

Wpływ budowli fortyfikacyjnych i obronnych na warunki gruntowe w otoczeniu tych obiektów

Dr hab. inż. Wojciech Tschuschke, dr inż. Sławomir Gogolik, Michalina Szepielak,
Instytut Budownictwa i Geoinżynierii, Uniwersytet Przyrodniczy w Poznaniu

1. Wprowadzenie

W rewitalizację obszarów zurbanizowanych często wpisują się takie działania, które nadają nowy ład i porządek otoczeniu obiektów atrakcyjnych pod względem historycznym czy turystycznym. Zazwyczaj stan utrzymania samych tych obiektów nie budzi już obecnie większych zastrzeżeń, co tym bardziej wzmacnia efekt kontrastu z zaniedbanym nadal często otoczeniem, deprecjonującym w konsekwencji atrakcyjność postrzegania samego obiektu. Stąd, w okresie ostatniej dekady, odnotowuje się wiele inicjatyw lokalnych władz samorządowych mających na celu znalezienie środków na współfinansowanie tego rodzaju projektów. Znakomitym przykładem takiej inicjatywy jest współfinansowany przez Unię Europejską projekt budowy promenady wokół jeziora Kórnickiego, w pobliżu którego zlokalizowany jest znany obiekt historyczny – zamek rycerski z XIV wieku w Kórniku. Na niniejszy projekt składają się trzy kolejne etapy jego realizacji, w tym etap pierwszy obejmujący rewitalizację brzegu jeziora wraz z budową promenady wzdłuż jego brzegu, na odcinku wpisującym się w granice miasta Kórnik.



Rys. 1. Plan sytuacyjny lokalizacji realizowanej inwestycji względem usytuowania zamku w miejscowości Kórnik [www.google.pl/maps.]

2. Charakterystyka obiektu

Realizowana w ramach pierwszego etapu projektu rewitalizacji brzegów jeziora Kórnickiego promenada stanowi uporządkowany, o utwardzonej kostką betonową ciąg pieszy, wpisujący się w linię brzegową jeziora. Ze względu na przewężenie komunikacyjne na wysokości zamku, ciąg spacerowy promenady pomiędzy ulicą Zamkową a plażą jeziora, przesunięty został na tym odcinku na pomost o łącznej długości 120,3 m, którego konstrukcja posadowiona została w obrębie czaszy jeziora (rys. 1).

Konstrukcję pomostu stanowią prefabrykowane płyty żelbetowe o wymiarach $4,0 \times 3,0 \times 0,15$ m w liczbie 30 sztuk, wsparte na sztywnych podporach zbudowanych z dwóch pali stalowych o długości 11,0 m, zwieńczonych żelbetowym oczepem. W celu zwiększenia sztywności podpory pale stalowe o średnicy 245 mm z przyspawanym dnem, wypełnione zostały betonem oraz dodatkowo w górnej części wzmocnione szkieletem zbrojeniowym. Żelbetowy trzon pala formowany był w rurze, która wprowadzona została w podłoże metodą wibracyjną. W ten sposób uzyskano ciąg 31 podpór, wspartych na 62 palach, których głowice wyniesione zostały na wysokość około 75 cm ponad poziom zwierciadła wody w jeziorze. Podczas montażu płyt żelbetowych na podporach pomostu stwierdzono nierównomierne, lokalnie ponadnormatywne osiadań pali, które potencjalnie mogłyby doprowadzić do utraty stateczności całej konstrukcji pomostu (rys. 2 i 3).

Wyniki pomiarów geodezyjnych osiadań pali były podstawą do podjęcia decyzji o częściowym demontażu płyt pomostowych oraz wykonaniu kontrolnych badań geotechnicznych podłoża gruntowego w sąsiedztwie posadowionych podpór. Do przeprowadzenia badań weryfikacyjnych wytypowano podpory nr 8, 13, 18 i 23 (rys. 4).

