

**PRZEBUDOWA I ROZBUDOWA SZKOŁY PODSTAWOWEJ
IM. ŚW. JANA BOSKO W ZAKRZOWIE WRAZ Z INSTALACJAMI
WEWNĘTRZNYMI W BUDYNKU I POZA BUDYNKIEM**

PROJEKT BUDOWLANY
BRANŻA KONSTRUKCYJNA

Lokalizacja:

SZKOŁA PODSTAWOWA im. Św. Jana Bosko
Zakrzów 323
gmina Niepołomice
powiat Wielicki

Projektant:

mgr inż. Waldemar POTONIEC

Zespół autorski:

mgr inż. Grzegorz BRYŁA

Sprawdzający:

mgr inż. Michał DRAB

Kraków, czerwiec 2018

SPIS ZAWARTOŚCI

CZĘŚĆ OPISOWA:

I. DANE OGÓLNE.....	3
I.1 PRZEDMIOT OPRACOWANIA.....	3
I.2 PODSTAWA OPRACOWANIA	3
I.3 KOPIE UPRAWNIENÍ I WPISÓW DO MAŁOPOLSKIEJ IZBY INŻYNIERÓW	4
I.4 OŚWIADCZENIE O POPRAWNOŚCI SPORZĄDZENIA PROJEKTU BUDOWLANEGO.....	5
II. OPIS TECHNICZNY	8
II.1 WARUNKI GRUNTOWO - WODNE	8
II.2 STAN ISTNIEJĄCY	8
II.3 STAN PROJEKTOWANY	9
II.3.1 OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA.....	9
II.3.2 OPIS SZCZEGÓŁOWY ELEMENTÓW BUDYNKU.....	10
II.4 MATERIAŁY	12
III. OBLICZENIA STATYCZNE I WYMIAROWANIE.....	13

CZĘŚĆ RYSUNKOWA:

1K	RYSUNEK ZESTAWCZY ELEMENTÓW KONSTRUKCYJNYCH FUNDAMENTÓW	1:50
2K	RYSUNEK ZESTAWCZY ELEMENTÓW KONSTRUKCYJNYCH STROP NAD PARTEREM	1:50
3K	RYSUNEK ZESTAWCZY ELEMENTÓW KONSTRUKCYJNYCH STROP NAD PIĘTREM	1:50
4K	RYSUNEK ZESTAWCZY ELEMENTÓW KONSTRUKCYJNYCH PODDASZE	1:50

I. DANE OGÓLNE

I.1. PRZEDMIOT OPRACOWANIA

Przedmiotem opracowania jest rozbudowa budynku szkoły podstawowej, która jest zlokalizowana w Zakrzowie numer 323, gmina Niepołomice powiat Wielicki.

I.2. PODSTAWA OPRACOWANIA

- Projekt budowlany przedmiotowego budynku branża – architektura,
- Opinie geotechniczna wykonana przez Pracownię Projektową Geologiczno Techniczną
- Plan zagospodarowania przestrzennego działki.

oraz przedmiotowe normy budowlane i Prawo Budowlane.



Kraków, dnia 10 lipca 2003 r.

MOIIB.OKK.7131/20/03

DECYZJA

Na podstawie art.24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów (Dz. U. z dnia 2001 r. Nr 5 poz. 42, z późn. zm.), art. 12 ust. 3, art. 13 ust. 1 pkt 1, art. 14 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (tekst jednolity: Dz. U. z 2000 r. Nr 106 poz. 1126 z późn. zm.), § 9 ust. 1 rozporządzenia Ministra Gospodarki Przemysłu i Budownictwa z dnia 30 grudnia 1994 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. z 1995 r. Nr 8 poz. 38, z późn. zm.) oraz art.104 § 2 Kodeksu postępowania administracyjnego (Dz. U. z 2000 r. Nr 98, poz. 1071 z późn. zm.),

Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna stwierdza, że

Pan mgr inż. **Waldemar Potoniec**
urodzony dnia 22.04.1972 r. w Sanoku
uzyskał

UPRAWNIENIA BUDOWLANE

numer ewidencyjny 35/2003

do projektowania i kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno -budowlanej

UZASADNIENIE

Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Krakowie na podstawie protokołów z postępowania kwalifikacyjnego oraz z przeprowadzonego egzaminu, uchwałą Nr 14 z dnia 10 lipca 2003 r. stwierdziła, że Pan Waldemar Potoniec posiada wymagane prawem wykształcenie i praktykę zawodową konieczną do uzyskania uprawnień budowlanych w w/w specjalności i uzyskał pozytywny wynik egzaminu na uprawnienia budowlane.

POUCZENIE

Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Krakowie w terminie 14 dni od daty jej doręczenia.



Otrzymują:
1. Pan Waldemar Potoniec
ul. Koszaka 5
32-720 Nowy Wisłocz
2. Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego
3. n/a

Przewodniczący
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej
Małopolskiej Okręgowej Izby
Inżynierów Budownictwa
dr inż. Zygmunt Rawicki

Pan Waldemar Potoniec o numerze ewidencyjnym MAP/BO/1248/03

adres zamieszkania Konarskiego 3/14, 30-049 Kraków

jest członkiem Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.

Niniejsze zaświadczenie jest ważne do dnia 2019-01-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2018-01-24 roku przez:

Stanisław Karczmarczyk, Przewodniczący Rady Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 3 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym [Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450] dane w postaci elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa www.pib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.



Kraków, dnia 23 grudnia 2013 r.

MAP OIIB/KK 0054-0434/13

DECYZJA

Na podstawie art. 24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów (Dz. U. z 2013 r., poz. 932 z późn. zm.), art. 12 ust. 1 pkt 1 i 5; art. 12 ust. 3, art. 13 ust. 1 pkt 1 oraz art. 13 ust. 4, art. 14 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (tekst jednolity: Dz. U. z 2010 r. Nr 243 poz. 1623 z późn. zm.), § 11 ust. 1 pkt 1, § 15 i § 17 ust. 1 pkt 1 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnego funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. z 2006 r. Nr 83 poz. 578 z późn. zm.) oraz art. 104 ustawy z dnia 14 czerwca 1960 r. Kodeks postępowania administracyjnego (tekst jednolity: Dz. U. z 2013 r., poz. 267 z późn. zm.),

Małopolska Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna

Pan mgr inż. **Michał Andrzej Drab**
urodzony dnia 01.10.1986 r. w Myslenicach
uzyskał

UPRAWNIENIA BUDOWLANE

numer ewidencyjny MAP/0350/POOK/13

do projektowania bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno - budowlanej.

UZASADNIENIE

Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Krakowie na podstawie protokołów z postępowania kwalifikacyjnego oraz z przeprowadzonego egzaminu, stwierdziła, że Pan Michał Drab posiada wymagane prawem wykształcenie i praktykę zawodową konieczną do uzyskania uprawnień budowlanych w wyżej wymienionej specjalności i uzyskał pozytywny wynik egzaminu na uprawnienia budowlane. Szczegółowy zakres nadanych uprawnień budowlanych wskazano na odwrocie decyzji.

Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Krakowie w terminie 14 dni od daty jej doręczenia.



