V/ Projekt konstrukcyjny

PROJEKT KONSTRUKCYJNY

TEMAT	**BUDOWA ZADASZENIA O KONSTRUKCJI STALOWEJ NAD ISTNIEJĄCĄ TRYBUNĄ GŁÓWNĄ, UTWARDZENIA TERENU ORAZ INSTALACJI KANALIZACJI DESZCZOWEJ KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE DZ. 4059/8 W RAMACH ZADANIA "MODERNIZACJA KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE, WARIANT 400m - CERTYFIKOWANY".**
ARDES INWESTYCJI	**STASZÓW, NR DZIAŁKI 4059/8** **OBRĘB 0001** **GMINA STASZÓW**
INWESTOR	**GMINA STASZÓW** **OPATOWSKA 31** **28-200 STASZÓW**
PROJEKTANT	**mgr inż. Piotr Frosztęga** **Upr. nr: PDK/0002/POOK/12**
SPRAWDZAJĄCY	**mgr inż. Jarosław Śliwa** **Upr. nr: K-166/01**

Kraków, kwiecień 2016

Spis treści

Część opisowa

1. Przedmiot i zakres opracowania
2. Podstawa formalna projektu
3. Podstawy merytoryczne opracowania
4. Układ konstrukcyjny obiektu budowlanego
5. Zastosowane schematy konstrukcyjne
6. Założenia przyjęte do obliczeń konstrukcji
7. Kategoria geotechniczna obiektu budowlanego
8. Rozwiązania konstrukcyjno-materiałowe podstawowych elementów konstrukcji
9. Materiały
10. Prace przygotowawcze na terenie działki
11. Zalecenia wykonawcze
12. Uwagi dodatkowe

SPIS RYSUNKÓW		
TYTUŁ	SKALA	NUMER
RZUT FUNDAMENTÓW	1:100	K-01
RZUT DACHU	1:100	K-02
PRZEKRÓJ KONSTRUKCJI	1:50	K-03
ZBROJENIE PALA ŻELBETOWEGO Stz.01	1:25	K-04
ZBROJENIE STOPY FUNDAMENTOWEJ Z TRZPIENIEM	1:25	K-05
SCHEMAT ELEMENTÓW WYSYŁKOWYCH	1:65	K-06
WIDOK Z GÓRY WIDOK Z PRZODU	1:50	K-07
WIDOK Z BOKU	1:25	K-08
PROFILE	1:10	K-09
BLACHY	1:10	K-10
WYSYŁKOWY - ELEMENT 1 SZTUK 12	1:10	K-11
WYSYŁKOWY - ELEMENT 2 SZTUK 1	1:10	K-12
WYSYŁKOWY - ELEMENT 3 SZTUK 2	1:10	K-13
WYSYŁKOWY - ELEMENT 4 SZTUK 6	1:10	K-14
WYSYŁKOWY - ELEMENT 5 SZTUK 2	1:10	K-15
WYSYŁKOWY - ELEMENT 6 SZTUK 1	1:10	K-16
WYSYŁKOWY - ELEMENT 7,9 SZTUK 3 ORAZ 3	1:10	K-17
WYSYŁKOWY - ELEMENT 8 SZTUK 11	1:10	K-18
WYSYŁKOWY - ELEMENT 10 SZTUK 12	1:10	K-19

1. Przedmiot i zakres opracowania.

Przedmiotem niniejszego opracowania jest Projekt Budowlany konstrukcyjny zadaszenia nad trybuną w ramach projektu:

„BUDOWA ZADASZENIA O KONSTRUKCJI STALOWEJ NAD ISTNIEJĄCĄ TRYBUNĄ GŁÓWNĄ, UTWARDZENIA TERENU ORAZ INSTALACJI KANALIZACJI DESZCZOWEJ KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE DZ. 4059/8 W RAMACH ZADANIA "MODERNIZACJA KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE, WARIANT 400m - CERTYFIKOWANY".”

2. Podstawa formalna projektu.

- Mapa zasadnicza sytuacyjno-wysokościowa do celów projektowych aktualizowana z uzbrojeniem
- Literatura fachowa i normy budowlane z zakresu objętego opracowania

3. Podstawy merytoryczne opracowania.

- Wizje lokalne
- Dokumentacja fotograficzna
- Rysunki architektoniczne

4. Układ konstrukcyjny obiektu budowlanego.

Układ konstrukcyjny zadaszenia to układ ramowy składający się z profili stalowych dwuteowych oraz odciągów. Ramy w rozstawie osiowym 6,50m stężone. Posadowienie za pośrednictwem fundamentów palowych ze stopą żelbetową.

5. Zastosowane schematy konstrukcyjne.

Obliczenia statyczno – wytrzymałościowe wykonano w oparciu o system bazujący na Metodzie Elementów Skończonych. Dyskretyzacji obszarów ciągłych dokonano elementami o 6 stopniach swobody w węźle.
Modele statyczne wykorzystane w obliczeniach to ramy płaskiej prętowej. Jako rodzaj podpory przyjęto utwierdzenie.

6. Założenia przyjęte do obliczeń w tym obciążeń.

Zasadnicze obciążenia przyjęte w obliczeniach:

- obciążenia stałe
  wg wytycznych architektonicznych
- obciążenie śniegiem - III strefa klimatyczna , PN-EN 1991-1-3
  obciążenia charakterystyczne S_k=1.2 kN/m^2
  obciążenia obliczeniowe od śniegu S_d=1,8 kN/m^2
- obciążenie wiatrem - I strefa wiatrowa (zależne od współczynnika kształtu dachu):
  charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru q_k=0.28 kN/m^2
  obliczeniowe obciążenie od wiatru P_{dp}=-1 kN/m^2 ssanie
- obciążenia użytkowe zadaszenia: wg PN-EN 1991-1-1
  obciążenie charakterystyczne p_k=0,3 kN/m^2,
  obciążenia obliczeniowe p_o=3.0 · 1.5=4.50 kN/m^2

7. Kategoria geotechniczna obiektu budowlanego.

Zgodnie Rozporządzeniem Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych na podstawie art. 34 ust. 6 pkt 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. – prawo budowlane (Dz. U. z 2016 r. nr 243, poz. 290) należy przyjąć, że w podłożu projektowanego obiektu panują proste warunki gruntowo-wodne, a projektowany obiekt należy zaliczyć do **II kategorii geotechnicznej.**

8. Rozwiązania konstrukcyjno-materiałowe podstawowych elementów konstrukcji budynku

8.1 Opis ogólny konstrukcji

Podstawowe parametry:
posadowienie pośrednie na palach
charakterystyka konstrukcji: układ ramowy, z kształtowników stalowych gorącowalcowanych pokrycie dachowe z blachy trapezowej na płatwiach stalowych zimnogiętych. Ramy w rozstawie 6,50 m stężone.

8.2 Fundamenty

Zaprojektowany posadowienie na palach żelbetowych o średnicy 600mm i dł. 2m. oraz na stopach fundamentowych o wymiarach 2900x2000mm i grubości 500mm stanowiących oczep dla pali. Ze stopy fundamentowej wypuszczony jest trzpień o przekroju 700x700 mm i wysokości 80cm, w którym osadzona jest marka stalowa do połączenia konstrukcji stalowej zadaszenia z fundamentem. Poziom posadowienia stopy fundamentowej wynosi -1,30 m. Szczegóły wykonania fundamentów przedstawiono na załączonych rysunkach konstrukcyjnych.

Bezpośrednio pod stopami wykonać warstwę z chudego betonu klasy min. C8/10 grubości 100mm. Na warstwie chudego betonu wykonać izolację z papy.
W przypadku odkrycia odsadzek lub kolizji z istniejącymi fundamentami należy skontaktować się z projektantem w celu dokonania rewizji.
Przekroje na rysunkach szczegółowych
Elementy żelbetowe fundamentów wykonać z betonu C25/30 oraz zbroić stalą A-IIIN.

8.3 Słupy

Przekroje na rysunkach szczegółowych
Słupy
Słup stalowy, stal S235 z profilu dwuteowego.

8.4 Odciągi

Przekroje na rysunkach szczegółowych
Odciągi
Odciąg stalowy, stal S235 z rury okrągłej.

8.5 Elementy konstrukcyjne zadaszenia

- Dźwigary stalowe z profili dwuteowych

Dźwigary stalowe zaprojektowano jako dwuteowe o zmiennej wysokości przekroju. Dźwigary połączone są ze słupem przez spawanie. Długość wysięgu dźwigara to 6,95m. Szczegóły wykonania dźwigarów, połączeń oraz łączników wg rysunków konstrukcyjnych.

- Płatwie stalowe

Płatwie nad zadaszeniem zaprojektowano z zetowników w rozstawie co 1,0m o przekroju Z200 i grubości blachy 2,5 mm. Połączenie z dźwigarem za pomocą kątowników oraz śrub M12.

- Stężenia

Stężenia zaprojektowano z prętów stalowych o średnicy 16mm. Lokalizacja i rozmieszczenie stężeń wg rysunków konstrukcyjnych.

8.6 Pokrycie

Pokrycie zaprojektowano z blachy trapezowej.

8.7 Zabezpieczenie antykorozyjne

- Elementy betonowe

Zabezpieczenia antykorozyjne wykonane będą na powierzchniach betonu, stykających się docelowo trwale z gruntem (klasa ekspozycji XC2). Zaprojektowano tradycyjną powłokę asfaltowa przeciwwilgociowa - smarowanie dwukrotne lepikiem asf. na gorąco lub lepik na zimno np. gruntowanie abizolem R i smarowane dwukrotnie abizolem P, albo inna powłoka równoważna.
Izolacja pozioma pod fundamentami - na betonie wyrównawczym po 2 warstwy papy asf. na lepiku asf. na gorąco lub np. abizolu KL albo 1x papa zgrzewalna podkładowa.

Po akceptacji inwestora można zastosować również powłoki o wyższym standardzie – w postaci mikrozapraw, folii lub bitumowe modyfikowane tworzywem sztucznym.

- Elementy stalowe.

Przewiduje się zabezpieczenie elementów stalowych powłokami malarskimi (kolory powłok wg architektury); ewentualnie powłoki metalizacyjne lub cynkowanie zanurzeniowe (pod powłoki lakiernicze) - mogą być zastosowane na życzenie inwestora.

Zasady ogólne:

- oczyszczenie gruntowanych powierzchni do stopnia Sa 2$^1/_2$ (strumieniowo-ścierne) - zgodnie z PN ISO 8501-1:1996;
- zabezpieczenie powierzchni zestawem malarskim dla środowiska 03 (warunki atmosfer. zewnętrzne) - zalecane powłoki poliwinylowe lub chlorokauczukowe (cyklokauczukowe) o grubościach minimalnych (suchej powłoki) - grunt 60 mm + nawierzchniowe 60 mm - grubość łączna do 160 mm;
- fragmenty podziemne i przyziemne do ok. 30-40 cm nad terenem wymagają zwiększenia grubości łącznej warstw nawierzchniowych do 180-200 mm;
- inne zestawy (epoksydowe, poliuretanowe) winien zaakceptować inwestor z uwagi na ceny lub oczekiwaną jakość (alkidowe).

obowiązujące normy PN EN ISO; polskie normy dotyczące zagadnienia to:

- przygotowanie powierzchni wg PN-70/H-97051
- ocena przygotowania powierzchni wg PN-70/H-97052
- powłoki malarskie wg PN-71/H-97053, PN-79/H-97070
- rozdział 8 normy PN-B-06200:1997.

W zasadzie wszystkie warstwy można wykonać w warsztacie; na budowie jedynie uzupełnienia w miejscach ewentualnych uszkodzeń transportowych.

Polskie normy dotyczące zagadnienia to:

- przygotowanie powierzchni wg PN-ISO 8501-1, 8504-2, PN-70/H-97051.
- ocena przygotowania powierzchni wg PN-70/H-97052.
- powłoki malarskie wg PN-71/H-97053, PN-79/H-97070.
- rozdział 8 normy PN-B-06200:2002.

9. Materiały

Elementy żelbetowe.

Beton: C25/30 (B30)
Podbeton: C8/10 (B10)
Stal zbrojeniowa: A-IIIN 34GS, BSt500

10. Prace przygotowawcze na terenie działki

Przed przystąpieniem do realizacji zamierzenia należy przeprowadzić szereg prac przygotowawczych na terenie działki. Pierwszą czynnością, jaką należy wykonać po przejęciu od Inwestora placu budowy jest wykonanie ogrodzenia oraz zamontowanie tymczasowych budynków socjalno-biurowych. Następnie można przystąpić do oczyszczenia terenu objętego zakresem robót z zieleni, humusu, zbędnych

materiałów składowanych na terenie itp. oraz wyznaczenia dróg komunikacyjnych i miejsc składowania materiałów budowlanych niezbędnych do realizacji robót.
Po weryfikacji parametrów podłoża należy rozważyć i zaplanować sposób wykonania wykopu. Dno wykopu chronić przed sączeniami wód gruntowych poprzez wykonanie sączków oraz systemu kanalików odwadniających.
Wszelkie roboty należy prowadzić z zachowaniem przepisów Bezpieczeństwa i Ochrony Zdrowia oraz Bezpieczeństwa i Higieny Pracy, pod nadzorem osoby posiadającej uprawnienia do prowadzenia robót budowlanych oraz (o ile konieczne) Inspektora Nadzoru Inwestorskiego.

11. ZALECENIA WYKONAWCZE

a. Uwagi ogólne

Przed przystąpieniem do robót Kierownik budowy oraz Inspektor Nadzoru budowy winni dokładnie zaznajomić się z całością dokumentacji technicznej, zwracając uwagę na jej powiązanie z opracowaniami branżowymi. Wszelkie uwagi przedstawić Projektantowi przed rozpoczęciem robót.
Na tym etapie należy ponadto opracować (na podstawie niniejszego projektu oraz architektury) projekt technologii i organizacji robót budowlano-montażowych i zgodnie z nim prowadzić roboty budowlane. Powyższy opis techniczny i wytyczne dotyczące realizacji obejmują najważniejsze elementy budowlane i konstrukcyjne projektowanego obiektu.

Wszystkie prace budowlane należy przeprowadzić pod kontrolą kierownictwa budowy. W przypadku zaistnienia nowych, nieprzewidzianych wcześniej okoliczności mających wpływ na prowadzone prace budowlane, należy skontaktować się z autorami niniejszego opracowania. Odstępstwa od projektu lub zmiany w zakresie zastosowanych technologii należy uzgadniać z właściwymi projektantami. Podane do zastosowania wyroby mogą być zastąpione produktami równowartościowymi, pod warunkiem dostarczenia ich wzorów i ich dopuszczenia przez projektanta oraz przedstawiciela inwestora.
Wykonawstwo robót budowlanych realizowane musi być zgodnie z obowiązującymi przepisami prawa budowlanego oraz BHP, przy czym stosować się należy do wszystkich uznanych reguł sztuki budowlanej, a całość realizacji odpowiadać musi najnowszemu poziomowi techniki budowlanej. Przestrzegać należy wszystkich ustaleń zawartych w decyzji pozwolenia na budowę. Do realizacji budynku należy stosować wyłącznie materiały posiadające ważne atesty i certyfikaty wydane przez Instytut Techniki Budowlanej. Materiały stykające się z żywnością muszą posiadać atest PZH.
Przed końcowym odbiorem robót wykonawca zobowiązany jest dostarczyć niezbędne atesty i dopuszczenia do stosowania dla wszystkich zastosowanych materiałów oraz próbki wytrzymałościowe betonu, protokoły odbiorów branżowych i specjalistycznych.
Rozformowanie elementów żelbetowych można przeprowadzić po uzyskaniu przez beton 2/3 wytrzymałości gwarantowanej.

Ogólne uwagi dotyczące BHP podczas robot budowlanych
Wszystkie prace należy wykonywać zgodnie z Polskimi Normami, Przepisami Technicznymi, Przepisami BHP i Sztuką Budowlaną.

Przed przystąpieniem do robót każdy pracownik musi zostać przeszkolony w zakresie przepisów obowiązujących na budowie. W czasie wykonywania robót należy przestrzegać przepisów zawartych w Rozporządzeniu Ministerstwa Infrastruktury z dnia 06.02.2003r. w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy podczas wykonywania robót budowlanych (Dz. U. nr 47, poz. 401).
Obowiązujące warunki ogólne BHP powinny być w razie potrzeby uzupełnione przez kierownictwo budowy dodatkowymi wymaganiami wynikającymi ze specyfiki i warunków miejscowych prowadzenia robót. W zakresie ochrony przeciwpożarowej wykonawca robót montażowych na terenie budowy ma obowiązek stosowania się do aktów normatywnych. W szczególności prace spawalnicze należy uzgadniać z miejscowym oddziałem Straży Pożarnej i wykonać niezbędne zabezpieczenia prac montażowych.

Roboty ziemne i fundamentowe
W trakcie prowadzenia robót ziemnych i fundamentowych należy przestrzegać następujących zasad:
roboty ziemne wykonywać w porze suchej, w temperaturach dodatnich nie dopuszczając do nadmiernego zawilgocenia (szczególnie zalania wodą opadową, itp.) i przemarznięcia wykopu,
w przypadku wystąpienia w wykopie fundamentowym w poziomie posadowienia wody gruntowej, należy wykonać odwodnienie a „naruszone" warstwy gruntu zastąpić chudym betonem,
ostatnie 30cm grubości wykopu wybrać lekkim sprzętem bezpośrednio przed wykonaniem warstw podbudowy; w żadnym przypadku nie wolno posadowić na warstwie gruntu naruszonego,
odsłonięte podłoże gruntowe należy przykryć warstwą chudego betonu o grubości co najmniej 10cm, co stanowi jednocześnie podbeton pod fundamenty,
w celu nie dopuszczenia do uplastycznienia gruntu pod ławami i stopami, podbeton należy wylewać na szerokość min. 20cm większą od wszystkich krawędzi fundamentów,
naruszone części podłoża gruntowego pod fundamentami, w szczególności wokół rur instalacyjnych, należy usunąć i wypełnić chudym betonem,
podczas przechodzenia pod fundamentami instalacjami nie dopuścić do tego, aby w naruszonym wokół rury gruncie mogła migrować pod budynek woda gruntowa,
w przypadku występowania w dnie wykopu soczewek gruntów nienośnych (np. kurzawki, torfu, itp.) lub innych niekorzystnych zjawisk geologicznych, należy powiadomić uprawnionego geotechnika dokonującego odbiorów podłoża gruntowego oraz Projektanta, którzy w porozumieniu z przedstawicielem Wykonawcy oraz Inwestora uzgodnią sposób wzmocnienia podłoża,
w bezpośrednim sąsiedztwie wybudowanych już elementów konstrukcji oraz istniejącej zabudowy podłoże zagęszczać metodami bezudarowymi (np. walcami statycznymi),
roboty ziemne i fundamentowe wykonywać pod ścisłym nadzorem geotechnicznym - dno wykopów powinno zostać odebrane i skonfrontowane z dokumentacja geotechniczna przez geotechnika wykonującego badania gruntowe,
w trakcie robót fundamentowych należy rozpatrywać równocześnie dokumentację zawierającą rysunki architektury, instalacje odgromową oraz instalacje c.o., wod-kan. i inne, stanowiące integralną całość projektową.

Elementy betonowe i żelbetowe

Podczas betonowania należy zagęszczać beton a następnie pielęgnować go w okresie wiązania betonu zgodnie z „Warunkami Technicznymi Wykonywania i Odbioru Robót Budowlano-Montażowych". Do zbrojenia stosować stal bez powłoki z tlenku żelaza, zmniejszającej przyczepność stali do betonu (dopuszcza się tylko niewielkie spatynowanie powierzchni stali).

W trakcie prowadzenia robót betonowych należy przestrzegać następujących zasad:

w celu uniknięcia występowania raków oraz obniżenia wytrzymałości betonu, stosowany beton winien spełniać warunki normowe dotyczące składu, próbek, właściwości oraz użytego cementu. Zaleca się, aby beton sprowadzany z betoniarni został dodatkowo sprawdzony przez Wykonawcę w celu kontroli jego wytrzymałości,

zastosowanie domieszek do betonu uzależnione jest od wykonawcy, są wynikiem opracowanej technologii wykonania obiektu, panującej temperatury, tempa prac budowlanych,

po ułożeniu beton pielęgnować np. przez przykrycie folią i zraszanie wodą. W przypadku bardzo wysokich lub niskich temperatur powierzchnie betonu osłaniać np. matami słomianymi. Okres pielęgnacji zależy od panujących temperatur, lecz nie powinien być krótszy niż 7 dni. Ściany fundamentowe powinny pozostać w szalunkach przynajmniej przez trzy dni. Wcześniejsze rozszalowanie może spowodować powstanie rys skurczowych,

należy ściśle przestrzegać okresów od momentu zabetonowania danego elementu do czasu jego rozszalowania i obciążenia, gdyż:

wczesne demontowanie szalunków ścian fundamentowych powoduje ich szybkie wysychanie, co bardzo często prowadzi do powstawania pionowych, przelotowych rys skurczowych; rysy te mogą obejmować całą wysokość elementu lub występować tylko w jej dolnej części,

demontowanie szalunków po upływie kilku dni i zastępowanie ich pojedynczymi punktowymi podporami zmienia schemat statyczny elementu konstrukcyjnego i może powodować nadmierne wytężenie jeszcze nie w pełni związanego betonu a w efekcie mikrouszkodzenia jego wewnętrznej struktury; może to prowadzić do powstawania nadmiernych ugięć. Zjawisko to potęgowane jest bardzo wysokim współczynnikiem pełzania charakteryzującym młody beton,

niedopuszczalne jest dociążanie elementów konstrukcyjnych betonowych przed upływem 28 dni od momentu zabetonowania lub przed uzyskaniem przez beton minimum 80% projektowanej wytrzymałości. Odkształcenia elementów konstrukcyjnych ze względu na młody wiek betonu i mikrouszkodzenia jego struktury mogą być większe niż wynika to z obliczeń,

prowadzenie robót wykończeniowych bezpośrednio po zakończeniu realizacji stanu surowego lub jeszcze w trakcie wznoszenia obiektu prowadzi zazwyczaj do powstawania uszkodzeń elementów wykończeniowych; w pierwszym okresie „życia" konstrukcji dochodzi do powstawania znacznych wartości odkształceń poszczególnych elementów budowli związanych z:

narastaniem obciążeń pionowych w trakcie wznoszenia budynku,

zachodzeniem procesów reologicznych,

odparowywaniem oraz wiązaniem wilgoci zawartej w elementach żelbetowych,

tzw. „dopasowywaniem się" elementów konstrukcji do przykładanych do nich obciążeń;

- Pielęgnacja betonu

Ułożony beton należy utrzymywać w stałej wilgoci przez okres co najmniej 3 dni przy stosowaniu cementu glinowego, 7 dni przy stosowaniu cementu portlandzkiego, 14 dni przy stosowaniu cementów hutniczych i starczano – żużlowych.
Polewanie betonu normalnie twardniejącego wodą należy rozpocząć po 24 godzinach od chwili od jego ułożenia
Elementy i konstrukcje należy po zakończeniu obróbki cieplnej doprowadzić do pełnego nawilżenia wodą i w tym stanie utrzymać je najmniej przez 3 dni. Woda użyta do polewania betonów po zakończeniu naparzania powinna mieć odpowiednią temperaturę, dostosowaną do temperatury elementu.
Duże masy betonowe powinny być polewane wodą według specjalnie opracowanych instrukcji.

Przy prowadzeniu robót betonowych w niskich temperaturach obowiązuje przestrzeganie następujących warunków:
Betony narażone na bezpośrednie działanie wilgoci i mrozu powinny przy obniżeniu się ich temperatury poniżej –1C wykazywać wytrzymałość na ściskanie równą co najmniej:
- 80 kg/cm2 przy
C/W> 1,8
- 100 kg/cm2 przy
C/W< 1,8
Betony chronione przed zawilgoceniem w czasie działania mrozu powinny w chwili, gdy temperatura ich spada poniżej –1C, odznaczać się takim stopniem stwardnia, jaki uzyskuje się po upływie 1 doby w temperaturze +18 C.

Wykopy

Ogólne zasady wykonywania wykopów:

Metoda wykonywania wykopów powinna być dobrana do zakresu robót, rodzaju, rozmiarów i głębokości wykopów, ukształtowania terenu, rodzaju gruntu oraz posiadanego sprzętu mechanicznego. Przed przystąpieniem do wykonywania wykopów należy sprawdzić poziom wody gruntowej w miejscu wykonywania robót i uwzględnić ciśnienie spływowe, które może powodować utrudnienie robót i naruszenie równowagi skarp wykopu lub zbocza. Wykopy tymczasowe powinny być wykonywane bezpośrednio przed wykonaniem przewidzianych w nich robót i szybko zlikwidowane przez zasypanie. Szczególną uwagę należy zwrócić na występowanie w podłożu gruntów ekspansywnych. Źródła wody odsłonięte przy wykonywaniu wykopów należy ująć za pomocą rowów lub drenów i odprowadzić rowami poza teren robót. Wykopy o głębokości powyżej 4,0 m należy wykonywać stopniami (piętrami) z tym, że z każdego stopnia powinien być urządzony wyjazd dla środków transportowych oraz przewidziane odprowadzenie wody uniemożliwiające spływanie jej na stopnie położone niżej. Przy ręcznym odspajaniu gruntu zaleca się wykonywanie stopni o wysokości nie większej niż 1,5 m. Ściany wykopów należy tak kształtować lub obudowywać, aby nie nastąpiło obsunięcie się gruntu; należy przy tym uwzględnić wszystkie oddziaływania i wpływy,

które mogłyby naruszać stateczność gruntu. Stateczność ścian lub skarp powinna być zachowana w każdej porze roku. Ściany wykopu nie mogą być podkopywane; powstałe nawisy, jak również odsłonięte przy wydobywaniu gruntu głazy narzutowe, resztki budowli, fragmenty nawierzchni dróg itp., które mogą spaść lub ześlizgnąć się, należy niezwłocznie usunąć.
Sposób zabezpieczenia ścian wykopu należy ustalać w zależności od:
- rodzaju gruntu, - głębokości wykopu, - wymiarów wykopu w planie, - przewidywanych niekorzystnych oddziaływań i obciążeń, - czasu trwania wykopu (tymczasowy, stały), - warunków miejscowych, - kalkulacji kosztów. Obudowa wykopu powinna odpowiadać stawianym jej wymaganiom. Rodzaj i materiał obudowy oraz wymiary elementów, przyjęte w następstwie przeprowadzonych obliczeń statycznych, powinny być podane w projekcie.
Jeśli przewiduje się ruch ludzi wzdłuż górnych krawędzi wykopów, należy ukształtować podłużne pasy o szerokości co najmniej 0,60 m, na których nie powinien znajdować się ukopany grunt ani
inne przeszkody. W przypadku wykopów o głębokości do 0,80 m można wykonać taki pas tylko po jednej stronie. W przypadku wykonywania wykopów w bezpośrednim sąsiedztwie istniejących konstrukcji, a szczególnie gdy ich głębokość jest większa niż głębokość posadowienia tych konstrukcji, należy zastosować środki zabezpieczające przed osiadaniem i odkształceniem tych konstrukcji. Minimalna odległość krawędzi dna wykopu od pionowej ściany fundamentu konstrukcji posadowionej powyżej dna wykopu, jeżeli nie przewiduje się specjalnych zabezpieczeń, powinna być obliczona. W przypadku wykonywania wykopów fundamentowych dla dwóch lub kilku konstrukcji położonych blisko siebie należy rozpoczynać roboty ziemne od wykopów dla konstrukcji głębiej posadowionej. W przypadku wykopów o głębokości większej niż 1,25 m należy w odstępach do 20 m zapewnić wyjścia z nich przy użyciu, np. drabin lub schodków.
W przypadku, gdy przewiduje się obniżenie zwierciadła wody gruntowej poniżej dna i wykop wykonywany pod wodą stanowi wstępną fazę robót, należy go wykonać do głębokości o ok. 50 cm mniejszej niż projektowana głębokość dna i dokończyć oraz wykonać ewentualne zabezpieczenia dopiero przy obniżonym zwierciadle wody gruntowej. W przypadku lokalizacji drogi wzdłuż wykopu, w zasięgu klina odłamu gruntu, należy przeprowadzić obliczenia z uwzględnieniem najniekorzystniejszego oddziaływania parcia gruntu przy obciążonym naziomie na obudowę wykopu. W przypadku wykonywania wykopów sprzętem przekazującym drgania na podłoże gruntowe należy ocenić wpływ tych drgań na istniejące konstrukcje. Dno i skarpy lub ściany wykopów stałych należy trwale umocnić.

Kategorie urabialności gruntów Grunty i skały podzielono na siedem kategorii w zależności od specyfiki i stopnia trudności urabiania w złożu.

Kategoria 1: Gleba Wierzchnia warstwa gruntu zawierająca oprócz materiałów nieorganicznych: żwiru, piasku, pyłu, iłu, również części organiczne: próchnicę (humus) oraz organizmy żywe.
Kategoria 2: Grunty płynne Grunty w stanie płynnym, trudno oddające wodę.
Kategoria 3: Grunty łatwo urabialne a) grunty niespoiste i mało spoiste: grunty frakcji żwirowej lub piaskowej oraz ich mieszaniny, z domieszką do 15 % cząstek frakcji pyłowej i

iłowej, zawierające mniej niż 30 % kamieni i głazów o objętości do 0,01 m3 (co odpowiada kuli o średnicy'" 0,30 m), b) grunty organiczne o małej zawartości wody, dobrze rozłożone, słabo skonsolidowane.
Kategoria 4: Grunty średnio urabialne a) mieszaniny frakcji żwirowej, piaskowej, pyłowej i iłowej, zawierające więcej niż 15 % cząstek frakcji pyłowej i iłowej, b) grunty spoiste o wskaźniku plastyczności Ip:; 15 %, w stanie od plastycznego do półzwartego, zawierające nie więcej niż 30 % kamieni i głazów o objętości do 0,01 m3, c) grunty organiczne skonsolidowane ze szczątkami drzew.
Kategoria 5: Grunty trudno urabialne a) grunty jak w kategorii 3 i 4, lecz zawierające więcej niż 30 % kamieni i głazów o objętości do 0,01 m3, b) grunty niespoiste i spoiste zawierające mniej niż 30% głazów o objętości od 0,01 m3 do 0,1 m3 (objętość 0,1 m3 odpowiada kuli o średnicy'" 0,60 m), c) grunty bardzo spoiste (WL?: 70 %), w stanie od plastycznego do półzwartego (0,50 ?: IL?: O).
Kategoria 6: Skały łatwo urabialne i porównywalne rodzaje gruntu a) skały mające wewnętrzną cementację ziarn, lecz mocno spękane, łamliwe, kruche, łupkowate, miękkie lub zwietrzałe, b) porównywalne grunty zwięzłe lub zestalone (np. przez wyschnięcie, zamrożenie, związanie chemiczne), spoiste lub niespoiste, c) grunty niespoiste i spoiste zawierające więcej niż 30 % głazów o objętości od 0,01 m3 do 0,1 m3.
Kategoria 7: Skały trudno urabialne a) skały mające wewnętrzną cementację ziarn i dużą wytrzymałość strukturalną, lecz spękane lub zwietrzałe, b) zwięzłe, nie zwietrzałe łupki ilaste, warstwy zlepieńców, hutnicze hałdy żużlowe itp.
c) głazy o objętości powyżej 0,1 m3.
Wymiary wykopów:

Wymiary wykopów w planie powinny być dostosowane do:
- wymiarów fundamentów w planie lub średnicy przewodu, -głębokości wykopu, - zakresu i technologii robót, które mają być wykonywane w wykopie, - rodzaju gruntu i sposobu zabezpieczenia ścian wykopu (obudowa, bezpieczne nachylenie skarp), - szerokości potrzebnej przestrzeni roboczej. Szerokość przestrzeni roboczej w wykopach obudowanych nie powinna być mniejsza niż 0,50 m, a w przypadku gdy na ścianach konstrukcji ma być wykonywana izolacja - nie mniejsza niż 0,80 m.Minimalna szerokość dna wykopu dla przewodów podziemnych o głębokości od 1,0 m do 1,25 m bez przestrzeni roboczej powinna wynosić 0,60 m, a w przypadku układania rurociągów i drenaży co najmniej po 0,30 m z każdej strony.

Nienaruszalność struktury gruntu w dnie wykopu:

W celu ochrony struktury gruntu w dnie wykopu należy wykonywać wykopy do głębokości mniejszej od projektowanej co najmniej o 20 cm, a w wykopach wykonywanych mechanicznie o 30 cm do 60 cm w zależności od rodzaju gruntu. Pozostawiona warstwa powinna być usunięta bezpośrednio przed wykonaniem fundamentów lub ułożeniem urządzeń instalacyjnych. W przypadku wykonania wykopu o głębokości większej niż przewidywana, należy zastosować odpowiednie środki zapewniające wymaganą nośność podłoża w poziomie posadowienia konstrukcji (np. odpowiednio zagęszczona lub stabilizowana spoiwem podsypka piaskowo-żwirowa, albo warstwa chudego betonu).

Wykopy nie obudowane:

Wykopy nie obudowane o ścianach pionowych ,wykopy o ścianach pionowych albo ze skarpami o nachyleniu większym od bezpiecznego, bez podparcia lub rozparcia mogą być wykonywane w skałach i w gruntach nienawodnionych, z wyjątkiem ekspansywnych iłów, gdy teren nie jest osuwiskowy i gdy przy wykopie, w pasie o szerokości równej głębokości wykopu, naziom nie jest obciążony, a głębokość wykopu nie przekracza:
4,0 m - w skałach litych odspajanych mechanicznie, 1,0 m - w rumoszach, wietrzelinach, w skałach spękanych i w nienawodnionych piaskach, 1,25 m - w gruntach spoistych i w mieszaninach frakcji piaskowej z iłową i pyłową o Ip::; 10 % (mało spoistych, takich jak piaski gliniaste, pyły, lessy, gliny zwałowe). Wykopy ze skarpami o bezpiecznym nachyleniu Wykopy ze skarpami o bezpiecznym nachyleniu należy wykonywać wówczas, gdy nie są spełnione wszystkie warunki z 3.4.5.1 i gdy nie przewiduje się podparcia lub rozparcia ścian.
Jeżeli w projekcie nie ustalono inaczej, dopuszcza się stosowanie następujących bezpiecznych nachyleń skarp wykopów tymczasowych o głębokości do 4 m:
a) 1: 0,5 - w iłach i mieszaninach frakcji iłowej z piaskową i pyłową, zawierających powyżej 10 % frakcji iłowej (zwięzłych i bardzo spoistych: iłach, glinach), w stanie co najmniej twardoplastycznym, b) 1: 1 - w skałach spękanych i rumoszach zwietrzelinowych, c) 1: 1,25 - w mieszaninach frakcji piaskowej z iłową i pyłową o Ip::; 10% (mało spoistych, jak piaski gliniaste, pyły, lessy, gliny zwałowe) oraz w rumoszach zwietrzelinowych zawierających powyżej 2 % frakcji iłowej (gliniastych), d) 1: 1,5 - w gruntach niespoistych oraz w gruntach spoistych w stanie plastycznym.
Nachylenie skarp wykopu o głębokości większej niż 4 m należy przyjmować na podstawie obliczeń stateczności skarpy.
W przypadku wykopów ze skarpami o bezpiecznym nachyleniu powinny być spełnione następujące wymagania:
- w pasie przylegającym do górnej krawędzi skarpy, o szerokości równej trzykrotnej głębokości wykopu, powierzchnia terenu powinna mieć spadki umożliwiające łatwy odpływ wody opadowej od krawędzi wykopu, - podnóże skarpy wykopów w gruntach spoistych powinno być zabezpieczone przed rozmoczeniem wodami opadowymi przez wykonanie w dnie wykopu, przy skarpie, spadku w kierunku środka wykopu, - naruszenie stanu naturalnego gruntu na powierzchni skarpy, np. rozmycie przez wody opadowe, powinno być usuwane z zachowaniem bezpiecznych nachyleń w każdym punkcie skarpy, - stan skarp należy okresowo sprawdzać w zależności od występowania czynników działających destrukcyjnie (opady, mróz itp.).
Nachylenie skarp wykopów stałych nie powinno być większe niż:
1: 1,5 - przy głębokości wykopu do 2 m, 1: 1,75 - przy głębokości wykopu od 2 m do 4 m,
1: 2 - przy głębokości wykopu od 4 m do 6 m.
Większe nachylenie skarp należy uzasadnić obliczeniami stateczności.
Stateczność skarp i dna wykopu głębszego niż 6 m zawsze powinna być sprawdzona obliczeniowo.

Wykopy obudowane:

Jeśli nie są spełnione warunki podane dla wykopów nie obudowanych , to ściany wykopów należy zabezpieczyć przed osunięciem się gruntu obudową z podparciem lub rozparciem. Należy przy tym uwzględnić wszystkie możliwe oddziaływania i wpływy, które mogą naruszyć stateczność ścian wykopu i ich obudowy. Przy wykonywaniu wykopów obudowanych (podpartych lub rozpartych) powinny być zachowane następujące wymagania:
- górne krawędzie elementów przyściennych powinny wystawać ponad teren co najmniej na 10 cm dla ochrony przed wpadaniem do wykopu gruntu lub innych przedmiotów, - rozpory powinny być trwale umocowane w sposób uniemożliwiający ich spadnięcie, - powinny być zapewnione odpowiednio przystosowane awaryjne wyjścia z dna wykopu, - w każdej fazie robót pracownicy powinni znajdować się w obudowanej części wykopu, - w razie potrzeby dokonywania pośredniego przerzutu urobku należy w pionie zbudować pomosty.

3.4.6.3 Stateczność obudowy musi być zapewniona w każdym stadium robót, od rozpoczęcia wykopu i konstruowania obudowy do osiągnięcia projektowanego dna wykopu, a następnie do całkowitego zapełnienia wykopu i usunięcia obudowy.

Składowanie ukopanego gruntu:

Ukopany grunt powinien być niezwłocznie przetransportowany na miejsce przeznaczenia lub na odkład przewidziany do zasypania wykopu po jego zabudowaniu.Składowanie ukopanego gruntu bezpośrednio przy wykonywanym wykopie jest dozwolone tylko w przypadku wykopu obudowanego, gdy obudowa została obliczona na dodatkowe obciążenie odkładem gruntu. Odkłady gruntu powinny być wykonywane w postaci nasypów o wysokości do 2 m, o nachyleniu skarp 1:1,5 i spadku korony 2 do 5 %.
Zabezpieczanie skarp wykopów stałych W przypadku wykopów stałych należy zapewnić:
- stałe odwodnienie wykopu, - zabezpieczenie przed rozmyciem terenu u podnóża i ponad skarpą w pasie o szerokości równej głębokości wykopu, jeśli projekt nie przewiduje inaczej, - zabezpieczenie skarp przed erozją.

Zasypywanie wykopów:

Jeśli w projekcie nie ustalono inaczej, zaleca się zasypać wykop gruntem uprzednio wydobytym z tego wykopu;
materiał zasypki nie powinien być zmarznięty ani zawierać zanieczyszczeń (np. torfu, darniny, korzeni, odpadków budowlanych itp. materiałów).
Zasypywanie wykopu należy wykonywać warstwami, które po ułożeniu powinny być zagęszczone; miąższość warstw zasypki powinna być wybrana w zależności od przyjętej metody zagęszczania. Nasypywanie warstw gruntu i ich zagęszczanie w pobliżu ścian obiektów powinno być dokonywane w taki sposób, aby nie spowodowało uszkodzenia ściany lub izolacji wodochronnej albo przeciwwilgociowej, jeśli taka została wykonana.

Jeżeli w zasypywanym wykopie znajduje się przewód lub rurociąg, to użyty materiał i sposób zasypania nie powinien spowodować uszkodzenia lub przemieszczenia przewodu ani uszkodzenia izolacji (wodochronnej, przeciwwilgociowej, cieplnej).

Rozbiórka obudowy ścian wykopów:

Rozbiórka obudowy ścian lub skarp wykopów powinna być przeprowadzana etapowo, w miarę zasypywania wykopu, poczynając od dna.
Obudowę ścian wykopów można usunąć za każdym razem na wysokość nie większą niż:
- 0,5 m - z wykopów w gruntach spoistych, - 0,3 m - z wykopów w innych gruntach.
Pozostawienie obudowy w gruncie jest dopuszczalne tylko w przypadku braku technicznych możliwości jej usunięcia lub wtedy, gdy wydobywanie elementów obudowy zagraża bezpieczeństwu pracy albo konstrukcji wykonywanego lub sąsiedniego obiektu.