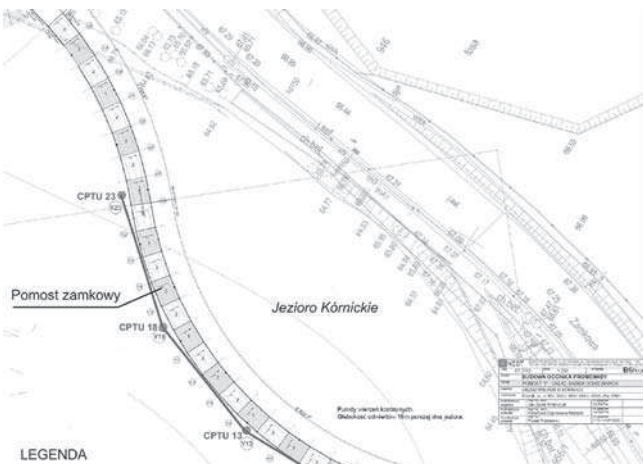
Badania referencyjne, na podstawie których zwymiarowane zostały w projekcie budowlanym pale fundamentowe, zrealizowane zostały bowiem na brzegu jeziora, a więc w pewnej odległości od miejsca lokalizacji



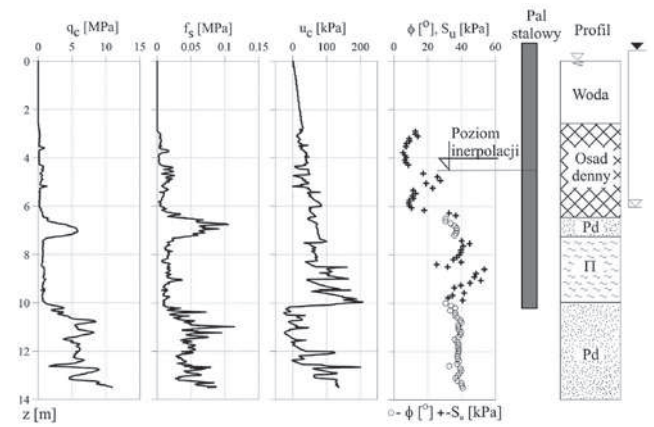
Rys. 2. Zdemontowane płyty pomostowe na fragmencie pomostu zamkowego nad jeziorem Kórnickim



Rys. 3. Obserwowane osiadania pali podpory nr 18



Rys. 4. Miejsca lokalizacji badań kontrolnych CPTU przy wytypowanych do testów podporach pomostu zamkowego

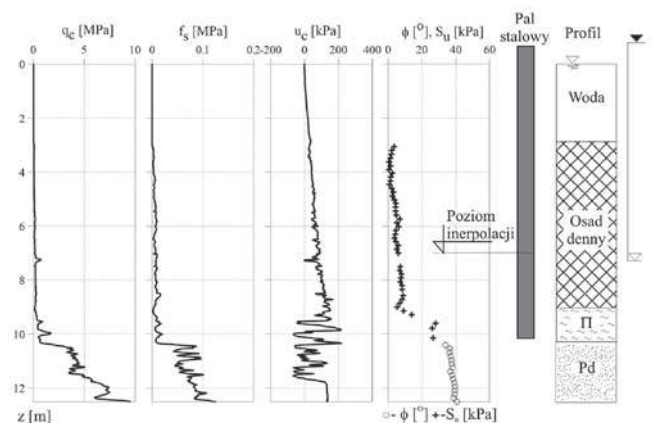


Rys. 5. Krzywe penetracji testu CPTU, profil geotechniczny oraz rozkłady parametrów wytrzymałości na ścinanie gruntów podłoża w rejonie podpory nr 13

pomostu. Na podstawie powyższych badań przyjęto, że podłoże gruntowe budują wyerodowane w strefie stropowej gliny lodowcowe o pośredniej nośności.