Skład Orzekający
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

1. Przewodniczący Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej
dr inż. Zygmunt Rawicki

2. Członek Składu Orzekającego
mgr inż. arch. Elżbieta Gabrys

3. Członek Składu Orzekającego
mgr inż. Krzysztof Seweryn

Pan Michał Andrzej Drab o numerze ewidencyjnym MAP/BO/0043/14

adres zamieszkania ul. Majora Nuskiewicza 12/65, 31-422 Kraków

jest członkiem Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.

Niniejsze zaświadczenie jest ważne do dnia 2019-01-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2018-01-24 roku przez:

Stanisław Karczmarczyk, Przewodniczący Rady Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 3 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450) dane w postaci elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa www.pib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

WALDEMAR POTONIEC
(imię i nazwisko)

35/2003
(nr uprawnień)

MAP/BO/1248/03
(nr członkowski izby zawodowej)

Oświadczenie

projektanta lub osoby sprawdzającej projekt budowlany.

Zgodnie z art. 20 ust. 4 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (tekst jednolity: Dz. U. z 2013 r., poz. 1409 z późn. zm.) niniejszym oświadczam, że projekt budowlany:

**PRZEBUDOWA I ROZBUDOWA SZKOŁY PODSTAWOWEJ
IM. ŚW. JANA BOSKO W ZAKRZOWIE WRAZ Z INSTALACJAMI
WEWNĘTRZNYMI W BUDYNKU I POZA BUDYNKIEM**

ul. Zakrzów 323, gmina Niepołomice powiat Wielicki, sporządzony w czerwcu 2018

został wykonany zgodnie z obowiązującymi przepisami oraz zasadami wiedzy technicznej.

Kraków, 06.2018
(miejscowość i data)

.....
(pieczęć wraz z podpisem)

MICHAŁ ANDRZEJ DRAB
(imię i nazwisko)
MAP/0350/POOK/13
(nr uprawnień)
MAP/BO/0043/14
(nr członkowski izby zawodowej)

Oświadczenie

projektanta lub osoby sprawdzającej projekt budowlany.

Zgodnie z art. 20 ust. 4 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (tekst jednolity: Dz. U. z 2013 r., poz. 1409 z późn. zm.) niniejszym oświadczam, że projekt budowlany:

**PRZEBUDOWA I ROZBUDOWA SZKOŁY PODSTAWOWEJ
IM. ŚW. JANA BOSKO W ZAKRZOWIE WRAZ Z INSTALACJAMI
WEWNĘTRZNYMI W BUDYNKU I POZA BUDYNKIEM**

ul. Zakrzów 323, gmina Niepołomice powiat Wielicki, sporządzony w czerwcu 2018

został wykonany zgodnie z obowiązującymi przepisami oraz zasadami wiedzy technicznej.

Kraków, 06.2018
(miejscowość i data)

.....
(pieczęć wraz z podpisem)

II. OPIS TECHNICZNY

II.1. WARUNKI GRUNTOWO - WODNE

Na podstawie Rozporządzenia Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych przedmiotowy obiekt budowlany zaliczono do **trzeciej kategorii geotechnicznej w prostych warunkach gruntowych**. Projektowany budynek o prostej, statycznie wyznaczalnej konstrukcji posiada fundamenty mieszanych w postaci łań fundamentowych oraz belek podwalinowych opartych na studniach z kręgów betonowych zagłębianych w ziemi metodą studniarską.

W celu minimalizacji wpływu wody na stateczność budowli należy chronić odsłonięte w czasie prac budowlanych grunty przed dopływem wody opadowej lub gruntowej.

W trakcie wykonywania robót ziemnych **konieczna jest konsultacja z geologiem** celem potwierdzenia parametrów geotechnicznych gruntów zalegających w wykopach. W razie stwierdzenia gorszych parametrów gruntowych należy skontaktować się z projektantem w celu omówienia zmiany sposobu posadowienia.

Do obliczeń statycznych przyjęto następujące parametry gruntu:

I warstwa geotechniczna to nasypy niekontrolowane

Dla warstwy tej nie podaje się parametrów fizyko mechanicznych.

II warstwa geotechniczna obejmuje:

Ila – gliny piaszczyste z domieszką żwiru i humusu, pyły jasno brązowe- twardoplastyczne

Ilb – pyły jasno brązowe, gliny próchnicze szare – tpl/pl

Ilc - pyły jasnobrązowe, gliny szare – plastyczne

Ild - pyły jasno brązowe – pl/impl

Ile – pyły jasno brązowe, gliny pylaste szare na pograniczu pyłu z domieszką humusu, gliny pylaste szare z domieszką humusu, gliny pylaste próchnicze, gliny szare - miękkoplastyczne

Uogólnione parametry fizyko – mechaniczne:

Warstwa geotechniczna	Ila	Ilb	Ilc	Ild	Ild
Stan gruntu	tpl	tpl/pl	plastyczne	pl/impl	miękkoplast.
Stopień plastyczności	0,15	0,25	0,35	0,50	0,65
Wilgotność naturalna	22%	22%	24%	26%	26%
Ciężar objętościowy	2,05G/cm ³	2,05 G/cm ³	2,00G/cm ³	1,95G/cm ³	1,95G/cm ³
Kąt tarcia wew.	16°	14°	12°	10°	7,5°
Spójność	19KPa	15 KPa	12KPa	8,5KPa	6 KPa
Moduł odksz. ogólneg	23MPa	18 MPa	15MPa	11MPa	8 MPa
Kategoria gruntu	III	II/III	III	III	III

II.2. STAN ISTNIEJĄCY

Stan istniejący został opisany w ekspertyzie budowlanej, która stanowi odrębne opracowanie.

II.3. STAN PROJEKTOWANY

II.3.1. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA

Projektuje się dobudowę segmentu szkoły podstawowej w formie obiektu 2-kondygnacyjnego, ze stropami wylewanymi na mokro i poddaszem użytkowym ze stropodachem płaskim w konstrukcji monolitycznej nad częścią sal lekcyjnych, dachem jednospadowym o konstrukcji krokwiowej drewnianej nad korytarzem, dachem dwuspadowym o konstrukcji płaskiowej drewnianej ze słupami i mieczami nad częścią poddasza użytkowego oraz dachu o konstrukcji z dźwigarów z drewna klejonego nad salą gimnastyczną.

Przyjęto wykonanie budynku w technologii tradycyjnej murowanej, ze stropami żelbetowymi płytowymi wylewanymi na mokro o gr. 16 cm. Stropy rozpięte między belkami żelbetowymi oraz wieńcami żelbetowymi wg projektu konstrukcji. Stropodach płaski w konstrukcji monolitycznej, żelbetowej. Rozwiązanie fundamentowania w postaci ław fundamentowych oraz belek podwalinowych opartych na studniach fundamentowych przenoszących obciążenia od odporu gruntu. Układ konstrukcyjny budynku: tradycyjny murowy.

Do obliczeń elementów konstrukcji budynku przyjęto obciążenia wiatrem dla I strefy oraz obciążenia śniegiem dla III strefy.

Obciążenie użytkowe, charakterystyczne przyjęte dla stropów:

- 50 kg/m² – dla stropodachu nieużytkowego
- 300 kg/m² – dla powierzchni biurowych/handlowych

Poziom „zera” budynku założono wg dokumentacji branży architektonicznej.

