

Projektowanie i realizacja placu manewrowego z kompozytów cementowych

W prezentowanej pracy przedstawiono nowatorskie w polskich warunkach rozwiązanie konstrukcyjno-materiałowe. Nawierzchnię betonową ułożono bezpośrednio na podbudowie z kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie, z pominięciem chudego betonu. Natomiast podłoże zostało ulepszone warstwą stabilizacji cementowej. Przyjęcie takiego rozwiązania pozwoliło na skrócenie czasu realizacji do oczekiwań inwestora. Ponadto ten typ podbudowy nie ulega erozji i pozwala na sprawne odprowadzenie wody przedostającej się przez szczeliny. Dyblowana i dylatowana nawierzchnia wykonana została z betonu modyfikowanego domieszką bitumiczną z dodatkiem zbrojenia rozproszonego w postaci włókien syntetycznych. Do odprowadzenia wód opadowych zastosowano odwodnienie liniowe w postaci koryt kl. F 900. Zaprojektowana i zrealizowana nawierzchnia o powierzchni 11076 m² jest wykorzystywana do przeładunku kontenerów z pojazdów samochodowych na wagony poruszające się na torach europejskich oraz na torach szerokich w kierunku wschodnim.

1. Wprowadzenie

Istniejąca nawierzchnia gr. 15 cm z płyt drogowych i trylinki, na terenie terminala w Wolnym Obszarze Celnym koło Terespoła, była wystarczająca do dystrybucji na rynki wschodnie samochodów osobowych wyprodukowanych w fabrykach europejskich. Przywożone koleją i ławetami pojazdy wprowadzano z wykorzystaniem ramp najazdowych do wagonów ustawionych na szerokich torach i wysyłano do odbiorców za wschodnią granicą, głównie w Rosji i Kazachstanie. Rozszerzenie działalności terminala o dystrybucję towarów w kontenerach wymagało ciężkiego sprzętu przeładunkowego w postaci kontenerowych żurawi jezdnych (ang. Reach Stacker) i inwestycji w odpowiednią nawierzchnię odporną na silne obciążenia mechaniczne (naciski na oś żurawi kontenerowych są na poziomie 10-krotnie większym niż dopuszczalne na drogach w UE) i agresywne oddziaływania środowiskowe (klasy ekspozycji). Dodatkowo przy doborze układu konstrukcyjnego poszczególnych warstw nawierzchni oraz technologii wykonania wzięto pod uwagę konieczność nieprzerwanej pracy terminala i możliwie krótki czas realizacji. Mając na względzie powyższe, przyjęto nowatorskie w polskich warunkach rozwiązanie konstrukcyjno-materiałowe nawierzchni betonowej ułożonej bezpośrednio na podbudowie z kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie, z pominięciem chudego betonu. Ponadto założono ulepszenie istniejącego podłoża

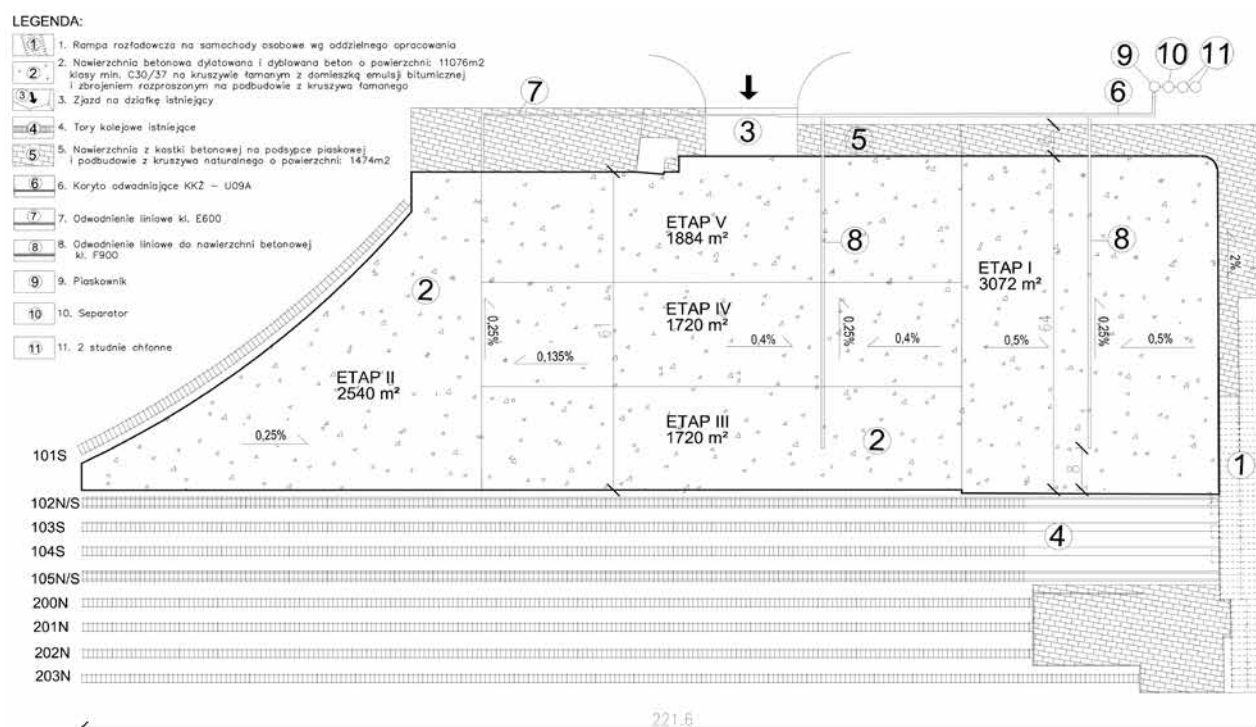
piaszczystego poprzez doziarnienie i dogęszczenie lub stabilizację cementową.

