf

229. United States Environmental Protection Agency. Construction and Demolition (C&D) Debris: Material-Specific Data [Internet]. 2024. Dostępne na: <https://www.epa.gov/facts-and-figures-about-materials-waste-and-recycling/construction-and-demolition-debris-material>
230. Zheng L, Wu H, Zhang H, Duan H, Wang J, Jiang W, i in. Characterizing the generation and flows of construction and demolition waste in China. *Constr Build Mater* [Internet]. kwiecień 2017;136:405–13. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.01.055>
231. Minister Klimatu. Rozporządzenie Ministra Klimatu z dnia 2 stycznia 2020 r. w sprawie katalogu odpadów (Dz.U.2020.10) [Internet]. 2020. Dostępne na: <https://eli.gov.pl/eli/DU/2020/10/ogl/pol>
232. Sejm Rzeczypospolitej Polskiej. Ustawa z dnia 14 grudnia 2012 r. o odpadach (Dz.U. 2013 poz. 21) [Internet]. Warszawa; 2012. Dostępne na: <https://isap.sejm.gov.pl/isap.nsf/download.xsp/WDU20130000021/U/D20130021Lj.pdf>
233. Parlament Europejski i Rada Unii Europejskiej. Dyrektywa 2008/98/WE Parlamentu Europejskiego i Rady z dnia 19 listopada 2008 r. w sprawie odpadów oraz uchylająca niektóre dyrektywy (Dz.U.UE.L.2008.312.3) [Internet]. 2008. Dostępne na: <https://sip.lex.pl/akty-prawne/dzienniki-UE/dyrektywa-2008-98-we-w-sprawie-odpadow-oraz-uchylajaca-niektore-dyrektywy-67831942>
234. Parlament Europejski i Rada Unii Europejskiej. Rozporządzenie (UE) nr 305/2011 Parlamentu Europejskiego i Rady z dnia 9 marca 2011 r. ustanawiające zharmonizowane warunki wprowadzania do obrotu wyrobów budowlanych (CPR) i uchylające dyrektywę 89/106/EWG (Dz.U.UE.L.2011.88.5) [Internet]. 2011. Dostępne na: <https://sip.lex.pl/akty-prawne/dzienniki-UE/rozporzadzenie-305-2011-ustanawiajace-zharmonizowane-warunki-wprowadzania-do-68027572>
235. Kalinowska-Wichrowska K. Concrete recycling as a step towards environmental protection — an overview and evaluation of concrete recycling methods. *Journal of Ecological Engineering* [Internet]. kwiecień 2018;19(2):91–8. Dostępne na: <https://doi.org/10.12912/23920629/86052>
236. Polski Komitet Normalizacyjny. PN-B-06265:2018-10 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone — Wymagania wykonania i odbioru. Warszawa; 2018.
237. Wcisło A, Kurpińska M. Betonowe nawierzchnie przepuszczalne w obliczu systemów wielokryterialnych oceny. W: IX Konferencja Dni Betonu. 2016.