II.3.2. OPIS SZCZEGÓŁOWY PROJEKTOWANYCH ELEMENTÓW BUDYNKU

ELEMENTY PROJEKTOWANE

Wykopy

Szerokoprzestrzenne wg planu ław fundamentowych należy wykonać w suchej porze roku i nie dopuścić do zawodnienia wykopów. Głębokość wykopu dostosować do głębokości posadowienia obiektu projektowanego (zgodnie z projektem architektonicznym oraz rysunkiem zestawczym elementów konstrukcyjnym 1K). Zalecany poziom posadowienia (w związku z występowaniem nasypów niebudowlanych) wynosi 1,2 metr ppt. Ostatnie 20 cm wykopu odsłonić w sposób ręczny, bezpośrednio przed położeniem chudego betonu. Teren przy budynku należy plantować ze spadkiem od budynku stosując szczelne chodniki betonowe o szerokości 1.0 m. Wody opadowe z rur spustowych odprowadzić w sposób wykluczający jej przedostanie się pod fundamenty budynków.

W trakcie wykonywania robót ziemnych **konieczna jest konsultacja z geologiem** celem potwierdzenia parametrów geotechnicznych gruntów zalegających w wykopach. W razie stwierdzenia gorszych parametrów gruntowych należy skontaktować się z projektantem w celu omówienia zmiany sposobu posadowienia.

UWAGA!

Z uwagi na zróżnicowany charakter parametrów gruntowych, sytuację należy dodatkowo przeanalizować na budowie w obecności geologa.

Fundamenty

Parametry techniczne podłoża gruntowego przyjęto na podstawie dokumentacji geotechnicznej przedstawionej przez Inwestora. Przyjęto rozwiązanie fundamentowania mieszane w postaci **ław fundamentowych** o grubości 40cm i zmiennej szerokości, w zależności od warunków gruntowych oraz belek podwalinowych opartych na studniach z kręgów żelbetowych o **średnicy wewnętrznej 120 cm**, zagłębianych w ziemi metodą studniarską. Studnie należy wypełniać betonem klasy B20 oraz B30-W8 (80cm od góry) oraz zazbroić siatkami #12co 10 zgodnie z detalem przedstawionym w projekcie. Przy wykonywaniu studni konieczne są konsultacje z geologiem celem jednoznacznego określenia czy na projektowanym poziomie występuje grunt zgodny z podaną dokumentacją techniczną. W przypadku braku takiego gruntu należy zejść z poziomem dna studni aż do stwierdzenia jego obecności.

Ławy fundamentowe należy wykonać w deskowaniu z betonu **B30 (C25/30)** – wodoszczelnego W-8, stal zbrojeniowa klasy AIIIIN. Ławy należy wykonać na warstwie wyrównawczej z chudego betonu gr. 10 cm.

W miejscu połączenia ze słupami żelbetowymi, belkami podwalinowymi oraz ścianami żelbetowymi wypuszczać z ławy fundamentowe łączniki ponad górną powierzchnię ław fundamentowych.

Konieczny jest odbiór wykopu przez geologa. W przypadku występowania w poziomie posadowienia gruntów o parametrach gorszych od przyjętych w projekcie należy zmienić rozwiązanie konstrukcji fundamentów.

UWAGA!

Z uwagi na zróżnicowany charakter parametrów gruntowych, sytuację należy dodatkowo przeanalizować na budowie w obecności geologa. W przypadku zalegania w poziomie posado-

wienia i poniżej lepszych gruntów niż wynika to z uśrednionych wartości pomiędzy otworami, można rozważyć - po konsultacji z konstruktorem - zmianę projektowanych ław na węższe.

Ściany fundamentowe

Ściany fundamentowe należy wykonać „na mokro” w szalunkach systemowych z betonu klasy **C25/230 (B30) wodoszczelny W-8**.

Belki podwalinowe

Pod niektórymi ścianami nowodobudowanego budynku (zgodnie z rysunkami) - należy wykonać belki podwalinowe jako żelbetowe wylewane na mokro o przekroju prostokątnym 25x60 cm. Belki podwalinowe zbroić 4#16 dołem i górą, $\varnothing 8$ co 20cm. Beton B30 (C25/30), stal AIIIIN (BST500S). Belki podwalinowe kształtować jako element, oparty na studniach fundamentowych za pośrednictwem łączników.

Ściany zewnętrzne parteru

Warstwowe:

-mur z pustaków ceramicznych na zaprawie cem-wap marki 50 - gr. 25 cm oraz 38 cm

-izolacja termiczna o grubości wg projektu architektonicznego

Belki

Żelbetowe wylewane na mokro. Przekroje belek – prostokątne (opisane na rysunkach konstrukcyjnych) . Belki wykonać na gotowo w szalunkach w trakcie wykonywania stropów.

Beton klasy **C25/230 (B30)**, stal **AIIIIN**.

Wieńce stropowe

Żelbetowe, wylewane „na mokro” wykonywane w trakcie wylewania stropów płytowych. Wieńce należy wykonać na gotowo w szalunkach w trakcie wykonywania stropów.

Beton klasy **C25/230 (B30)**, stal **AIIIIN**.

Stropy międzykondygnacyjne

Płytowe, żelbetowe, krzyżowo zbrojone, wylewane na mokro o gr. 16 cm, zbrojone prętami #12 mm oraz #10 mm. **Zbrojenie rozdzielcze stropów #8 cm co 20 cm**. Beton klasy **C25/230 (B30)**, stal **AIIIIN**. Oparcie stropu na ścianie istniejącego budynku wykonać za pomocą kątownika 150x150x15 mocowanego do ściany za pomocą kotew chemicznych typu R-KER (lub RV200) + R-STUDS 16260 w rozstawie 20cm.

Wszystkie otwory oraz przebicia w stropach należy skoordynować z pozostałymi branżami w projekcie wykonawczym konstrukcji.

W trakcie wznoszenia oraz użytkowania obiektu nie wolno przekraczać dopuszczalnych wartości obciążeń użytkowych, charakterystycznych.

Schody

Płytowe, żelbetowe, jednokierunkowo zbrojone, wylwane na mokro o gr. 18 cm, zbrojone prętami #12 mm. **Zbrojenie rozdzielcze schodów #8 cm co 20 cm.**

Beton klasy **C25/30 (B30)**, stal **AIIIIN**.

Stropodach

Płytowy, żelbetowy, krzyżowo zbrojony, wylwane na mokro o gr. 16 cm, zbrojone prętami #12 mm oraz #10 mm. **Zbrojenie rozdzielcze stropów #8 cm co 20 cm.**

Beton klasy **C25/230 (B30)**, stal **AIIIIN**.

Wszystkie otwory oraz przebiccia w stropach należy skoordynować z pozostałymi branżami w projekcie wykonawczym konstrukcji.

W trakcie wznoszenia oraz użytkowania obiektu nie wolno przekraczać dopuszczalnych wartości obciążeń użytkowych, charakterystycznych.

Słupy i trzpienie żelbetowe

Wykonać jako żelbetowe, wylwane na mokro. Przekroje oraz zbrojenie słupów wg rysunków zestawczych i rysunków wykonawczych konstrukcji, słupy wykonać z betonu klasy **B30 (C25/30)**, stal A IIIIN (BST500S).

