ENVIROTECH
ul. Jana Kochanowskiego 7, 60-845 Poznań,
Tel. 64 657 02 00, Fax: 61 657 02 01
Internet: www.envirotech.com.pl

Obiekt:

ELEKTROCIEPŁOWNIA SKIERNIEWICE
UL. PRZEMYSŁOWA 2, 96-100 SKIERNIEWICE

Temat opracowania:

UKŁAD WYSOKOSPRAWNEJ KOGENERACJI W OPARCIU O 5 SILNIKÓW GAZOWYCH PO 2MWe / 2MWt KAŻDY

Branża: **Konstrukcja**

Stadium: **Projekt budowlany**

Projektant: dr inż. Anna Szymczak-Graczyk 7131-32/93/PW/2002	Data i podpis:
Sprawdził: mgr inż. Maciej Graczyk WKP/0070/POOK/11	Data i podpis:

Inwestor/Zlecający:

ENERGETYKA CIEPLNA SP. Z O.O.
UL. PRZEMYSŁOWA 2, 96-100 SKIERNIEWICE

Numer projektu: **RPP/116/17**	Nr egzemplarza:
Rewizja:	Numer umowy: 32/2017/DAK

SPIS TREŚCI:

1. INFORMACJE OGÓLNE 4
1.1. Cel opracowania i zakres opracowania 4
1.2. Podstawa opracowania 4
1.3. Normy i standardy budowlane 4
1.4. Układ konstrukcyjny budynku 5
1.5. Zastosowane schematy konstrukcyjne 5
1.6. Sztywność i stateczność budynku 6
1.7. Zastosowane systemy konstrukcyjne 6
1.8. Konstrukcje nowe, niesprawdzone 6
1.9. Zabezpieczenie przed wpływem eksploatacji górniczej 6
2. ROZWIĄZANIA KONSTRUKCYJNO-MATERIAŁOWE PODSTAWOWYCH ELEMENTÓW KONSTRUKCJI OBIEKTU 6
2.1. Kategoria geotechniczna obiektu 6
2.2. Warunki gruntowo-wodne 7
2.3. Roboty ziemne 8
2.4. System fundamentowania 8
2.5. Ławy i stopy fundamentowe 9
2.6. Słupy 10
2.7. Wieńce 10
2.8. Nadproża 10
2.9. Podciągi 11
2.10. Strop nad parterem 11
2.11. Rygle dachowe 11
2.12. Stężenia i tężniki konstrukcji stalowej dachu 12
2.13. Pokrycie dachu 12
2.14. Posadzka i podłoga techniczna 12
2.15. Schody 12
2.16. Zabezpieczenie antykorozyjne konstrukcji stalowej 12
3. WYTYCZNE WYKONANIA ROBÓT KONSTRUKCYJNYCH 12
3.1. Ogólne wytyczne prowadzenia robót fundamentowych 12
3.2. Ogólne wytyczne prowadzenia robót żelbetowych 13
3.3. Ogólne wytyczne montażu konstrukcji stalowej 13
3.4. Uwagi końcowe 13

4. SPIS RYSUNKÓW CZĘŚCI KONSTRUKCYJNEJ OPRACOWANIA 14
5. WYCIĄG Z OBLICZEŃ STATYCZNYCH 15
5.1. Układ główny budynku 15
5.2. Blacha trapezowa hali 18
5.3. Strop nad parterem 19
5.4. Podciągi 21
5.5. Nadproża parteru 23
5.6. Nadproża piętra 28
5.7. Słupy żelbetowe 30
5.8. Fundamenty 31

1. INFORMACJE OGÓLNE

1.1. Cel opracowania i zakres opracowania

Opracowanie stanowi projekt budowlany w branży konstrukcyjnej budynku kogeneracji Elektrociepłowni Skierniewice w miejscowości Skierniewice.

1.2. Podstawa opracowania

Niniejsze opracowanie wykonano na podstawie:

- Projektu budowlanego projektowanego budynku w branży architektonicznej,
- Projektu technologicznego projektowanego budynku w branży instalacyjnej,
- Dokumentacji badań podłoża gruntowego wraz z opinią geotechniczną określającą warunki gruntowo-wodne pod budowę maszynowni silników gazowych na działce o numerze ewidencyjnym 41/1 położonej przy ulicy Przemysłowej 2 w Skierniewicach, wykonanej przez firmę GeoPartners w sierpniu 2017 roku,
- Wytycznych Inwestora,
- Uzgodnień międzybranżowych,
- Wizji lokalnej,
- Obowiązujących norm i przepisów branżowych.

1.3. Normy i standardy budowlane

Niniejsze opracowanie wykonano na podstawie:

Przepisy (z uwzględnieniem późniejszych zmian):

- Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo Budowlane,
- Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie wraz z późniejszymi zmianami.

Polskie Normy:

- PN-EN 1992-1-1:2008 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie,
- PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu - Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków,
- PN-EN 1996-1-1:2010 Eurokod 6. Projektowanie konstrukcji murowych - Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych,
- PN-EN 1996-2:2010 Eurokod 6. Projektowanie konstrukcji murowych - Część 2: Wymagania projektowe, dobór materiałów i wykonanie murów,
- PN-EN 1990:2004 Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji,
- PN-EN 1991-1-1:2004 Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje - Część 1-1: Oddziaływania ogólne - Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach,
- PN-EN 1991-1-3:2008 Eurokod 1. Oddziaływanie na konstrukcje. Część 1-3. Oddziaływanie ogólne. Oddziaływanie śniegiem,
- PN-EN 1991-1-4:2008 Eurokod 1. Oddziaływanie na konstrukcje. Część 1-4. Oddziaływanie ogólne. Oddziaływanie wiatru,
- PN-EN 1991-1-6:2007 Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje - Część 1-6: Oddziaływania ogólne - Oddziaływania w czasie wykonywania konstrukcji,
- PN-EN 1993-1-1:2006 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych - Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

- PN-EN 1993-1-8:2006 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych - Część 1-8: Projektowanie węzłów.
- PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne - Część 1: Zasady ogólne,
- PN-88/B-02014 Obciążenie gruntem,
- PN-76/B-03001 Konstrukcje i podłoża budowli. Ogólne zasady obliczeń,
- PN-81/B-03020 Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli,
- PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone – obliczenia statyczne i projektowanie,
- PN-90/B-03200 Konstrukcje stalowe – obliczenia statyczne i projektowanie.

Pomoce projektowe:
Obliczenia statyczne i wymiarowanie elementów konstrukcji wykonano przy pomocy następujących programów komputerowych:

- RM-Win wersja 9.33 „Program do analizy statycznej płaskich konstrukcji prętowych”,
- RM-Żelbet wersja 3.46 „Program do wymiarowania konstrukcji żelbetowych wg PN-B-03264:1999/2002”,
- RM-Stal wersja 3.23 „Program do wymiarowania konstrukcji stalowych wg PN-90/B-03200”,
- FD-Win wersja 1.95 „Program do analizy oraz projektowania posadowień bezpośrednich zgodnie z normą PN-81/B-03020”.

Wszelkie prace należy wykonać zgodnie z Ustawą „Prawo Budowlane”, „Warunkami Technicznymi, Jakim Powinny Odpowiadać Budynki i Ich Usytuowanie”, innymi obowiązującymi przepisami, Polskimi Normami wprowadzonymi do obowiązkowego stosowania, normami i innymi dokumentami wskazanymi w Projekcie.
Na etapie realizacji budynku wszelkie zasadnicze odstępstwa od Projektu należy uzgadniać z projektantem.

1.4. Układ konstrukcyjny budynku

Budynek kogeneracji zaprojektowano jako dwukondygnacyjny obiekt w konstrukcji szkieletowej stalowo-żelbetowej. Słupy żelbetowe posadowione są na żelbetowych stopach fundamentowych. Konstrukcja dachu zaprojektowana w technologii lekkiego dachu stalowego, krytego blachą trapezową. Blacha trapezowa zaprojektowana jest jako element usztywniający konstrukcję dachu stanowiąc sztywna tarczę. Konstrukcja stropu nad parterem z prefabrykowanych płyt kanałowych. Wypełnienie szkieletu w technologii tradycyjnej, murowanej z bloczków silikatowych. Wieńce i podciągi żelbetowe opierają się na ścianach nośnych a ich zbrojenie łączy się ze zbrojeniem słupów. Belki nadprożowe w ścianach nośnych zaprojektowano jako monolityczne oraz prefabrykowane strunobetonowe. Schody w konstrukcji stalowej. Posadowienie obiektu na stopach oraz ławach fundamentowych. Ponieważ jest to budynek technologiczny zaprojektowano fundamenty pod urządzenia i maszyny, należy je oddylatować od posadzki tak aby ewentualne drgania nie przenosiły się na konstrukcję.

1.5. Zastosowane schematy konstrukcyjne

Wszystkie elementy budynku obliczono w oparciu o statycznie wyznaczalne schematy obliczeniowe. Podstawowym schematem statycznym dla podciągów i nadproży jest belka wolnopodparta jednoprzęsłowa. Strop ma schemat płyty jednoprzęsłowej, opartej na dwóch krawędziach (w uproszeniu schemat belki wolnopodpartej). Rygle dachowe stalowe przegubowo oparte na słupach żelbetowych i utwierdzone w fundamencie. Blacha trape-

zowa projektowana w schemacie belki dwuprzęsłowej. Fundament ławowy wyliczono jako belkę na podłożu uwarstwionym podobnie stopy fundamentowe na podłożu uwarstwionym.

1.6. Sztywność i stateczność budynku

Stateczność i sztywność przestrzenną budynku zapewniają wieńce, wieńczące ściany murowane oraz sztywna tarcza stropu nad kondygnacją parteru. Natomiast dla konstrukcji stalowej dachu stateczność i sztywność przestrzenną budynku zapewnia sztywna tarcza dachowa oraz układ stężeń i tężników połaciowych. Z uwagi na wielkość obiektu oraz rodzaj konstrukcji głównej nie przewiduje się dzielenia obiektu dylatacjami.

1.7. Zastosowane systemy konstrukcyjne

Budynek charakteryzuje się następującymi rozwiązaniami materiałowymi:

- Ławy fundamentowe, stopy fundamentowe – żelbetowe, beton C25/30, stal AIIIN, A0,
- Strop nad parterem – strop ze sprężonych płyt kanałowych gr. 26,5 cm, SP26,5/12/R120,
- Stalowe elementy konstrukcyjne: rygle, stężenia połaciowe, tężniki – stal S235,
- Pokrycie dachu – konstrukcja z blachy trapezowej TR136/327 gr. 1,5 mm, pokrycie szczelne z papy,
- Ściany nośne murowane bloczków silikatowych,
- Żelbetowe elementy konstrukcyjne: słupy żelbetowe monolityczne, trzpienie żelbetowe monolityczne, podciągi żelbetowe monolityczne oraz monolityczne żelbetowe - beton C25/30, stal AIIIN, A0. Nadproża prefabrykowane strunobetonowe NSB140.

1.8. Konstrukcje nowe, niesprawdzone

Konstrukcje nowe, niesprawdzone w projektowanym budynku nie występują.

1.9. Zabezpieczenie przed wpływem eksploatacji górniczej

W obliczeniach statycznych założono, że projektowany budynek nie znajduje się w rejonie wpływów górniczych i nie został zabezpieczony przed wpływami eksploatacji górniczej. Posadowienie budynku w rejonie wpływów górniczych wymaga odrębnego opracowania projektowego.

2. ROZWIĄZANIA KONSTRUKCYJNO-MATERIAŁOWE PODSTAWOWYCH ELEMENTÓW KONSTRUKCJI OBIEKTU

2.1. Kategoria geotechniczna obiektu

Zgodnie z „Rozporządzeniem Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 września 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych” należy określić w badaniach warunki gruntowe tzw. kategorię geotechniczną panującą na rozpatrywanym terenie. Na podstawie dokumentacji badań podłoża gruntowego wraz z opinią geotechniczną określającą warunki gruntowo-wodne pod budowę maszynowni silników gazowych na działce o numerze ewidencyjnym 41/1 położonej przy ulicy Przemysłowej 2 w Skierniewicach, wykonanej przez firmę GeoPartners w sierpniu 2017 roku inwestycję zaliczono do I kategorii geotechnicznej przy prostych warunkach gruntowo – wodnych. W związku w powyższym nie ma konieczności wykonania dokumentacji geologiczno-inżynierskiej i hydrogeologicznej. Niemniej jednak w przypadku odkrycia zmian w stosunku do opinii geotechnicznej podczas prowadzenia prac fundamentowych mających wpływ na posadowienie budynku bezwzględnie należy powiadomić konstruktora w celu weryfikacji sposobu i głębokości posadowienia. Pełna opinia geotechniczna z do-

kumentacją badań podłoża gruntowego jest załączona jako oddzielne opracowanie do dokumentacji projektowej.

2.2. Warunki gruntowo-wodne

Na podstawie analizy dokumentacji geotechnicznej można sformułować następujące wnioski.

- Podłoże gruntowe terenu badań, do głębokości 6,0 m p.p.t., charakteryzują proste warunki gruntowo-wodne.
- Warstwa gleby oraz warstwa nasypu niebudowlanego nie jest dobrym podłożem budowlanym, dlatego należy ją wybrać aż do stropu utworów nośnych przed przystąpieniem do prac budowlanych i zastąpić nasypem budowlanym np. piaszczysto – żwirowym o wskaźniku zagęszczenia I_S > 0,97 lub zastosować stabilizację lub suchy beton. Prace prowadzić pod nadzorem uprawnionego geologa. Gleba złożona z piasku drobnego humusowego, stanowi warstwę sięgającą maksymalnie do głębokości 0,30 m p.p.t. Nasyp niebudowlany złożony z piasku drobnego humusowego, piasku gliniastego, gliny piaszczystej, humusu, piasku drobnego i kamieni, stanowi warstwę sięgającą maksymalnie do głębokości 2,5 m p.p.t.
- Dobrymi parametrami geotechnicznymi charakteryzują się warstwy gruntów sypkich zgrupowane w pakiet I, w którym wydzielono dwie warstwy geotechniczne:
    - Warstwa I A – piaski drobne oraz piaski drobne przewarstwione gliną piaszczystą, w stanie średniozagęszczonym, o uogólnionym stopniu zagęszczenia I_D (n)= 0,52; (I_D (d) = 0,46),
    - Warstwa I B - to piaski średnie przewarstwione piaskami grubymi, w stanie średniozagęszczonym, o uogólnionym stopniu zagęszczenia I_D (n) = 0,50; (I_D (d) = 0,45),
- Dobrymi parametrami geotechnicznymi charakteryzują się warstwy gruntów spoistych zgrupowane w pakiet II, w którym wydzielono trzy warstwy geotechniczne:
    - Warstwa II A – to gliny piaszczyste przewarstwione piaskiem drobnym, gliny piaszczyste przewarstwione piaskiem gliniastym oraz piaski gliniaste przewarstwione piaskiem średnim, w stanie twardoplastycznym, o uogólnionym stopniu plastyczności I_L (n) = 0,20; (I_L (d) = 0,22),
    - Warstwa II B – to piaski gliniaste przewarstwione piaskiem średnim, piaski gliniaste, gliny piaszczyste przewarstwione piaskiem gliniastym, w stanie twardoplastycznym, o uogólnionym stopniu plastyczności I_L (n) = 0,10 – 0,15; (I_L (d) = 0,11 – 0,17),
    - Warstwa II C – to piaski gliniaste, w stanie półzwartym, o uogólnionym stopniu plastyczności I_L (n) = 0,05; (I_L (d) = 0,06).
- Bardzo istotne jest ponadto właściwe wykonanie nasypu budowlanego pod posadzki budynku. Należy przyjąć kryteria odbioru stanu zagęszczenia szczególnie wysokie jak dla ruchu bardzo ciężkiego w oparciu o zalecenia normy (rys. 3 PN-S-02205). Do wykonania wszystkich nasypów należy użyć piasku o granulacji minimum odpowiadającej piaskowi średniemu lub grubszej granulacji. Minimalny wskaźnik zagęszczenia powinien wynosić dla warstwy w postaci piasku średniego, grubego lub pospółki o grubości 30 cm bezpośrednio pod warstwą podbetonu i posadzką, co najmniej I_S=0,97. Należy pamiętać o zachowaniu przy zagęszczaniu wilgotności zbliżonej do optymalnej (dla piasku średniego około 13 %). Zagęszczenia dokonywać warstwami o miąższości nie większej od 0,3 m. Zaleca się wykonanie wszelkiego typu nasypów budowlanych pod nadzorem geotechnicznym zakończonym raportem przekazanym Inwestorowi. W celu odcięcia się od wpływów atmosferycznych na podłoże pod posadzki zaleca się wylanie min. 10 cm chudego betonu (klasa C8/10).

- W podłożu gruntowym nawiercono zwierciadło wód podziemnych ustabilizowane na głębokości 2,0 – 2,4 m p.pt. Należy jednak pamiętać podczas prowadzenia prac ziemnych i fundamentowych o okresowych wahaniach zwierciadła wód o około ± 0,5 m. Zaleca się wykonanie drenażu opaskowego wokół budynku na głębokości poniżej projektowanych fundamentów.
- Głębokość przemarzania gruntów dla rejonu przeprowadzonych badań wynosi h_z = 1,0 m p.p.t. wg normy PN-B-03020:1981.
- Wszelkie przewarstwienia w postaci namułów, gruntów próchnicznych i innych gruntów nienośnych należy wybrać i zastąpić gruntem nośnym wykonanym według kryteriów podanych wyżej, jak dla nasypów pod posadzki.