238. Meng X, Feng J, Mengxin X, Jiajie L, Zeqian H, Lu S, i in. A novel high-porosity cemented material for mine geothermal energy exploitation utilizing coal gangue aggregates. *Constr Build Mater* [Internet]. sierpień 2025;487:142099. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2025.142099>
239. Brandl H. Energy piles concepts. W: *Deep Foundations on Bored and Auger Piles - BAP V* [Internet]. CRC Press; 2008. s. 77–95. Dostępne na: <https://doi.org/10.1201/9780203882870.pt1d>
240. Sathiparan N, Jeyanthan P, Subramaniam DN. A machine learning approach to predicting pervious concrete properties: a review. *Innovative Infrastructure Solutions* [Internet]. 2025;10(55). Dostępne na: <https://doi.org/10.1007/s41062-024-01829-3>
241. Le BA, Vu VH, Seo SY, Tran BV, Nguyen-Sy T, Le MC, i in. Predicting the Compressive Strength and the Effective Porosity of Pervious Concrete Using Machine Learning Methods. *KSCE Journal of Civil Engineering* [Internet]. listopad 2022;26(11):4664–79. Dostępne na: <https://doi.org/10.1007/s12205-022-1918-z>
242. Yu F, Chu W, Zhang R, Gao Z, Yang Y. Predicting the permeability and compressive strength of pervious concrete using a stacking ensemble machine learning approach. *Sci*

- Rep [Internet]. 2 lipiec 2025;15(1):22506. Dostępne na: <https://doi.org/10.1038/s41598-025-08479-0>
243. El-Abbasy AAA. Artificial intelligence-driven predictive modeling in civil engineering: a comprehensive review. Journal of Umm Al-Qura University for Engineering and Architecture [Internet]. 11 lipiec 2025; Dostępne na: <https://doi.org/10.1007/s43995-025-00166-5>
244. Abdellah WS. A review of applications of artificial intelligence in geotechnical engineering. W: Proceedings of the 17th African Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ARCSMGE) [Internet]. ISSMGE; 2024. Dostępne na: <https://www.issmge.org/uploads/publications/51/127/ARCSMGE2024-150.pdf>
245. Goh ATC. Empirical design of pile foundations using neural networks. Geotechnique [Internet]. 1995;45(4):709–14. Dostępne na: <https://doi.org/10.1680/geot.1995.45.4.709>
246. Zhou C, Li D. Soil classification via support vector machines based on index properties. Eng Geol [Internet]. 2019;253:122–32. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2019.02.015>
