

Nośność wzmocnionego żelbetowego stropu obiektu podziemnego

Dr inż. Elżbieta Grochowska, prof. dr hab. inż. Antoni Matysiak, Uniwersytet Zielonogórski

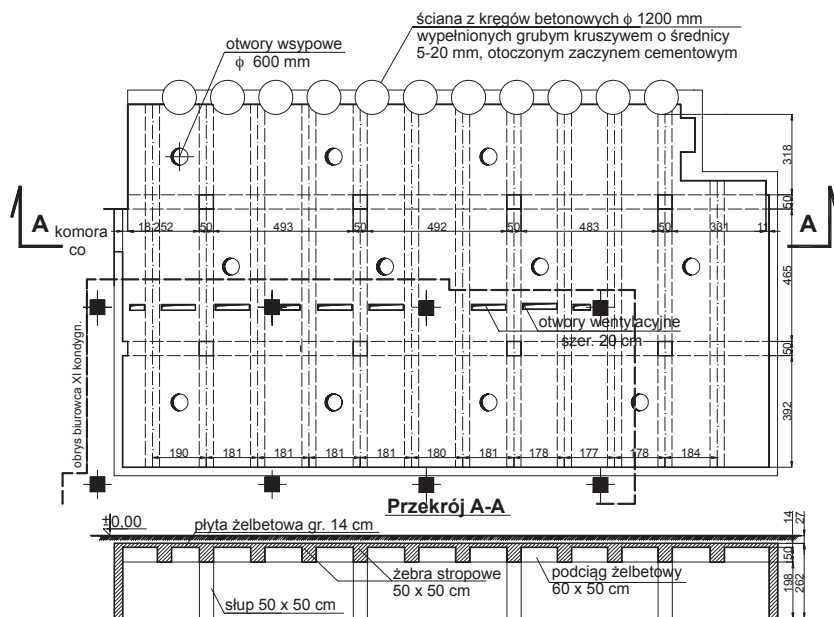
1. Wprowadzenie

W artykule opisano stan techniczny podziemnego obiektu, a w szczególności jego stropu i sposób wzmocnienia żelbetowej płyty stropowej. Podziemny bunkier żelbetowy, znajdujący się w centrum Zielonej Góry jest obiektem wybudowanym w latach 50-tych ubiegłego stulecia i przez ponad 30 lat służył do składowania opału. Obiekt znajdował się obok przyległej, lokalnej kotłowni, zaopatrującej w ciepło okoliczne budynki. Wraz z zmieniającymi się warunkami ekonomicznymi, lokalne kotłownie przestały być rentowne i zaczęto je likwidować. Tak też stało się w opisywanym przypadku. Po zakończeniu pracy kotłowni, obiekt podziemny wykorzystywany

uprzednio jako skład opału, uległ znacznej destrukcji, a resztki opału w postaci miadu nadal w nim zalegają. Bunkier był napełniany poprzez otwory wyspowe wykonane w płycie stropu bunkra. Strop był obciążony samochodem ciężarowym z pełnym ładunkiem. Część bunkra znajduje się poza częścią zabudowaną, przeznaczoną dla powszechnego użytkowania, również z możliwością obciążenia ruchem samochodów.

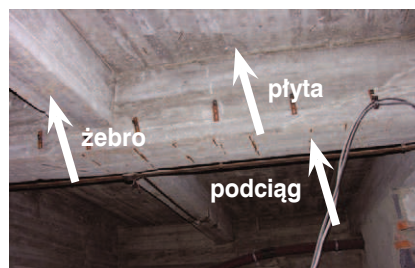
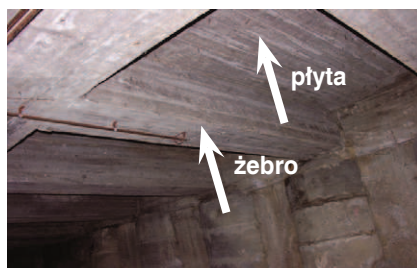
2. Opis istniejącej konstrukcji bunkra