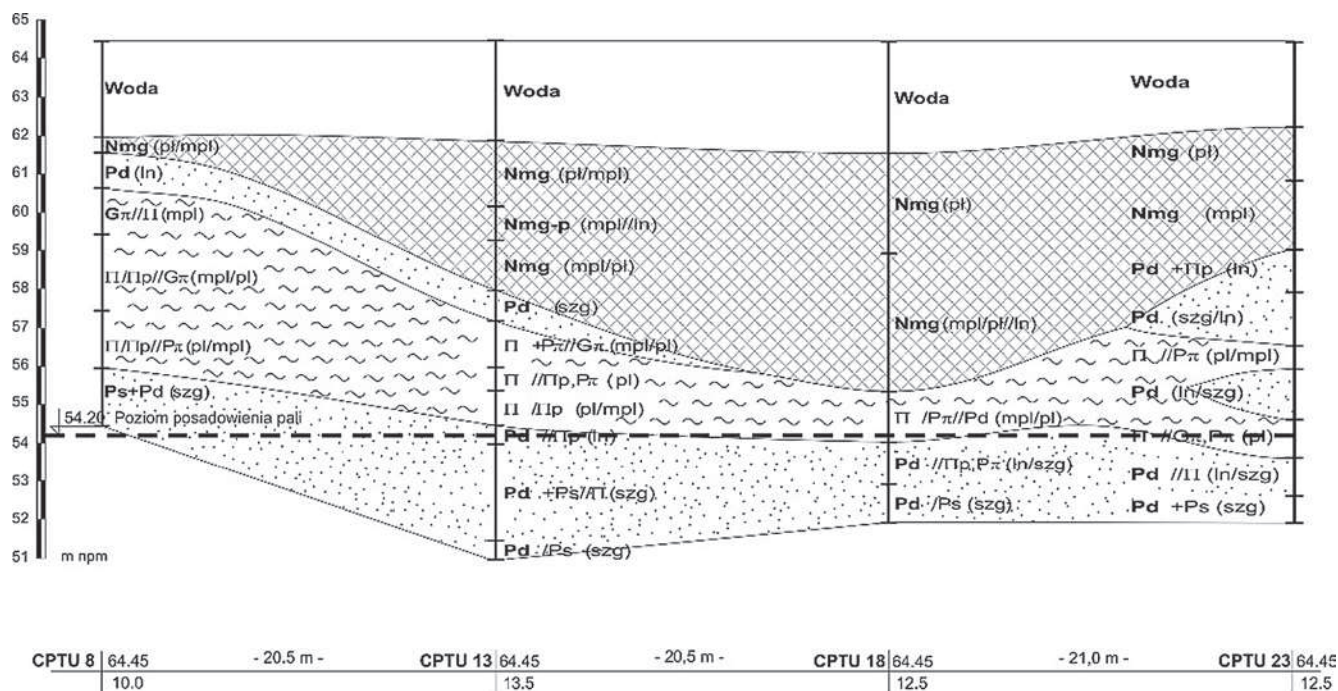
3. Wyniki badań kontrolnych

Do badań kontrolnych, które w rzeczy samej musiały zostać zrealizowane z wody, wytypowano test statycznego sondowania CPTU. W badaniu tego rodzaju wciśkany jest w podłoże ze stałą prędkością piezostopek, za pomocą którego rejestrowane są w sposób ciągły trzy charakterystyki penetracji, a mianowicie: opór pod stożkiem – q_c , tarcie na tulei cierniej – f_s oraz nadwyżka ciśnienia wody w porach – u_c . Zarejestrowane parametry testu podlegają normalizacji oraz standaryzacji i w tej postaci wykorzystywane są w procedurach interpretacyjnych i systemach klasyfikacyjnych do identyfikacji budowy podłoża gruntowego oraz oszacowania wartości parametrów geotechnicznych warstw gruntów budujących to podłoże [3, 4, 5, 8]. Ilościową ocenę parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych uzależnia