247. Shahin MA, Jaksa MB. Neural–genetic prediction of footing settlement. Comput Geotech [Internet]. 2005;32(4):295–301. Dostępne na: <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2005.05.006>

SPIS RYSUNKÓW

RYS. 1 – STRUKTURA BETONU POROWATEGO: A) JEDNOFRAKCYJNY B) DWUFRAKCYJNY.....	18
RYS. 2 – ZASTOSOWANIE PALI Z BETONU POROWATEGO DO WZMACNIANIA NASYPÓW BUDOWLANYCH.	28
RYS. 3 – SCHEMAT WBUDOWYWANIA ŚWIEŻEGO BETONU TYPOWĄ METODĄ KONTRAKTOROWĄ Z ELEMENTEM ROZDZIELCZYM.	32
RYS. 4 – SCHEMAT WBUDOWYWANIA ŚWIEŻEGO BETONU METODĄ STOŻKA SYPKIEGO Z ELEMENTEM ROZDZIELCZYM.	33
RYS. 5 – SKŁADNIKI BETONU (OD LEWEJ): PIASEK DROBNY (0/2 MM), NATURALNY ŻWIR (8/16 MM), KRUSZYWO Z RECYKLINGU GRUZU BETONOWEGO (2/31,5 MM), GRANULAT GUMY Z RECYKLINGU OPON SAMOCHODOWYCH (2/5 MM), WŁÓKNA POLIMEROWE (DŁUGOŚĆ 54 MM).	38
RYS. 6 – KRZYWE PRZESIEWU KRUSZYW.	38
RYS. 7 – MIESZANKA W TRAKCIE PROCESU MIESZANIA I PO CAŁKOWITYM WYMIESZANIU.....	41
RYS. 8 – PRÓBKI SZEŚCIENNE DLA MIESZANEK J1-J8.	41
RYS. 9 – SCHEMAT BADANIA ZA POMOCĄ STOŻKA OPADOWEGO.	42
RYS. 10 – STANOWISKO DO BADAŃ I SCHEMAT BADANIA WYTRZYMAŁOŚCI NA ŚCISKANIE BETONU.	43
RYS. 11 – PRÓBKI SZEŚCIENNE PODDANE BADANIU WYTRZYMAŁOŚCI NA ŚCISKANIE.	43
RYS. 12 – PRÓBKI CYLINDRYCZNE PODDANE BADANIU WYTRZYMAŁOŚCI NA ROZCIĄGANIE PRZY ROZŁUPYWANIU.	44
RYS. 13 – SCHEMAT BADANIA WYTRZYMAŁOŚCI NA ROZCIĄGANIE PRZY ROZŁUPYWANIU.	45
RYS. 14 – BADANIE WYTRZYMAŁOŚCI NA ZGINANIE W URZĄDZENIU INSTRON I SCHEMAT BADANIA.....	46
RYS. 15 – STANOWISKO DO WAŻENIA ZA POMOCĄ WAGI HYDROSTATYCZNEJ.....	46
RYS. 16 – ANALIZY OBRAZU ZAWARTOŚCI PUSTEK (POROWATOŚCI) NA PRZEKROJACH Z PRÓBEK WALCOWYCH.	47
RYS. 17 – PRZYGOTOWANIE PRÓBEK DO BADANIA WODOPRZEPUSZCZALNOŚCI (OD LEWEJ): RURA AKRYLOWA (ODCINEK 1 M), USZCZELNIENIE DNA RURY ZAPOBIEGAJĄCE WYCIEKANIU BETONU, MIESZANKA BETONOWA ODLANA DO FORMY AKRYLOWEJ.	47
RYS. 18 – SCHEMAT BADANIA I STANOWISKO BADAWCZE DO WYZNACZENIA PRZEPUSZCZALNOŚCI METODĄ ZMIENNEGO SPADKU HYDRAULICZNEGO – ZGODNIE ZE WZOREM (9).....	49
RYS. 19 – WYTRZYMAŁOŚĆ NA ŚCISKANIE PO 28 DNIACH I WSPÓŁCZYNNIK FILTRACJI W ZALEŻNOŚCI OD POROWATOŚCI EFEKTYWNEJ, PRZEDSTAWIONE DLA ZBIORU DANYCH OBEJMUJĄCEGO SERIE J1–J8.	51
RYS. 20 – WPŁYW DODATKU KRUSZYWA Z RECYKLINGU (GRUZU) NA ŚREDNIĄ WYTRZYMAŁOŚĆ NA ŚCISKANIE PO 7, 28 I 56 DNIACH DOJRZEWANIA.	52
RYS. 21 – WPŁYW DODATKU WŁÓKIEN POLIMEROWYCH NA ŚREDNIĄ WYTRZYMAŁOŚĆ NA ŚCISKANIE PO 7, 28 I 56 DNIACH DOJRZEWANIA.	53
