POLITECHNIKA ŚLĄSKA
WYDZIAŁ BUDOWNICTWA
CZŁONEK EUROPEJSKIEGO STOWARZYSZENIA
WYDZIAŁÓW BUDOWNICTWA

ul. Akademicka 5
44-100 Gliwice
tel./fax +48 32 237 11 27
rb2@rb.polsl.pl

KATEDRA KONSTRUKCJI BUDOWLANYCH

NIP: 631-020-07-36 / REGON: 000001637 / ING BANK ŚLĄSKI SA O/GLIWICE / NR RACHUNKU: 60 1050 1230 1000 0002 0211 3056

Nazwa opracowania:

BADANIE STANU TECHNICZNEGO GŁÓWNYCH ELEMENTÓW BUDYNKU DWORCA PKP W KATOWICACH

Etap I. Badania konstrukcji powłokowej dachu wraz ze słupami i fundamentami – wersja końcowa

NB-162/RB-2/09 + 3 załączniki

Zleceniodawca:

Neinver Polska Sp. z o.o.
pl. Czerwca 1976 r. 6
02-495 Warszawa

Zespół autorski:

Prof. dr hab. inż. Włodzimierz Starosolski

Prof. dr hab. inż. Adam Zybura

Dr inż. Radosław Jasiński

Dr inż. Tomasz Jaśniok

Dr inż. Mariusz Jaśniok

Dr inż. Adam Piekarczyk

Mgr inż. Katarzyna Domagała

Mgr inż. Iwona Seweryn

Kierownik Katedry:

Prof. dr hab. inż. Adam Zybura

Kierownik Katedry
Konstrukcji Budowlanych
Prof. dr hab. inż. Adam Zybura

Gliwice, lipiec 2009 r.

12. Podsumowanie badań

12.1. Beton i stal

Na podstawie przeprowadzonych badań wyciętych z konstrukcji rdzeni betonowych można stwierdzić, że:

a) Beton pobrany z **powłok konstrukcji dachu** spełnia wymagania obecnej **klasy C30/37, a** charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie rozumiana jako 5% kwantyl wytrzymałości na ściskanie w przypadku zbadanych próbek wynosi $f^{G}_{c,cube} = 32{,}5$ MPa. Badania niszczące betonu **pobranego ze słupów konstrukcji** pozwalają na przyporządkowanie go **do klasy C30/37,** a wartość 5% kwantyla wytrzymałości betonu słupów w przypadku betonu słupów wynosi $f^{G}_{c,cube} = 34{,}4$ MPa,

b) Rozpatrując łącznie beton powłok i słupów badania niszczące pozwalają na zakwalifikowanie go **do klasy C30/37,** a wartość 5% kwantyla wytrzymałości betonu słupów w przypadku betonu słupów wynosi $f^{G}_{c,cube} = 32{,}1$ MPa,

c) Na podstawie badań próbek pobranych z fundamentów zgodnie z normą normy PN-EN 13791:2008 **beton spełnia wymagania stawiane klasie C20/25,** a wartość kwantyla rzędu 5% rozkładu wytrzymałości na ściskanie wynosi $f^{G}_{c,cube} = 23{,}6$ MPa,

d) **Wytrzymałość charakterystyczna betonu powłok wynosi $f^{G}_{c,cube}$=32,5 MPa jest zatem wyższa od odpowiadającej zakładanemu w projekcie [1.2] betonowi marki R_w=200 równej $f^{G}_{c,cube}$=22,7÷18,3 MPa,**

e) **Wytrzymałość charakterystyczna betonu słupów wynosi $f^{G}_{c,cube}$ =34,4 MPa jest zatem wyższa od odpowiadającej zakładanemu w projekcie [1.2] betonowi marki R_w=170 równej $f^{G}_{c,cube}$=20,8÷18,3 MPa,**

f) **Również kiedy łącznie rozpatrzone zostanie beton powłok i słupów uzyskuje się wytrzymałość charakterystyczną równą $f^{G}_{c,cube}$ =32,1 MPa, która jest wyższa od odpowiadającej zakładanemu w projekcie [1.2] betonowi marki R_w=170 lub 200,**

