OPIS TECHNICZNY

Do projektu budowlanego branży konstrukcyjnej „Kryty, 50 – metrowy basen pływacki z trybunami i funkcjami towarzyszącymi – rozbudowa budynku domu sportu – CZĘŚĆ A,B

1. PODSTAWA OPRACOWANIA.

1.1. Zlecenie Inwestora.
1.2. Projekt architektoniczny.
1.3. Dokumentacja geologiczno – inżynierska wykonana przez ArtGeo Marek Ober wykonana w listopadzie 2007
1.4. Obciążenia zebrano zgodnie z:

PN-82/B-02000 Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości.
PN-82/B-02001 Obciążenia budowli. Obciążenia stałe.
PN-82/B-02003 Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe.
PN-80/B-02010 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenia śniegiem.
PN-77/B-02011 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenia wiatrem.

1.5. Wymiarowanie konstrukcji zgodnie z:

PN-81/B-03020 Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
PN-81/B-03150 Konstrukcje z drewna i materiałów drewnopochodnych. Obliczenia statyczne i projektowanie. Materiały.
PN-B-03002 Konstrukcje murowe niezbrojone. Projektowanie i obliczanie.
PN-B-03264 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
PN-90/B-03200 Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.

2.0. ZAKRES OPRACOWANIA.

Projekt zawiera opracowanie w branży konstrukcyjnej w zakresie projektu wykonawczego krytego 50 metrowego basenu pływackiego z trybunami i funkcjami towarzyszącymi – CZĘŚĆ A,B

3.0. WARUNKI GRUNTOWO-WODNE.

3.1.Opis budowy geologicznej

Na podstawie profili wykonanych wyrobisk, oraz analizy materiałów kartograficznych i archiwalnych stwierdzono, że w podłożu badanego terenu występują osady wieku czwartorzędowego, wykształcone jako plejstoceńskie utwory zwałowe, oraz utwory antropogeniczne (nasypy).

Utwory zwałowe dzielą się na dwie odmienne pod względem litologii serie – zwałowe grunty spoiste, oraz zwałowe grunty niespoiste. Grunty spoiste to w przewadze osady moreny dennej, budujące właściwą wysoczyznę; natomiast zwałowe piaski to głównie osady pagóra kemowego, akumulowane w lokalnym zastoisku wód roztopowych, pomiędzy tamującymi ich odpływ bryłami martwego lodu.

Zwałowe grunty spoiste to w zdecydowanej przewadze piaski gliniaste (osady morenowe), występujące w profilach 17 otworów (nr 2 - 6, 9, 10, 13, 14, 16 – 18 i 20 - 24). Piaski gliniaste budują głębsze podłoże badanego obszaru, z pewnością również w rejonie pozostałych 7 otworów (nr 1, 7, 8, 11, 12, 15 i 19), gdzie do

głębokości 9.0 – 11.0 m p.p.t. nie osiągnięto ich stropu. W profilach ww. 17 otworów głębokość do stropu piasków gliniastych wahała się w granicach 6.2 – 10.4 m p.p.t. (najmniej w otworze nr 2, najwięcej w otworze nr 3); jego ukształtowanie wykazuje więc lokalnie znaczne deniwelacje, na północnym skraju badanego obszaru przekraczające nieznacznie 5.0 m. Świadczy to o częściowym erozyjnym rozcięciu świeżych osadów morenowych przez wody roztopowe, które następnie osadziły na nich osady kemowe.

Jedynie lokalnie w otworach nr 17, 18, 20 i 23 w spągowych partiach osadów kemowych, na głębokości 4.9 – 7.3 m p.p.t., natrafiono na cienkie (0.4 – 0.7 m), nieciągłe warstwy zwałowych glin pylastych genezy kemowej, akumulowanych w krótkich okresach całkowitej stagnacji przepływu wód roztopowych.