RYS. 22 – WPŁYW DODATKU GRANULATU GUMOWEGO NA ŚREDNIĄ WYTRZYMAŁOŚĆ NA ŚCISKANIE PO 7, 28 I 56 DNIACH DOJRZEWANIA.	54
RYS. 23 – SCHEMAT POLETKA BADAWCZEGO.	58
RYS. 24 – PALOWNICA BAUER BG20H PRZYGOTOWANA DO TESTÓW TERENOWYCH.	59
RYS. 25 – PRZEBIEG POMPOWANIA MIESZANKI J1 PRZEZ UKŁAD PALOWNICY.	59
RYS. 26 – USZKODZENIE PRZEWODU TŁOCZNEGO W WYNIKU ZATORU MIESZANKI BETONOWEJ.....	60
RYS. 27 – STÓŁ WIBRACYJNY (PRODUCENT: ITALVIBRAS G. SILINGARDI, MODEL: MVS13/200-S02).....	66
RYS. 28 – PRÓBKI DLA PRZYKŁADOWEJ SERII P3.....	67
RYS. 29 – SERIA PRÓBEK MIESZANKI BETONU P4 W RURACH AKRYLOWYCH (OD LEWEJ): BEZ WIBRACJI (P4), ZAGĘSZCZANYCH ZA POMOCĄ WIBRACJI – 10 s (P4W1), 30 s (P4W3) I 60 SEKUND (P4W4)... ..	67
RYS. 30 – SERIA PRÓBEK MIESZANKI BETONU P4 WIDZIANA OD SPODU (OD LEWEJ): BEZ WIBRACJI (P4), ZAGĘSZCZANYCH ZA POMOCĄ WIBRACJI – 10 s (P4W1), 30 s (P4W3) I 60 SEKUND (P4W4).....	67
RYS. 31 – PRZYGOTOWANIE PRÓBEK DO BADANIA FILTRACJI (OD LEWEJ): MIESZANKA ODLANA DO FORMY AKRYLOWEJ, PRÓBKA PO DEMONTAŻU RURY AKRYLOWEJ, PRÓBKA USZCZELNIONA RURĄ TERMOKURCZLIWĄ RTDS-175/50.	68
RYS. 32 – SCHEMAT BADANIA I STANOWISKO BADAWCZE DO WYZNACZENIA PRZEPUSZCZALNOŚCI METODĄ ZMIENNEGO SPADKU HYDRAULICZNEGO, PO OBWODOWYM USZCZELNIENIU PRÓBEK – ZGODNIE ZE WZOREM (9).	68
RYS. 33 – PRÓBKA P4W3 PODCZAS SKANOWANIA POD MIKROSKOPEM CYFROWYM.	69

RYS. 34 – SCALONY OBRAZ POWIERZCHNI PRÓBK P2W4 (70×70 MM, POWIĘKSZENIE ×30) (PO LEWEJ) ORAZ PRZETWORZONY OBRAZ BINARNY Z WYSEGREGOWANYMI NA CZERWONO OBSZARAMI PORÓW (PO PRAWEJ).	70
RYS. 35 – SCALONY OBRAZ POWIERZCHNI PRÓBK P4W4 (70×70 MM, POWIĘKSZENIE ×30) (PO LEWEJ) ORAZ PRZETWORZONY OBRAZ BINARNY Z WYSEGREGOWANYMI NA CZERWONO OBSZARAMI PORÓW (PO PRAWEJ).	70
RYS. 36 – PRÓBKA P2W3 W TRAKCIE SKANOWANIA W MIKROTOMOGRAFIE.	71
RYS. 37 – PRÓBKA P4W3 I STRUKTURA PORÓW (KOLOR CZERWONY – PORY OTWARTE, ZIELONY – PORY ZAMKNIĘTE).	71
RYS. 38 – PRÓBKA P4W4 I STRUKTURA PORÓW (KOLOR CZERWONY – PORY OTWARTE, ZIELONY – PORY ZAMKNIĘTE).	72
RYS. 39 – WYKRES ZALEŻNOŚCI WYTRZYMAŁOŚCI NA ŚCISKANIE PO 28 DNIACH I WSPÓŁCZYNNIKA FILTRACJI OD POROWATOŚCI EFEKTYWNEJ.	76
RYS. 40 – WYKRES ZALEŻNOŚCI POROWATOŚCI EFEKTYWNEJ I WSPÓŁCZYNNIKA FILTRACJI BETONU POROWATEGO OD CZASU WIBRACJI.	77
RYS. 41 – WYKRES ZALEŻNOŚCI WYTRZYMAŁOŚCI NA ŚCISKANIE PO 28 DNIACH I GĘSTOŚCI OBJĘTOŚCIOWEJ BETONU POROWATEGO OD CZASU WIBRACJI.	78
RYS. 42 – WYKRES ZALEŻNOŚCI POROWATOŚCI: EFEKTYWNEJ, POMIERZONEJ W MIKROSKOPIE I CAŁKOWITEJ POMIERZONEJ W MIKROTOMOGRAFIE – OD CZASU WIBRACJI.	79