12. Uwagi dodatkowe

Obowiązują wszystkie uwagi zawarte w niniejszym opisie technicznym, na rysunkach i arkuszach obliczeniowych.

Wszystkie prace budowlane i montażowe wykonać zgodnie z zasadami BHP, odpowiednimi wytycznymi normowymi, ogólnymi zasadami wiedzy technicznej i pod nadzorem osoby uprawnionej.

Wszystkie materiały konstrukcyjne powinny posiadać odpowiednie dokumenty potwierdzające ich właściwe parametry wytrzymałościowe.

Projektant: **mgr inż. Piotr Frosztęga**
Upr. nr: PDK/0002/POOK/12

Sprawdzający: **mgr inż. Jarosław Śliwa**
Upr. nr: K-166/01

Legenda opisu elementów:

Stz.-01	- pal żelbetowy	**. –** numeracja elementu
Sf.-01…	– stopa żelbetowa	**. –** numeracja elementu
Ss.-01	– słup stalowy	**. –** numeracja elementu
Bs.-01	– belka stalowa	**. –** numeracja elementu
Os.-01	– odciąg stalowy	**. –** numeracja elementu

Tablica 1.Obciążenie wiatrem – wg PN-EN 1991-1-4

	char.	γ_f	obl.	[kN/m^2]
Strefa III q_k=0,28 (kPa) teren B C_e=0,80 ⍰ = 1,8 – konstrukcja niepodatna na działanie porywów wiatru				
Połać nawietrzna (ssanie) C_z= -2,5 *0,28 · 0,80 · (-2,5) · 1,80 = - 1,00 kN/m^2*	-1,00	1,50	- 1,5	
OGÓŁEM:	**1,00**		**-1,50**	**[kN/m2]**

Tablica 2. Obciążenie śniegiem — wg PN-EN 1991-1-3

- stałe:	char.	γ_f	obl.	[kN/m^2]
zmienne: śnieg obc. charakterystyczne s_k = 1,5 *kN/m^2* wsp ekspozycji C'_e = 1,0 wsp termiczny C'_t = 1,0 wsp kształtu dachu μ_1 = 0,8 *S_k =1,5·1,0·1,0·0,8= 1,2*	1,2	1,50	1,8	
OGÓŁEM:	**1,20**		**1,80**	**[kN/m2]**

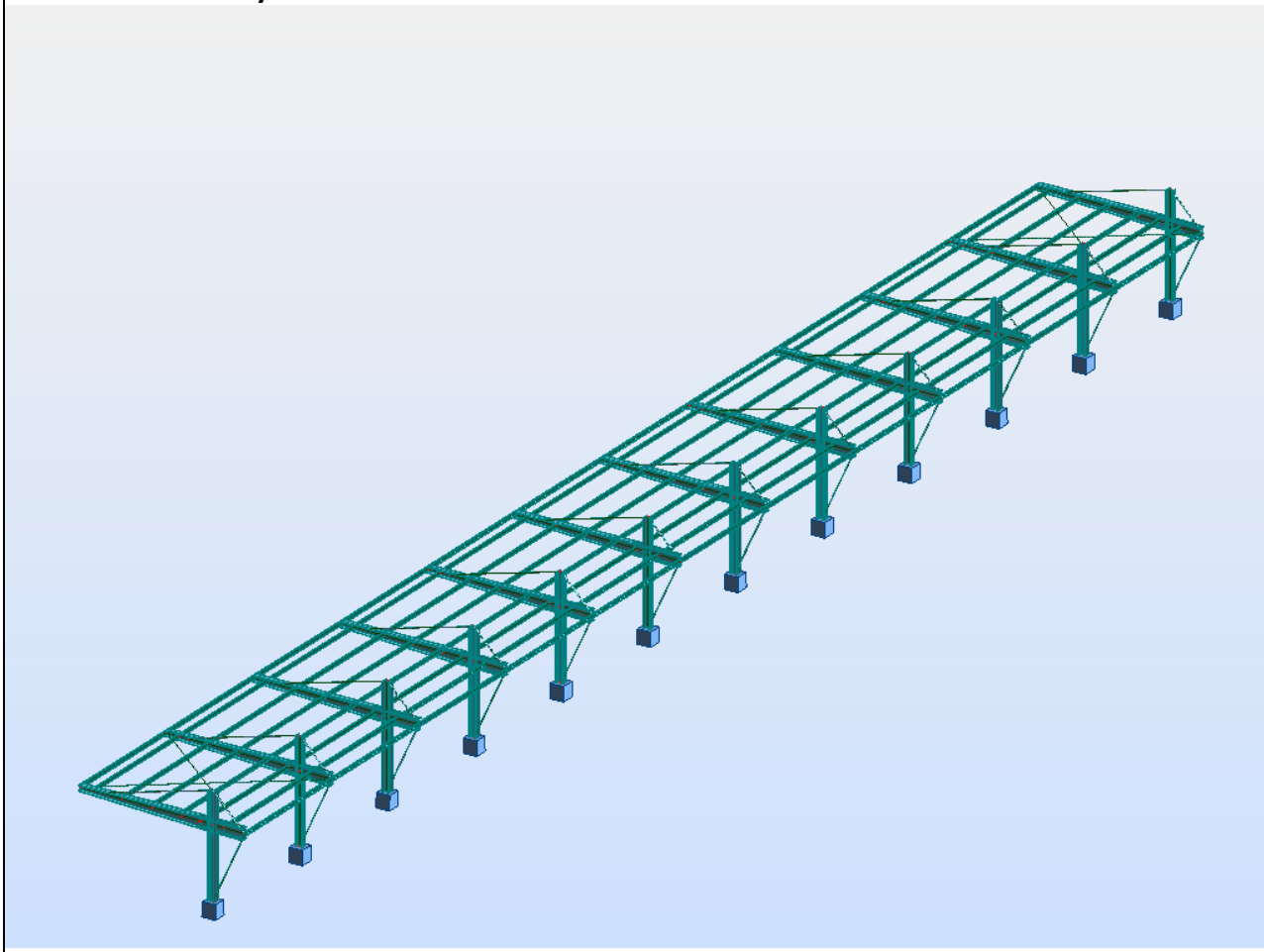
Tablica 3. – Obciążenie stałe – konstrukcja pokrycia dachu – wg PN-EN 1991-1-1

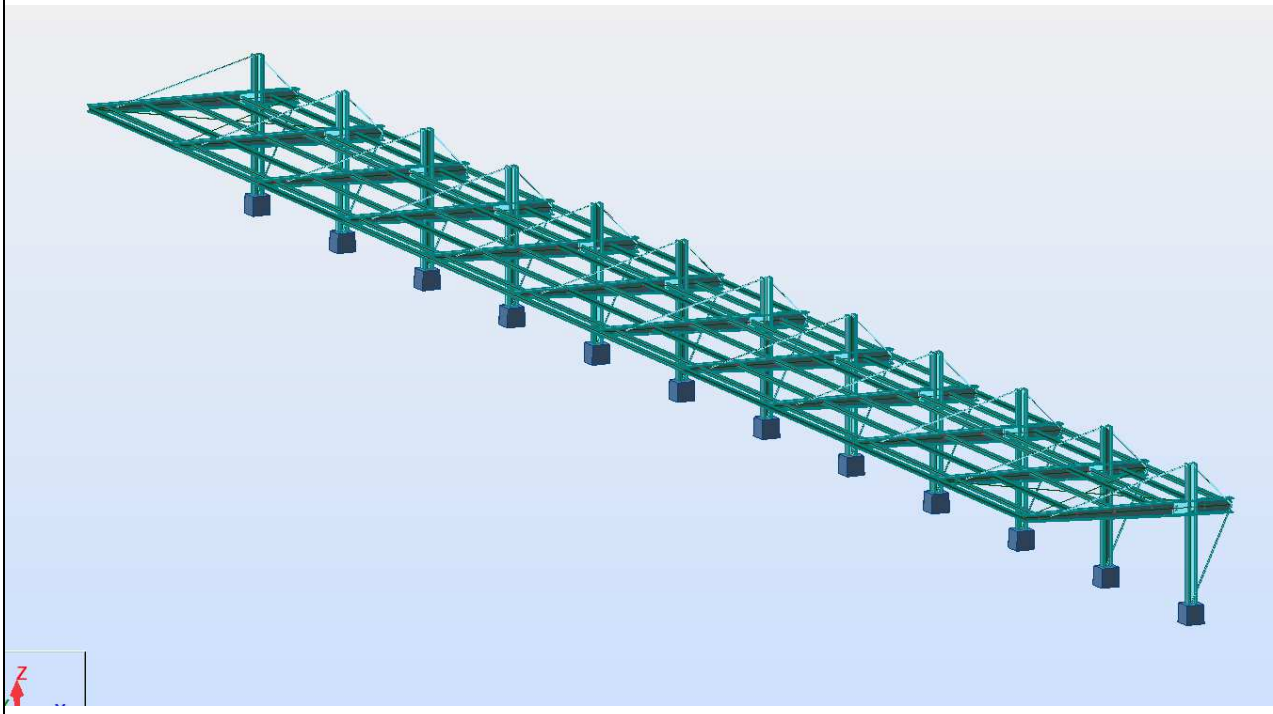
- stałe:	char.	γ_f	obl.	[kN/m^2]
Ciężar pokrycia – Blacha trapezowa *0,12 kN/m^2*	0,12	1,35	0,16	
Dzwigar z profilu stalowego dwuteowego *1,2kN/m/ 6,5m = 018kN/m^2*	0,18	1,35	0,24	
Płatwie z dwuteowników stalowych *0,16kN/m/ 1,4m = 0,11kN/m^2*	0,11	1,35	0,15	
OGÓŁEM:	**0,41**		**0,55**	**[kN/m2]**

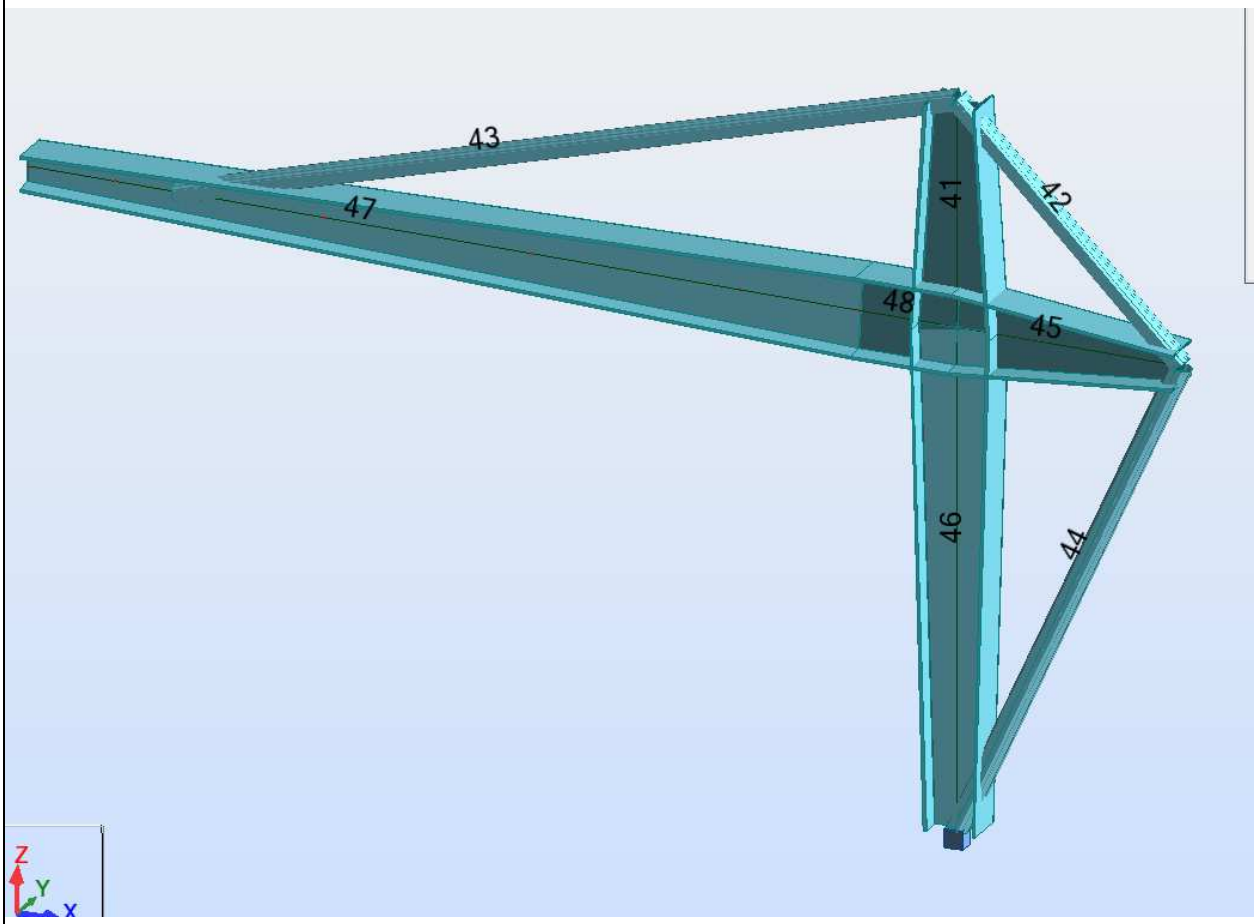
Tablica 4. – Obciążenie zmienne, użytkowe wg PN-EN 1991-1-1

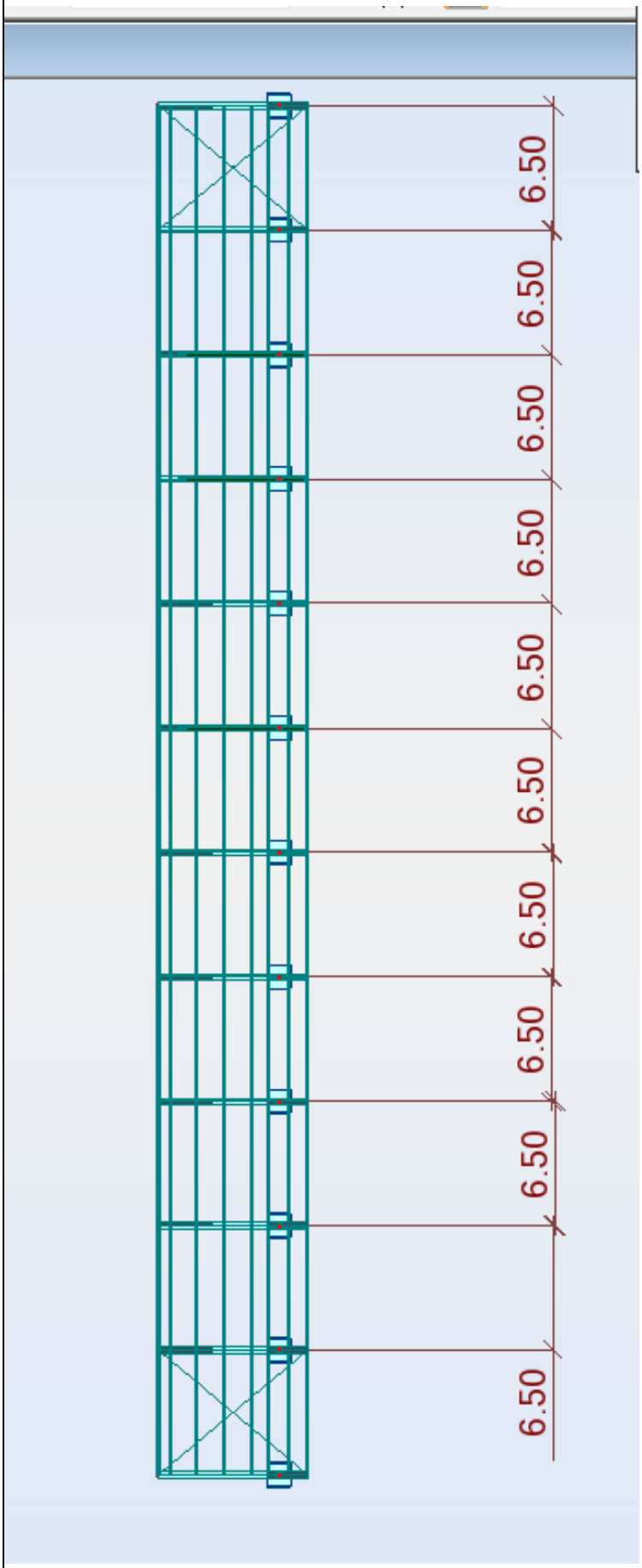
Zmienne na strop:				
Obciążenie użytkowe technologiczne				
0,3kN/m²	0,30	1,50	0,45	=
OGÓŁEM:	**0,30**		**0,45**	**[kN/m2]**

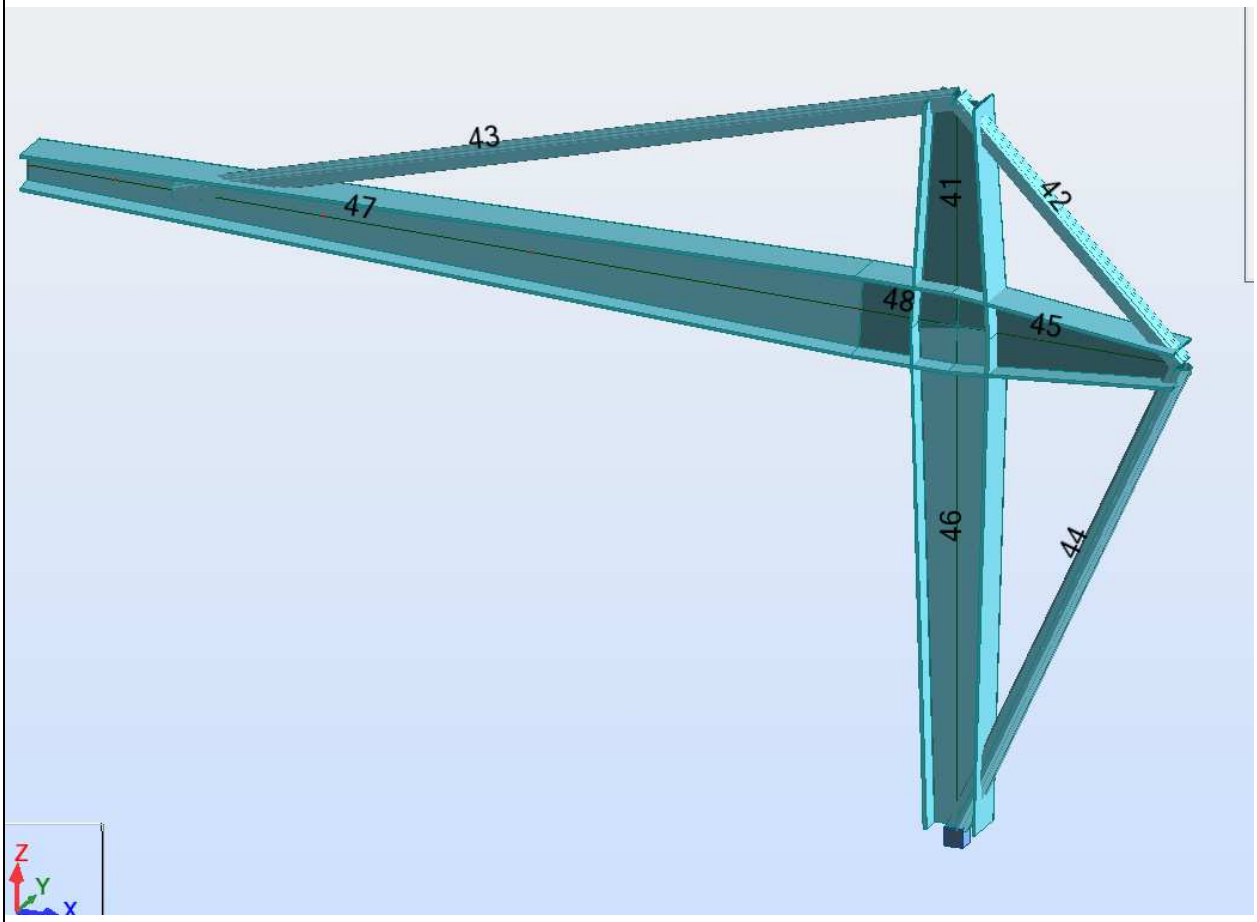
Model obliczeniowy



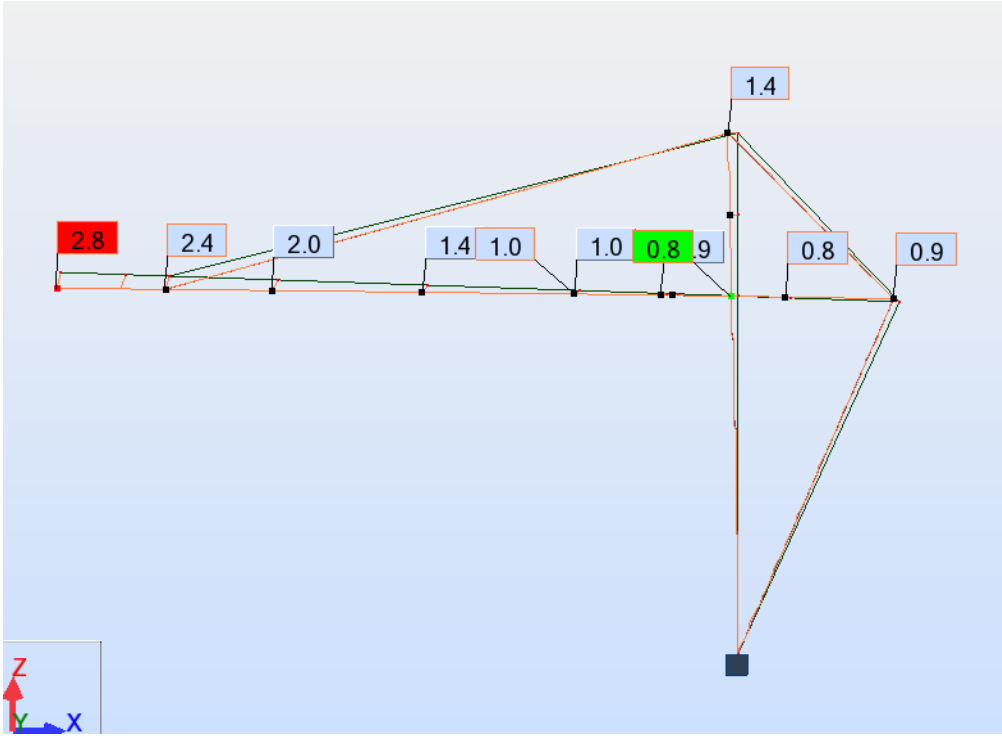

Z


43
47
41
42
48
45
46
44
Z
Y
X

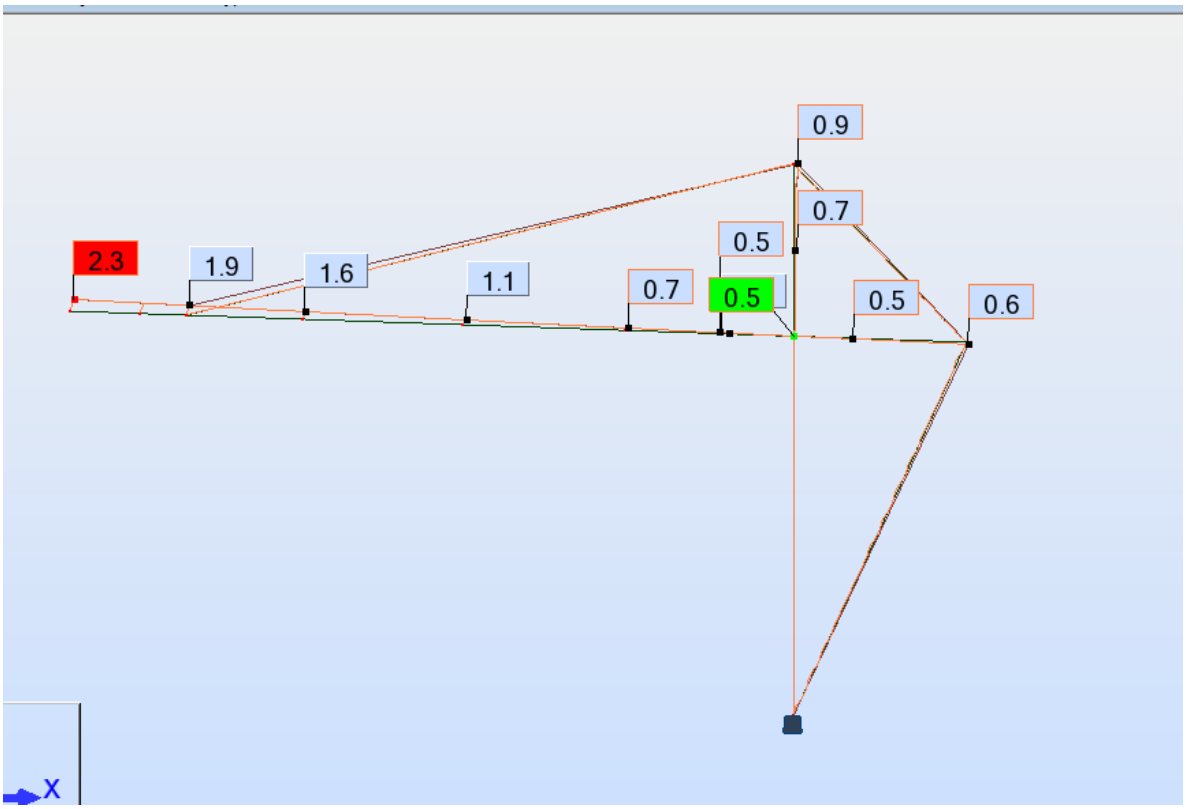

6.50
6.50
6.50
6.50
6.50
6.50
6.50
6.50
6.50


43
47
41
42
48
45
46
44
Z
Y
X

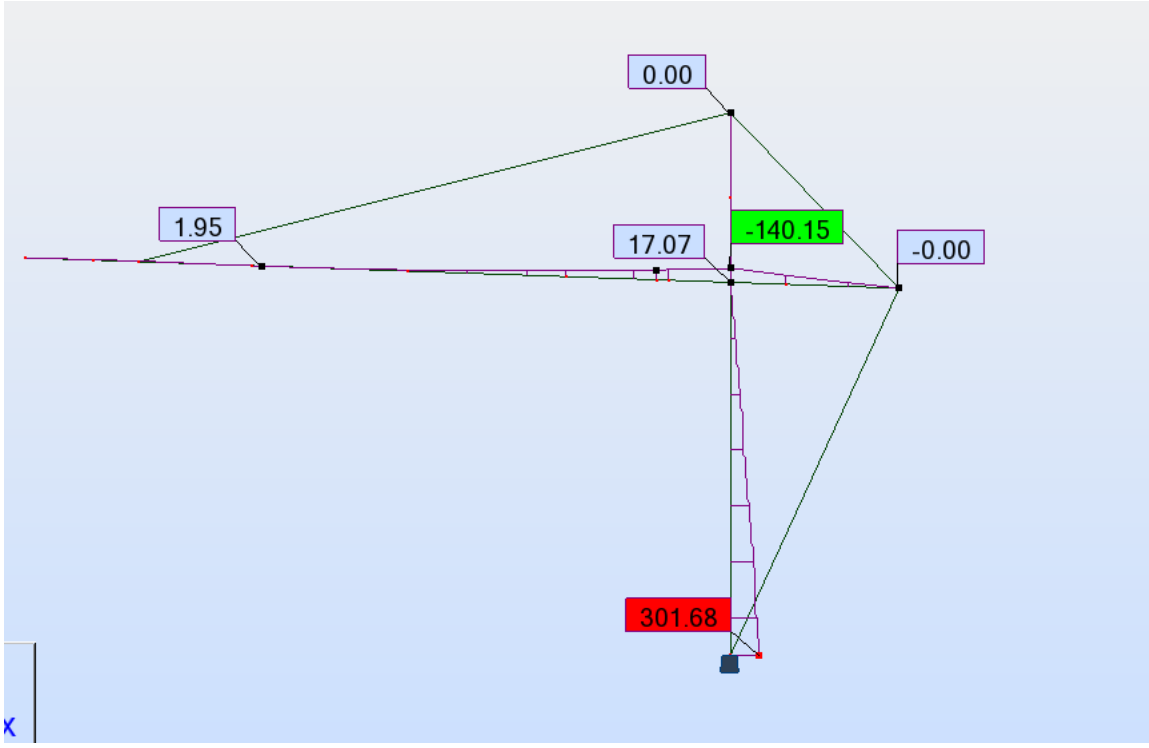
DEFORMACJA [cm] SGU1 – śnieg + cieżar własny



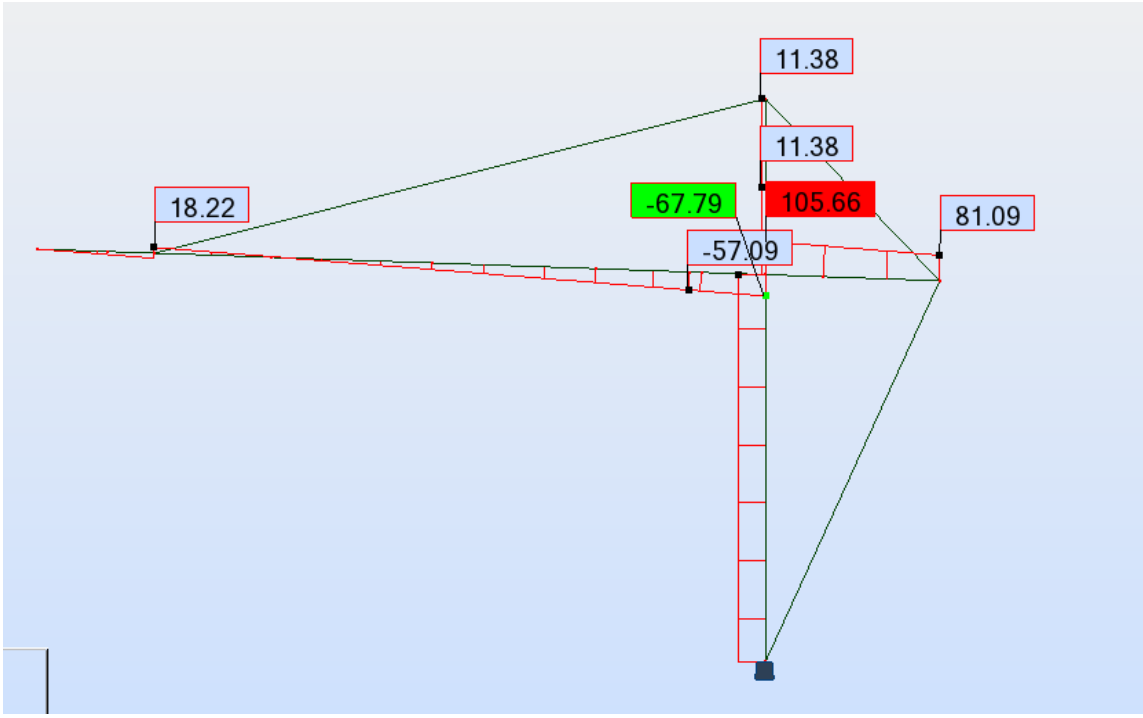
DEFORMACJA [cm] SGU2 - wiatr ssanie



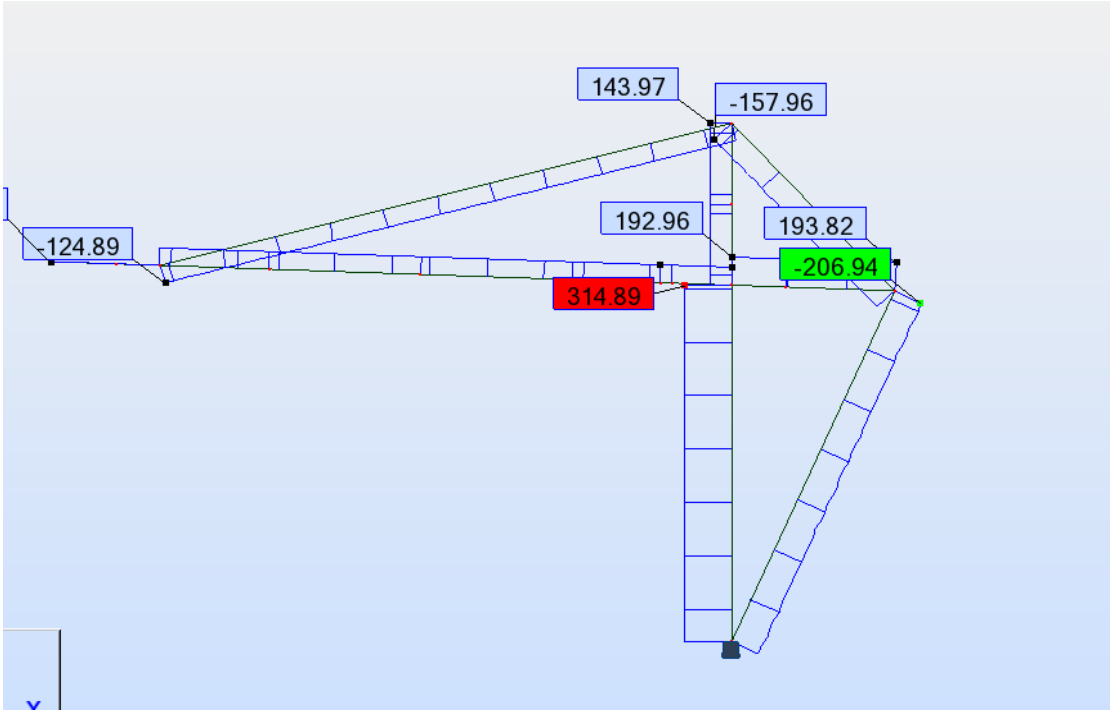
Momnety My



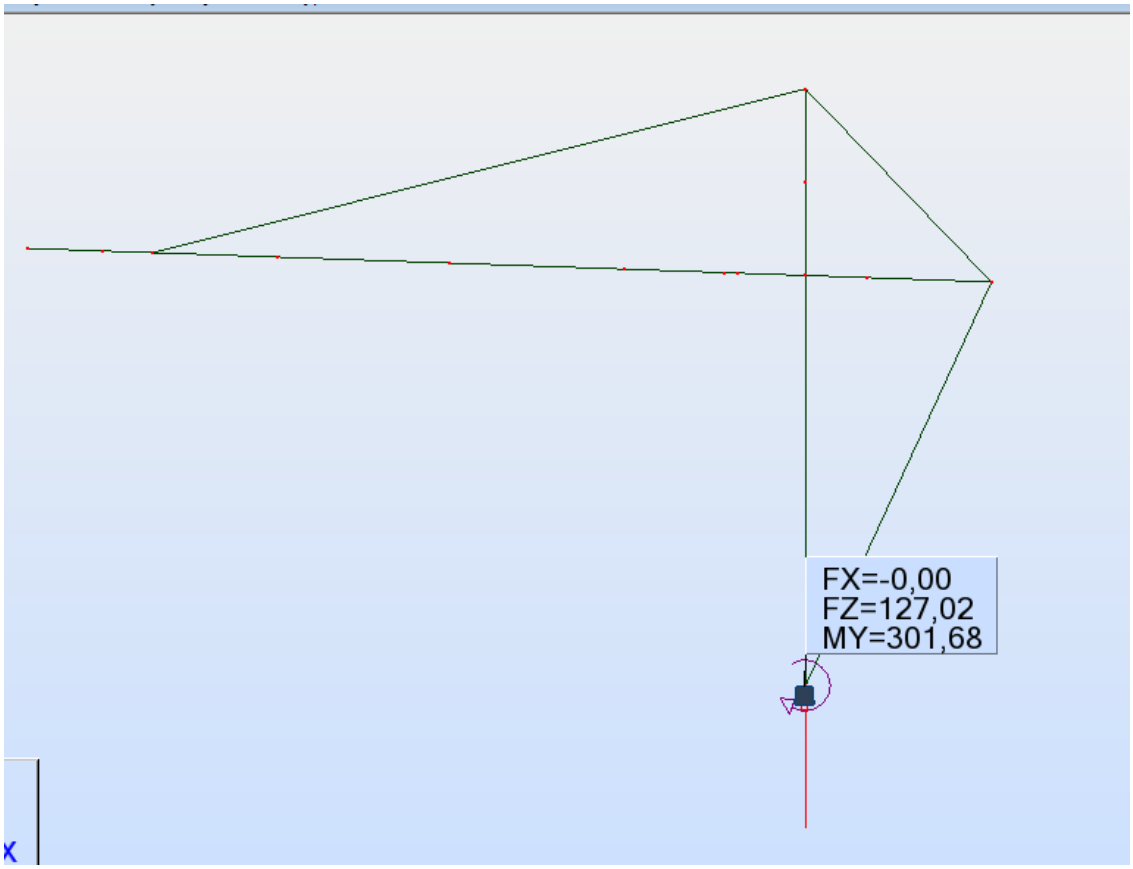
Fz



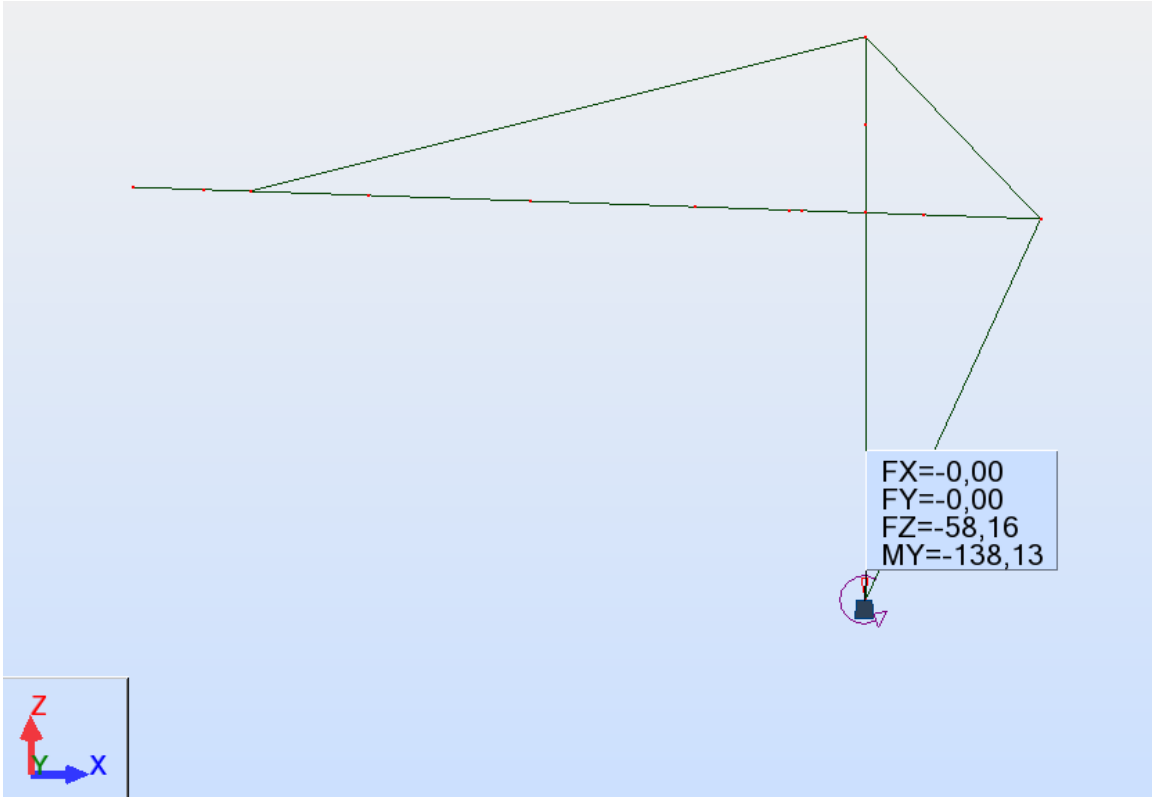
Fx


143.97
-157.96
192.96
193.82
-124.89
-206.94
314.89

SGN 1


FX=-0,00
FZ=127,02
MY=301,68

SGN2



OBLICZENIA KONSTRUKCJI STALOWYCH

NORMA: *PN-EN 1993-1:2006/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TYP ANALIZY: Weryfikacja prętów

GRUPA:
PRĘT: 46 **PUNKT:** 3 **WSPÓŁRZĘDNA:** x = 1.00 L = 3.30 m

OBCIĄŻENIA:
Decydujący przypadek obciążenia: 6 KOMB1 (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAŁ:
S 355 (S 355) fy = 355.00 MPa

PARAMETRY PRZEKROJU: ISYM_Z_7

h=34.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=120.00 cm2	Az=30.00 cm2	Ax=150.00 cm2
tw=1.0 cm	Iy=33010.00 cm4	Iz=9002.50 cm4	Ix=163.07 cm4
tf=2.0 cm	Wply=2145.00 cm3	Wplz=907.50 cm3	

SIŁY WEWNĘTRZNE I NOŚNOŚCI:

N,Ed = 314.89 kN	My,Ed = 301.68 kN*m	Mz,Ed = -0.00 kN*m	Vy,Ed = 0.00 kN
Nc,Rd = 5325.00 kN	My,pl,Rd = 761.48 kN*m		Mz,pl,Rd = 322.16 kN*m
	Vy,c,Rd = 2459.51 kN		
Nb,Rd = 4258.23 kN	My,c,Rd = 761.48 kN*m		Mz,c,Rd = 322.16 kN*m
	Vz,Ed = 86.77 kN		
	MN,y,Rd = 761.48 kN*m		MN,z,Rd = 322.16 kN*m
	Vz,c,Rd = 614.88 kN		
			KLASA PRZEKROJU = 1

PARAMETRY ZWICHRZENIOWE:

PARAMETRY WYBOCZENIOWE:

względem osi y: względem osi z:

Ly = 1.00 m	Lam_y = 0.14	Lz = 3.30 m	Lam_z = 0.58
Lcr,y = 2.00 m	Xy = 1.00	Lcr,z = 3.30 m	Xz = 0.80
Lamy = 10.48	kyy = 0.90	Lamz = 43.99	kyz = 0.56

FORMUŁY WERYFIKACYJNE:

Kontrola wytrzymałości przekroju:

N,Ed/Nc,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.4.(1))

(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.16 < 1.00 (6.2.9.1.(6))

Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))

Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.14 < 1.00 (6.2.6.(1))

Kontrola stateczności globalnej pręta:

Lambda,y = 10.48 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 43.99 < Lambda,max = 210.00 STABILNY

N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.41 < 1.00 (6.3.3.(4))

N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.29 < 1.00 (6.3.3.(4))

PRZEMIESZCZENIA GRANICZNE

Ugięcia

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 1.7 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: 5 wiatr

uz = 0.1 cm < uz max = L/200.00 = 1.7 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: 5 wiatr

u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/200.00 = 1.7 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia:

u inst,z = 0.0 cm < u inst,max,z = L/200.00 = 1.7 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia:

Przemieszczenia

vx = 0.6 cm < vx max = L/150.00 = 2.2 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: 4 snieg

vy = 0.0 cm < vy max = L/150.00 = 2.2 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: 4 snieg

Profil poprawny !!!