Zwałowe grunty niespoiste to zapewne wyłącznie osady kemowe, zalegające łącznie z lokalnymi warstwami glin pylastych na stropie morenowych piasków gliniastych, wykształcone jako piaski drobne i piaski pylaste, często z warstewkami piasku gliniastego, tylko lokalnie w otworze nr 18 na głębokości 5.7 – 6.9 m p.p.t. jako piaski drobne na pograniczu piasku średniego. Zwałowe piaski, których brak jedynie w profilach otworów nr 10 i 21, zalegają na stropie piasków gliniastych, których stropu nie osiągnięto jedynie w 7 otworach (nr 1, 7, 8, 11, 12, 15 i 19). Miąższość zwałowych piasków waha się od 1.0 m w otworze nr 14, do ponad 6.5 m (nie przewiercone do głębokości 9.0 m p.p.t.) w otworze nr 8.

Na całej powierzchni badanego obszaru na stropie gruntów rodzimych zalega pokrywa nasypów niekontrolowanych o znacznie zróżnicowanej miąższości, od 2.5 m w otworach nr 4 i 8, do 7.7 m w otworach nr 11 i 13, oraz 7.8 m w otworze nr 5 (miąższość nasypów liczona jest łącznie z betonową nawierzchnią i podsypką chodników i placów, oraz innymi podobnymi warstwami powstałymi wskutek urządzania terenu wokół obiektów WDS). Miąższość nasypów zróżnicowana jest zwłaszcza w północnej części obszaru, gdzie deniwelacje ich spągu (a tym samym stropu gruntów rodzimych) pomiędzy otworami nr 3 i 4 (por. przekrój geotechniczny I), oraz nr 3 i 8 (przekrój V) wynoszą ok. 5 – 6 m. Stropowe partie nasypów do głębokości 0.4 – 1.5 m p.p.t. to często humus lub piasek humusowy, przemieszany z gruzem; głębiej natomiast z reguły zbudowane są one z niemal całkowicie z czystych gruntów mineralnych – piasków drobnych i piasków pylastych, podrzędnie także z gliny piaszczystej lub pylastej (tylko w otworach nr 6, 9 i 21; gdzie miąższość glin w obrębie nasypu wynosi zaledwie 0.8 – 1.0 m). Często dopiero zalegająca na głębokości kilku metrów cienka, spągowa strefa nasypu o zwiększonej zawartości gruzu lub humusu, świadczy o nasypowej genezie wyżejległych piasków. Fakt wykonania niemal całości nasypów z piasków, a także fakt niewątpliwego ich zagęszczania w trakcie nawożenia, świadczy jednoznacznie, że nasyp przygotowany został jako podłoże budowlane dla nie zrealizowanych do 1945 r. obiektów.

3.2. Charakterystyka warunków wodnych

Podczas prac polowych dla niniejszej dokumentacji stwierdzono, że przejawy wody gruntowej i infiltracyjnej występują w podłożu na znacznej głębokości. Głębsze partie zwałowych piasków (a lokalnie także spągowe partie nasypów niekontrolowanych) często przesycone są wodą, której zwierciadło stabilizuje się na

głębokości 5.4 – 8.8 m p.p.t.; tj. na rzędnych 22.00 – 24.48 m n.p.m. Zwierciadło wody wystąpiło w 16 otworach (nr 1, 3, 5, 6, 7, 8, 9, 11, 12, 13, 15, 16, 19, 22, 23 i 24), jednocześnie jednak w otworze nr 2 do głębokości 8.0 m p.p.t. brak było jakichkolwiek jej przejawów, a w 7 otworach (nr 4, 10, 14, 17, 18, 20 i 21) zaobserwowano jedynie sączenia wody infiltracyjnej na głębokości 4.9 – 7.6 m p.p.t. (tj. 23.40 – 25.40 m n.p.m.). W otworze nr 2 do głębokości 8.0 m p.p.t. nie zaobserwowano żadnych przejawów wody. Tak zróżnicowane nawodnienie piasków, widoczne zwłaszcza w południowej części badanego obszaru (np. rejon otworów nr 14, 17 i 24, przekrój geotechniczny XIII) świadczy o tym, że występująca w podłożu woda ma w znacznej mierze charakter wody podpartej przez nierówny strop piasków gliniastych, a także zawieszonej na niekiedy cienkich przewarstwieniach gruntów spoistych.

