

INWEST PRZEM

Przedsiębiorstwo Usług Inwestycyjnych

69-110 Rzepin ul. Walki Młodych 59

tel./fax +48 95 7596699 ; tel. kom. +48 602 220395

INWESTOR :	Gmina Rzepin Plac Ratuszowy 1, 69-110 Rzepin
OBIEKT :	PROJEKT WYKONAWCZY – wydanie 02 BUDOWA HALI SPORTOWEJ PRZY SZKOLE PODSTAWOWEJ NR 1 W RZEPINIE
ADRES INWESTYCJI:	Rzepin ul. Boczna Nr ewidencyjny gruntu 392/12, 392/18, 393/2, 392/15; (Jednostka ewidencyjna 080504_4 Rzepin – miasto; Obręb ewidencyjny nr 257 - Rzepin)
TREŚĆ OPRACOWANIA :	OPIS TECHNICZNY - konstrukcja

I. PODSTAWA OPRACOWANIA :

1. Decyzja nr 8/2016 o ustaleniu lokalizacji celu publicznego z dnia 26 kwietnia 2016 r., wydana przez Burmistrza Rzepina (znak sprawy: RliZP.6733.8.2016.EW);
2. Opinia geotechniczna o warunkach gruntowo-wodnych, opracowana przez geologa uprawnionego mgr Zbigniewa Nowaka, data opracowania kwiecień 2016 r.
3. Dokumentacja badań podłoża gruntowego, opracowana przez „Geoprojekt – Poznań” Przedsiębiorstwo Geotechniczne i Geologiczne s.c.
4. Mapa do celów projektowych GK.6640.1.165.2016 w skali 1:500.
Stan aktualny na dzień 06.04.2016 r., opracowana przez geodetę uprawnionego Roberta Rajewskiego (nr uprawnień 14950).
5. Projekt budowlany - Budowa hali sportowej przy Szkole Podstawowej nr 1 w Rzepinie, data opracowania 30-04-20146 r.
6. Decyzja nr 101/2016 (znak: AB.6740.160.2016) z dnia 13-05-2015 r. zatwierdzająca projekt budowlany i udzielająca pozwolenia na budowę Hali sportowej przy Szkole Podstawowej nr 1 w Rzepinie.
7. Obowiązujące przepisy Prawa Budowlanego, normy i literatura branżowa techniczna.

II. PROJEKT KONSTRUKCYJNY - CZĘŚĆ OPISOWA

II.1 Warunki gruntowo - wodne

II.1.1 Warunki geotechniczne

Na podstawie przeprowadzonych badań i sondowań podłoża gruntowego:

1) Opinia geotechniczna o warunkach gruntowo-wodnych, opracowana przez geologa uprawnionego mgr Zbigniewa Nowaka, stwierdza, iż w podłożu gruntowym występują 4 warstwy geotechniczne:

warstwa 1 – gleba i nasypy niekontrolowane (grunty nienośne)

warstwa 2 – namuł organiczny gliniasty i torf (grunty nienośne)

warstwa 3 – piaski drobne, średniozagęszczone o $I_D=0,48$

warstwa 4 – gliny pylaste o konsystencji plastycznej $I_L=0,28$

Podłoże nie jest jednorodne, zbudowane z gruntów nasypowych, gruntów organicznych, gruntów mineralnych, niespoistych (piaski drobne). Grunty nasypowe i organiczne są nienośne i nie nadają się do bezpośredniego posadowienia.

Woda gruntowa o swobodnym zwierciadle występuje na głębokości 1,48-1,90 m p.p.t. (otwory nr 3,4,5). W otworach nr 1,2 zaobserwowano wodę gruntową o zwierciadle napiętym w poziomie 3,3-3,9 m p.p.t., a zwierciadło ustabilizowało się na głębokości 1,72-2,18 m p.p.t.

2) Przeprowadzone badania (terenowe, laboratoryjne) oraz sondowania sondą statyczną CPTU, przez Przedsiębiorstwo Geotechniczne i Geologiczne "Geoprojekt – Poznań", przedstawione w formie dokumentacji badań podłoża gruntowego, wyszczególniają:

Nasypy – stwierdzone od powierzchni i na przeważającej części opisywanego terenu. W miejscach wykonanych otworów zbudowane są z mieszaniny piasków drobnych próchnicznych, piasków gliniastych, pospółek, namulów i cegieł w warstwie o miąższości ca 0,5 – 2,2m .

Grunty rodzime występujące w podłożu ujęto w trzech grupach genetycznych, w których wydzielono warstwy o zbliżonych wartościach parametrów geotechnicznych.

Grupa I – obejmuje grunty organiczne i próchniczne, które z uwagi na zawartość części organicznych podzielono na 3 warstwy geotechniczne:

warstwa I_A – to torfy, grunty o zawartości części organicznych $I_{OM} > 30\%$ - grunty stwierdzone jedynie w materiałach archiwalnych;

warstwa I_B – to namuły i namuły gliniaste lokalnie na pograniczu torfów, grunty o stwierdzonej zawartości części organicznych $I_{OM} \sim 7,8\%$ i edometrycznym module ścisłości pierwotnej M_0 uzyskanym z sondowania CPTU oscylującym w zakresie 1,4 ÷ 4,8 MPa.

warstwa I_C – to piaski próchniczne lokalnie na pograniczu namulów, grunty nawodnione, w stanie luźnym o $I_D^{(n)} = 0,20$ i o stwierdzonej zawartości części organicznych $I_{OM} \sim 3,0-4,5\%$ i edometrycznym module ścisłości pierwotnej $M_0 = 5,6$ MPa uzyskanym z sondowania CPTU.