Stosownie do oczekiwań inwestora przyjęto 5-etapową realizację, aby możliwe było jednocześnie funkcjonowanie terminala na 3/5 powierzchni i prowadzenie prac na 2/5 powierzchni (1/5 powierzchni – roboty, 1/5 powierzchni – pielęgnacja i dojrzewanie). W ten sposób wykonano nawierzchnię betonową o powierzchni 11076 m² (rys. 1).

2. Konstrukcja nawierzchni

Przy projektowaniu konstrukcji nawierzchni terminala przyjęto obciążenie od kontenerowego żurawia jezdnego (ang. Reach Stacker) model SC 4531 TA 5. Według specyfikacji firmy Kalmar [12] maksymalne obciążenie przekazywane na przednią oś podczas podnoszenia kontenera wynosi 101,5 t, zaś ciśnienie kontaktowe wywierane przez oponę na nawierzchnię wynosi 1,0 MPa. Obciążenie osi przedniej przenoszone jest na każde z 4 kół, tj. $101,5 \text{ t} / 4 = 25,375 \text{ t}$ (253,75 kN). Obciążenie to wynika z masy własnej pojazdu Reach Stacker równej 71,1 t oraz obciążenia podnoszonego kontenera. Ponadto uwzględniono obciążenia od składowanych w stosy 30-tonowych kontenerów. Na podstawie publikacji [2] zastosowano współczynnik redukcyjny ciężaru zależny od liczby kontenerów w stosie. Przyjęto ciężar obliczeniowy stosu z pięcioma kontenerami

Rys. 1. Etapowanie prac przy realizacji Innowacyjnego Multimodalnego Terminalu Kontenerowego w WOC k. Terespoła

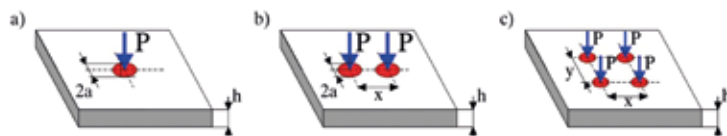


0,6x5x300 kN=900,00 kN, przekazywany na powierzchnię za pośrednictwem czterech narożnych stopek o wymiarach 162x178 mm, z ciśnieniem stykowym o wartości 7802 kN/m². Do obliczeń przyjęto schematy obciążeń od dźwigów kołowych i stosów z kontenerami w kilku wariantach, zilustrowanych na rys. 2:

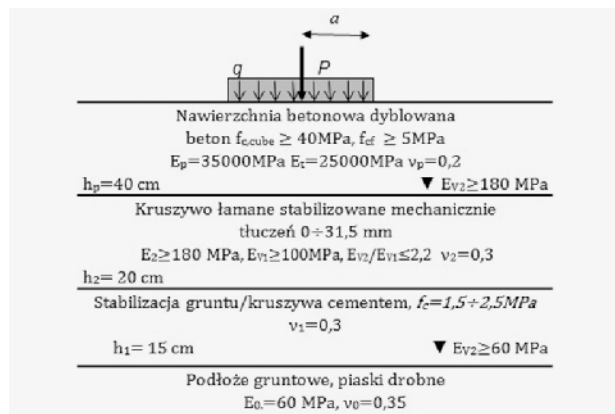
- od pojedynczego koła $P=253,75$ kN, ciśnienie stykowe $q=1000$ kPa
- od podwójnego koła $2xP=507,50$ kN z rozstawem 0,56 m, $q=1000$ kN/m²
- od pojedynczego stosu kontenerów $P=225,00$ kN na stopkę 162x178 mm
- od 2 stykających się ze sobą stosów kontenerów w rzędzie $2xP=450,00$ kN, na 2 stopki, z rozstawem osiowym 0,162 m
- od 4 sąsiadujących stosów w dwóch rzędach $4xP=900$ kN.

Wstępne obliczenia oparto na modelu płyty opracowanym przez Westergaarda, w którym płyta betonowa o module sprężystości E_p i współczynniku Poissona ν_p spoczywa na podłożu typu Winklera charakteryzującym się współczynnikiem reakcji podłoża k [1]. Schemat układu warstw przedstawiono na rys. 3.

Moduł reakcji podłoża k wyliczono z zależności uwzględniającej wartość modułu odkształcenia sprężystego podbudowy z kruszywa naturalnego, stabilizowanego mechanicznie E_{v2} . Następnie obliczono promień względnej sztywności płyty I , który jest określany jako pierwiastek czwartego stopnia sztywności płyty betonowej D podzielonej przez moduł reakcji podłoża k . Ponadto dla każdego wariantu obciążenia wyznaczano promienie równoważne powierzchni obciążających a oraz równoważne promienie b uwzględniający rozkład obciążeń na grubości płyty h . Następnie, stosując wzory Westergaarda [1], obliczono naprężenia w środku, na krawędzi oraz w narożu płyty od obciążeń użytkowych oraz od różnicy temperatur pomiędzy wierzchem i spodem płyty. Maksymalne naprężenia całkowite od kombinacji obciążeń kołami żurawi jezdnych i temperaturą nie przekraczały naprężeń dopuszczalnych na zginanie, jakie przenosi beton z uwzględnieniem współczynnika bezpieczeństwa. Naprężenia od pojedynczego stosu kontenerów i wpływów termicznych również nie przekraczały naprężeń dopuszczalnych, natomiast rozpatrując układ stykających się stosów w rzędzie, stwierdzono przekroczenie naprężeń na krawędzi i w narożu. Dlatego przyjęto rozwiązanie ze zbrojeniem rozproszonym o współczynniku odporności na pękanie $R_{e,3}=0,3$ wg japońskiej normy JCI-SF4 [4] i przeliczono płytę za pomocą modelu plastycznego wg opracowania TR 34 [3]. W celu zmniejszenia obciążeń na dylatacjach zastosowano dyble ze stali St3S o średnicy 40 mm i rozstawie 40 cm. Przyjęto długość dybla równą obliczonej długości efektywnej $2x8d$, $2x8x40$ mm=640 mm. Rozstaw został sprawdzony przy założeniu przenoszenia naprężeń przez dyble w pełnej nośności w obrębie 0,9 promienia względnej sztywności płyty po obu stronach obciążenia [3]. W ten sposób zaprojektowana płyta pozwala na ustawianie kontenerów w stosy, tak aby masa kontenerów w pojedynczym stosie nie przekraczała 120 t, zaś masy stykających się stosów w rzędzie nie przekraczały 220 t, co spełniło oczekiwania inwestora. W przypadku większych mas, które w praktyce



Rys. 2. Schematy obciążeń przyjęte w obliczeniach nawierzchni: a) od pojedynczego koła/stopki pojedynczego stosu, b) od podwójnego koła/dwóch stopek z sąsiadujących 2 stosów w jednym rzędzie, c) od czterech stopek z sąsiadujących 4 stosów w dwóch rzędach