Mimo scharakteryzowanego powyżej zróżnicowania głębokości i wydajności przejawów wody, widoczne jest wyraźnie, że generalnie migruje ona w obrębie osadów kemowych w kierunku północno – wschodnim, ku rynnowej dolinie jezior Rusałka i Głębokie, mimo przeszkód, jakie migracji tej stawiają zalegające w osadach kemowych warstwy i warstewki słabo przepuszczalnych gruntów spoistych, a przede wszystkim podnoszący się ku wschodowi strop morenowych piasków gliniastych.

Woda gruntowa w podłożu badanego terenu zasilana jest przez bezpośrednią infiltrację wód opadowych, bez istotnego zasilania przez podziemny spływ z terenów sąsiednich, gdyż badany teren położony jest bezpośrednio na północny wschód od lokalnego działu wód podziemnych pierwszego poziomu (a w narożu poludniowo – zachodnim być może nawet go przekracza). W związku z tym w okresach o zwiększonej sumie opadów należy liczyć się z możliwością podniesienia poziomu wody gruntowej maksymalnie o ok. 0.5 m, do głębokości ok. 4.9 - 8.5 m p.p.t. i rzędnych ok. 22.5 – 25.0 m n.p.m. W okresach takich znacznie zwiększać może się ilość i wydajność sączeń wody infiltracyjnej w płytszych partiach podłoża, a zawieszone zwierciadło wody pojawiać może się w miejscach, gdzie podczas prac polowych obserwowano jedynie sączenia.

Zwałowe piaski pagóra kemowego cechuje stosunkowo niska wodoprzepuszczalność, na ogół nie więcej, niż k = 1.0 m/d.

3.3. Ocena technicznych właściwości podłoża

W obrębie gruntów rodzimych, występujących w podłożu badanego terenu. wydzielono 4 warstwy geotechniczne:

WARSTWA I to zwałowe piaski drobne i pylaste, wilgotne i nawodnione, średniozagęszczone o obliczeniowej wartości stopnia zagęszczenia $\mathbf{I_D = 0.54}$. Są to grunty nośne, budują płytsze partie piasków zwałowych w profilach otworów nr 1, 2, 3, 4, 6, 7, 8, 11, 12, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 22 i 24; osiągając miąższość 0.5 – 4.0 m (najwięcej w otworze nr 4).

WARSTWA II to zwałowe piaski drobne i pylaste, wilgotne i nawodnione, zagęszczone o obliczeniowej wartości stopnia zagęszczenia $\mathbf{I_D = 0,67}$. Są to grunty nośne, budują głębsze partie zwałowych piasków w otworach nr 1 - 9, 11 – 15, 17 – 20 i 22 – 24; ich miąższość wynosi 0.7 – 3.5 m (najwięcej w otworze nr 6).

WARSTWA III to zwałowe gliny pylaste, wilgotne, w stanie twardoplastycznym o uogólnionej wartości stopnia plastyczności $\mathbf{I_L = 0,24}$. Są to grunty nośne, w otworach nr 17, 18, 20 i 23 budują cienkie (0.4 – 0.7 m), nieciągłe warstwy w spągowych partiach osadów kemowych, na głębokości 4.9 – 7.3 m p.p.t. Dla glin warstwy III przyjęto symbol konsolidacji „C" wg PN-81/B-03020.

WARSTWA IV to zwałowe piaski gliniaste, mało wilgotne, w stanie półzwartym o uogólnionej wartości stopnia plastyczności $\mathbf{I_L = 0,00}$. Są to grunty nośne, w profilach 17 otworów budują głębsze podłoże, poniżej 6.2 – 10.4 m p.p.t. Dla piasków gliniastych warstwy IV przyjęto symbol konsolidacji „B" wg PN-81/B-03020.

W obrębie większości nasypów niekontrolowanych, złożonych w przewadze z czystych gruntów mineralnych, wydzielono kolejnych 5 warstw geotechnicznych.