OBLICZENIA KONSTRUKCJI STALOWYCH

NORMA: *PN-EN 1993-1:2006/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TYP ANALIZY: Weryfikacja prętów

GRUPA:
PRĘT: 44 **PUNKT:** 1 **WSPÓŁRZĘDNA:** x = 0.00 L = 0.00 m

OBCIĄŻENIA:
Decydujący przypadek obciążenia: 6 KOMB1 (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAŁ:
S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa

PARAMETRY PRZEKROJU: RO 139.7x8

h=14.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
	Ay=21.07 cm2	Az=21.07 cm2	Ax=33.10 cm2
tw=0.8 cm	Iy=720.00 cm4	Iz=720.00 cm4	Ix=1435.28 cm4
	Wply=138.93 cm3	Wplz=138.93 cm3	

SIŁY WEWNĘTRZNE I NOŚNOŚCI:
N,Ed = -206.94 kN
Nt,Rd = 777.85 kN
KLASA PRZEKROJU = 1

PARAMETRY ZWICHRZENIOWE:

PARAMETRY WYBOCZENIOWE:
względem osi y: względem osi z:

FORMUŁY WERYFIKACYJNE:
Kontrola wytrzymałości przekroju:

N,Ed/Nt,Rd = 0.27 < 1.00 (6.2.3.(1))

PRZEMIESZCZENIA GRANICZNE

Ugięcia

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 1.8 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: 4 snieg

uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 1.8 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: 4 snieg

u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/200.00 = 1.8 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia:

u inst,z = 0.0 cm < u inst,max,z = L/200.00 = 1.8 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia:

Przemieszczenia

vx = 0.6 cm < vx max = L/150.00 = 2.4 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: 4 snieg

vy = 0.0 cm < vy max = L/150.00 = 2.4 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: 4 snieg

Profil poprawny !!!

OBLICZENIA KONSTRUKCJI STALOWYCH

NORMA: *PN-EN 1993-1:2006/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TYP ANALIZY: Weryfikacja prętów

GRUPA:
PRĘT: 42 **PUNKT:** 1 **WSPÓŁRZĘDNA:** x = 0.00 L = 0.00 m

OBCIĄŻENIA:
Decydujący przypadek obciążenia: 6 KOMB1 (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAŁ:
S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa

PARAMETRY PRZEKROJU: RO 139.7x8

h=14.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
	Ay=21.07 cm2	Az=21.07 cm2	Ax=33.10 cm2
tw=0.8 cm	Iy=720.00 cm4	Iz=720.00 cm4	Ix=1435.28 cm4
	Wply=138.93 cm3	Wplz=138.93 cm3	

SIŁY WEWNĘTRZNE I NOŚNOŚCI:
N,Ed = -157.96 kN
Nt,Rd = 777.85 kN
KLASA PRZEKROJU = 1

PARAMETRY ZWICHRZENIOWE:

PARAMETRY WYBOCZENIOWE:
względem osi y: względem osi z:

FORMUŁY WERYFIKACYJNE:
Kontrola wytrzymałości przekroju:

N,Ed/Nt,Rd = 0.20 < 1.00 (6.2.3.(1))

PRZEMIESZCZENIA GRANICZNE

Ugięcia

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 1.1 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: 4 snieg

uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 1.1 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: 4 snieg

u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/200.00 = 1.1 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia:

u inst,z = 0.0 cm < u inst,max,z = L/200.00 = 1.1 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia:

Przemieszczenia

vx = 0.4 cm < vx max = L/150.00 = 1.4 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: 5 wiatr

vy = 0.0 cm < vy max = L/150.00 = 1.4 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: 5 wiatr

Profil poprawny !!!

OBLICZENIA KONSTRUKCJI STALOWYCH

NORMA: *PN-EN 1993-1:2006/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYP ANALIZY: Weryfikacja prętów

GRUPA:

PRĘT: 45 **PUNKT:** 3 **WSPÓŁRZĘDNA:** x = 1.00 L = 1.50 m

OBCIĄŻENIA:

Decydujący przypadek obciążenia: 6 KOMB1 (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAŁ:

S 355 (S 355) fy = 355.00 MPa

PARAMETRY PRZEKROJU: ISYM_Z_5

h=24.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=120.00 cm2	Az=20.00 cm2	Ax=140.00 cm2
tw=1.0 cm	Iy=15226.67 cm4	Iz=9001.67 cm4	Ix=159.73 cm4
tf=2.0 cm	Wply=1420.00 cm3	Wplz=905.00 cm3	

SIŁY WEWNĘTRZNE I NOŚNOŚCI:

N,Ed = 193.82 kN
Nc,Rd = 4970.00 kN
Nb,Rd = 4824.10 kN

Vz,Ed = 81.09 kN
Vz,c,Rd = 409.92 kN
KLASA PRZEKROJU = 1

PARAMETRY ZWICHRZENIOWE:

PARAMETRY WYBOCZENIOWE:

względem osi y:

Ly = 1.00 m	Lam_y = 0.15
Lcr,y = 2.00 m	Xy = 1.00
Lamy = 11.53	

względem osi z:

Lz = 1.50 m	Lam_z = 0.26
Lcr,z = 1.50 m	Xz = 0.97
Lamz = 19.69	

FORMUŁY WERYFIKACYJNE:

Kontrola wytrzymałości przekroju:

N,Ed/Nc,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.4.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.20 < 1.00 (6.2.6.(1))

Kontrola stateczności globalnej pręta:

Lambda,y = 11.53 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 19.69 < Lambda,max = 210.00 STABILNY
N,Ed/Nb,Rd = 0.04 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

PRZEMIESZCZENIA GRANICZNE

Ugięcia

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.8 cm Zweryfikowano
Decydujący przypadek obciążenia: 5 wiatr
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.8 cm Zweryfikowano
Decydujący przypadek obciążenia: 4 snieg
u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/200.00 = 0.8 cm Zweryfikowano
Decydujący przypadek obciążenia:
u inst,z = 0.0 cm < u inst,max,z = L/200.00 = 0.8 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia:

Przemieszczenia

vx = 0.0 cm < vx max = L/150.00 = 1.0 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: 5 wiatr

vy = 0.0 cm < vy max = L/150.00 = 1.0 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: 5 wiatr

Profil poprawny !!!

OBLICZENIA KONSTRUKCJI STALOWYCH

NORMA: *PN-EN 1993-1:2006/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYP ANALIZY: Weryfikacja prętów

GRUPA:

PRĘT: 43 **PUNKT:** 1 **WSPÓŁRZĘDNA:** x = 0.00 L = 0.00 m

OBCIĄŻENIA:

Decydujący przypadek obciążenia: 6 KOMB1 (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAŁ:

S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa

PARAMETRY PRZEKROJU: RO 139.7x8

h=14.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
	Ay=21.07 cm2	Az=21.07 cm2	Ax=33.10 cm2
tw=0.8 cm	Iy=720.00 cm4	Iz=720.00 cm4	Ix=1435.28 cm4
	Wply=138.93 cm3	Wplz=138.93 cm3	

SIŁY WEWNĘTRZNE I NOŚNOŚCI:

N,Ed = -124.89 kN

Nt,Rd = 777.85 kN

KLASA PRZEKROJU = 1

PARAMETRY ZWICHRZENIOWE:

PARAMETRY WYBOCZENIOWE:

względem osi y: względem osi z:

FORMUŁY WERYFIKACYJNE:

Kontrola wytrzymałości przekroju:

N,Ed/Nt,Rd = 0.16 < 1.00 (6.2.3.(1))

PRZEMIESZCZENIA GRANICZNE

Ugięcia

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 2.7 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: 4 snieg

uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 2.7 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: 4 snieg

u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/200.00 = 2.7 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia:

u inst,z = 0.0 cm < u inst,max,z = L/200.00 = 2.7 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia:

Przemieszczenia

vx = 0.3 cm < vx max = L/150.00 = 3.6 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: 4 snieg

vy = 0.0 cm < vy max = L/150.00 = 3.6 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: 5 wiatr

Profil poprawny !!!

OBLICZENIA KONSTRUKCJI STALOWYCH

NORMA: *PN-EN 1993-1:2006/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TYP ANALIZY: Weryfikacja prętów

GRUPA:
PRĘT: 48 **PUNKT:** 3 **WSPÓŁRZĘDNA:** x = 1.00 L = 0.65 m

OBCIĄŻENIA:
Decydujący przypadek obciążenia: 6 KOMB1 (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAŁ:
S 355 (S 355) fy = 355.00 MPa

PARAMETRY PRZEKROJU: ISYM_Z_6

h=54.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=120.00 cm2	Az=50.00 cm2	Ax=170.00 cm2
tw=1.0 cm	Iy=91576.67 cm4	Iz=9004.17 cm4	Ix=169.73 cm4
tf=2.0 cm	Wply=3745.00 cm3	Wplz=912.50 cm3	

SIŁY WEWNĘTRZNE I NOŚNOŚCI:

N,Ed = 123.58 kN	My,Ed = -138.40 kN*m	
Nc,Rd = 6035.00 kN	My,pl,Rd = 1329.48 kN*m	
Nb,Rd = 6035.00 kN	My,c,Rd = 1329.48 kN*m	Vz,Ed = -67.79 kN
	MN,y,Rd = 1329.48 kN*m	Vz,c,Rd = 1024.80 kN
		KLASA PRZEKROJU = 1

PARAMETRY ZWICHRZENIOWE:

PARAMETRY WYBOCZENIOWE:

względem osi y:

Ly = 1.00 m	Lam_y = 0.11
Lcr,y = 2.00 m	Xy = 1.00
Lamy = 8.62	kyy = 0.90

względem osi z:

Lz = 0.65 m	Lam_z = 0.12
Lcr,z = 0.65 m	Xz = 1.00
Lamz = 8.98	kzy = 0.00

FORMUŁY WERYFIKACYJNE:

Kontrola wytrzymałości przekroju:

N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))

My,Ed/My,c,Rd = 0.10 < 1.00 (6.2.5.(1))

Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.6.(1))

Kontrola stateczności globalnej pręta:

Lambda,y = 8.62 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 8.98 < Lambda,max = 210.00 STABILNY

N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.11 < 1.00 (6.3.3.(4))

N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.02 < 1.00 (6.3.3.(4))

PRZEMIESZCZENIA GRANICZNE

Ugięcia

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.3 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: 5 wiatr

uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.3 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: 5 wiatr

u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/200.00 = 0.3 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia:

u inst,z = 0.0 cm < u inst,max,z = L/200.00 = 0.3 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia:

Przemieszczenia

vx = 0.0 cm < vx max = L/150.00 = 0.4 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: 5 wiatr

vy = 0.0 cm < vy max = L/150.00 = 0.4 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: 5 wiatr

Profil poprawny !!!

OBLICZENIA KONSTRUKCJI STALOWYCH

NORMA: *PN-EN 1993-1:2006/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TYP ANALIZY: Weryfikacja prętów

GRUPA:
PRĘT: 47 **PUNKT:** 3 **WSPÓŁRZĘDNA:** x = 1.00 L = 5.60 m

OBCIĄŻENIA:
Decydujący przypadek obciążenia: 7 KOMB2 1*1.35+5*1.50

MATERIAŁ:
S 355 (S 355) fy = 355.00 MPa

PARAMETRY PRZEKROJU: ISYM_Z_5

h=54.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=120.00 cm2	Az=50.00 cm2	Ax=170.00 cm2
tw=1.0 cm	Iy=91576.67 cm4	Iz=9004.17 cm4	Ix=169.73 cm4
tf=2.0 cm	Wply=3745.00 cm3	Wplz=912.50 cm3	

SIŁY WEWNĘTRZNE I NOŚNOŚCI:

N,Ed = -1.47 kN	My,Ed = 117.53 kN*m	
Nt,Rd = 6035.00 kN	My,pl,Rd = 1329.48 kN*m	
	My,c,Rd = 1329.48 kN*m	Vz,Ed = 41.97 kN
	MN,y,Rd = 1329.48 kN*m	Vz,c,Rd = 1024.80 kN
		KLASA PRZEKROJU = 1

PARAMETRY ZWICHRZENIOWE:

PARAMETRY WYBOCZENIOWE:

względem osi y:

względem osi z:

FORMUŁY WERYFIKACYJNE:

Kontrola wytrzymałości przekroju:

N,Ed/Nt,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.3.(1))

My,Ed/My,c,Rd = 0.09 < 1.00 (6.2.5.(1))

Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.6.(1))

PRZEMIESZCZENIA GRANICZNE

Ugięcia

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 2.8 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: 5 wiatr

uz = 0.1 cm < uz max = L/200.00 = 2.8 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: 5 wiatr

u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/200.00 = 2.8 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia:

u inst,z = 0.0 cm < u inst,max,z = L/200.00 = 2.8 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia:

Przemieszczenia

vx = 0.1 cm < vx max = L/150.00 = 3.7 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: 5 wiatr

vy = 0.0 cm < vy max = L/150.00 = 3.7 cm Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: 5 wiatr

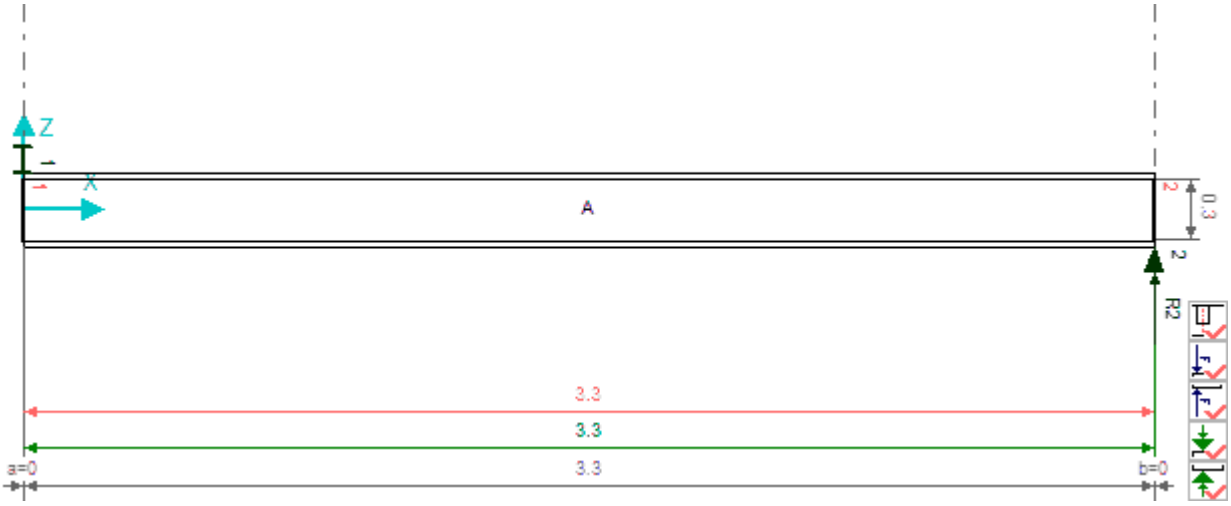
Profil poprawny !!!

ANALIZA SZCZEGÓŁOWA

wg normy Eurocode 3 (EN 1993-1-5:2005)

dla pręta nr 46

OK



PARAMETRY PRZEKROJU: ISYM_Z_7

ht=34.0 cm

bf=30.0 cm	Ay=120.00 cm2	Az=30.00 cm2	Ax=150.00 cm2
ea=1.0 cm	Iy=33010.00 cm4	Iz=9002.50 cm4	Ix=163.07 cm4
es=2.0 cm	Wely=1941.76 cm3	Welz=600.17 cm3	

ŻEBRA POPRZECZNE

pozycje żeber: 0.00; 3.30 *współrzędne rzeczywiste*

Przesunięcie: a = 0.00 m; b = 0.00 m

Żebro 1	dwustronne	ts = 1.0 cm	hs = 30.0 cm
Żebro 2	dwustronne	ts = 1.0 cm	hs = 30.0 cm

SIŁY SKUPIONE

Pozycje sił: *współrzędne rzeczywiste*

NOŚNOŚĆ NA WYBOCZENIE LOKALNE PRZY ŚCINANIU (EC3 paragraf 5)

Oznaczenia:

Lam_w	*- smukłość względna środnika*	*[5.2.(5)]*
kT	*- współczynnik warunków wyboczenia lokalnego przy ścinaniu*	*[A.3.(1)]*
Xw	*- współczynnik wpływu na nośność przy ścinaniu (środnik)*	*[5.3.(1)]*
Xf	*- współczynnik wpływu na nośność przy ścinaniu (półka)*	*[5.4.(1)]*
Xv	*- współczynnik niestateczności przy ścinaniu*	*[5.2.(1)]*
Mf,Rd	*- nośność obliczeniowa półek przekroju*	*[5.4.(1)]*
VEd	*- maksymalna siła ścinająca w panelu*	*[5.2.(1)]*
Vb,Rd	*- nośność obliczeniowa na wyboczenie lokalne przy ścinaniu*	*[5.2.(1)]*

Panel A Współrzędne panela A x = (0.00 ; 1.00)
Punkt x = 0.00 m
Zgodnie z punktem 5.1.(2) sprawdzenie nośności na lokalne wyboczenie przy ścinaniu nie jest konieczne.

STATECZNOŚĆ ŚRODNIKA PRZY ŚCISKANIU (EC3 paragraf 5.7)
Kontrola belki nie została przeprowadzona ponieważ nie rozpoznano żadnej siły skupionej obciążającej nie użebrowany środnik.

INTERAKCJA ŚCINANIE/ZGINANIE/ŚCISKANIE (EC3 paragraf 7.1)
Oznaczenia:
My,Ed - obliczeniowy moment zginajacy
Mz,Ed - obliczeniowy moment zginajacy
NEd - obliczeniowa siła osiowa
VEd - obliczeniowa siła ścinająca
Mf.Rd - nośność plastyczna przy zginaniu przekroju złożonego z pasów [7.1.(1)]
My,pl.Rd - nośność plastyczna belki przy zginaniu [7.1.(1)]
Vb.Rd - nośność obliczeniowa przy ścinaniu [5.2.(1)]

Panel A Współrzędne panela A x = (0.00 ; 1.00)
Punkt x = 0.00 m
Zgodnie z [7.1.(1)] sprawdzenie interakcji NTM nie jest konieczne (VEd/Vb,Rd < 0.5);

STATECZNOŚĆ ŻEBER POPRZECZNYCH (EC3 paragraf 9)
Oznaczenia:
bw - szerokość współpracująca środnika [9.1.(2)]
Ast - pole powierzchni żebra [9.1.(2)]
Ist - moment bezwładności żebra [9.1.(2)]
Sig,cr,c - naprężenie krytyczne Eulera (model słupowy) [9.1.(5)]
Sig,cr,p - naprężenie krytyczne Eulera (model płytowy) [9.1.(5)]
u - współczynnik do obliczeń Ist,min [9.1.(5)]
Sigm - naprężenie od oddziaływań bocznych [9.1.(5)]
Ist,min - minimalna sztywność z uwagi na oddziaływania paneli [9.1.(5)]
Ip - biegunowy moment bezwładności żebra [9.1.(7)]
It - moment bezwładności żebra na skręcanie [9.1.(7)]
Nst,Ed - siła ściskająca żebro [9.3.3.(3)]
Mst,Ed - dodatkowy moment od oddziaływań bocznych paneli [9.1.(6)]
Lam,st - smukłość względna żebra przy wyboczeniu [9.4.(2)]
Xst - współczynnik wyboczeniowy dla żebra [9.4.(2)]
Nst,b,Rd - nośność wyboczeniowa żebra [9.1.(3)]
eN - mimośród siły ściskającej żebro jednostronne [9.4.(3)]
Mst,Rd - nośność żebra na zginanie w płaszczyźnie prostopadłej do środnika [9.4.(3)]

Żebro 1 **Punkt x = 0.00 m**
UWAGA ! Zgodnie ze wzorem (5.63) nie ma konieczności sprawdzania żebra na wyboczenie.

Żebro 2 **Punkt x = 3.30 m**

Decydujący przypadek obciążeniowy: 6 KOMB1 (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

Oddziaływania boczne paneli (EC3 paragraf 9.2.1.(5))

bw = 12.7 cm Ast = 41.70 cm2 Ist = 2250.98 cm4 Sig,cr,c = 1.74 MPa

Sig,cr,p = 7033.79 MPa u = 9.73 Sig,m = 0.00 MPa Ist,lim = 0.00 cm4

Podatność na skręcanie (EC3 paragraf 9.2.1.(7))

IT = 4.83 cm4 Ip = 255.26 cm4

Warunek sprawdzający: **(9.3)**

((IT/Ip)/(5.3*fy/E) = 0.47 < 1.0 **OK!**

Minimalna sztywność (EC3 paragraf 9.3.3.(3))

Warunek sprawdzający: **(9.6)**

Ist = 2250.98 > 0.75*hw*tw^3 = 22.50 **OK!**

Nośność na wyboczenie (EC3 paragraf 9.4.2)

Nst,Ed = 127.02 kN Mst,Ed = 0.00 kN*m Lam,st = 0.00 Xst = 1.00

Nst,b,Rd = 1315.45 kN Mst,Rd = 53.27 kN*m eN = 0.0 cm

Warunek sprawdzający: **(EN 1993-1-1 & 6.3.3)**

Nst,Ed/Nst,Rd + Mst,Ed/Mst,Rd = 0.10 < 1.0 **OK!**

STATECZNOŚĆ ŚCISKANEJ PÓŁKI (EC3 paragraf 8.1)

Oznaczenia:

k - współczynnik zależny od klasy przekroju [8.(1)]

Aw - pole powierzchni żebra [8.(1)]

Afc - pole powierzchni ściskanej półki [8.(1)]

k = 0.30 Aw = 30.00 cm2 Afc = 60.00 cm2

Warunek sprawdzający: **(8.1)**

D/tw = 30.00 < k(E/fyf)*[Aw/Afc]^0.5 = 125.49 **OK!**

Analizowana belka spełnia warunki stawiane przez normę Eurocode 3

ANALIZA SZCZEGÓŁOWA

wg normy Eurocode 3 (EN 1993-1-5:2005)

dla pręta nr 45

OK

PARAMETRY PRZEKROJU: ISYM_Z_5

ht=24.0 cm

bf=30.0 cm	Ay=120.00 cm2	Az=20.00 cm2	Ax=140.00 cm2
ea=1.0 cm	Iy=15226.67 cm4	Iz=9001.67 cm4	Ix=159.73 cm4
es=2.0 cm	Wely=1268.89 cm3	Welz=600.11 cm3	

ŻEBRA POPRZECZNE

pozycje żeber: 0.00; 0.50; 1.50 *współrzędne rzeczywiste*

Przesunięcie: a = 0.00 m; b = 0.00 m

Żebro 1	dwustronne	ts = 1.0 cm	hs = 20.0 cm
Żebro 2	dwustronne	ts = 1.0 cm	hs = 20.0 cm
Żebro 3	dwustronne	ts = 1.0 cm	hs = 20.0 cm

SIŁY SKUPIONE

Pozycje sił: *współrzędne rzeczywiste*

NOŚNOŚĆ NA WYBOCZENIE LOKALNE PRZY ŚCINANIU (EC3 paragraf 5)

Oznaczenia:

Lam_w	*- smukłość względna środnika*	*[5.2.(5)]*
kT	*- współczynnik warunków wyboczenia lokalnego przy ścinaniu*	*[A.3.(1)]*
Xw	*- współczynnik wpływu na nośność przy ścinaniu (środnik)*	*[5.3.(1)]*
Xf	*- współczynnik wpływu na nośność przy ścinaniu (półka)*	*[5.4.(1)]*
Xv	*- współczynnik niestateczności przy ścinaniu*	*[5.2.(1)]*
Mf,Rd	*- nośność obliczeniowa półek przekroju*	*[5.4.(1)]*
VEd	*- maksymalna siła ścinająca w panelu*	*[5.2.(1)]*
Vb,Rd	*- nośność obliczeniowa na wyboczenie lokalne przy ścinaniu*	*[5.2.(1)]*

Panel A Współrzędne panela A x = (0.00 ; 0.33)
Punkt x = 0.00 m
Zgodnie z punktem 5.1.(2) sprawdzenie nośności na lokalne wyboczenie przy ścinaniu nie jest konieczne.

Panel B Współrzędne panela B x = (0.33 ; 1.00)
Punkt x = 0.50 m
Zgodnie z punktem 5.1.(2) sprawdzenie nośności na lokalne wyboczenie przy ścinaniu nie jest konieczne.

STATECZNOŚĆ ŚRODNIKA PRZY ŚCISKANIU (EC3 paragraf 5.7)
Kontrola belki nie została przeprowadzona ponieważ nie rozpoznano żadnej siły skupionej obciążającej nie użebrowany środnik.

INTERAKCJA ŚCINANIE/ZGINANIE/ŚCISKANIE (EC3 paragraf 7.1)
Oznaczenia:
My,Ed - obliczeniowy moment zginajacy
Mz,Ed - obliczeniowy moment zginajacy
NEd - obliczeniowa siła osiowa
VEd - obliczeniowa siła ścinająca
Mf.Rd - nośność plastyczna przy zginaniu przekroju złożonego z pasów [7.1.(1)]
My,pl.Rd - nośność plastyczna belki przy zginaniu [7.1.(1)]
Vb.Rd - nośność obliczeniowa przy ścinaniu [5.2.(1)]

Panel A Współrzędne panela A x = (0.00 ; 0.33)
Punkt x = 0.00 m
Zgodnie z [7.1.(1)] sprawdzenie interakcji NTM nie jest konieczne (VEd/Vb,Rd < 0.5);

Panel B Współrzędne panela B x = (0.33 ; 1.00)
Punkt x = 0.50 m
Zgodnie z [7.1.(1)] sprawdzenie interakcji NTM nie jest konieczne (VEd/Vb,Rd < 0.5);

STATECZNOŚĆ ŻEBER POPRZECZNYCH (EC3 paragraf 9)
Oznaczenia:
bw - szerokość współpracująca środnika [9.1.(2)]
Ast - pole powierzchni żebra [9.1.(2)]
Ist - moment bezwładności żebra [9.1.(2)]
Sig,cr,c - naprężenie krytyczne Eulera (model słupowy) [9.1.(5)]
Sig,cr,p - naprężenie krytyczne Eulera (model płytowy) [9.1.(5)]
u - współczynnik do obliczeń Ist,min [9.1.(5)]
Sigm - naprężenie od oddziaływań bocznych [9.1.(5)]
Ist,min - minimalna sztywność z uwagi na oddziaływania paneli [9.1.(5)]
Ip - biegunowy moment bezwładności żebra [9.1.(7)]
It - moment bezwładności żebra na skręcanie [9.1.(7)]
Nst,Ed - siła ściskająca żebro [9.3.3.(3)]
Mst,Ed - dodatkowy moment od oddziaływań bocznych paneli [9.1.(6)]

Lam,st - smukłość względna żebra przy wyboczeniu [9.4.(2)]
Xst - współczynnik wyboczeniowy dla żebra [9.4.(2)]
Nst,b,Rd - nośność wyboczeniowa żebra [9.1.(3)]
eN - mimośród siły ściskającej żebro jednostronne [9.4.(3)]
Mst,Rd - nośność żebra na zginanie w płaszczyźnie prostopadłej do środnika [9.4.(3)]

Żebro 1 **Punkt x = 0.00 m**
Decydujący przypadek obciążeniowy: 6 KOMB1 (1+2)*1.35+(3+4)*1.50
Oddziaływania boczne paneli (EC3 paragraf 9.2.1.(5))
bw = 12.7 cm Ast = 41.70 cm2 Ist = 2250.98 cm4 Sig,cr,c = 75.64 MPa
Sig,cr,p = 15699.99 MPa u = 14.60 Sig,m = 0.02 MPa Ist,lim = 0.00 cm4
Podatność na skręcanie (EC3 paragraf 9.2.1.(7))
IT = 4.83 cm4 Ip = 255.26 cm4
Warunek sprawdzający: **(9.3)**
((IT/Ip)/(5.3*fy/E) = 0.47 < 1.0 **OK!**
Minimalna sztywność (EC3 paragraf 9.3.3.(3))
Warunek sprawdzający: **(9.6)**
Ist = 2250.98 > 0.75*hw*tw^3 = 15.00 **OK!**
Nośność na wyboczenie (EC3 paragraf 9.4.2)
Nst,Ed = 105.66 kN Mst,Ed = 0.00 kN*m Lam,st = 0.00 Xst = 1.00
Nst,b,Rd = 1315.45 kN Mst,Rd = 53.27 kN*m eN = 0.0 cm
Warunek sprawdzający: **(EN 1993-1-1 & 6.3.3)**
Nst,Ed/Nst,Rd + Mst,Ed/Mst,Rd = 0.08 < 1.0 **OK!**

Żebro 2 **Punkt x = 0.50 m**
UWAGA ! Zgodnie ze wzorem (5.63) nie ma konieczności sprawdzania żebra na wyboczenie.

Żebro 3 **Punkt x = 1.50 m**
Decydujący przypadek obciążeniowy: 6 KOMB1 (1+2)*1.35+(3+4)*1.50
Oddziaływania boczne paneli (EC3 paragraf 9.2.1.(5))
bw = 12.7 cm Ast = 41.70 cm2 Ist = 2250.98 cm4 Sig,cr,c = 18.98 MPa
Sig,cr,p = 1898.00 MPa u = 14.60 Sig,m = 0.02 MPa Ist,lim = 0.00 cm4
Podatność na skręcanie (EC3 paragraf 9.2.1.(7))
IT = 4.83 cm4 Ip = 255.26 cm4
Warunek sprawdzający: **(9.3)**
((IT/Ip)/(5.3*fy/E) = 0.47 < 1.0 **OK!**
Minimalna sztywność (EC3 paragraf 9.3.3.(3))
Warunek sprawdzający: **(9.6)**
Ist = 2250.98 > 0.75*hw*tw^3 = 15.00 **OK!**
Nośność na wyboczenie (EC3 paragraf 9.4.2)
Nst,Ed = 0.00 kN Mst,Ed = 0.00 kN*m Lam,st = 0.00 Xst = 1.00
Nst,b,Rd = 1315.45 kN Mst,Rd = 53.27 kN*m eN = 0.0 cm
Warunek sprawdzający: **(EN 1993-1-1 & 6.3.3)**
Nst,Ed/Nst,Rd + Mst,Ed/Mst,Rd = 0.00 < 1.0 **OK!**

STATECZNOŚĆ ŚCISKANEJ PÓŁKI (EC3 paragraf 8.1)

Oznaczenia:

k	*- współczynnik zależny od klasy przekroju*	*[8.(1)]*
Aw	*- pole powierzchni żebra*	*[8.(1)]*
Afc	*- pole powierzchni ściskanej półki*	*[8.(1)]*

k = 0.30 Aw = 20.00 cm2 Afc = 60.00 cm2

Warunek sprawdzający: **(8.1)**

D/tw = 20.00 < k(E/fyf)*[Aw/Afc]^0.5 = 102.46 **OK!**

Analizowana belka spełnia warunki stawiane przez normę Eurocode 3

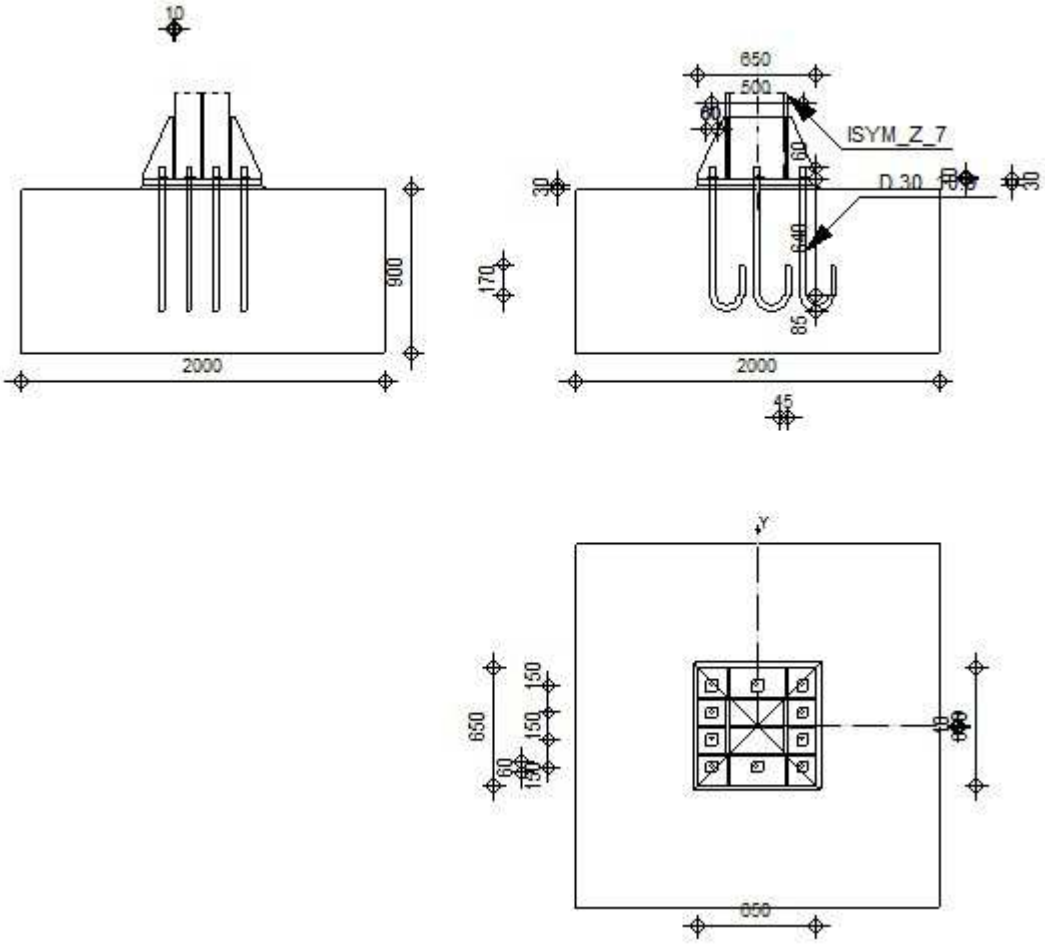
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013

Obliczenia stóp słupów utwierdzonych

Eurocode 3: PN-EN 1993-1-8:2006/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete

OK

Proporcja **0,95**



Ogólne

Nr połączenia: 4
Nazwa połączenia: Stopa zamocowana
Węzeł konstrukcji: 73
Pręty konstrukcji: 46

Geometria

Słup

Profil: ISYM_Z_7
Nr pręta: 46

L_c =	3,30	[m]	Długość słupa
□ =	0,0	[Deg]	Kąt nachylenia
h_c =	340	[mm]	Wysokość przekroju słupa
b_{fc} =	300	[mm]	Szerokość przekroju słupa
t_{wc} =	10	[mm]	Grubość środnika przekroju słupa
t_{fc} =	20	[mm]	Grubość półki przekroju słupa

L_c =	3,30	[m]	Długość słupa
r_c =	0	[mm]	Promień zaokrąglenia przekroju słupa
A_c =	150,00	[cm²]	Pole przekroju słupa
I_{yc} =	33010,00	[cm⁴]	Moment bezwładności przekroju słupa

Materiał: S 355

f_{yc} =	355,00	[MPa]	Wytrzymałość
f_{uc} =	470,00	[MPa]	Granica wytrzymałości materiału

Podstawa stopy słupa

l_{pd} =	650	[mm]	Długość
b_{pd} =	650	[mm]	Szerokość
t_{pd} =	30	[mm]	Grubość

Materiał: S 235

f_{ypd} =	235,00	[MPa]	Wytrzymałość
f_{upd} =	360,00	[MPa]	Granica wytrzymałości materiału

Zakotwienie

Płaszczyzna ścinania przechodzi przez NIEGWINTOWANĄ część śruby

Klasa =	10.9		Klasa kotew
f_{yb} =	940,00	[MPa]	Granica plastyczności materiału śruby
f_{ub} =	1040,00	[MPa]	Wytrzymałość materiału śruby na rozciąganie
d =	30	[mm]	Średnica śruby
A_s =	5,61	[cm²]	Powierzchnia przekroju czynnego śruby
A_v =	7,07	[cm²]	Powierzchnia przekroju śruby
n_H =	3		Ilość kolumn śrub
n_V =	4		Ilość rzędów śrub

Rozstaw poziomy e_{Hi} = 250 [mm]

Rozstaw pionowy e_{Vi} = 150;150 [mm]

Wymiary kotew

L_1 =	60	[mm]
L_2 =	640	[mm]
L_3 =	170	[mm]
L_4 =	170	[mm]

Podkładka

l_{wd} =	60	[mm]	Długość
b_{wd} =	60	[mm]	Szerokość
t_{wd} =	10	[mm]	Grubość

Żebro

l_s =	650	[mm]	Długość
w_s =	650	[mm]	Szerokość
h_s =	340	[mm]	Wysokość
t_s =	10	[mm]	Grubość
d_1 =	20	[mm]	Wycięcie
d_2 =	20	[mm]	Wycięcie

Współczynniki materiałowe

γ_{M0} =	1,00	Częściowy współczynnik bezpieczeństwa
γ_{M2} =	1,25	Częściowy współczynnik bezpieczeństwa
γ_C =	1,50	Częściowy współczynnik bezpieczeństwa

Stopa fundamentowa

L =	2000	[mm]	Długość stopy
B =	2000	[mm]	Szerokość stopy
H =	900	[mm]	Wysokość stopy

Beton

Klasa C30/37

f_{ck} = 30,00 [MPa] Wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie

Warstwa wyrównawcza

t_g = 30 [mm] Grubość warstwy wyrównawczej (podsypki)