W przypadku odkrycia warunków geotechnicznych znacząco odbiegających od przyjętych w projekcie należy bezwzględnie się skontaktować z projektantem w celu dokonania powtórnej analizy posadowienia obiektu.

2.3. Roboty ziemne

Prace ziemne należy przeprowadzić tak, aby:

- Stopień zagęszczenia w obrębie gruntów nasypowych nie może być mniejszy niż $I_D \geq 0,6$.
- Wskaźnik zagęszczenia w obrębie gruntów nasypowych nie może być mniejszy niż $I_S \geq 0,97$.
- Stopień zagęszczenia w obrębie gruntów rodzimych nie może być mniejszy niż $I_D \geq 0,4$.

W przypadku nie spełnienia warunku grunt należy zagęścić do wymaganego stopnia zagęszczenia. Zaleca się wykonanie chudego betonu pod ławami i stopami fundamentowymi. W przypadku natrafienia w poziomie posadowienia na grunty w stanie plastycznym zaleca się pogrubienie chudego betonu do około 50 cm i poszerzenia wokół fundamentu o około 30 cm. Wykopy pod fundamenty ławowe wykonać, jako liniowe natomiast pod fundamenty stopowe jako punktowe. Do zasypywania wykopów stosować grunty sypkie, nadające się do zagęszczenia. Zagęszczać mechanicznie, warstwami o grubości 30 cm do uzyskania wskaźnika zagęszczenia I_S>0,98. Niedopuszczalne jest zasypywanie fundamentów gruntem z wykopu.

2.4. System fundamentowania

Ściany murowane budynku będą wykonywane bezpośrednio na ławach i a słupy na stopach fundamentowych posadowionych na głębokości -1,50 m dla ław oraz -2,00 m dla stóp fundamentowych poniżej poziomu „zero” budynku.
Poziom „zero” budynku wynosi 121,85 m n. p. m.
ciany murowane budynku będą wykonywane bezpośrednio na ławach i stopach fundamentowych posadowionych na głębokości -1,50 m p.p.t dla ław oraz -2,00 m p.p.t dla stóp fundamentowych.
Zgodnie z dokumentacją geotechniczną posadowienie nastąpi głównie w strefie pakietu IIA tj. w warstwie gliny piaszczystej brązowej przewarstwionej piaskiem gliniastym w stanie twardoplastycznym o stopniu plastyczności I_L = 0,20. W poziomie posadowienia obiektu znajdować się może warstwa nasypu niebudowlanego należy ją wówczas bezwzględnie wybrać i zastąpić jak podano w pkt 2.2 opracowania. Jeśli posadowienie mogłoby nastąpić poniżej poziomu wody gruntowej należy bezwzględnie dokonać odwodnienia wykopu fundamentowego oraz powiększenia warstwy podbetonu jako warstwy stabilizujące podłoże zgodnie z pkt. 2.3 opracowania.
Podczas prac fundamentowych należy przestrzegać następujących zaleceń:

- Dno wykopów do budowy obiektów należy odpowiednio przygotować.

- Pracę sprzętu mechanicznego należy kończyć 30 cm powyżej projektowanego poziomu posadowienia. Pozostawioną warstwę ochronną należy zdjąć przy pomocy narzędzi ręcznych bezpośrednio przed przystąpieniem do robót fundamentowych.
- Należy zabezpieczyć wykopy przed zalaniem wodą opadową.
- Podczas budowy należy mieć na uwadze fakt, iż występujące poniżej poziomu posadowienia grunty spoiste posiadają charakter tiksotropowy i są bardzo wrażliwe na zmiany wilgotności, przy dodatkowym nawodnieniu pod wpływem drgań – bardzo łatwo ulegają uplastycznieniu, a nawet upłynnieniu.
- W przypadku stwierdzenia w obrębie wykopów gruntów o słabych parametach np. gruntów w stanie luźnym lub gruntów organicznych należy je w zależności od możliwości dogęścić lub usunąć i wymienić na odpowiednio zagęszczoną podsypkę lub ustabilizować hydraulicznie, w przypadku wystąpienia nasypów w poziomie posadowienia fundamentów, grunty te należy usunąć do podłoża rodzimego i wymienić na materiał piaszczysto żwirowy o zagęszczeniu $I_S \geq 0,97$, stabilizację lub suchy beton.
- Prowadzenie robót ziemnych powinno być prowadzone pod nadzorem geotechnicznym.
- Wyrównywanie lub podnoszenie poziomu dna wykopu przez podsypywanie gruntem miejscowym jest niedopuszczalne.
- Wszystkie napotkane przewody podziemne na trasie wykonanych wykopów, krzyżujące się lub biegnące równolegle z wykopem powinny być zabezpieczone przed uszkodzeniem, a w razie potrzeby podwieszone w sposób umożliwiający ich eksploatację. W miejscu występowania istniejącego uzbrojenia terenu roboty należy prowadzić ręcznie.
- Ułożone przewody przed zasypaniem zgłosić do inwentaryzacji powykonawczej.
- Roboty ziemne oraz fundamentowe należy prowadzić zgodnie z aktualnie obowiązującymi normami zwracając szczególną uwagę na zachowanie stateczności ścian wykopów wykonanych w gruntach sypkich.

2.5. Ławy i stopy fundamentowe

Pod słupy żelbetowe zaprojektowano stopy fundamentowe żelbetowe posadowione na poziomie -2,0 m, o wysokości 1,25 m oraz o wymiarach 2,1x2,1m w osi A, 1,5x1,5 m w osi B i 2,5x2,5 m w osi D. Pod ściany zaprojektowano ławy fundamentowe posadowione na poziomie -1,4 m o szerokości 70 cm i 90 cm i wysokości 50 cm. Przyjęto beton klasy C25/30, zbrojenie prętami Ø12 ze stali A-IIIN, strzemiona z pręta Ø6 ze stali A-0 w rozstawie co 20 cm, pręty przeciwskurczowe w stopach z pręta Ø8 ze stali A-0. Szczegółowe rysunki zbrojenia znajdują się w części wykonawczej projektu. Poziom posadowienia dla całości obiektu wynosi od -2,0 m (dla stóp) i -1,4 m (dla ław) w odniesieniu do „zera obiektu” tj. poziomu posadzki. W przypadku łączenia prętów na zakład stosować długości dla pręta Ø12 wynoszącą 48 cm oraz należy kierować się zasadą, że nie można łączyć więcej niż 50% prętów w jednym przekroju. Bezwzględnie należy przestrzegać zasady zachowania ciągłości betonowania ław fundamentowych, ze względu na małą sztywność budynku a także ze względu na zasady zachowania ciągłości zbrojenia podłużnego. W miejscach zakładów prętów podłużnych stosować zagęszczony rozstaw strzemion do połowy ich rozstawu podanego na rysunkach. Szczególną uwagę należy zwrócić na prawidłowe wykonanie zakładów prętów w narożach oraz w miejscach przenikania się ław i dodatkowo uciąglić zbrojenia naroży zgodnie z załączonym w dokumentacji detalem zbrojenia. W miejscach posadowienia słupów żelbetowych oraz trzpieni wykonać wytyki do łączenia zbrojenia fundamentów ze zbrojeniem słupów. Pod urządzenia i maszyny zaprojektowano fundamenty blokowe. Należy je bezwzględnie oddylatować od posadzki celem uniknięcia przenoszenia się ewentualnych drgań na budynek. Przy osi C zaprojektowano kanał kablowy murowany o głębokości 50 cm i szerokości 50 cm (miejscowo 70 cm). Poziom po-

sadowienia kanału wynosi -0,67 m. W fundamentach umieścić uziomy elektryczne zgodnie z wytycznymi branży elektrycznej.

2.6. Słupy

Słupy żelbetowe zaprojektowano o wymiarach przekroju: 30x30 cm. w związku z przesunięciem ustawienia osiowego słupa spowodowanego otworami bramowymi dwa słupy mają wymiary 30x60 cm oraz 30x76 cm, dodatkowy słup podpierający podciąg ma wymiar 24x24 cm.
Słupy wykonać z betonu C25/30, zbrojone prętami Ø16 ze stali A-IIIN oraz strzemionami Ø8 ze stali A-0. Strzemiona należy zagęścić w strefach podporowych tj. w dolnej i górnej części słupa oraz w strefie przy stropowej zgodnie z zamieszczonymi rysunkami szczegółowym. Zbrojenie słupów połączyć ze zbrojeniem wyprowadzonym ze stopy fundamentowej lub ławy fundamentowej, ważna jest wysokość wytyków z fundamentów wynosząca 1,5 m gdyż są one liczone do powierzchni zbrojenia przy wymiarowaniu słupów. Zbrojenie słupów należy połączyć ze zbrojeniem wieńców oraz opartych na nich podciągach i nadprożach. Słup połączyć ze ścianą wykonując w ścianie strzępia i następnie betonując słup razem ze ścianą. Ponadto słup połączyć ze ścianą zbrojąc bednarką 1,5x25 mm o długości 75 cm lub prętami Ø6 o długości 75 cm. Zbrojenie układać nie rzadziej niż, w co czwartej spoinie, zbrojenie ściany spawać do zbrojenia słupa. Przy betonowaniu należy bezwzględnie zachować otulenie prętów zbrojenia. Beton należy wibrować zgodnie z warunkami technicznymi i pielęgnować. Słupy wykonać wg rysunków konstrukcyjnych.
W ścianach konstrukcyjnych w osiach 2-6 zaprojektowano trzpienie żelbetowe o wymiarach 24x150 cm w celu przejęcia obciążenia z umieszczonego bezpośrednio nad nimi na stropie urządzenia oznaczonego w projekcie technologii jako KWT2. Trzpienie łączyć z wytykami z ławy fundamentowej.

2.7. Wieńce

Wieńce żelbetowe wykonać jako wylewane na mokro z betonu C25/30, zbrojone 4xØ12 ze stali AIIIN oraz strzemionami z pręta Ø6 w rozstawie co 20 cm, wg rysunku konstrukcyjnego. Zaprojektowano dwa typy wieńców w zależności od umiejscowienia. Wieniec ścienny o wymiarach 24x30 cm zlokalizowany jako wieniec parteru i piętra oraz o wymiarach 24x24 cm jako wieniec ścian fundamentowych. Wieńce stropowe o wysokości 26,5 cm (jak wysokość stropu) lecz o szerokości zależnej od głębokości oparcia płyt stropowych. Bezwzględnie należy przestrzegać zasady zachowania ciągłości betonowania wieńców. Przy betonowaniu należy zachować otulenie prętów zbrojenia. Beton należy wibrować zgodnie z warunkami technicznymi i pielęgnować. Zbrojenie wieńców łączyć na zakład kierując się następującymi zasadami: długość zakładu dla prętów Ø12 wynosi 48 cm, nie łączyć w jednym przekroju więcej niż 50% prętów. W miejscach zakładów prętów podłużnych stosować zagęszczony rozstaw strzemion do połowy ich rozstawu podanego na rysunkach. Szczególną uwagę należy zwrócić na prawidłowe wykonanie zakładów prętów w narożach oraz w miejscach przenikania się wieńców i dodatkowo uciąglić zbrojenie w tych miejscach. Nie dopuszcza się dzielenia wieńca na odcinki, jako element stężający musi zachować ciągłość. Zbrojenie wieńców należy przeprowadzić przez elementy konstrukcyjne np. słupy, podciągi lub nadproża.

2.8. Nadproża

Dla kondygnacji parteru w ścianach nośnych zaprojektowano nadproża monolityczne żelbetowe z uwagi na działające znaczne obciążenia. Belki żelbetowe z betonu C25/30 zbrojone stalą A-IIIN (pręty główne) oraz A-0 (strzemiona) o wymiarach szer. 24 cm i wys. 30 cm i 40 cm. Zbrojenie nadproży żelbetowych połączyć ze zbrojeniem wieńców jeśli się przenikają. Przy betonowaniu należy bezwzględnie zachować otulenie prętów zbrojenia.

Beton należy wibrować zgodnie z warunkami technicznymi i pielęgnować. Dla kondygnacji piętra zaprojektowano nadproża monolityczne żelbetowe z betonu C25/30 zbrojone stalą A-IIIN (pręty główne) oraz A-0 (strzemiona) o wymiarach 24x30 cm. Zarówno dla parteru i piętra zaprojektowano również sprężone belki nadprożowe prefabrykowane Murotherm typu NSB140. Należy zachować minimalną głębokość oparcia dla belek prefabrykowanych wynikającą z ich rozpiętości.

2.9. Podciągi

Dla parteru zaprojektowano podciągi żelbetowe, monolityczne o wymiarach szer. 24 cm i wys. 26,5 cm, 50 cm i 76,5 cm. Belki żelbetowe z betonu C25/30 zbrojone stalą A-IIIN (Ø16-pręty główne) oraz A-0 (Ø8-strzemiona). Zbrojenie podciągów zgodnie z rysunkami wykonawczymi. Dla podciągów opartych na żelbetowych słupach łączyć zbrojenia ze zbrojeniem słupów. Dla podciągów przenikających wieńce również łączyć zbrojenie.

2.10. Strop nad parterem

Zaprojektowano strop z prefabrykowanych płyt sprężonych kanałowych typu SP produkowanych przez firmę Prefabet Białe Błota. Zaprojektowano strop kanałowy SP26,5/12/R120. Zaprojektowane płyty posiadają pięć kanałów o średnicy 186 mm na szerokości płyty. Zbrojenie płyt w ilości 12 prętów Ø12,5 mm dołem na szerokości podstawowej wynoszącej 120 cm i długości zależnej od rozpiętości stropu. Wysokość konstrukcyjna stropu wynosi 26,5 cm. Przyjęto założenie projektowe o warunkach środowiskowych odpowiadających klasom ekspozycji X0, XC1 (tzn. strop znajduje się w budynku o niskiej wilgotności powietrza). Płyty wykonane z betonu C50/60 i stali sprężającej o charakterystycznej wytrzymałości na rozciąganie równej 1860 MPa. Płyty zakwalifikowano do klasy odporności ogniowej REI 120. Płyty oparte w wieńcach ścian murowanych. Minimalna szerokość oparcia płyty na podporze wynosi 80 mm, minimalna szerokość wieńca stopu wynosi 4 cm. W każdą spoinę między płytami należy włożyć zbrojenie z pręta min. Ø12 mm, aby połączyć strop z wieńcem. Nie można opierać płyt stropowych na ścianach pośrednich. Płyta liczona jest w schemacie belki wolnopodpartej opartej na ścianach, oparcie na ścianie środkowej spowodowałoby dodatkowe podparcie i zmianę schematu statycznego na belkę dwuprzęsłową. Płyta nie jest zaprojektowana na działanie momentu podporowego przeciwnego znaku. Przy oparciu na ścianie pośredniej może nastąpić zarysowanie górnej części płyty. Na ścianie założyć przekładkę elastyczną umożliwiającą swobodne ugięcie płyty. Z uwagi na duże obciążenie użytkowe stropu na rysunku stropu podano możliwe obciążenia stropu w poszczególnych polach, wynoszące 500 kg/m^2, 1200 kg/m^2, 1500 kg/m^2 oraz 1800 kg/m^2.
Szczegóły według rysunków konstrukcyjnych.

2.11. Rygle dachowe

Konstrukcję dachu stanowią rygle dachowe z dwuteownika 400 HEB, tylko w osiach szczytowych rygle oparte na ścianie zaprojektowano z dwuteownika 240 HEB. Rygiel połączony ze słupem żelbetowym węzłem śrubowym wykonstruowanym na marce stalowej zatopionej w słupie. Połączenie przegubowe, na śruby wysokiej wytrzymałości. Rygle dachowe stabilizowane są w pasie górnym układem stężeń dachowych i tężników. Blacha trapezowa wymiarowana w schemacie belki dwuprzęsłowej stanowi sztywną tarczę. Możliwe jest umieszczenie na dachu urządzeń chłodniczych jednak o ciężarze nie większym niż 200 kg/m^2. Dach bezpłatwiowy.

2.12. Stężenia i tężniki konstrukcji stalowej dachu

Stężenia połaciowe zaprojektowano z kątownika równoramiennego L90x6. Stężenia mocować do blach przyspawanych do rygli dachowych. Tężniki zaprojektowano z rury kwadratowej RK 100x100x4.

2.13. Pokrycie dachu

Konstrukcję pokrycia dla części halowej blacha trapezowa TR 136/327 gr. 1,5 mm Zaprojektowano blachę w arkuszach duwprzęsłowych. Blacha jest elementem stężającym dlatego ilość łączników musi być zachowana. Blachę fałdową należy mocować do dźwigarów za pomocą śrub HILTI S-MD 25Z 5.5 x 38 lub ENP 2-21 po 2 śruby w każdej fałdzie co ~ 25 cm. Arkusze blach należy łączyć ze sobą w zakładach poprzecznych wkrętami samowiercącymi HILTI typu S-MD 01Z 4.8 x 19 w rozstawie 3 szt / m. Zakłady podłużne arkuszy powinny wynosić min. 250 mm.