Warstwa n1 to nasypowe piaski drobne, niekiedy z domieszkami, wilgotne, luźne i bardzo luźne o obliczeniowej wartości stopnia zagęszczenia $\mathbf{I_D = 0,18}$. **Są to grunty o obniżonej nośności**, budują stropowe partie nasypów i niekiedy głębsze strefy rozluźnienia w profilach otworów nr 1, 2, 3, 4, 6, 8, 9, 10, 12, 13, 14, 15, 18, 20 i 23; ich miąższość wynosi 1.0 – 5.7 m (najwięcej w otworze nr 9). Dla nasypowych piasków w-wy n1 z uwagi na niskie wartości bezwzględne stopnia zagęszczenia uzyskana z obliczeń metodą A wartość współczynnika materiałowego przekracza wartość dopuszczoną przez PN-81/B-03020, jednak z uwagi na nasypową genezę tych gruntów nie rozdzielano ich na dwie odrębne warstwy.

Warstwa n2 to nasypowe piaski drobne, niekiedy z domieszkami, wilgotne i nawodnione, średniozagęszczone o obliczeniowej wartości stopnia zagęszczenia $\mathbf{I_D = 0,47}$. Są to grunty nośne, budują przeważającą część nasypów, ich miąższość dochodzi do 7.2 – 7.4 m w otworach nr 5 i 11.

Warstwa n3 to nasypowe piaski drobne, niekiedy z domieszkami, wilgotne, zagęszczone o uogólnionej wartości stopnia zagęszczenia $\mathbf{I_D = 0,64}$. Są to grunty nośne, budują głębsze partie nasypów o miąższości 0.4 – 1.4 m lokalnie w rejonie otworów nr 13 i 22.

Warstwa n4 to nasypowe gliny pylaste i gliny piaszczyste, wilgotne, w stanie plastycznym o orientacyjnej wartości stopnia plastyczności $\mathbf{I_L = 0,46}$. **Są to grunty o znacznie obniżonej nośności**, występują lokalnie w otworach nr 6 i 21, osiągając miąższość 0.8 – 1.0 m.

Warstwa n5 to nasypowe gliny piaszczyste, wilgotne, w stanie twardoplastycznym o orientacyjnej wartości stopnia plastyczności $\mathbf{I_L = 0,25}$. Są to grunty nośne, występują lokalnie w profilu otworu nr 9 na głębokości 5.9 – 6.7 m p.p.t. Dla nasypowych glin warstw n4 – n5 przyjęto symbol konsolidacji „C" wg PN-81/B-03020.

3.4. W N I O S K I

3.4.1. Rodzime podłoże projektowanego krytego basenu pływackiego przy ul. Niedziałkowskiego w Szczecinie budują utwory zwałowe: morenowe piaski gliniaste, przykryte osadami pagóra kemowego (piaski drobne i pylaste, lokalnie przewarstwione gliną pylastą). Na stropie gruntów rodzimych zalegają nasypy

niekontrolowane z gruntów mineralnych (przeważnie piasków drobnych), o miąższości 2.5 – 7.8 m p.p.t.

3.4.2. Warunki wodne są w pełni korzystne. Wszelkie przejawy wody gruntowej i infiltracyjnej występują na znacznej głębokości. Swobodne zwierciadło wody w 16 otworach stabilizuje się na głębokości 5.4 – 8.8 m p.p.t.; tj. na rzędnych 22.00 – 24.48 m n.p.m., w kolejnych 7 otworach zaobserwowano jedynie sączenia wody infiltracyjnej na głębokości 4.9 – 7.6 m p.p.t. (tj. 23.40 – 25.40 m n.p.m.). W otworze nr 2 do głębokości 8.0 m p.p.t. nie zaobserwowano żadnych przejawów wody.

Występująca w podłożu woda ma w znacznej mierze charakter wody podpartej przez nierówny strop piasków gliniastych, a także zawieszonej na niekiedy cienkich przewarstwieniach gruntów spoistych.