Dach dwuspadowy

w konstrukcji płatwiowej. Przekroje elementów konstrukcyjnych dachu zgodnie z rysunkiem więźby dachowej i zestawieniem drewna, a także detalami. Niezbędne docięcia w drewnie oraz stali wykonać na budowie zgodnie ze sztuką budowlaną. Połączenia murłaty z murem lub wieńcem wykonać za pomocą kotew chemicznych.

Dach jednospadowy

W konstrukcji krokwiowej. Przekroje elementów konstrukcyjnych dachu zgodnie z rysunkiem więźby dachowej i zestawieniem drewna, a także detalami. Niezbędne docięcia w drewnie oraz stali wykonać na budowie zgodnie ze sztuką budowlaną. Połączenia murłaty z murem lub wieńcem wykonać za pomocą kotew chemicznych.

Dach nad salą gimnastyczną

W konstrukcji z dźwigarów z drewna klejonego wykonany zgodnie z projektem i wytycznymi wykonawcy.

II.4. MATERIAŁY

Pustaki ceramiczne typu POROTHERM lub Max klasy 15MPa.

C25/230 (B30) W-8 – na elementy konstrukcyjne części podziemnej

C25/230 (B30) – na elementy konstrukcyjne części nadziemnej

Stal zbrojeniowa AIIIIN

Drewno klasy C-30

OBLICZENIA STATYCZNE I WYMIAROWANIE

AUTOR: mgr inż. Waldemar POTONIEC

SPRAWDZAJĄCY: mgr inż. Michał DRAB

DATA OPRACOWANIA: czerwiec 2018

OBLICZENIA STATYCZNE KONSTRUKCJI

ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ Z DACHU

Kąt nachylenia połaci dachowych: $\alpha := 30\text{-deg}$

$$\alpha = 30\text{-deg}$$

$$\cos(\alpha) = 0.866$$

$$\sin(\alpha) = 0.5$$

Obciążenie śniegiem.

Lokalizacja w III strefie śniegowej: $A := 300\text{-m}\cdot\text{m}\cdot\text{p}\cdot\text{m}$

$C_e := 1.0$ -współczynnik ekspozycji

$C_t := 1.0$ -współczynnik termiczny

$$s_k := 1.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

-obciążenie charakterystyczne śniegiem

$$\mu_1 := 0.8 \cdot \frac{60\text{-deg} - (\alpha)}{30\text{-deg}}$$

$$\mu_1 = 0.8$$

-współczynnik kształtu dachu dla kąta $> 30^\circ$

Obciążenie charakterystyczne śniegiem połaci dachowej:

$$S_k := s_k \cdot \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \quad S_k = 0.96 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Obciążenie wiatrem:

Lokalizacja w strefie wiatrowej I:

$$q_k := 0.25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_k = 0.25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

-char. ciśnienie prędkości wiatru

Teren otwarty A.

$$C_e := 1.0$$

-współczynnik ekspozycji

$$\beta := 1.8$$

-budowla niepodatna na dynamiczne działanie wiatru.

$$C_{zp1} := 0.015 \cdot \alpha - 0.2\text{-deg}$$

$$C_{zp1} = 0.25\text{-deg}$$

-wpółczynnik aerodynamiczny dla parcia

dla połaci o kącie nachylenia:

$$C_{zs1} := [-0.045 \cdot (40\text{-deg} - \alpha)]$$

$$C_{zs1} = -0.45\text{-deg}$$

-wpółczynnik aerodynamiczny dla ssania połaci nawietrznej

$\alpha = 30\text{-deg}$

$$C_{zs2} := -0.4\text{-deg}$$

$$C_{zs2} = -0.4\text{-deg}$$

-wpółczynnik aerodynamiczny dla ssania połaci zawietrznej

Charakterystyczne obciążenie wiatrem połaci dachowej:

$$w_{kp1} := q_k \cdot C_e \cdot C_{zp1} \cdot \frac{\beta}{\text{deg}}$$

$$w_{kp1} = 0.113 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

-parcie

dla połaci nawietrznej o kącie nachylenia

$$w_{ks1} := q_k \cdot C_e \cdot C_{zs1} \cdot \frac{\beta}{\text{deg}}$$

$$w_{ks1} = -0.203 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

-ssanie

$\alpha = 30\text{-deg}$

$$w_{ks2} := q_k \cdot C_e \cdot C_{zs2} \cdot \frac{\beta}{\text{deg}}$$

$$w_{ks2} = -0.18 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

-ssanie

dla połaci zawietrznej o kącie nachylenia

$\alpha = 30\text{-deg}$

ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ NA POŁĄC DACHOWĄ

	Wartość charakterystyczna.	Wsp. obciążenia.	Wartość obliczeniowa.	
Blacha dachowa :				
$g_{1k} := 0.05 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$g_{1k} = 0.05 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$\gamma_f := 1.35$	$g_1 := g_{1k} \cdot \gamma_f$	$g_1 = 0.068 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Wełna mineralna - 20cm:				
$g_{2k} := 1.0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.20 \cdot \text{m}$	$g_{2k} = 0.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$\gamma_f := 1.35$	$g_2 := g_{2k} \cdot \gamma_f$	$g_2 = 0.27 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Łaty 4x5 cm:				
$g_{3k} := 6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (0.04 \cdot 0.05 \text{m})$	$g_{3k} = 0.012 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$\gamma_f := 1.35$	$g_3 := g_{3k} \cdot \gamma_f$	$g_3 = 0.016 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Krokwie:				
$g_{4k} := 6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (0.10 \cdot 0.20 \text{m})$	$g_{4k} = 0.12 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$\gamma_f := 1.35$	$g_4 := g_{4k} \cdot \gamma_f$	$g_4 = 0.162 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Płyta g-k na stelażu:				
$g_{5k} := 0.15 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$g_{5k} = 0.15 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$\gamma_f := 1.35$	$g_5 := g_{5k} \cdot \gamma_f$	$g_5 = 0.203 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Śnieg				
$g_{sk} := S_k$	$g_{sk} = 0.96 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$\gamma_f := 1.5$	$g_s := g_{sk} \cdot \gamma_f$	$g_s = 1.44 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Wiatr				
dla parcia				
$g_{wpk} := w_{kp1}$	$g_{wpk} = 0.113 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$\gamma_f := 1.5$	$g_{wp} := g_{wpk} \cdot \gamma_f$	$g_{wp} = 0.169 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
dla ssania				
$g_{ws1k} := w_{ks1}$	$g_{ws1k} = -0.203 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$\gamma_f := 1.5$	$g_{ws1} := g_{ws1k} \cdot \gamma_f$	$g_{ws1} = -0.304 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
dla ssania połac zawietrzna				
$g_{ws2k} := w_{ks2}$	$g_{ws2k} = -0.18 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$\gamma_f := 1.5$	$g_{ws2} := g_{ws2k} \cdot \gamma_f$	$g_{ws2} = -0.27 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

RAZEM OBC. Z DACHU NA RZUT POŁACI:

$$q_{kdach} := \frac{g_{1k} + g_{2k} + g_{3k} + g_{4k} + g_{5k}}{\cos(\alpha)} + g_{sk} + g_{wpk} \quad q_{kdach} = 1.687 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{dach} := \frac{g_1 + g_2 + g_3 + g_4 + g_5}{\cos(\alpha)} + g_s + g_{wp} \quad q_{dach} = 2.438 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

STROP MIĘDZYKONDYGNACYJNY

Zestawienie obciążeń.