2.14. Posadzka i podłoga techniczna

Posadzkę w hali zaprojektowano jako płytę żelbetową z betonu C20/25 grubości 15 cm zbrojoną siatką stalową z prętów o średnicy Ø 12 mm o oczkach 20x20 cm ze stali A-IIIN ułożoną górą i dołem. Posadzkę wykonać na podbudowie z chudego betonu C8/10 o grubości min. 10 cm. Dla płyty żelbetowej zastosować należy dylatacje termiczne i skurczowe. Płytę należy oddylatować od ścian, szczeliny dylatacyjne wypełnić należy materiałem elastycznym. W pomieszczeniu szaf oraz rozdzielni potrzeb własnych należy wykonać podłogę techniczną o wysokości 60 cm, wówczas płyta posadzki posadowiona na poziomie -0,75 m. Podłogę techniczną wykonać o odporności EI30. Podłoga technologiczna modułowa, systemowa, na siatce słupków i ruszcie stalowym w rozstawie dostosowanym do przeniesienia obciążeń wynikających z technologii. Obciążenie charakterystyczne wynikające z ustawienia w pomieszczeniach szaf generatorów wynosi 5 kN/m^2 natomiast obciążenie obliczeniowe wynosi 7,5 kN/m^2.

2.15. Schody

Schody zaprojektowano jako typowe lekkie, schody stalowe ze stopniami z kraty pomostowej, wsparte na samonośnej konstrukcji wsporczej.

2.16. Zabezpieczenie antykorozyjne konstrukcji stalowej

Stal oczyszczona do stopnia oczyszczenia Sa 2 1/2. Zabezpieczenie elementów stalowych przewiduje się przez malowanie zestawem farb epoksydowych o łącznej grubości minimum 120 µm. Kolorystyka wg życzenia inwestora. Całość konstrukcji stalowej wykonywać w wytwórni, na budowie jedynie montować elementy. Zabrania się wykonywania elementów stalowych konstrukcyjnych na budowie.

3. WYTYCZNE WYKONANIA ROBÓT KONSTRUKCYJNYCH

3.1. Ogólne wytyczne prowadzenia robót fundamentowych

Z uwagi na poziom wód gruntowych nie należy spodziewać się konieczności odwodnienia wykopów pod fundamenty gdyż zgodnie z opinią geotechniczną woda znajduje się na głębokości 2,0-2,4 m poniżej poziomu terenu, lecz należy pamiętać o możliwości sezonowych wahnięć poziomu wód gruntowych o ± 50 cm. Wykopy pod fundamenty zaleca się po wykonaniu makroniwelacji terenu i wykonaniu prac ziemnych. Fundamenty pod ściany murowane nośne zaprojektowano jako ławy fundamentowe posadowione na gruncie rodzimym na głębokości nie mniejszej niż 1,0 m poniżej poziomu projektowanego terenu ze względu na normową głębokość przemarzania gruntu. Wierzch ław fundamentowych musi być po-

łączony z murami ścian fundamentowych za pomocą 2 prętów ø 16 dla przeniesienia sił poziomych. Fundamenty pod słupy zaprojektowano jako punktowe. Fundamentowanie zaleca się wykonywać w warunkach suchych niezwłocznie po wykonaniu wykopu. Roboty ziemne należy prowadzić ze szczególną starannością, aby nie dopuścić do zniszczenia naturalnej struktury gruntów rodzimych, na których ma być posadowiony budynek. Wszelkie grunty zruszone, rozmyte lub przemarznięte należy wybrać a miejsca te wypełnić podsypka żwirowo-piaskową lub pospółką stabilizowaną cementem w stosunku 1:6. Podczas prowadzenia robót ziemnych i fundamentowych należy przewidzieć konieczność natychmiastowego odprowadzenia wód opadowych poza obręb prowadzonych robót. Chudy beton wykonywać i układać na bieżąco w miarę wykonywania, pogłębiania ręcznego i wyrównywania dna wykopów. Podczas wykonywania robót w okresie zimowym należy zabezpieczyć podłoże gruntowe od przemarzania. Dodatkowe ważne informacje ujęte zostały w części wcześniejszej opracowania – patrz punkty 2.1, 2.2, 2.3, 2.4.

3.2. Ogólne wytyczne prowadzenia robót żelbetowych

Szczególną uwagę należy zwrócić na staranne zagęszczanie mieszanki betonowej oraz stosowanie środków zapobiegających przyleganiu betonu do form. W przypadku prowadzenia robót w warunkach obniżonych temperatur stosować należy odpowiednie dodatki do betonu dopuszczone do stosowania w budownictwie i posiadające odpowiednie atesty. Zaleca się również stosowanie dodatków do betonów uplastyczniających mieszankę betonową. Betonowanie należy prowadzić w taki sposób, by nie dopuścić do rozsegregowania składników mieszanki betonowej w trakcie jej układania. Należy w tym celu wykorzystać np. „rękaw elastyczny", tak by zrzut mieszanki nie następował z wysokości wyższej niż 1 m. w trakcie wiązania i dojrzewania mieszanki betonowej należy zapewnić odpowiednią i stosowaną do warunków atmosferycznych pielęgnację świeżego betonu. Rozformowanie elementów żelbetowych i usuniecie podpór montażowych można dokonać po uzyskaniu przez beton minimum 75% projektowanej wytrzymałości. W trakcie prowadzenia prac budowlanych wszystkie nadproża należy opierać na poduszce betonowej o grubości minimum 10 cm lub podmurówce z cegły pełnej. W trakcie betonowania dokładnie zawibrować masę betonową szczególnie w miejscach skrzyżowań, połączeń i podparć.

3.3. Ogólne wytyczne montażu konstrukcji stalowej

W każdym momencie realizacji obiektu należy zachować sztywność przestrzenną budynku. Montaż konstrukcji stalowej dźwigarów można rozpocząć po odbiorze słupów i upewnieniu się, że śruby na markach stalowych zostały prawidłowo zabetonowane. Montaż zaleca się rozpocząć od ściany szczytowej stężonej na końcach. Zwraca się uwagę, że dopiero po pełnym zmontowaniu konstrukcji w dwóch kolejnych osiach (założenie stężeń) uzyskuje się stateczność. Wcześniej należy bezwzględnie stosować stężenia montażowe. Montaż konstrukcji należy przeprowadzić w oparciu o niniejsze wytyczne oraz przepisy BHP i warunki wykonania i odbioru konstrukcji stalowej.

3.4. Uwagi końcowe

Wszelkie roboty budowlane należy wykonywać pod nadzorem osoby uprawnionej do kierowania danym zakresem robót. Roboty powinny być wykonywane zgodnie z zasadami sztuki budowlanej i przepisów BHP. Materiały użyte do budowy powinny posiadać wymagane atesty i Aprobaty Techniczne, znak B dopuszczający do obrotu materiałami budowlanymi oraz pozytywną ocenę higieniczną wydaną przez Państwowy Zakład Higieny. Przed rozpoczęciem prac należy umieścić na budowie w widocznym miejscu tablicę informacyjną a teren budowy powinien być ogrodzony. Kierownik budowy zobowiązany jest do poinstruowania pracowników o podstawowych zasadach BHP. Pracownicy powinni być wyposażeni w odpowiednią odzież roboczą i ochronną, kaski i obuwie. Wszyscy pracowni-

cy powinni mieć odpowiednie kwalifikacje i mieć ważne orzeczenie lekarskie o dopuszczeniu do pracy. Na budowie powinna być apteczka i zapewniony kontakt do punktu pomocy medycznej.

„Uwaga!
Dopuszcza się po uprzednim uzyskaniu akceptacji Inwestora i Projektanta, zastosowanie równoważnych materiałów pod warunkiem posiadania stosownych świadectw, atestów i certyfikatów do stosowania w użytkowaniu i eksploatacji tych wyrobów w poszczególnych elementach.
Wszelkie użyte w projekcie nazwy producenta są przykładowe i mają na celu wyłącznie wskazanie standardu jakościowego przyjętych systemów elementów wykonawczych oraz dostaw urządzeń. W procesie realizacji możliwe jest zastosowanie rozwiązań, urządzeń i aparatury dowolnej firmy, równorzędnych technicznie, o takich samych parametrach, pod warunkiem zachowania standardu jakościowego nie gorszego niż przywołany w dokumentacji. Ewentualne zmiany projektowe spowodowane różnicą zastosowanych w trakcie budowy elementów wyposażenia, materiałów, urządzeń i aparatury obciążają Wykonawcę.”

4. SPIS RYSUNKÓW CZĘŚCI KONSTRUKCYJNEJ OPRACOWANIA

1.	**K-01**	**Rzut fundamentów**
2.	K-01.1	Fundament F-1
3.	K-01.2	Fundament F-2
4.	K-01.3	Fundament F-3
5.	K-01.4	Fundament F-4
6.	K-01.5	Stopa fundamentowa F-5
7.	K-01.6	Stopa fundamentowa F-6
8.	K-01.7	Stopa fundamentowa F-7
9.	K-01.8	Stopa fundamentowa F-8
10.	K-01.9	Stopa fundamentowa F-9
11.	K-01.10	Ławy fundamentowe L-1, L-2
12.	K-01.11	Kanał kablowy o szer. 50 cm i 70 cm
13.	K-01.12	Szczegół dylatacji przy fundamentach
14.	**K-02**	**Rzut elementów konstrukcyjnych parteru**
15.	K-02.1	Słupy S-1, S-1.1
16.	K-02.2	Słupy S-1.2, S-1.3
17.	K-02.3	Słupy S-2, S-3
18.	K-02.4	Słupy S-4, S-5, Trzpień TRZ-1
19.	K-02.5	Marki stalowe do słupów M-1, M-2
20.	**K-03**	**Rzut elementów konstrukcyjnych stropu nad parterem**
21.	K-03.1	Podciągi: P-1, P-2, P-3, P-4
22.	K-03.2	Nadproża stropu: N-10, N-11, N-12, N-13
23.	K-03.3	Nadproża stropu: N-14, N-15, N-18, N-19
24.	K-03.4	Detale oparcia stropu i detale wieńców
25.	**K-04**	**Rzut elementów konstrukcyjnych piętra**
26.	K-04.1	Nadproża piętra: N-16, N-17
27.	**K-05**	**Rzut elementów konstrukcji stalowej dachu hali**
28.	K-05.1	Detal oparcia rygli R-1, R-2 na słupach
29.	K-05.1	Detal oparcia rygli R-3, R-4 na słupach
30.	**K-06**	**Przekrój A-A**

5. WYCIĄG Z OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Całość obliczeń znajduje się w archiwum Projektanta.
Obciążenia stałe przyjęto zgodnie z Polskimi Normami. Obciążenia zmienne klimatyczne: śnieg wg odpowiednich norm dla strefy II, wiatr wg odpowiednich norm dla strefy I. Głębokość przemarzania gruntu dla strefy lokalizacji inwestycji wynosi – 1,0 m p.p.t. zgodnie z odpowiednią normą.

5.1. Układ główny budynku

5.1.1. Obciążenie stałe:

- Papa asfaltowa zgrzewana wierzchniego krycia gr. 5,2 mm,
  0,08 kN/m^2
- Papa podkładowa mocowana mechanicznie gr. 3,0 mm,
  0,08 kN/m^2
- Wełna mineralna twarda gr. 20 cm,
  2,0 kN/m^3 x 0,2 m = 0,4 kN/m^2
- Paroizolacja folia PE gr. 0,2 mm,
  0,005 kN/m^2
- Blacha trapezowa TR 136/327 gr 1,5 mm
  0,18 kN/m^2
- Stężenia i tężniki,
  0,20 kN/m^2

Suma obciążeń od pokrycia: charakterystyczne 0,945 kN/m^2,
Obciążenie obliczeniowe (γ_f = 1,35) wynosi 1,28 kN/m^2

5.1.2. Obciążenie zmienne

Obciążenie instalacjami podwieszonymi (γ_f = 1,5)
0,3 kN/m^2 x 1,35 = 0,405 kN/m^2

Obciążenie użytkowe (kategoria użytkowania H, dachy bez dostępu z wyjątkiem bieżącego utrzymania i napraw, γ_f = 1,5)
0,4 kN/m^2 x 1,5 = 0,6 kN/m^2

Oddziaływanie śniegiem
Oddziaływanie śniegiem wg PN-EN 1991-1-4:2008 Eurokod 1. Oddziaływanie na konstrukcje. Część 1-3. Oddziaływanie ogólne. Oddziaływanie śniegiem.

- Obciążenie śniegiem dachu: $s = \mu C_e C_t s_k$
- Lokalizacja: Skierniewice, strefa II,
- Współczynnik kształtu dachu (dach dwuspadowy): $\mu = 0,8$ bo $0° \le \alpha \le 30°$ ($\alpha = 3°$),
- Współczynnik ekspozycji: $C_e = 1$ dla terenu normalnego,
- Współczynnik termiczny: $C_t = 1$,
- Współczynnik obciążenia $\gamma_f = 1,5$
- Charakterystyczne obciążenie śniegiem gruntu: s_k = 0,9 kN/m^2 dla strefy II,
- Wariant 1 - równomierne obciążenie śniegiem (dach dwuspadowy, spadek 3°):
  charakterystyczne: s_1 = 0,8 x 1 x 1 x 0,9 = 0,72 kN/m^2
  obliczeniowe: s = 0,72 x 1,5 = 1,1 kN/m^2
- Wariant 2 - nierównomierne obciążenie śniegiem (dach dwuspadowy, spadek 3°):
  charakterystyczne: s_1 = 0,5 x 0,8 x 1 x 1 x 0,9 = 0,36 kN/m^2
  obliczeniowe: s = 0,36 x 1,5 = 0,54 kN/m^2

Obciążenie wiatrem

Oddziaływanie wiatru według PN-EN 1991-1-4:2008. Eurokod 1. Oddziaływanie na konstrukcje. Część 1-4. Oddziaływanie ogólne. Oddziaływanie wiatru.

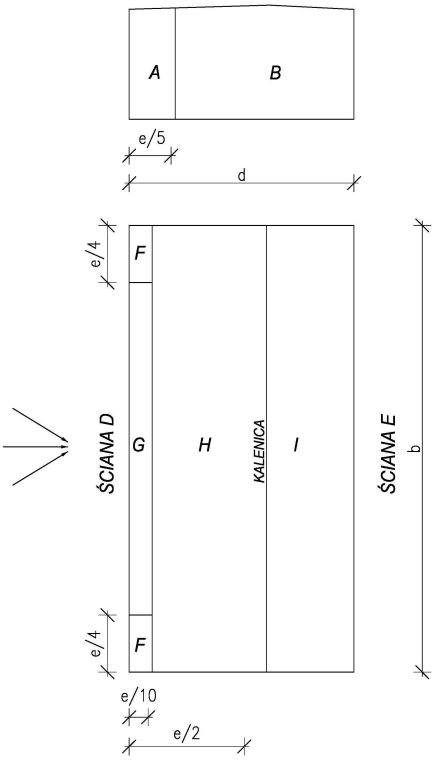
- Ciśnienie wiatru: $we = q_p(z_e)\ c_{pe}$
- Lokalizacja: Skierniewice, strefa I, kategoria terenu II,
- Wysokość obiektu: h = 8,5 m, szerokość b = 16,6 m,
- h < b, z_e = h = 8,5 m,
- Współczynnik sezonowy: c_{season} = 1,0,
- Podstawowa wartość bazowa prędkości wiatru $v_{b,0}$ dla strefy I oraz wysokości nad poziomem terenu A ≤ 300 m: $v_{b,0}$ = 22 m/s,
- Współczynnik ekspozycji dla terenu kategorii II:
  $c_e(z_e) = 2,3\ (z_e/10)^{0,24} = 2,3 \times (8,5/10)^{0,24} = 2,21$,
- Gęstość powietrza: $\rho = 1,25\ kg/m^3$,
- Współczynnik częściowy do oddziaływania γ_f = 1,5
- Pochylenie dachu α = 3°,
- Sektor kierunku wiatru dla ścian:

Ściana północna 330° c_{dir} = 0,9,
Ściana południowa 210° c_{dir} = 0,8,
Ściana zachodnia 270° c_{dir} = 1,0,
Ściana wschodnia 90° c_{dir} = 0,7,
Przyjęto dla wszystkich obliczeń c_{dir} = 1,0.

Gdy wiatr wieje na północną ścianę podłużną.