Rys. 6. Krzywe penetracji testu CPTU, profil geotechniczny oraz rozkłady parametrów wytrzymałości na ścinanie gruntów podłoża w rejonie podpory nr 18

się od warunków drenażu podłoża, które identyfikuje się w badaniu CPTU na podstawie wyników testów dysypacji ciśnienia wody w porach [3, 4, 8]. Wyniki badań



Rys. 7. Przekrój geotechniczny podłoża gruntowego w rejonie pomostu zamkowego

kontrolnych wykazały, że warunki geologiczno-inżynierskie podłoża są zdecydowanie różne od tych, na podstawie których zwymiarowano pale podpór pomostu. Zrealizowane badania udokumentowały ponadto, że warunki geotechniczne podłoża zmieniają się w zależności od miejsca lokalizacji podpory pomostu. Zróżnicowanie wytrzymałościowe gruntów podłoża w rejonie dwóch wybranych podpór doskonale ilustrują rozkłady z głębokością parametrów wytrzymałości na ścinanie, tj. kąta tarcia wewnętrznego ϕ oraz wytrzymałości na ścinanie bez odpływu s_u (rys. 5 i 6).

W ujęciu przestrzennym zmienność tę doskonale ilustruje przekrój geotechniczny (rys. 7) przedstawiający budowę podłoża w tej części pomostu, którą ograniczają wytypowane do badań skrajne podpory nr 8 i 23 (rys. 4).

Zasadniczym elementem decydującym o nośności pali jest w przypadku analizowanego podłoża miąższość warstwy osadów dennych wypełniających lokalną rynną jeziorną, której geneza nie jest do końca poznana. Przypuszcza się, że jej obecność związana jest z dawnym funkcjonowaniem fosy zamku zlokalizowanego nieopodal (rys. 1). Rynna ta bowiem usytuowana jest w miejscu, gdzie odległość fosy zamku do jeziora jest najkrótsza. Ponadto kierunek przebiegu tej rynny zupełnie nie odpowiada południkowemu kierunkowi translokacji łądolodu, w wyniku aktywności którego powstał w tym rejonie ciąg jezior polodowcowych, z jeziorem Kórnickim włącznie.

Wspomniana wcześniej warstwa osadów dennych, których miąższość zmienia się od 0,4 m w rejonie podpory nr 8 do 6,2 m przy podporze nr 18 zbudowana jest

z osadów gliniasto-piaszczystych oraz organicznych, charakteryzujących się bardzo niską nośnością. Świadczą o tym bardzo niskie wartości oporów stożka, zmieniające się w zakresie od 0,1 MPa do 0,5 MPa oraz nieduże nadwyżki ciśnienia wody w porach (rys. 6). Stan osadów dennych oceniono jako płynny i miękkoplastyczny. Pod względem wytrzymałościowym osady te zakwalifikować można ewidentnie do gruntów słabonośnych o znikomej wytrzymałości na ścinanie i znacznej odkształcalności. Spąg rynny wyznacza jednocześnie strop zalegania gruntów rodzimych, które budują warstwy pyłów i piasków drobnych. Miąższość i układ warstw tych gruntów jest zróżnicowany i silnie związany z głębokością erozyjnego rozmycia rynny. Małe w tej strefie podłoża opory stożka, wynoszące: w warstwach pyłów od 0,5 MPa do 1,1 MPa oraz w warstwach piasków od 1,2 MPa do 5,7 MPa, jak również znaczne w warstwach pylastych nadwyżki ciśnienia wody w porach pozwalają przyjąć dla gruntów spoistych tej strefy miękkoplastyczny na plastyczny stan konsystencji oraz dla gruntów niespoistych stan luźny przechodzący lokalnie w stan średnio zagęszczony. Warstwy stropowe podłoża rodzimego charakteryzuje pośrednia nośność oraz podatność na lokalne upłynnienie na przykład w wyniku oddziaływania wibracji. Głębsze podłoża budują znacznie bardziej sztywne warstwy piasków średnich i drobnych charakteryzujące się stanem średnio zagęszczonym. W warstwach tych rejestruje się szybkie przyrosty oporów stożka z głębokością, które w warunkach prowadzonego badania ograniczają praktycznie możliwość głębszej penetracji podłoża stożkiem (rys. 5).