$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie

$C_{f,d}$ = 0,30 Wsp. tarcia między płytą podstawy a betonem

Spoiny

a_p = 10 [mm] Płyta główna stopy słupa

a_s = 12 [mm] Żebra

Obciążenia

Przypadek: 6: KOMB1 (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

$N_{j,Ed}$ = -127,02 [kN] Siła osiowa

$M_{j,Ed,y}$ = 301,68 [kN*m] Moment zginający

$M_{j,Ed,z}$ = 0,00 [kN*m] Moment zginający

Rezultaty

Strefa ściskana

ŚCISKANIE BETONU

f_{cd} = 20,00 [MPa] Wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

f_j = 31,79 [MPa] Wytrzymałość obliczeniowa na docisk pod płytą podstawy [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$

c = 47 [mm] Dodatkowa szerokość docisku [6.2.5.(4)]

b_{eff} = 114 [mm] Szerokość efektywna strefy docisku pod półką [6.2.5.(3)]

l_{eff} = 394 [mm] Długość efektywna strefy docisku pod półką [6.2.5.(3)]

A_{c0} = 450,06 [cm²] Powierzchnia kontaktu płyty podstawy z fundamentem EN 1992-1:[6.7.(3)]

A_{c1} = 4050,55 [cm²] Maksymalne obliczeniowe pole rozkładu obciążenia EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rdu} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$

A_{c1} = 4050,55 [cm²] Maksymalne obliczeniowe pole rozkładu obciążenia EN 1992-1:[6.7.(3)]

β_j = 0,67 Współczynnik redukcyjny przy ściskaniu [6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_j*F_{rdu}/(b_{eff}*l_{eff})$

f_{jd} = 40,00 [MPa] Wytrzymałość obliczeniowa na docisk [6.2.5.(7)]

$A_{c,n}$ = 2754,92 [cm²] Pole powierzchni docisku przy ściskaniu [6.2.8.2.(1)]

$A_{c,y}$ = 1050,12 [cm²] Pole powierzchni docisku przy zginaniu My [6.2.8.3.(1)]

$A_{c,z}$ = 922,83 [cm²] Pole powierzchni docisku przy zginaniu Mz [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$

$F_{c,Rd,n}$ = 11019,66 [kN] Nośność betonu na docisk przy ściskaniu [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y}$ = 4200,47 [kN] Nośność betonu na docisk przy zginaniu My [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,z}$ = 3691,30 [kN] Nośność betonu na docisk przy zginaniu Mz [6.2.8.3.(1)]

PÓŁKA I ŚRODNIK SŁUPA PRZY ŚCISKANIU

CL = 1,00 Klasa przekroju EN 1993-1-1:[5.5.2]

$W_{pl,y}$ = 6417,75 [cm³] Wskaźnik plastyczny przekroju EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,y}$ = 2278,30 [kN*m] Nośność obliczeniowa przekroju przy zginaniu EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,y}$ = 392 [mm] Odległość między środkami ciężkości półek [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$

$F_{c,fc,Rd,y}$ = 5813,18 [kN] Nośność ściskanej półki i środnika [6.2.6.7.(1)]

$W_{pl,z}$ = 4465,75 [cm³] Wskaźnik plastyczny przekroju EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,z}$ = 1585,34 [kN*m] Nośność obliczeniowa przekroju przy zginaniu EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,z}$ = 369 [mm] Odległość między środkami ciężkości półek [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$

$F_{c,fc,Rd,z}$ = 4294,87 [kN] Nośność ściskanej półki i środnika [6.2.6.7.(1)]

NOŚNOŚCI STOPY W STREFIE ŚCISKANEJ

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

$N_{j,Rd}$ = 11019,66 [kN] Nośność stopy przy ściskaniu osiowym [6.2.8.2.(1)]

$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y},F_{c,fc,Rd,y})$

$F_{C,Rd,y}$ = 4200,47 [kN] Nośność stopy w strefie ściskanej [6.2.8.3]

$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$

$F_{C,Rd,z}$ = 3691,30 [kN] Nośność stopy w strefie ściskanej [6.2.8.3]

Strefa rozciągana

ZERWANIE ŚRUBY KOTWIĄCEJ

A_b = 5,61 [cm²] Czynne pole powierzchni śruby [Tablica 3.4]

f_{ub} = 1040,00 [MPa] Wytrzymałość materiału śruby na rozciąganie [Tablica 3.4]

Beta = 0,85 Współczynnik redukcyjny nośności śruby [3.6.1.(3)]

$F_{t,Rd,s1} = beta*0.9*f_{ub}*A_b/\gamma_{M2}$

$F_{t,Rd,s1}$ = 357,07 [kN] Nośność śruby na zerwanie [Tablica 3.4]

γ_{Ms} = 1,20 Częściowy współczynnik bezpieczeństwa CEB [3.2.3.2]

f_{yb} = 940,00 [MPa] Granica plastyczności materiału śruby CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s2} = f_{yb}*A_b/\gamma_{Ms}$

$F_{t,Rd,s2}$ = 439,45 [kN] Nośność śruby na zerwanie CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$

$F_{t,Rd,s}$ = 357,07 [kN] Nośność śruby na zerwanie

WYRWANIE ŚRUBY KOTWIĄCEJ Z BETONU

f_{ck} = 30,00 [MPa] Wytrzymałość charakterystyczna betonu na ściskanie EN 1992-1:[3.1.2]

$f_{ctd} = 0.7*0.3*f_{ck}^{2/3}/\gamma_C$

f_{ctd} = 1,35 [MPa] Wytrzymałość obliczeniowa na rozciąganie EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

η_1 = 1,00 Wsp. zależny od warunków betonowania i przyczepności EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

η_2 = 1,00 Wsp. zależny od średnicy kotwi EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$f_{bd} = 2.25*\eta_1*\eta_2*f_{ctd}$

f_{bd} = 3,04 [MPa] Dopuszczalna przyczepność obliczeniowa EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

h_{ef} = 640 [mm] Długość efektywna śruby kotwiącej EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$F_{t,Rd,p} = \pi*d*h_{ef}*f_{bd}$

$F_{t,Rd,p}$ = 183,45 [kN] Nośność obl. ze względu na wyrywanie EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

WYŁAMANIE STOŻKA BETONU

h_{ef} = 517 [mm] Długość efektywna śruby kotwiącej CEB [9.2.4]

$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}]*f_{ck}*h_{ef}^{1.5}$

$N_{Rk,c}^0$ = 482,43 [kN] Nośność charakterystyczna kotwi CEB [9.2.4]

$s_{cr,N}$ = 1550 [mm] Krytyczna szerokość stożka betonu CEB [9.2.4]

$c_{cr,N}$ = 775 [mm] Krytyczna odległość od krawędzi fundamentu CEB [9.2.4]

$A_{c,N0}$ = 41000,00 [cm²] Maksymalne pole powierzchni stożka CEB [9.2.4]

$A_{c,N}$ = 40000,00 [cm²] Rzeczywiste pole powierzchni stożka CEB [9.2.4]

$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$

$\psi_{A,N}$ = 0,98 Wsp. zależny od rozstawu kotwi i odległości od krawędzi CEB [9.2.4]

c = 750 [mm] Minimalna odległość kotwi od krawędzi CEB [9.2.4]

$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3*c/c_{cr.N} \leq 1.0$

$\psi_{s,N}$ = 0,99 Wsp. zależny od odległości kotwi od krawędzi fundamentu CEB [9.2.4]

$\psi_{ec,N}$ = 1,00 Wsp. zależny od rozkładu sił rozciągających w kotwiach CEB [9.2.4]

$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$

$\psi_{re,N}$ = 1,00 Wsp. zależny od zagęszczenia zbrojenia fundamentu CEB [9.2.4]

$\psi_{ucr,N}$ = 1,00 Wsp. zależny stopnia zarysowania betonu CEB [9.2.4]

γ_{Mc} = 2,16 Częściowy współczynnik bezpieczeństwa CEB [3.2.3.1]

$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0*\psi_{A,N}*\psi_{s,N}*\psi_{ec,N}*\psi_{re,N}*\psi_{ucr,N}/\gamma_{Mc}$

$F_{t,Rd,c}$ = 215,79 [kN] Nośność obliczeniowa kotwi na wyłamanie stożka betonu EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ROZSADZANIE BETONU

h_{ef} = 640 [mm] Długość efektywna śruby kotwiącej CEB [9.2.5]

$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}]*f_{ck}*h_{ef}^{1.5}$

$N_{Rk,c}^0$ = 665,11 [kN] Nośność obl. ze względu na wyrywanie CEB [9.2.5]

$s_{cr,N}$ = 1280 [mm] Krytyczna szerokość stożka betonu CEB [9.2.5]

$c_{cr,N}$ = 640 [mm] Krytyczna odległość od krawędzi fundamentu CEB [9.2.5]

$N_{Rk,c}^0$ =	665,11	[kN]	Nośność obl. ze względu na wyrywanie	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0}$ =	30794,00	[cm²]	Maksymalne pole powierzchni stożka	CEB [9.2.5]
$A_{c,N}$ =	30794,00	[cm²]	Rzeczywiste pole powierzchni stożka	CEB [9.2.5]

$\Box_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$

$\Box_{A,N}$ =	1,00		Wsp. zależny od rozstawu kotwi i odległości od krawędzi	CEB [9.2.5]
c =	640	[mm]	Minimalna odległość kotwi od krawędzi	CEB [9.2.5]

$\Box_{s,N} = 0.7 + 0.3*c/c_{cr.N} \Box 1.0$

$\Box_{s,N}$ =	1,00		Wsp. zależny od odległości kotwi od krawędzi fundamentu	CEB [9.2.5]
$\Box_{ec,N}$ =	1,00		Wsp. zależny od rozkładu sił rozciągających w kotwiach	CEB [9.2.5]

$\Box_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \Box 1.0$

$\Box_{re,N}$ =	1,00		Wsp. zależny od zagęszczenia zbrojenia fundamentu	CEB [9.2.5]
$\Box_{ucr,N}$ =	1,00		Wsp. zależny stopnia zarysowania betonu	CEB [9.2.5]

$\Box_{h,N} = (h/(2*h_{ef}))^{2/3} \Box 1.2$

$\Box_{h,N}$ =	0,79		Wsp. zależny od wysokości fundamentu	CEB [9.2.5]
$\Box_{M,sp}$ =	2,16		Częściowy współczynnik bezpieczeństwa	CEB [3.2.3.1]

$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0*\Box_{A,N}*\Box_{s,N}*\Box_{ec,N}*\Box_{re,N}*\Box_{ucr,N}*\Box_{h,N}/\Box_{M,sp}$

$F_{t,Rd,sp}$ =	243,48	[kN]	Nośność obliczeniowa kotwi na rozsadzanie betonu	CEB [9.2.5]

NOŚNOŚĆ KOTWI NA ROZCIĄGANIE

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd}$ =	183,45	[kN]	Nośność kotwi na rozciąganie	

ZGINANIE PŁYTY PODSTAWY

Zginanie momentem $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1}$ =	348	[mm]	Długość efektywna dla pojedynczej śruby dla 1 postaci zniszczenia	[6.2.6.5]
$l_{eff,2}$ =	348	[mm]	Długość efektywna dla pojedynczej śruby dla 2 postaci zniszczenia	[6.2.6.5]
m =	64	[mm]	Odległość śruby od krawędzi usztywniającej	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd}$ =	18,43	[kN*m]	Nośność plastyczna płyty dla 1 postaci zniszczenia	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd}$ =	18,43	[kN*m]	Nośność plastyczna płyty dla 2 postaci zniszczenia	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd}$ =	1157,34	[kN]	Nośność płyty dla 1 postaci zniszczenia	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd}$ =	664,85	[kN]	Nośność płyty dla 2 postaci zniszczenia	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd}$ =	733,79	[kN]	Nośność płyty dla 3 postaci zniszczenia	[6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$

$F_{t,pl,Rd,y}$ =	664,85	[kN]	Nośność płyty przy rozciąganiu	[6.2.4]

Zginanie momentem $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1}$ =	60	[mm]	Długość efektywna dla pojedynczej śruby dla 1 postaci zniszczenia	[6.2.6.5]
$l_{eff,2}$ =	60	[mm]	Długość efektywna dla pojedynczej śruby dla 2 postaci zniszczenia	[6.2.6.5]
m =	15	[mm]	Odległość śruby od krawędzi usztywniającej	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd}$ =	3,17	[kN*m]	Nośność plastyczna płyty dla 1 postaci zniszczenia	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd}$ =	3,17	[kN*m]	Nośność plastyczna płyty dla 2 postaci zniszczenia	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd}$ =	846,00	[kN]	Nośność płyty dla 1 postaci zniszczenia	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd}$ =	493,74	[kN]	Nośność płyty dla 2 postaci zniszczenia	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd}$ =	550,34	[kN]	Nośność płyty dla 3 postaci zniszczenia	[6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$

$F_{t,pl,Rd,z}$ =	493,74	[kN]	Nośność płyty przy rozciąganiu	[6.2.4]

NOŚNOŚCI STOPY W STREFIE ROZCIĄGANEJ

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$

$F_{T,Rd,y}$ =	664,85	[kN]	Nośność stopy w strefie rozciąganej	[6.2.8.3]

$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$

$F_{T,Rd,z}$ =	493,74	[kN]	Nośność stopy w strefie rozciąganej	[6.2.8.3]

Kontrola nośności połączenia

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \Box 1,0$ (6.24)	0,01 < 1,00	zweryfikowano	(0,01)

e_y =	2375	[mm]	Mimośród siły osiowej	[6.2.8.3]
$z_{c,y}$ =	196	[mm]	Ramię działania siły $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y}$ =	250	[mm]	Ramię działania siły $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]

e_y =	2375	[mm]	Mimośród siły osiowej		[6.2.8.3]
$M_{j,Rd,y}$ =	323,16	[kN*m]	Nośność połączenia na zginanie		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y}$ / $M_{j,Rd,y}$ ≤ 1,0 (6.23)			0,93 < 1,00	zweryfikowano	(0,93)
e_z =	0	[mm]	Mimośród siły osiowej		[6.2.8.3]
$z_{c,z}$ =	185	[mm]	Ramię działania siły $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z}$ =	225	[mm]	Ramię działania siły $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z}$ =	0,02	[kN*m]	Nośność połączenia na zginanie		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z}$ / $M_{j,Rd,z}$ ≤ 1,0 (6.23)			0,02 < 1,00	zweryfikowano	(0,02)
$M_{j,Ed,y}$ / $M_{j,Rd,y}$ + $M_{j,Ed,z}$ / $M_{j,Rd,z}$ ≤ 1,0			0,95 < 1,00	zweryfikowano	(0,95)

Kontrola żeber

Żebro równoległe do środnika (na przedłużeniu środnika słupa)

M_1 =	16,55	[kN*m]	Moment zginający żebro	
Q_1 =	206,88	[kN]	Siła ścinająca żebro	
z_s =	93	[mm]	Położenie osi obojętnej (od podstawy płyty)	
I_s =	10031,91	[cm^4]	Moment bezwładności żebra	
σ_d =	10,42	[MPa]	Naprężenie normalne na styku żebra i płyty	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
σ_g =	45,68	[MPa]	Naprężenie normalne w górnych włóknach	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
τ =	60,85	[MPa]	Naprężenie styczne w żebrze	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
σ_z =	105,91	[MPa]	Naprężenie zastępcze na styku żebra i płyty	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
max (σ_g, τ / (0.58), σ_z) / (f_{yp}/γ_{M0}) ≤ 1.0 (6.1)			0,45 < 1,00	zweryfikowano (0,45)

Płyta trapezowa równoległa do środnika słupa

M_1 =	16,55	[kN*m]	Moment zginający żebro	
Q_1 =	206,88	[kN]	Siła ścinająca żebro	
z_s =	73	[mm]	Położenie osi obojętnej (od podstawy płyty)	
I_s =	11338,35	[cm^4]	Moment bezwładności żebra	
σ_d =	6,23	[MPa]	Naprężenie normalne na styku żebra i płyty	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
σ_g =	43,40	[MPa]	Naprężenie normalne w górnych włóknach	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
τ =	60,85	[MPa]	Naprężenie styczne w żebrze	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
σ_z =	105,58	[MPa]	Naprężenie zastępcze na styku żebra i płyty	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
max (σ_g, τ / (0.58), σ_z) / (f_{yp}/γ_{M0}) ≤ 1.0 (6.1)			0,45 < 1,00	zweryfikowano (0,45)

Żebro prostopadłe do środnika (na przedłużeniu półek słupa słupa)

M_1 =	10,42	[kN*m]	Moment zginający żebro	
Q_1 =	126,29	[kN]	Siła ścinająca żebro	
z_s =	63	[mm]	Położenie osi obojętnej (od podstawy płyty)	
I_s =	11976,28	[cm^4]	Moment bezwładności żebra	
σ_d =	2,86	[MPa]	Naprężenie normalne na styku żebra i płyty	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
σ_g =	26,72	[MPa]	Naprężenie normalne w górnych włóknach	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
τ =	37,14	[MPa]	Naprężenie styczne w żebrze	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
σ_z =	64,40	[MPa]	Naprężenie zastępcze na styku żebra i płyty	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
max (σ_g, τ / (0.58), σ_z) / (f_{yp}/γ_{M0}) ≤ 1.0 (6.1)			0,27 < 1,00	zweryfikowano (0,27)

Spoiny między słupem i płytą podstawy

$\sigma_\perp$ =	17,23	[MPa]	Naprężenie normalne w spoinie		[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ =	17,23	[MPa]	Naprężenie styczne prostopadłe		[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	-0,00	[MPa]	Naprężenie styczne równoległe do $V_{j,Ed,y}$		[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	0,00	[MPa]	Naprężenie styczne równoległe do $V_{j,Ed,z}$		[4.5.3.(7)]
β_W =	0,80		Współczynnik zależny od wytrzymałości		[4.5.3.(7)]
$\sigma_\perp$ / (0.9*f_u/γ_{M2})) ≤ 1.0 (4.1)			0,07 < 1,00	zweryfikowano	(0,07)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))}$ / ($f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})$) ≤ 1.0 (4.1)			0,10 < 1,00	zweryfikowano	(0,10)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))}$ / ($f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})$) ≤ 1.0 (4.1)			0,08 < 1,00	zweryfikowano	(0,08)

Spoiny pionowe żeber

Żebro równoległe do środnika (na przedłużeniu środnika słupa)

$\sigma_\perp$ =	25,31	[MPa]	Naprężenie normalne w spoinie	[4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} =$	25,31	[MPa]	Naprężenie normalne w spoinie		[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} =$	25,31	[MPa]	Naprężenie styczne prostopadłe		[4.5.3.(7)]
$\sigma_{II} =$	25,35	[MPa]	Naprężenie styczne równoległe		[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	67,01	[MPa]	Sumaryczne naprężenie zastępcze		[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Współczynnik zależny od wytrzymałości		[4.5.3.(7)]
max ($\sigma_{\perp}$, σ_{II} * $\sqrt{3}$, σ_z) / (f_u/(β_W*γ_{M2})) $\leq$ 1.0 (4.1)			0,19 < 1,00	zweryfikowano	(0,19)

Płyta trapezowa równoległa do środnika słupa

$\sigma_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Naprężenie normalne w spoinie		[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Naprężenie styczne prostopadłe		[4.5.3.(7)]
$\sigma_{II} =$	30,48	[MPa]	Naprężenie styczne równoległe		[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00	[MPa]	Sumaryczne naprężenie zastępcze		[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Współczynnik zależny od wytrzymałości		[4.5.3.(7)]
max ($\sigma_{\perp}$, σ_{II} * $\sqrt{3}$, σ_z) / (f_u/(β_W*γ_{M2})) $\leq$ 1.0 (4.1)			0,15 < 1,00	zweryfikowano	(0,15)

Żebro prostopadłe do środnika (na przedłużeniu półek słupa słupa)

$\sigma_{\perp} =$	15,93	[MPa]	Naprężenie normalne w spoinie		[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} =$	15,93	[MPa]	Naprężenie styczne prostopadłe		[4.5.3.(7)]
$\sigma_{II} =$	15,48	[MPa]	Naprężenie styczne równoległe		[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	41,64	[MPa]	Sumaryczne naprężenie zastępcze		[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Współczynnik zależny od wytrzymałości		[4.5.3.(7)]
max ($\sigma_{\perp}$, σ_{II} * $\sqrt{3}$, σ_z) / (f_u/(β_W*γ_{M2})) $\leq$ 1.0 (4.1)			0,12 < 1,00	zweryfikowano	(0,12)

Spoiny poziome żeber

Żebro równoległe do środnika (na przedłużeniu środnika słupa)

$\sigma_{\perp} =$	39,33	[MPa]	Naprężenie normalne w spoinie		[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} =$	39,33	[MPa]	Naprężenie styczne prostopadłe		[4.5.3.(7)]
$\sigma_{II} =$	31,22	[MPa]	Naprężenie styczne równoległe		[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	95,45	[MPa]	Sumaryczne naprężenie zastępcze		[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Współczynnik zależny od wytrzymałości		[4.5.3.(7)]
max ($\sigma_{\perp}$, σ_{II} * $\sqrt{3}$, σ_z) / (f_u/(β_W*γ_{M2})) $\leq$ 1.0 (4.1)			0,27 < 1,00	zweryfikowano	(0,27)

Płyta trapezowa równoległa do środnika słupa

$\sigma_{\perp} =$	39,33	[MPa]	Naprężenie normalne w spoinie		[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} =$	39,33	[MPa]	Naprężenie styczne prostopadłe		[4.5.3.(7)]
$\sigma_{II} =$	32,90	[MPa]	Naprężenie styczne równoległe		[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	97,13	[MPa]	Sumaryczne naprężenie zastępcze		[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Współczynnik zależny od wytrzymałości		[4.5.3.(7)]
max ($\sigma_{\perp}$, σ_{II} * $\sqrt{3}$, σ_z) / (f_u/(β_W*γ_{M2})) $\leq$ 1.0 (4.1)			0,27 < 1,00	zweryfikowano	(0,27)

Żebro prostopadłe do środnika (na przedłużeniu półek słupa słupa)

$\sigma_{\perp} =$	22,55	[MPa]	Naprężenie normalne w spoinie		[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} =$	22,55	[MPa]	Naprężenie styczne prostopadłe		[4.5.3.(7)]
$\sigma_{II} =$	20,49	[MPa]	Naprężenie styczne równoległe		[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	57,39	[MPa]	Sumaryczne naprężenie zastępcze		[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Współczynnik zależny od wytrzymałości		[4.5.3.(7)]
max ($\sigma_{\perp}$, σ_{II} * $\sqrt{3}$, σ_z) / (f_u/(β_W*γ_{M2})) $\leq$ 1.0 (4.1)			0,16 < 1,00	zweryfikowano	(0,16)

Sztywność połączenia

Zginanie momentem $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	114	[mm]	Szerokość efektywna strefy docisku pod półką	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	394	[mm]	Długość efektywna strefy docisku pod półką	[6.2.5.(3)]

$k_{13,y} = E_c*\sqrt{(b_{eff}*l_{eff})}/(1.275*E)$

$k_{13,y} =$	26	[mm]	Wsp. sztywności ściskanego betonu	[Tablica 6.11]
$l_{eff} =$	348	[mm]	Długość efektywna dla pojedynczej śruby dla 2 postaci zniszczenia	[6.2.6.5]
m =	64	[mm]	Odległość śruby od krawędzi usztywniającej	[6.2.6.5]

$k_{15,y} = 0.425*l_{eff}*t_p^3/(m^3)$

$k_{15,y} =$	15	[mm]	Wsp. sztywności płyty podstawy przy rozciąganiu	[Tablica 6.11]
$L_b =$	325	[mm]	Długość efektywna śruby kotwiącej	[Tablica 6.11]

$k_{16,y} = 1.6*A_b/L_b$

$k_{16,y}$ =	3	[mm]	Wsp. sztywności kotwi na rozciąganie	[Tablica 6.11]
$\lambda_{0,y}$ =	0,29		Smukłość słupa	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y}$ =	38796,25	[kN*m]	Początkowa sztywność obrotowa	[Tablica 6.12]
$S_{j,rig,y}$ =	630190,91	[kN*m]	Sztywność połączenia sztywnego	[5.2.2.5]

$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ PÓŁ-SZTYWNE [5.2.2.5.(2)]

Zginanie momentem $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c*\lambda(A_{c,z})/(1.275*E)$

$k_{13,z}$ =	37	[mm]	Wsp. sztywności ściskanego betonu	[Tablica 6.11]
l_{eff} =	60	[mm]	Długość efektywna dla pojedynczej śruby dla 2 postaci zniszczenia	[6.2.6.5]
m =	15	[mm]	Odległość śruby od krawędzi usztywniającej	[6.2.6.5]

$k_{15,z} = 0.425*l_{eff}*t_p^3/(m^3)$

$k_{15,z}$ =	204	[mm]	Wsp. sztywności płyty podstawy przy rozciąganiu	[Tablica 6.11]
L_b =	325	[mm]	Długość efektywna śruby kotwiącej	[Tablica 6.11]

$k_{16,z} = 1.6*A_b/L_b$

$k_{16,z}$ =	3	[mm]	Wsp. sztywności kotwi na rozciąganie	[Tablica 6.11]
$\lambda_{0,z}$ =	0,56		Smukłość słupa	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z}$ =	535646,94	[kN*m]	Początkowa sztywność obrotowa	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z}$ =	171865,91	[kN*m]	Sztywność połączenia sztywnego	[5.2.2.5]

$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ SZTYWNE [5.2.2.5.(2)]

Najsłabszy komponent:

PŁYTA PODSTAWY PRZY ZGINANIU

Uwagi

Promień zakrzywienia kotwi zbyt mały. 85 [mm] < 90 [mm]

Połączenie zgodne z normą Proporcja 0,95

Wymiarowanie fundamentów

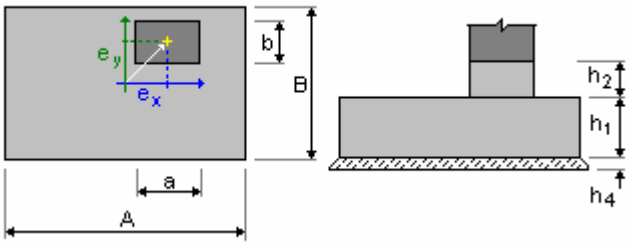
Stopa fundamentowa: Fundament73 Ilość: 1

1.1 Dane podstawowe

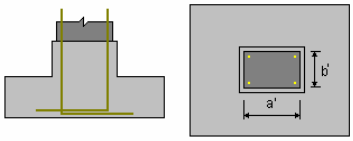
1.1.1 Założenia

- Obliczenia geotechniczne wg normy: EN 1997-1:2008
- Obliczenia żelbetu wg normy : PN-B-03264 (2002)
- Dobór kształtu : bez ograniczeń

1.1.2 Geometria:



A	= 2,90 (m)	a	= 0,70 (m)
B	= 2,00 (m)	b	= 0,70 (m)
h1	= 0,50 (m)	e_x	= 0,50 (m)
h2	= 0,70 (m)	e_y	= 0,00 (m)
h4	= 0,05 (m)		



a' = 40,0 (cm)
b' = 40,0 (cm)
c1 = 5,0 (cm)
c2 = 5,0 (cm)

1.1.3 Materiały

- Beton : C25/30;
  wytrzymałość charakterystyczna = 25 MPa
  ciężar objętościowy = 2501,36 (kG/m3)

1.1.4 Obciążenia:

Obciążenia fundamentu:

Przypadek	Natura	Grupa	N (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)
KOMB1	obliczeniowe	----	127,02	0,00	-0,00	0,00	-301,68
KOMB2	obliczeniowe	----	-58,16	0,00	0,00	0,00	138,13
SGU 1	obliczeniowe	----	85,69	0,00	-0,00	0,00	-203,51
SGU2	obliczeniowe	----	-38,77	0,00	-0,00	0,00	92,09

Obciążenia naziomu:

Przypadek	Natura	Q1 (kN/m2)

1.1.5 Lista kombinacji

1/ SGN: KOMB1 N=127,02 My=-301,68
2/ SGN: KOMB2 N=-58,16 My=138,13 Fx=0,00
3/ SGN: SGU 1 N=85,69 My=-203,51
4/ SGN: SGU2 N=-38,77 My=92,09 Fx=0,00
5/* SGN: KOMB1 N=127,02 My=-301,68
6/* SGN: KOMB2 N=-58,16 My=138,13 Fx=0,00
7/* SGN: SGU 1 N=85,69 My=-203,51
8/* SGN: SGU2 N=-38,77 My=92,09 Fx=0,00

1.2 Wymiarowanie geotechniczne

1.2.1 Założenia

- Współczynnik redukujący kohezję: 0,00
- Fundament gładki prefabrykowany 6.5.3(10)
- Poślizg z uwzględnieniem parcia gruntu: dla kierunków X i Y
- Podejście obliczeniowe: 1

A1 + M1 + R1
$\gamma_{\varphi'}$ = 1,00
$\gamma_{c'}$ = 1,00
γ_{cu} = 1,00
γ_{qu} = 1,00
γ_{γ} = 1,00
$\gamma_{R,v}$ = 1,00
$\gamma_{R,h}$ = 1,00

A2 + M2 + R1
$\gamma_{\varphi'}$ = 1,25
$\gamma_{c'}$ = 1,25
γ_{cu} = 1,40
γ_{qu} = 1,40
γ_{γ} = 1,00
$\gamma_{R,v}$ = 1,00
$\gamma_{R,h}$ = 1,00

1.2.2 Grunt:

Poziom gruntu: N_1 = 0,00 (m)
Poziom trzonu słupa: N_a = 0,00 (m)
Minimalny poziom posadowienia: N_f = -0,50 (m)

1. Piasek średni
- Poziom gruntu: 0.00 (m)
- Miąższość: 1.00 (m)
- Ciężar objętościowy: 1835.49 (kG/m3)
- Ciężar właściwy szkieletu: 2702.25 (kG/m3)
- Kąt tarcia wewnętrznego: 31.1 (Deg)
- Kohezja: 0.00 (MPa)

2. Glina piaszczysta
- Poziom gruntu: -1.00 (m)
- Miąższość: 1.00 (m)
- Ciężar objętościowy: 2243.38 (kG/m3)
- Ciężar właściwy szkieletu: 2722.64 (kG/m3)
- Kąt tarcia wewnętrznego: 18.3 (Deg)
- Kohezja: 0.03 (MPa)

3. Piasek drobny
- Poziom gruntu: -2.00 (m)
- Miąższość: 1.00 (m)
- Ciężar objętościowy: 1937.46 (kG/m3)
- Ciężar właściwy szkieletu: 2702.25 (kG/m3)
- Kąt tarcia wewnętrznego: 29.9 (Deg)
- Kohezja: 0.00 (MPa)

4. Piasek gliniasty
- Poziom gruntu: -3.00 (m)
- Miąższość: 1.00 (m)
- Ciężar objętościowy: 2192.39 (kG/m3)
- Ciężar właściwy szkieletu: 2702.25 (kG/m3)
- Kąt tarcia wewnętrznego: 16.4 (Deg)
- Kohezja: 0.02 (MPa)

1.2.3 Stany graniczne

Obliczenia naprężeń

Rodzaj podłoża pod fundamentem: jednorodne
Kombinacja wymiarująca **SGN: KOMB1 N=127,02 My=-301,68**
Współczynniki obciążeniowe: **1.35** * ciężar fundamentu
1.35 * ciężar gruntu

Wyniki obliczeń: na poziomie posadowienia fundamentu
Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 197,72 (kN)
Obciążenie wymiarujące:
Nr = 324,74 (kN) Mx = 0,00 (kN*m) My = -236,66 (kN*m)
Mimośród działania obciążenia:
e_B = -0,00 (m) e_L = -0,73 (m)
Wymiary zastępcze fundamentu:
B' = B - 2|e_B| = 2,90 (m)
L' = L - 2|e_L| = 2,00 (m)
Głębokość posadowienia: Dmin = 1,20 (m)

Metoda obliczeń naprężenia dopuszczalnego: Półempiryczna - limit naprężeń

qu = 0.30 (MPa)

p_{le}* = 0,17 (MPa)
D_e = Dmin - d = 1,20 (m)
k_p = 1,26
q'_0 = 0,02 (MPa)

qu = kp * (ple*) + q'_0 = 0,24 (MPa)

Naprężenie w gruncie: qref = 0.15 (MPa)
Współczynnik bezpieczeństwa: qlim / qref = 1.609 > 1

Odrywanie

Odrywanie w SGN
Kombinacja wymiarująca **SGN: KOMB2 N=-58,16 My=138,13 Fx=0,00**
Współczynniki obciążeniowe: **1.00** * ciężar fundamentu
1.00 * ciężar gruntu
Powierzchnia kontaktu: s = 0,43
s_{lim} = 0,33

Przesunięcie

Kombinacja wymiarująca **SGN: KOMB2 N=-58,16 My=138,13 Fx=0,00**
Współczynniki obciążeniowe: **1.00** * ciężar fundamentu
1.00 * ciężar gruntu
Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 446,85 (kN)
Obciążenie wymiarujące:
Nr = 388,69 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = 110,17 (kN*m)
Wymiary zastępcze fundamentu: A_ = 3,35 (m) B_ = 2,45 (m)
Powierzchnia poślizgu: 8,21 (m2)

Współczynnik tarcia fundament - grunt: tan(δd) = 0,17
Kohezja: c_u = 0.02 (MPa)
Uwzględnione parcie gruntu:
Hx = 0,00 (kN) Hy = 0,00 (kN)
Ppx = 0,00 (kN) Ppy = 0,00 (kN)
Pax = 0,00 (kN) Pay = 0,00 (kN)
Wartość siły poślizgu H_d = 0,00 (kN)
Wartość siły zapobiegającej poślizgowi fundamentu:
- na poziomie posadowienia: R_d = 17,35 (kN)
- w gruncie: R_d = 14,64 (kN)
Stateczność na przesunięcie: ?

Obrót

Wokół osi OX
Kombinacja wymiarująca **SGN: KOMB2 N=-58,16 My=138,13 Fx=0,00**
Współczynniki obciążeniowe: **1.00** * ciężar fundamentu
1.00 * ciężar gruntu
Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 146,46 (kN)
Obciążenie wymiarujące:
Nr = 88,30 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = 110,17 (kN*m)
Moment stabilizujący: M_{stab} = 146,46 (kN*m)
Moment obracający: M_{renv} = 58,16 (kN*m)
Stateczność na obrót: 2.518 > 1

Wokół osi OY
Kombinacja wymiarująca: **SGN: KOMB2 N=-58,16 My=138,13 Fx=0,00**
Współczynniki obciążeniowe: **1.00** * ciężar fundamentu
1.00 * ciężar gruntu
Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 146,46 (kN)
Obciążenie wymiarujące:
Nr = 88,30 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = 110,17 (kN*m)
Moment stabilizujący: M_{stab} = 215,45 (kN*m)
Moment obracający: M_{renv} = 193,38 (kN*m)
Stateczność na obrót: 1.114 > 1

1.3 Wymiarowanie żelbetowe

1.3.1 Założenia

- Środowisko : X0

1.3.2 Analiza przebicia i ścinania

Ścinanie

Kombinacja wymiarująca **SGN: KOMB1 N=127,02 My=-301,68**
Współczynniki obciążeniowe: **0.90** * ciężar fundamentu
0.90 * ciężar gruntu
Obciążenie wymiarujące:
Nr = 258,83 (kN) Mx = 0,00 (kN*m) My = -237,16 (kN*m)
Długość obwodu krytycznego: 2,00 (m)
Siła ścinająca: 184,23 (kN)
Wysokość użyteczna przekroju h_{eff} = 0,44 (m)
Powierzchnia ścinania: A = 0,88 (m2)
fctd = 0,73 (MPa)
Stopień zbrojenia: ⍰ = 0.13 %
Współczynnik bezpieczeństwa: 1.782 > 1

1.3.3 Zbrojenie teoretyczne

Stopa:

dolne:

SGN: KOMB1 N=127,02 My=-301,68
My = 177,11 (kN*m) A_{sx} = 5,72 (cm2/m)

SGN: KOMB1 N=127,02 My=-301,68
Mx = 4,34 (kN*m) A_{sy} = 5,72 (cm2/m)

$A_{s\,min}$ = 5,72 (cm2/m)

górne:

SGN: KOMB2 N=-58,16 My=138,13 Fx=0,00
My = -54,85 (kN*m) A'_{sx} = 5,72 (cm2/m)

SGN: KOMB2 N=-58,16 My=138,13 Fx=0,00
Mx = -4,97 (kN*m) A'_{sy} = 5,72 (cm2/m)

$A_{s\,min}$ = 5,72 (cm2/m)

Trzon słupa:
Zbrojenie podłużne A = 38,45 (cm2) A_{min} = 19,60 (cm2)
A = 2 * (Asx + Asy)
Asx = 9,05 (cm2) Asy = 10,18 (cm2)

1.3.4 Zbrojenie rzeczywiste

2.3.1 Stopa:

Dolne:

Górne:

2.3.2 Trzon

Zbrojenie podłużne

2 Ilościowe zestawienie materiałów:

- Objętość betonu = 3,24 (m3)
- Powierzchnia deskowania = 6,86 (m2)

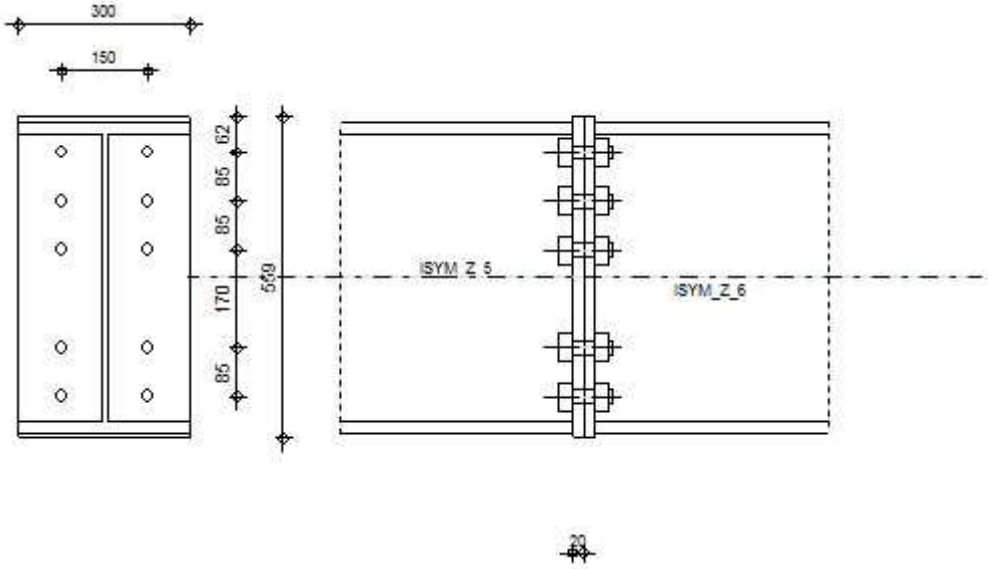
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013

Obliczenia połączenia zamocowanego Belka - Belka

PN-EN 1993-1-8:2006/AC:2009

OK

Proporcja **0,32**



Ogólne

Nr połączenia: 5
Nazwa połączenia: Doczołowe
Węzeł konstrukcji: 75
Pręty konstrukcji: 47, 48

Geometria

Strona lewa Belka

Profil:			ISYM_Z_5
Nr pręta:			47
⍰ =	-180,0	[Deg]	Kąt nachylenia
h_{bl} =	540	[mm]	Wysokość przekroju belki
b_{fbl} =	300	[mm]	Szerokość przekroju belki
t_{wbl} =	10	[mm]	Grubość środnika przekroju belki
t_{fbl} =	20	[mm]	Grubość półki przekroju belki
A_{bl} =	170,00	[cm²]	Pole przekroju belki
I_{xbl} =	91576,67	[cm⁴]	Moment bezwładności przekroju belki
Materiał:	S 355		
f_{yb} =	355,00	[MPa]	Wytrzymałość

Strona prawa Belka

Profil:			ISYM_Z_6
Nr pręta:			48
⍰ =	-0,0	[Deg]	Kąt nachylenia
h_{br} =	540	[mm]	Wysokość przekroju belki
b_{fbr} =	300	[mm]	Szerokość przekroju belki