- Współczynnik kierunkowy: c_{dir} = 1,0,
- Bazowa prędkość wiatru:
  $v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} = 1,0 \times 1,0 \times 22,0 = 22,0$ m/s,
- Bazowa wartość ciśnienia prędkości wiatru:
  $q_b = 0,5\ \rho \times v_b^2 = 0,5 \times 1,25 \times 22,0^2 = 302,5\ N/m^2$,
- Wartość szczytowa ciśnienia prędkości wiatru do obliczeń ciśnienia zewnętrznego:
  $q_p(z_e) = c_e(z_e) \times q_b = 2,21 \times 302,5 = 0,67\ kN/m^2$, przyjęto dalej $q_p(z_e) = 0,7\ kN/m^2$

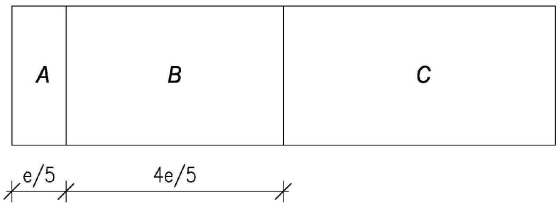
e = min (b;2h)
b = 33,23 m,
2h = 2x8,5 = 17 m
d = 16,6 m
e = min (33,23;17)
zatem e = 17 m
e/2 = 8,58 m, e/4 = 4,25 m,
e/10 = 1,7 m,
dla e ≥ d, e = 17 m ≥ d = 16,6 m



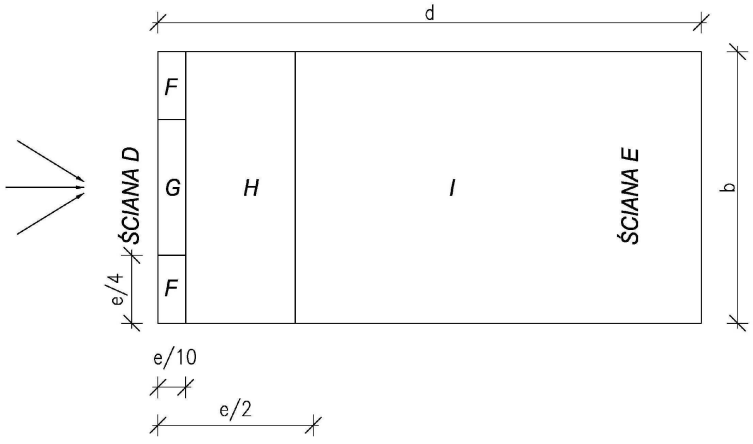
obciążenie wiatrem 1 m^2 ściany:
0,25 < h/d = 8,5/16,6 = 0,51< 1
- Ściana nawietrzna: Pole D: $c_{pe,10} = 0,75 w_{eD} = 0,7 \times 0,75 = 0,525$ kN/m^2
- Ściana nawietrzna: Pole E: $c_{pe,10} = -0,4 w_{eE} = -0,7 \times 0,4 = -0,28$ kN/m^2

obciążenie wiatrem 1 m^2 połaci dachowej (θ = 0°):
Kąt nachylenia połaci dachowej α = 3°
Pole F: ssanie $c_{pe,10} = -1,8$ $w_{eF,s} = 0,7 \times (-1,8) = -1,26$ kN/m^2
Pole G: ssanie $c_{pe,10} = -1,2$ $w_{eG,s} = 0,7 \times (-1,2) = -0,84$ kN/m^2
Pole H: ssanie $c_{pe,10} = -0,7$ $w_{eH,s} = 0,7 \times (-0,7) = -0,49$ kN/m^2
Pole I: ssanie $c_{pe,10} = -0,2$ $w_{eI,s} = 0,7 \times (-0,2) = -0,14$ kN/m^2
parcie $c_{pe,10} = 0,2$ $w_{eI,p} = 0,7 \times 0,2 = 0,14$ kN/m^2

Gdy wiatr wieje na zachodnią ścianę szczytową.
- Współczynnik kierunkowy: $c_{dir} = 1,0$ (dla sektora kierunku wiatru - 270°),
- Bazowa prędkość wiatru:
  $v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} = 1,0 \times 1,0 \times 22,0 = 22,0$ m/s,
- Bazowa wartość ciśnienia prędkości wiatru:
  $q_b = 0,5 \times \rho \times v_b^2 = 0,5 \times 1,25 \times 22,02 = 302,5$ N/m^2
- Wartość szczytowa ciśnienia prędkości wiatru do obliczeń ciśnienia zewnętrznego:
  $q_p(z_e) = c_e(z_e) \times q_b = 2,21 \times 302,5 = 0,67$ kN/m^2, przyjęto dalej $q_p(z_e) = 0,7$ kN/m^2



e = min (b;2h)
b = 16,3 m,
2h = 2x8,5 = 17 m
d = 33,23 m
e = min (16,6;17)
zatem e = 16,6 m
e/2 = 8,3 m, e/4 = 4,15 m,
e/10 = 1,66m,
dla e < d,
e = 16,6 m < d = 33,23 m
0,25 < h/d = 8,5/33,23 =
0,3< 1



obciążenie wiatrem 1 m^2 ściany:
e = min (b;2h) = min (16,6; 2x8,5) = 16,6 m
e = 16,6 m < d = 33,23 m (zatem ściana dzieli się na 3 pola):
A = e/5 = 3,32 m,
B = 4e/5 = 13,28 m.
Pole A: ssanie $c_{pe,10} = -1,2$ $w_{eA,s} = 0,7 \times (-1,2) = -0,84$ kN/m^2
Pole B: ssanie $c_{pe,10} = -0,8$ $w_{eB,s} = 0,7 \times (-0,8) = -0,56$ kN/m^2
Pole C: ssanie $c_{pe,10} = -0,5$ $w_{eC,s} = 0,7 \times (-0,5) = -0,35$ kN/m^2
Ściana szczytowa nawietrzna: pole D: h/d = 8/40 = 0,2 ≤ 0,25
parcie $c_{pe,10} = 0,72$ $w_{eD} = 0,7 \times 0,72 = 0,504$ kN/m^2

Ściana szczytowa zawietrzna: pole E:
ssanie $c_{pe,10}$ = - 0,35 w_{eE} = 0,7 x (-0,35) = - 0,245 kN/m^2

<u>obciążenie wiatrem 1 m^2 połaci dachowej (θ = 0°):</u>
Pole F: ssanie $c_{pe,10}$ = -1,8 $w_{eF,s}$ = 0,7 x (-1,8) = - 1,26 kN/m^2
Pole G: ssanie $c_{pe,10}$ = -1,2 $w_{eG,s}$ = 0,7 x (-1,2) = - 0,84 kN/m^2
Pole H: ssanie $c_{pe,10}$ = -0,7 $w_{eH,s}$ = 0,7 x (-0,7) = - 0,49 kN/m^2
Pole I: ssanie $c_{pe,10}$ = -0,2 $w_{el,s}$ = 0,7 x (-0,2) = - 0,14 kN/m^2
parcie $c_{pe,10}$ = 0,2 $w_{el,p}$ = 0,7 x 0,2 = 0,14 kN/m^2

<u>Oddziaływanie wiatru na powierzchnie wewnętrzne.</u>
Oddziaływanie to ma miejsce, gdy w czasie silnego wiatru są otwarte bramy w ścianie podłużnej południowej, przyjęto wysokości odniesienia tj. wysokość bramy $z_i = h_b$ = 3,5 m.
$c_e(z_i) = 2,3\ (z_i/10)^{0,24} = 2,3 \times (3,5/10)^{0,24} = 1,8$,
Przyjęto dwie wartości współczynników ciśnienia wewnętrznego: +0,2 i -0,3.
$q_p(z) = c_e(z_i) \times q_b = 1,8 \times 302,5 = 0,5$ kN/m^2
parcie $c_{pe,10}$ = 0,2 $w_{i,p}$ = 0,5 x 0,2 = 0,1 kN/m^2
ssanie $c_{pe,10}$ = -0,3 $w_{i,s}$ = 0,5 x (-0,3) = - 0,15 kN/m^2

5.1.3. Wymiarowanie ramy

Maksymalne obciążenie ramy stalowej występuje jako suma obciążeń od obciążenia: stałego, instalacji, śniegu, wiatru i użytkowego pomnożone przez rozstaw elementów nośnych.
Rozstaw układów wynosi 5,69 m, przyjęto dalej rozstaw 5,7 m.
Rygiel dachowy zaprojektowano z dwuteownika 400 HEB, rygle w ścianach szczytowych oparte na murach z dwuteownika 240 HEB, ze stali S235. Słupy żelbetowe o wymiarach 30x30 cm z betonu C25/30, utwierdzone w fundamencie, styk słup – rygiel przegubowy, na śruby wysokiej wytrzymałości.

5.1.4. Stężenia i tężniki

Stężenia połaciowe zaprojektowano jako sztywne z kątownika równoramiennego L90x6. Tężniki z rury kwadratowej RK100x100x4 mm. Styki między stężeniami i tężnikami a ryglem wykonać jako śrubowe. Stal S235.

5.2. Blacha trapezowa hali

Maksymalne obciążenie blachy występuje jako suma obciążeń od obciążenia:
- stałego 0,945 kN/m^2 x 1,35 = 1,27 kN/m^2
- śniegu (max) 0,75 kN/m^2 x 1,5 = 1,1 kN/m^2
- wiatru (max parcie) 0,4 kN/m^2 x 1,5 = 0,6 kN/m^2
- wiatru (max ssanie) -1,26 kN/m^2 x 1,5 = -1,9 kN/m^2
- użytkowego 0,14 kN/m^2 x 1,5 = 0,21 kN/m^2
- instalacje 0,3 kN/m^2 x 1,5 = 0,45 kN/m^2

Rozstaw podpór dla blachy co 5,7 m, przyjęto z tablic wartości dla rozstawu podpór wynoszącego 6 m, szerokość podparcia 160 mm. Blachę wyliczono w schemacie arkusza dwuprzęsłowego.
Suma max obciążeń o wartości charakterystycznej wynosi: 2,5 kN/m^2.
Suma max obciążeń o wartości obliczeniowej wynosi 3,63 kN/m^2.

Dla takiego obciążenia dobrano z tablic firmy Florprofile blachę fałdową o symbolu TR 136/327 gr. 1,5 mm, przy założeniu arkuszy dwuprzęsłowych oraz ułożenia blachy „pozytyw” i rozpiętości przęseł równych L = 6,00 m,

Warunek nośności przedstawia się następująco (dla obciążeń obliczeniowych i rozstawie wynoszącym L=6,00 m):

$3{,}63\ kN/m^2 < 3{,}80\ kN/m^2$

Warunek z uwagi na strzałkę ugięcia, która wynosi f = l/150 przedstawia się następująco (dla obciążeń charakterystycznych i rozstawie wynoszącym L=6,00 m):

$2{,}5\ kN/m^2 < 3{,}80\ kN/m^2$

Nie można nic podwieszać do blachy. Ewentualne podwieszenia wykonywać do rygla bądź tężników.

5.3. Strop nad parterem

5.3.1. Zebranie obciążeń

Obciążenia stałe:

- Żywica epoksydowa
- Wylewka jastrychowa gr. 5 cm, zbrojona siatką Ø6 o oczkach 10x10 cm,
  $0{,}05\ m \times 24\ kN/m^3 = 1{,}2\ kN/m^2$
- Płyty stropowe SP26,5/12/120 gr. 26,5 cm,
  $3{,}65\ kN/m^2$
- Tynk cementowo-wapienny gr. 1,25 cm,
  $0{,}0125\ m \times 19{,}0\ kN/m^3 = 0{,}24\ kN/m^2$

Suma obciążeń charakterystycznych wynosi $5{,}09\ kN/m^2$
Suma obciążeń obliczeniowych ($\gamma_f = 1{,}35$) wynosi $6{,}9\ kN/m^2$

Obciążenie zastępcze od ścianek działowych ($\gamma_f = 1{,}5$) tylko przy osi 7,
$1{,}2\ kN/m^2 \times 1{,}5 = 1{,}8\ kN/m^2$

Obciążenia użytkowe (kategoria użytkowania E2 tj. użytkowanie przemysłowe, $\gamma_f = 1{,}5$) przyjęto $5{,}0\ kN/m^2 \times 1{,}5 = 7{,}5\ kN/m^2$. Z uwagi na duże ciężary urządzeń w miejscach gdzie usytuowane są urządzenia przyjęto tylko ciężary urządzeń jako obciążenia użytkowe. Ciężary urządzeń podane w części technologicznej opracowania.

5.3.2. Wymiarowanie płyty stropowej o rozpiętości 5690 mm

Projektowana płyta stropowa jest schematu belki wolnopodpartej równomiernie obciążonej. Obliczenia wykonano na podstawie opracowania ”Wytyczne do projektowania stropów z płyt sprężonych typu SP, Białe Błota”

Sprawdzenie nośności płyty SP26,5/12/R120 o długości 570 cm.
Przyjęto obciążenie charakterystyczne użytkowe stropu wynoszące $12\ kN/m^2$.
Maksymalne obciążenie charakterystyczne wynosi: $5{,}09 + 12 = 17{,}09\ kN/m^2$
Maksymalne obciążenie obliczeniowe wynosi: $6{,}9 + 12 \times 1{,}5 = 24{,}9\ kN/m^2$
Płyta spełnia wymagania stanów granicznych nośności i użytkowania, gdy spełnione są warunki:

- stanu granicznego nośności

$$q_o \le p_{d\,max}$$

gdzie, q_0 – obciążenie obliczeniowe płyty, p_{dmax} – dopuszczalne obciążenie obliczeniowe,

$$24{,}9\ kN/m^2 < 27{,}9\ kN/m^2$$

- stanu granicznego rozwarcia rys

$$q_k \le p_{k\,max}$$

gdzie, q_k – obciążenie charakterystyczne płyty, p_{kmax} – dopuszczalne obciążenie charakterystyczne,

$$17{,}09\ kN/m^2 < 51{,}6\ kN/m^2$$

- stan graniczny ugięcia lub dekompresji

$$\Psi_d \bullet q_k \leq p_{k\,term} \qquad \text{(dla klasy ekspozycji X0, XC1)}$$

gdzie, Ψ_d – średni współczynnik obciążenia długotrwałego, $p_{k\,term}$ – dopuszczalne obciążenie charakterystyczne długotrwałe,

$$0{,}6 \text{ x } 17{,}09 = 10{,}25 \text{ kN/m}^2 < 44{,}3 \text{ kN/m}^2$$

Uwaga: urządzenia oznaczone w projekcie technologicznym jako KWT2 muszą być usytuowane bezpośrednio nad ścianą nośną znajdująca się pod stropem, gdyż ich ciężaru tj. ~ 30 kN/m^2 nie przeniesie strop.

5.3.3. Wymiarowanie płyty stropowej o rozpiętości 4340 mm

Projektowana płyta stropowa jest schematu belki wolnopodpartej równomiernie obciążonej. Obliczenia wykonano na podstawie opracowania ”Wytyczne do projektowania stropów z płyt sprężonych typu SP, Białe Błota”

Sprawdzenie nośności płyty SP26,5/12/R120 o długości 450 cm.
Przyjęto obciążenie charakterystyczne użytkowe stropu wynoszące 18 kN/m^2.
Maksymalne obciążenie charakterystyczne wynosi: 5,09 + 18 = 23,09 kN/m^2
Maksymalne obciążenie obliczeniowe wynosi: 6,9 + 18x1,5 = 33,9 kN/m^2
Płyta spełnia wymagania stanów granicznych nośności i użytkowania, gdy spełnione są warunki:

– stanu granicznego nośności

$$q_o \leq p_{d\,max}$$

gdzie, q_0 – obciążenie obliczeniowe płyty, p_{dmax} – dopuszczalne obciążenie obliczeniowe,

$$33{,}9 \text{ kN/m}^2 < 36{,}8 \text{ kN/m}^2$$

– stanu granicznego rozwarcia rys

$$q_k \leq p_{k\,max}$$

gdzie, q_k – obciążenie charakterystyczne płyty, p_{kmax} – dopuszczalne obciążenie charakterystyczne,

$$23{,}09 \text{ kN/m}^2 < 84{,}9 \text{ kN/m}^2$$

– stan graniczny ugięcia lub dekompresji

$$\Psi_d \bullet q_k \leq p_{k\,term} \qquad \text{(dla klasy ekspozycji X0, XC1)}$$

gdzie, Ψ_d – średni współczynnik obciążenia długotrwałego, $p_{k\,term}$ – dopuszczalne obciążenie charakterystyczne długotrwałe,

$$0{,}6 \text{ x } 23{,}09 = 13{,}8 \text{ kN/m}^2 < 85{,}6 \text{ kN/m}^2$$

5.3.4. Wymiarowanie płyty stropowej o rozpiętości 4040 mm

Projektowana płyta stropowa jest schematu belki wolnopodpartej równomiernie obciążonej. Obliczenia wykonano na podstawie opracowania ”Wytyczne do projektowania stropów z płyt sprężonych typu SP, Białe Błota”

Sprawdzenie nośności płyty SP26,5/12/R120 o długości 450 cm.
Przyjęto obciążenie charakterystyczne użytkowe stropu wynoszące 15 kN/m^2.
Dodatkowo w tym polu zaprojektowano betonowy cokół pod urządzenia o gr. 15 cm, zbrojony siatką z prętów Ø6 o oczkach 10x10 cm:
0,15 m x 24 kN/m^3 = 3,6 kN/m^2
Maksymalne obciążenie charakterystyczne wynosi: 5,09 + 1,2 + 15 + 3,6 = 24,9 kN/m^2
Maksymalne obciążenie obliczeniowe wynosi: 6,9 + 1,8 + 15x1,5 + 3,6 x 1,35 = 36,06 kN/m^2
Płyta spełnia wymagania stanów granicznych nośności i użytkowania, gdy spełnione są warunki:

– stanu granicznego nośności

$$q_o \leq p_{d\,max}$$

gdzie, q_0 – obciążenie obliczeniowe płyty, p_{dmax} – dopuszczalne obciążenie obliczeniowe,

$$36{,}06\ kN/m^2 < 36{,}8\ kN/m^2$$

– stanu granicznego rozwarcia rys

$$q_k \leq p_{k\,max}$$

gdzie, q_k – obciążenie charakterystyczne płyty, p_{kmax} – dopuszczalne obciążenie charakterystyczne,

$$24{,}9\ kN/m^2 < 84{,}9\ kN/m^2$$

– stan graniczny ugięcia lub dekompresji

$$\Psi_d \bullet q_k \leq p_{k\,term} \qquad \text{(dla klasy ekspozycji X0, XC1)}$$

gdzie, Ψ_d – średni współczynnik obciążenia długotrwałego, $p_{k\,term}$ – dopuszczalne obciążenie charakterystyczne długotrwałe,

$$0{,}6 \times 24{,}9 = 15{,}0\ kN/m^2 < 85{,}6\ kN/m^2$$

5.3.5. Wymiarowanie płyt stropowych o rozpiętości 4800 mm i 4700 mm

Projektowana płyta stropowa jest schematu belki wolnopodpartej równomiernie obciążonej. Obliczenia wykonano na podstawie opracowania ”Wytyczne do projektowania stropów z płyt sprężonych typu SP, Białe Błota”

Sprawdzenie nośności płyty SP26,5/12/R120 o długości 480 cm.
Przyjęto obciążenie charakterystyczne użytkowe stropu wynoszące 15 kN/m^2.
Maksymalne obciążenie charakterystyczne wynosi: 5,09 + 15 = 20,09 kN/m^2
Maksymalne obciążenie obliczeniowe wynosi: 6,9 + 15x1,5 = 29,4 kN/m^2
Płyta spełnia wymagania stanów granicznych nośności i użytkowania, gdy spełnione są warunki:

– stanu granicznego nośności

$$q_o \leq p_{d\,max}$$

gdzie, q_0 – obciążenie obliczeniowe płyty, p_{dmax} – dopuszczalne obciążenie obliczeniowe,

$$29{,}4\ kN/m^2 < 34{,}2\ kN/m^2$$

– stanu granicznego rozwarcia rys

$$q_k \leq p_{k\,max}$$

gdzie, q_k – obciążenie charakterystyczne płyty, p_{kmax} – dopuszczalne obciążenie charakterystyczne,

$$20{,}09\ kN/m^2 < 74{,}2\ kN/m^2$$

– stan graniczny ugięcia lub dekompresji

$$\Psi_d \bullet q_k \leq p_{k\,term} \qquad \text{(dla klasy ekspozycji X0, XC1)}$$

gdzie, Ψ_d – średni współczynnik obciążenia długotrwałego, $p_{k\,term}$ – dopuszczalne obciążenie charakterystyczne długotrwałe,

$$0{,}6 \times 20{,}09 = 12{,}0\ kN/m^2 < 71{,}6\ kN/m^2$$

5.4. Podciągi

Podciągi monolityczne równoległe do rozpiętości stropu: przyjęto przenoszenie obciążeń z pasma o szerokości 0,33 rozpiętości stropu (jako obciążenie od stropu pośrednio).

5.4.1. Podciąg P-1

Podciąg zaprojektowano jako belkę żelbetową liczoną w schemacie belki jednoprzęsłowej wolnopodpartej.
Podciąg zbiera obciążenie z pola o szerokości 5,69 m.
Na maksymalne obciążenie podciągu składa się obciążenie od stropu, obciążenie użytkowe w tej części stropu wynoszące 5 kN/m^2 oraz obciążenie od ścianek działowych.
6,9 kN/m^2 + 7,5 kN/m^2 + 1,8 kN/m^2 = 16,2 kN/m^2

16,2 kN/m^2 x 5,69 m = 92,2 kN/m
Rozpiętość podciągu w świetle otworu wynosi 1,5 m.
Podciąg P-1 o wymiarach: szerokość 24 cm i wysokość 26,5 cm.
Zbrojenie 4xØ16 mm dołem + 4xØ16 mm górą, strzemiona 4 – cięte, z pręta Ø8 mm, co 10 cm na całej długości belki.
Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.

Sprawdzenie podciągu P-1 w osiach szczytowych.
Zebranie obciążeń:
- Od stropu nad parterem,
  6,9 kN/m^2 x 0,5 x 5,69 m = 19,63 kN/m
- Użytkowe,
  5 kN/m^2 x 1,5 x 0,5 x 5,69 m = 21,33 kN/m
- Ściana z bloczków silikatowych gr. 24 cm, h = 4,0 m,
  0,24 m x 4,0 m x 18 kN/m^3 x 1,35 = 23,3 kN/m
- Wieniec ścian piętra,
  0,24 m x 0,3 m x 24 kN/m^3 x 1,35 = 2,33 kN/m
- Tynki zewnętrzny i wewnętrzny cementowo-wapienny gr. 1,5 cm, h = 4,0 m,
  2 x 0,015 m x 19 kN/m^3 x 4,0 m x 1,35 = 3,1 kN/m
- Wełna mineralna gr. 10 cm, h = 4,0 m,
  0,1 m x 4,0 m x 1 kN/m^3 x x1,35 = 0,54 kN/m

Suma obciążeń obliczeniowych wynosi 70,23 kN/m
Pozostaje zbrojenie podciągu jak wyżej.

5.4.2. Podciąg P-2

Podciąg zaprojektowano jako belkę żelbetową liczoną w schemacie belki dwuprzęsłowej wolnopodpartej.
Rozpiętości przęseł w świetle otworu wynoszą 1,74 m oraz 4,29 m.
Na maksymalne obciążenie przęsła podciągu o rozpiętości 1,74 m składa się obciążenie od stropu oraz obciążenie użytkowe w tej części stropu wynoszące 5 kN/m^2. Dla przęsła o rozpiętości wynoszącej 1,74 m podciąg zbiera obciążenie z pola o szerokości 5,69m.
6,9 kN/m^2 + 7,5 kN/m^2 = 14,4 kN/m^2
14,4 kN/m^2 x 5,69 m = 81,94 kN/m
Na maksymalne obciążenie przęsła podciągu o rozpiętości 4,29 m składa się obciążenie od stropu oraz obciążenie użytkowe w tej części stropu wynoszące 15 kN/m^2. Dla przęsła o rozpiętości wynoszącej 4,29 m podciąg zbiera obciążenie z połowy pola o szerokości 4,9 m oraz z połowy pola o rozpiętości 4,74 m.
6,9 kN/m^2 + 22,5 kN/m^2 = 29,4 kN/m^2
29,4 kN/m^2 x (0,5 x 4,9 m + 0,5 x 4,74 m) = 141,71 kN/m
Podciąg P-2 o wymiarach: szerokość 24 cm i wysokość dla przęsła o rozpiętości 1,74 m równą 76,5 cm a dla przęsła o rozpiętości 4,29 m wysokość równą 50 cm.
Zbrojenie 2x5xØ16 mm dołem + 2x5xØ16 mm górą oraz po dwa pręty boczne Ø16 na wysokości belki, strzemiona 4 – cięte, z pręta Ø8 mm, co 10 cm dla przęsła o rozpiętości 1,74 m oraz co 8 cm dla przęsła o rozpiętości 4,29 m.
Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.
Podporę środkową stanowi słup żelbetowy o wymiarach 30 x 30 cm obciążony reakcją z podciągu. Zbrojenie słupa łącznie 12 Ø12 (po obwodzie słupa) oraz strzemiona 4 – cięte, z pręta Ø6 mm co 15 cm na całej wysokości słupa, zagęszczone w strefach przypodporowych do połowy rozstawu. Pręty ze słupa wchodzą w podciąg górą na długość 100 cm, zabezpieczają podciąg przed zarysowaniem górą. Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.

5.4.3. Podciąg P-3

Podciąg zaprojektowano jako belkę żelbetową liczoną w schemacie belki dwuprzęsłowej wolnopodpartej.
Podciąg zbiera obciążenie z połowy pola o szerokości 1,74 m oraz pośrednio z pola o szerokości 4,34 m.

Zebranie obciążeń:
- Od stropu nad parterem (wraz z obc. użytkowym),
  (6,9 kN/m^2 + 5 kN/m^2 x 1,5) x 0,5 x 1,74 m = 12,53 kN/m
- Od stropu nad parterem (wraz z obc. użytkowym) pośrednio,
  (6,9 kN/m^2 + 18 kN/m^2 x 1,5) x 0,33 x 4,34 m = 48,55 kN/m
- Ściana piętra z bloczków silikatowych gr. 24 cm, h = 3,9 m,
  0,24 m x 3,9 m x 18 kN/m^3 x 1,35 = 22,75 kN/m
- Wieniec ścian piętra,
  0,24 m x 0,3 m x 24 kN/m^3 x 1,35 = 2,33 kN/m
- Tynki zewnętrzny i wewnętrzny cementowo-wapienny gr. 1,5 cm, h = 3,9 m,
  2 x 0,015 m x 19 kN/m^3 x 3,9 m x 1,35 = 3,0 kN/m

Suma obciążeń obliczeniowych wynosi 89,2 kN/m
Rozpiętości przęseł w świetle otworu wynoszą 1,95 m oraz 2,4 m.
Podciąg P-3 o wymiarach: szerokość 24 cm i wysokości dla obu przęseł wynoszącej 26,5 cm.
Zbrojenie 4xØ16 mm dołem + 4xØ16 mm górą, strzemiona 4 – cięte, z pręta Ø8 mm, co 10 cm na całej długości podciągu.
Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.
Podporę środkową stanowi słup żelbetowy o wymiarach 24 x 24 cm obciążony reakcją z podciągu. Zbrojenie słupa łącznie 2xØ16 mm dołem + 2xØ16 mm górą oraz strzemiona 2 – cięte, z pręta Ø6 mm co 15 cm na całej wysokości słupa, zagęszczone w strefach przypodporowych do połowy rozstawu. Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.

5.4.4. Podciąg P-4

Podciąg zaprojektowano jako belkę żelbetową liczoną w schemacie belki pięcioprzęsłowej wolnopodpartej o charakterze belki ciągłej.
Podciąg zbiera obciążenie z połowy pola o szerokości 1,85 m oraz pośrednio z pola o szerokości 5,69 m.

Zebranie obciążeń:
- Od stropu nad parterem (wraz z obc. użytkowym),
  (6,9 kN/m^2 + 5 kN/m^2 x 1,5) x 0,5 x 1,85 m = 13,32 kN/m
- Od stropu nad parterem (wraz z obc. użytkowym) pośrednio,
  (6,9 kN/m^2 + 12 kN/m^2 x 1,5) x 0,33 x 5,69 m = 46,75 kN/m

Suma obciążeń obliczeniowych wynosi 60,1 kN/m
Rozpiętości przęseł w świetle otworu wynosi po 5,69 m (pięć przęseł).
Podciąg P-3 o wymiarach: szerokość 24 cm i wysokość 50 cm.
Zbrojenie 2x4xØ16 mm dołem + 2x4xØ16 mm górą oraz po dwa pręty boczne z Ø16, strzemiona 4 – cięte, z pręta Ø8 mm, co 10 cm na całej długości podciągu.
Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.

5.5. Nadproża parteru

Nadproża monolityczne równoległe do rozpiętości stropu: przyjęto przenoszenie obciążeń z pasma o szerokości 0,33 rozpiętości stropu (jako obciążenie od stropu pośrednio).

5.5.1. Nadproże N-10

Nadproże zaprojektowano jako belkę żelbetową liczoną w schemacie belki jednoprzęsłowej wolnopodpartej.
Rozpiętości przęsła w świetle otworu wynosi 1,96 m.
Nadproże zbiera obciążenie pośrednio z pola o szerokości 3,24 m.
Zebranie obciążeń:

- Od stropu nad parterem pośrednio,
  6,9 kN/m^2 x 0,33 x 3,24 m = 3,24 kN/m
- Użytkowe stropu nad parterem pośrednio,
  18 kN/m^2 x 1,5 x 0,33 x 3,24 m = 28,9 kN/m
- Ściana nad nadprożem h = 1,2 m, z bloczków silikatowych
  0,24 m x 18 kN/m^2 x 1,2 m x 1,35 = 7,0 kN/m
- Wieniec ścian parteru,
  0,24 m x 0,3 m x 24 kN/m^3 x 1,35 = 2,33 kN/m
- Ściana piętra z bloczków silikatowych gr. 24 cm, h = 3,6 m,
  0,24 m x 3,6 m x 18 kN/m^3 x 1,35 = 21,0 kN/m
- Wieniec ścian piętra,
  0,24 m x 0,3 m x 24 kN/m^3 x 1,35 = 2,33 kN/m
- Tynki zewnętrzny i wewnętrzny cementowo-wapienny gr. 1,5 cm, h = 4,8 m,
  2 x 0,015 m x 19 kN/m^3 x 4,8 m x 1,35 = 3,7 kN/m
- Wełna mineralna gr. 10 cm, h = 4,8 m,
  1,0 kN/m^3 x 0,1 m x 4,8 m x 1,35 = 0,7 kN/m

Suma obciążeń obliczeniowych wynosi 73,4 kN/m

Nadproże N-10 o wymiarach: szerokość 24 cm i wysokości wynoszącej 30 cm.
Zbrojenie 4xØ16 mm dołem + 4xØ16 mm górą, strzemiona 4 – cięte, z pręta Ø8 mm, co 15 cm na całej długości nadproża.
Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.

5.5.2. Nadproże N-11

Nadproże zaprojektowano jako belkę żelbetową liczoną w schemacie belki jednoprzęsłowej wolnopodpartej.
Rozpiętości przęsła w świetle otworu wynosi 1,96 m.
Nadproże zbiera obciążenie z połowy pola o szerokości 1,74 m oraz pośrednio z pola o szerokości 4,74 m.
Zebranie obciążeń:

- Od stropu nad parterem,
  6,9 kN/m^2 x 0,5 x 1,74 m = 6,0 kN/m
- Użytkowe stropu nad parterem,
  5 kN/m^2 x 0,5 x 1,5 x 1,74 m = 6,5 kN/m
- Od stropu nad parterem pośrednio,
  6,9 kN/m^2 x 0,33 x 4,74 m = 10,8 kN/m
- Użytkowe stropu nad parterem pośrednio,
  15 kN/m^2 x 1,5 x 0,33 x 4,74 m = 35,2 kN/m
- Ściana nad nadprożem h = 2,0 m, z bloczków silikatowych
  0,24 m x 18 kN/m^3 x 2,0 m x 1,35 = 11,7 kN/m
- Wieniec ścian parteru,
  0,24 m x 0,3 m x 24 kN/m^3 x 1,35 = 2,33 kN/m
- Tynki zewnętrzny i wewnętrzny cementowo-wapienny gr. 1,5 cm, h = 2,0 m,
  2 x 0,015 m x 19 kN/m^3 x 2,0 m x 1,35 = 1,5 kN/m

Suma obciążeń obliczeniowych wynosi 74,03 kN/m

Nadproże N-11 o wymiarach: szerokość 24 cm i wysokości wynoszącej 30 cm.
Zbrojenie 4xØ16 mm dołem + 4xØ16 mm górą, strzemiona 4 – cięte, z pręta Ø8 mm, co 15 cm na całej długości nadproża.
Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.

5.5.3. Nadproże N-12

Nadproże zaprojektowano jako belkę żelbetową liczoną w schemacie belki jednoprzęsłowej wolnopodpartej.
Rozpiętości przęsła w świetle otworu wynosi 1,22 m.
Nadproże zbiera obciążenie z połowy pola o szerokości 1,74 m oraz pośrednio z pola o szerokości 4,04 m
Zebranie obciążeń: przyjęto jak dla N-11. Suma obciążeń obliczeniowych wynosi 74,03 kN/m
Nadproże N-12 o wymiarach: szerokość 24 cm i wysokości wynoszącej 30 cm.
Zbrojenie 2xØ16 mm dołem + 2xØ16 mm górą, strzemiona 2 – cięte, z pręta Ø8 mm, co 20 cm na całej długości nadproża.
Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.