Grupa II – są to tzw. mułki zastoiskowe, głównie o uziarnieniu pyłów piaszczystych i pyłów lokalnie glin pylastych i na pograniczu piasków pylastych, w stanie plastycznym o uogólnionym stopniu plastyczności $I_L^{(n)} = 0,30$, są grunty nieskonsolidowane wg p. 1.4.6 normy PN-81/B-03020 oznaczono symbolem „C” geologicznej konsolidacji. Edometryczny moduł ścisłości pierwotnej uzyskany z sondowania CPTU, $M_0 = 16,2$ MPa.

Grupa III – zaliczono do niej grunty niespoiste, wodnolodowcowe (sandrowe), stwierdzone jako warstwa piasków drobnych i pylastych, które ze względu na stopień zagęszczenia podzielono na 3 warstwy geotechniczne:

warstwa III_A – to piaski średniozagęszczone, grunty nawodnione, w stanie średniozagęszczonym o $I_D^{(n)} = 0,35$ o edometrycznym module ścisłości pierwotnej M_0 uzyskanym z sondowania CPTU oscylującym w zakresie 10,9 ÷ 15,8 MPa.

warstwa III_B – to piaski średniozagęszczone, grunty nawodnione, w stanie średniozagęszczonym o $I_D^{(n)} = 0,60$ o edometrycznym module ścisłości pierwotnej M_0 uzyskanym z sondowania CPTU oscylującym w zakresie 34,8 ÷ 36,8 MPa.

warstwa III_C – to piaski średniozagęszczone, grunty nawodnione, w stanie zagęszczonym o $I_D^{(n)} = 0,70$ o edometrycznym module ścisłości pierwotnej M_0 uzyskanym z sondowania CPTU oscylującym w zakresie 66,0 ÷ 125,3 MPa.

II.1.2 Określenie stopnia skomplikowania warunków gruntowych

Na podstawie analizy wykonanych badań stwierdzono, że badany teren charakteryzuje się złożonymi warunkami gruntowo – wodnymi, stąd określa się dla przedmiotowego obiektu drugą kategorię geotechniczną (wg Rozporządzenia Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2014 roku w sprawie ustalanie geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych (Dz.U. z 2012 poz. 463).

II.1.3 Posadowienie planowanej inwestycji:

Obiektu należy posadowić na fundamentach pośrednich -palach, charakteryzujących się małą średnicą i wystarczająco dużą nośnością oraz bezpiecznym wykonawstwem dla sąsiednich budynków (bez drgań). Takie posadowienie pozwala na nie wybieranie w całości istniejących gruntów nienośnych zalegających w podłożu.

Przyjęto poziom porównawczy – poziom posadzki parteru $\pm 0,00 = 53,00$ m n.p.m.

II.2. Założenia konstrukcji

II.2.1 Założenia ogólne

Obiekt jednokondygnacyjny, niepodpiwniczony.

Konstrukcję hali stanowią układy ramowe z drewna klejonego, składające się z elementów prostych, m.in.: dźwigarów, słupów, podciągów, zgodnie z dokumentacją rysunkową niniejszego opracowania.

Usztywnieniem konstrukcji są płaty z drewna klejonego rozmieszczone we wszystkich polach w rozstawie 2,5m oraz prętowe stężenia połaciowe i ścienne występujące w dwóch polach skrajnych oraz w polu między osiami 4-5. Posadowienie fundamentów pośrednie na palach żelbetowych wierconych, w technologii CFA o średnicy 250 mm oraz 300 mm.

Charakterystyczne wymiary obiektu:

- Nawa główna hali 18,5 x 36,14m
- Dobudówka 7,25 x 27,74m
- Rozpiętość osiowa punktów podparcia dźwigara nawy głównej wynosi ok.18,0m
- Rozstaw osiowy dźwigarów dachowych w nawie głównej wynosi 4,5m.
- Rozstaw ram nawy bocznej (dobudówki) 2,46m, 3,72m, 2,46m, 2,88m
- Poziom oparcia dźwigarów na słupach w osi B 8,35m
- Najwyższy punkt konstrukcji dachu +9,28m

Normy:

PN-B-03150 – Konstrukcje drewniane. Obliczenia statyczne i projektowanie.

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 +Az1 – Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenia śniegiem.

PN-77/B-02011 – Obciążenie wiatrem.

PN-87/B-02013 – Obciążenia oblodzeniem.

PN-86/B-02015 – Obciążenie temperaturą.

PN-EN 1995-1-2 Projektowanie konstrukcji drewnianych. Projektowanie konstrukcji z uwagi na warunki pożarowe

PN-EN 386 Drewno klejone warstwowo. Wymagania eksploatacyjne i minimalne wymagania produkcyjne

PN-EN 390 Drewno klejone warstwowo. Wymiary. Dopuszczalne odchyłki

PN-EN 14592 Konstrukcje drewniane. Łączniki trzpieniowe. Wymagania

PN-EN 1536 Pale Wiercone

Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie

II.2.2 Obciążenia

Do obliczeń przyjęto obciążenia:

- obciążenia stałe – według PN-82/B-02001 (płyta warstwowa – SP2C E-PIR 160/120)
- obciążenie technologiczne – zastępcze od instalacji wentylacyjnej, oświetleniowej itp. o wartości 20kg/m²
- obciążenia zmienne użytkowe – według PN-82/B-02003,
- obciążenie śniegiem - według PN-80/B-02010 i PN-80/B-02010/Az1 (obiekt położony jest w I strefie śniegowej)
- obciążenie wiatrem - według PN-77/B-02011 i PN-B-02011:1977/Az1 (obiekt położony jest w I strefie wiatrowej)

II.3. Opis projektowanych elementów konstrukcyjnych

II.3.1. Wykopy.