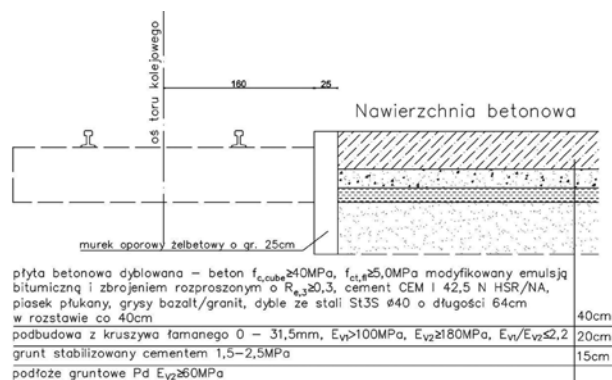


Rys. 3. Schemat układu warstw konstrukcyjnych betonowej nawierzchni dyblowanej

mogą się zdarzać sporadycznie należy zachować odstępy pomiędzy rzędami stosów w przedziale do dwóch grubości płyty. Mając na względzie zalecenia normy PN-EN 206-1 [8] związane z agresywnymi oddziaływaniami środowiskowymi, nawierzchnie betonowe zakwalifikowano do klasy ekspozycji XF 4, jako najbardziej agresywnej (cykliczne zamrażanie i rozmrażanie z udziałem środków odladzających), co wymagało zastosowania betonu klasy minimum C30/37, z zawartością cementu co najmniej 340 kg/m³ i ograniczoną ilością wody, $w/c \leq 0,45$. Ponadto zastosowane kruszywo powinno być o odpowiedniej odporności na zamrażanie/rozmrażanie, zgodne z normą PN-EN 12620 [10].

3. Realizacja

Do realizacji przyjęto układ warstw konstrukcyjnych przedstawiony na rys. 4.



Rys. 4. Przekrój konstrukcji nawierzchni na podbudowie z kruszywa łamanego



Fot. 1. Podbudowa zasadnicza z kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie



Fot. 2. Odwodnienie liniowe klasy F900 z prefabrykowanych koryt betonowych



Fot. 3. Rozmieszczenie dybli w trakcie betonowania



Fot. 4. Zacieranie i teksturowanie nawierzchni z betonu

3.1. Podłoże gruntowe i podbudowa

W podłożu gruntowym zalegały grunty nośne w postaci piasków drobnych średniozagęszczonych (niewrażliwe na działanie mrozu i wody). Po wykorytowaniu istniejące podłoże doziarniono i dogęszczono mechanicznie tak, aby charakteryzowało się ono wskaźnikiem zagęszczenia $I_s \geq 1,00$, modułami odkształcenia pierwotnego i wtórnego $E_{v1} \geq 60$ MPa, $E_{v2} \geq 120$ MPa, i wskaźnikiem odkształcenia $I_0 = E_{v2}/E_{v1} \leq 2,2$ [7]. Pomiarów dokonano sondą VSS. Ze względu na niejednorodne wyniki pomiarów zastosowano 15-cm stabilizację cementem o wytrzymałości na



Fot. 5. Składowanie i załadunek kontenerów na wagony

ściskanie po 7 dniach dojrzewania $f_{cm,7} = 1,0 \div 1,6$ MPa, a po 28 dniach dojrzewania $f_{cm,28} = 1,5 \div 2,5$ MPa [6]. Podbudowę zasadniczą wykonano z kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie (fot. 1). Na świeżą stabilizację układano warstwę tłucznia o frakcji $0 \div 31,5$ mm i zagęszczano przy użyciu ciężkich walców ogumowanych. Po siedmiu dniach zbadane moduły odkształcenia z zapasem spełniały założone wymagania $E_{v1} \geq 100$ MPa, $E_{v2} \geq 180$ MPa, $E_{v2}/E_{v1} \leq 2,2$. Oznaczanie modułów odkształcenia podbudowy dokonano sondą VSS zgodnie z załącznikiem B do normy PN-EN-S-02205 [11].

3.2. Odwodnienie

Do odprowadzenia wód opadowych zaprojektowano odwodnienie liniowe klasy F900 w postaci prefabrykowanych koryt betonowych oraz separator koalescencyjny z osadnikiem i bypassem. Nawierzchnia wykonana została z niewielkimi spadkami nieprzekraczającymi 0,5% umożliwiającymi spływ wody opadowej do odwodnień liniowych oraz bezpieczne manewrowanie i składowanie kontenerów w stosach. Montaż prefabrykowanych elementów odwodnień na ławie betonowej przedstawiono na fot. 2.