RYS. 43 – ANALIZA POROWATOŚCI CAŁKOWITEJ POMIERZONEJ W MIKROTOMOGRAFIE Z ROZDZIAŁEM NA OBJĘTOŚĆ PORÓW ZAMKNIĘTYCH (KOLOR ZIELONY) I PORÓW OTWARTYCH (KOLOR CZERWONY).	80
RYS. 44 – WYKRES ZALEŻNOŚCI WSPÓŁCZYNNIKA FILTRACJI PRZED I PO OBWODOWYM USZCZELNIENIU PRÓBEK RURĄ TERMOKURCZLIWĄ RTDS OD CZASU WIBRACJI.	81
RYS. 45 – SCHEMAT TECHNOLOGII WIBROWYMIANY – ETAPY FORMOWANIA PAŁA.	86
RYS. 46 – SCHEMAT WYPOSAŻENIA MASZTU PAŁOWNICY VIBROCAT VC05-2 Z SYSTEMEM DLS (PO LEWEJ) ORAZ WIBRATOR ŚLUZOWY MB 1670 (PO PRAWEJ).	87
RYS. 47 – PAŁOWNICA VIBROCAT TR05-01 PRZYGOTOWANA DO TESTÓW TERENOWYCH.	89
RYS. 48 – SCHEMAT POLETKA BADAWCZEGO.	89
RYS. 49 – ZAREJESTROWANE PARAMETRY TECHNOLOGICZNE PAŁI P2.1 – P2.4 NA METRYKACH.	91
RYS. 50 – PAŁOWNICA VIBROCAT VC05-2 Z SYSTEMEM DLS PRZYGOTOWANA DO TESTÓW <i>in situ</i> .	93
RYS. 51 – ZAŁADUNEK MIESZANKI DO ŁADOWARKI I NAPEŁNIANIE KUBŁA TRANSPORTOWEGO PODCZAS REALIZACJI PAŁA.	93
RYS. 52 – PODWÓJNA ŚLUZA DLS: OGÓLNY WIDOK (PO LEWEJ) I DOLNY RANT KLAPY PO PRÓBACH (PO PRAWEJ) Z OSADAMI BETONU POROWATEGO.	94
RYS. 53 – STOŻEK ZAMYKAJĄCY WEWNĄTRZ ŚLUZY DLS PO PRÓBACH – ADHEZJA MIESZANKI.	94
RYS. 54 – WNEŹRZE KUBŁA TRANSPORTOWEGO PO PRÓBACH TERENOWYCH – ŚLADY PRZYWIERANIA MIESZANKI.	94
RYS. 55 – REPREZENTATYWNY PRZYPADEK NASYPU DROGOWEGO POSADOWIONEGO NA SŁABONOŚNYM PODŁOŻU GRUNTOWYM.	98
RYS. 56 – GEOMETRIA I PARAMETRY PRZEKROJU REPREZENTATYWNEGO Z OZNACZENIEM PUNKTU OBSERWACYJNEGO (<i>pob</i>) PRZYJĘTEGO DO ANALIZ PORÓWNAWCZYCH.	104
RYS. 57 – KONCEPCJA KOMÓRKI ELEMENTARNEJ W UKŁADZIE OSIOWO-SYMETRYCZNYM NA PODSTAWIE ANALIZY CENTRALNIE ZLOKALIZOWANEGO ELEMENTU WZMOCNIENIA POD NASYPEM W OBRĘBIE JEZDNI (RYS. 56).	109
RYS. 58 – UJĘTE W MODELU 2D/O-S FAZY BUDOWY I REALIZACJI NASYPU ZGODNIE Z ZAŁOŻENIAMI (TABELA 17) (OD LEWEJ): PODŁOŻE RODZIME, F1: PLATFORMA ROBOCZA (0,5 m), F2: PAŁE FUNDAMENTOWE, F3: WARSTWA LTP I NASYP (ŁĄCZNIE 1,0 m), F4: KONSOLIDACJA (1 MIESIĄC), F5: NASYP O WYSOKOŚCI 1,5 m (ŁĄCZNIE 2,5 m), F6: KONSOLIDACJA (7 MIESIĘCY), F7: OBCIĄŻENIE UŻYTKOWE OD POJAZDÓW ($q = 12$ kPa) ORAZ SCHEMAT I SIATKOWANIE MODELU.	111
RYS. 59 – PRZEBIEG DYSSYPACJI CIŚNIENIA POROWEGO (ue) W PUNKCIE OBSERWACYJNYM W PRZEDZIALE CZASOWYM OD 0 DO 365 DNI – MODELE O-S, WARIANTY PCP-0,70, PCP-REF I PCP-0,03.	113