W okresach o zwiększonej sumie opadów należy liczyć się z możliwością podniesienia poziomu wody gruntowej maksymalnie o ok. 0.5 m, do głębokości ok. 4.9 - 8.5 m p.p.t. i rzędnych ok. 22.5 – 25.0 m n.p.m. W okresach takich znacznie zwiększać może się ilość i wydajność sączeń wody infiltracyjnej w płytszych partiach podłoża, a zawieszone zwierciadło wody pojawiać może się w miejscach, gdzie podczas prac polowych obserwowano jedynie sączenia.

Woda gruntowa i infiltracyjna nie będzie więc stanowić przeszkody w budowie i eksploatacji projektowanego basenu, a także w zabiegach mających na celu uzdatnienie podłoża. Tylko lokalnie w rejonie otworów nr 5, 11 i 19 woda przesyca spągowe partie nasypów o miąższości 0.2 – 1.1 m (najwięcej w otworze nr 11).

3.4.3. Warunki gruntowe są zróżnicowane, jednak generalnie nie w pełni korzystne z uwagi na znaczną miąższość nasypów niekontrolowanych, które niekiedy są gruntami o obniżonej nośności (luźne piaski warstwy geotechnicznej n1, oraz plastyczne gliny warstwy n4). Całość rodzimego podłoża budują grunty w pełni nośne.

3.4.4. Wobec powyższego przeważającej części nasypów niekontrolowanych nie sposób uznać za grunty nieprzydatne na podłoże budowlane, ponadto ich skład ziarnowy (niemal wyłącznie piaski) i stan (są to najczęściej grunty średniozagęszczone), a także głębokie występowanie przejawów wody, umożliwiają zastosowanie różnego rodzaju zabiegów, prowadzących do poprawy ich właściwości geotechnicznych.

Roboty związane z wymianą gruntów podłoża powinny być prowadzone pod nadzorem geotechnicznym.

3.5. POSADOWIENIE BUDYNKU I WNIOSKI.

± 0,00 = 31,08m npm
-2,00÷4,55 m = 29,08÷26,53 mnpm - poziom posadowienia fundamentów część A
-3.50- 4.55m = 28.08-26.53 mnpm – poziom posadowienia fundamentów część B
Poziom spodu fundamentów przypada na przeważającej powierzchni warstwie n2, tj. nasypowe piaski drobne , niekiedy z domieszkami, wilgotne i nawodnione średniozagęszczone o Jd=0,47 oraz w części w gruntach warstwy I tj. zwałowe piaski drobne i pylaste, średniozagęszczone o Jd=0.54, są to grunty nośne przydatne do bezpośredniego posadowienia fundamentów.

W niewielkiej części fundamenty posadowione są w gruncie warstwy n1, tj. nasypowe piaski drobne , luźne o Jd=0,18, oraz w warstwie n4, tj. nasypy z glin piaszczystych i pylastych plastycznych o Jl=0,42. Są to grunty o ograniczonej nośności, grunty piaszczyste należy dogęścić do Jd=0,5, lub wymienić je na zagęszczoną do Jd=0,5 podsypkę piaskowo – żwirową, gliny plastyczne warstwy n4 należy wymienić na zagęszczoną do Jd=0,5 podsypkę piaskowo żwirową.

Wg kryteriów określonych w rozporządzeniu MSWiA z dnia 24.09.1998r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych (Dz.U. nr126 poz. 839) **projektowany budynek jest obiektem należącym do drugiej kategorii geotechnicznej, warunki gruntowe w podłożu badanego terenu są proste.**