Wykopy powinny być wykonywane w ten sposób, aby nie nastąpiło naruszenie naturalnej struktury gruntu poniżej spodu fundamentu. Przy wykonywaniu wykopów fundamentowych za pomocą maszyn, należy na dnie wykopu zostawić warstwę gruntu grubości 0,2-0,3 m powyżej przewidywanego poziomu posadowienia, ze względu na możliwość rozluźnienia gruntu przez maszyny. Dalsze roboty ziemne należy wykonywać ręcznie.

Wyrównywanie, względnie podnoszenie poziomu dna wykopu przez podsypywanie miejscowym gruntem jest niedopuszczalne.

Nie można dopuścić do zalania dna wykopu wodami powierzchniowymi i gruntowymi, co może doprowadzić do osłabienia lub zniszczenia naturalnej struktury gruntu w podłożu. Należy zatem przed wykonaniem robót fundamentowych przewidzieć odprowadzenie wód powierzchniowych i gruntowych. Gdyby miało miejsce zalanie dna wykopu wodami, należy przede wszystkim usunąć wodę, a następnie zbadać czy nie nastąpiło przy tym naruszenie naturalnej struktury gruntu w podłożu. Rozluźnioną górną warstwę gruntu, należy usunąć zastępując ją do poziomu posadowienia chudym betonem klasy C8/10 lub zagęszczonym piaskiem gruboziarnistym, pospółką, żwirem.

Niedopuszczalne jest usuwanie wody gruntowej przez pompowanie jej bezpośrednio z dołów fundamentowych przy gruntach sypkich i mało spoiстых takich jak piaski drobne, piaski pylaste lub pyły.

Podczas wykonywania wykopów w warunkach zimowych, należy ochronić podłoże gruntowe od

przemarzania.

Analiza wszystkich występujących warunków gruntowych - por. pkt. II.1., doprowadza do stwierdzenia, że technicznie i ekonomicznie najwłaściwszym posadowieniem projektowanego budynku będzie:

- posadowienie na fundamentach pośrednich - palach żelbetonowych wierconych, w technologii CFA o średnicy 250 mm oraz 300 mm, charakteryzujących się małą średnicą i wystarczająco dużą nośnością oraz bezpiecznym wykonawstwem dla sąsiednich budynków (bez drgań). Takie posadowienie pozwala na nie wybieranie w całości istniejących gruntów nienośnych zalegających w podłożu.

Po wykonaniu fundamentów, ścian fundamentowych zasypanie wolnej przestrzeni należy wykonać gruntami z wykopów. Układanie gruntów za fundamentami powinno odbywać się warstwami o grubości nie większej niż 20 cm ze starannym ubiciem każdej warstwy. Należy zwrócić uwagę, aby grunt użyty do zasypywania nie zawierał odpadków budowlanych.

Przed nastaniem mrozów fundamenty powinny być zasypane do odpowiedniej wysokości gruntem lub ochronione w inny sposób, tak, aby nie nastąpiło zjawisko spęczenia gruntów pod fundamentami. Dotyczy szczególnie gruntów wysadzinowych np. pyłów, pyłów piaszczystych itp.

II.3.2. Pale fundamentowe.

POSADOWIENIE

Posadowienie budynków zaprojektowano na oczepach podpartych na palach fundamentowych.

Zaprojektowano wykonanie 72 pali wierconych.

Zastosowano pale wiercone, w technologii CFA o średnicy 250 mm oraz 300 mm o długości $L=4,8\text{m}$ do $5,8\text{m}$ (długości poszczególnych pali należy zweryfikować w trakcie wykonywania na podstawie lokalnych warunków gruntowych)

Rozmieszczenie pali przedstawiono na rysunku Rzut Fundamentów K1.02. Przekroje, szczegóły pali oraz typy koszy zbrojeniowych przedstawiono na rysunku nr K2.02 i K3.02.

Pale wykonać należy z platformy roboczej, gdzie górny ustabilizowany poziom to $-0,35\text{m}$ względem $0,00$ co odpowiada $52,65\text{ m n.p.m.}$

BETON

Pale projektuje się z betonu zwykłego o minimalnej klasie wytrzymałości C20/25. Mieszanke betonową wykonać na kruszywie żwirowym (okrągłym) frakcji $D_{\max} = 8\text{mm}$ o konsystencji S-4, minimalna zawartość frakcji drobnych i cementu powinna wynosić 375 kg/m^3 , co zwiększy trwałość oraz odporność betonu na przedwczesne niszczenie konstrukcji w środowisku potencjalnej agresywności wody, stanowiąc tzw. ochronę powierzchniową. Mieszanka betonowa nie może ulegać sedymentacji w trakcie betonowania oraz musi umożliwić wprowadzenie zbrojenia do trzonu pala na żadaną głębokość. Projektant dopuszcza modyfikację składu mieszanki z zastrzeżeniem niezmienności klasy betonu.