Opisywany obiekt znajduje się częściowo pod istniejącym administracyjnym budynkiem wielokondygnacyjnym i częściowo w otwartej przestrzeni, co pokazano na rysunku 1. Wierzch zewnętrznego uwarstwienia stropu znajduje się w poziomie przyległego terenu. Ściany zewnętrzne oporowe są wykonane jako żelbetowe wylewane grubości około 20 cm. Jedna ze ścian została wykonana na kręgów betonowych studziennych, wypełnionych grubym kruszywem, otoczonym zaczynem cementowym. Między studziami znajduje się wylewana masywna ściana betonowa. Strop nad bunkrem stanowi wylewana płyta żelbetowa grubości 14 cm, oparta na żebrawach w rozstawie osiowym, co około 1,81 m. Żebra stropu są szerokości 50 cm i wysokość 50 cm, licząc do spodu stropu. Żebra są wylewane łącznie z płytą stropową. W płycie stropowej, znajdują się otwory wyspowe \varnothing 600 mm zamykane włączkami żeliwnymi. Rozmieszczenie otworów wyspowych pokazano na rysunku 1.



Rys. 1. Rzut stropu i przekrój bunkra

Rys. 2. Widok stropu od spodu (od wnętrza bunkra)



Rys. 3.

Płyty stropowe: a) widok skorodowanych prętów zbrojeniowych w płycie stropowej w polach pełnych, b) widok skorodowanych prętów zbrojeniowych w płycie stropowej w polach z otworami wyspowymi


Rys. 4.

Płyta stropowa i żebro: a) widok skorodowanego zbrojenia przy otworach wentylacyjnych, b) widok skorodowanych strzemion i narożnych prętów belki


Rys. 5.

Stup żelbetowy i ściana: a) widok słupa żelbetowego, b) ściana zbudowana z szeregu kręgów



W strefie słupów budynku administracyjnego w płycie bunkra wykonane są podłużne otwory wentylacyjne o szerokości 20 cm.

Żebra stropowe są oparte na podciągach żelbetowych o szerokości 60 cm i wysokości 50 cm. Płyta stropowa, żebra i podciąg tworzą jednolitą monolityczną konstrukcję żelbetową. Podciąg stropu oparte są na słupach żelbetowych o wymiarach 50 x 50 cm. Ogólne wymiary i rozwiązania konstrukcji żelbetowej pokazano na rysunku 1 i fotografiach.

3. Stan techniczny bunkra

Wykonano oględziny, pomiary, badania jakości betonu oraz odkrywkę zbrojenia elementów konstrukcji bunkra, w zakresie potrzebnym do oceny i sprawdzenia nośności głównych elementów konstrukcyjnych. Wykonano również ogólny przegląd fundamentów. Nie stwierdzono spękań, odkształceń i przemieszczeń fundamentów.

Do oceny i analizy stropu przyjęto podział płyt międzyżebrowych na pola pełne i pola z otworami wyspowymi.

Płyta stropowa w polach pełnych

Otulina zbrojenia dolnego jest odspojona od zbrojenia, co pokazano na rysunku 3a, odpadała przy uderzeniach młotkiem. Zbrojenie przęsłowe jest wykonane z prętów $\varnothing 10$ i $\varnothing 12$ ze stali 18G2 w rozstawie co 9 cm lub parami co 18 cm. Pręty są skorodowane obwodowo. Pomierzony przekrój metaliczny prętów wynosi 7–8 mm. Wytrzymałość betonu oceniono badaniami sklerometrycznymi. Wytrzymałość wynosi $R_b = 8,28$ MPa.

Płyta stropowa w polach wyspowych

W widoku strefy przęsła zbrojenie jest odkryte, bez otuliny, całkowicie skorodowane i odspojone od betonu (rys. 3b). Beton nad zbrojeniem jest uszkodzony przez wody opadowe i zmarzliny. Widoczna jest znaczna destrukcja elementu żelbetowego. Po analizie stanu technicznego uznano, że płyta żelbetowa nie ma nośności, nie nadaje się do użytkowania i zagraża bezpieczeństwu.

Płyta stropowa z otworami wentylacyjnymi

W widoku od strony pomieszczenia, zbrojenie jest całkowicie skorodowane i odspojone od betonu. W strefie wokół otworów widoczny jest brak otuliny zbrojenia (rys. 4a). Beton nad zbrojeniem jest uszkodzony przez wody opadowe i zmarzliny, a powierzchnia płyty i żebra stropowych jest pokryta wysoleniami. Po analizie stanu technicznego uznano, że płyta żelbetowa nie ma nośności i nie nadaje się do użytkowania.