4.0. PRZYJĘTE SCHEMATY STATYCZNE i OPIS ROZWIAZAŃ KONSTRUKCYJNYCH.

4.1. DWUKONDYGNACYJN PARTIA WEJŚCIOWA - CZĘŚĆ A

Dwukondygnacyjna częściowo podpiwniczona partia wejściowa zaprojektowana została w konstrukcji żelbetowej. Przyjęty schemat statyczny to dwukondygnacyjny układ płytowo – słupowy. Nad I piętrem układ statyczny budynku zaprojektowano w postaci płyty żelbetowej stropodachowej grubości 18 cm opartej na podciągach żelbetowych o wymiarach 40 x 138 cm i 40 x 78 cm, od strony wejścia do budynku podciągi zaprojektowano jako ramy wspornikowe z wieszakami do podwieszenia płyty stropu nad parterem. Wieszaki zaprojektowano z rur stalowych 244.5/12.5 mm wypełnionych betonem kotwione góra w wspornikach żelbetowych , dołem podwieszona do nich jest poprzez zatopioną w stropie belkę stalową HEB 240 płyta stropu nad parterem. Między wieszakami stalowymi a żelbetowymi słupami w podwieszonej płycie stropowej nad parterem należy zabetonować 2 HEB 140.
Podparcie płyt stropowych słupami w rozstawie 6.6 x 6.6 m .
Przyjęte obciążenie użytkowe stropu nad piwnicą i nad parterem 4.0 kN/m2 (PN-82/ B-02003 tab.1 lp7)

4.2. DWUKONDYGNACYJNY ZESPÓŁ SZATNI I ODNOWY BIOLOGICZNEJ – CZĘŚĆ B

Dwukondygnacyjny podpiwniczony zespół szatni i odnowy biologicznej zaprojektowany został w konstrukcji żelbetowej wylewanej na mokro z dachem w konstrukcji drewnianej.
Przyjęty schemat statyczny to dwukondygnacyjny układ płytowo – słupowy ze słupami trzeciej kondygnacji podtrzymującymi drewnianą konstrukcję dachu.
Podparcie płyt stropowych słupami o siatce 6.6 x 6.6 m.
Przyjęte obciążenie użytkowe stropu nad piwnicą i nad parterem 4.0 kN/m2 (PN-82/ B-02003 tab.1 lp7)

4.1.1. Fundamenty

Część A

W części podpiwniczonej projektowane są ławy fundamentowe wylewane z betonu B25 zbrojone stalą AIII o wysokości 40 cm i szerokościach 80 – 120 cm, oraz ławy o szerokości 40 cm i wysokości 30 cm. W części nie podpiwniczonej pod słupy

projektowane są stopy żelbetowe o wysokości 60 cm i wymiarach 220 x 220 cm i 150 x 150 cm wylewane z betonu B25 zbrojone stalą AIII.

Część B

Projektowane są ławy fundamentowe wylewane z betonu B25 zbrojone stalą AIII o wysokości 40 cm i szerokościach 80 – 120 cm, oraz ławy o szerokości 40 cm i wysokości 30 cm. Pod słupy projektowane są stopy żelbetowe o wysokości 50 cm i wymiarach 210 x 210 cm i 190 x 190 cm wylewane z betonu B25 zbrojone stalą AIII.

Fundamenty posadowione na papie termozgrzewalnej i podkładzie z chudego betonu B7.5 grubości 10 cm.

Fundamenty poniżej posadzki piwnicy i zagłębione w gruncie smarować dysperbitem.

Przed wylaniem fundamentów osadzić przejścia instalacyjne i ułożyć uziomy elektryczne.

4.1.2. Ściany piwnic i kondygnacji nadziemnych

Wylewane z betonu B25 zbrojone stalą AIII o grubości 25 cm.

Otulina zbrojenia dla ścian 2,5 cm – klasa odporności REI 120 w piwnicy i REI 60 na wyższych kondygnacjach.

4.1.3. Stropy.

Część A

Płyta stropowa żelbetowa wylewana na mokro z betonu B30 zbrojona stalą AIII o grubości 20 cm nad piwnicą , o grubości 24 cm nad parterem, grubości 22 cm nad parterem płyty podwieszona nad wejsciem i o grubości 18 cm nad I piętrem. Dla części nie podpiwniczonej pod parterem należy wykonać żelbetową płytę posadzki z betonu B25 zbrojona stalą AIIIN o grubości 18 cm. Płyta ta usztywnia wysokie słupy parteru, które mają przerwy w betonowaniu pod i nad płytą posadzki.

Wspornikowe i nadwieszona płyty stropu nad parterem łączone ze stropem przy pomocy łączników balkonowych HIT HALFEN.