⍰ =	-0,0	[Deg]	Kąt nachylenia
t_{wbr} =	10	[mm]	Grubość środnika przekroju belki
t_{fbr} =	20	[mm]	Grubość półki przekroju belki
A_{br} =	170,00	[cm²]	Pole przekroju belki
I_{xbr} =	91576,67	[cm⁴]	Moment bezwładności przekroju belki

Materiał: S 355

f_{yb} = 355,00 [MPa] Wytrzymałość

Śruby

Płaszczyzna ścinania przechodzi przez NIEGWINTOWANĄ część śruby

d =	24	[mm]	Średnica śruby
Klasa =	10.9		Klasa śruby
F_{tRd} =	264,33	[kN]	Nośność śruby na rozciąganie
n_h =	2		Ilość kolumn śrub
n_v =	5		Ilość rzędów śrub
h_1 =	62	[mm]	Odległość pierwszej śruby od górnej krawędzi blachy czołowej

Rozstaw poziomy e_i = 150 [mm]

Rozstaw pionowy p_i = 85;85;170;85 [mm]

Blacha

h_{pr} =	559	[mm]	Wysokość blachy
b_{pr} =	300	[mm]	Szerokość blachy
t_{pr} =	20	[mm]	Grubość blachy

Materiał: S 235

f_{ypr} = 235,00 [MPa] Wytrzymałość

Spoiny pachwinowe

a_w =	7	[mm]	Spoina środnika
a_f =	14	[mm]	Spoina półki

Współczynniki materiałowe

⍰$_{M0}$ =	1,00	Częściowy współczynnik bezpieczeństwa	[2.2]
⍰$_{M1}$ =	1,00	Częściowy współczynnik bezpieczeństwa	[2.2]
⍰$_{M2}$ =	1,25	Częściowy współczynnik bezpieczeństwa	[2.2]
⍰$_{M3}$ =	1,25	Częściowy współczynnik bezpieczeństwa	[2.2]

Obciążenia

Stan graniczny nośności

Przypadek: 7: KOMB2 1*1.35+5*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	-117,53	[kN*m]	Moment zginający w belce prawej
$V_{b1,Ed}$ =	41,97	[kN]	Siła ścinająca w belce prawej
$N_{b1,Ed}$ =	1,47	[kN]	Siła osiowa w belce prawej

Rezultaty

Nośności belki

ROZCIĄGANIE

A_b = 170,00 [cm²] Pole powierzchni EN1993-1-1:[6.2.3]

$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb}$ / ⍰$_{M0}$

$N_{tb,Rd}$ = 6035,00 [kN] Nośność obliczeniowa przekroju na rozciąganie EN1993-1-1:[6.2.3]

ŚCINANIE

A_{vb} = 50,00 [cm²] Pole powierzchni przy ścinaniu EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb}$ (f_{yb} / ⍰3) / ⍰$_{M0}$

$V_{cb,Rd}$ = 1024,80 [kN] Nośność obliczeniowa przekroju na ścinanie EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed}$ / $V_{cb,Rd}$ ⍰ 1,0 0,04 < 1,00 zweryfikowano (0,04)

ZGINANIE - MOMENT PLASTYCZNY (BEZ WZMOCNIEŃ)

W_{plb} = 4089,00 [cm³] Wskaźnik plastyczny przekroju EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb}$ / ⍰$_{M0}$

$M_{b,pl,Rd}$ = 1451,60 [kN*m] Nośność plastyczna przekroju przy zginaniu (bez wzmocnień) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

ZGINANIE NA STYKU Z PŁYTĄ LUB ELEMENTEM ŁĄCZONYM

W_{pl} = 4089,00 [cm³] Wskaźnik plastyczny przekroju EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd}$ = 1451,60 [kN*m] Nośność obliczeniowa przekroju przy zginaniu EN1993-1-1:[6.2.5]

PÓŁKA I ŚRODNIK PRZY ŚCISKANIU

$M_{cb,Rd}$ = 1451,60 [kN*m] Nośność obliczeniowa przekroju przy zginaniu EN1993-1-1:[6.2.5]

h_f = 520 [mm] Odległość między środkami ciężkości półek [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd}$ = 2791,53 [kN] Nośność ściskanej półki i środnika [6.2.6.7.(1)]

Parametry geometryczne połączenia

DŁUGOŚCI EFEKTYWNE I PARAMETRY - PŁYTA CZOŁOWA

Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
1	62	-	75	-	85	390	469	390	469	280	341	280	341
2	62	-	75	-	128	390	342	342	342	255	128	128	128
3	62	-	75	-	128	390	342	342	342	255	128	128	128
4	62	-	75	-	85	390	342	342	342	170	85	85	85
5	62	-	75	-	85	390	342	342	342	280	214	214	214

m – Odległość śruby od środnika
m_x – Odległość śruby od półki belki
e – Odległość śruby od krawędzi zewnętrznej
e_x – Odległość śruby od poziomej krawędzi zewnętrznej
p – Odległość między śrubami
$l_{eff,cp}$ – Długość efektywna dla pojedynczej śruby w kołowym trybie zniszczenia
$l_{eff,nc}$ – Długość efektywna dla pojedynczej śruby w niekołowym trybie zniszczenia
$l_{eff,1}$ – Długość efektywna dla pojedynczej śruby dla 1 postaci zniszczenia
$l_{eff,2}$ – Długość efektywna dla pojedynczej śruby dla 2 postaci zniszczenia
$l_{eff,cp,g}$ – Długość efektywna dla grupy śrub w kołowym trybie zniszczenia
$l_{eff,nc,g}$ – Długość efektywna dla grupy śrub w niekołowym trybie zniszczenia
$l_{eff,1,g}$ – Długość efektywna dla grupy śrub dla 1 postaci zniszczenia
$l_{eff,2,g}$ – Długość efektywna dla grupy śrub dla 2 postaci zniszczenia

Nośność połączenia na rozciąganie

$F_{t,Rd}$ = 264,33 [kN] Nośność śruby na rozciąganie [Tablica 3.4]

$B_{p,Rd}$ = 390,86 [kN] Nośność śruby na przeciągnięcie łba [Tablica 3.4]

$N_{j,Rd} = Min (N_{tb,Rd} , n_v n_h F_{t,Rd} , n_v n_h B_{p,Rd})$

$N_{j,Rd}$ = 2643,26 [kN] Nośność połączenia na rozciąganie [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,00 < 1,00 zweryfikowano (0,00)

Nośność połączenia na zginanie

$F_{t,Rd}$ = 264,33 [kN] Nośność śruby na rozciąganie [Tablica 3.4]

$B_{p,Rd}$ = 390,86 [kN] Nośność śruby na przeciągnięcie łba [Tablica 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – nośność półki słupa przy zginaniu
$F_{t,wc,Rd}$ – nośność środnika słupa przy rozciąganiu
$F_{t,ep,Rd}$ – nośność zginanej blachy czołowej przy zginaniu
$F_{t,wb,Rd}$ – nośność środnika przy rozciąganiu

$F_{t,fc,Rd} = Min (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = Min (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

NOŚNOŚĆ RZĘDU ŚRUB NUMER 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formuła	**$F_{t1,Rd,comp}$**	**Komponent**
$F_{t1,Rd} = Min (F_{t1,Rd,comp})$	450,21	Nośność rzędu śrub

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formuła	$F_{t1,Rd,comp}$	Komponent
$F_{t,ep,Rd(1)}$ = 450,21	450,21	Płyta czołowa - rozciąganie
$F_{t,wb,Rd(1)}$ = 1384,72	1384,72	Środnik belki - rozciąganie
$B_{p,Rd}$ = 781,73	781,73	Śruby na przeciągnięcie łba
$F_{c,fb,Rd}$ = 2791,53	2791,53	Półka belki - ściskanie
NOŚNOŚĆ RZĘDU ŚRUB NUMER 2		
$F_{t2,Rd,comp}$ - Formuła	**$F_{t2,Rd,comp}$**	**Komponent**
$F_{t2,Rd}$ = Min ($F_{t2,Rd,comp}$)	259,09	Nośność rzędu śrub
$F_{t,ep,Rd(2)}$ = 406,52	406,52	Płyta czołowa - rozciąganie
$F_{t,wb,Rd(2)}$ = 1214,35	1214,35	Środnik belki - rozciąganie
$B_{p,Rd}$ = 781,73	781,73	Śruby na przeciągnięcie łba
$F_{c,fb,Rd}$ - $\Box_1^1$ $F_{tj,Rd}$ = 2791,53 - 450,21	2341,32	Półka belki - ściskanie
$F_{t,ep,Rd(2+1)}$ - $\Box_1^1$ $F_{tj,Rd}$ = 709,30 - 450,21	259,09	Płyta czołowa - rozciąganie - grupa
$F_{t,wb,Rd(2+1)}$ - $\Box_1^1$ $F_{tj,Rd}$ = 1662,97 - 450,21	1212,77	Środnik belki - rozciąganie - grupa
NOŚNOŚĆ RZĘDU ŚRUB NUMER 3		
$F_{t3,Rd,comp}$ - Formuła	**$F_{t3,Rd,comp}$**	**Komponent**
$F_{t3,Rd}$ = Min ($F_{t3,Rd,comp}$)	127,02	Nośność rzędu śrub
$F_{t,ep,Rd(3)}$ = 406,52	406,52	Płyta czołowa - rozciąganie
$F_{t,wb,Rd(3)}$ = 1214,35	1214,35	Środnik belki - rozciąganie
$B_{p,Rd}$ = 781,73	781,73	Śruby na przeciągnięcie łba
$F_{c,fb,Rd}$ - $\Box_1^2$ $F_{tj,Rd}$ = 2791,53 - 709,30	2082,23	Półka belki - ściskanie
$F_{t,ep,Rd(3+2)}$ - $\Box_2^2$ $F_{tj,Rd}$ = 386,11 - 259,09	127,02	Płyta czołowa - rozciąganie - grupa
$F_{t,wb,Rd(3+2)}$ - $\Box_2^2$ $F_{tj,Rd}$ = 905,25 - 259,09	646,16	Środnik belki - rozciąganie - grupa
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)}$ - $\Box_2^1$ $F_{tj,Rd}$ = 902,36 - 709,30	193,06	Płyta czołowa - rozciąganie - grupa
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)}$ - $\Box_2^1$ $F_{tj,Rd}$ = 2115,60 - 709,30	1406,30	Środnik belki - rozciąganie - grupa
NOŚNOŚĆ RZĘDU ŚRUB NUMER 4		
$F_{t4,Rd,comp}$ - Formuła	**$F_{t4,Rd,comp}$**	**Komponent**
$F_{t4,Rd}$ = Min ($F_{t4,Rd,comp}$)	128,70	Nośność rzędu śrub
$F_{t,ep,Rd(4)}$ = 406,52	406,52	Płyta czołowa - rozciąganie
$F_{t,wb,Rd(4)}$ = 1214,35	1214,35	Środnik belki - rozciąganie
$B_{p,Rd}$ = 781,73	781,73	Śruby na przeciągnięcie łba
$F_{c,fb,Rd}$ - $\Box_1^3$ $F_{tj,Rd}$ = 2791,53 - 836,32	1955,21	Półka belki - ściskanie
$F_{t,ep,Rd(4+3)}$ - $\Box_3^3$ $F_{tj,Rd}$ = 321,76 - 127,02	194,74	Płyta czołowa - rozciąganie - grupa
$F_{t,wb,Rd(4+3)}$ - $\Box_3^3$ $F_{tj,Rd}$ = 754,38 - 127,02	627,36	Środnik belki - rozciąganie - grupa
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)}$ - $\Box_3^2$ $F_{tj,Rd}$ = 514,82 - 386,11	128,70	Płyta czołowa - rozciąganie - grupa
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)}$ - $\Box_3^2$ $F_{tj,Rd}$ = 1207,00 - 386,11	820,89	Środnik belki - rozciąganie - grupa
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)}$ - $\Box_3^1$ $F_{tj,Rd}$ = 1031,06 - 836,32	194,74	Płyta czołowa - rozciąganie - grupa
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)}$ - $\Box_3^1$ $F_{tj,Rd}$ = 2417,35 - 836,32	1581,03	Środnik belki - rozciąganie - grupa
NOŚNOŚĆ RZĘDU ŚRUB NUMER 5		
$F_{t5,Rd,comp}$ - Formuła	**$F_{t5,Rd,comp}$**	**Komponent**
$F_{t5,Rd}$ = Min ($F_{t5,Rd,comp}$)	323,33	Nośność rzędu śrub
$F_{t,ep,Rd(5)}$ = 406,52	406,52	Płyta czołowa - rozciąganie
$F_{t,wb,Rd(5)}$ = 1214,35	1214,35	Środnik belki - rozciąganie
$B_{p,Rd}$ = 781,73	781,73	Śruby na przeciągnięcie łba
$F_{c,fb,Rd}$ - $\Box_1^4$ $F_{tj,Rd}$ = 2791,53 - 965,02	1826,51	Półka belki - ściskanie
$F_{t,ep,Rd(5+4)}$ - $\Box_4^4$ $F_{tj,Rd}$ = 452,03 - 128,70	323,33	Płyta czołowa - rozciąganie - grupa
$F_{t,wb,Rd(5+4)}$ - $\Box_4^4$ $F_{tj,Rd}$ = 1059,80 - 128,70	931,10	Środnik belki - rozciąganie - grupa
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)}$ - $\Box_4^3$ $F_{tj,Rd}$ = 645,09 - 255,72	389,37	Płyta czołowa - rozciąganie - grupa
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)}$ - $\Box_4^3$ $F_{tj,Rd}$ = 1512,43 - 255,72	1256,70	Środnik belki - rozciąganie - grupa
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)}$ - $\Box_4^2$ $F_{tj,Rd}$ = 838,14 - 514,82	323,33	Płyta czołowa - rozciąganie - grupa

$F_{t5,Rd,comp}$ - Formuła	$F_{t5,Rd,comp}$	Komponent
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)}$ - β_4^2 $F_{tj,Rd}$ = 1965,05 - 514,82	1450,24	Środnik belki - rozciąganie - grupa
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)}$ - β_4^1 $F_{tj,Rd}$ = 1354,39 - 965,02	389,37	Płyta czołowa - rozciąganie - grupa
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)}$ - β_4^1 $F_{tj,Rd}$ = 3175,40 - 965,02	2210,38	Środnik belki - rozciąganie - grupa

SUMARYCZNE ZESTAWIENIE SIŁ

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	467	450,21	-	-	450,21	1384,72	528,65	781,73
2	382	259,09	-	-	406,52	1214,35	528,65	781,73
3	212	127,02	-	-	406,52	1214,35	528,65	781,73
4	127	128,70	-	-	406,52	1214,35	528,65	781,73
5	42	323,33	-	-	406,52	1214,35	528,65	781,73

NOŚNOŚĆ POŁĄCZENIA NA ZGINANIE $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \Sigma\, h_j\, F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 366,07 [kN*m] Nośność połączenia na zginanie [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,32 < 1,00 zweryfikowano (0,32)

Nośność połączenia na ścinanie

β_v = 0,60 Współczynnik do obliczeń $F_{v,Rd}$ [Tablica 3.4]

β_{Lf} = 0,99 Współczynnik redukcyjny dla długich połączeń [3.8]

$F_{v,Rd}$ = 222,77 [kN] Nośność pojedynczej śruby na ścinanie [Tablica 3.4]

$F_{t,Rd,max}$ = 264,33 [kN] Nośność pojedynczej śruby na rozciąganie [Tablica 3.4]

$F_{b,Rd,int}$ = 290,22 [kN] Nośność wewnętrznej śruby na docisk [Tablica 3.4]

$F_{b,Rd,ext}$ = 274,71 [kN] Nośność skrajnej śruby na docisk [Tablica 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	528,65	0,29	450,21	144,54	144,83	358,36
2	528,65	0,29	259,09	83,18	83,48	395,30
3	528,65	0,29	127,02	40,78	41,07	420,82
4	528,65	0,29	128,70	41,32	41,61	420,50
5	528,65	0,29	323,33	103,81	104,10	382,88

$F_{tj,Rd,N}$ – Nośność rzędu śrub przy czystym rozciąganiu

$F_{tj,Ed,N}$ – Siła w rzędzie śrub od siły osiowej

$F_{tj,Rd,M}$ – Nośność rzędu śrub przy czystym zginaniu

$F_{tj,Ed,M}$ – Siła w rzędzie śrub od momentu

$F_{tj,Ed}$ – Maksymalna siła rozciągająca w rzędzie śrub

$F_{vj,Rd}$ – Zredukowana nośność rzędu śrub

$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed}\, F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$

$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed}\, F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$

$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$

$F_{vj,Rd} = \mathrm{Min}\,(n_h\, F_{v,Rd}\,(1 - F_{tj,Ed}/(1.4\, n_h\, F_{t,Rd,max}),\ n_h\, F_{v,Rd}\ ,\ n_h\, F_{b,Rd}))$

$V_{j,Rd} = n_h\, \beta_1^n\, F_{vj,Rd}$ [Tablica 3.4]

$V_{j,Rd}$ = 1977,86 [kN] Nośność połączenia na ścinanie [Tablica 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,02 < 1,00 zweryfikowano (0,02)

Wytrzymałość spoin

A_w = 151,20 [cm²] Pole powierzchni wszystkich spoin [4.5.3.2(2)]

A_{wy} = 81,20 [cm²] Pole powierzchni spoin poziomych [4.5.3.2(2)]

A_{wz} = 70,00 [cm²] Pole powierzchni spoin pionowych [4.5.3.2(2)]

I_{wy} = 62544,38 [cm⁴] Moment bezwładności układu spoin wzgl. osi poz. [4.5.3.2(5)]

$\sigma_{\perp max} = \sigma_{\perp max}$ = 32,39 [MPa] Naprężenie normalne w spoinie [4.5.3.2(5)]

$\sigma_{\parallel} = \sigma_{\parallel}$ = 33,32 [MPa] Naprężenia w spoinie pionowej [4.5.3.2(5)]

τ_{II} = 6,00 [MPa] Naprężenie styczne [4.5.3.2(5)]

β_w = 0,80 Współczynnik korelacji [4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$ 64,77 < 360,00 zweryfikowano (0,18)

$[\sigma_{max}^2 + 3*(\tau_{max}^2)] \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	64,77 < 360,00	zweryfikowano	(0,18)
$[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{\parallel}^2)] \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	67,44 < 360,00	zweryfikowano	(0,19)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	32,39 < 259,20	zweryfikowano	(0,12)

Sztywność połączenia

t_{wash} =	5	[mm]	Grubość podkładki	[6.2.6.3.(2)]
h_{head} =	17	[mm]	Wysokość główki śruby	[6.2.6.3.(2)]
h_{nut} =	24	[mm]	Wysokość nakrętki śruby	[6.2.6.3.(2)]
L_b =	71	[mm]	Długość śruby	[6.2.6.3.(2)]
k_{10} =	8	[mm]	Współczynnik sztywności śrub	[6.3.2.(1)]

SZTYWNOŚCI RZĘDÓW ŚRUB

Nr	hj	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j}\ h_j$	$k_{eff,j}\ h_j^2$
					Suma	24,45	919,46
1	467	∞	∞	8	3	12,90	602,20
2	382	∞	∞	4	2	5,91	225,86
3	212	∞	∞	4	2	3,28	69,56
4	127	∞	∞	3	1	1,40	17,79
5	42	∞	∞	6	2	0,96	4,05

$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j}\ h_j^2 / \sum_j k_{eff,j}\ h_j$

z_{eq} = 376 [mm] Zastępcze ramię sił [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j}\ h_j / z_{eq}$

k_{eq} = 7 [mm] Zastępczy współczynnik sztywności układu śrub [6.3.3.1.(1)]

$S_{j,ini} = E\ z_{eq}^2\ k_{eq}$ [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini}$ = 193086,36 [kN*m] Początkowa sztywność obrotowa [6.3.1.(4)]

μ = 1,00 Współczynnik sztywności połączenia [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]

S_j = 193086,36 [kN*m] Końcowa sztywność obrotowa [6.3.1.(4)]

Klasyfikacja połączenia ze względu na sztywność.

$S_{j,rig}$ = 2353113,00 [kN*m] Sztywność połączenia sztywnego [5.2.2.5]

$S_{j,pin}$ = 147069,56 [kN*m] Sztywność połączenia przegubowego [5.2.2.5]

$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$ PÓŁ-SZTYWNE

Najsłabszy komponent:

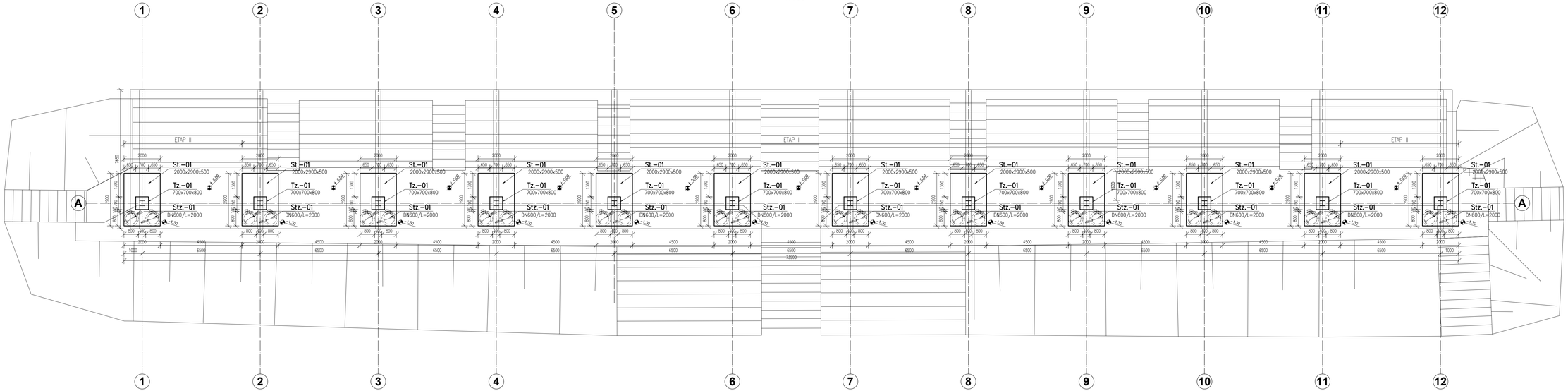
PŁYTA CZOŁOWA PRZY ROZCIĄGANIU

Połączenie zgodne z normą Proporcja 0,32

RZUT FUNDAMENTÓW

SCHEMAT KONSTRUKCJI

1:100



UWAGI:

A. UWAGI OGÓLNE:

Poziom 0,00=189,44m n.p.m.

RYSUNEK ROZPATRYWAĆ ŁĄCZNIE Z PROJEKTEM ARCHITEKTONICZNYM

WSZYSTKIE WYMIARY PODANO W MILIMETRACH.

WSZYSTKIE PRACE PROWADZIĆ POD NADZOREM OSOBY UPRAWNIONEJ, ZGODNE Z ZASADAMI BHP ORAZ OGÓLNEJ WIEDZY TECHNICZNEJ.

BETON KONSTR.	C25/30
PODBETON	MIN B10
STAL ZBROJENIOWA Bst500	A-IIIN

Otulina zbrojenia wg rysunków szczegółowych.

BIURO PROJEKTOWE:
FDELITA PIOTR FROSZTĘGA
30-605 Kraków, ul. Fredry 4F/14

	IMIĘ I NAZWISKO	NR UPR.	PODPIS
PROJEKTANCI :	mgr inż. Piotr Frosztęga	PDK/0002/POOK/12	
SPRAWDZIŁ :	mgr inż. Jarosław Śliwa	K-186/01	
OPRACOWAŁ :	mgr inż. Przemysław Jabłoński		

TEMAT :

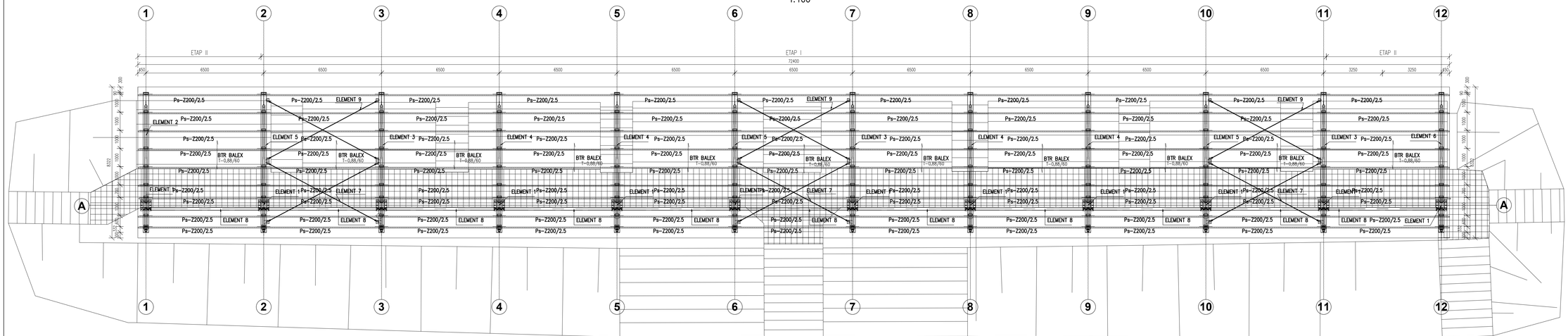
BUDOWA ZADASZENIA O KONSTRUKCJI STALOWEJ NAD ISTNIEJĄCĄ TRYBUNĄ GŁÓWNĄ, UTWARDZENIA TERENU ORAZ INSTALACJI KANALIZACJI DESZCZOWEJ KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE DZ. 405/8/8 W RAMACH ZADANIA "MODERNIZACJA KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE, WARIANT 400m - CERTYFIKOWANY".

INWESTOR:
INVESTOR:
GMINA STASZÓW
OPATOWSKA 31
28-200 STASZÓW

BRANŻA: BRANCH: KONSTRUKCJA	FAZA: STAGE: PB	DATA / DATE: 04.2016
NAZWA RYSUNKU: DRAWING NAME: RZUT FUNDAMENTÓW	SKALA: SCALE: 1:100	NR PROJEKTU: PROJECT NO:
	NUMER RYSUNKU: DRAWING NO.: K-01	

RZUT DACHU

1:100



OPIS ELEMENTÓW:

ELEMENT 1 – SŁUP
ELEMENT 2 – BLACHOWNICA
ELEMENT 3 – BLACHOWNICA
ELEMENT 4 – BLACHOWNICA
ELEMENT 5 – BLACHOWNICA
ELEMENT 6 – BLACHOWNICA
ELEMENT 7 – STEŻENIE
ELEMENT 8 – RURA OKRĄGŁA
ELEMENT 9 – STEŻENIE

UWAGI:

A. UWAGI OGÓLNE:

RYSUNEK ROZPATRYWAĆ ŁĄCZNIE Z PROJEKTEM ARCHITEKTONICZNYM

WSZYSTKIE WYMIARY PODANO W MILIMETRACH.

WSZYSTKIE PRACE PROWADZIĆ POD NADZOREM OSOBY UPRAWNIONEJ, ZGODNIE Z ZASADAMI BHP ORAZ OGÓLNEJ WIEDZY TECHNICZNEJ.

STAL wg rys. szczegółowych

BIURO PROJEKTOWE:
FDELITA PIOTR FROSZTĘGA
30-605 Kraków, ul. Fredry 4F/14

	IMIĘ I NAZWISKO	NR UPR.	PODPIS
PROJEKTANCI:	mgr inż. Piotr Frosztęga	PDK/0002/POOK/12	
SPRAWDZIŁ:	mgr inż. Jarosław Śliwa	K-166/01	
OPRACOWAŁ:	inż. Jacek Papież		

ZAKAŁ:

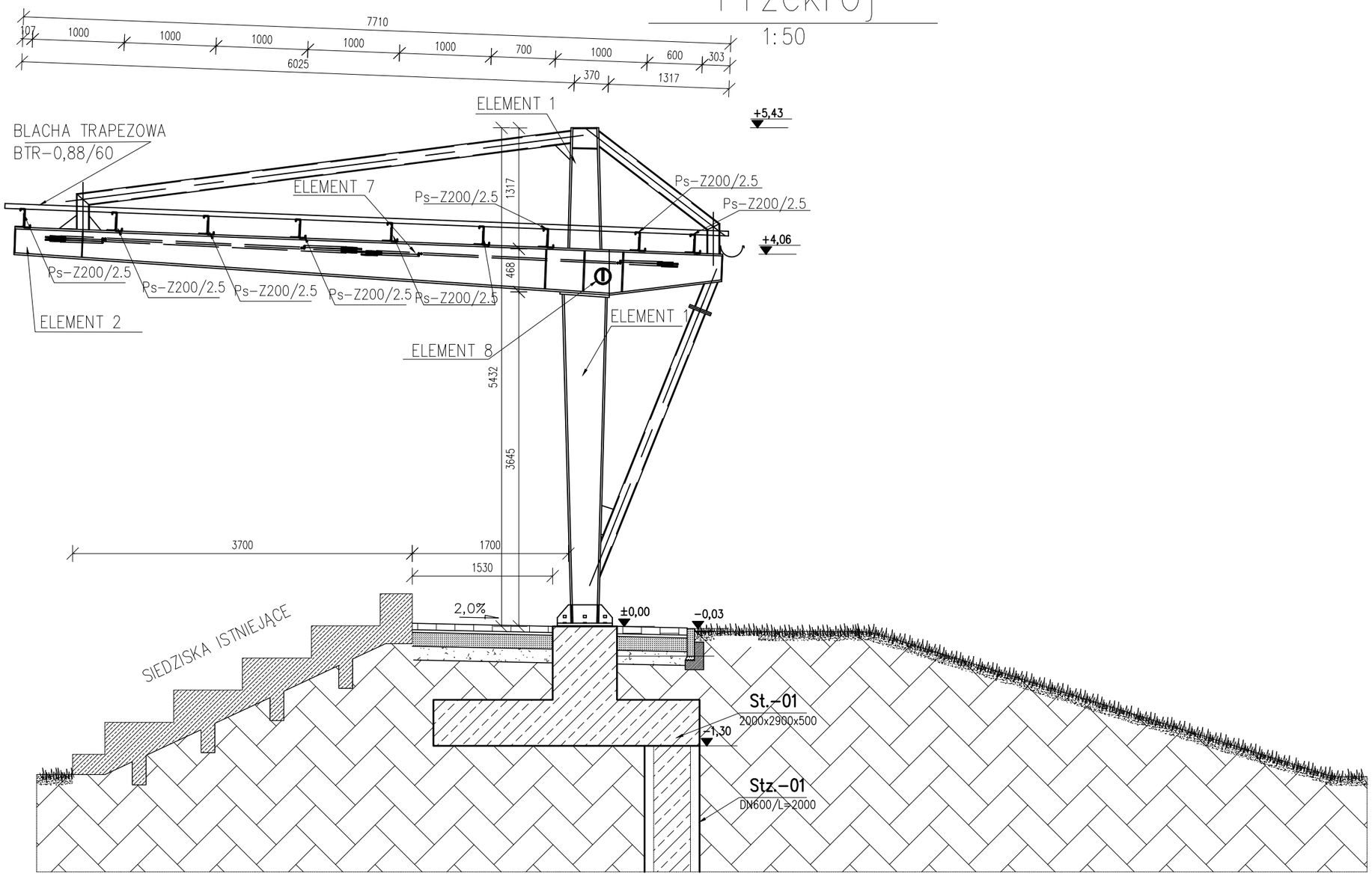
BUDOWA ZADASZENIA O KONSTRUKCJI STALOWEJ NAD ISTNIEJĄCĄ TRYBUNĄ GŁÓWNĄ, UTWARDZENIA TERENU ORAZ INSTALACJA KANALIZACJI DESZCZOWEJ KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE DZ. 4059/8 W RAMACH ZADANIA "MODERNIZACJA KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE, WARIANT 400m - CERTYFIKOWANY".

INWESTOR:
INVESTOR: **GMINA STASZÓW**
OPATOWSKA 31
26-200 STASZÓW

BRANŻA: BRANCH: KONSTRUKCJA	FAZA: STAGE: PB	DATA / DATE: 04.2016	
NAZWA RYSUNKU: DRAWING NAME: RZUT DACHU	SKALA: SCALE: 1:100	NR PROJEKTU: PROJECT No:	
	NUMER RYSUNKU: DRAWING No: K-02		

Przekrój

1:50



UWAGI:

A. UWAGI OGÓLNE:

RYSUNEK ROZPATRYWAĆ ŁACZNIE Z PROJEKTEM ARCHITEKTONICZNYM

WSZYSTKIE WYMIARY PODANO W MILIMETRACH.

WSZYSTKIE PRACE PROWADZIĆ POD NADZOREM OSOBY UPRAWNIONEJ, ZGODNIE Z ZASADAMI BHP ORAZ OGÓLNEJ WIEDZY TECHNICZNEJ.

STAL wg rys. szczegółowych

BIURO PROJEKTOWE :

FDELITA PIOTR FROSZTĘGA

30-605 Kraków, ul. Fredry 4F/14

	IMIĘ I NAZWISKO	NR UPR.	PODPIS:
PROJEKTANCI :	mgr inż. Piotr Frosztęga	PDK/0002/POOK/12	
SPRAWDZIŁ :	mgr inż. Jarosław Śliwa	K-166/01	
OPRACOWAŁ :	mgr inż. Przemysław Jabłoński		

TEMAT :

BUDOWA ZADASZENIA O KONSTRUKCJI STALOWEJ NAD ISTNIEJĄCĄ TRYBUNĄ GŁÓWNĄ, UTWARDZENIA TERENU ORAZ INSTALACJI KANALIZACJI DESZCZOWEJ KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE DZ. 4059/8 W RAMACH ZADANIA "MODERNIZACJA KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE, WARIANT 400m - CERTYFIKOWANY".

INWESTOR:
INVESTOR:

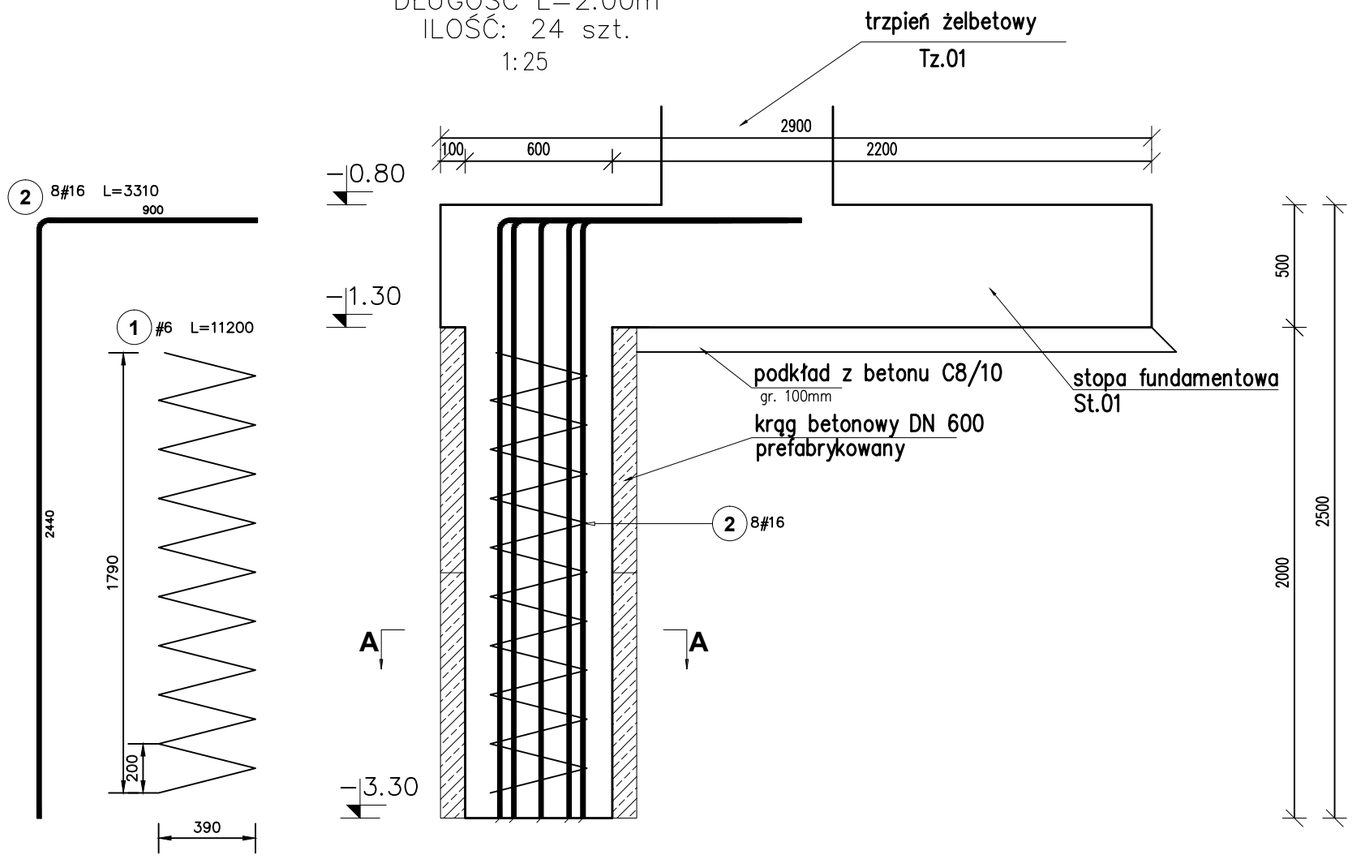
GMINA STASZÓW
OPATOWSKA 31
28-200 STASZÓW

BRANŻA: BRANCH: KONSTRUKCJA	FAZA: STAGE: PB	DATA / DATE: 04.2016
NAZWA RYSUNKU: DRAWING NAME: PRZEKRÓJ	SKALA: SCALE: 1:50	NR PROJEKTU: PROJECT No:
	NUMER RYSUNKU: DRAWING No: K-03	

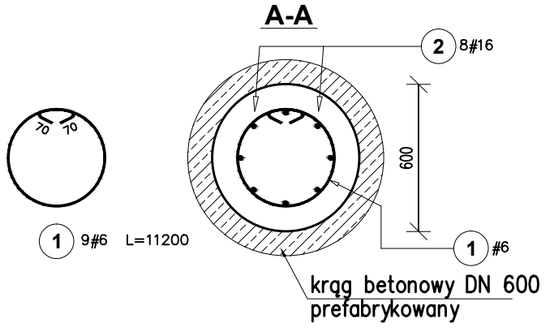
Stz.01

Pal żelbetowy śr. 600mm

DŁUGOŚĆ L=2.00m
ILOŚĆ: 24 szt.
1:25



A-A



Poz.	Stal # A-IIIN	Długość (mm)	Ilość w elemencie	Ilość elementów	Ilość ogółem	Długość łączna (m) A-IIIN # 6	Długość łączna (m) A-IIIN # 16
1	6	11200	1	24	24	268,80	
2	16	3310	8	24	192		635,52
Długość wg średnic (m)						268,80	635,52
Masa 1 m pręta (kg/m)						0,22	1,58
Masa łączna wg średnic (kg)						59,67	1004,12
Masa łączna wg gatunku stali (kg)						1063,80	
Ogółem (kg)						1063,80	

UWAGI:

A. UWAGI OGÓLNE:

RYSUNEK ROZPATRYWAĆ ŁACZNIE Z PROJEKTEM ARCHITEKTONICZNYM

OBOWIĄZUJĄ UWAGI ZAWARTE W OPISIE TECHNICZNYM I NA ARKUSZACH OBLICZENIOWYCH PROJEKTU.
WSZYSTKIE WYMIARY PODANO W MILIMETRACH.
WSZYSTKIE PRACE PROWADZIĆ POD NADZOREM OSOBY UPRAWNIONEJ, ZGODNIE Z ZASADAMI BHP ORAZ OGÓLNEJ WIEDZY TECHNICZNEJ.

B. WYTYCZNE DOTYCZĄCE KONSTRUKCJI ŻELBETOWEJ:

B.1. WYTYCZNE WYKONANIA KONSTRUKCJI ŻELBETOWEJ WG. EN-1992-1-1

B.2. MIESZANKĘ BETONOWĄ ZAGĘŚCIĆ.