g) **Wytrzymałość charakterystyczna betonu fundamentów wynosi $f^{G}_{c,cube}$ =23,6 MPa jest zatem wyższa od odpowiadającej zakładanemu w projekcie betonowi marki R_w=170 równej $f^{G}_{c,cube}$=19,6÷15,8 MPa,**

h) **Jakkolwiek podane wyniki dotyczą ściśle jedynie badanych elementów, to można wnosić, z uwagi na równomierność rozrzutu tych wyników, że są w przybliżeniu reprezentatywne dla wszystkich analogicznych elementów, z wyjątkiem**

fundamentów z których pobrana liczba odwiertów nie pozwala jeszcze na takie uogólnienie.

i) W wyniku przeprowadzonych badań sklerometrycznych uzyskano znaczne rozbieżności w uzyskanych wartościach wytrzymałości na ściskanie, które mogą być wynikiem błędów pomiarowych oraz stosunkowo niewielką liczbą pomiarów w poszczególnych elementach. **Z tego też powodu wyniki sklerometryczne traktować należy wyłącznie orientacyjnie w kategoriach jakościowych. W obliczeniach należy posługiwać się wytrzymałościami wyznaczonymi na próbkach rdzeniowych.** ***Zasadne byłoby dokonanie pomiarów dodatkowych w powłokach układów A2 i A6, oraz słupów tam gdzie wykonano niewielką liczbę pomiarów oraz w układach A2 i A7.***

Na podstawie przeprowadzonych badań niszczących prętów stwierdzono, że:

j) **w przypadku stali żebrowanej pobranej z żebra (próbka B) średnicy 22 mm** uzyskano granicę plastyczności równą R_{eH}> 376,6 wytrzymałość na rozciąganie R_m > 570,5 MPa oraz odkształceń przy największej sile A_{gt} = 4,9%. W projekcie [1.2] zakładano stal średnicy 23,3 mm (3ϕ23,3 w żebrach promieniowych dołem) o obliczeniowej granicy plastyczności Q_r=360 MPa i wytrzymałości na rozciąganie R_r=520-620 MPa klasy A-II znaku 18G2. **Zastosowana stal spełnia wymagania projektu [1.2] pod względem granicy plastyczności i wytrzymałości na rozciąganie,**

k) **dla prętów średnicy 6 mm** uzyskano umowne granice plastyczności w przedziale R_{p02}> 205,4 – 307,9 MPa i wytrzymałość na rozciąganie R_m > 256,6 – 374,4 MPa, odkształcenia przy największej sile A_{gt} > 5,9 - 9,7%. W projekcie [1.2] przyjęto stal klasy A-0 znaku St0S średnicy 6 mm o obliczeniowej granicy plastyczności Q_r=250 MPa. **W przypadku pręta pobranego z odkrywki C uzyskano wartości wyższe niż w projekcie [1.2] natomiast wyniki dla pręta pobranego z odkrywki A ze względu na znaczne uszkodzenia powstałe w trakcie wykuwania nie można uznać za mało wiarygodne.**

l) **również pręt średnicy 8 mm** (zgodny z projektem [1.2] pod względem średnicy) **pobrany z odkrywki E** dla którego uzyskano umowną granicę plastyczności równą R_{p02} = 383,8 MPa i wytrzymałość na rozciąganie R_m > 447,9 MPa, odkształcenia przy największej sile A_{gt} > 8,9% **spełnia wymagania przyjęte w projekcie [1.2] dla stali klasy A-0 gatunku St0S o obliczeniowej granicy plastyczności Q_r=250 MPa.**

m) **ze względu na niewielką liczbę próbek zasadne byłoby dodatkowe pobranie do badań zbrojenia podłużnego żeber promieniowych.**