Żebra stropowe

W odkrywce części przęsłowej otulina betonowa jest odspojona od zbrojenia. Uszkodzenia występują na bocznych i dolnych powierzchniach żeberek przyległych do otworów wyspowych. Pręty narożne zbrojenia przęsłowego są znacznie skorodowane. Zbrojenie przęsłowe stanowi 8 prętów $\varnothing 16$ ze stali 18G2, które są skorodowane obwodowo. Po oczyszczeniu badanych prętów, metaliczny rdzeń średnicy wynosi około 12 mm. Strzemiona żebra również są skorodowane obwodowo. Na podstawie badań sklerometrycznych wytrzymałość obliczeniowa betonu wynosi $R_b = 5,82$ MPa.

Podciąg jest belką wieloprzęsłową opartą na żelbetowych słupach. W wyniku oględzin nie zauważono uszkodzenia betonu. Na podstawie badań sklerometrycznych wytrzymałość betonu określono jako $R_b = 10,17$ MPa. Zbrojenie w odkrywce przęśla jest w dobrym stanie technicznym i składa się z 10 prętów $\varnothing 18$ ze stali 18G2.

Słupy żelbetowe o przekroju 50×50 cm są zbrojone obwodowo 8 prętami $\varnothing 12$ ze stali gładkiej. Ogólny widok słupów pokazano na rys. 5a. Beton otuliny jest słaby, a na części słupów niedokładnie wypełniony, w szalunku tworzył strukturę z widocznym zbrojeniem. Zbrojenie pionowe i strzemiona są obwodowo skorodowane.

Ściana oporowa została zbudowana z szeregu kręgów o średnicy 120 cm (rys. 5b) wypełnionych grubym kruszywem o średnicy 5–20 mm, otoczonym zaczynem cementowym. Pomierzona grubość ścianki kręgu wynosi 10 cm. Nie stwierdzono spękań czy też odkształceń w wykonanych odkrywkach. Fragmenty między studniami zostały wykonane, jako monolityczne z betonu. Ścianę wieńczy belka żelbetowa wysokości 50 do 70 cm, na której oparte są żebra stropowe.

Uwarstwienie nad płytą stropową (od strony zewnętrznej) jest następujące: beton wierzchni grubości 12–15 cm (spękany), rumosz ceglany z cegły dziurawki grubości 7 cm, beton droбноziarnisty dociskowy grubości 5 cm oraz izolacja pozioma z dwóch warstw papy asfaltowej położonej na płycie stropowej. W celu sprawdzenia stanu betonu od strony zewnętrznej konstrukcji, w strefach ściskanych przekrojów żelbetowych wykonano odkrywki. W odkrywkach beton konstrukcji stropowej jest w dobrym stanie i oceniono, że jest to beton B20, a zbrojenie ze stali 18G2 nie jest skorodowane.

4. Wnioski z analizy statyczno-wytrzymałościowej i zalecenia konstrukcyjne

Na podstawie wyników badań wykonanych w odkrywkach zbrojenia oraz badań wytrzymałości betonu przeprowadzono obliczenia nośności poszczególnych elementów konstrukcji żelbetowej bunkra. Obliczenia przeprowadzono zgodnie z normą [2].

Wykonując obliczenia statyczno-wytrzymałościowe przyjęto następujące założenia:

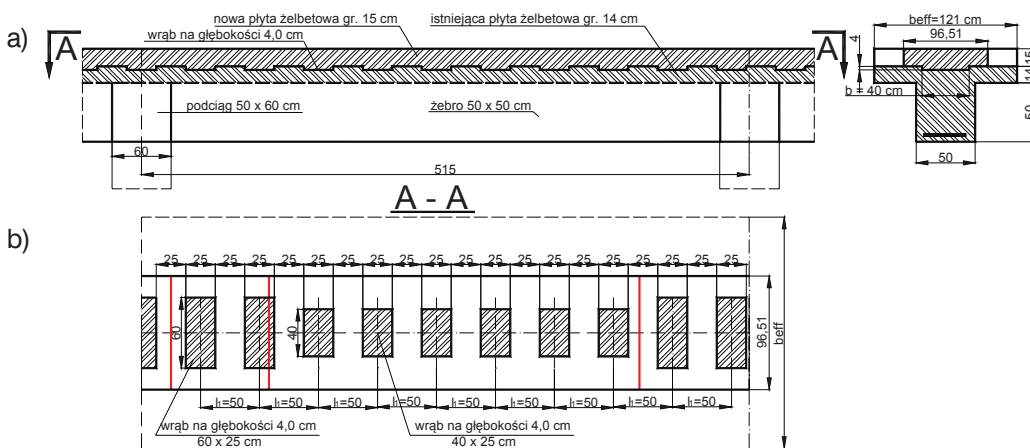
- schemat statyczny elementu wynika z istniejących rozwiązań konstrukcji według rysunku 1,
- przyjęto wytrzymałość obliczeniową betonu R_b wyznaczoną z badań sklerometrycznych betonu,
- wytrzymałość stali ze względu na częściowo skorodowane pręty zbrojeniowe przyjęto jako $0,8 R_a$,
- przyjęto przekrój stali zbrojeniowej w rdzeniu metalicznym ustalonym w odkrywkach po wstępnym oczyszczeniu.

W obliczeniach statycznych ustalono nośność żelbetowego elementu konstrukcyjnego, przejmującego całkowite obciążenie obliczeniowe równomiernie rozłożone.

Wyniki obliczeń wykazały, że konstrukcja żelbetowa stropu nad bunkrem ma elementy nośne i nienośne. Płyty stropowe w polach z otworami wyspowymi i wentylacyjnymi w wyniku uszkodzenia zbrojenia i betonu są nienośne. Płyta stropowa w polach pełnych może być uznana, jako nośna do wartości obciążenia zewnętrznego równomiernie rozłożonego wynoszącego $g_{z0} = 31,78$ kN/m², pod warunkiem zabezpieczenia zbrojenia i betonu przed dalszą korozją i destrukcją żelbetu. Żebra żelbetowe stropu należy uznać za nośne do wartości obciążenia zewnętrznego wynoszącego $g_{z0} = 14,78$ kN/m² pod warunkiem przeprowadzenia robót naprawczych zbrojenia i betonu żebra.

Podciąg uznano za nośny do wartości obciążenia zewnętrznego wynoszącego $g_{z0} = 14,62$ kN/m², pod warunkiem wykonania głębokiej penetracji i określenia zbrojenia na ścinanie.

W strefie podłużnych, międzyżebrowych otworów wentylacyjnych położonych w linii słupów budynku biurowego, konstrukcja żelbetowa stropu i żeber jest znacznie uszkodzona i wymaga wykonania robót naprawczych. Obecnie konstrukcja żelbetowa jest poddana niszcącemu działaniu wód opadowych, zamrażaniu powierzchniowemu i wgłębniemu wody rozsadzającej beton i korodującej stal zbrojenia oraz uszkodzeniom karbonatyzacji zbrojenia, w wyniku zalegania w bunkrze miału węglowego od ponad 20 lat.



Rys. 6.
Przekrój płyty:
a) złącze istniejącej płyty z nową w postaci wrębów,
b) wymiary i rozmieszczenie wrębów na długości przęśla

W przypadku niepodjęcia prac naprawczych konstrukcja żelbetowa ulegnie dalszej degradacji i może stanowić zagrożenie zawaleniem się.

Zalecono wykonanie robót naprawczych zapewniających zachowanie nośności na wieloletni okres użytkowania. Stan obiektu wymaga wykonania następujących prac: usunięcia z bunkra miatu węglowego, wykonania na obecnej płycie nowej, w pełni nośnej płyty żelbetowej i zespolenie jej wzdłuż żeber z istniejącą płytą oraz wykonanie naprawy zbrojenia i betonu wszystkich elementów konstrukcyjnych.