BETON KONSTR. C25/30
PODBETON MIN C8/10
STAL ZBROJENIOWA Bst500 A-IIIN
OTULINA ZBROJENIA:
100mm - pal żelbetowy

BIURO PROJEKTOWE :
FDELITA PIOTR FROSZTĘGA
30-605 Kraków, ul. Fredry 4F/14

	IMIĘ I NAZWISKO	NR UPR.	PODPIS:
PROJEKTANCI :	mgr inż. Piotr Frosztęga	PDK/0002/POOK/12	
SPRAWDZIŁ :	mgr inż. Jarosław Śliwa	K-166/01	
OPRACOWAŁ :			

TEMAT :

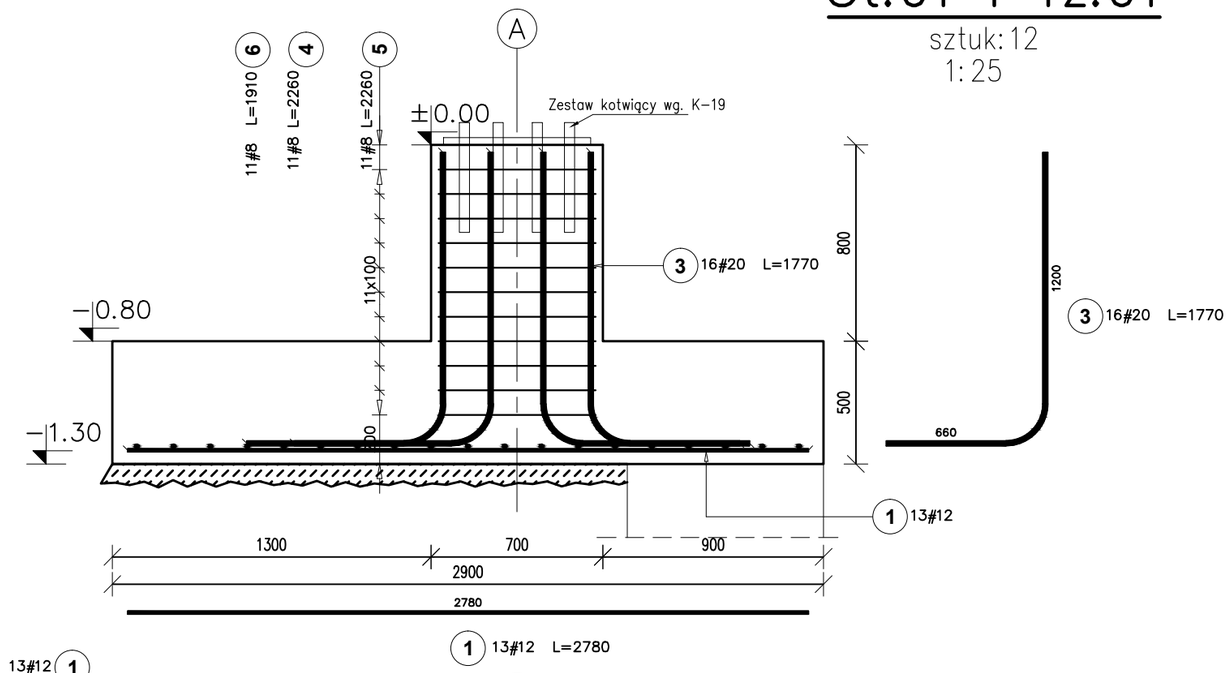
BUDOWA ZADASZENIA O KONSTRUKCJI STALOWEJ NAD ISTNIEJĄCĄ TRYBUNĄ GŁÓWNĄ, UTWARDZENIA TERENU ORAZ INSTALACJI KANALIZACJI DESZCZOWEJ KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE DZ. 4059/8 W RAMACH ZADANIA "MODERNIZACJA KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE, WARIANT 400m - CERTYFIKOWANY".

INWESTOR:
INVESTOR:
GMINA STASZÓW
OPATOWSKA 31
28-200 STASZÓW

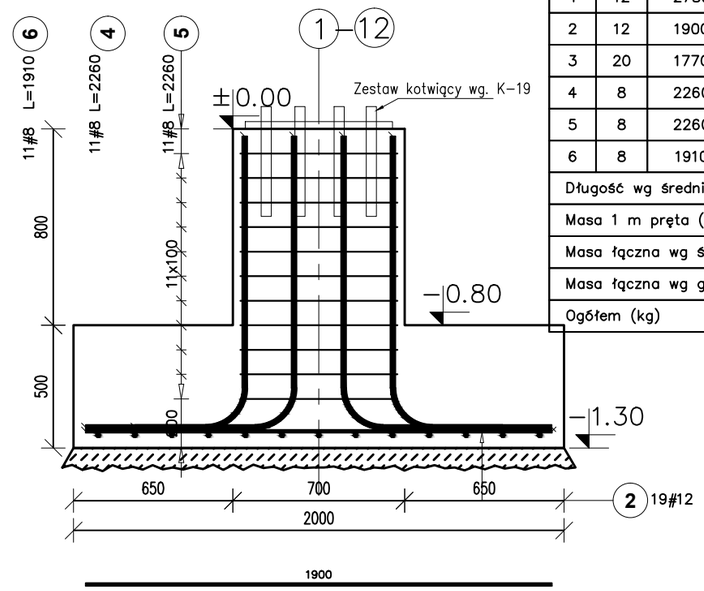
BRANŻA: BRANCH: KONSTRUKCJA	FAZA: STAGE: PB	DATA / DATE: 04.2016
NAZWA RYSUNKU: DRAWING NAME: Zbrojenie pala żelbetowego Stz.01.	SKALA: SCALE: 1:25	NR PROJEKTU: PROJECT No:
	NUMER RYSUNKU: DRAWING No: K-04	

St.01 i Tz.01

sztuk: 12
1:25

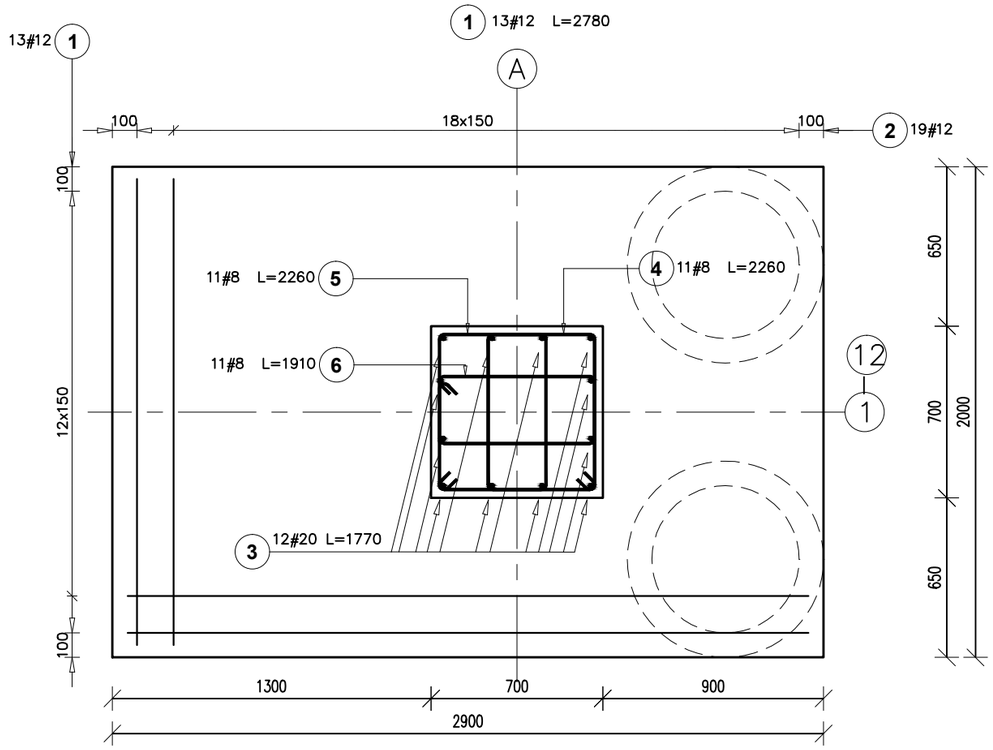


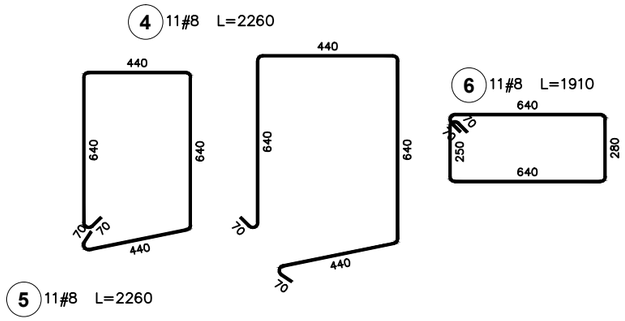
1 13#12 L=2780



2 19#12 L=1900

Poz.	Stal # A-IIIN	Długość (mm)	Ilość w elemencie	Ilość elementów	Ilość ogółem	Długość łączna (m) A-IIIN # 8	# 12	# 20
1	12	2780	13	12	156		433,68	
2	12	1900	19	12	228		433,20	
3	20	1770	16	12	192			339,84
4	8	2260	11	12	132	298,32		
5	8	2260	11	12	132	298,32		
6	8	1910	11	12	132	252,12		
Długość wg średnic (m)						848,76	866,88	339,84
Masa 1 m pręta (kg/m)						0,40	0,89	2,47
Masa łączna wg średnic (kg)						335,26	769,79	839,40
Masa łączna wg gatunku stali (kg)						1944,45		
Ogółem (kg)						1944,45		





BETON KONSTR. C25/30
PODBETON MIN C8/10
STAL ZBROJENIOWA Bst500A-IIIN
Otulina trzpień – 30mm
Otulina stopa – 50mm.

UWAGI:

A. UWAGI OGÓLNE:

Poziom 0,00=189,44m n.p.m.

RYSUNEK ROZPATRYWAĆ ŁACZNIE Z PROJEKTEM ARCHITEKTONICZNYM

WSZYSTKIE WYMIARY PODANO W MILIMETRACH.

WSZYSTKIE PRACE PROWADZIĆ POD NADZOREM OSOBY UPRAWNIONEJ, ZGODNIE Z ZASADAMI BHP ORAZ OGÓLNEJ WIEDZY TECHNICZNEJ.

BIURO PROJEKTOWE :
FDELITA PIOTR FROSZTĘGA
30-605 Kraków, ul. Fredry 4F/14

	IMIĘ I NAZWISKO	NR UPR.	PODPIS:
PROJEKTANCI :	mgr inż. Piotr Frosztęga	PDK/0002/POOK/12	
SPRAWDZIŁ :	mgr inż. Jarosław Śliwa	K-166/01	
OPRACOWAŁ :	mgr inż. Przemysław Jabłoński		

TEMAT :

BUDOWA ZADASZENIA O KONSTRUKCJI STALOWEJ NAD ISTNIEJĄCĄ TRYBUNĄ GŁÓWNĄ, UTWARDZENIA TERENU ORAZ INSTALACJI KANALIZACJI DESZCZOWEJ KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE DZ. 4059/8 W RAMACH ZADANIA "MODERNIZACJA KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE, WARIANT 400m - CERTYFIKOWANY".

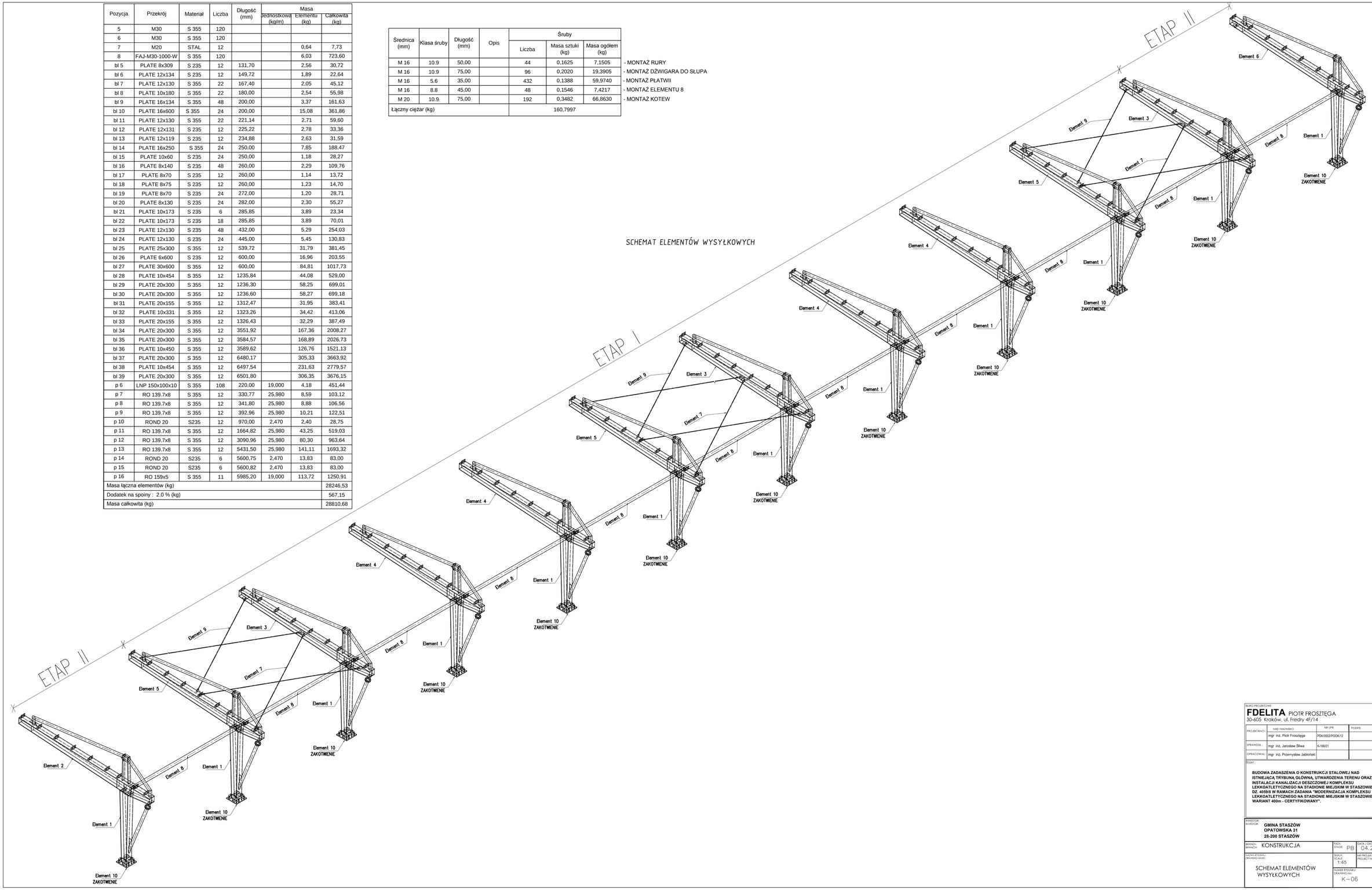
INWESTOR:
INVESTOR:
GMINA STASZÓW
OPATOWSKA 31
28-200 STASZÓW

BRANŻA: BRANCH: KONSTRUKCJA	FAZA: STAGE: PB	DATA / DATE: 04.2016
NAZWA RYSUNKU: DRAWING NAME: ZBROJENIE STOPY FUNDAMENTOWEJ Z TRZPIENIEM	SKALA: SCALE: 1:25	NR PROJEKTU: PROJECT No:
	NUMER RYSUNKU: DRAWING No: K-05	

Pozycja	Przekrój	Materiał	Liczba	Długość (mm)	Masa		
					Jednostkowa (kg/m)	Elementu (kg)	Całkowita (kg)
5	M30	S 355	120				
6	M30	S 355	120				
7	M20	STAL	12			0,64	7,73
8	FAJ-M30-1000-W	S 355	120			6,03	723,60
bl 5	PLATE 8x309	S 235	12	131,70		2,56	30,72
bl 6	PLATE 12x134	S 235	12	149,72		1,89	22,64
bl 7	PLATE 12x130	S 355	22	167,40		2,05	45,12
bl 8	PLATE 10x180	S 355	22	180,00		2,54	55,98
bl 9	PLATE 16x134	S 355	48	200,00		3,37	161,63
bl 10	PLATE 16x600	S 355	24	200,00		15,08	361,86
bl 11	PLATE 12x130	S 355	22	221,14		2,71	59,60
bl 12	PLATE 12x131	S 235	12	225,22		2,78	33,36
bl 13	PLATE 12x119	S 235	12	234,88		2,63	31,59
bl 14	PLATE 16x250	S 355	24	250,00		7,85	188,47
bl 15	PLATE 10x60	S 235	24	250,00		1,18	28,27
bl 16	PLATE 8x140	S 235	48	260,00		2,29	109,76
bl 17	PLATE 8x70	S 235	12	260,00		1,14	13,72
bl 18	PLATE 8x75	S 235	12	260,00		1,23	14,70
bl 19	PLATE 8x70	S 235	24	272,00		1,20	28,71
bl 20	PLATE 8x130	S 235	24	282,00		2,30	55,27
bl 21	PLATE 10x173	S 235	6	285,85		3,89	23,34
bl 22	PLATE 10x173	S 235	18	285,85		3,89	70,01
bl 23	PLATE 12x130	S 235	48	432,00		5,29	254,03
bl 24	PLATE 12x130	S 235	24	445,00		5,45	130,83
bl 25	PLATE 25x300	S 355	12	539,72		31,79	381,45
bl 26	PLATE 6x600	S 235	12	600,00		16,96	203,55
bl 27	PLATE 30x600	S 355	12	600,00		84,81	1017,73
bl 28	PLATE 10x454	S 355	12	1235,84		44,08	529,00
bl 29	PLATE 20x300	S 355	12	1236,30		58,25	699,01
bl 30	PLATE 20x300	S 355	12	1236,60		58,27	699,18
bl 31	PLATE 20x155	S 355	12	1312,47		31,95	383,41
bl 32	PLATE 10x331	S 355	12	1323,26		34,42	413,06
bl 33	PLATE 20x155	S 355	12	1326,43		32,29	387,49
bl 34	PLATE 20x300	S 355	12	3551,92		167,36	2008,27
bl 35	PLATE 20x300	S 355	12	3584,57		168,89	2026,73
bl 36	PLATE 10x450	S 355	12	3589,62		126,76	1521,13
bl 37	PLATE 20x300	S 355	12	6480,17		305,33	3663,92
bl 38	PLATE 10x454	S 355	12	6497,54		231,63	2779,57
bl 39	PLATE 20x300	S 355	12	6501,80		306,35	3676,15
p 6	LNP 150x100x10	S 355	108	220,00	19,000	4,18	451,44
p 7	RO 139.7x8	S 355	12	330,77	25,980	8,59	103,12
p 8	RO 139.7x8	S 355	12	341,80	25,980	8,88	106,56
p 9	RO 139.7x8	S 355	12	392,96	25,980	10,21	122,51
p 10	ROND 20	S235	12	970,00	2,470	2,40	28,75
p 11	RO 139.7x8	S 355	12	1664,82	25,980	43,25	519,03
p 12	RO 139.7x8	S 355	12	3090,96	25,980	80,30	963,64
p 13	RO 139.7x8	S 355	12	5431,50	25,980	141,11	1693,32
p 14	ROND 20	S235	6	5600,75	2,470	13,83	83,00
p 15	ROND 20	S235	6	5600,82	2,470	13,83	83,00
p 16	RO 159x5	S 355	11	5985,20	19,000	113,72	1250,91
Masa łączna elementów (kg)							28246,53
Dodatek na spoiny : 2.0 % (kg)							567,15
Masa całkowita (kg)							28810,68

Średnica (mm)	Klasa śruby	Długość (mm)	Opis	Śruby			
				Liczba	Masa sztuki (kg)	Masa ogółem (kg)	
M 16	10.9	50,00		44	0,1625	7,1505	- MONTAŻ RURY
M 16	10.9	75,00		96	0,2020	19,3905	- MONTAŻ DŹWIGARA DO SŁUPA
M 16	5.6	35,00		432	0,1388	59,9740	- MONTAŻ PŁATWII
M 16	8.8	45,00		48	0,1546	7,4217	- MONTAŻ ELEMENTU 8
M 20	10.9	75,00		192	0,3482	66,8630	- MONTAŻ KOTEW
Łączny ciężar (kg)				160,7997			

SCHEMAT ELEMENTÓW WYSYŁKOWYCH



BIURO PROJEKTOWE:
FDELITA PIOTR FROSZTĘGA
30-605 Kraków, ul. Fredry 4F/14

		NR UPR.	PODPIS:
PROJEKTANT:	mgr inż. Piotr Frosztęga	PDK/0002/POOK/12	
SPRAWDZIŁ:	mgr inż. Jarosław Śliwa	K-166/01	
OPRACOWAŁ:	mgr inż. Przemysław Jabłoński		

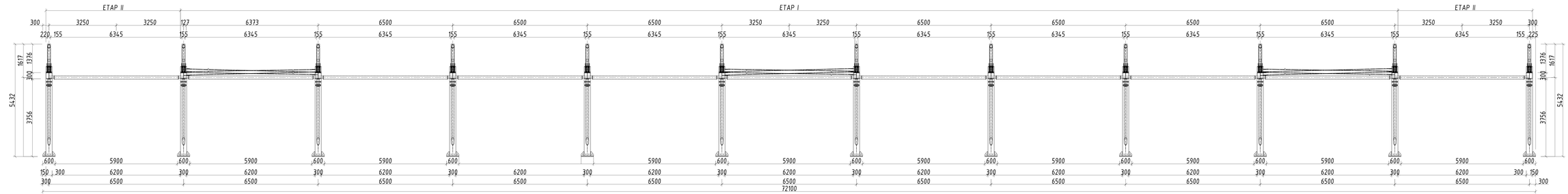
TEMAT:

BUDOWA ZADASZENIA O KONSTRUKCJI STALOWEJ NAD ISTNIEJĄCĄ TRYBUNĄ GŁÓWNĄ, UTWARDZENIA TERENU ORAZ INSTALACJI KANALIZACJI DESZCZOWEJ KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE DZ. 455/8 W RAMACH ZADANIA "MODERNIZACJA KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE, WARIANT 400m - CERTYFIKOWANY".

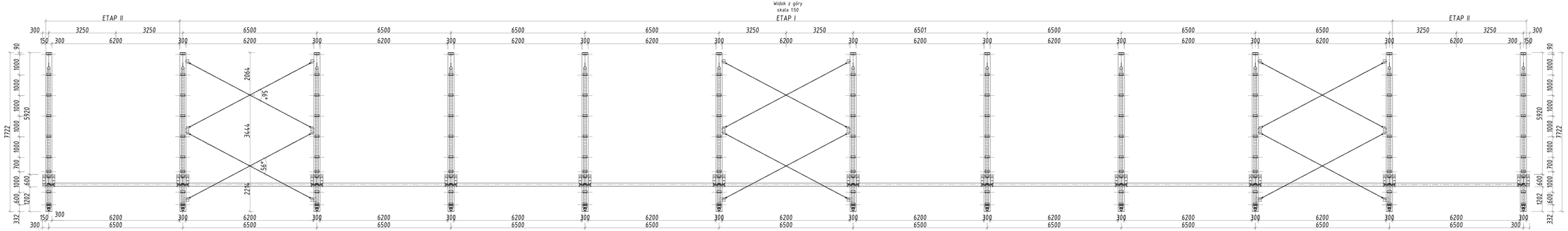
INWESTOR:
INVESTOR:
GMINA STASZÓW
OPATOWSKA 31
28-200 STASZÓW

BRANŻA: BRANCH:	KONSTRUKCJA	FAZA: STAGE: PB	DATA / DATE: 04.2016
NAZWA RYSUNKU: DRAWING NAME: SCHEMAT ELEMENTÓW WYSYŁKOWYCH		SKALA: SCALE: 1:65	NR PROJEKTU: PROJECT No:
		NUMER RYSUNKU: DRAWING No: K – 06	

Widok z przodu
skala 1:50



Widok z góry
skala 1:50



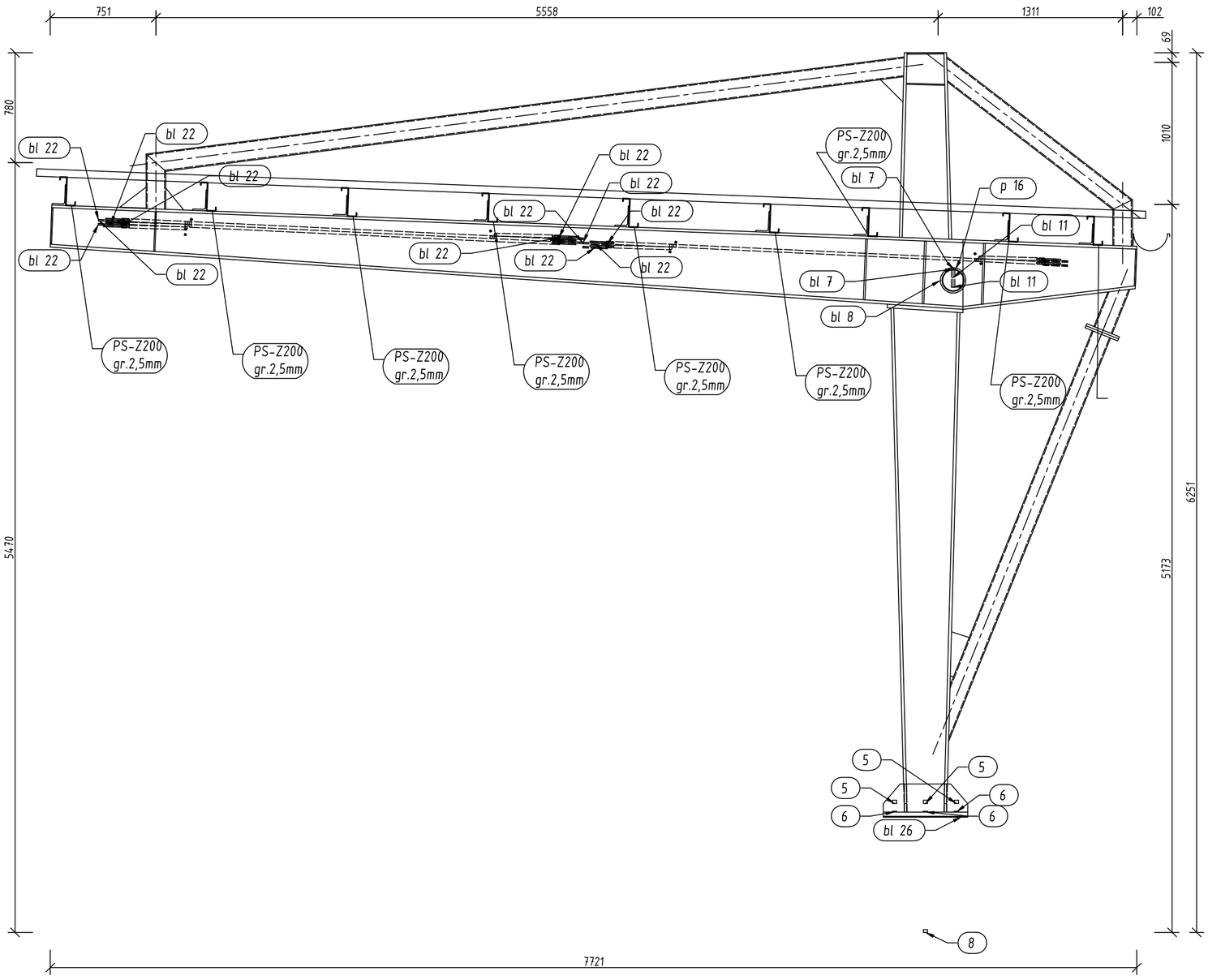
FOELITA PIOTR FROSZTEGA
31-103 Kraków, ul. Fredry 47/14

SPORZĄDZIŁ:	IMIĘ I NAZWISKO:	NR UPR:	PODPIS:
	mgr inż. Piotr Frosztega	PDK/0023/POIB/14	
SPRAWDZIŁ:	mgr inż. Jarosław Sliwa	SLM/0001	
SPRAWDZIŁ(PR):	mgr inż. Przemysław Jakubek		

BUDOWA ZADASZENIA O KONSTRUKCJA STALOWEJ NAD BIEŻĄCĄ TRYBUNĄ GŁÓWNĄ, UTWARDZENIA TERENU ORAZ LASKOWCA PARALELNEGO DO BIEŻĄCEJ NAWY PRZY STADIONIE MIEJSKIM W STĘDZINIE, ZLOKALIZOWANYM NA DZ. 4000/8 W RAMACH ZADANIA "MODERNIZACJA KOMPLEKSU SPORTOWO-RELAKSOWEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STĘDZINIE, ETAPAMI 2016r.- CERTYFIKOWANY".

OBIEKT:	**GMINA STĘDZIŃ** **OPATOWSKA 27** **28-200 STĘDZIŃ**		
BRANŻA:	KONSTRUKCJA	DATA: PB 04.2016	
SKALA:	1:50	NR RYSUNKU: K-07	
WIDOK Z GÓRY WIDOK Z PRZODU			

Widok z boku
skala 1:25



BIURO PROJEKTOWE :

FDELITA PIOTR FROSZTĘGA
30-605 Kraków, ul. Fredry 4F/14

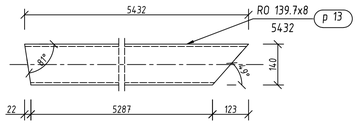
	IMIĘ I NAZWISKO	NR UPR.	PODPIS:
PROJEKTANCI :	mgr inż. Piotr Frosztęga	PDKI/0002/POOK/12	
SPRAWDZIŁ :	mgr inż. Jarosław Śliwa	K-166/01	
OPRACOWAŁ :	mgr inż. Przemysław Jabłoński		

TEMAT :

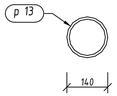
BUDOWA ZADASZENIA O KONSTRUKCJI STALOWEJ NAD ISTNIEJĄCĄ TRYBUNĄ GŁÓWNĄ, UTWARDZENIA TERENU ORAZ INSTALACJI KANALIZACJI DESZCZOWEJ KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE DZ. 4059/8 W RAMACH ZADANIA "MODERNIZACJA KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE, WARIANT 400m - CERTYFIKOWANY".

INWESTOR:
INVESTOR: **GMINA STASZÓW**
OPATOWSKA 31
28-200 STASZÓW

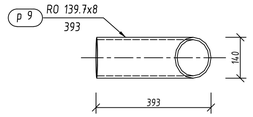
BRANŻA: BRANCH: KONSTRUKCJA	FAZA: STAGE: PB	DATA / DATE: 04.2016	
NAZWA RYSUNKU: DRAWING NAME: WIDOK Z BOKU	SKALA: SCALE: 1: 25	NR PROJEKTU: PROJECT No:	
	NUMER RYSUNKU: DRAWING No: K-08		



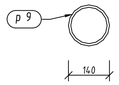
skala 1:10



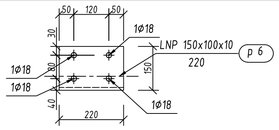
skala 1:10



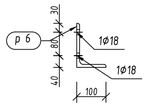
skala 1:10



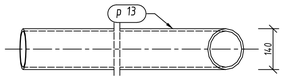
skala 1:10



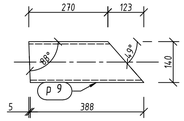
skala 1:10



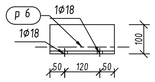
skala 1:10



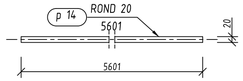
skala 1:10



skala 1:10

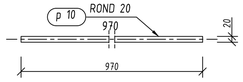


skala 1:10



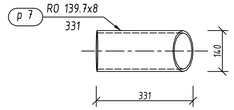
skala 1:10

skala 1:10

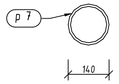


skala 1:10

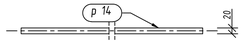
skala 1:10



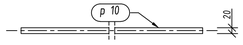
skala 1:10



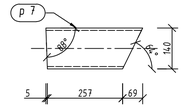
skala 1:10



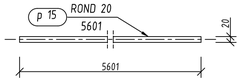
skala 1:10



skala 1:10

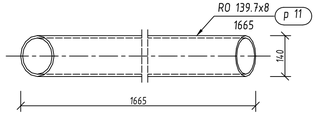


skala 1:10

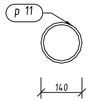


skala 1:10

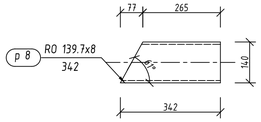
skala 1:10



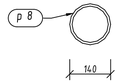
skala 1:10



skala 1:10

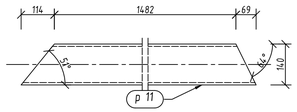


skala 1:10

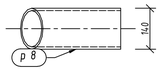


skala 1:10

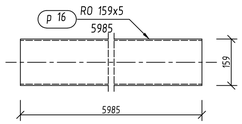
skala 1:10



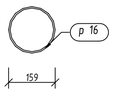
skala 1:10



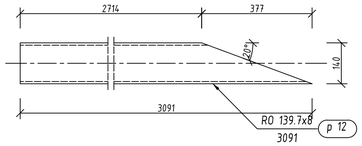
skala 1:10



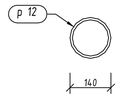
skala 1:10



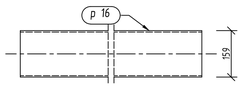
skala 1:10



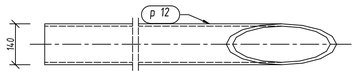
skala 1:10



skala 1:10



skala 1:10



skala 1:10

Pozycja	Przekrój	Gatunek	Liczba	Długość (mm)	Masa		
					Jednostkowa (kg/m)	Elementu (kg)	Całkowita (kg)
p 6	LNP 150x100x10	S 355	108	220,00	19,000	4,18	451,44
p 7	RO 139.7x8	S 355	12	330,77	25,980	8,59	103,12
p 8	RO 139.7x8	S 355	12	341,80	25,980	8,88	106,56
p 9	RO 139.7x8	S 355	12	392,96	25,980	10,21	122,51
p 10	ROND 20	S 235	12	970,00	2,470	2,40	28,75
p 11	RO 139.7x8	S 355	12	1664,82	25,980	43,25	519,03
p 12	RO 139.7x8	S 355	12	3090,96	25,980	80,30	963,64
p 13	RO 139.7x8	S 355	12	5431,50	25,980	141,11	1693,32
p 14	ROND 20	S 355	6	5600,75	2,470	13,83	83,00
p 15	ROND 20	S 355	6	5600,82	2,470	13,83	83,00
p 16	RO 159x5	S 355	11	5985,20	19,000	113,72	1250,91
Masa łączna elementów (kg)							5405,28

BIURO PROJEKTOWE :
FDELITA PIOTR FROSZTĘGA
30-605 Kraków, ul. Fredry 4F/14

PROJEKTANCI :	IMIĘ I NAZWISKO	NR UPR.	PODPIS:
	mgr inż. Piotr Frosztęga	PDK/0002/POOK/12	
SPRAWDZIŁ :	mgr inż. Jarosław Śliwa	K-186/01	

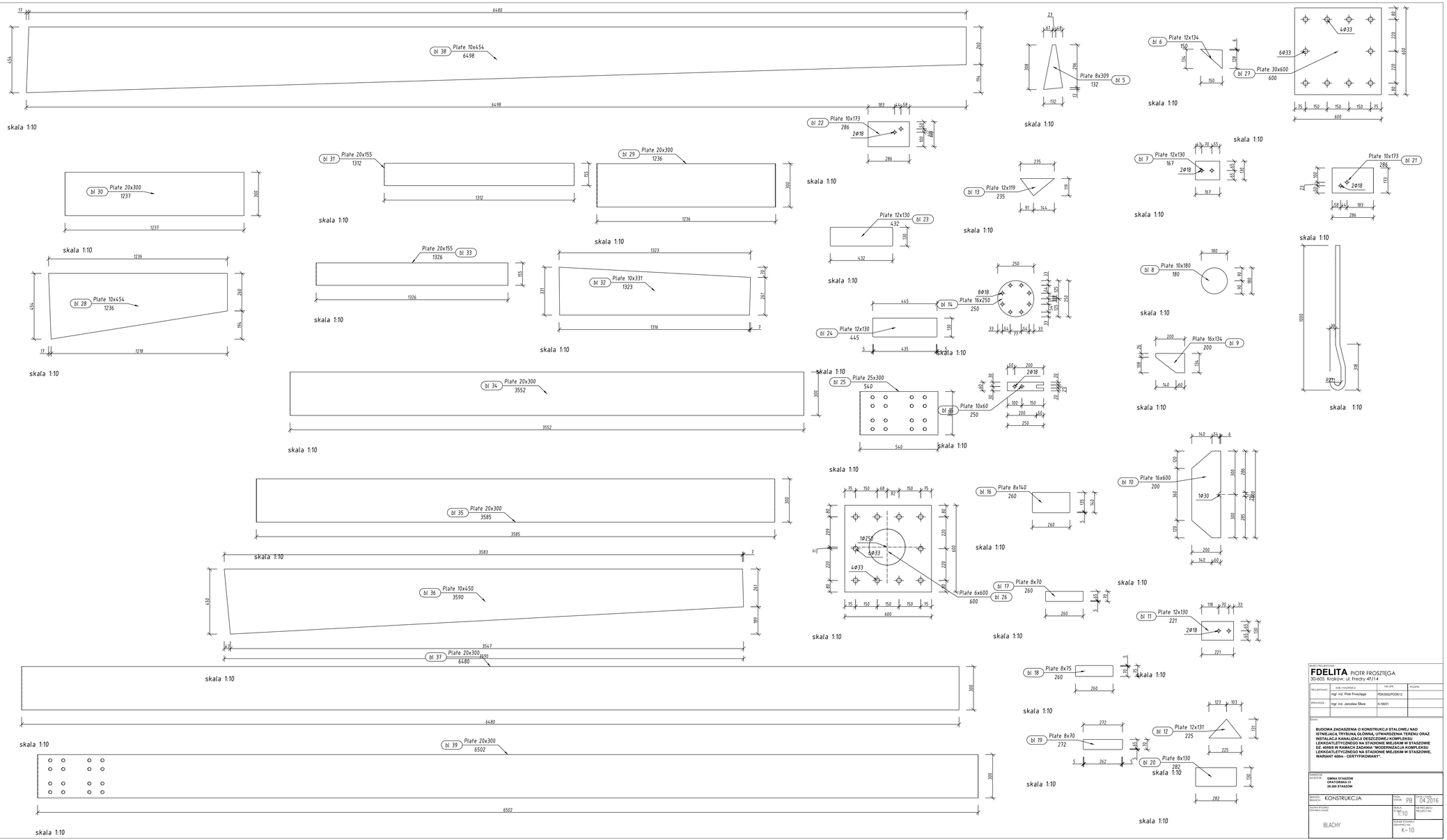
TEMAT :

BUDOWA ZADASZENIA O KONSTRUKCJI STALOWEJ NAD ISTNIEJĄCĄ TRYBUNĄ GŁÓWNĄ, UTWARDZENIA TERENU ORAZ INSTALACJI KANALIZACJI DESZCZOWEJ KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE DZ. 4059/8 W RAMACH ZADANIA "MODERNIZACJA KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE, WARIANT 400m - CERTYFIKOWANY".