Zgodnie z zaleceniami Normy PN-EN 1536 Pale Wiercone za graniczną wartość wytrzymałości na ścinanie, poniżej której może następować ucieczka świeżego betonu do warstwy słabonośnej przyjmuje się $S_u = 15\text{kPa} < S_u = 26,5\text{ kPa}$ dla gruntu w podłożu. W związku z powyższym, nie istnieje ryzyko rozpięcia się świeżego betonu.

STAL

Zbrojenie pali realizowane będzie stalowymi koszami zbrojeniowymi. Sposób zbrojenia pali, zestawienie koszy zbrojeniowych przedstawiono na rysunku. Do zbrojenia pali zastosowano 2 typy koszy zbrojeniowych o symbolu: K-1 oraz K-2. Kosze K-1 o średnicy 17cm i długości $5,0\text{m}$, sztuk 32 złożone z 5 prętów $\#14$ oraz strzemion $\#8\text{mm}$ co $0,17\text{m}$, oraz kosze K-2 o średnicy 15cm i długości $5,0\text{m}$, sztuk 40 złożone z 4 prętów $\#14$ oraz strzemion $\#8\text{mm}$ co $0,15\text{m}$.

Długości zakotwienia prętów $\#14$ w oczepach określono na poziomie 40 cm . Stal zbrojeniowa klasy AIIIN

Obliczenia nośności pala

Obliczenia przeprowadzono wg EC7. Zastosowano „Podejście obliczeniowe 3”. Przyjęto następującą kombinację:

$$(A1 \text{ lub } A2) + M2 + R3$$

Ze względu na otrzymane konkretne wartości obciążeń na pale (wartości obliczeniowe) nie rozróżniano kombinacji współczynników „A”. Ze względu na wykonywanie obliczeń nośności pali bezpośrednio na podstawie wyników sondowań statycznych CPT wielkości dla współczynników „M” nie pojawiają się w obliczeniach. Przyjęto następujące wartości współczynników „R” (wg EC7, załącznik A, pale wiercone):

$$\gamma_b = 1,35,$$

$$\gamma_s = 1,35,$$

$$\xi_3 = 1,32,$$

$$\xi_4 = 1,28.$$

Stan graniczny nośności sprawdzono dla stanów: konstrukcyjnego (STR) i geotechnicznego (GEO).

Stan konstrukcyjny (STR):

Zgodnie z wytycznymi EC7 w warunku tym sprawdzono wytrzymałość pala jako elementu konstrukcyjnego na ściskanie. Obliczenia przeprowadzono w oparciu o wytyczne EC2.

Wytrzymałość obliczeniowa betonu na ściskanie w palu: fi 250 mm

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c \cdot k_f} = 10,30 \text{ MPa} \quad \text{dla betonu C20/25 (B25)}$$

gdzie: α_{cc} 0,85 - współczynnik korygujący
 f_{ck} 20 N/mm² - wytrzymałość charakterystyczna betonu na ściskanie

γ_c 1,5 - współczynnik częściowy materiału
 k_f 1,1 - współczynnik nośności obliczeniowej pali betonowanych na miejscu bez stałej obudowy

d_{nom} - średnica nominalna dla pali betonowanych na miejscu

d - średnica przyjmowana do obliczeń

gdy $d_{nom} < 400\text{mm}$ $d = d_{nom} - 20\text{mm}$

gdy $400 < d_{nom} < 1000\text{mm}$ $d = 0,95 \cdot d_{nom}$

Stąd:

d_{nom} mm	d mm	A mm ²	f_{cd} N/mm ²	Max obciążenie	
				obl.	char.
250	230,00	41548	10,30	428	306

= obl./1,4

Wytrzymałość obliczeniowa betonu na ściskanie w palu: f_i 300mm

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c \cdot k_f} = 10,30 \text{ MPa} \quad \text{dla betonu C20/25 (B25)}$$

gdzie: α_{cc} 0,85 - współczynnik korygujący
 f_{ck} 20 N/mm² - wytrzymałość charakterystyczna betonu na ściskanie

γ_c 1,5 - współczynnik częściowy materiału
 k_f 1,1 - współczynnik nośności obliczeniowej pali
betonowanych na miejscu bez stałej obudowy

d_{nom} - średnica nominalna dla pali betonowanych na miejscu

d - średnica przyjmowana do obliczeń

gdy $d_{nom} < 400\text{mm}$ $d = d_{nom} - 20\text{mm}$

gdy $400 < d_{nom} < 1000\text{mm}$ $d = 0,95 \cdot d_{nom}$

Stąd:

d_{nom}	d	A	f_{cd}	Max obciążenie	
				obl.	char.
				= obl./1,4	
mm	mm	mm ²	N/mm ²	kN	kN
300	280,00	61575	10,30	634	453

Stan geotechniczny (GEO):

Zgodnie z wytycznymi EC7 w warunku tym sprawdzono wytrzymałość gruntu na oddziaływania przekazywane z pala fundamentowego.