5. Wzmocnienie płyty stropowej, rozwiązanie konstrukcyjne

Ze względu na to, że istniejąca płyta stropowa posiada pola nienośne, zaprojektowano nową płytę stropową o grubości 15 cm z betonu B25 zespoloną wzdłuż żeber z istniejącą konstrukcją. Przy obliczeniach przyjęto następujące obciążenia: ciężar własny płyty żelbetowej o gr. 15 cm, izolację z papy, beton ochronny gr. 6,0 cm, kostkę brukową gr. 8 cm, obciążenia pojazdami oraz użytkowe. Całkowite obciążenie obliczeniowe płyty wynosi 32,0 kN/m².

Aby zapewnić współpracę istniejącej płyty stropowej z nową płytą, proponuje się zespolenie starego betonu z nowym. Zespolenie zostanie wykonane wzdłuż żeber.

Naprężania rozwarstwiający, które powstaną na styku połączenia dwóch warstw płyty (starej i nowej) zostaną przeniesione przez złącze w postaci wrębów i naturalną przyczepność betonu. Zgodnie z normą [3] konstrukcję można uznać za zespoloną, jeżeli zachowana jest nośność na podłużne ścinanie na styku połączenia dwóch warstw betonu, klasa betonu uzupełniającego jest nie niższa niż B20 oraz grubość warstwy betonu uzupełniającego jest nie mniejsza niż 40 mm. W opisywanym przypadku warunki te są spełnione. Wręby będą wykonane w istniejącej płycie stropowej na głębokości 40 mm, szerokość wrębów w kierunku podłużnym żebra wynosi 250 mm, a w kierunku poprzecznym 400 mm. Rozstaw wrębów pokazano na rysunku 6. Przy podporach, gdzie siły tnące są największe, zwiększono wymiary poprzeczne wrębów wynoszące 600,0 mm.

Ustroje zespolone, które są złożone z warstw betonu o różnej wytrzymałości, można sprowadzać do zastępczego przekroju jednorodnego, wykorzystując odpowiedni obliczeniowy stosunek wytrzymałości f_{cd} betonów na ściskanie. W rozpatrywanym przypadku wyznaczono $\alpha_c = 13,3/10,6 = 1,25$, biorąc pod uwagę wytrzymałość obliczeniową na ściskanie betonu nowej płyty do wytrzymałości obliczeniowej na ściskanie betonu istniejącej płyty. Współczynnikiem α_c zredukowano szerokość b_{eff} nowej płyty. Jednorodny przekrój pokazano na rysunku 6.

Sprawdzono złącze w przekroju przypodporowym, w strefie momentu ujemnego, w którym siła ścinająca wynosi $V_{Sd} = 139,84$ kN.

Złącza w elementach zespolonych poddane działaniu podłużnej siły ścinającej można sprawdzić wzorem podanym w [3]:

$$\tau_{Sdj} \leq \tau_{Rdj} \quad (1)$$

$$\tau_{Sdj} = \frac{\beta \cdot V_{Sd}}{z \cdot b_j} = \frac{1,0 \cdot 139,84}{65,11 \cdot 60,0} = 0,036 \frac{kN}{cm^2} \quad (2)$$

$$\tau_{Rdj} = k_T \cdot f_{ctd} = 0,5 \cdot 0,87 = 0,445 MPa \quad (3)$$

$$\tau_{Sdj} = 0,36 MPa < \tau_{Rdj} 0,445 MPa \quad (4)$$

Podłużne naprężenia ścinające w płaszczyźnie zespolenia istniejącej płyty z nową płytą stropową zostaną w bezpieczny sposób przeniesione. Z obliczeń wynika, że zbrojenie na ścinanie podłużne w złączu nie jest obliczeniowo wymagane. Aczkolwiek, w sytuacji gdy będą wykonywane wręby, zostanie odkryte zbrojenie górne płyty i strzemiona, które znajdują się w żebrach. Pręty te zostaną przecięte, oczyszczone, i mogą zostać odgięte w górę. Odgięte pręty będą również towarzyszyły w przenoszeniu siły rozwarstwiającej w płaszczyźnie zespolenia.