RYS. 60 – OSIADANIE EKSPLOATACYJNE NAWIERZCHNI PO OTWARCIU DROGI (Δs_{naw}) W PRZEDZIALE CZASOWYM OD 260 DO 2085 DNI – MODELE O-S, WARIANTY PCP-0,70, PCP-REF I PCP-0,03.	114
RYS. 61 – PRZEBIEG DYSSYPACJI CIŚNIENIA POROWEGO (ue) W PUNKCIE OBSERWACYJNYM W PRZEDZIALE CZASOWYM OD 0 DO 365 DNI – MODELE O-S, WARIANTY PCP-REF, CC, GESC I BW.	119

RYS. 62 – OSIADANIE EKSPLOATACYJNE NAWIERZCHNI PO OTWARCIU DROGI (Δs_{naw}) W PRZEDZIALE CZASOWYM OD 260 DO 2085 DNI – MODELE O-S, WARIANTY PCP-REF, CC, GESC I BW.....	121
RYS. 63 – OSIADANIE CAŁKOWITE ($u_y, max = 100,10 \text{ mm}$) ORAZ CHARAKTERYSTYCZNA SIŁA NORMALNA ($Nk, max = 39,55 \text{ kN/rad}$) W MODELU O-S DLA PALA PCP-REF W DNIU 2085.	121
RYS. 64 – DYSSYPACJA CIŚNIENIA POROWEGO ($u_{max} = 8,19 \text{ kPa}$) W MODELU O-S DLA PALA PCP-REF W DNIACH 15, 50 I 270 (KONIEC FAZY F3, F5, F7).....	122
RYS. 65 – DYSSYPACJA CIŚNIENIA POROWEGO ($u_{max} = 16,51 \text{ kPa}$) W MODELU O-S DLA KOLUMNY CC W DNIACH 15, 50 I 270 (KONIEC FAZY F3, F5, F7).....	122
RYS. 66 – DYSSYPACJA CIŚNIENIA POROWEGO ($u_{max} = 12,82 \text{ kPa}$) W MODELU O-S DLA KOLUMNY GESC W DNIACH 15, 50 I 270 (KONIEC FAZY F3, F5, F7).	123
RYS. 67 – DYSSYPACJA CIŚNIENIA POROWEGO ($u_{max} = 40,50 \text{ kPa}$) W MODELU O-S DLA WARIANTU BW W DNIACH 15, 50 I 270 (KONIEC FAZY F3, F5, F7).	123
RYS. 68 – PRZEBIEG DYSSYPACJI CIŚNIENIA POROWEGO (u_e) W PUNKCIE OBSERWACYJNYM W PRZEDZIALE CZASOWYM OD 0 DO 365 DNI – MODELE O-S, WARIANTY PCP I CC (ZMIENNE WYSOKOŚCI NASYPU).	131
RYS. 69 – OSIADANIE EKSPLOATACYJNE NAWIERZCHNI PO OTWARCIU DROGI (Δs_{naw}) DLA PRZYJĘTEGO OKRESU KONSOLIDACJI W FAZIE F6 (50 → 260 D) W PRZEDZIALE CZASOWYM OD 260 DO 2085 DNI – MODELE O-S, WARIANTY PCP I CC (ZMIENNE WYSOKOŚCI NASYPU).	132
RYS. 70 – PROGNOZOWANE OSIADANIE EKSPLOATACYJNE NAWIERZCHNI PO OTWARCIU DROGI ($\Delta s_{naw, prog}$) DLA SKRÓCONEGO OKRESU KONSOLIDACJI W FAZIE F6 (50 → 80, ..., 260 D) – WARIANTY PCP I CC (WYSOKOŚĆ NASYPU – 2,5 M).....	132
RYS. 71 – PROGNOZOWANE OSIADANIE EKSPLOATACYJNE NAWIERZCHNI PO OTWARCIU DROGI ($\Delta s_{naw, prog}$) DLA SKRÓCONEGO OKRESU KONSOLIDACJI W FAZIE F6 (50 → 80, ..., 260 D) – WARIANTY PCP I CC (WYSOKOŚĆ NASYPU – 5,0 M).....	133
RYS. 72 – PROGNOZOWANE OSIADANIE EKSPLOATACYJNE NAWIERZCHNI PO OTWARCIU DROGI ($\Delta s_{naw, prog}$) DLA SKRÓCONEGO OKRESU KONSOLIDACJI W FAZIE F6 (50 → 80, ..., 260 D) – WARIANTY PCP I CC (WYSOKOŚĆ NASYPU – 7,5 M).....	133