Otulina zbrojenia płyt stropowych nad parterem i I piętrem 2.5 cm – klasa odporności ogniowej REI 60

Otulina zbrojenia płyty stropu nad piwnicą 2,5 cm (płyta krzyżowo zbrojona) – klasa odporności ogniowej REI 120.

Część B

Płyta stropowa żelbetowa wylewana na mokro z betonu B30 zbrojona stalą AIIIN o grubości 24 cm nad piwnicą i parterem.

Otulina zbrojenia płyt stropowych nad parterem i piwnicą 2.5 cm – klasa odporności ogniowej REI 60

4.1.4. Słupy.

Część A

Zaprojektowano słupy żelbetowe okrągłe o średnicy 40 cm wylewane na mokro z betonu B30 na I piętrze i w piwnicy , z betonu B37 na parterze zbrojone stalą AIIIN.

Słupy okrągłe o średnicy 40 cm poniżej płyty żelbetowej posadzkowej dla części nie podpiwniczonej z betonu B30 Zbrojone stalą AIIIN.

Słupy zespolone ze ścianami żelbetowymi wylewane jak ściany z betonu B25 zbrojone stalą AIIIN.

Otulina zbrojenia 4 cm - klasa odporności ogniowej REI 120 dla słupów.

Część B
Część A
Zaprojektowano słupy żelbetowe okrągłe o średnicy 40 cm wylewane na mokro z betonu B30 w piwnicy , na parterze i I piętrze zbrojone stalą AIIIN, oraz w piwnicy słupy kwadratowe 40 x 40 cm wylewane razem ze ścianami żelbetowymi piwnicy.
Słupy zespolone ze ścianami żelbetowymi wylewane jak ściany z betonu B25 zbrojone stalą AIIIN.
Otulina zbrojenia 3 cm - klasa odporności ogniowej REI 60 dla słupów.

4.1.5. Belki i nadproża.
Żelbetowe wylewane z betonu B30 zbrojone stalą AIIIN o wymiarach jak na rysunkach szczegółowych.

4.1.5. Klatki schodowe.
Prefabrykowane o grubości płyty biegu 14 cm i spocznika 18 cm dla części A i B.
Klatki schodowe ażurowe wewnętrzne z parteru na piętro w części A wspornikowe o prefabrykowanej płycie stopnia o grubości 8 cm ułożonych na dwu wylewanych żelbetowych belkach 20 x 30 cm z betonu B30 i stali AIIIN.

4.1.6. Szyby windowe.
Projektowane są żelbetowe wylewana na mokro z betonu B25 szyby windowe o grubości ścian 20 cm.

6.0. BETONOWANIE STROPÓW, ŚCIAN ORAZ SŁUPÓW ŻELBETOWYCH.

Stropy i ściany należy betonować odcinkami nie dłuższymi niż 15m z pozostawieniem przerw do późniejszego zabetonowania po okresie min. dwóch tygodni. Przerwy robocze w poziomie i pionie należy sytuować poza podporami i węzłami w odległości ok. 1/5 rozpiętości elementów konstrukcyjnych. Podczas układania mieszanki stosować wibratory o rodzaju dostosowanym do pozycji i kształtu betonowanego elementu. W miejscach większego zagęszczenia zbrojenia, zwłaszcza nad podporami i węzłach zagęszczenie mieszanki prowadzić w sposób szczególnie dokładny.
Beton konstrukcyjny przeznaczony na ściany oraz stropy powinien być betonem modyfikowanym co jest podyktowane koniecznością wyeliminowania w sposób maksymalny skurczu w fazie twardnienia. Proponuje się modyfikację betonu (super)plastyfikatorami z dochowaniem w stosunku w/c ok. 0,4 przy konsystencji mieszanki K-3 (plastycznej) z ograniczoną zawartością cementu. Nie narzuca się konkretnych (super)plastyfikatorów pozostawiając wybór producentowi betonu. Sposób i czas dozowania (super)plastyfikatorów powinien być określony przez technologa odpowiedzialnego za jakość dostarczanego betonu i bezwzględnie przestrzegany przez Wykonawcę robót. Podane wyżej zabiegi maja na celu ograniczenie ilości wody zarobowej i cementu przy zachowaniu żądanej wytrzymałości i konsystencji betonu co w sposób istotny redukuje zjawiska skurczowe.