Sprawdzono również docisk do wykonanego wrębu o szerokości 600 mm o głębokości 40 mm. W złączu nastąpi docisk siły poziomej do ścianki pionowej wrębu. Sumaryczna siła wynikająca z naprężeń rozwarstwiających τ_{Sdj} , działająca na polu powierzchni wrębu wynosi (zgodnie z rysunkiem 6):

$$T_{Sdj} = \tau_{Sdj} \cdot l_1 \cdot b = 0,036 \cdot 50 \cdot 60 = 108,0 kN \quad (5)$$

Siłę τ_{Sdj} zrównoważy nośność na docisk wrębu o polu powierzchni $b \cdot t_w$ (t_w – głębokość wcięcia wrębu).

W przypadku elementów niezbrojonych na docisk, stan graniczny nośności przekroju poddanego działaniu obciążeń miejscowych należy sprawdzać z warunku:

$$N_{sd} \leq N_{Rd} = \alpha_u \cdot f_{cu} \cdot A_{co} \quad (6)$$

w którym N_{sd} jest siłą działającą prostopadle na powierzchnię docisku A_{co} . Przyjęto, że $N_{sd} = T_{Sdj} = 108$ kN.

Wytrzymałość betonu na docisk, w elemencie niezbrojonym na docisk wyznacza się wzorem:

$$f_{cu} = v_{cu} \cdot f_{cd}^* \quad (7)$$

w którym $f_{cd}^* = 8,9$ MPa i jest wytrzymałością obliczeniową w konstrukcjach betonowych.

W rozpatrywanym przypadku pole powierzchni docisku jest równe polu powierzchni rozdziału, zatem

$$\omega_u = \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = 1,0 \quad (8)$$

średnie naprężenie ściskające na powierzchni rozdziału poza powierzchnią docisku jest równe zero ($\sigma_{cum} = 0$), a współczynnik przyjmuje wartość:

$$v_{cu} = \omega_u - \frac{\sigma_{cum}}{f_{cd}^*} (\omega_u - 1) = 1,0 \quad (9)$$

Ostatecznie $f_{cu} = v_{cu} \cdot f_{cd}^* = 8,9 MPa$

$$A_{co} = 4,0 \cdot 60,0 = 240,0 \text{ cm}^2$$

pole powierzchni docisku

$$N_{Rd} = 1,0 \cdot 0,89 \cdot 240,0 = 213,6 \text{ kN}$$

obliczeniowa nośność na docisk

$$N_{Sd} = 108 \text{ kN} \leq N_{Rd} = 213,6 \text{ kN}$$

W belkach ciągłych, nad podporami, gdzie górna warstwa betonu jest rozciągana, należy zastosować odpowiednie zbrojenie w przekroju nowego betonu.

Sprawdzono również złącze w przekroju momentu dodatniego, w którym maksymalna siła ścinająca wynosi $V_{Sd} = 91,41 \text{ kN}$. Na tym odcinku, wręby mają szerokość 400,0 mm (rys. 6).

$$\tau_{Sdj} = \frac{\beta \cdot V_{Sd}}{z \cdot b_j} = \frac{1,0 \cdot 91,41}{65,11 \cdot 40} = 0,035 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau_{Rdj} = k_T \cdot f_{ctd} = 0,5 \cdot 0,87 = 0,445 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Sdj} = 0,35 \text{ MPa} < \tau_{Rdj} 0,445 \text{ MPa}$$

$$T_{Sdj} = \tau_{Sdj} \cdot l_1 \cdot b = 0,032 \cdot 50 \cdot 40 = 70,19 \text{ kN}$$

$$A_{co} = 4,0 \cdot 40,0 = 160,0 \text{ cm}^2$$

$$N_{Rd} = 1,0 \cdot 0,89 \cdot 160,0 = 142,4 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 70,19 \text{ kN} \leq N_{Rd} = 142,4 \text{ kN}$$