Terakota:

$$p_{1k} := 0.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{1k} = 0.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\gamma_{ff} := 1.35$$

$$p_1 := p_{1k} \cdot \gamma_{ff}$$

$$p_1 = 0.135 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Wylewka cementowa 10

$$p_{2k} := 22 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 10 \cdot \text{cm}$$

$$p_{2k} = 2.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\gamma_{ff} := 1.35$$

$$p_2 := p_{2k} \cdot \gamma_{ff}$$

$$p_2 = 2.97 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Styropian twardy 20

$$p_{3k} := 0.45 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 20 \cdot \text{cm}$$

$$p_{3k} = 0.09 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\gamma_{ff} := 1.35$$

$$p_3 := p_{3k} \cdot \gamma_{ff}$$

$$p_3 = 0.122 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Płyta żelbetowa 16 cm:

$$p_{4k} := 24 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 16 \cdot \text{cm}$$

$$p_{4k} = 3.84 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\gamma_{ff} := 1.35$$

$$p_4 := p_{4k} \cdot \gamma_{ff}$$

$$p_4 = 5.184 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Tynk cem-wap 1.5cm:

$$p_{5k} := 19 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.5 \cdot \text{cm}$$

$$p_{5k} = 0.285 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\gamma_{ff} := 1.35$$

$$p_5 := p_{5k} \cdot \gamma_{ff}$$

$$p_5 = 0.385 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Obc. użytkowe:

$$p_{6k} := 3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{6k} = 3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\gamma_{ff} := 1.5$$

$$p_6 := p_{6k} \cdot \gamma_{ff}$$

$$p_6 = 4.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Obc. od ścianek działowych:

$$p_{7k} := 0.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{3.5}{2.65}$$

$$p_{7k} = 0.991 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\gamma_{ff} := 1.35$$

$$p_7 := p_{7k} \cdot \gamma_{ff}$$

$$p_7 = 1.337 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Razem na 1m² płyty: $i := 1..6$

$$p_{sp14'} := \left(\sum_i p_i \right) \cdot 1 \cdot \text{m}$$

$$p_{sp14'} = 13.295 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- stropy bez ścianek działowych

$i := 1..7$

$$p_{sp14} := \left(\sum_i p_i \right) \cdot 1 \cdot \text{m}$$

$$p_{sp14} = 14.633 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- stropy ze ściankami działowymi

OBCIĄŻENIE ZE ŚCIANY

Zestawienie obciążeń.

Wartość charakterystyczna.

Wsp.obc.

Wartość obliczeniowa.

Tynk strukturalny:

$$p_{1k} := 19 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1 \cdot \text{cm}$$

$$p_{1k} = 0.19 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\gamma_f := 1.35$$

$$p_1 := p_{1k} \cdot \gamma_f$$

$$p_1 = 0.257 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Styropian 15 cm:

$$p_{2k} := 0.45 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 15 \cdot \text{cm}$$

$$p_{2k} = 0.068 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\gamma_f := 1.35$$

$$p_2 := p_{2k} \cdot \gamma_f$$

$$p_2 = 0.091 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Ściana zewnętrzna 25 cm:

$$p_{3k} := 12 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 25 \cdot \text{cm}$$

$$p_{3k} = 3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\gamma_f := 1.35$$

$$p_3 := p_{3k} \cdot \gamma_f$$

$$p_3 = 4.05 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Tynk cem-wap 1,5 cm:

$$p_{4k} := 19 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.5 \cdot \text{cm}$$

$$p_{4k} = 0.285 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\gamma_f := 1.35$$

$$p_4 := p_{4k} \cdot \gamma_f$$

$$p_4 = 0.385 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Razem na 1m² płyty: $i := 1..4$

$$p_{sp14'} := \left(\sum_i p_i \right) \cdot 1 \cdot \text{m}$$

$$p_{sp14'} = 4.782 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

1. Wyniki obliczeń – statyka i wymiarowanie – krokiew

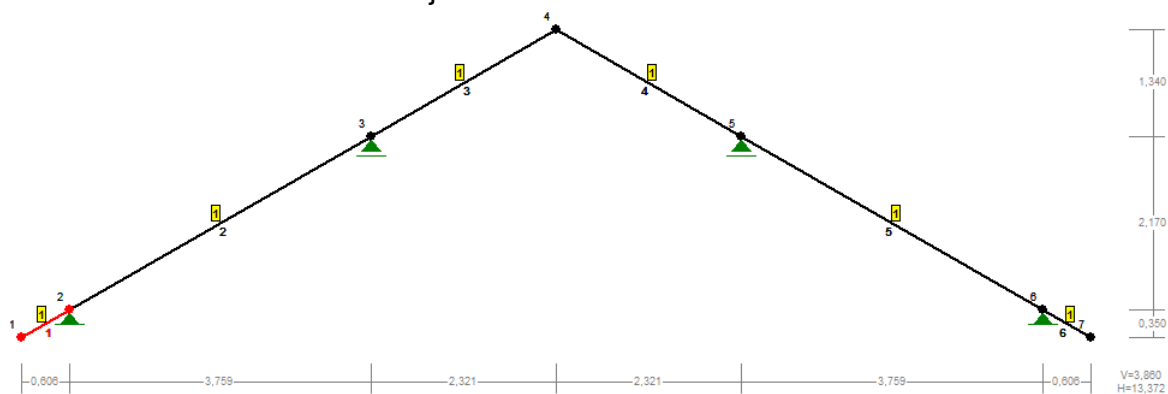
Założenia:

Drewno: klasa C24

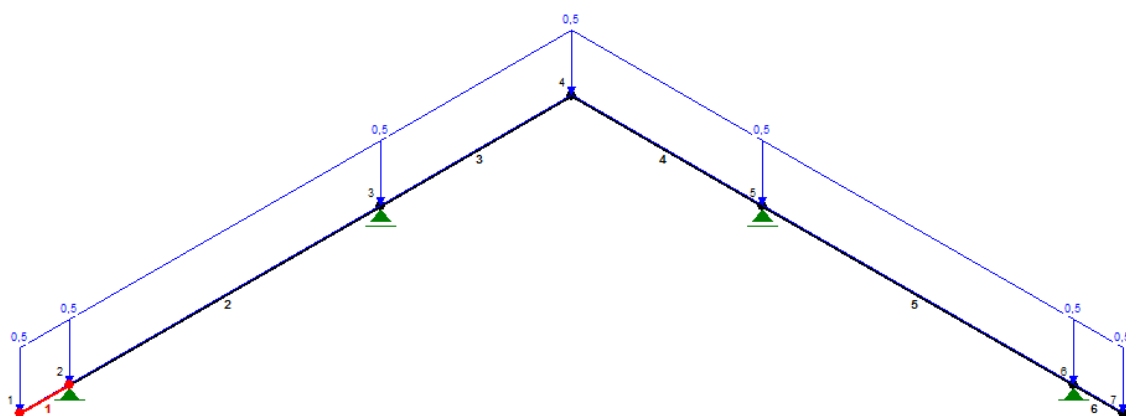
Przekrój krokwi: 8 x 18 cm

1.2. Konstrukcja dachu

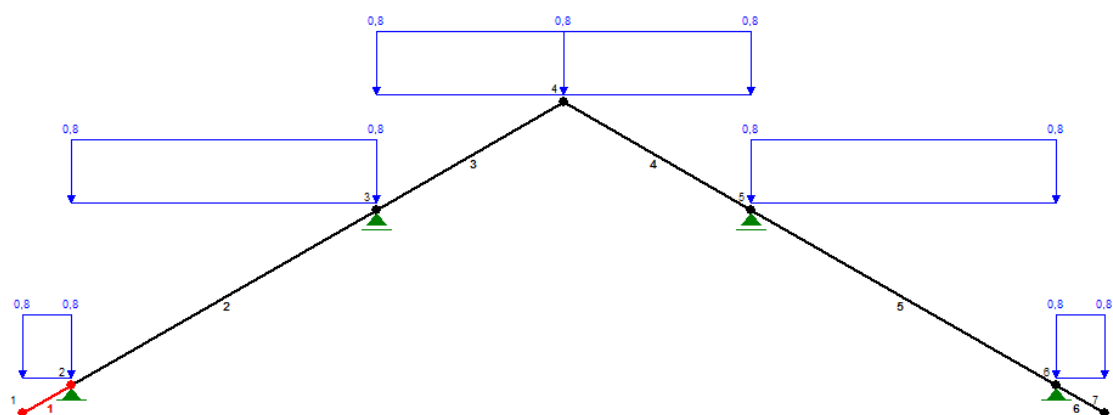
1.2.1. Schemat konstrukcji



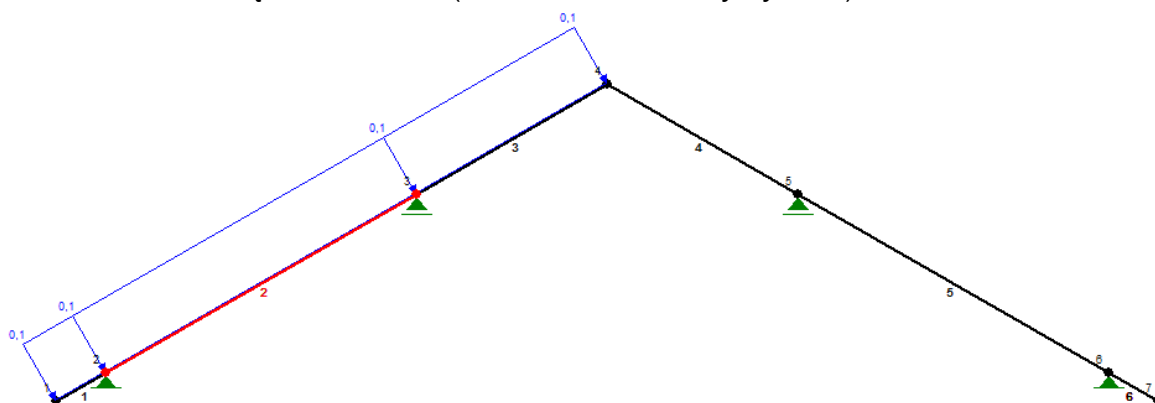
1.2.2. Obciążenia –ciężar warstw dachu (wartości charakterystyczne)



1.2.3. Obciążenia – śnieg (wartości charakterystyczne)



1.2.4. Obciążenia – wiatr (wartości charakterystyczne)

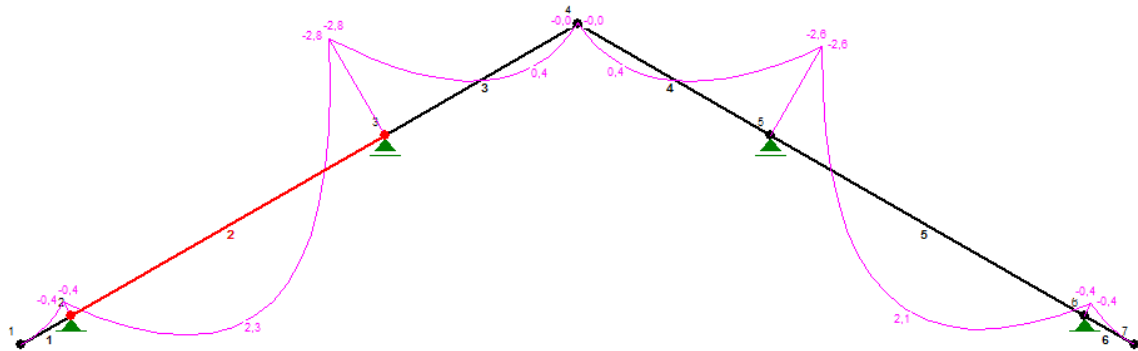


1.2.5. Mnożniki i atrybuty.

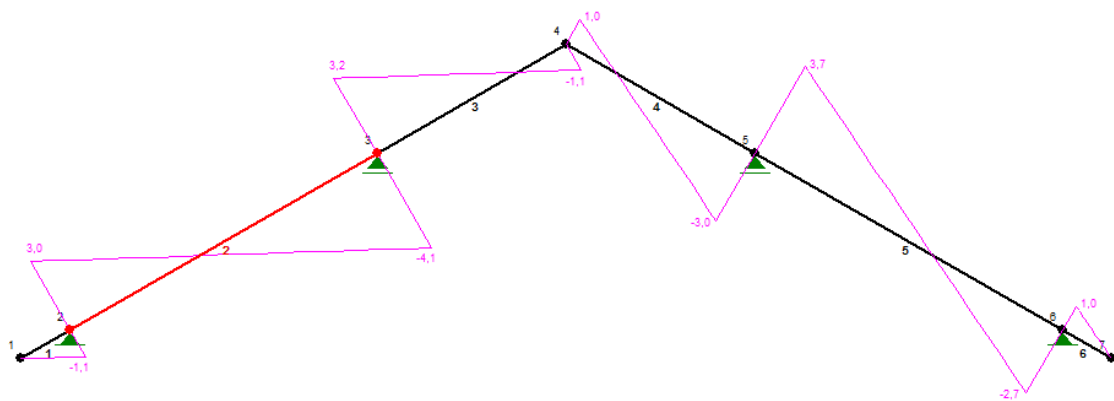
Nr	Opis	Obc(+)	Obc(-)	Udz.	Atrybut
1	Ciężar własny	1,1	1,1	1	Stały
2	Ciężar warstw dachu	1,35	1,35	1	Stały
3	Obc śnieg	1,5	1,5	1	Zmienny
4	Obc wiatr	1,5	1,5	1	Zmienny