Tabela 1. Ocena nośności i osiadań pali

Numer podpory	Obliczeniowa nośność pala Nt [kN]		Obciążenie własne pala Q [kN]	Osiadanie pala s [cm]
	wg metody normowej	na podstawie CPTU		
8	202,1	227,5	44,4	1
13	88,3	93,8	44,4	1
18	20,0	41,6	44,4	19
23	71,2	58,8	44,4	16

4. Analiza nośności pali

Wyniki testów statycznego sondowania w postaci krzywych penetracji oraz parametrów geotechnicznych gruntów oszacowanych na podstawie zarejestrowanych parametrów testu CPTU wykorzystane zostały do obliczenia nośności pali stanowiących podpory pomostu zamkowego. W zestawieniu obciążeń uwzględniono wyłącznie obciążenia własne konstrukcji na określonym etapie wykonawstwa pomostu, któremu odpowiadały stwierdzone na podstawie pomiarów geodezyjnych osiadania pali. Dane o obciążeniach i osiadaniach pali uzyskano bezpośrednio od wykonawcy obiektu.

Na obciążenia te składały się:

- masa własna pala – 1862 kG, wykonanego z rur stalowych betonowanych o długości 11,0 m i średnicy 245 mm,
- ciężar oczechu żelbetowego – 650 kG, wykonanego w postaci belki o wymiarach 248 × 35 × 30 cm,
- ciężar prefabrykowanej żelbetowej płyty pomostowej – 4500 kG, o wymiarach 400 × 300 × 15 cm.

Przyjęto, że obciążenia własne przekazywane przez pojedynczy pal, na podłoże bez uwzględnienia obciążeń użytkowych oraz innych obciążeń i oddziaływań wynoszą 44,37 kN. W przypadku analizowanego podłoża istotnym elementem oceny nośności pali jest przyjęcie wiarygodnego poziomu odniesienia do interpolacji obliczeniowego oporu poboczniczy i oporu pod podstawą pala. Do wyznaczenia obliczeniowej wysokości zastępczej wykorzystano propozycję Gwizdały [1], natomiast przyjęte zastępcze poziomy interpolacji dla każdego z analizowanych pali przedstawiono na profilach geotechnicznych. W celu oceny nośności pali wykorzystano dwie metody. Pierwsza, normowa [6, 7] wykorzystująca parametry geotechniczne gruntów z badań podłoża bazuje na klasycznym wzorze statycznym, w którym nośność pojedynczego pala jest sumą oporu pod podstawą i oporu poboczniczy. Metoda druga, bezpośrednia obecnie zalecana i preferowana w praktyce inżynierskiej [2, 3, 4], przy określeniu jednostkowych oporów pod podstawą i na poboczniczy pala bazuje na krzywych penetracji wyznaczonych w badaniu statycznego sondowania CPTU. W przypadku niniejszej analizy do oszacowania jednostkowych oporów pod podstawą i na poboczniczy pala wykorzystano krzywą oporów stożka. Wyniki analizy przedstawiono w tabeli 1.