Na podstawie badań gruntu, wykonanych sondą CPT i CPTU, określono parametry gruntowe dla wyznaczenia wytrzymałości gruntu wg EC7 dla pali o średnicy 250 mm oraz 300 mm:

CPT	1			
początek w-wy	-2,00	-4,00		
koniec w-wy	-4,00	-4,80		
h_i	2,00	0,80	0,00	0,00
$\alpha_{s,i}$	0,7	0,7		
$\eta_{p,i}$	1/80	1/90		
$q_{c,m,i}$	3	13,5		
$q_{s,i}$	0,038	0,150	0,000	0,000
$\Sigma \alpha_{s,i} \cdot q_{s,i} \cdot h_i$	0,137			

CPT	2			
początek w-wy	-2,80	-4,10		
koniec w-wy	-4,10	-5,00		
h_i	1,30	0,90	0,00	0,00
$\alpha_{s,i}$	0,7	0,7		
$\eta_{p,i}$	1/80	1/90		
$q_{c,m,i}$	2	13,5		
$q_{s,i}$	0,025	0,150	0,000	0,000
$\Sigma \alpha_{s,i} \cdot q_{s,i} \cdot h_i$	0,117			

CPT	3			
początek w-wy	-4,00	-5,20		
koniec w-wy	-5,20	-5,80		
h_i	1,20	0,60	0,00	0,00
$\alpha_{s,i}$	0,7	0,7		
$\eta_{p,i}$	1/80	1/90		
$q_{c,m,i}$	3	13,5		
$q_{s,i}$	0,038	0,150	0,000	0,000
$\Sigma \alpha_{s,i} \cdot q_{s,i} \cdot h_i$	0,095			

CPT	4			
początek w-wy	-4,00			
koniec w-wy	-5,00			
h_i	1,00	0,00	0,00	0,00
$\alpha_{s,i}$	0,7			
$\eta_{p,i}$	1/90			
$q_{c,m,i}$	10			
$q_{s,i}$	0,111	0,000	0,000	0,000
$\Sigma \alpha_{s,i} \cdot q_{s,i} \cdot h_i$	0,078			

CPT	5			
początek w-wy	-2,00	-4,00		
koniec w-wy	-4,00	-5,00		
h_i	2,00	1,00	0,00	0,00
$\alpha_{s,i}$	0,7	0,7		
$\eta_{p,i}$	1/80	1/90		
$q_{c,m,i}$	3	13,5		
$q_{s,i}$	0,038	0,150	0,000	0,000
$\Sigma \alpha_{s,i} \cdot q_{s,i} \cdot h_i$	0,158			

CPT	2Geo			
początek w-wy	-3,80	-4,20		
koniec w-wy	-4,20	-5,10		
h_i	0,40	0,90	0,00	0,00
$\alpha_{s,i}$	0,7	0,7		
$\eta_{p,i}$	1/80	1/90		
$q_{c,m,i}$	5,29	13,5		
$q_{s,i}$	0,066	0,150	0,000	0,000
$\Sigma \alpha_{s,i} \cdot q_{s,i} \cdot h_i$	0,113			

CPT	4Geo			
początek w-wy	-3,00	-4,00		
koniec w-wy	-4,00	-5,80		
h_i	1,00	1,80	0,00	0,00
$\alpha_{s,i}$	0,7	0,7		
$\eta_{p,i}$	1/80	1/80		
$q_{c,m,i}$	3,9	7,7		
$q_{s,i}$	0,049	0,096	0,000	0,000
$\Sigma \alpha_{s,i} \cdot q_{s,i} \cdot h_i$	0,155			

CPT	6Geo			
początek w-wy	-1,50	-4,60	-5,10	
koniec w-wy	-4,60	-5,10	-5,50	
h_i	3,10	0,50	0,40	0,00
$\alpha_{s,i}$	0,7	0,7	0,7	
$\eta_{p,i}$	1/80	1/80	1/90	
$q_{c,m,i}$	8,1	3,2	13,5	
$q_{s,i}$	0,101	0,040	0,150	0,000
$\Sigma \alpha_{s,i} \cdot q_{s,i} \cdot h_i$	0,276			

NOTKA OBLICZENIOWA NOŚNOŚCI PAŁA WG EUROCOD 7

Charakterystyka pała : Pałe wiercone na miejscu z podwójnym bocznym przemieszczeniem gruntu

$F_{c,d}$	(kN)	17	obliczeniowe osiowe obc. pała wciskanego
$F_{t,d}$	(kN)	7	obliczeniowe osiowe obc. pała wyciąganego
D	(mm)	250	średnica trzonu pała
D_b	(mm)	250	średnica świdra wiertła
A_b	(m ²)	0,049	pole przekroju poprzecznego podstawy pała
χ_s	(m)	0,785	obwód trzonu pała

Poziom roboczy :

52,65 m n.p.m.

Symbole i współczynniki :

β	1,00	współczynnik zależny od kształtu przekroju pała: okrągłego albo kwadratowego
λ	1,00	współczynnik redukcji dla pał z powiększoną podstawą
α_b	0,70	współczynnik wytrzymałości podstawy pała zależny od jego typu
e_b	1,00	parametr odnoszący się do zależności: typ pała a wytrzymał. na ścinanie gruntu ($D_c^* = 35,7\text{mm}$) $e_b = 1 - 0,01 \cdot (D_b / D_c - 1)$ (= 1 jeśli grunt nie jest gliną trzeciorzędową)
γ_{Rd}	1,35	współczynnik uwzględniający niepewność modelu obliczeniowego nośności
γ_b	1,35	współczynnik częściowy do nośności podstawy pała
γ_s	1,35	współczynnik częściowy do nośności pobocznic pała
γ_{s1}	1,50	współczynnik dla oporu tarcia pobocznic pała (wg wytycznych WTCB)
γ_{s2}	1,33	współczynnik dla zmiennego oporu tarcia pobocznic pała (wg wytycznych WTCB)
ξ_s	1,32	współczynnik korelacyjny dla wartości średniej
ξ_i	1,28	współczynnik korelacyjny dla wartości minimalnej
$\alpha_{s,i}$		współczynnik oporu pobocznic zależny od typu pała
$q_{s,i}$		jednostkowy opór graniczny pobocznic pała (MPa) = $\eta_{p,i} \cdot q_{c,m,i}$
$\eta_{p,i}$		współczynnik doświadczalny zależny od rodzaju gruntu warunkującego jednostkowy opór pobocznic dla i-tej warstwy
$q_{c,m,i}$		średnia wartość oporu pod stożkiem w i-tej warstwie (MPa)
h_i		miąższość i-tej warstwy (m)
q_b		jednostkowy opór graniczny podstawy, obliczany wg teorii De Beer'a