RYS. 73 – GEOMETRIA MODELU W UKŁADZIE PRZESTRZENNYM Z OZNACZENIEM PUNKTU OBSERWACYJNEGO (pob) PRZYJĘTEGO DO ANALIZ PORÓWNAWCZYCH ORAZ NUMERACJĄ PALI (1-4).....	136
RYS. 74 – PRZEBIEG DYSSYPACJI CIŚNIENIA POROWEGO (u_e) W PUNKCIE OBSERWACYJNYM W PRZEDZIALE CZASOWYM OD 0 DO 365 DNI – MODELE 3D, WARIANTY PCP-REF, CC, GESC I BW.....	141
RYS. 75 – OSIADANIE EKSPLOATACYJNE NAWIERZCHNI PO OTWARCIU DROGI (Δs_{naw}) W PRZEDZIALE CZASOWYM OD 260 DO 2085 DNI – MODELE 3D, WARIANTY PCP-REF, CC, GESC I BW.....	142
RYS. 76 – DYSSYPACJA CIŚNIENIA POROWEGO ($u_{max} = 8,12 \text{ kPa}$) W MODELU 3D DLA PALA PCP-REF W DNIACH 15, 50 I 270 (KONIEC FAZY F3, F5, F7).....	143
RYS. 77 – DYSSYPACJA CIŚNIENIA POROWEGO ($u_{max} = 11,80 \text{ kPa}$) W MODELU 3D DLA KOLUMNY CC W DNIACH 15, 50 I 270 (KONIEC FAZY F3, F5, F7).....	143
RYS. 78 – DYSSYPACJA CIŚNIENIA POROWEGO ($u_{max} = 13,19 \text{ kPa}$) W MODELU 3D DLA KOLUMNY GESC W DNIACH 15, 50 I 270 (KONIEC FAZY F3, F5, F7).	144
RYS. 79 – DYSSYPACJA CIŚNIENIA POROWEGO ($u_{max} = 39,23 \text{ kPa}$) W MODELU 3D DLA WARIANTU BW W DNIACH 15, 50 I 270 (KONIEC FAZY F3, F5, F7).....	144
RYS. 80 – WYKRESY NAPRĘŻEŃ OBLICZENIOWYCH (σ_d) ORAZ CHARAKTERYSTYCZNYCH SIŁ NORMALNYCH (Nk) W PALACH PCP W FUNKCJI GŁĘBOKOŚCI NA ZAKOŃCZENIE FAZY F8 ($t = 2085 \text{ d}$).....	146
RYS. 81 – OCENA WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA (FS) DLA NASYPU POSADOWIONEGO NA PALACH PCP W STANACH BUDOWY (F3, F5) I EKSPLOATACJI (F7, F8).	147
RYS. 82 – MECHANIZMY UTRATY STATECZNOŚCI NASYPU POSADOWIONEGO NA PALACH PCP W STANACH BUDOWLANYCH (F3, F5) I EKSPLOATACJI (F7, F8).....	148
RYS. 83 – WYKRESY CHARAKTERYSTYCZNYCH SIŁ NORMALNYCH (Nk) W PALACH PCP, UZYSKANE Z MODELI O-S ORAZ 3D, W FUNKCJI GŁĘBOKOŚCI NA ZAKOŃCZENIE FAZY F8 ($t = 2085 \text{ d}$).	153
RYS. 84 – PORÓWNANIE KALKULACJI EMISJI DLA RÓŻNYCH MIESZANEK BETONU POROWATEGO.	160
RYS. 85 – PORÓWNANIE KALKULACJI EMISJI DLA RÓŻNYCH WARIANTÓW WZMOCNIENIA.	162

SPIS TABEL

TABELA 1 – WŁAŚCIWOŚCI FIZYCZNE I MECHANICZNE BETONU POROWATEGO.....	20
TABELA 2 – PARAMETRY PALI PCP UŻYTE DO MODELOWANIA NUMERYCZNEGO.....	30
TABELA 3 – WŁAŚCIWOŚCI FIZYKOCHEMICZNE I SKŁAD CEMENTU CEM I 42,5R.....	37
TABELA 4 – PRZESIEW KRUSZYW.....	38
TABELA 5 – RECEPTURY MIESZANEK BETONU POROWATEGO J1–J8 [KG/M ³].....	40
TABELA 6 – RODZAJ PRÓBK, LICZBA PRÓBEK I PROJEKTOWANE BADANIA DLA MIESZANEK J1–J8.....	41