Zestawione w tabeli 1 wyniki obliczeń w pełni uzasadniają osiadania pali podpory nr 18. Niewystarczająco nośne

podłoże w obrębie posadowionej grupy palowej nie jest w stanie przenieść nawet obciążeń własnych konstrukcji (rys. 3). Pale podpory nr 18 pracują jak pale zawieszono, gdyż podstawą swoją nie osiągnęły podłoża nośnego. Podstawy pali tej podpory co prawda posadowione zostały już w stropie podłoża rodzimego, lecz jego stan i niewielka miąższość warstwy podłoża, w którą wprowadzono pale, w żaden sposób nie mogą zapewnić ich stateczności. Pracująca w podobnych warunkach podpora nr 21 wykazywała jeszcze większe, przekraczające 30 cm osiadania. W przypadku podpory nr 23 obliczeniowa nośność pala nieznacznie tylko przewyższa obciążenia własne pala, które w rzeczywistości, w trakcie montażu konstrukcji mogły być znacznie większe. Ponadto nie można wykluczyć także częściowej utraty nośności wrażliwych gruntów podłoża podatnych na upłynnienie dynamiczne, czemu sprzyja zastosowana technologia wprowadzania pali w podłoże za pomocą wwibrowywania. Obserwowane osiadania podpory nr 23 są również w tym przypadku uzasadnione. Zupełnie odmienną reakcją podłoża i niewielkimi osiadaniami charakteryzują się pale podpór nr 8 i 13. W tym przypadku wykazano znaczną rezerwę w obliczeniowej nośności pala w stosunku do obciążenia przekazywanego przez pal na podłoże. Poprzez wprowadzenie pali w sztywne i nośne warstwy podłoża rodzimego osiągnięto stateczność podpory palowej już przy mobilizacji osiadań na poziomie zaledwie 1 cm.

5. Podsumowanie

Wyniki badań kontrolnych podłoża gruntowego stanowiącego dno jeziora Kórnickiego, na którym wsparto podpory pomostu zamkowego, wykazały, że przyjęte z dokumentacji archiwalnej do wymiarowania pali warunki gruntowe nie odpowiadają budowie podłoża, którą dokumentują wyniki badań weryfikacyjnych. Powodem rozbieżności jest zidentyfikowane w stropie podłoża rodzimego obniżenie (rywna), które wypełnione zostało w okresie późniejszym osadami jeziornymi charakteryzującymi się bardzo niską nośnością. Bardzo małe opory stożka oraz nadwyżki ciśnienia wody w porach wskazują, że w osadach tych nie zakończył się jeszcze proces konsolidacji. Geneza tej rywny nie jest do końca znana, ale wiele faktów wskazuje na to, że w przeszłości służyła do zasilania wodami jeziora fosy obronnej pobliskiego zamku rycerskiego. Przeobrażenie w tym fragmencie jeziora jego dna spowodowało, że warunki

posadowienia podpór pomostu różnią się w zależności od lokalizacji podpory w planie. Różnice są na tyle znaczące, że jak to wykazały wyniki analizy nośności pali, w pełni uzasadniają obserwowane osiadania podpór pomostu. Część pali, która posadowiona została w podłożu słabonośnym w celu osiągnięcia spodziewanej nośności, wymaga głębszego posadowienia. Z tego względu zalecono dla pali podpierających część pomostu pomiędzy podporami od nr 15 do nr 23 zdemonstrowanie oczepów, dospawanie około 3 m odcinka rury stalowej do pała celem jego przedłużenia oraz po zabetonowaniu, wbicie pała na wymaganą głębokość, którą wyznaczy osiągnięcie wymaganego wpędu pała. Zdecydowanie zalecono odstępianie od technologii wprowadzania pali w podłoże metodą wibracyjną.

Powyższe zalecenia zostały w pełni zrealizowane, budowę pomostu zakończono pod koniec 2015 roku i obecnie funkcjonowanie pomostu nie budzi zastrzeżeń.