1.3. Krokiew – obliczenia statyczne.

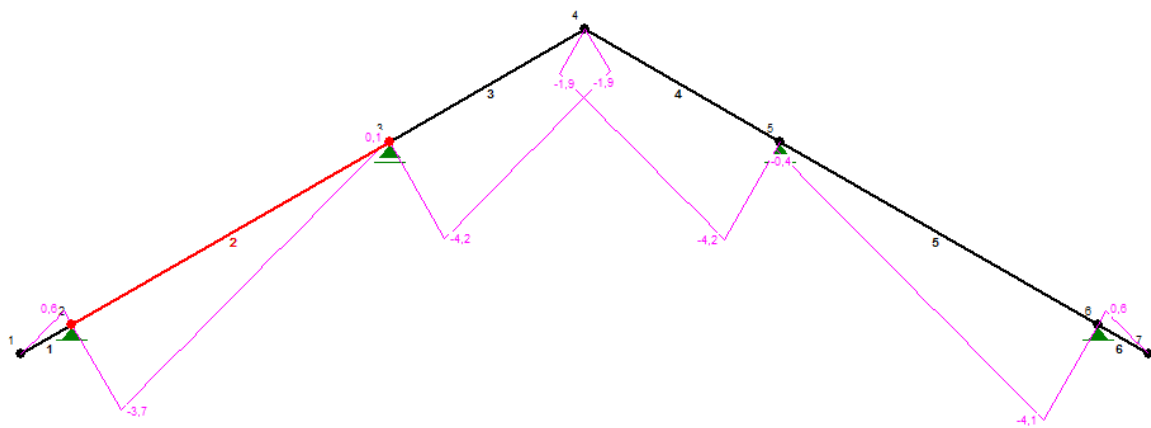
1.3.1. Siły wewnętrzne – M (wartości obliczeniowe)



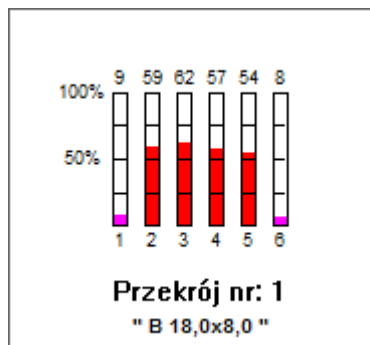
1.3.2. Siły wewnętrzne – Q (wartości obliczeniowe)



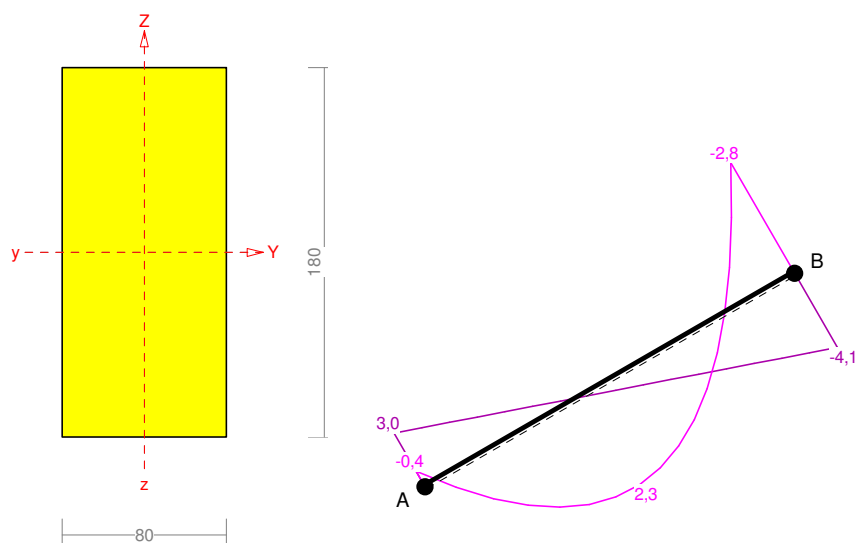
1.3.3. Siły wewnętrzne – N (wartości obliczeniowe)



1.4. Wymiarowanie.



Wykorzystanie przekrojów

**Przekrój: 1** "B 18,0x8,0"

Wymiary przekroju:

$$h=180,0 \text{ mm} \quad b=80,0 \text{ mm}.$$

Charakterystyka geometryczna przekroju:

$$J_{xg}=3888,0; \quad J_{yg}=768,0 \text{ cm}^4; \quad A=144,00 \text{ cm}^2; \quad i_x=5,2; \quad i_y=2,3 \text{ cm}; \quad W_x=432,0; \quad W_y=192,0 \text{ cm}^3.$$

Własności techniczne drewna:

Przyjęto **1** klasę użytkowania konstrukcji (*temperatura powietrza 20° i wilgotności powyżej 65% tylko przez kilka tygodni w roku*) oraz klasę trwania obciążenia: **Stałe** (*więcej niż 10 lat, np. ciężar własny*).

$$K_{mod} = 0,60$$

$$\gamma_M = 1,3$$

Cechy drewna: **Drewno C24.**

$$f_{m,k} = 24,00$$

$$f_{m,d} = 11,08 \text{ MPa}$$

$$f_{t,0,k} = 14,00$$

$$f_{t,0,d} = 6,46 \text{ MPa}$$

$$f_{t,90,k} = 0,40$$

$$f_{t,90,d} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$f_{c,0,k} = 21,00$$

$$f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$f_{c,90,k} = 5,30$$

$$f_{c,90,d} = 2,45 \text{ MPa}$$

$$f_{v,k} = 2,50$$

$$f_{v,d} = 1,15 \text{ MPa}$$

$$E_{0,mean} = 11000 \text{ MPa}$$

$$E_{90,mean} = 370 \text{ MPa}$$

$$E_{0,05} = 7400 \text{ MPa}$$

$$G_{\text{mean}} = 690 \text{ MPa}$$

$$\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$$

Sprawdzenie nośności pręta nr 2

Sprawdzenie nośności przeprowadzono wg PN-B-03150:2000. W obliczeniach uwzględniono ekstremalne wartości wielkości statycznych.

Nośność na rozciąganie:

Wyniki dla $x_a=4,34 \text{ m}$; $x_b=0,00 \text{ m}$, przy obciążeniach "ABC".

Pole powierzchni przekroju netto $A_n = 144,00 \text{ cm}^2$.

$$\sigma_{t,0,d} = N / A_n = 0,1 / 144,00 \times 10 = \mathbf{0,0} < \mathbf{6,46} = f_{t,0,d}$$

Nośność na ściskanie:

Wyniki dla $x_a=0,00 \text{ m}$; $x_b=4,34 \text{ m}$, przy obciążeniach "ABC".