TABELA 7 – WYNIKI BADAŃ MIESZANEK BETONU POROWATEGO J1–J8 [157].....	50
TABELA 8 – WŁAŚCIWOŚCI FIZYKOCHEMICZNE I SKŁAD CEMENTU CEM II/B-V 32,5R–HSR.....	64
TABELA 9 – WŁAŚCIWOŚCI FIZYKOCHEMICZNE I SKŁAD CEMENTU CEM II/B-M (S-V) 42,5R.....	64
TABELA 10 – RECEPTURY MIESZANEK BETONU POROWATEGO P1–P4 [KG/M ³].....	65
TABELA 11 – RODZAJ PRÓBK, LICZBA PRÓBEK I PROJEKTOWANE BADANIA DLA MIESZANEK P1–P4.....	67
TABELA 12 – WYNIKI BADAŃ MIESZANEK BETONU POROWATEGO P1–P4 [179].....	74
TABELA 13 – ZESTAWIENIE PARAMETRÓW TECHNOLOGICZNYCH PALI P2.1 – P2.4.....	91
TABELA 14 – ZAKRES OBLICZEŃ NUMERYCZNYCH.....	101
TABELA 15 – ZESTAWIENIE PRZYJĘTYCH PARAMETRÓW I MODELI KONSTITUTYWNYCH GRUNTU.....	105
TABELA 16 – ZESTAWIENIE PRZYJĘTYCH PARAMETRÓW I MODELI KONSTITUTYWNYCH ELEMENTÓW WZMOCNIENIA.....	105
TABELA 17 – PRZYJĘTE DO ANALIZ PROJEKTOWE OKRESY BUDOWY I EKSPLOATACJI NASYPU DROGOWEGO.	107
TABELA 18 – TEMPO INKREMENTALNEJ KONSOLIDACJI W FAZACH F3-F8 – MODELE O-S, WARIANTY PALI PCP.....	112
TABELA 19 – OSIADANIE EKSPLOATACYJNE PO OTWARCIU DROGI (260 → 2085 D) – MODELE O-S, WARIANTY PALI PCP.....	113
TABELA 20 – TEMPO INKREMENTALNEJ KONSOLIDACJI W FAZACH F3-F8 – MODELE O-S, WARIANTY WZMOCNIENIA.....	118
TABELA 21 – OSIADANIA EKSPLOATACYJNE PO OTWARCIU DROGI (260 → 2085 D) – MODELE O-S, WARIANTY WZMOCNIENIA.....	120
TABELA 22 – REDYSTRYBUCJA OBCIĄŻEŃ ELEMENT-GRUNT (2085 D) – MODELE O-S.....	120
TABELA 23 – TEMPO INKREMENTALNEJ KONSOLIDACJI W FAZACH F3-F8 – MODELE O-S, WARIANTY WZMOCNIENIA (ZMIENNE WYSOKOŚCI NASYPU).....	128
TABELA 24 – OSIADANIE EKSPLOATACYJNE PO OTWARCIU DROGI (260 → 2085 D) – MODELE O-S, WARIANTY WZMOCNIENIA (ZMIENNE WYSOKOŚCI NASYPU).....	131
TABELA 25 – TEMPO INKREMENTALNEJ KONSOLIDACJI W FAZACH F3-F8 – MODELE 3D, WARIANTY POSADOWIENIA.....	139
TABELA 26 – OSIADANIE EKSPLOATACYJNE PO OTWARCIU DROGI (260 → 2085 D) – MODELE 3D, WARIANTY POSADOWIENIA NASYPU.....	141
TABELA 27 – REDYSTRYBUCJA OBCIĄŻEŃ ELEMENT-GRUNT (2085 D) – MODELE 3D, WARIANTY POSADOWIENIA NASYPU.....	142
TABELA 28 – WERYFIKACJA NOŚNOŚCI WEWNĘTRZNEJ PRZEKROJÓW PALI PCP.....	145
TABELA 29 – ZESTAWIENIE WYBRANYCH WYNIKÓW OBLICZEŃ UZYSKANYCH DLA RÓŻNYCH MODELI PCP- REF.....	152
TABELA 30 – DANE WEJŚCIOWE DO ANALIZ EMISYJNOŚCI.....	159
TABELA 31 – ANALIZA EMISYJNOŚCI MIESZANEK BETONU POROWATEGO.....	160
TABELA 32 – ANALIZA EMISYJNOŚCI WARIANTÓW WZMOCNIENIA.....	161