5.5.4. Nadproże N-13

Nadproże zaprojektowano jako belkę żelbetową liczoną w schemacie belki jednoprzęsłowej wolnopodpartej.
Rozpiętości przęsła w świetle otworu wynosi 1,12 m.
Nadproże zbiera obciążenie z połowy pola o szerokości 1,74 m oraz pośrednio z pola o szerokości 5,69 m.
Zebranie obciążeń:

- Od stropu nad parterem,
  6,9 kN/m^2 x 0,5 x 1,74 m = 6,0 kN/m
- Użytkowe stropu nad parterem,
  5 kN/m^2 x 0,5 x 1,5 x 1,74 m = 6,5 kN/m
- Od stropu nad parterem pośrednio,
  6,9 kN/m^2 x 0,33 x 5,69 m = 12,9 kN/m
- Użytkowe stropu nad parterem pośrednio,
  12 kN/m^2 x 1,5 x 0,33 x 5,69 m = 33,8 kN/m
- Ściana nad nadprożem h = 2,0 m, z bloczków silikatowych
  0,24 m x 18 kN/m^3 x 2,0 m x 1,35 = 11,7 kN/m
- Wieniec ścian parteru,
  0,24 m x 0,3 m x 24 kN/m^3 x 1,35 = 2,33 kN/m
- Tynki zewnętrzny i wewnętrzny cementowo-wapienny piętra gr. 1,5 cm, h = 3,9 m,
  2 x 0,015 m x 19 kN/m^3 x 3,9 m x 1,35 = 3,0 kN/m
- Ściana piętra z bloczków silikatowych gr. 24 cm, h = 3,9 m,
  0,24 m x 3,9 m x 18 kN/m^3 x 1,35 = 22,75 kN/m
- Wieniec ścian piętra,
  0,24 m x 0,3 m x 24 kN/m^3 x 1,35 = 2,33 kN/m
- Tynki zewnętrzny i wewnętrzny cementowo-wapienny nad nadprożem gr. 1,5 cm, h = 2,0 m,
  2 x 0,015 m x 19 kN/m^3 x 2,0 m x 1,35 = 1,5 kN/m

Suma obciążeń obliczeniowych wynosi 102,94 kN/m
Nadproże N-13 o wymiarach: szerokość 24 cm i wysokości wynoszącej 30 cm.
Zbrojenie 4xØ12 mm dołem + 4xØ12 mm górą, strzemiona 4 – cięte, z pręta Ø8 mm, co 15 cm na całej długości nadproża.
Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.

5.5.5. Nadproże N-14

Nadproże zaprojektowano jako belkę żelbetową liczoną w schemacie belki jednoprzęsłowej wolnopodpartej.
Rozpiętości przęsła w świetle otworu wynosi 2,86 m.
Nadproże zbiera obciążenie z połowy pola o szerokości 1,85 m.
Zebranie obciążeń:

- Od stropu nad parterem,
  6,9 kN/m^2 x 0,5 x 1,85 m = 6,4 kN/m
- Użytkowe stropu nad parterem,
  5 kN/m^2 x 0,5 x 1,5 x 1,85 m = 6,9 kN/m
- Ściana nad nadprożem h = 1,2 m, z bloczków silikatowych
  0,24 m x 18 kN/m^3 x 1,2 m x 1,35 = 7,0 kN/m
- Wieniec ścian parteru,
  0,24 m x 0,3 m x 24 kN/m^3 x 1,35 = 2,33 kN/m
- Ściana piętra z bloczków silikatowych gr. 24 cm, h = 3,6 m,
  0,24 m x 3,6 m x 18 kN/m^3 x 1,35 = 21,0 kN/m
- Wieniec ścian piętra,
  0,24 m x 0,3 m x 24 kN/m^3 x 1,35 = 2,33 kN/m
- Tynki zewnętrzny i wewnętrzny cementowo-wapienny gr. 1,5 cm, h = 4,8 m,
  2 x 0,015 m x 19 kN/m^3 x 4,8 m x 1,35 = 3,7 kN/m
- Wełna mineralna gr. 10 cm, h = 4,8 m,
  1,0 kN/m^3 x 0,1 m x 4,8 m x 1,35 = 0,7 kN/m

Suma obciążeń obliczeniowych wynosi 50,4 kN/m
Nadproże N-14 o wymiarach: szerokość 24 cm i wysokości wynoszącej 30 cm.
Zbrojenie 4xØ16 mm dołem + 4xØ16 mm górą, strzemiona 4 – cięte, z pręta Ø8 mm, co 15 cm na całej długości nadproża.
Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.

5.5.6. Nadproże N-15

Nadproże zaprojektowano jako belkę żelbetową liczoną w schemacie belki jednoprzęsłowej wolnopodpartej.
Rozpiętości przęsła w świetle otworu wynosi 2,0 m.
Nadproże zbiera obciążenie pośrednio z pola o szerokości 4,9 m (najbardziej niekorzystnie).
Zebranie obciążeń:

- Od stropu nad parterem pośrednio,
  6,9 kN/m^2 x 0,33 x 4,9 m = 11,1 kN/m
- Użytkowe stropu nad parterem,
  15 kN/m^2 x 0,33 x 1,5 x 4,9 m = 36,4 kN/m
- Ściana nad nadprożem h = 1,2 m, z bloczków silikatowych
  0,24 m x 18 kN/m^3 x 1,2 m x 1,35 = 7,0 kN/m
- Wieniec ścian parteru,
  0,24 m x 0,3 m x 24 kN/m^3 x 1,35 = 2,33 kN/m
- Ściana piętra z bloczków silikatowych gr. 24 cm, h = 3,6 m,
  0,24 m x 3,6 m x 18 kN/m^3 x 1,35 = 21,0 kN/m
- Wieniec ścian piętra,
  0,24 m x 0,3 m x 24 kN/m^3 x 1,35 = 2,33 kN/m
- Tynki zewnętrzny i wewnętrzny cementowo-wapienny gr. 1,5 cm, h = 4,8 m,
  2 x 0,015 m x 19 kN/m^3 x 4,8 m x 1,35 = 3,7 kN/m
- Wełna mineralna gr. 10 cm, h = 4,8 m,

1,0 kN/m^3 x 0,1 m x 4,8 m x 1,35 = 0,7 kN/m

Suma obciążeń obliczeniowych wynosi 84,6 kN/m

Nadproże N-15 o wymiarach: szerokość 24 cm i wysokości wynoszącej 30 cm.

Zbrojenie 4xØ16 mm dołem + 4xØ16 mm górą, strzemiona 4 – cięte, z pręta Ø8 mm, co 15 cm na całej długości nadproża.

Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.

5.5.7. Nadproże N-18

Nadproże zaprojektowano jako belkę żelbetową liczoną w schemacie belki jednoprzęsłowej wolnopodpartej.

Rozpiętości przęsła w świetle otworu wynosi 2,0 m.

Nadproże zbiera obciążenie z połowy pola o szerokości 4,34 m.

Zebranie obciążeń:

- Od stropu nad parterem pośrednio,
  6,9 kN/m^2 x 0,5 x 4,34 m = 15 kN/m
- Użytkowe stropu nad parterem,
  18 kN/m^2 x 0,5 x 1,5 x 4,34 m = 58,6 kN/m
- Ściana nad nadprożem h = 1,5 m, z bloczków silikatowych
  0,24 m x 18 kN/m^3 x 1,5 m x 1,35 = 8,8 kN/m
- Wieniec ścian parteru,
  0,24 m x 0,3 m x 24 kN/m^3 x 1,35 = 2,33 kN/m
- Ściana piętra z bloczków silikatowych gr. 24 cm, h = 3,6 m,
  0,24 m x 3,6 m x 18 kN/m^3 x 1,35 = 21,0 kN/m
- Wieniec ścian piętra,
  0,24 m x 0,3 m x 24 kN/m^3 x 1,35 = 2,33 kN/m
- Tynki zewnętrzny i wewnętrzny cementowo-wapienny gr. 1,5 cm, h = 5,1 m,
  2 x 0,015 m x 19 kN/m^3 x 5,1 m x 1,35 = 3,92 kN/m
- Wełna mineralna gr. 10 cm, h = 5,1 m,
  1,0 kN/m^3 x 0,1 m x 5,1 m x 1,35 = 0,7 kN/m

Suma obciążeń obliczeniowych wynosi 112,7 kN/m

Nadproże N-18 o wymiarach: szerokość 24 cm i wysokości wynoszącej 40 cm.

Zbrojenie 4xØ16 mm dołem + 4xØ16 mm górą, strzemiona 4 – cięte, z pręta Ø8 mm, co 15 cm na całej długości nadproża.

Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.

5.5.8. Nadproże N-19

Nadproże zaprojektowano jako belkę żelbetową liczoną w schemacie belki jednoprzęsłowej wolnopodpartej.

Rozpiętości przęsła w świetle otworu wynosi 1,1 m.

Nadproże zbiera obciążenie pośrednio z pola o szerokości 4,04 m.

Zebranie obciążeń:

- Od stropu nad parterem pośrednio,
  6,9 kN/m^2 x 0,33 x 4,04 m = 9,2 kN/m
- Użytkowe stropu nad parterem,
  15 kN/m^2 x 0,33 x 1,5 x 4,04 m = 30,0 kN/m
- Ściana nad nadprożem h = 1,2 m, z bloczków silikatowych
  0,24 m x 18 kN/m^3 x 1,2 m x 1,35 = 7,0 kN/m
- Wieniec ścian parteru,
  0,24 m x 0,3 m x 24 kN/m^3 x 1,35 = 2,33 kN/m
- Ściana piętra z bloczków silikatowych gr. 24 cm, h = 3,6 m,
  0,24 m x 3,6 m x 18 kN/m^3 x 1,35 = 21,0 kN/m

– Wieniec ścian piętra,
  0,24 m x 0,3 m x 24 kN/m^3 x 1,35 = 2,33 kN/m
– Tynki zewnętrzny i wewnętrzny cementowo-wapienny gr. 1,5 cm, h = 4,8 m,
  2 x 0,015 m x 19 kN/m^3 x 4,8 m x 1,35 = 3,7 kN/m
– Wełna mineralna gr. 10 cm, h = 4,8 m,
  1,0 kN/m^3 x 0,1 m x 4,8 m x 1,35 = 0,7 kN/m

Suma obciążeń obliczeniowych wynosi 76,26 kN/m
Nadproże N-19 o wymiarach: szerokość 24 cm i wysokości wynoszącej 30 cm.
Zbrojenie 4xØ16 mm dołem + 4xØ16 mm górą, strzemiona 4 – cięte, z pręta Ø8 mm, co 15 cm na całej długości nadproża.
Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.

5.5.9. Nadproża prefabrykowane parteru

Nadproże w osiach 1 i 7 nad drzwiami (pod podciągiem P-1)
Nadproże zaprojektowano jako belkę żelbetową liczoną w schemacie belki jednoprzęsłowej wolnopodpartej.
Rozpiętości przęsła w świetle otworu wynosi 1,4 m.
Zebranie obciążeń:
– Ściana nad nadprożem h = 2,0 m, z bloczków silikatowych
  0,24 m x 18 kN/m^3 x 2,0 m x 1,35 = 11,7 kN/m
– Wieniec ścian parteru,
  0,24 m x 0,3 m x 24 kN/m^3 x 1,35 = 2,33 kN/m
– Tynki zewnętrzny i wewnętrzny cementowo-wapienny gr. 1,5 cm, h = 2,0 m,
  2 x 0,015 m x 19 kN/m^3 x 1,4 m x 1,35 = 1,1 kN/m
– Wełna mineralna gr. 10 cm, h = 2,0 m,
  1,0 kN/m^3 x 0,1 m x 2,0 m x 1,35 = 0,27 kN/m

Suma obciążeń obliczeniowych wynosi 15,84 kN/m
Dla otworu o szerokości 1,4 m dobrano nadproże prefabrykowane 2xNSB140 dł. 180 cm o maksymalnym obciążeniu równomiernie rozłożonym przyjętym z tablic producenta i wynoszącym dla pojedynczej belki 30,0 kN/m. Oparcie nadproża na murze, głębokość oparcia min. po 15 cm na stronę.

5.6. Nadproża piętra

5.6.1. Nadproże N-16

Nadproże zaprojektowano jako belkę żelbetową liczoną w schemacie belki jednoprzęsłowej wolnopodpartej.
Rozpiętości przęsła w świetle otworu wynosi 2,86 m.
Zebranie obciążeń:
– Ściana nad nadprożem h = 1,2 m, z bloczków silikatowych
  0,24 m x 18 kN/m^3 x 1,2 m x 1,35 = 7,0 kN/m
– Wieniec ścian piętra,
  0,24 m x 0,3 m x 24 kN/m^3 x 1,35 = 2,33 kN/m
– Tynki zewnętrzny i wewnętrzny cementowo-wapienny gr. 1,5 cm, h = 1,2 m,
  2 x 0,015 m x 19 kN/m^3 x 1,2 m x 1,35 = 0,92 kN/m
– Wełna mineralna gr. 10 cm, h = 1,2 m,
  1,0 kN/m^3 x 0,1 m x 1,2 m x 1,35 = 0,16 kN/m

Suma obciążeń obliczeniowych wynosi 10,41 kN/m
Nadproże N-16 o wymiarach: szerokość 24 cm i wysokości wynoszącej 30 cm.
Zbrojenie 2xØ16 mm dołem + 2xØ16 mm górą, strzemiona 2 – cięte, z pręta Ø8 mm, co 20 cm na całej długości nadproża.
Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.

5.6.2. Nadproże N-17

Nadproże zaprojektowano jako belkę żelbetową liczoną w schemacie belki jednoprzęsłowej wolnopodpartej. Nadproże jest jednocześnie nadprożowieńcem.
Rozpiętości przęsła w świetle otworu wynosi 3,8 m.
Zebranie obciążeń: jak dla nadproża N-16 tj. 10,41 kN/m
Nadproże N-17 o wymiarach: szerokość 24 cm i wysokości wynoszącej 30 cm.
Zbrojenie 2xØ16 mm dołem + 2xØ16 mm górą, strzemiona 2 – cięte, z pręta Ø8 mm, co 20 cm na całej długości nadproża.
Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.

5.6.3. Nadproża prefabrykowane piętra

<u>Nadproże w osi C nad drzwiami (przy osi 3)</u>
Nadproże zaprojektowano jako belkę żelbetową liczoną w schemacie belki jednoprzęsłowej wolnopodpartej.
Rozpiętości przęsła w świetle otworu wynosi 1,02 m.
Zebranie obciążeń:
- Ściana nad nadprożem h = 1,4 m, z bloczków silikatowych
  0,24 m x 18 kN/m^3 x 1,4 m x 1,35 = 8,2 kN/m
- Wieniec ścian piętra,
  0,24 m x 0,3 m x 24 kN/m^3 x 1,35 = 2,33 kN/m
- Tynki zewnętrzny i wewnętrzny cementowo-wapienny gr. 1,5 cm, h = 1,4 m,
  2 x 0,015 m x 19 kN/m^3 x 1,4 m x 1,35 = 1,1 kN/m

Suma obciążeń obliczeniowych wynosi 11,63 kN/m
Dla otworu o szerokości 1,02 m dobrano nadproże prefabrykowane 2xNSB140 dł. 120 cm o maksymalnym obciążeniu równomiernie rozłożonym przyjętym z tablic producenta i wynoszącym dla pojedynczej belki 57,0 kN/m. Oparcie nadproża na murze, głębokość oparcia min. po 10 cm na stronę.

<u>Nadproże w osi 7</u>
Nadproże zaprojektowano jako belkę żelbetową liczoną w schemacie belki jednoprzęsłowej wolnopodpartej.
Rozpiętości przęsła w świetle otworu wynosi 2,0 m.
Zebranie obciążeń:
- Ściana nad nadprożem h = 1,6 m, z bloczków silikatowych
  0,24 m x 18 kN/m^3 x 1,6 m x 1,35 = 9,33 kN/m
- Wieniec ścian piętra,
  0,24 m x 0,3 m x 24 kN/m^3 x 1,35 = 2,33 kN/m
- Tynki zewnętrzny i wewnętrzny cementowo-wapienny gr. 1,5 cm, h = 1,6 m,
  2 x 0,015 m x 19 kN/m^3 x 1,6 m x 1,35 = 1,23 kN/m
- Wełna mineralna gr. 10 cm, h = 1,6 m,
  1,0 kN/m^3 x 0,1 m x 1,6 m x 1,35 = 0,22 kN/m

Suma obciążeń obliczeniowych wynosi 13,11 kN/m
Dla otworu o szerokości 2,0 m dobrano nadproże prefabrykowane 2xNSB140 dł. 240 cm o maksymalnym obciążeniu równomiernie rozłożonym przyjętym z tablic producenta i wynoszącym dla pojedynczej belki 15,0 kN/m. Oparcie nadproża na murze, głębokość oparcia min. po 15 cm na stronę.

<u>Nadproże w osi C nad drzwiami (przy osi 6)</u>
Nadproże zaprojektowano jako belkę żelbetową liczoną w schemacie belki jednoprzęsłowej wolnopodpartej.
Rozpiętości przęsła w świetle otworu wynosi 1,32 m.

Dla otworu o szerokości 1,32 m dobrano nadproże prefabrykowane 2xNSB140 dł. 180 cm o maksymalnym obciążeniu równomiernie rozłożonym przyjętym z tablic producenta i wynoszącym dla pojedynczej belki 30,0 kN/m. Oparcie nadproża na murze, głębokość oparcia min. po 15 cm na stronę.

5.7. Słupy żelbetowe

Słupy główne budynku są umiejscowione nieosiowo w stosunku do osi głównych obiektu.