12.2. Rozmieszczenie zbrojenia

Na podstawie badań elektromagnetycznych zbrojenia elementów konstrukcji przekrycia dworca można stwierdzić, że:

a) na podstawie badań metodą elektromagnetyczną i pomiarów prętów wydobytych z odwiertów **średnica prętów** użytych do wykonania siatek zbrojeniowych powłoki wynosząca **6 mm i 8 mm jest zgodna z średnicą zbrojenia założonego w projekcie [1.2]**,

b) średni **rozstaw prętów ϕ6 i ϕ8** stanowiących zbrojenie powłok w miejscu prowadzonych badań **jest zgodny z wartością projektowaną równą 80 mm [1.2]**,

c) **otulenie betonem prętów zbrojenia powłoki** licząc od powierzchni dolnej jest w wypadku **prętów średnicy 6 mm w większości przypadków niższa od wartości nominalnej równej 20 mm [1.2]**. Ponad 70% zbadanych wartości otulenia było niższe od wartości nominalne, natomiast około 30% wyników badań wskazywało na otulenie zbrojenia betonem o wartości równej lub większej od 20 mm. Dopuszczając 5% tolerancję wartości ramienia sił wewnętrznych można przyjąć, że **prawidłowa jest wartość otulenia zbrojenia średnicy 6 mm zawierająca się w przedziale od 18 mm do 22 mm**, zatem należy stwierdzić, że globalnie **wartości otulenia mniejsze od 18 mm stwierdzono w 41% wszystkich zbadanych punktów oraz wartości otulenia większe od 22 mm w 15% wypadków**,

d) rozkładu empirycznego wartości otulenia betonem prętów średnicy 6 mm danego histogramem przedstawionym na rys. 44 nie można opisać teoretycznym rozkładem normalnym. Jednak można stwierdzić, że **90% wyników pomiarów wskazywało na otulenie o wartości większej lub równej 14 mm oraz mniejszej lub równej 26 mm, licząc od dolnej powierzchni powłoki**,

e) w wypadku **prętów o średnicy 8 mm** otulenie betonem, licząc od dolnej powierzchni powłoki, **ma wartość niższą od nominalnej równej 26 mm [1.2] w 42% zbadanych przypadków oraz wartość większą lub równą od 26 mm w 58% wyników badań**. Zakładając 5% tolerancję wartości ramienia sił wewnętrznych można przyjąć, że **prawidłowa jest wartość otulenia zbrojenia średnicy 8 mm z przedziału od 24 mm do 28 mm**, a zatem należy stwierdzić, że globalnie **wartości otulenia**

mniejsze od 24 mm stwierdzono w 25% wszystkich zbadanych grubości otulin oraz wartości otulenia większe od 28 mm w 28% wypadków,

f) podobnie jak w przypadku prętów ϕ6, rozkładu empirycznego wartości otuliny prętów średnicy 8 mm danego histogramem pokazanym na rys. 46 nie można opisać teoretycznym rozkładem normalnym. **W 90% wyników pomiarów uzyskano wartości otulenia zbrojenia betonem większe lub równe 18 mm oraz mniejsze lub równe 37 mm, licząc od dolnej powierzchni powłoki**,

g) **w belkach wieńczących istnieje 5 prętów dolnych o średnicy około 20 mm, co jest zgodne z założeniami projektu [1.2]**. Grubość otulenia prętów głównych zbrojenia belek wieńczących wyniosła od 26 mm do 37 mm,

h) w miejscu przeprowadzonych badań **rozstaw strzemion o średnicy 6 mm w belkach wieńczących wynosił średnio 250 mm**. Otulenie betonem strzemion wynosiło od 18 mm do 25 mm,

i) niemożliwe okazało się skanowanie powierzchni górnych żeber promieniowych w celu określenia górnego zbrojenia nośnego, ze względu na występowanie na górnej powierzchni przekryć warstw izolacji przeciwwodnej i termicznej o zbyt dużej łącznej grubości oraz najprawdopodobniej stalowej siatki wzmacniającej występujących w jednej z warstw występującej na dachu,

j) skanowanie bocznych powierzchni żeber promieniowych wskazuje na **istnienie dolnych prętów występujących w dwóch warstwach, co jest zgodne z projektem [1.2]**. W wypadku badań średnicy prętów metodą elektromagnetyczną uzyskano średnicę zbrojenia wynoszącą około 25 mm. Grubość otulenia głównego zbrojenia dolnego wynosi od 30 mm do 48 mm, licząc od bocznej powierzchni żeber,