* - D_c - średnica stożka pomiarowego badań CPT (sondowania statycznego)

CPT	poz. CPT [m n.p.m.]	poz. pdst. [m]	dług. pała [m]	q_b (N/mm ²)	R_b (kN)	R_s (kN)	R_c (kN)	$R_{c,cal}$ (kN)	G (kN)	$R_{t,cal}$ (kN)
1	52,65	-4,80	4,8	11,0	378	107	485	359	2	79,41
2	52,53	-5,00	5,1	10,0	344	92	436	323	2	68,21
3	52,63	-5,80	5,8	8,0	275	74	349	259	3	54,98
4	52,62	-5,00	5,0	10,0	344	61	405	300	2	45,25
5	52,62	-5,00	5,0	11,0	378	124	502	372	2	91,63
2Geo	52,66	-5,10	5,1	10,0	344	89	432	320	2	65,75
4Geo	52,30	-5,80	6,2	10,0	344	122	466	345	3	90,41
6Geo	52,30	-5,50	5,9	11,0	378	217	595	440	3	160,4

poz. - poziom

pdst. - podstawa pała

$(R_{c,cal})_{mean}$	(kN)	340	$(R_{t,cal})_{mean}$	(kN)	82
$(R_{c,cal})_{min}$	(kN)	259	$(R_{t,cal})_{min}$	(kN)	45
$R_{c,k}$	(kN)	202	$R_{t,k}$	(kN)	35
$R_{c,d}$	(kN)	150	>	$F_{c,d}$	(kN) 17
$R_{t,d}$	(kN)	15	>	$F_{t,d}$	(mm) 7

Na podstawie obliczeń określono następującą nośność na wciskanie pała 250 mm:

$R_{c,d} = 150 \text{ kN}$

Na podstawie obliczeń określono następującą nośność na wyciąganie pała 250 mm:

$R_{t,d} = 15 \text{ kN}$

NOTKA OBLICZENIOWA NOŚNOŚCI PAŁA WG EUROCOD 7

Charakterystyka pała : Pałe wiercone na miejscu z podwójnym bocznym przemieszczeniem gruntu

$F_{c,d}$	(kN)	75	obliczeniowe osiowe obc. pała wciskanego
$F_{t,d}$	(kN)	9	obliczeniowe osiowe obc. pała wyciąganego
D	(mm)	300	średnica trzonu pała
D_b	(mm)	300	średnica świdra wiertła
A_b	(m ²)	0,071	pole przekroju poprzecznego podstawy pała
χ_s	(m)	0,942	obwód trzonu pała

Poziom roboczy :

52,65 m n.p.m.

Symbole i współczynniki :

β	1,00	współczynnik zależny od kształtu przekroju pała: okrągłego albo kwadratowego
λ	1,00	współczynnik redukcji dla pał z powiększoną podstawą
α_b	0,70	współczynnik wytrzymałości podstawy pała zależny od jego typu
e_b	1,00	parametr odnoszący się do zależności: typ pała a wytrzymał. na ścinanie gruntu ($D_c^* = 35,7\text{mm}$) $e_b = 1 - 0,01 \cdot (D_b / D_c - 1)$ (= 1 jeśli grunt nie jest gliną trzeciorzędową)
γ_{Rd}	1,35	współczynnik uwzględniający niepewność modelu obliczeniowego nośności
γ_b	1,35	współczynnik częściowy do nośności podstawy pała
γ_s	1,35	współczynnik częściowy do nośności pobocznic pała
γ_{s1}	1,50	współczynnik dla oporu tarcia pobocznic pała (wg wytycznych WTCB)
γ_{s2}	1,33	współczynnik dla zmiennego oporu tarcia pobocznic pała (wg wytycznych WTCB)
ξ_s	1,32	współczynnik korelacyjny dla wartości średniej
ξ_i	1,28	współczynnik korelacyjny dla wartości minimalnej
$\alpha_{s,i}$		współczynnik oporu pobocznic zależny od typu pała
$q_{s,i}$		jednostkowy opór graniczny pobocznic pała (MPa) = $\eta_{p,i} \cdot q_{c,m,i}$
$\eta_{p,i}$		współczynnik doświadczalny zależny od rodzaju gruntu warunkującego jednostkowy opór pobocznic dla i-tej warstwy
$q_{c,m,i}$		średnia wartość oporu pod stożkiem w i-tej warstwie (MPa)
h_i		miąższość i-tej warstwy (m)
q_b		jednostkowy opór graniczny podstawy, obliczany wg teorii De Beer'a