INWESTOR:
INVESTOR:
GMINA STASZÓW
OPATOWSKA 31
28-200 STASZÓW

BRANŻA: BRANCH: KONSTRUKCJA	FAZA: STAGE: PB	DATA / DATE: 04.2016	
NAZWA RYSUNKU: DRAWING NAME: PROFILE	SKALA: SCALE: 1:10	NR PROJEKTU: PROJECT NO:	
	NUMER RYSUNKU: DRAWING NO.: K–09		

Pozycja	Przekrój	Gatunek	Liczba	Długość (mm)	Masa		
					Jednostkowa (kg/m)	Elementu (kg)	Całkowita (kg)
bl 5	PLATE 8x309	S 235	12	131,70		2,56	30,72
bl 6	PLATE 12x134	S 235	12	149,72		1,89	22,64
bl 7	PLATE 12x130	S 355	22	167,40		2,05	45,12
bl 8	PLATE 10x180	S 355	22	180,00		2,54	55,98
bl 9	PLATE 16x134	S 355	48	200,00		3,37	161,63
bl 10	PLATE 16x600	S 355	24	200,00		15,08	361,86
bl 11	PLATE 12x130	S 355	22	221,14		2,71	59,60
bl 12	PLATE 12x131	S 235	12	225,22		2,78	33,36
bl 13	PLATE 12x119	S 235	12	234,88		2,63	31,59
bl 14	PLATE 16x250	S 355	24	250,00		7,85	188,47
bl 15	PLATE 10x60	S 235	24	250,00		1,18	28,27
bl 16	PLATE 8x140	S 235	48	260,00		2,29	109,76
bl 17	PLATE 8x70	S 235	12	260,00		1,14	13,72
bl 18	PLATE 8x75	S 235	12	260,00		1,23	14,70
bl 19	PLATE 8x70	S 235	24	272,00		1,20	28,71
bl 20	PLATE 8x130	S 235	24	282,00		2,30	55,27
bl 21	PLATE 10x173	S 235	6	285,85		3,89	23,34
bl 22	PLATE 10x173	S 235	18	285,85		3,89	70,01
bl 23	PLATE 12x130	S 235	48	432,00		5,29	254,03
bl 24	PLATE 12x130	S 235	24	445,00		5,45	130,83
bl 25	PLATE 25x300	S 355	12	539,72		31,79	381,45
bl 26	PLATE 6x600	S 235	12	600,00		16,96	203,55
bl 27	PLATE 30x600	S 355	12	600,00		84,81	1017,73
bl 28	PLATE 10x454	S 355	12	1235,84		44,08	529,00
bl 29	PLATE 20x300	S 355	12	1236,30		58,25	699,01
bl 30	PLATE 20x300	S 355	12	1236,60		58,27	699,18
bl 31	PLATE 20x155	S 355	12	1312,47		31,95	383,41
bl 32	PLATE 10x331	S 355	12	1323,26		34,42	413,06
bl 33	PLATE 20x155	S 355	12	1326,43		32,29	387,49
bl 34	PLATE 20x300	S 355	12	3551,92		167,36	2008,27
bl 35	PLATE 20x300	S 355	12	3584,57		168,89	2026,73
bl 36	PLATE 10x450	S 355	12	3589,62		126,76	1521,13
bl 37	PLATE 20x300	S 355	12	6480,17		305,33	3663,92
bl 38	PLATE 10x454	S 355	12	6497,54		231,63	2779,57
bl 39	PLATE 20x300	S 355	12	6501,80		306,35	3676,15
Masa łączna elementów (kg)							22109,25



INWESTOR:	GMINA STASZÓW OPATOWSKA 31 26-200 STASZÓW		
BRANŻA: BRANCH:	KONSTRUKCJA	FAZA: STAGE: PB	DATA: DATE: 04.2016
NAZWA RYSUNKU: DRAWING NAME:	BLACHY	SKALA: SCALE: 1:10	NR PROJEKTU: PROJECT NO.:
		NUMER RYSUNKU: DRAWING NO.:	K-10

PRACOWNIA PROJEKTOWA:
FDELITA PIOTR FROSZTĘGA
30-825 Kraków, ul. Frachy 4F/14

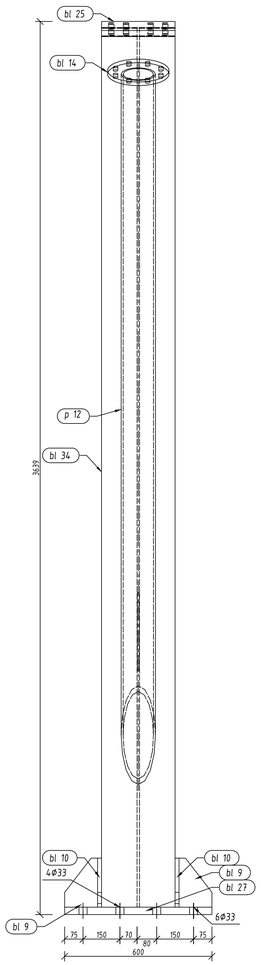
PROJEKTANT:	IMIĘ I NAZWISKO:	TYP LIPE:	PODPIS:
	mgr inż. Piotr Frosztęga	PDK/00/ZP/00/K12	
SPRAWDZIŁ:	mgr inż. Jarosław Sikwa	K-1660/1	

TEMAT:

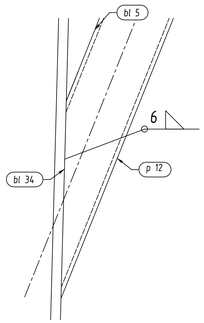
**BUDOWA ZADASZENIA O KONSTRUKCJI STALOWEJ NAD ISTNIEJĄCĄ TRYBUNĄ GŁÓWNĄ, UTWARDZENIA TERENU ORAZ INSTALACJI KANALIZACJI DESZCZOWEJ KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE DZ. 4698/8 W RAMACH ZADANIA "MODERNIZACJA KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE, WARIANT 400m - CERTYFIKOWANY".

ELEMENT 1

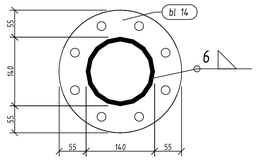
ELEMENT 1 Widok z prawej
skala 1:10



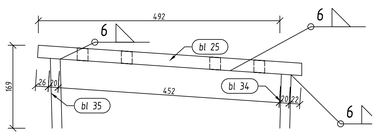
ELEMENT 1
skala 1:5



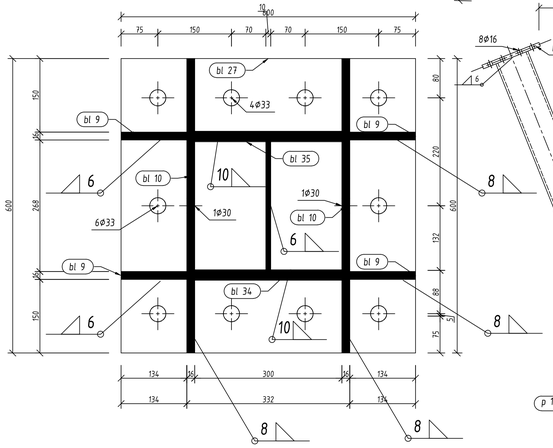
ELEMENT 1
skala 1:5



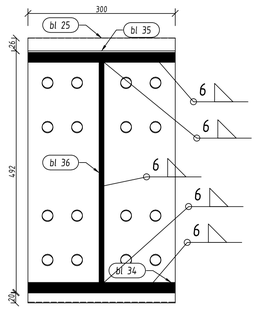
ELEMENT 1
skala 1:5



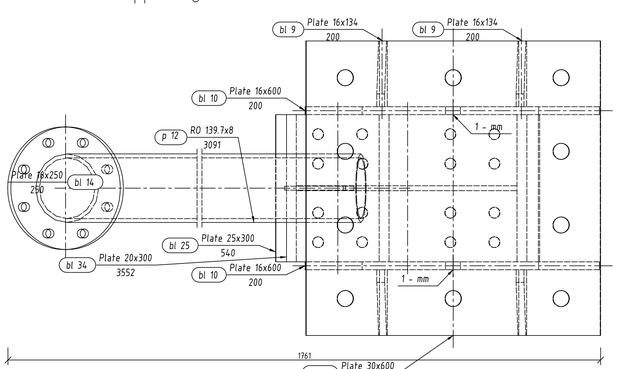
ELEMENT 1
skala 1:5



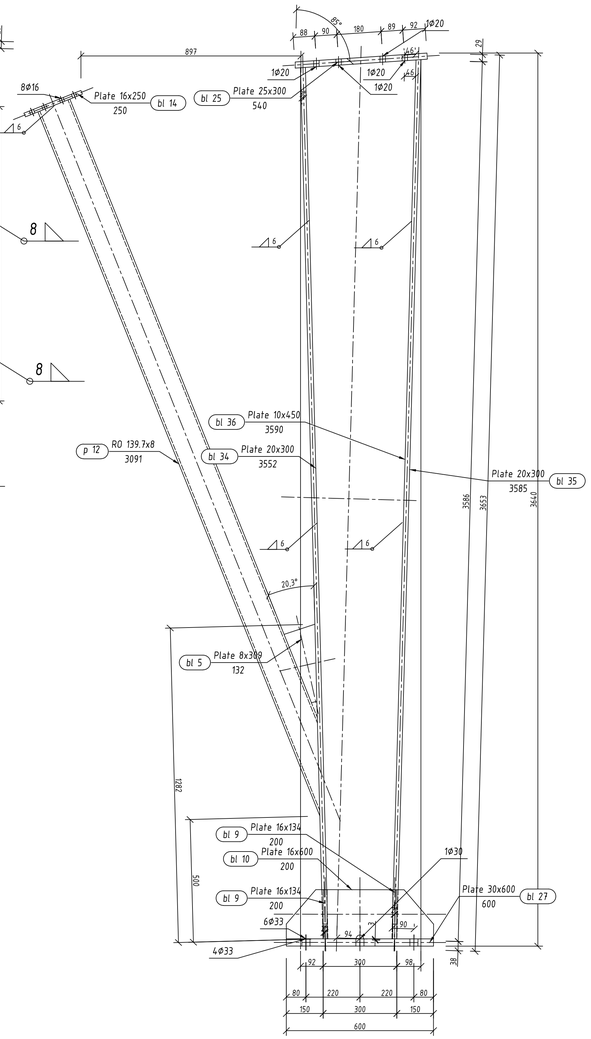
ELEMENT 1
skala 1:5

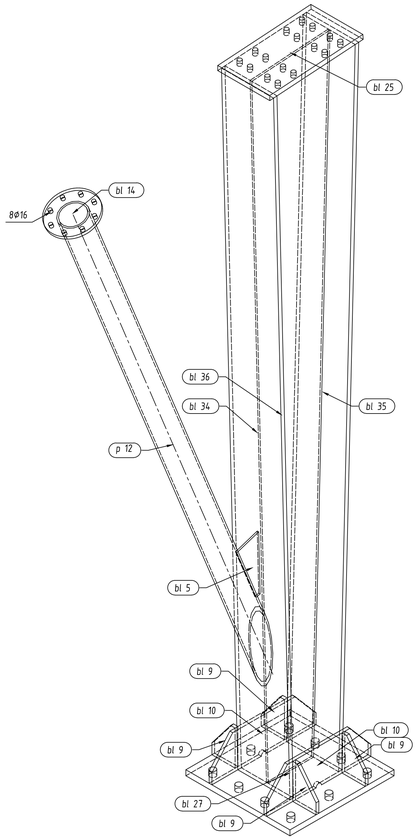


ELEMENT 1 Widok z prawej
skala 1:5



ELEMENT 1 Widok z góry
skala 1:10





Pozycja	Przekrój	Gatunek	Liczba	Długość (mm)	Masa		
					Jednostkowa (kg/m)	Elementu (kg)	Całkowita (kg)
Pozycja ELEMENT 1 Liczba=12							
bl 5	PLATE 8x309	S 235	1	131,70		1,47	1,47
bl 9	PLATE 16x134	S 355	4	200,00		2,42	9,67
bl 10	PLATE 16x600	S 355	2	200,00		12,92	25,85
bl 14	PLATE 16x250	S 355	1	250,00		5,91	5,91
bl 25	PLATE 25x300	S 355	1	539,72		30,57	30,57
bl 27	PLATE 30x600	S 355	1	600,00		82,85	82,85
bl 34	PLATE 20x300	S 355	1	3551,92		167,32	167,32
bl 35	PLATE 20x300	S 355	1	3584,57		168,84	168,84
bl 36	PLATE 10x450	S 355	1	3589,62		99,63	99,63
p 12	RO 139.7x8	S 355	1	3090,96	25,980	80,30	80,30
							672,40
Masa łączna elementów (kg)							672,40
Dodatek na spoiny : 2.0 % (kg)							13,45
Masa całkowita (kg)							685,85
Masa całkowita (kg) SZTUK 12 - WYSYŁKOWYCH							8232,2

BIURO PROJEKTOWE :
FDELITA PIOTR FROSZTĘGA
30-605 Kraków, ul. Fredry 4F/14

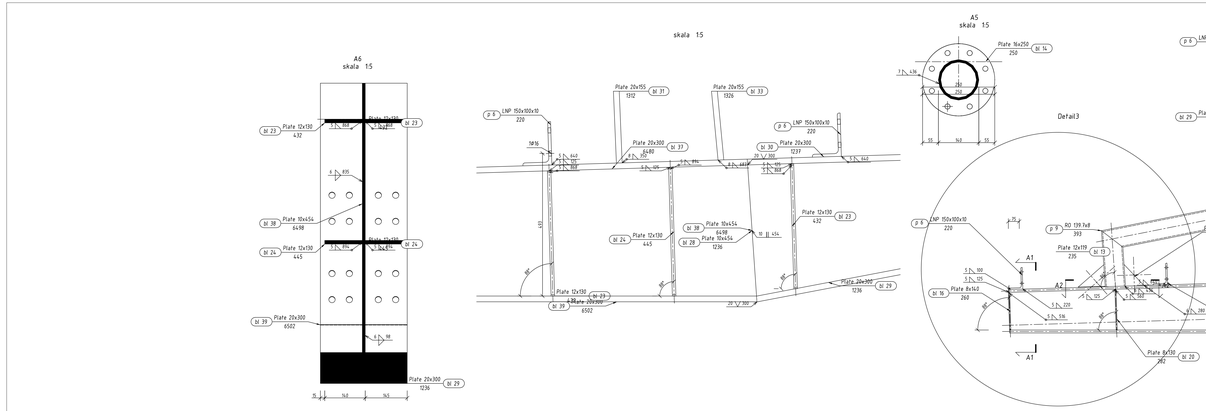
PROJEKTANCI :	IMIĘ I NAZWISKO:	NR UPR.	PODPIS:
	mgr inż. Piotr Frosztega	PDK/0002/POOK/12	
SPRAWDZIŁ :	mgr inż. Jarosław Śliwa	K-166/01	

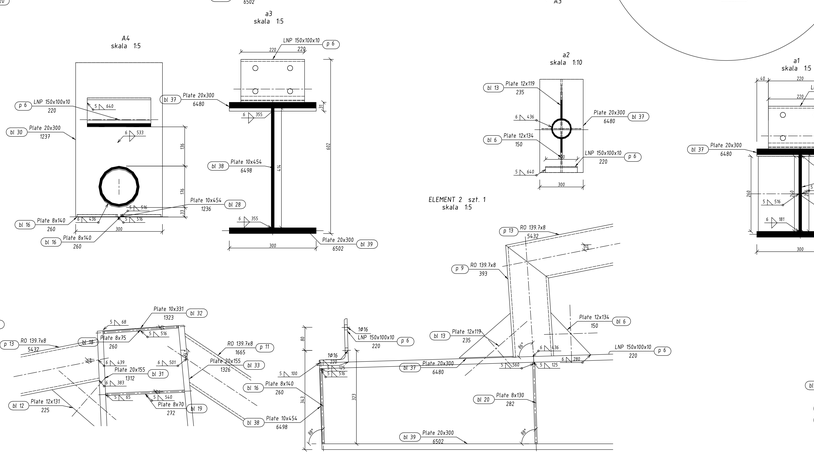
TEMAT :

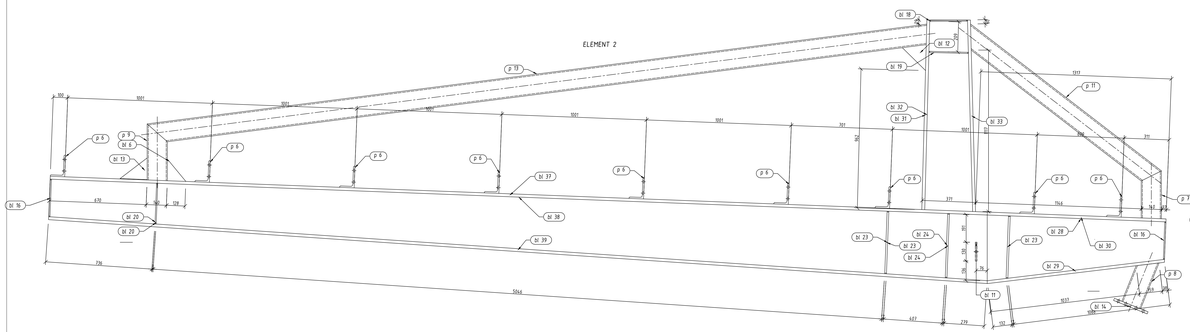
BUDOWA ZADASZENIA O KONSTRUKCJI STALOWEJ NAD ISTNIEJĄCĄ TRYBUNĄ GŁÓWNĄ, UTWARDZENIA TERENU ORAZ INSTALACJI KANALIZACJI DESZCZOWEJ KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE DZ. 4008/8 W RAMACH ZADANIA "MODERNIZACJA KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE, WARIANT 400m - CERTYFIKOWANY".

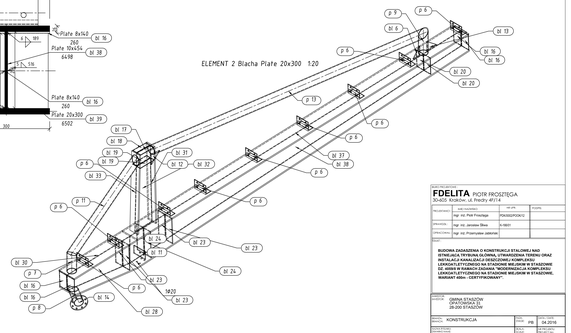
INWESTOR:
INVESTOR: GMINA STASZÓW
OPATOWSKA 31
28-200 STASZÓW

BRANŻA: BRANCH:	KONSTRUKCJA	FAZA: STAGE: PB	DATA / DATE: 04.2016
NAZWA RYSUNKU: DRAWING NAME:	WYSYŁKOWY– ELEMENT 1 SZTUK 12	SKALA: SCALE: 1:10	NR PROJEKTU: PROJECT No:
		NUMER RYSUNKU: DRAWING No:	K–11









Pozycja	Przekrój	Gatunek	Liczba	Długość (mm)	Masa		
					Jednostkowa (kg/m)	Elementu (kg)	Całkowita (kg)
Pozycja ELEMENT 2 Liczba=1							
bl 6	PLATE: 20x300	S 235	1	149.72		0.90	0.90
bl 11	PLATE: 12x130	S 355	1	221.14		2.66	2.66
bl 12	PLATE: 12x131	S 235	1	225.22		1.39	1.39
bl 13	PLATE: 12x119	S 235	1	234.88		1.32	1.32
bl 14	PLATE: 16x250	STAL	1	250.00		5.91	5.91
bl 16	PLATE: 8x140	S 235	4	260.00		2.29	9.14
bl 17	PLATE:8x70	S 235	1	260.00		1.14	1.14
bl 18	PLATE:8x75	S 235	1	260.00		1.22	1.22
bl 19	PLATE:8x70	S 235	2	272.00		1.19	2.39
bl 20	PLATE: 8x180	S 235	2	282.00		2.30	4.60
bl 23	PLATE: 12x130	S 235	4	432.00		5.29	21.16
bl 24	PLATE: 12x130	S 235	2	445.00		5.45	10.90
bl 28	PLATE: 10x454	S 355	1	1235.84		34.47	34.47
bl 29	PLATE: 20x300	S 355	1	1236.30		58.12	58.12
bl 30	PLATE: 20x300	S 355	1	1236.60		58.25	58.25
bl 31	PLATE: 20x155	S 355	1	1312.47		31.94	31.94
bl 32	PLATE: 12x331	S 355	1	1323.26		30.64	30.64
bl 33	PLATE: 20x155	S 355	1	1326.43		32.27	32.27
bl 37	PLATE: 20x300	S 355	1	6480.17		305.31	305.31
bl 38	PLATE: 10x454	S 355	1	6497.54		181.83	181.83
bl 39	PLATE: 20x300	S 355	1	6501.80		305.37	305.37
p 6	LNP: 150x100x10	S 355	9	220.00	19.000	4.18	37.62
p 7	RO 139.7x8	S 355	1	330.77	25.980	8.59	8.59
p 8	RO 139.7x8	S 355	1	341.80	25.980	8.88	8.88
p 9	RO 139.7x8	S 355	1	392.96	25.980	10.21	10.21
p 11	RO 139.7x8	S 355	1	1664.82	25.980	43.25	43.25
p 13	RO 139.7x8	S 355	1	5431.50	25.980	141.11	141.11
							1350.59
Masa łączna elementów (kg):							1350.59
Dodatek na spony : 2.0 % (kg)							27.01
Masa całkowita (kg):							1377.60

FDELITA PIOTR FROŚTEGA
30-605 KRAKÓW, UL Predry 49/14

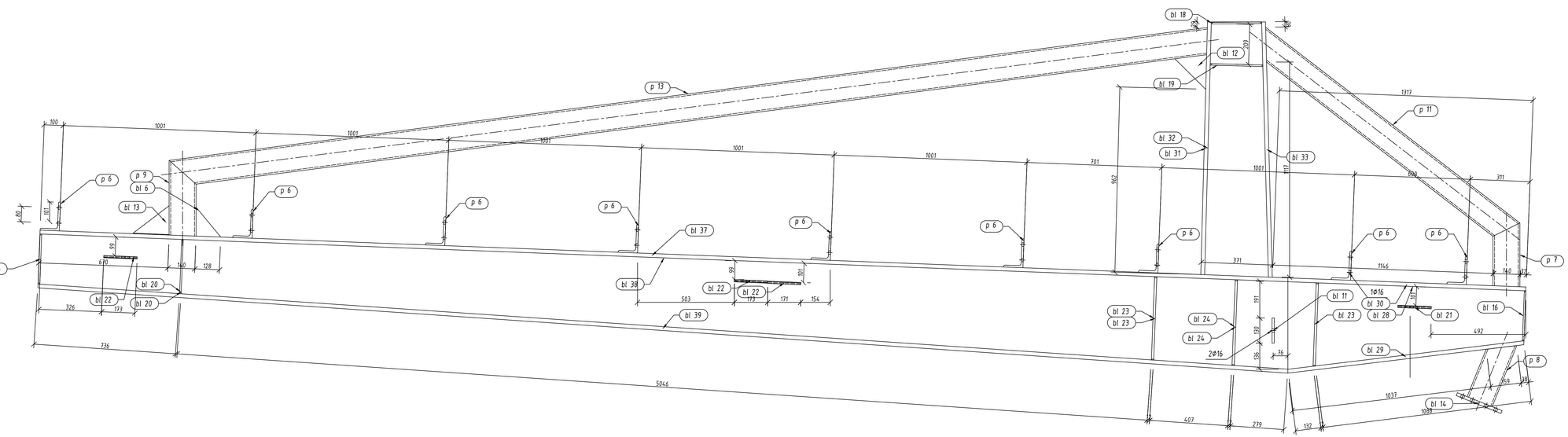
INWESTOR:	NAZWA INWESTORA: mgr inż. Piotr Frościega	TEL./FAX:	E-MAIL: PIOSIEPOKITE
PROJEKTANT:	mgr inż. Jarosław Bilas	TEL./FAX:	E-MAIL:
SPRZEDAWCA:	mgr inż. Przemysław Jabłoński	TEL./FAX:	E-MAIL:

BUDOWA ZADASZENIA O KONSTRUKCJI STALOWEJ NAD STREFĄ ŻYTKOWĄ GŁÓWNĄ, UTWARDZENIA TERENU ORAZ ZMIANA NAWIERZCHNI ZE ŻWIRU NA NAWIERZCHNIĘ LEKKO UTWARDZONĄ NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE DZ. 4000/8 W RAMACH ZADANIA "MODERNIZACJA KOMPLEKSU SPORTOWO-REKREACYJNEGO ZLOKALIZOWANEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE, MARSZAŁT 400m - CZĘŚĆ PRZEDNIA"

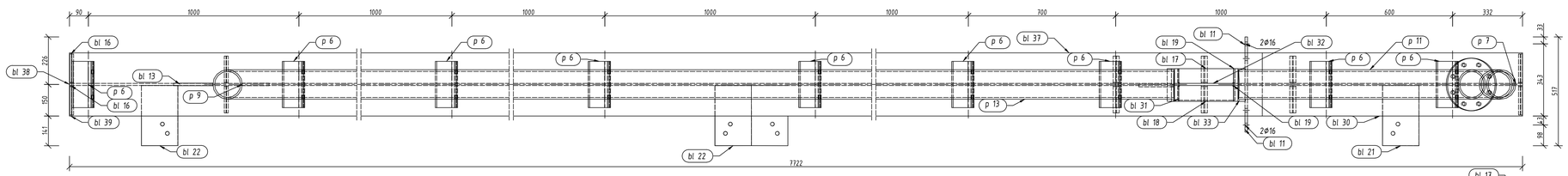
OBIEKT:	GMINA STASZÓW ul. Wojska Polskiego 26-200 STASZÓW		
BRANŻA:	KONSTRUKCJA	FAZA: PB	DATA: 04.2016
SKALA: 1:50		ARCHIWUM NR:	
WYMIAROWY- ELEMENT 2		ZESPÓŁ PROJEKTOWY:	
SZTUKA: 5		NR RYS: K-12	

Pozycja	Przekrój	Gatunek	Liczba	Długość (mm)	Masa		
					Jednostkowa (kg/m)	Elementu (kg)	Całkowita (kg)
Pozycja ELEMENT 3 Liczba=2							
bl 6	PLATE 12x134	S 235	1	149,72		0,90	0,90
bl 11	PLATE 12x130	S 355	2	221,14		2,66	5,32
bl 12	PLATE 12x131	S 235	1	225,22		1,39	1,39
bl 13	PLATE 12x119	S 235	1	234,88		1,32	1,32
bl 14	PLATE 16x250	S 355	1	250,00		5,91	5,91
bl 16	PLATE 8x140	S 235	4	260,00		2,29	9,14
bl 17	PLATE 8x70	S 235	1	260,00		1,14	1,14
bl 18	PLATE 8x75	S 235	1	260,00		1,22	1,22
bl 19	PLATE 8x70	S 235	2	272,00		1,19	2,39
bl 20	PLATE 8x130	S 235	2	282,00		2,30	4,60
bl 21	PLATE 10x173	S 235	1	285,85		3,85	3,85
bl 22	PLATE 10x173	S 235	3	285,85		3,85	11,55
bl 23	PLATE 12x130	S 235	4	432,00		5,29	21,16
bl 24	PLATE 12x130	S 235	2	445,00		5,45	10,90
bl 28	PLATE 10x454	S 355	1	1235,84		34,47	34,47
bl 29	PLATE 20x300	S 355	1	1236,30		58,12	58,12
bl 30	PLATE 20x300	S 355	1	1236,60		58,25	58,25
bl 31	PLATE 20x155	S 355	1	1312,47		31,94	31,94
bl 32	PLATE 10x331	S 355	1	1323,26		30,64	30,64
bl 33	PLATE 20x155	S 355	1	1326,43		32,27	32,27
bl 37	PLATE 20x300	S 355	1	6480,17		305,31	305,31
bl 38	PLATE 10x454	S 355	1	6497,54		181,83	181,83
bl 39	PLATE 20x300	S 355	1	6501,80		305,37	305,37
p 6	LNP 150x100x10	S 355	9	220,00	19,000	4,18	37,62
p 7	RO 139.7x8	S 355	1	330,77	25,980	8,59	8,59
p 8	RO 139.7x8	S 355	1	341,80	25,980	8,88	8,88
p 9	RO 139.7x8	S 355	1	392,96	25,980	10,21	10,21
p 11	RO 139.7x8	S 355	1	1664,82	25,980	43,25	43,25
p 13	RO 139.7x8	S 355	1	5431,50	25,980	141,11	141,11
							1368,66
Masa łączna elementów (kg)							1368,66
Dodatek na spoiny : 2.0 % (kg)							27,37
Masa całkowita (kg)							1396,03
Masa całkowita (kg) 3 SZTUK							4188.09

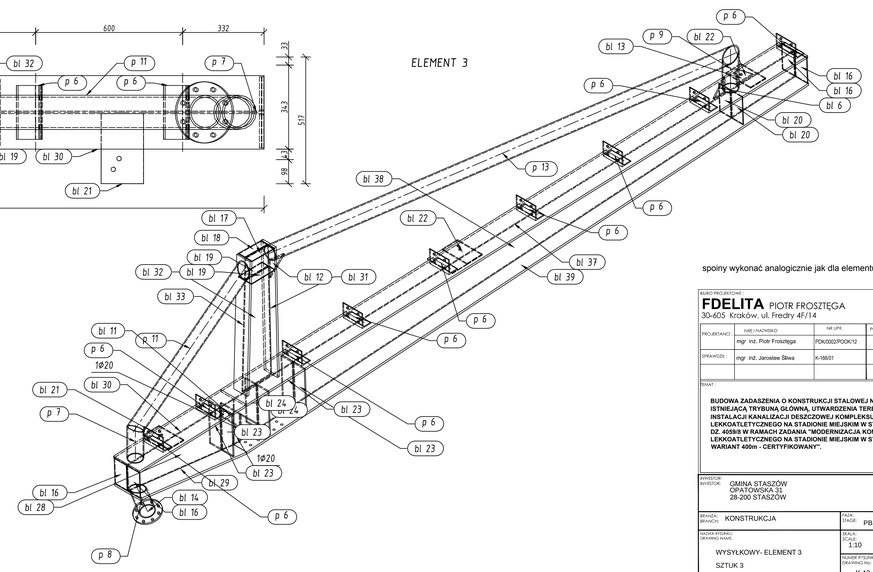
ELEMENT 3
skala 1:10



ELEMENT 3 Widok z góry
skala 1:10



ELEMENT 3



spoiny wykonać analogicznie jak dla elementu nr 2

BIURO PROJEKTOWE
FDELITA PIOTR FROSZTĘGA
30-605 Kraków, ul. Fredry 4F/14

		NR UPR.	PODPIS
PROJEKTANT :	mgr inż. Piotr Frosztęga	PDK/0002/POOK/12	
SPRAWDZIŁ :	mgr inż. Jarosław Sliwa	K-186/01	

TEMAT :

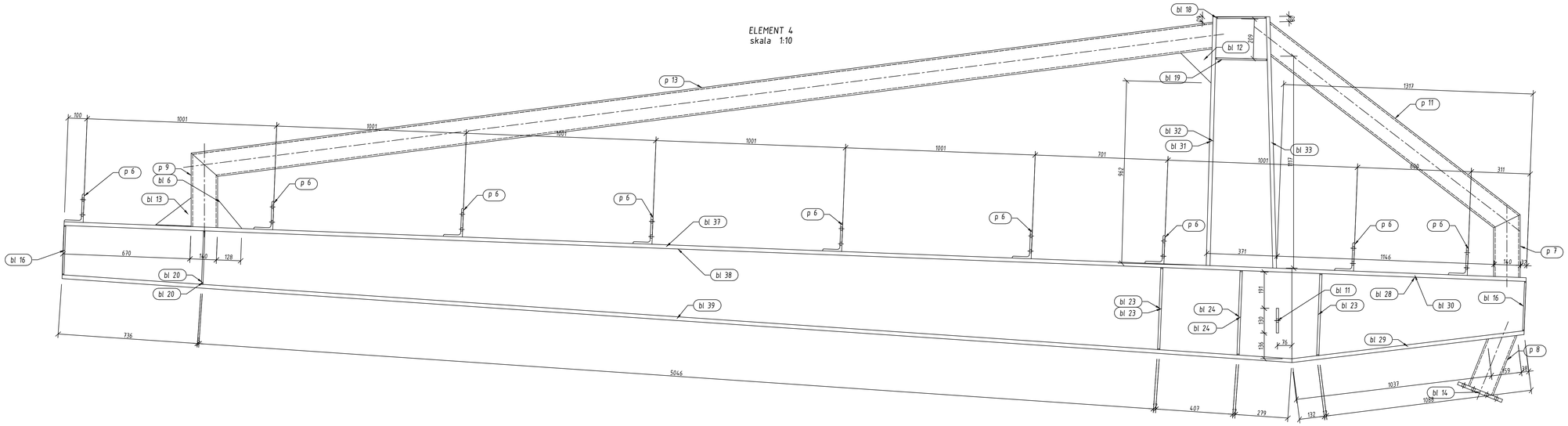
BUDOWA ZADASZENIA O KONSTRUKCJI STALOWEJ NAD ISTNIEJĄCĄ TRYBUNĄ GŁÓWNĄ, UTWARDZENIA TERENU ORAZ INSTALACJI KANALIZACJI DESZCZOWEJ KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE DZ. 4059/8 W RAMACH ZADANIA "MODERNIZACJA KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE, WARIANT 400m - CERTYFIKOWANY".

INWESTOR
INVESTOR
GMINA STASZÓW
OPATOWSKA 31
28-200 STASZÓW

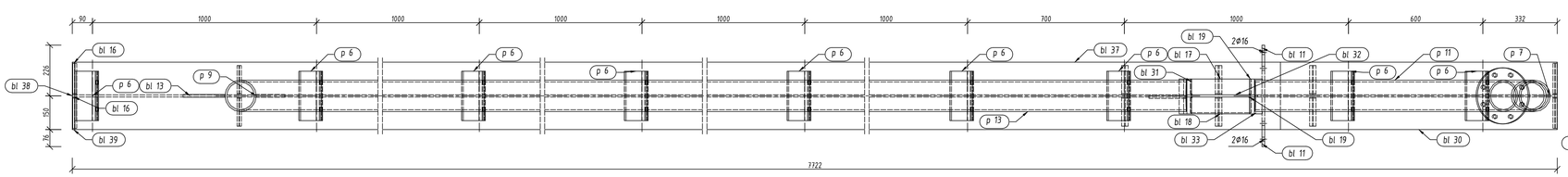
BRANŻA: BRANCH: KONSTRUKCJA	FAZA: STAGE: PB	DATA / DATE: 04.2016	
NAZWA RYSUNKU: DRAWING NAME: WYSYŁKOWY- ELEMENT 3 SZTUK 3	SKALA: SCALE: 1:10	NR PROJEKTU: PROJECT No:	
	NUMER RYSUNKU: DRAWING No: K-13		

Pozycja	Przekrój	Gatunek	Liczba	Długość (mm)	Masa		
					Jednostkowa (kg/m)	Elementu (kg)	Całkowita (kg)
Pozycja ELEMENT 4 Liczba=6							
bl 6	PLATE 12x134	S 235	1	149,72		0,90	0,90
bl 11	PLATE 12x130	S 355	2	221,14		2,66	5,32
bl 12	PLATE 12x131	S 235	1	225,22		1,39	1,39
bl 13	PLATE 12x119	S 235	1	234,88		1,32	1,32
bl 14	PLATE 16x250	S 355	1	250,00		5,91	5,91
bl 16	PLATE 8x140	S 235	4	260,00		2,29	9,14
bl 17	PLATE 8x70	S 235	1	260,00		1,14	1,14
bl 18	PLATE 8x75	S 235	1	260,00		1,22	1,22
bl 19	PLATE 8x70	S 235	2	272,00		1,19	2,39
bl 20	PLATE 8x130	S 235	2	282,00		2,30	4,60
bl 23	PLATE 12x130	S 235	4	432,00		5,29	21,16
bl 24	PLATE 12x130	S 235	2	445,00		5,45	10,90
bl 28	PLATE 10x454	S 355	1	1235,84		34,47	34,47
bl 29	PLATE 20x300	S 355	1	1236,30		58,12	58,12
bl 30	PLATE 20x300	S 355	1	1236,60		58,25	58,25
bl 31	PLATE 20x155	S 355	1	1312,47		31,94	31,94
bl 32	PLATE 10x331	S 355	1	1323,26		30,64	30,64
bl 33	PLATE 20x155	S 355	1	1326,43		32,27	32,27
bl 37	PLATE 20x300	S 355	1	6480,17		305,31	305,31
bl 38	PLATE 10x454	S 355	1	6497,54		181,83	181,83
bl 39	PLATE 20x300	S 355	1	6501,80		305,37	305,37
p 6	LNP 150x100x10	S 355	9	220,00	19,000	4,18	37,62
p 7	RO 139.7x8	S 355	1	330,77	25,980	8,59	8,59
p 8	RO 139.7x8	S 355	1	341,80	25,980	8,88	8,88
p 9	RO 139.7x8	S 355	1	392,96	25,980	10,21	10,21
p 11	RO 139.7x8	S 355	1	1664,82	25,980	43,25	43,25
p 13	RO 139.7x8	S 355	1	5431,50	25,980	141,11	141,11
							1353,25
Masa łączna elementów (kg)							1353,25
Dodatek na spoiny : 2.0 % (kg)							27,07
Masa całkowita (kg)							1380,32
Masa całkowita (kg) 4 SZTUK							5521.28

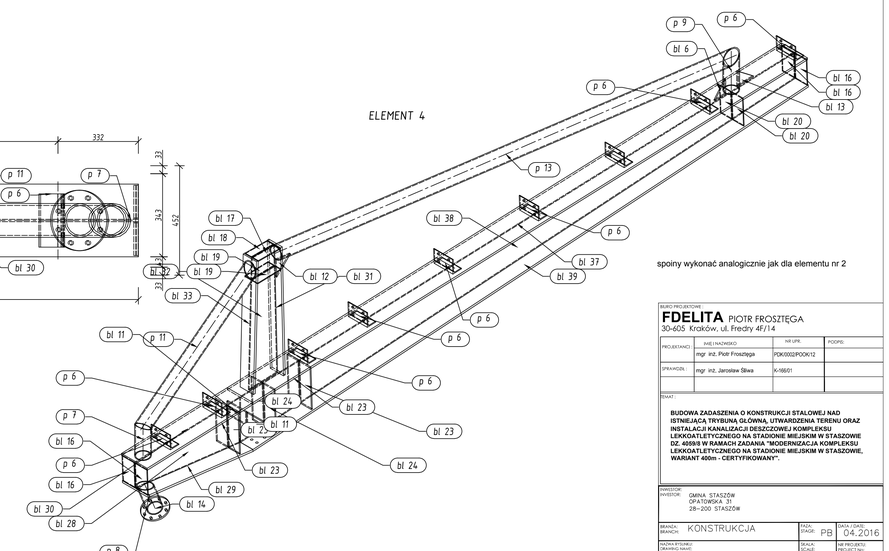
ELEMENT 4
skala 1:10



ELEMENT 4 Widok z góry
skala 1:10



ELEMENT 4



spoiny wykonać analogicznie jak dla elementu nr 2

BIURO PROJECTOWE
FDELITA PIOTR FROSZTĘGA
30-605 Kraków, ul. Fredry 4F/14

PROJEKTANT:	inż. NAZWISKO: mgr inż. Piotr Frosztęga	NR UPR: PDK/0002/POOK/12	PODPIS:
SPRAWDZIŁ:	mgr inż. Jarosław Sława	K-166/01	

TEMAT:

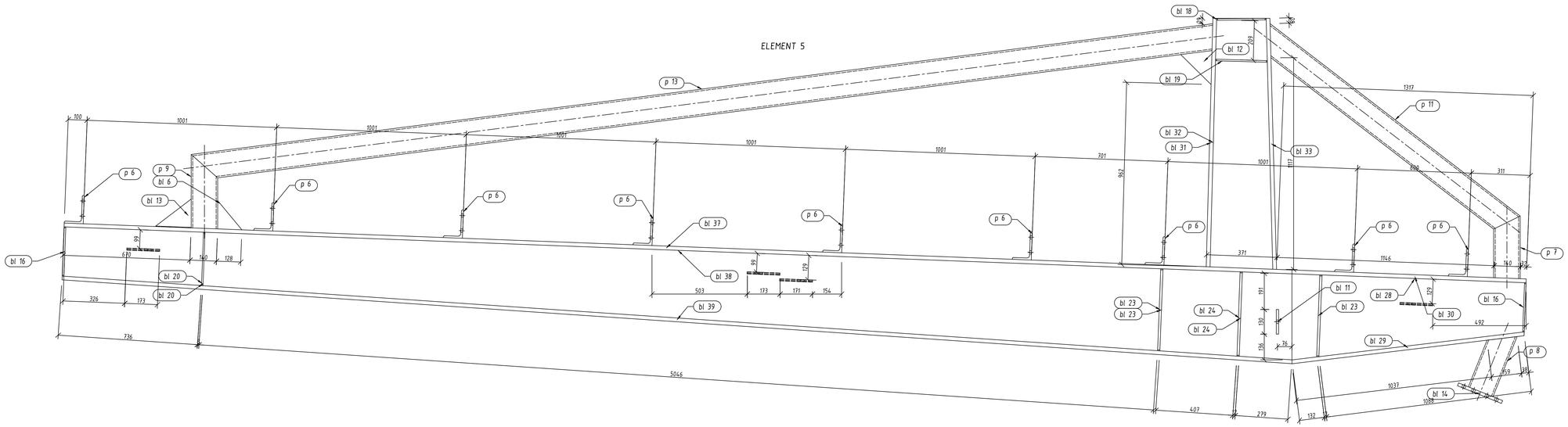
BUDOWA ZADASZENIA O KONSTRUKCJI STALOWEJ NAD ISTNIEJĄCĄ TRYBUNĄ GŁÓWNĄ, UTWARDZENIA TERENU ORAZ INSTALACJI KANALIZACJI DESZCZOWEJ KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADONIE MIEJSKIM W STASZOWIE DZ. 4059/8 W RAMACH ZADANIA "MODERNIZACJA KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADONIE MIEJSKIM W STASZOWIE, WARIANT 400m - CERTYFIKOWANY".