5.7.1. Słup S-1

Zaprojektowano o wymiarach przekroju 30x30 cm o wysokości 8 m (przez dwie kondygnacje). Zbrojenie 12xØ16 mm (po 4 pręty na każdym boku przekroju), strzemiona 4 – cięte, z pręta Ø6 mm, co 15 cm na całej wysokości słupa. Dodatkowo zagęszczony rozstaw do połowy w strefach przypodporowych. W części zamocowania w fundamencie słup wzmocniony zbrojeniem wychodzącym z fundamentu, bardzo ważne aby nie zmieniać długości prętów - wytyków gdyż są one przyjęte z obliczeń. Słup połączyć ze ścianą wykonując w ścianie strzępia i następnie betonując słup razem ze ścianą. Ponadto słup połączyć ze ścianą zbrojąc bednarką 1,5x25 mm o długości 75 cm lub prętami Ø6 o długości 75 cm. Zbrojenie układać nie rzadziej niż, w co czwartej spoinie, zbrojenie ściany spawać do zbrojenia słupa.
Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.

5.7.2. Słup S-2

Zaprojektowano o wymiarach przekroju 30x60 cm o wysokości 8 m (przez dwie kondygnacje). Słup ma powiększony przekrój z uwagi na oparcie belki dachowej, która nie w całości znajduje się w osi 2. Zbrojenie 24xØ16 mm, strzemiona 4 – cięte, z pręta Ø6 mm, co 15 cm na całej wysokości słupa. Dodatkowo zagęszczony rozstaw do połowy w strefach przypodporowych. W części zamocowania w fundamencie słup wzmocniony zbrojeniem wychodzącym z fundamentu, bardzo ważne aby nie zmieniać długości prętów - wytyków gdyż są one przyjęte z obliczeń. Słup połączyć ze ścianą wykonując w ścianie strzępia i następnie betonując słup razem ze ścianą. Ponadto słup połączyć ze ścianą zbrojąc bednarką 1,5x25 mm o długości 75 cm lub prętami Ø6 o długości 75 cm. Zbrojenie układać nie rzadziej niż, w co czwartej spoinie, zbrojenie ściany spawać do zbrojenia słupa.
Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.

5.7.3. Słup S-3

Zaprojektowano o wymiarach przekroju 30x76 cm o wysokości 8 m (przez dwie kondygnacje). Słup ma powiększony przekrój z uwagi na oparcie belki dachowej, która nie w całości znajduje się w osi 4. Zbrojenie 26xØ16 mm, strzemiona 4 – cięte, z pręta Ø6 mm, co 15 cm na całej wysokości słupa. Dodatkowo zagęszczony rozstaw do połowy w strefach przypodporowych. W części zamocowania w fundamencie słup wzmocniony zbrojeniem wychodzącym z fundamentu, bardzo ważne aby nie zmieniać długości prętów - wytyków gdyż są one przyjęte z obliczeń. Słup połączyć ze ścianą wykonując w ścianie strzępia i następnie betonując słup razem ze ścianą. Ponadto słup połączyć ze ścianą zbrojąc bednarką 1,5x25 mm o długości 75 cm lub prętami Ø6 o długości 75 cm. Zbrojenie układać nie rzadziej niż, w co czwartej spoinie, zbrojenie ściany spawać do zbrojenia słupa.
Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.

5.7.4. Słup S-4

Zaprojektowano o wymiarach przekroju 30x30 cm o wysokości 4 m (tylko do stropu). Zbrojenie 12xØ16 mm (po 4 pręty na każdym boku przekroju), strzemiona 4 – cięte, z pręta Ø6 mm, co 15 cm na całej wysokości słupa. Dodatkowo zagęszczony rozstaw do połowy w

strefach przypodporowych. W części zamocowania w fundamencie słup wzmocniony zbrojeniem wychodzącym z fundamentu, bardzo ważne aby nie zmieniać długości prętów - wytyków gdyż są one przyjęte z obliczeń. Słup połączyć ze ścianą wykonując w ścianie strzępia i następnie betonując słup razem ze ścianą. Ponadto słup połączyć ze ścianą zbrojąc bednarką 1,5x25 mm o długości 75 cm lub prętami Ø6 o długości 75 cm. Zbrojenie układać nie rzadziej niż, w co czwartej spoinie, zbrojenie ściany spawać do zbrojenia słupa. Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.

5.7.5. Słup S-5

Zaprojektowano o wymiarach przekroju 24x24 cm o wysokości 4 m (tylko do stropu). Zbrojenie 4xØ16 mm (po 4 pręty na każdym boku przekroju), strzemiona 2 – cięte, z pręta Ø6 mm, co 15 cm na całej wysokości słupa. Dodatkowo zagęszczony rozstaw do połowy w strefach przypodporowych. Słup połączyć ze ścianą wykonując w ścianie strzępia i następnie betonując słup razem ze ścianą. Ponadto słup połączyć ze ścianą zbrojąc bednarką 1,5x25 mm o długości 75 cm lub prętami Ø6 o długości 75 cm. Zbrojenie układać nie rzadziej niż, w co czwartej spoinie, zbrojenie ściany spawać do zbrojenia słupa.
Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.

5.7.6. Trzpień TRZ-1

Zaprojektowano o wymiarach przekroju 24x150 cm o wysokości 4 m (tylko do stropu). Zbrojenie 16xØ16 mm (po 4 pręty na każdym boku przekroju), strzemiona 2 – cięte, z pręta Ø6 mm, co 15 cm na całej wysokości słupa. Dodatkowo zagęszczony rozstaw do połowy w strefach przypodporowych. Trzpień połączyć ze ścianą wykonując w ścianie strzępia i następnie betonując go razem ze ścianą. Ponadto trzpień połączyć ze ścianą zbrojąc bednarką 1,5x25 mm o długości 75 cm lub prętami Ø6 o długości 75 cm. Zbrojenie układać nie rzadziej niż, w co czwartej spoinie, zbrojenie ściany spawać do zbrojenia słupa.
Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.

5.8. Fundamenty

Zbrojenie fundamentów budynku zarówno ław fundamentowych jak i stóp fundamentowych wykorzystano jako uziomy budynku. Dokładne rozmieszczenie oraz wraz z rozwiązaniem materiałowym znajduje się w części elektrycznej opracowania. Uziomy należy wykonać podczas prowadzenia prac fundamentowych.
Zaleca się wykonanie drenażu opaskowego wokół budynku na głębokości poniżej projektowanych fundamentów.

5.8.1. Ława fundamentowa L-1

Ława fundamentowa w osiach 1-7/D-C. Zbiera obciążenie z pola o szerokości 5,69m. Obciążona stropem
Zebranie obciążeń:

- Od stropu nad parterem,
  6,9 kN/m^2 x 5,69 m = 39,26 kN/m
- Użytkowe od stropu nad parterem,
  12 kN/m^2 x 1,5 x 5,69 m = 102,4 kN/m
- Wieniec parteru,
  0,24 m x 0,3 m x 24 kN/m^3 x 1,35 = 2,33 kN/m
- Tynk cementowo-wapienny gr. 1,5 cm, h = 4 m,
  2 x 4 m x 0,015 m x 19 kN/m^3 x 1,35 = 3,1 kN/m
- Ściana parteru z bloczków Silka gr. 24 cm, h = 4 m,
  0,24 m x 18,0 kN/m^3 x 4 m x 1,35 = 23,33 kN/m
- Ściana fundamentowa z bloczków z betonu komórkowego gr. 24 cm, h = 0,75 m,

0,24 m x 22,0 kN/m^3 x 0,75 m x 1,35 = 5,3 kN/m
– Wieniec ścian fundamentowych,
0,24 m x 0,24 m x 24 kN/m^3 x 1,35 = 1,87 kN/m
Suma obciążeń obliczeniowych na fundament: 177,6 kN/m.

Dla pola 6-7 obciążenie użytkowe wynosi 18 kN/m^2. Zatem:
– Użytkowe od stropu nad parterem,
12 kN/m^2 x 1,5 x 5,69 m x 0,5 + 18 kN/m^2 x 1,5 x 4,34 m x 0,5 = 109,8 kN/m
Wówczas suma obciążeń obliczeniowych na fundament: 185 kN/m.
Gdy bezpośrednio na ścianie ustawione jest urządzenie KWT2 o masie 2500 kg wówczas obciążenie sumaryczne ławy wynosi 210 kN/m.
Zaprojektowano ławę L-1 o wymiarach: szerokość 90 cm i wysokość 50 cm. Zbrojenie 6 pręty Ø12 mm dołem oraz 2 pręty Ø12 mm górą (pod ścianą), dodatkowo pręty poprzeczne z Ø12 mm dołem w rozstawie co 20 cm. Strzemiona z pręta Ø6 mm w rozstawie co 20 cm. Z ław wypuszczone pręty do połączenia ze zbrojeniem słupów i trzpieni. W narożach zbrojenie uciąglić stosując dodatkowe stosując dodatkowe wkładki z pręta Ø12 mm.
Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.

Ława fundamentowa w osiach 1-7/A-B. Obliczenia dla ławy przy osi 2.
Analogicznie wykonać ławy: przy osi 4, przy osi 6 oraz pomiędzy osiami 5-6.
Zebranie obciążeń:
– Od stropu nad parterem,
6,9 kN/m^2 x (0,5 x 4,9 m + 0,5 x 3,24 m) = 28,08 kN/m
– Użytkowe od stropu nad parterem,
18 kN/m^2 x 1,5 x 0,5 x 3,24 m + 15 x 1,5 x 0,5 x 4,9 = 98,8 kN/m
– Wieniec parteru,
0,24 m x 0,3 m x 24 kN/m^3 x 1,35 = 2,33 kN/m
– Tynk cementowo-wapienny gr. 1,5 cm, h = 4 m,
2 x 4 m x 0,015 m x 19 kN/m^3 x 1,35 = 3,1 kN/m
– Ściana parteru z bloczków Silka gr. 24 cm, h = 4 m,
0,24 m x 18,0 kN/m^3 x 4 m x 1,35 = 23,33 kN/m
– Ściana fundamentowa z bloczków z betonu komórkowego gr. 24 cm, h = 0,75 m,
0,24 m x 22,0 kN/m^3 x 0,75 m x 1,35 = 5,3 kN/m
– Wieniec ścian fundamentowych,
0,24 m x 0,24 m x 24 kN/m^3 x 1,35 = 1,87 kN/m
– Obciążenia ściankami działowymi
1,8 kN/m^2 x (0,5 x 4,9 + 0,5 x 4,74) = 8,7 kN/m
Suma obciążeń obliczeniowych na fundament: 171,5 kN/m.
Zaprojektowano ławę L-1 o wymiarach: szerokość 90 cm i wysokość 50 cm. Zbrojenie 6 pręty Ø12 mm dołem oraz 2 pręty Ø12 mm górą (pod ścianą), dodatkowo pręty poprzeczne z Ø12 mm dołem w rozstawie co 20 cm. Strzemiona z pręta Ø6 mm w rozstawie co 20 cm. Z ław wypuszczone pręty do połączenia ze zbrojeniem słupów i trzpieni. W narożach zbrojenie uciąglić stosując dodatkowe stosując dodatkowe wkładki z pręta Ø12 mm.
Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.

5.8.2. Ława fundamentowa L-2

Ława fundamentowa w osi D obciążona stropem w sposób pośredni.
Zebranie obciążeń:
– Od stropu nad parterem pośrednio,
6,9 kN/m^2 x 5,69 m x 0,33 = 12,96 kN/m
– Użytkowe od stropu nad parterem pośrednio,

12 kN/m^2 x 1,5 x 5,69 m x 0,33 = 33,8 kN/m
- Wieniec parteru,
  0,24 m x 0,3 m x 24 kN/m^3 x 1,35 = 2,33 kN/m
- Tynk cementowo-wapienny gr. 1,5 cm, h = 4 m,
  2 x 4 m x 0,015 m x 19 kN/m^3 x 1,35 = 3,1 kN/m
- Ściana parteru z bloczków Silka gr. 24 cm, h = 4 m,
  0,24 m x 18,0 kN/m^3 x 4 m x 1,35 = 23,33 kN/m
- Ściana fundamentowa z bloczków z betonu komórkowego gr. 24 cm, h = 0,75 m,
  0,24 m x 22,0 kN/m^3 x 0,75 m x 1,35 = 5,3 kN/m
- Wieniec ścian fundamentowych,
  0,24 m x 0,24 m x 24 kN/m^3 x 1,35 = 1,87 kN/m
- Ściana piętra z bloczków Silka gr. 24 cm, h = 3,6 m,
  0,24 m x 18,0 kN/m^3 x 3,6 m x 1,35 = 21,0 kN/m
- Wieniec piętra,
  0,24 m x 0,3 m x 24 kN/m^3 x 1,35 = 2,33 kN/m
- Tynk cementowo-wapienny gr. 1,5 cm, h = 3,6 m,
  2 x 3,6 m x 0,015 m x 19 kN/m^3 x 1,35 = 2,8 kN/m
- Wełna mineralna gr. 10 cm, h = 8,5 m,
  1,0 kN/m^3 x 0,1 m x 8,5 m x 1,35 = 1,15 kN/m

Suma obciążeń obliczeniowych na fundament: 110 kN/m.
Zaprojektowano ławę L-2 o wymiarach: szerokość 70 cm i wysokość 50 cm. Zbrojenie 4 pręty Ø12 mm dołem oraz 2 pręty Ø12 mm górą (pod ścianą), dodatkowo pręty poprzeczne z Ø12 mm dołem w rozstawie co 20 cm. Strzemiona z pręta Ø6 mm w rozstawie co 20 cm. W narożach zbrojenie uciąglić stosując dodatkowe stosując dodatkowe wkładki z pręta Ø12 mm.
Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.

Ława fundamentowa w osi C obciążona stropem w sposób pośredni oraz stropem z połowy pola o szerokości 1,74 m.
Zebranie obciążeń:
- Od stropu nad parterem,
  6,9 kN/m^2 x 1,74 m x 0,5 = 6,0 kN/m
- Użytkowe od stropu nad parterem,
  5 kN/m^2 x 1,5 x 1,74 m x 0,5 = 6,5 kN/m
- Od stropu nad parterem pośrednio,
  6,9 kN/m^2 x 5,69 m x 0,33 = 12,96 kN/m
- Użytkowe od stropu nad parterem pośrednio,
  12 kN/m^2 x 1,5 x 5,69 m x 0,33 = 33,8 kN/m
- Wieniec parteru,
  0,24 m x 0,3 m x 24 kN/m^3 x 1,35 = 2,33 kN/m
- Tynk cementowo-wapienny gr. 1,5 cm, h = 4 m,
  2 x 4 m x 0,015 m x 19 kN/m^3 x 1,35 = 3,1 kN/m
- Ściana parteru z bloczków Silka gr. 24 cm, h = 4 m,
  0,24 m x 18,0 kN/m^3 x 4 m x 1,35 = 23,33 kN/m
- Ściana fundamentowa z bloczków z betonu komórkowego gr. 24 cm, h = 0,75 m,
  0,24 m x 22,0 kN/m^3 x 0,75 m x 1,35 = 5,3 kN/m
- Wieniec ścian fundamentowych,
  0,24 m x 0,24 m x 24 kN/m^3 x 1,35 = 1,87 kN/m
- Ściana piętra z bloczków Silka gr. 24 cm, h = 3,9 m,
  0,24 m x 18,0 kN/m^3 x 3,9 m x 1,35 = 22,75 kN/m

– Wieniec piętra,
  0,24 m x 0,3 m x 24 kN/m^3 x 1,35 = 2,33 kN/m
– Tynk cementowo-wapienny gr. 1,5 cm, h = 3,9 m,
  3 x 3,9 m x 0,015 m x 19 kN/m^3 x 1,35 = 3,0 kN/m

Suma obciążeń obliczeniowych na fundament: 123,3 kN/m.
Zaprojektowano ławę L-2 o wymiarach: szerokość 70 cm i wysokość 50 cm. Zbrojenie 4 pręty Ø12 mm dołem oraz 2 pręty Ø12 mm górą (pod ścianą), dodatkowo pręty poprzeczne z Ø12 mm dołem w rozstawie co 20 cm. Strzemiona z pręta Ø6 mm w rozstawie co 20 cm. Z ław wypuszczone pręty do połączenia ze zbrojeniem słupów i trzpieni. W narożach zbrojenie uciąglić stosując dodatkowe stosując dodatkowe wkładki z pręta Ø12 mm.
Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.

Ława fundamentowa w osi B obciążona stropem w sposób pośredni oraz stropem z połowy pola o szerokości 1,74 m.
Zebranie obciążeń:
– Od stropu nad parterem,
  6,9 kN/m^2 x 1,74 m x 0,5 = 6,0 kN/m
– Użytkowe od stropu nad parterem,
  5 kN/m^2 x 1,5 x 1,74 m x 0,5 = 6,5 kN/m
– Od stropu nad parterem pośrednio,
  6,9 kN/m^2 x 4,9 m x 0,33 = 11,16 kN/m
– Użytkowe od stropu nad parterem pośrednio,
  18 kN/m^2 x 1,5 x 4,9 m x 0,33 = 43,66 kN/m
– Wieniec parteru,
  0,24 m x 0,3 m x 24 kN/m^3 x 1,35 = 2,33 kN/m
– Tynk cementowo-wapienny gr. 1,5 cm, h = 4 m,
  2 x 4 m x 0,015 m x 19 kN/m^3 x 1,35 = 3,1 kN/m
– Ściana parteru z bloczków Silka gr. 24 cm, h = 4 m,
  0,24 m x 18,0 kN/m^3 x 4 m x 1,35 = 23,33 kN/m
– Ściana fundamentowa z bloczków z betonu komórkowego gr. 24 cm, h = 0,75 m,
  0,24 m x 22,0 kN/m^3 x 0,75 m x 1,35 = 5,3 kN/m
– Wieniec ścian fundamentowych,
  0,24 m x 0,24 m x 24 kN/m^3 x 1,35 = 1,87 kN/m

Suma obciążeń obliczeniowych na fundament: 103,3 kN/m.
Zaprojektowano ławę L-2 o wymiarach: szerokość 70 cm i wysokość 50 cm. Zbrojenie 4 pręty Ø12 mm dołem oraz 2 pręty Ø12 mm górą (pod ścianą), dodatkowo pręty poprzeczne z Ø12 mm dołem w rozstawie co 20 cm. Strzemiona z pręta Ø6 mm w rozstawie co 20 cm. W narożach zbrojenie uciąglić stosując dodatkowe stosując dodatkowe wkładki z pręta Ø12 mm.
Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.