Artykuł stanowi przedruk z monografii pt. „Rewitalizacja obszarów zurbanizowanych, Wałcz 2016”.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Gwizdała K., Fundamenty palowe. Technologie i obliczenia, Wyd. Naukowe PWN, Warszawa 2010, tom 1, str. 1–297
- [2] Gwizdała K., Fundamenty palowe. Badania i zastosowania, Wyd. Naukowe PWN, Warszawa 2013, tom 2, str. 1–199
- [3] Lunne T., Robertson P.K., Powell J.J.M., Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice, Wyd. Blackie Academic and Professional, London 1997, str. 1–312
- [4] Mayne P., Cone Penetration Testing, A Synthesis of Highway Practice, Transportation Research Board of the National Academies, nr 368, Washington 2007, str. 1–117
- [5] Młynarek Z., Tschuschke W., Wierzbicki J., Klasyfikacja gruntów podłoża budowlanego metodą statycznego sondowania, Mat. XI Krajowej Konferencji Mechaniki Gruntów i Fundamentowania, Gdańsk 1997, tom 2, str. 119–126
- [6] PN-83/B-02482: Fundamenty budowlane. Nośność pali i fundamentów palowych, Wydawnictwo Normalizacyjne ALFA Warszawa 1984
- [7] PN-EN 1997-1,2:2008 Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne; Część 2: Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego, PKN Warszawa 2007
- [8] Tschuschke W., Wierzbicki J., Zastosowanie technik statycznego sondowania do oceny parametrów geotechnicznych podłoża. Współczesne Problemy Geologii Inżynierskiej w Polsce, Wyd. WIND, Wrocław 1998, str. 107–112

Za publikację w miesięczniku

„Przegląd Budowlany”
uzyskuje się 5 punktów
zgodnie z komunikatem
MNiSW

z dnia 23.12.2015 roku,

wykaz B, pozycja 1381.

Serdecznie zapraszamy autorów do publikowania w Przeglądzie Budowlanym.

XIX WARSZTATY NADZORU INWESTYCYJNEGO
W WAŁCZU
ORAZ XV KONFERENCJA NAUKOWA

REWITALIZACJA OBSZARÓW ZURBANIZOWANYCH

POWODZIE W MIASTACH - PRZYCZYNY,
SKUTKI, ZAPOBIEGANIE
07-09 WRZEŚNIA 2017 WAŁCZ



KOMITET ORGANIZACYJNY

mgr inż. Zbigniew Augustyniak - przewodniczący
dr inż. Anna Szymczak-Graczyk - sekretarz

KOMITET NAUKOWY

prof. dr hab. inż. Wiesław Buczkowski - Przewodniczący
prof. dr hab. inż. Józef Jaszcak - Politechnika Poznańska
prof. dr hab. inż. Bogdan Nazarewicz - Politechnika Lwowska
dr hab. inż. Tomasz Błaszczyński, prof. PP - Politechnika Poznańska
dr hab. inż. arch. Zbigniew Bromberek, prof. PP - Politechnika Poznańska
dr hab. inż. Barbara Goszczyńska, prof. PŚK - Politechnika Świętokrzyska
dr hab. inż. Wiesława Głodkowska, prof. PKoI - Politechnika Koszalińska
dr hab. inż. Maria Kaszyńska, prof. ZUT - Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie
dr hab. inż. Wojciech Tschuschke, prof. UP - Uniwersytet Przyrodniczy w Poznaniu
dr inż. Anna Szymczak-Graczyk - Uniwersytet Przyrodniczy w Poznaniu
dr inż. Barbara Ksił - Politechnika Poznańska
dr inż. Daniel Pawlicki - CUTOB PZITB w Poznaniu
dr inż. Edmund Przybyłowicz - Przewodniczący ZO PZITB w Poznaniu

ZGŁOSZENIA I INFORMACJE

Centrum Usług Techniczno-Organizacyjnych
Budownictwa Polskiego Związku Inżynierów i
Techników Budownictwa Sp. z o.o.
Ul. Wieniawskiego 5/9, 61-712 Poznań
tel. +48 601 576 665
e-mail: z.augustyniak@cutob-poznan.pl, agraczyk@up.poznan.pl
www.cutob-poznan.pl