3.3. Nawierzchnia z betonu

Do sporządzania mieszanek betonowych zastosowano cement portlandzki o małej zawartości alkaliów, siarczanoodporny CEM I 42,5 N-NA/HSR w ilości 360 kg/m^3 . Kruszywo drobne stanowił piasek płukany, punkt piaskowy 35%. Jako kruszywa grubego użyto grysów granitowych i bazaltowych. Zawartość ziaren mniejszych od 0,25 mm (cementu i piasku) w 1 m^3 mieszanki nie przekraczała 420 kg/m^3 . Beton został zmodyfikowany domieszką emulsji bitumicznej w celu zmniejszenia nasiąkliwości oraz poprawy szczelności i odporności na agresję środowiska [5,14,15]. Emulsja bitumiczna ponadto poprawiała urabialność mieszanki betonowej. Natomiast w celu uzyskania wymaganej konsystencji zastosowano domieszki uplastyczniające na bazie lignosulfonianów i upłynniające z zawartością eterów polikarboksylowych, co pozwoliło na utrzymanie stosunkowo niskiego $w/c = 0,37$. Konsystencja sprawdzana była każdorazowo na budowie przed ułożeniem mieszanki betonowej. Mieszanka charakteryzowała się jednorodną konsystencją K4 – metoda opadu stożka $S \leq 110$ mm.

Uwzględniając obliczenia wg opracowania TR 34 [3] oraz w celu wyeliminowania rys skurczowych zastosowano zbrojenie rozproszone w postaci włókien syntetycznym dł. 54 mm o wskaźniku wytrzymałości równoważnej (odporność na pękanie) $R_{e,3} = 0,3$ [13]. W celu polepszenia współpracy płyt na szczytach oraz ograniczenia klawiszowania zastosowano dyble ze stali St3S w połowie grubości płyty o rozstawie co 40 cm. Średnica dybla 40 mm, długość 64 cm. Dyble pokryto do połowy powłoką bitumiczną uniemożliwiającą związanie z betonem z jedną z płyt i umieszczano na stelażach z prętów o średnicy 6 mm ze stali St3S (fot.3). Ostępny pomiędzy dylatacjami nie przekraczały 5 m. Pierwsze cięcia o szerokości 3 mm na 1/3 grubości płyty wykonywane były w zależności od temperatury od 12 do 24 godzin od zabetonowania. Poszerzenie szczelin na szerokość min. 8 mm i głębokość min. 8 mm wykonano po 28 dniach dojrzewania. Krawędzie tak wykonanych szczelin sfazowano skośnie o wymiarach 3×3 mm. Zastosowano w dylatacjach sznur uszczelniający z materiału syntetycznego o wytrzymałości na zerwanie $> 0,5 \text{ N/mm}^2$. Szczeliny wypełniono trwale elastyczną dwuskładnikową masą zalewową na bazie polimeru polisarczkowego, charakteryzującą się odpornością termiczną w przedziale od -50°C do $+120^\circ\text{C}$, dopuszczalnym odkształceniem 25% szerokości szczeliny, twardością 15-25 w skali Shore'a oraz odporną na działanie środków odladzających, paliw i olejów samochodowych. Przed wypełnieniem szczeliny zostały starannie oczyszczone i zagruntowane.

Górną powierzchnię świeżo ułożonej i zawibrowanej mieszanki betonowej zacierano mechanicznie, a następnie przeprowadzono zabiegi mające na celu nadanie nawierzchni odpowiedniej szorstkości przez szcztokowanie w kierunku poprzecznym – co zapewni szybsze odprowadzanie wody (fot. 4). Następnie systematycznie zraszano beton wodą przez ułożoną na nim geowłókninę. Okres pielęgnacji wynosił 21 dni.

Do użytkowania nawierzchni przystąpiono po 28 dniach od zabetonowania. Na fotografii nr 5 pokazano składowanie i załadunek kontenerów na wagony.

4. Podsumowanie

Przyjęty układ warstw konstrukcyjnych nawierzchni betonowej z podbudową z kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie na podłożu stabilizowanym cementem spełnił założone oczekiwania. Ten typ podbudowy nie ulega erozji i pozwala na sprawne odprowadzenie wody przedostającej się przez szczeliny. Ponadto przyjęcie takiego rozwiązania umożliwiło etapowanie prac i skrócenie czasu realizacji. W trakcie realizacji uzyskano wyraźnie wyższe moduły odkształcenia podbudowy od zakładanych, E_{v1} przekraczał 200 MPa, E_{v2} osiągał nawet 400 MPa przy zachowaniu $E_{v2}/E_{v1} < 2,0$. Ponadto uzyskano beton klasy C35/45, spełniający wymagania stawiane betonom stosowanym w najsurowszych klasach ekspozycji XF4, XD3, XC4, XA3, XM3. Badania laboratoryjne przeprowadzone na próbkach pobieranych w trakcie betonowań potwierdziły wysoką wytrzymałość na ściskanie $f_{cm,28} = 49,74 \div 58,20$ MPa i zginanie $f_{ctm,fi} = 5,55 \div 5,72$ MPa (w dwupunktowym układzie obciążenia), wysoką mrozoodporność F200 i wodoszczelność (średnia głębokość penetracji wody 14,33 mm, a maksymalna 26 mm przy ciśnieniu 0,8 MPa) oraz obniżoną w wyniku zastosowania domieszki bitumicznej nasiąkliwość masową do 3,62%.