k) średnica zbrojenia dolnego zbrojenia podłużnego żebra promieniowego pobranego z konstrukcji (próbka B) wynosiła 22 mm i jest mniejsza od średnicy projektowej równej 23,3 mm. Jeżeli uwzględnione zostaną poprawki walcownicze o wartości ± 0,5 mm przyjmowane przez normę PN-H-93244:1959 dla średnic z przedziału 16,7 – 25,0 wówczas średnica pręta pobranego z żebra jest mniejsza od wartości minimalnej (22,7 mm) dla pręta o nominalnej średnicy 23,3 mm i maksymalnej (22,2 mm) dla pręta nominalnej średnicy 21,7 mm. Z tego też powodu nie można jednoznacznie stwierdzić, czy pobrany pręt miał średnicę nominalną 21,7 czy też 23,3 mm. Dla wyjaśnienia tej kwestii należy pobrać z konstrukcji kilka prętów.

l) **rozstaw strzemion w żebrach promieniowych o średnicy 6 mm w miejscach prowadzonych badań wynosił od 200 mm blisko utwierdzenia żebra w słupie do 330 mm w miejscach nieco oddalonych od podparcia żeber**. Otulenie betonem strzemion zawierała się w przedziale od 8 mm do 40 mm, w większości przypadków otulenie wynosiło od 15 mm do 29 mm,

m) dolne części słupów zawierają od 10 do 15 prętów o średnicy około 16 mm ułożonych wzdłuż pojedynczego boku słupa w średnim rozstawie około 125 mm. **Liczba prętów zbrojenia głównego słupa jest zatem większa lub równa liczbie projektowanej zakładającej zastosowanie 36 prętów ϕ16, czyli po 10 prętów wzdłuż każdego boku słupa [1.2].** Otulenie betonem prętów głównych słupa zawierało się w miejscach objętych badaniami w przedziale od 11 mm do 74 mm, większość wyników pomiarów mieści się jednak w granicach od 35 mm do 60 mm,

n) na obszarze, na którym prowadzono badania dolnych części słupów stwierdzono występowanie **strzemion o średnicy 6 mm lub 8 mm rozstawionych co około 200 mm**. Wartość otulenia strzemion betonem wyniosła od 39 mm do 59 mm, choć większość wyników badań zawierała się w przedziale od 39 mm do 50 mm.

12.3. Zagrożenie korozją zbrojenia

a) Przeprowadzone w obiekcie pomiary potencjału stacjonarnego zbrojenia i rezystywności betonu słupów i powłok wykazały znikome prawdopodobieństwo korozji wkładek. Z konieczności badania wykonywano w upalnym okresie lipca 2009 r.

b) Wyniki laboratoryjnych badań polaryzacji liniowej i spektroskopii impedancyjnej wykonanych na pobranych ze słupów, powłok i fundamentu rdzeniach betonowych zawierających fragmenty wyciętych wkładek wskazują, że w warunkach skrajnie wilgotnych zbrojenie może być zagrożone korozją.

c) Na podstawie pomiarów impedancyjnych stwierdzono, że w wypadku wysuszenia wcześniej wilgotnego betonu szybkość korozji zbrojenia uległa istotnemu zahamowaniu.

d) Po rozkuciu zbrojenia rdzeni na powierzchni części wkładek zaobserwowano produkty korozji stali.

e) W celu określenia przyczyn występowania na zbrojeniu korozji w warunkach wilgotnych wykonano badania chemiczne betonu otuliny skierowane na ustalenie

wpływu podanych w aktualnych normach i Eurokodzie 2 czynników – karbonatyzacji i działania chlorków.

f) Pomiary pH zatężonych modelowych roztworów porowych oraz test fenoloftaleiną wykazały brak korozyjnego zagrożenia zbrojenia karbonatyzacją betonu. Na podstawie analizy chemicznej stwierdzono istnienie w betonie jonów chlorkowych o małym stężeniu nie mogącym aktywizować korozyjnie stali zbrojeniowej. Ponieważ podstawowe przyczyny zagrożenia korozją zbrojenia – karbonatyzacja betonu i obecność jonów chlorkowych zostały wykluczone, więc za występowanie procesów korozji w warunkach wilgotnych mogą odpowiadać inne, niezidentyfikowane składniki betonu.