7.0. USUWANIE DESKOWAŃ STROPÓW I PODCIĄGÓW.

Usuwanie deskowań zabetonowanych stropów budynków wielokondygnacyjnych należy przeprowadzić przy zachowaniu następujących zasad:

- usunięcie podpór deskowania stropu znajdującego się bezpośrednio pod betonowanym stropem jest niedopuszczalne.
- podpory deskowania następnego, niżej położonego stropu mogą być- usunięte tylko częściowo, gdyż pod wszystkimi belkami i podciągami o rozpiętości 4m i większej powinny być- pozostawione stojaki w odległości nie większej niż 3m.
- całkowite usunięcie deskowań stropów leżących niżej może nastąpić- pod warunkiem osiągnięcia przez beton tych stropów założonej w projekcie wytrzymałości.

Usunięcie nośnego deskowania konstrukcji żelbetowych dopuszcza się po osiągnięciu przez beton:

- dla konstrukcji betonowych i żelbetowych wykonywanych w okresie letnim - 15 MPa w stropach i 2 MPa w ścianach.
- dla konstrukcji betonowych i żelbetowych wykonywanych w okresie obniżonych temperatur - 17,5 MPa w stropach i 10 MPa w ścianach
- dla belek i podciągów o rozpiętości do 6m - 70% projektowanej wytrzymałości betonu, a dla konstrukcji nośnych o rozpiętości powyżej 6,00m - 100% projektowanej wytrzymałości.

8.0. PIELĘGNACJA I DOJRZEWANIE BETONU.

W okresie pielęgnacji betonu należy:

- chronić- odsłonięte powierzchnie betonu przed szkodliwym działaniem warunków atmosferycznych, a szczególnie wiatru i promieni słonecznych (a w okresie zimowym - mrozu) przez ich osłanianie i zwilżanie w dostosowaniu do pory roku.
- utrzymywać- ułożony beton w stałej wilgotności przez co najmniej 7 dni przy stosowaniu cementów portlandzkich.
- podlewać- wodą beton normalnie twardniejący, rozpoczynając po 24 godzinach od chwili jego ułożenia:
- przy temperaturze +15C i wyżej beton należy polewać- w ciągu 3 dni co 3 godziny w dzień i co najmniej jeden raz w nocy, a następnie co najmniej 3 razy na dobę.
- przy temperaturze poniżej +5C betonu nie należy polewać- .

Duże powierzchnie betonu mogą być powlekane środkami błonotwórczymi zabezpieczającymi przed parowaniem wody.

9.0. UWAGI KOŃCOWE.

W trakcie prac przestrzegać warunków technicznych wykonania i odbioru prac budowlano - montażowych tom I i III.

W przypadku stwierdzenia warunków odmiennych od założonych w projekcie niezwłocznie powiadomić Projektanta..

Roboty betonowe należy prowadzić zgodnie z PN-63/B06251 - Roboty betonowe i żelbetowe . wymagania techniczne.

Prace ziemne prowadzić zgodnie z PN-68/B06050 - Roboty ziemne w budownictwie. Wymagania w zakresie wykonywania i badania przy odbiorze.

Wykopy powinny być chronione przed nie kontrolowanym napływem do nich wód pochodzących z opadów atmosferycznych.

Przerwy robocze w betonowaniu stropu uzgodnić z Projektantem konstrukcji w odniesieniu do stosowanej metody betonowania stropu.

Do zagęszczania mieszanki betonowej stosować wibratory. Rodzaj wibratorów i sposób wibrowania Wykonawca rozwiąże we własnym zakresie.
Przed betonowaniem fundamentów ułożyć elementy uziomu wg opracowania projektu elektrycznego oraz wykonać przepusty instalacyjne wg projektu instalacji.

Opracował:
mgr inż. Ryszard Klemiata