INWESTOR: INVESTOR: GMINA STASZÓW
OPATOWSKA 31
28-200 STASZÓW

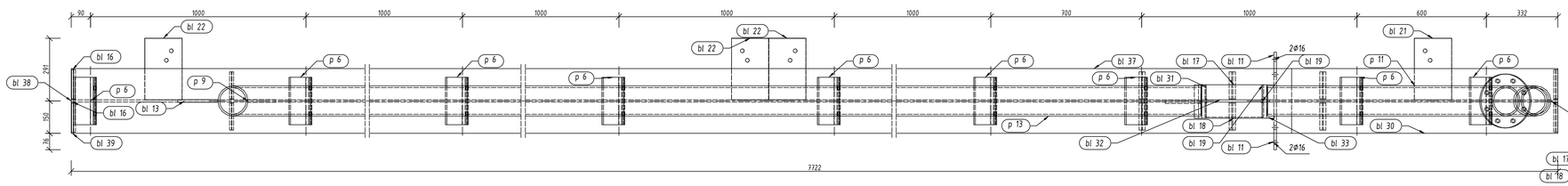
BRANŻA: BRANCH: KONSTRUKCJA		FAZA: STAGE: PB	DATA: (DATE) 04.2016
NAZWA RYSUNKU: DRAWING NAME: WYSYŁKOWY– ELEMENT 4 SZTUK 4		SKALA: SCALE 1:10	NR PROJEKTU: PROJECT No:
			NUMER RYSUNKU: DRAWING No: K–14

Pozycja	Przekrój	Gatunek	Liczba	Długość (mm)	Masa		
					Jednostkowa (kg/m)	Elementu (kg)	Całkowita (kg)
Pozycja ELEMENT 5 Liczba=2							
bl 6	PLATE 12x134	S 235	1	149,72		0,90	0,90
bl 11	PLATE 12x130	S 355	2	221,14		2,66	5,32
bl 12	PLATE 12x131	S 235	1	225,22		1,39	1,39
bl 13	PLATE 12x119	S 235	1	234,88		1,32	1,32
bl 14	PLATE 16x250	S 355	1	250,00		5,91	5,91
bl 16	PLATE 8x140	S 235	4	260,00		2,29	9,14
bl 17	PLATE 8x70	S 235	1	260,00		1,14	1,14
bl 18	PLATE 8x75	S 235	1	260,00		1,22	1,22
bl 19	PLATE 8x70	S 235	2	272,00		1,19	2,39
bl 20	PLATE 8x130	S 235	2	282,00		2,30	4,60
bl 21	PLATE 10x173	S 235	1	285,85		3,85	3,85
bl 22	PLATE 10x173	S 235	3	285,85		3,85	11,55
bl 23	PLATE 12x130	S 235	4	432,00		5,29	21,16
bl 24	PLATE 12x130	S 235	2	445,00		5,45	10,90
bl 28	PLATE 10x454	S 355	1	1235,84		34,47	34,47
bl 29	PLATE 20x300	S 355	1	1236,30		58,12	58,12
bl 30	PLATE 20x300	S 355	1	1236,60		58,25	58,25
bl 31	PLATE 20x155	S 355	1	1312,47		31,94	31,94
bl 32	PLATE 10x331	S 355	1	1323,26		30,64	30,64
bl 33	PLATE 20x155	S 355	1	1326,43		32,27	32,27
bl 37	PLATE 20x300	S 355	1	6480,17		305,31	305,31
bl 38	PLATE 10x454	S 355	1	6497,54		181,83	181,83
bl 39	PLATE 20x300	S 355	1	6501,80		305,37	305,37
p 6	LNP 150x100x10	S 355	9	220,00	19,000	4,18	37,62
p 7	RO 139.7x8	S 355	1	330,77	25,980	8,59	8,59
p 8	RO 139.7x8	S 355	1	341,80	25,980	8,88	8,88
p 9	RO 139.7x8	S 355	1	392,96	25,980	10,21	10,21
p 11	RO 139.7x8	S 355	1	1664,82	25,980	43,25	43,25
p 13	RO 139.7x8	S 355	1	5431,50	25,980	141,11	141,11
							1368,66
Masa łączna elementów (kg)							1368,66
Dodatek na spoiny : 2.0 % (kg)							27,37
Masa całkowita (kg)							1396,03
Masa całkowita (kg) SZTUK 3							4188.09

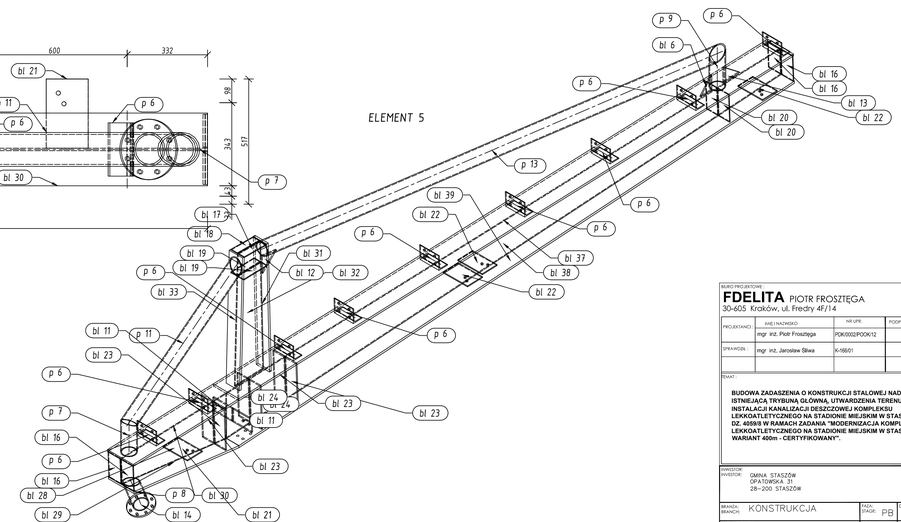
ELEMENT 5



ELEMENT 5 Widok z góry
skala 1:10



ELEMENT 5



BIURO PROJEKTOWE
FDELITA PIOTR FROSZTĘGA
30-605 Kraków, ul. Fredry 4F/14

PROJEKTANCI:	IMIĘ I NAZWISKO:	NR UPR.	PODPIS:
	mgr inż. Piotr Frosztęga	PDK/0002/POOK/12	
SPRAWDZIŁ:	mgr inż. Jarosław Sliwa	K-155/01	

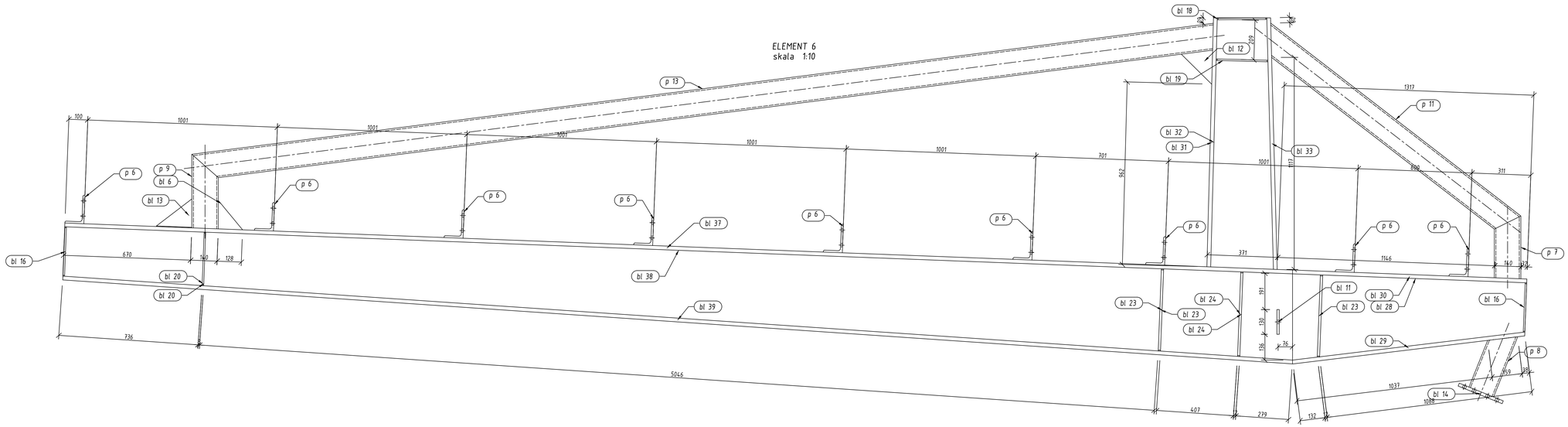
TEMAT:

BUDOWA ZADASZENIA O KONSTRUKCJI STALOWEJ NAD ISTNIEJĄCĄ TRYBUNĄ GŁÓWNĄ, UTWARDZENIA TERENU ORAZ INSTALACJI KANALIZACJI DESZCZOWEJ KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE DZ. 455/9 W RAMACH ZADANIA "MODERNIZACJA KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE, WARIANT 400m - CERTYFIKOWANY".

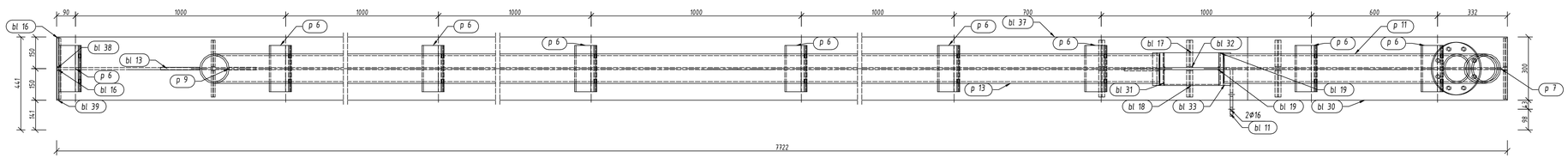
INWESTOR: GMINA STASZÓW
OPATOWSKA 31
28-200 STASZÓW

BRANŻA: BRANCH:	KONSTRUKCJA	FAZA: STAGE: PB	DATA (ROK): DATE (YEAR): 04.2016
NAZWA RYSUNKU: DRAWING NAME:		SKALA: SCALE: 1:10	NR PROJEKTU: PROJECT NO:
WYSYŁKOWY– ELEMENT 5 SZTUK 3			NUMER RYSUNKU: DRAWING NO: K–15

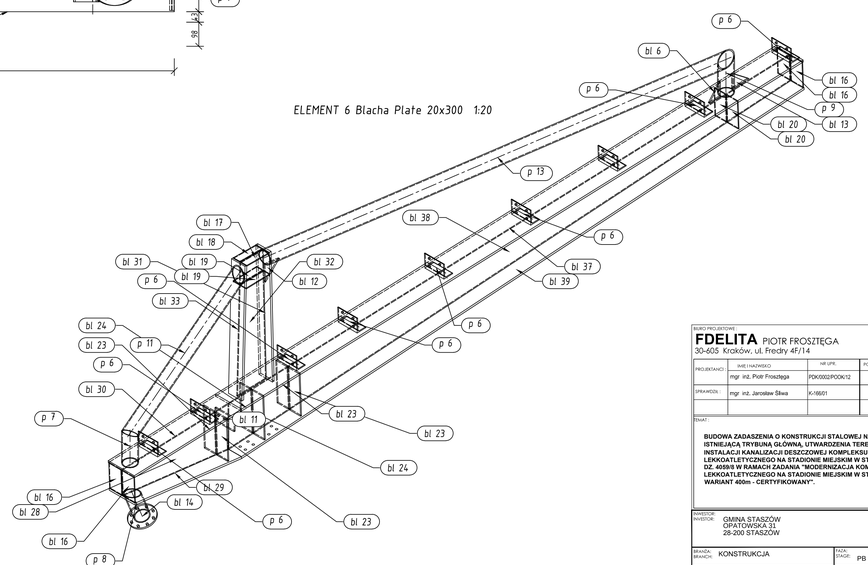
ELEMENT 6
skala 1:10



ELEMENT 6 Widok z góry
skala 1:10



ELEMENT 6 Blacha Plate 20x300 1:20



Pozycja	Przekrój	Gatunek	Liczba	Długość (mm)	Masa		
					Jednostkowa (kg/m)	Elementu (kg)	Całkowita (kg)
Pozycja ELEMENT 6 Liczba=1 Masa Elementu=1365,99(kg)							
bl 6	PLATE 12x134	S 235	1	149,72		0,90	0,90
bl 11	PLATE 12x130	S 355	1	221,14		2,66	2,66
bl 12	PLATE 12x131	S 235	1	225,22		1,39	1,39
bl 13	PLATE 12x119	S 235	1	234,88		1,32	1,32
bl 14	PLATE 16x250	S 355	1	250,00		5,91	5,91
bl 16	PLATE 8x140	S 235	4	260,00		2,29	9,14
bl 17	PLATE 8x70	S 235	1	260,00		1,14	1,14
bl 18	PLATE 8x75	S 235	1	260,00		1,22	1,22
bl 19	PLATE 8x70	S 235	2	272,00		1,19	2,39
bl 20	PLATE 8x130	S 235	2	282,00		2,30	4,60
bl 23	PLATE 12x130	S 235	4	432,00		5,29	21,16
bl 24	PLATE 12x130	S 235	2	445,00		5,45	10,90
bl 28	PLATE 10x454	S 355	1	1235,84		34,47	34,47
bl 29	PLATE 20x300	S 355	1	1236,30		58,12	58,12
bl 30	PLATE 20x300	S 355	1	1236,60		58,25	58,25
bl 31	PLATE 20x155	S 355	1	1312,47		31,94	31,94
bl 32	PLATE 10x331	S 355	1	1323,26		30,64	30,64
bl 33	PLATE 20x155	S 355	1	1326,43		32,27	32,27
bl 37	PLATE 20x300	S 355	1	6480,17		305,31	305,31
bl 38	PLATE 10x454	S 355	1	6497,54		181,83	181,83
bl 39	PLATE 20x300	S 355	1	6501,80		305,37	305,37
p 6	LNP 150x100x10	S 355	9	220,00	19,000	4,18	37,62
p 7	RO 139.7x8	S 355	1	330,77	25,980	8,59	8,59
p 8	RO 139.7x8	S 355	1	341,80	25,980	8,88	8,88
p 9	RO 139.7x8	S 355	1	392,96	25,980	10,21	10,21
p 11	RO 139.7x8	S 355	1	1664,82	25,980	43,25	43,25
p 13	RO 139.7x8	S 355	1	5431,50	25,980	141,11	141,11
							1350,59
Masa łączna elementów (kg)							1350,59
Dodatek na spoiny : 2.0 % (kg)							27,01
Masa całkowita (kg)							1377,60

BIURO PROJEKTOWE:
FDELITA PIOTR FROSZTĘGA
30-605 Kraków, ul. Fredry 4F/14

PROJEKTANT:	IMIE I NAZWISKO	NR UPR.	PODPIS:
	mgr inż. Piotr Frosztęga	PDK0002/PODK/12	
SPRAWDZIŁ:	mgr inż. Jarosław Sława	K-166/01	

TEMAT:

BUDOWA ZADASZENIA O KONSTRUKCJI STALOWEJ NAD ISTNIEJĄCĄ TRYBUNĄ GŁÓWNĄ, UTWARDZENIA TERENU ORAZ INSTALACJI KANALIZACJI DESZCZOWEJ KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE DZ. 4059/8 W RAMACH ZADANIA "MODERNIZACJA KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE, WARIANT 400m - CERTYFIKOWANY".

INWESTOR: INVESTOR: GMINA STASZÓW
OPATOWSKA 31
28-200 STASZÓW

BRANŻA: BRANCH: KONSTRUKCJA
FAZA: STAGE: PB
DATA: DATE: 04.2016

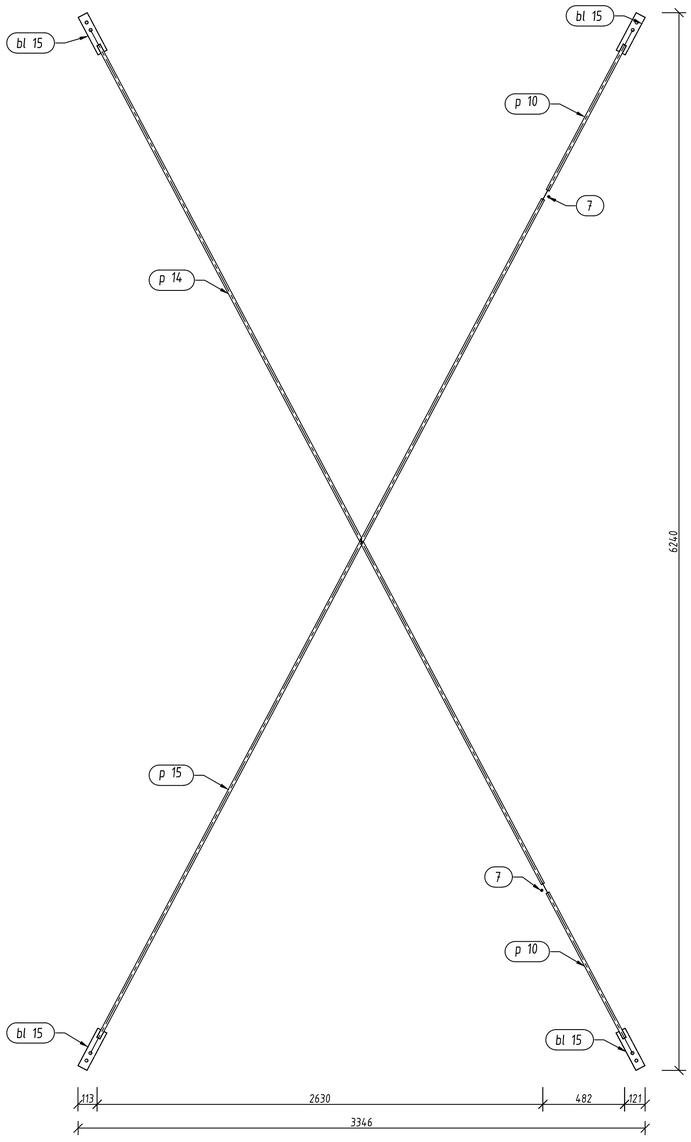
NAZWA RYSUNKU: DRAWING NAME:
WYSYŁKOWY- ELEMENT 6
SZTUK 1

SKALA: SCALE: 1:10

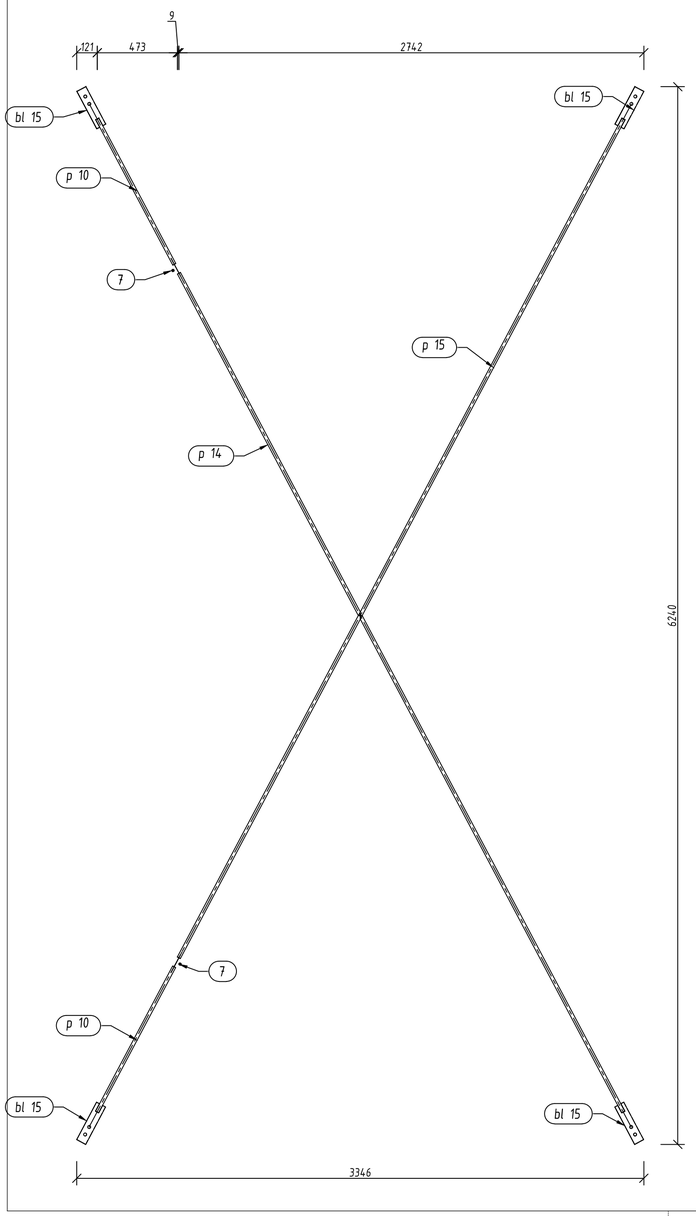
NR PROJEKTU: PROJECT No:

NUMER RYSUNKU: DRAWING No:
K-16

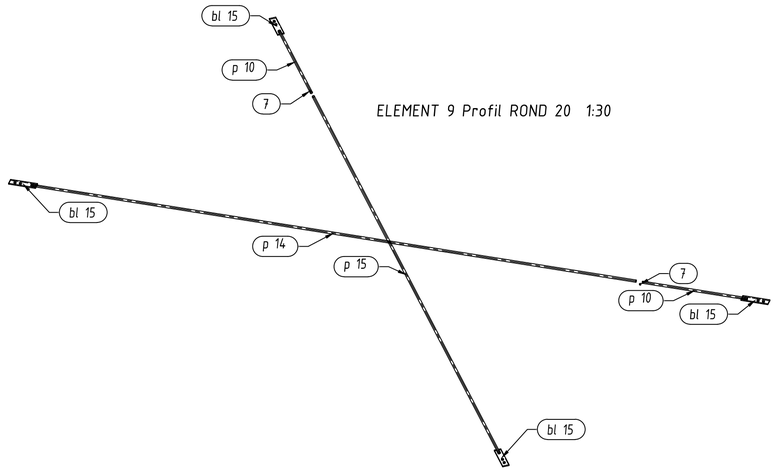
ELEMENT 7 Widok z góry
skala 1:20



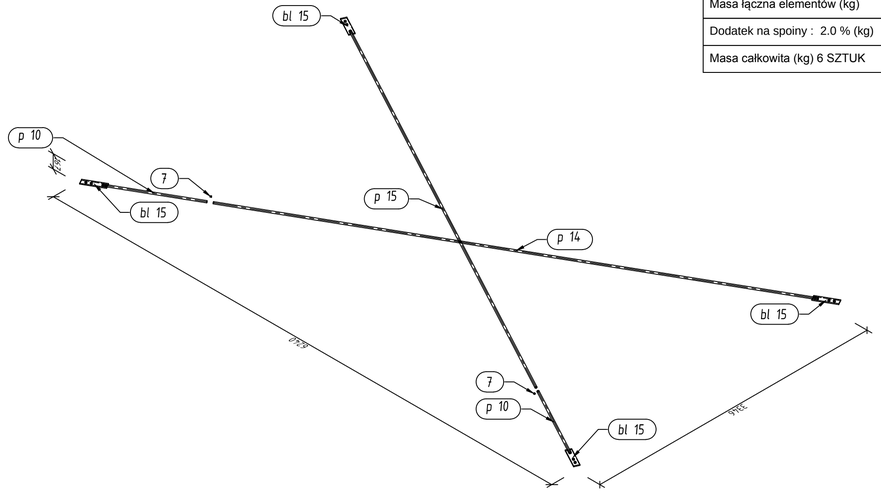
ELEMENT 9 Widok z góry
skala 1:20



ELEMENT 9 Profil ROND 20 1:30



ELEMENT 7 Profil ROND 20 1:30



Pozycja	Przekrój	Gatunek	Liczba	Długość (mm)	Masa		
					Jednostkowa (kg/m)	Elementu (kg)	Całkowita (kg)
Pozycja ELEMENT 7 Liczba=3							
7	M20	S 235	2			0,64	1,29
bl 15	PLATE 10x60	S 235	4	250,00		1,06	4,23
p 10	ROND 20	S 235	2	970,00	2,470	2,40	4,79
p 14	ROND 20	S 235	1	5600,75	2,470	13,83	13,83
p 15	ROND 20	S 235	1	5600,82	2,470	13,83	13,83
							37,97
Pozycja ELEMENT 9 Liczba=3							
7	M20	S 235	2			0,64	1,29
bl 15	PLATE 10x60	S 235	4	250,00		1,06	4,23
p 10	ROND 20	S 235	2	970,00	2,470	2,40	4,79
p 14	ROND 20	S 235	1	5600,75	2,470	13,83	13,83
p 15	ROND 20	S 235	1	5600,82	2,470	13,83	13,83
							37,97
Masa łączna elementów (kg)							75,95
Dodatek na spoiny : 2.0 % (kg)							1,52
Masa całkowita (kg) 6 SZTUK							232,47

SPAWAĆ SPOINĄ GRUBOŚCI a=4mm

BIURO PROJEKTOWE :
FDELITA PIOTR FROSZTĘGA
30-605 Kraków, ul. Fredry 4F/14

PROJEKTANCI :	IMIĘ I NAZWISKO	NR UPR.	PODPIS:
	mgr inż. Piotr Frosztęga	PDK/0002/POOK/12	
SPRAWDZIŁ :	mgr inż. Jarosław Śliwa	K-166/01	

TEMAT :

BUDOWA ZADASZENIA O KONSTRUKCJI STALOWEJ NAD ISTNIEJĄCĄ TRYBUNĄ GŁÓWNĄ, UTWARDZENIA TERENU ORAZ INSTALACJI KANALIZACJI DESZCZOWEJ KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE DZ. 4059/6 W RAMACH ZADANIA "MODERNIZACJA KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE, WARIANT 400m - CERTYFIKOWANY".

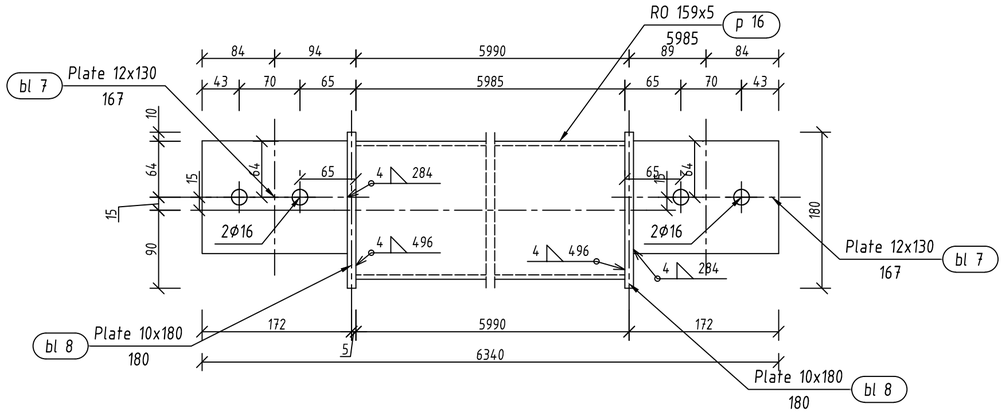
INWESTOR:
INVESTOR: GMINA STASZÓW
OPATOWSKA 31
28-200 STASZÓW

BRANŻA: BRANCH: KONSTRUKCJA
FAZA: STAGE: PB
DATA / DATE: 04.2016

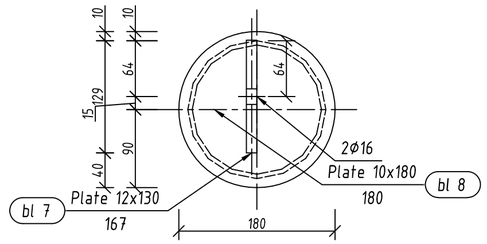
NAZWA RYSUNKU: DRAWING NAME:
WYSYŁKOWY- ELEMENT 9 7
SZTUK 3 ORAZ 3

SKALA: SCALE: 1:10
NR PROJEKTU: PROJECT No:
NUMER RYSUNKU: DRAWING No:
K-17

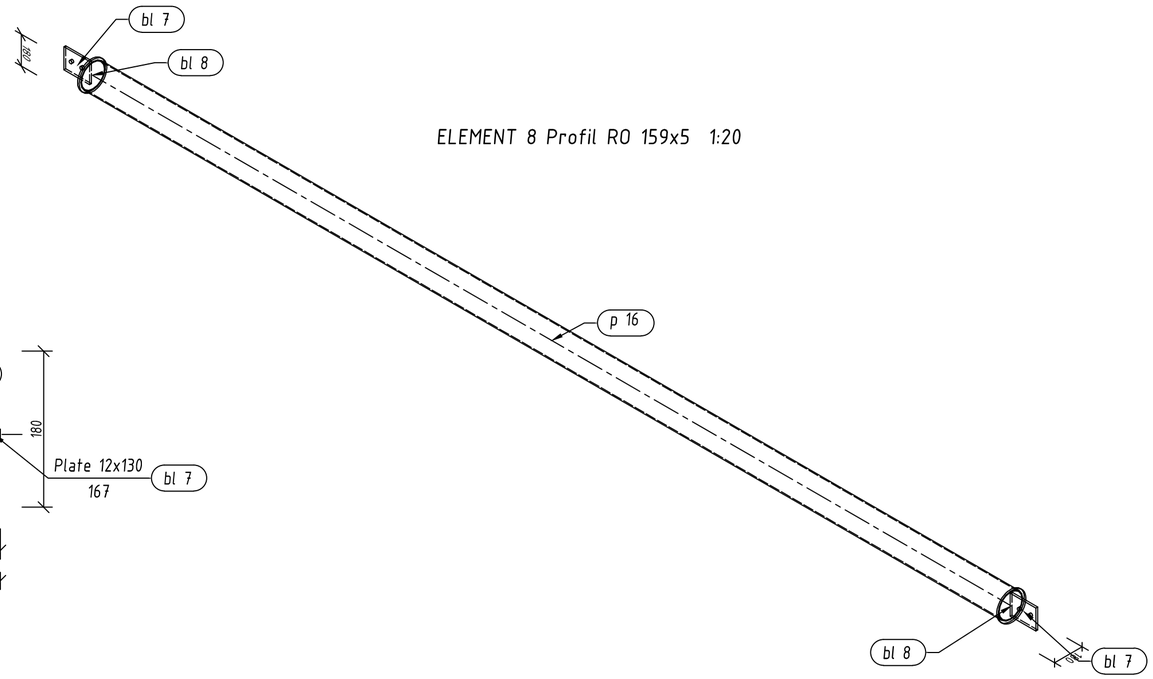
ELEMENT 8 szt. 1
skala 1:5



ELEMENT 8 Widok z prawej
skala 1:5



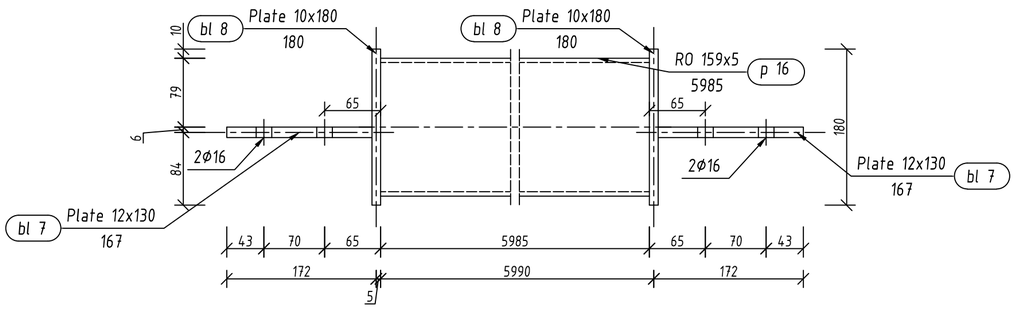
Pozycja	Przekrój	Gatunek	Liczba	Długość (mm)	Masa		
					Jednostkowa (kg/m)	Elementu (kg)	Całkowita (kg)
Pozycja ELEMENT 8 Liczba=11							
bl 7	PLATE 12x130	S 355	2	167,40		2,00	4,01
bl 8	PLATE 10x180	S 355	2	180,00		2,00	3,99
p 16	RO 159x5	S 355	1	5985,20	19,000	113,72	113,72
							121,72
Masa łączna elementów (kg)							121,72
Dodatek na spoiny : 2.0 % (kg)							2,43
Masa całkowita (kg)							124,15
Masa całkowita (kg) 11 sztuk							1365,65



ELEMENT 8 Profil RO 159x5 1:20

SPAWAĆ SPOINĄ GRUBOŚCI a=4mm

ELEMENT 8 Widok z góry
skala 1:5



BIURO PROJEKTOWE :
FDELITA PIOTR FROSZTĘGA
30-605 Kraków, ul. Fredry 4F/14

PROJEKTANCI :	IMIE I NAZWISKO	NR UPR.	PODPIS:
	mgr inż. Piotr Frosztęga	PDK/0002/POOK/12	
SPRAWDZIŁ :	mgr inż. Jarosław Śliwa	K-166/01	

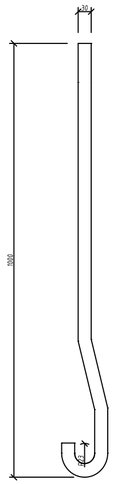
TEMAT :

BUDOWA ZADASZENIA O KONSTRUKCJI STALOWEJ NAD ISTNIEJĄCĄ TRYBUNĄ GŁÓWNĄ, UTWARDZENIA TERENU ORAZ INSTALACJI KANALIZACJI DESZCZOWEJ KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE DZ. 4059/8 W RAMACH ZADANIA "MODERNIZACJA KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE, WARIANT 400m - CERTYFIKOWANY".

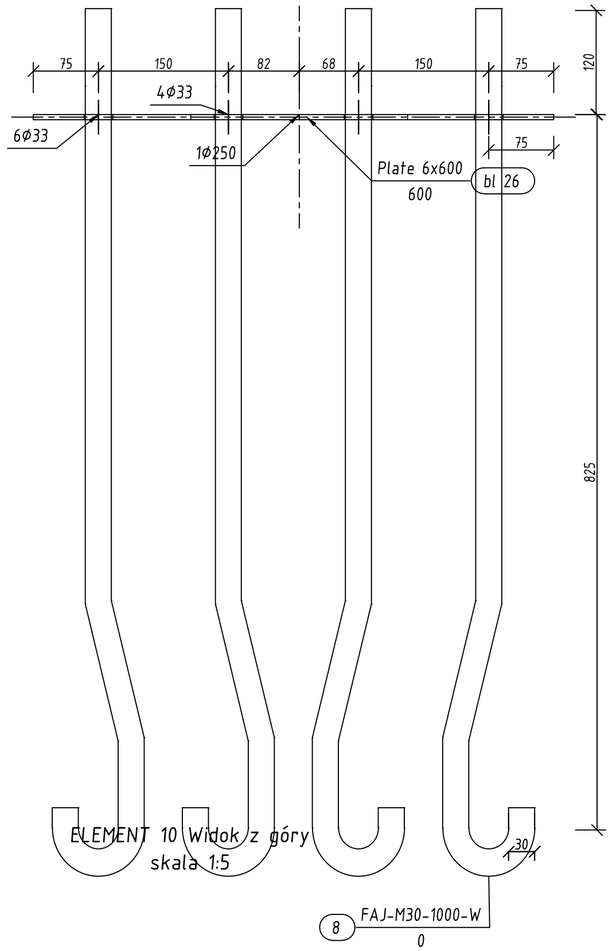
INWESTOR:
INVESTOR: GMINA STASZÓW
OPATOWSKA 31
28-200 STASZÓW

BRANŻA: BRANCH: KONSTRUKCJA
FAZA: STAGE: PB
DATA / DATE: 04.2016
NAZWA RYSUNKU: DRAWING NAME:
WYSYŁKOWY- ELEMENT 8
SZTUK 11
SKALA: SCALE: 1:10
NR PROJEKTU: PROJECT No:
NUMER RYSUNKU: DRAWING No: K-18

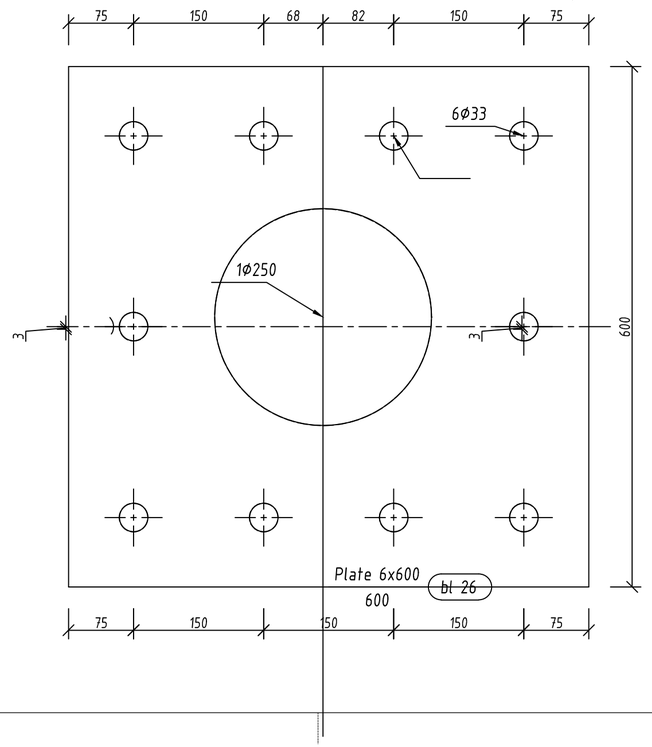
ELEMENT 10
skala 1:5



skala 1:10



ELEMENT 10 Widok z góry
skala 1:5



Pozycja	Przekrój	Gatunek	Liczba	Długość (mm)	Masa		
					Jednostkowa (kg/m)	Elementu (kg)	Całkowita (kg)
Pozycja ELEMENT 10 Liczba=12							
8	FAJ-M30-1000-W	S 355	10			6,03	60,30
bl 26	PLATE 6x600	S 235	1	600,00		14,32	14,32
							74,62
Masa łączna elementów (kg)							74,62
Dodatek na spoiny : 2.0 % (kg)							1,49
Masa całkowita (kg)							76,11
Masa całkowita (kg) sztuk 12							913,12

SPAWAĆ SPOINĄ GRUBOŚCI a=4mm

BIURO PROJEKTOWE :
FDELITA PIOTR FROSZTĘGA
30-605 Kraków, ul. Fredry 4F/14

	IMIĘ I NAZWISKO	NR UPR.	PODPIS:
PROJEKTANCI :	mgr inż. Piotr Frosztęga	PDK/0002/POOK/12	
SPRAWDZIŁ :	mgr inż. Jarosław Śliwa	K-166/01	

TEMAT :

BUDOWA ZADASZENIA O KONSTRUKCJI STALOWEJ NAD ISTNIEJĄCĄ TRYBUNĄ GŁÓWNĄ, UTWARDZENIA TERENU ORAZ INSTALACJI KANALIZACJI DESZCZOWEJ KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE DZ. 4059/8 W RAMACH ZADANIA "MODERNIZACJA KOMPLEKSU LEKKOATLETYCZNEGO NA STADIONIE MIEJSKIM W STASZOWIE, WARIANT 400m - CERTYFIKOWANY".

INWESTOR:
INVESTOR: GMINA STASZÓW
OPATOWSKA 31
28-200 STASZÓW

BRANŻA: BRANCH: KONSTRUKCJA	FAZA: STAGE: PB	DATA / DATE: 04.2016
NAZWA RYSUNKU: DRAWING NAME: WYSYŁKOWY- ELEMENT 10 SZTUK 12	SKALA: SCALE: 1:10	NR PROJEKTU: PROJECT No:
	NUMER RYSUNKU: DRAWING No: K-19	