* - D_c - średnica stożka pomiarowego badań CPT (sondowania statycznego)

CPT	poz. CPT [m n.p.m.]	poz. pdst. [m]	dług. pała [m]	q_b (N/mm ²)	R_b (kN)	R_s (kN)	R_c (kN)	$R_{c,cal}$ (kN)	G (kN)	$R_{t,cal}$ (kN)
1	52,65	-4,80	4,8	11,0	544	129	673	498	3	95,3
2	52,53	-5,00	5,1	10,0	495	111	605	448	3	81,86
3	52,63	-5,80	5,8	8,0	396	89	485	359	4	65,97
4	52,62	-5,00	5,0	10,0	495	73	568	421	3	54,3
5	52,62	-5,00	5,0	11,0	544	148	693	513	3	110
2Geo	52,66	-5,10	5,1	10,0	495	107	601	445	3	78,9
4Geo	52,30	-5,80	6,2	10,0	495	146	641	475	4	108,5
6Geo	52,30	-5,50	5,9	11,0	544	260	804	596	4	192,5

poz. - poziom

pdst. - podstawa pała

$(R_{c,cal})_{mean}$	(kN)	470	$(R_{t,cal})_{mean}$	(kN)	98
$(R_{c,cal})_{min}$	(kN)	359	$(R_{t,cal})_{min}$	(kN)	54
$R_{c,k}$	(kN)	281	$R_{t,k}$	(kN)	42
$R_{c,d}$	(kN)	208	$F_{c,d}$	(kN)	75
$R_{t,d}$	(kN)	19	$F_{t,d}$	(mm)	9

Na podstawie obliczeń określono następującą nośność na wciskanie pała 300 mm:

$R_{c,d} = 208$ kN

Na podstawie obliczeń określono następującą nośność na wyciąganie pała 300 mm:

$R_{t,d} = 19$ kN

Wykonanie pali należy powierzyć wykwalifikowanej firmie specjalistycznej posiadającej doświadczenie.

Wykonawca zobligowany jest zapewnić nośność pali na minimalny poziomie

- dla pali ϕ 250 mm 150 kN

- dla pali ϕ 300 mm 208 kN

II.3.3. Oczepy fundamentowe.

W miejscu słupów przewidziano oczepy fundamentowe posadowioną na rzędnej – 1,10, tj. 51,90 m n.p.m. na warstwie chudego betonu klasy C12/15 grubości 10 cm.

Oczepy fundamentowe zaprojektowano wysokości 60 cm jako żelbetową z betonu klasy C20/25 zbrojonego stalą klasy A-III (34GS) i A-0 (StOS)

Zabezpieczenie przeciwwilgociowe oczepów - wszystkie elementy betonowe stykające się bezpośrednio z gruntem, należy zabezpieczyć przeciwwilgociowo smarując powierzchnię substancją bitumiczną „Dysperbit” lub „Gumbit”.

II.3.4. Ściana fundamentowa.

Zaprojektowano ściany fundamentowe posadowione na rzędnej – 1,10 na warstwie chudego betonu klasy C12/15 grubości 10 cm.

Ściany fundamentowe zaprojektowano wysokości 110 cm i szerokości 20 cm jako żelbetowe z betonu klasy C20/25 zbrojonego podłużnie rdzeniem z prętów stalowych 7 ϕ 12 klasy A-III (34GS), rozstaw strzemion ϕ 6 co 30 cm ze stali A-0 (StOS), wymagana otulina zbrojenia 5 cm. Układ ścian fundamentowych wg rysunku. W miejscach słupów, w fundamentowych należy osadzić pręty kotwiące.

W podbetonie pod ławami fundamentowymi należy ułożyć bednarkę 4x30 mm (ocynk) i wypuścić poza fundament w miejscach wskazanych w projekcie instalacji elektrycznej do wykonania uziomu.

Zabezpieczenie przeciwwilgociowe ścian fundamentowych - wszystkie elementy betonowe stykające się bezpośrednio z gruntem, należy zabezpieczyć przeciwwilgociowo smarując powierzchnię substancją bitumiczną „Dysperbit” lub „Gumbit”.

II.3.5. Elementy konstrukcji drewnianej warstwowo klejonej.

Dźwigary dachowe zostały zaprojektowane jako belki wykonane z drewna klejonego warstwowo o stałym przekroju na długości między osiami A i B oraz o zmiennym przekroju na przedłużeniu belki poza oś B. Przedłużenie belki poza oś B tworzy wspornik. Obliczenia przeprowadzono jak dla ramy tworzonej przez belkę sztywno zamocowaną na słupach, z których jeden jest sztywno, a drugi przegubowo zamocowany do fundamentu. Konstrukcję nawy bocznej stanowią ramy z drewna klejonego utwierdzone w fundamencie w osi C oraz oparte przegubowo-przesuwnie na podciągach znajdujących się w osi B. Przestrzenie międzyczółkowe i międzysłupowe zostały wypełnione płatwiami i ryglami z drewna klejonego o przekroju 12x20cm. Dach oraz ściany szczytowe i podłużne zostały usztywnione za pomocą prętowych stężeń z nakrętką napinającą. Płatwie i rygle mocowane do elementów głównych za pomocą systemowych wsporników belek, gwoździowanych wg części rysunkowej niniejszej dokumentacji.

Zastosowane materiały

Elementy konstrukcji dachu zostały zaprojektowane z drewna klejonego warstwowo w klasie wytrzymałości GL24h.