Zrealizowana w opisany powyżej sposób nawierzchnia betonowa o powierzchni 11076 m² jest wykorzystywana jako plac manewrowo-składowy i przenosi zakładane obciążenia od żurawi kontenerowych oraz układanych w stosy kontenerów o masie do 120 t.

*mgr inż. Krzysztof Falkowski
doktorant Politechniki Białostockiej*

Literatura

- 1 Szydło A., Nawierzchnie drogowe z betonu cementowego. Teoria, wymiarowanie, Realizacja, „Polski Cement”, Kraków 2004
- 2 Judycki J., Projektowanie nawierzchni typu ciężkiego w portach i terminalach kontenerowych, „Inżynieria Morska i Geotechnika” 3/2005
- 3 Technical Report No 34, Concrete Industrial Ground Floors – A guide to their Design and Construction, wyd. 3, 2003.
- 4 JCI-SF4 Method of tests for flexural strength toughness of steel fiber reinforced concrete, Concrete library of JSCE. Nr3, Juni 1984, Japan
- 5 Falkowski K, Technologia ochrony materiałowo-strukturalnej betonów cementowych w środowisku agresywnym, |Budownictwo i Inżynieria Środowiska”, 2012 Vol. 3 No. 1
- 6 PN-S-96012:1997 Podbudowa i ulepszone podłoże z gruntu stabilizowanego cementem
- 7 PN-S-06102:1997 Podbudowy z kruszyw stabilizowanych mechanicznie
- 8 PN-EN 206-1:2003 Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność
- 9 PN-EN 197-1:2012 Cement - Część 1: Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów powszechnego użytku
- 10 PN-EN 12620+A1:2010 Kruszywa do betonu
- 11 PN-EN-S-02205:1998 Drogi samochodowe – wymagania i badania
- 12 Specyfikacje firmy Kalmar
- 13 Materiały informacyjne RUREDIL
- 14 Falkowski K., Kompozyty cementowe modyfikowane emulsją bitumiczną, Materiały Budowlane 12/2014, 45-49
- 15 Bołtryk M., Małaszkiwicz D. Application of anionic asphalt emulsion as an admixture for concrete. Constuction and Building Materials 40, 2013, 556-565

Autor publikacji Krzysztof Falkowski jest uczestnikiem projektu „Stypendia dla doktorantów województwa podlaskiego”, współfinansowanego w ramach Programu Operacyjnego Kapitał Ludzki, Działanie 8.2 Transfer wiedzy, Poddziałanie 8.2.2 Regionalne Strategie Innowacji, ze środków Europejskiego Funduszu Społecznego, budżetu państwa oraz środków budżetu Województwa Podlaskiego



**CENTRUM TECHNOLOGICZNE BUDOWNICTWA
PRZY POLITECHNICE RZESZOWSKIEJ Sp. z o.o.**



Laboratorium badawcze akredytowane przez PCA, nr AB 535

- Badania betonu - mieszanka betonowa
- Badania betonu - beton stwardniały
- Badania wstępne betonu
- Badania gruntów stabilizowanych spoiwami
- Badania zapraw
- Badania podkładów podłogowych
- Badania kontrolne surowców – kruszywa
- Badania kontrolne surowców – cement
- Badania geotechniczne
- Badania domieszek do betonu
- Badania wyrobów betonowych, badania typu
- Badania kanałów odwadniających nawierzchnię
- Badania kamienia naturalnego
- Pełna obsługa laboratoryjna Producenta betonu towarowego
- Pełna obsługa laboratoryjna dla Wykonawcy i dla Nadzoru
- Ekspertyzy i opinie budowlane



AB 535

www.ctb-prz.pl

e-mail: ctb@ctb-prz.pl

tel.: +48 17 864 04 50, fax: +48 17 864 04 51

Centrum Technologiczne Budownictwa
przy Politechnice Rzeszowskiej Sp. z o.o.
ul. Przemysłowa 23
35-105 Rzeszów