Ława fundamentowa w osi A obciążona stropem w sposób pośredni.
Zebranie obciążeń:
– Od stropu nad parterem pośrednio,
  6,9 kN/m^2 x 4,9 m x 0,33 = 11,2 kN/m
– Użytkowe od stropu nad parterem pośrednio,
  18 kN/m^2 x 1,5 x 4,9 m x 0,33 = 43,7 kN/m
– Wieniec parteru,
  0,24 m x 0,3 m x 24 kN/m^3 x 1,35 = 2,33 kN/m
– Tynk cementowo-wapienny gr. 1,5 cm, h = 4 m,
  2 x 4 m x 0,015 m x 19 kN/m^3 x 1,35 = 3,1 kN/m

- Ściana parteru z bloczków Silka gr. 24 cm, h = 4 m,
  0,24 m x 18,0 kN/m^3 x 4 m x 1,35 = 23,33 kN/m
- Ściana fundamentowa z bloczków z betonu komórkowego gr. 24 cm, h = 0,75 m,
  0,24 m x 22,0 kN/m^3 x 0,75 m x 1,35 = 5,3 kN/m
- Wieniec ścian fundamentowych,
  0,24 m x 0,24 m x 24 kN/m^3 x 1,35 = 1,87 kN/m
- Ściana piętra z bloczków Silka gr. 24 cm, h = 3,6 m,
  0,24 m x 18,0 kN/m^3 x 3,6 m x 1,35 = 21,0 kN/m
- Wieniec piętra,
  0,24 m x 0,3 m x 24 kN/m^3 x 1,35 = 2,33 kN/m
- Tynk cementowo-wapienny gr. 1,5 cm, h = 3,6 m,
  4 x 3,6 m x 0,015 m x 19 kN/m^3 x 1,35 = 2,8 kN/m
- Wełna mineralna gr. 10 cm, h = 8,5 m,
  1,0 kN/m^3 x 0,1 m x 8,5 m x 1,35 = 1,15 kN/m

Suma obciążeń obliczeniowych na fundament: 118,1 kN/m.
Zaprojektowano ławę L-2 o wymiarach: szerokość 70 cm i wysokość 50 cm. Zbrojenie 4 pręty Ø12 mm dołem oraz 2 pręty Ø12 mm górą (pod ścianą), dodatkowo pręty poprzeczne z Ø12 mm dołem w rozstawie co 20 cm. Strzemiona z pręta Ø6 mm w rozstawie co 20 cm. W narożach zbrojenie uciąglić stosując dodatkowe stosując dodatkowe wkładki z pręta Ø12 mm.

Ława fundamentowa w osiach 1-7/A-B. Obliczenia dla osi 5.
Analogicznie wykonać ławy: w osi 1, pomiędzy osiami 1-2, pomiędzy osiami 4-5 oraz w osi 7.
Zebranie obciążeń:

- Od stropu nad parterem,
  6,9 kN/m^2 x 3,24 m = 22,36 kN/m
- Użytkowe od stropu nad parterem,
  18 kN/m^2 x 1,5 x 3,24 m = 87,5 kN/m
- Wieniec parteru,
  0,24 m x 0,3 m x 24 kN/m^3 x 1,35 = 2,33 kN/m
- Tynk cementowo-wapienny gr. 1,5 cm, h = 4 m,
  2 x 4 m x 0,015 m x 19 kN/m^3 x 1,35 = 3,1 kN/m
- Ściana parteru z bloczków Silka gr. 24 cm, h = 4 m,
  0,24 m x 18,0 kN/m^3 x 4 m x 1,35 = 23,33 kN/m
- Ściana fundamentowa z bloczków z betonu komórkowego gr. 24 cm, h = 0,75 m,
  0,24 m x 22,0 kN/m^3 x 0,75 m x 1,35 = 5,3 kN/m
- Wieniec ścian fundamentowych,
  0,24 m x 0,24 m x 24 kN/m^3 x 1,35 = 1,87 kN/m

Suma obciążeń obliczeniowych na fundament: 145,8 kN/m.
Zaprojektowano ławę L-2 o wymiarach: szerokość 70 cm i wysokość 50 cm. Zbrojenie 4 pręty Ø12 mm dołem oraz 2 pręty Ø12 mm górą (pod ścianą), dodatkowo pręty poprzeczne z Ø12 mm dołem w rozstawie co 20 cm. Strzemiona z pręta Ø6 mm w rozstawie co 20 cm. W narożach zbrojenie uciąglić stosując dodatkowe stosując dodatkowe wkładki z pręta Ø12 mm.
Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.

5.8.3. Fundament F-1

Fundament F-1 stanowi blok fundamentowy pod agregat. Masa agregatu wynosi 18000 kg. Wymiary fundamentu wynikają z gabarytów agregatu oraz wymogów technicznych dotyczących jego obsługi.

Przyjęto fundament o wymiarach 3,4x7,4 m i wysokości 1 m, z betonu C25/30. Fundament posadowiony na głębokości 1 m poniżej poziomu „zero" budynku. Fundament F-1 wykonać na warstwie podbetonu o grubości min. 10 cm z betonu C8/10, na którym ułożyć należy 2x folię PE. Podbeton ułożyć na warstwie podsypki żwirowo-piaskowej o gr. 30 cm zagęszczonej do I_S = 0,97 zagłębionej poniżej poziomu przemarzania fundamentu. Zbrojenie fundamentu prętami Ø12 ze stali A-IIIN, górą i dołem. Rozstaw prętów 20x20 cm, dodatkowo zaprojektowano zbrojenie przeciwskurczowe z prętów Ø8 ze stali A-0. Pod miejscami podparcia agregatu zaprojektowano wzmocnienie w postaci „belek" przechodzące przez całą szerokość fundamentu. Mocowanie urządzenia według instrukcji dostawcy. Fundament oddylatować od posadzki według szczegółu zamieszczonego w dokumentacji. Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.

5.8.4. Fundament F-2

Fundament F-2 stanowi blok fundamentowy pod transformator. Masa transformatora wynosi 7500 kg. Wymiary fundamentu wynikają z gabarytów transformatora. Przyjęto fundament o wymiarach 1,6x2,5 m i wysokości 0,5 m, z betonu C25/30. Fundament posadowiony na głębokości 0,5 m poniżej poziomu „zero" budynku. Fundament F-2 wykonać na warstwie podbetonu o grubości min. 10 cm z betonu C8/10, na którym ułożyć należy 2x folię PE. Podbeton ułożyć na warstwie podsypki żwirowo-piaskowej o gr. 30 cm zagęszczonej do I_S = 0,97 zagłębionej poniżej poziomu przemarzania fundamentu. Zbrojenie fundamentu prętami Ø12 ze stali A-IIIN, górą i dołem. Rozstaw prętów 20x20 cm, dodatkowo zaprojektowano zbrojenie przeciwskurczowe z prętów Ø8 ze stali A-0. Mocowanie urządzenia według instrukcji dostawcy. Fundament oddylatować od posadzki według szczegółu zamieszczonego w dokumentacji. W fundamencie należy zatopić dwie szyny z ceownika 120 służące do wyprowadzania transformatora z budynku. Szyny licują górą z fundamentem.
Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.

5.8.5. Fundament F-3

Fundament F-3 stanowi blok fundamentowy pod transformator. Masa transformatora wynosi 3000 kg. Wymiary fundamentu wynikają z gabarytów transformatora.
Przyjęto fundament o wymiarach 1,2x1,9 m i wysokości 0,5 m, z betonu C25/30. Fundament posadowiony na głębokości 0,5 m poniżej poziomu „zero" budynku. Fundament F-3 wykonać na warstwie podbetonu o grubości min. 10 cm z betonu C8/10, na którym ułożyć należy 2x folię PE. Podbeton ułożyć na warstwie podsypki żwirowo-piaskowej o gr. 30 cm zagęszczonej do I_S = 0,97 zagłębionej poniżej poziomu przemarzania fundamentu. Zbrojenie fundamentu prętami Ø12 ze stali A-IIIN, górą i dołem. Rozstaw prętów 20x20 cm, dodatkowo zaprojektowano zbrojenie przeciwskurczowe z prętów Ø8 ze stali A-0. Mocowanie urządzenia według instrukcji dostawcy. Fundament oddylatować od posadzki według szczegółu zamieszczonego w dokumentacji. W fundamencie należy zatopić dwie szyny z ceownika 120 służące do wyprowadzania transformatora z budynku. Szyny licują górą z fundamentem.
Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.

5.8.6. Fundament F-4

Fundament F-3 stanowi blok fundamentowy pod wymiennik KWT1. Masa wymiennika KWT1 wynosi 3300 kg. Wymiary fundamentu wynikają z gabarytów urządzenia. Przyjęto fundament o wymiarach 0,8x1,3 m i wysokości 0,5 m, z betonu C25/30. Fundament posadowiony na głębokości 0,5 m poniżej poziomu „zero" budynku. Fundament F-4 wykonać na warstwie podbetonu o grubości min. 10 cm z betonu C8/10, na którym ułożyć należy 2x folię PE. Podbeton ułożyć na warstwie podsypki żwirowo-piaskowej o gr. 30 cm zagęszczonej do I_S = 0,97 zagłębionej poniżej poziomu przemarzania fundamentu. Zbrojenie fun-

damentu prętami Ø12 ze stali A-IIIN, górą i dołem. Rozstaw prętów 20x20 cm, dodatkowo zaprojektowano zbrojenie przeciwskurczowe z prętów Ø8 ze stali A-0. Mocowanie urządzenia według instrukcji dostawcy. Fundament oddylatować od posadzki według szczegółu zamieszczonego w dokumentacji. Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.

5.8.7. Stopa fundamentowa F-5

Stopa fundamentowa F-5 stanowi fundament pod słupy główne budynku w osi D. Zaprojektowano fundament o wymiarach 2,5x2,5 m i wysokości 1,25 m, z betonu C25/30. Z fundamentu wyprowadzono pręty w celu połączenia ze słupem. Należy bezwzględnie przestrzegać podanej na rysunku ilości wytyków jak również ich długości tj. 1,5 m powyżej fundamentu, ponieważ pręty te są brane przy obliczeniach nośności słupa. Fundament posadowiony na głębokości 2 m poniżej poziomu „zero" budynku. Fundament F-5 wykonać na warstwie podbetonu o grubości min. 10 cm z betonu C8/10, na którym ułożyć należy 2x folię PE. Podbeton ułożyć na warstwie podsypki żwirowo-piaskowej o gr. 30 cm zagęszczonej do I_S = 0,97. Zbrojenie fundamentu prętami Ø12 ze stali A-IIIN, górą i dołem. Rozstaw prętów 20x20 cm, dodatkowo zaprojektowano zbrojenie przeciwskurczowe z prętów Ø8 ze stali A-0. Należy zwrócić uwagę na nieosiowe w stosunku do osi głównych umiejscowienie fundamentu. Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.

5.8.8. Stopa fundamentowa F-6

Stopa fundamentowa F-6 stanowi fundament pod słupy główne budynku w osi C. Zaprojektowano fundament o wymiarach 1,5x1,5 m i wysokości 1,25 m, z betonu C25/30. Z fundamentu wyprowadzono pręty w celu połączenia ze słupem. Należy bezwzględnie przestrzegać podanej na rysunku ilości wytyków jak również ich długości tj. 1,5 m powyżej fundamentu, ponieważ pręty te są brane przy obliczeniach nośności słupa. Fundament posadowiony na głębokości 2 m poniżej poziomu „zero" budynku. Fundament F-6 wykonać na warstwie podbetonu o grubości min. 10 cm z betonu C8/10, na którym ułożyć należy 2x folię PE. Podbeton ułożyć na warstwie podsypki żwirowo-piaskowej o gr. 30 cm zagęszczonej do I_S = 0,97. Zbrojenie fundamentu prętami Ø12 ze stali A-IIIN, górą i dołem. Rozstaw prętów 20x20 cm, dodatkowo zaprojektowano zbrojenie przeciwskurczowe z prętów Ø8 ze stali A-0. Należy zwrócić uwagę na nieosiowe w stosunku do osi głównych umiejscowienie fundamentu. Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.

5.8.9. Stopa fundamentowa F-7

Stopa fundamentowa F-7 stanowi fundament pod słup główny budynku w osi C/2, słup w tym usytuowaniu zaprojektowano jako podwójny, stąd większa ilość wytyków wyprowadzonych z fundamentu. Zaprojektowano fundament o wymiarach 1,5x1,5 m i wysokości 1,25 m, z betonu C25/30. Z fundamentu wyprowadzono pręty w celu połączenia ze słupem. Należy bezwzględnie przestrzegać podanej na rysunku ilości wytyków jak również ich długości tj. 1,5 m powyżej fundamentu, ponieważ pręty te są brane przy obliczeniach nośności słupa. Fundament posadowiony na głębokości 2 m poniżej poziomu „zero" budynku. Fundament F-7 wykonać na warstwie podbetonu o grubości min. 10 cm z betonu C8/10, na którym ułożyć należy 2x folię PE. Podbeton ułożyć na warstwie podsypki żwirowo-piaskowej o gr. 30 cm zagęszczonej do I_S = 0,97. Zbrojenie fundamentu prętami Ø12 ze stali A-IIIN, górą i dołem. Rozstaw prętów 20x20 cm, dodatkowo zaprojektowano zbrojenie przeciwskurczowe z prętów Ø8 ze stali A-0. Należy zwrócić uwagę na nieosiowe w stosunku do osi głównych umiejscowienie fundamentu. Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.

5.8.10. Stopa fundamentowa F-8

Stopa fundamentowa F-8 stanowi fundament pod słup główny budynku w osi C/4, słup w tym usytuowaniu zaprojektowano jako podwójny, stąd większa ilość wytyków wyprowadzonych z fundamentu. Zaprojektowano fundament o wymiarach 1,5x1,5 m i wysokości 1,25 m, z betonu C25/30. Z fundamentu wyprowadzono pręty w celu połączenia ze słupem. Należy bezwzględnie przestrzegać podanej na rysunku ilości wytyków jak również ich długości tj. 1,5 m powyżej fundamentu, ponieważ pręty te są brane przy obliczeniach nośności słupa. Fundament posadowiony na głębokości 2 m poniżej poziomu „zero" budynku. Fundament F-8 wykonać na warstwie podbetonu o grubości min. 10 cm z betonu C8/10, na którym ułożyć należy 2x folię PE. Podbeton ułożyć na warstwie podsypki żwirowo-piaskowej o gr. 30 cm zagęszczonej do I_S = 0,97. Zbrojenie fundamentu prętami Ø12 ze stali A-IIIN, górą i dołem. Rozstaw prętów 20x20 cm, dodatkowo zaprojektowano zbrojenie przeciwskurczowe z prętów Ø8 ze stali A-0. Należy zwrócić uwagę na nieosiowe w stosunku do osi głównych umiejscowienie fundamentu. Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.

5.8.11. Stopa fundamentowa F-9

Stopa fundamentowa F-9 stanowi fundament pod słupy główne budynku w osi A. Zaprojektowano fundament o wymiarach 2,1x2,1 m i wysokości 1,25 m, z betonu C25/30. Z fundamentu wyprowadzono pręty w celu połączenia ze słupem. Należy bezwzględnie przestrzegać podanej na rysunku ilości wytyków jak również ich długości tj. 1,5 m powyżej fundamentu, ponieważ pręty te są brane przy obliczeniach nośności słupa. Fundament posadowiony na głębokości 2 m poniżej poziomu „zero" budynku. Fundament F-9 wykonać na warstwie podbetonu o grubości min. 10 cm z betonu C8/10, na którym ułożyć należy 2x folię PE. Podbeton ułożyć na warstwie podsypki żwirowo-piaskowej o gr. 30 cm zagęszczonej do I_S = 0,97. Zbrojenie fundamentu prętami Ø12 ze stali A-IIIN, górą i dołem. Rozstaw prętów 20x20 cm, dodatkowo zaprojektowano zbrojenie przeciwskurczowe z prętów Ø8 ze stali A-0. Należy zwrócić uwagę na nieosiowe w stosunku do osi głównych umiejscowienie fundamentu. Rysunek szczegółowy wg projektu wykonawczego.

Opracowała
dr inż. Anna Szymczak-Graczyk
upr. nr 7131-32/93/PW/2002