Stalowe elementy prefabrykowane tj. okucia – zostały zaprojektowane ze stali S235 (ew. St3SX) i S355 (ew. 18G2A).

Elementy łącznikowe ciesielskie – kątowniki, wsporniki belek itp. zostały zaprojektowane jako systemowe wykonane ze stali S250GD

Elementy śrubowe klasy 5.8.

Wszystkie elementy łącznikowe zgodne z normą *PN-EN 14592 Konstrukcje drewniane. Łączniki trzpieniowe. Wymagania*

Zabezpieczenie elementów konstrukcji

Elementy z drewna klejonego należy zabezpieczyć przeciw korozji biologicznej oraz przeciwogniowo – należy zastosować impregnat solny np. Fobos M4 lub Fobos NW.

Wszystkie elementy stalowe powinny być zabezpieczone przeciw korozji poprzez cynkowanie ogniowe lub galwaniczne.

Klasyfikacja ogniowa elementów

Zgodnie z pkt. 3.2 instrukcji *ITB 401/2004 Przyporządkowanie określeniom występującym w przepisach techniczno budowlanych klas reakcji na ogień wg PN-EN* elementy z drewna klejonego o najmniejszym wymiarze przekroju 12cm i drewna litego – 14cm, klasyfikuje się jako elementy nie rozprzestrzeniający ognia (NRO). Elementy nie spełniające ww. zasad należy zaimpregnować preparatem Fobos M1 metodą powierzchniową uzyskując klasyfikację NRO.

Ogólne zasady eksploatacji konstrukcji

Konstrukcja z drewna klejonego przy prawidłowej eksploatacji oraz szczelnej warstwie pokrycia dachu (zabezpieczającej przed działaniem wody i czynników atmosferycznych) nie wymaga ponawiania impregnacji w trakcie użytkowania obiektu. Elementy narażone na działanie czynników atmosferycznych (np. końcówki dźwigarów) należy zabezpieczyć preparatami chroniącymi materiał przed działaniem wilgoci oraz promieniowania UV oraz ponawiać zabezpieczenie cyklicznie, zgodnie z wytycznymi producenta produktu. Zabezpieczenie takie leży w gestii właściciela lub zarządcy obiektu. Zabrania się pokrywania elementów powłokami do tego nie przeznaczonymi. Nie należy dopuszczać do zawilgocenia elementów drewnianych niezabezpieczonych, zwłaszcza w okolicach złączy – okuć i połączeń śrubowych.

Ze względu na specyfikę materiału jakim jest drewno klejone należy zabezpieczyć elementy konstrukcji przed nagłymi zmianami wilgotności. Gwałtowne wysuszanie zawilgoconych elementów może doprowadzić do wystąpienia pęknięć skurczowych które są zjawiskiem normalnym. Dopuszczalne pęknięcia mogą obustronnie dochodzić do 1/6 grubości przekroju. W przypadku niepokojących pęknięć należy skonsultować się z projektantem.

Wszelkie zabrudzenia powstałe na powierzchni elementów z drewna klejonego w czasie transportu, obróbki lub montażu można usunąć chemicznie lub mechanicznie. Czyszczenie może spowodować powstanie jaśniejszych plam na powierzchni drewnianej. Sytuacja taka wynika ze zmian odcienia drewna z powodu działania promieni słonecznych, jest nieunikniona i dopuszczalna.

Drewno klejone warstwowo wykazuje naturalne cechy tarcicy iglastej i nie jest w trakcie produkcji pozbawiane komórek żywicznych. W całym okresie eksploatacji konstrukcji może dochodzić do wycieków żywicy. Nie należy traktować takiej sytuacji jako podstawy do reklamacji elementów drewnianych. Wycieki należy usunąć mechanicznie.

Rysunki montażowe oraz warsztatowe winny być opracowane przez wykonawcę konstrukcji drewnianej i przedstawione głównej jednostce projektowej w celu akceptacji.

II.4. Uwagi.

1. Po wykonaniu wykopów fundamentowych do poziomu posadowienia fundamentów, Kierownictwo Budowy zobowiązane jest sprawdzić (np. za pomocą świdra, sondowania lub innymi sposobami polowymi) czy rodzaj i stan gruntu odpowiada założeniom przyjętym w projekcie wg pkt.II.1. – czynności te należy potwierdzić wpisem do dziennika budowy.
2. Kierownictwo Budowy zobowiązane jest sprawdzić, przed założeniem fundamentów, zgodność usytuowania wykopów w planie oraz poziomu dna wykopu z założeniami w projekcie - czynności te należy potwierdzić wpisem do dziennika budowy.
3. Wszystkie pytania dotyczące wykonania konstrukcji, należy kierować do projektantów konstrukcji.
4. Roboty budowlano-montażowe, należy prowadzić zgodnie z obowiązującymi zasadami BHP, przepisami, normami oraz sztuką budowlaną.
5. Niniejszy opis w zakresie rozwiązań i materiałów nie wyczerpuje wszystkich szczegółowych zaleceń producentów materiałów. Materiały stosować zgodnie z instrukcjami producenta oraz zgodnie z aprobatami technicznymi i decyzjami o dopuszczeniu do stosowania.

konstrukcje betonowe i fundamentowe
mgr inż. Krzysztof Sadowski
upr. nr 1/90/Gw

konstrukcje drewniane
mgr inż. Adam Kotarski
upr. nr ZAP/0148/POOK/13