g) Wobec stwierdzenia w obiekcie w warunkach bardzo suchych (upalny lipiec) małego prawdopodobieństwa rozwoju korozji zbrojenia oraz wykazania metodą spektroskopii impedancyjnej istotnego hamowania szybkości korozji prętów zbrojeniowych po wysuszeniu próbek można stwierdzić, że zagrożenie korozją zbrojenia nie będzie istotne pod warunkiem wyeliminowania możliwości dużego zawilgocenia betonu konstrukcji.

13. Wnioski końcowe

Wyniki przeprowadzonych badań skłaniają do następujących wniosków końcowych

1) Wytrzymałość betonu w konstrukcji jest wyższa niż założona w projekcie.
2) Gatunki stali zbrojeniowej i rozmieszczenie prętów jest zgodne z projektem.
3) Otulenie betonem zbrojenie jest miejscami zaniżone.
4) W wypadku usytuowania elementów konstrukcyjnych wewnątrz budynku można przewidywać praktyczne wyhamowanie korozji zbrojenia. W elementach znajdujących się na zewnątrz konieczne jest zastosowanie środków ograniczających niekorzystne wpływy związane z zamakaniem konstrukcji.
5) Średnica prętów zbrojenia głównego żeber promieniowych wymaga potwierdzenia przez wykonanie odkrywek i pobór z konstrukcji kilku odcinków.
6) Należy dokonać dodatkowych badań fundamentów po ich odkryciu.

Kierownik Katedry
Konstrukcji Budowlanych
Prof. dr hab. inż. Adam Zybura

.....
Prof. dr hab. inż. Włodzimierz Starosolski

Rzeczoznawca budowlany
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej w zakresie budownictwa powszechnego i betonowego. Nr ewid. 34/89 (Urząd Wojewódzki w Katowicach) Nr. CRRB –722/96.

Uprawnienia budowlane
w specjalności konstrukcyjno-inżynieryjnej do sporządzania projektów budowlanych konstrukcyjnych wszelkich obiektów budowlanych. Nr ewid. 2540/64 (Prezydium Wojewódzkiej Rady Narodowej w Katowicach).
Członek Śląskiej Izby Inżynierów Budownictwa o numerze ewidencyjnym **SLK/BO/7971/02** – posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej do 30.04.2010 r.

.....
Prof. dr hab. inż. Adam Zybura

Rzeczoznawca budowlany
w zakresie konstrukcji w budownictwie kubaturowym, tradycyjnym i uprzemysłowionym z powszechnie stosowanych elementów oraz zabezpieczania budowli przed korozją. Nr ewid. So/95/91.

Uprawnienia budowlane
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej. Nr ewid. 460/79
Członek Śląskiej Izby Inżynierów Budownictwa o numerze ewidencyjnym **SLK/BO/7185/01** – posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej do 31.12.2009 r.

.....
Dr inż. Tomasz Jaśniok

Uprawnienia budowlane
do projektowania i kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń w specjalności konstrukcyjno-budowlanej
Nr ewid. SLK/0973/PWOK/06
Członek Śląskiej Izby Inżynierów Budownictwa o nr ewid. **SLK/BO/4263/06** – posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej do 31.07.2010 r.

.....
Dr inż. Mariusz Jaśniok

Uprawnienia budowlane
do projektowania i kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń w specjalności konstrukcyjno-budowlanej
Nr ewid. SLK/0972/PWOK/05
Członek Śląskiej Izby Inżynierów Budownictwa o nr ewid. **SLK/BO/3865/06** – posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej do 31.01.2010 r.

.....
Dr inż. Radosław Jasiński

.....
Dr inż. Adam Piekarczyk

.....
Mgr inż. Iwona Seweryn

.....
Mgr inż. Katarzyna Domagała