6. Podsumowanie

Z przedstawionych rozważań i obliczeń wynika, że wykonanie na istniejącej konstrukcji stropu nowej płyty i skuteczne połączenie poprzez zespolenie betonu z betonem wzdłuż żeber, może przedłużyć istnienie podziemnego obiektu i zapewnić bezpieczne użytkowanie stropu. W prowadzonych rozważaniach należy wziąć pod uwagę wpływ decyzji na istniejącą zabudowę, proces rozbiórki i stan terenu po rozbiórce. Należy również porównać koszty rozbiórki i zagospodarowanie terenu z kosztami wykonania żelbetowej płyty.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Łapko A., Bjarne Ch. J., Podstawy projektowania i algorytmy obliczeń konstrukcji żelbetowej, Warszawa, Arkady 2005, 2006
- [2] PN-84/B-03264 „Konstrukcje Betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie”
- [3] PN-B-03264:2002 „Konstrukcje Betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie”
- [4] PN-82/B-02003 „Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe”
- [5] PN-82/B-02004 „Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Obciążenia pojazdami”
- [6] PN-82/B-02001 „Obciążenia budowli. Obciążenia stałe”
- [7] Grochowska E., Matysiak A., Nośność wzmocnionego żelbetowego stropu obiektu podziemnego. X Konferencja Naukowa „Konstrukcje Zespolone”, Zielona Góra 2014

WYKORZYSTANE MATERIAŁY

- [1] Ekspertyza techniczna wykonana w Zespole Rzeczoznawców i Projektantów w Zielonej Górze, grudzień 2013 r.

ORGANIZATOR:

GLÓWNY PATRON MEDIALNY: **Inżynier budownictwa**

PATRONI: **Builder**

INŻYNIERIA BUDOWNICTWA

PRZEGLĄD **budowlany**

I OGÓLNOPOLSKA KONFERENCJA WARSZTATOWA KONSTRUKCJE BUDOWLANE

Nowe wymagania, technologie i materiały - przykłady rozwiązań w praktyce. Konstrukcje żelbetowe, stalowe, betonowe i inne

Warszawa, 21 LISTOPADA 2014 R. STADION NARODOWY W WARSZAWIE

Wykład inauguracyjny - Profesor Włodzimierz Starosolski

Podczas konferencji zostaną zaprezentowane:

- najnowsze rozwiązania projektowe, technologiczne, materiałowe, w oparciu o realne przypadki,
- wyniki badań związane z wdrażaniem oraz stosowaniem nowatorskich rozwiązań w budownictwie w kontekście norm europejskich i przepisów krajowych,
- nowości techniczne z obszaru diagnostyki budowli oraz zabezpieczeń i napraw konstrukcji.

Konferencja adresowana jest do: praktyków z branży budowlanej, projektantów, konstruktorów, ekspertów budowlanych, pracowników firm konsultingowych, osób związanych z wykonawstwem i nadzorem budowlanym oraz do pracowników administracji budowlanej.

Więcej informacji na temat konferencji na stronie: <http://konferencje.pwn.pl/konstrukcje>

DEKLARACJA UDZIAŁU W I OGÓLNOPOLSKIEJ KONFERENCJI WARSZTATOWEJ „KONSTRUKCJE BUDOWLANE” Cena: 329,00 zł netto + 23% VAT

UCZESTNIK

nr akcji - KONS/PB/0614

Imię i nazwisko

Adres e-mail: Tel.

Firma/Instytucja Adres NIP

Miejscowość Kod

data i podpis

Wyrażam zgodę na przetwarzanie moich danych osobowych przez Wydawnictwo Lekarskie PZWL Sp. z o.o. z siedzibą w Warszawie, ul. Daimlera 2 w celu realizacji mojego zamówienia, jak również w celach marketingowych. Wydawnictwo zapewnia klientom prawo do wglądu i zmiany swoich danych osobowych. Wyrażam zgodę na przesyłanie informacji handlowej, przez Wydawnictwo Lekarskie PZWL Sp. z o.o. z siedzibą w Warszawie, ul. Daimlera 2, za pomocą środków komunikacji elektronicznej w rozumieniu ustawy o świadczeniu usług drogą elektroniczną. Złożenie zamówienia jest jednoznaczne z akceptacją regulaminu sprzedaży Wydawnictwa.

Wypełniony kupon prosimy przelać na adres organizatora: Wydawnictwo Lekarskie PZWL Sp. z o.o., ul. Gottlieba Daimlera 2, 02-460 Warszawa, faxem na numer: (22) 695 40 32 lub jego skan na adres e-mail: konferencje@pwn.com.pl. Wpłaty można dokonać na numer konta: 30 1030 1016 0000 0000 4553 7001.