- długość wyboczeniowa w płaszczyźnie układu (wyznaczona na podstawie podatności węzłów):

$$l_c = \mu l = 0,796 \times 4,340 = 3,455 \text{ m}$$

- długość wyboczeniowa w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny układu:

$$l_c = \mu l = 1,000 \times 4,340 = 4,340 \text{ m}$$

Długości wyboczeniowe dla wyboczenia w płaszczyznach prostopadłych do osi głównych przekroju, wynoszą:

$$l_{c,y} = 3,455 \text{ m};$$

$$l_{c,z} = 4,340 \text{ m}$$

Współczynniki wyboczeniowe:

$$\lambda_y = l_{c,y} / i_y = 3,455 / 0,0520 = 66,49$$

$$\lambda_z = l_{c,z} / i_z = 4,340 / 0,0231 = 187,94$$

$$\sigma_{c,crit,y} = \pi^2 E_{0,05} / \lambda_y^2 = 9,87 \times 7400 / (66,49)^2 = 16,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,crit,z} = \pi^2 E_{0,05} / \lambda_z^2 = 9,87 \times 7400 / (187,94)^2 = 2,07 \text{ MPa}$$

$$\lambda_{rel,y} = \sqrt{f_{c,0,k} / \sigma_{c,crit,y}} = \sqrt{21 / 16,52} = 1,127$$

$$\lambda_{rel,z} = \sqrt{f_{c,0,k} / \sigma_{c,crit,z}} = \sqrt{21 / 2,07} = 3,187$$

$$k_y = 0,5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0,5) + \lambda_{rel,y}^2] = 0,5 [1 + 0,2 \times (1,127 - 0,5) + (1,127)^2] = 1,198$$

$$k_z = 0,5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0,5) + \lambda_{rel,z}^2] = 0,5 [1 + 0,2 \times (3,187 - 0,5) + (3,187)^2] = 5,847$$

$$k_{c,y} = 1 / (k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}) = 1 / (1,198 + \sqrt{1,198^2 - 1,127^2}) = 0,623$$

$$k_{c,z} = 1 / (k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}) = 1 / (5,847 + \sqrt{5,847^2 - 3,187^2}) = 0,093$$

Powierzchnia obliczeniowa przekroju $A_d = 144,00 \text{ cm}^2$.

Nośność na ściskanie:

$$\sigma_{c,0,d} = N / A_d = 3,7 / 144,00 \times 10 = \mathbf{0,3} < \mathbf{0,90} = 0,093 \times 9,69 = k_c f_{c,0,d}$$

Ściskanie ze zginaniem dla $x_a=1,63 \text{ m}$; $x_b=2,71 \text{ m}$, przy obciążeniach "ABC":

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{0,2}{0,623 \times 9,69} + 0,7 \times \frac{0,0}{11,08} + \frac{5,3}{11,08} = \mathbf{0,506} < \mathbf{1}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{0,2}{0,093 \times 9,69} + \frac{0,0}{11,08} + 0,7 \times \frac{5,3}{11,08} = \mathbf{0,510} < \mathbf{1}$$

Nośność na zginanie:

Wyniki dla $x_a=4,34 \text{ m}$; $x_b=0,00 \text{ m}$, przy obciążeniach "ABC".

Długość obliczeniowa dla **pręta swobodnie podpartego, obciążonego równomiernie lub momentami na końcach**, przy obciążeniu przyłożonym do powierzchni górnej, wynosi:

$$l_d = 1,00 \times 4340 + 180 + 180 = 4700 \text{ mm}$$

$$\lambda_{\text{rel},m} = \sqrt{\frac{l_d h f_{m,d}}{\pi b^2 E_k}} \sqrt{\frac{E_{0,mean}}{G_{mean}}} = \sqrt{\frac{4700 \times 180 \times 11,08}{3,142 \times 80^2 \times 7400}} \times \sqrt[4]{\frac{11000}{690}} = 0,501$$

Wartość współczynnika zwichrzenia:

$$\text{dla } \lambda_{\text{rel},m} \leq 0,75 \quad k_{\text{crit}} = 1$$

Warunek stateczności:

$$\sigma_{m,d} = M / W = 2,8 / 432,00 \times 10^3 = \mathbf{6,6 < 11,1} = 1,000 \times 11,08 = k_{\text{crit}} f_{m,d}$$

Nośność dla $x_a=4,34$ m; $x_b=0,00$ m, przy obciążeniach "ABC":

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0,0}{6,46} + \frac{6,6}{11,08} + 0,7 \times \frac{0,0}{11,08} = \mathbf{0,6 < 1}$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0,0}{6,46} + 0,7 \times \frac{6,6}{11,08} + \frac{0,0}{11,08} = \mathbf{0,4 < 1}$$

Nośność ze ściskaniem dla $x_a=1,90$ m; $x_b=2,44$ m, przy obciążeniach "ABC":

$$\frac{\sigma_{c,0,d}^2}{f_{c,0,d}^2} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0,1^2}{9,69^2} + \frac{5,4}{11,08} + 0,7 \times \frac{0,0}{11,08} = \mathbf{0,5 < 1}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}^2}{f_{c,0,d}^2} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0,1^2}{9,69^2} + 0,7 \times \frac{5,4}{11,08} + \frac{0,0}{11,08} = \mathbf{0,3 < 1}$$

Nośność na ścinanie:

Wyniki dla $x_a=3,80$ m; $x_b=0,54$ m, przy obciążeniach "ABC".

Naprężenia tnące z uwzględnieniem redukcji sił poprzecznych przy podporach:

$$\tau_{z,d} = 1,5 V_z / A = 1,5 \times 3,2 / 144,0 \times 10 = 0,3 \text{ MPa}$$

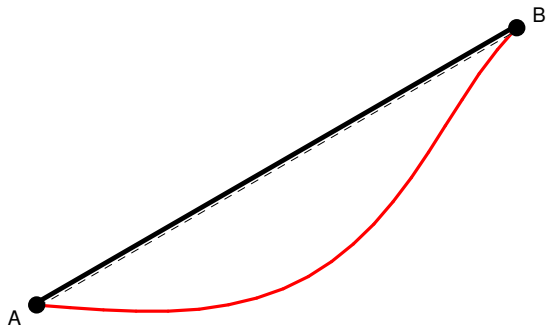
$$\tau_{y,d} = 1,5 V_y / A = 1,5 \times 0,0 / 144,0 \times 10 = 0,0 \text{ MPa}$$

Przyjęto $k_v = 1,000$.

Warunek nośności

$$\tau_d = \sqrt{\tau_{z,d}^2 + \tau_{y,d}^2} = \sqrt{0,3^2 + 0,0^2} = \mathbf{0,3 < 1,2} = 1,000 \times 1,15 = k_v f_{v,d}$$

Stan graniczny użytkowania:



Wyniki dla $x_a=1,90$ m; $x_b=2,44$ m, przy obciążeniach "ABC".

Ugięcie graniczne

$$u_{\text{net,fin}} = l / 150 = 28,9 \text{ mm}$$

Ugięcia od obciążeń stałych (ciężar własny + "•••"):

$$u_{z,\text{fin}} = u_{z,\text{inst}} (1 + k_{\text{def}}) = -0,2 \times (1 + 0,60) = \mathbf{-0,4 \text{ mm}}$$

$$u_{y,fin} = u_{y,inst} (1+k_{def}) = 0,0 \times (1 + 0,60) = 0,0 \text{ mm}$$

Ugięcia od obciążeń zmiennych ("ABC"):

Klasa trwania obciążeń zmiennych: **Stale** (więcej niż 10 lat, np. ciężar własny).

$$u_{z,fin} = u_{z,inst} (1+k_{def}) = -6,0 \times (1 + 0,60) = -9,5 \text{ mm}$$

$$u_{y,fin} = u_{y,inst} (1+k_{def}) = 0,0 \times (1 + 0,60) = 0,0 \text{ mm}$$

Ugięcie całkowite:

$$u_{z,fin} = -0,4 + -9,5 = \mathbf{9,9} < \mathbf{28,9} = u_{net,fin}$$

1. Wyniki obliczeń – statyka i wymiarowanie – płatew

Założenia:

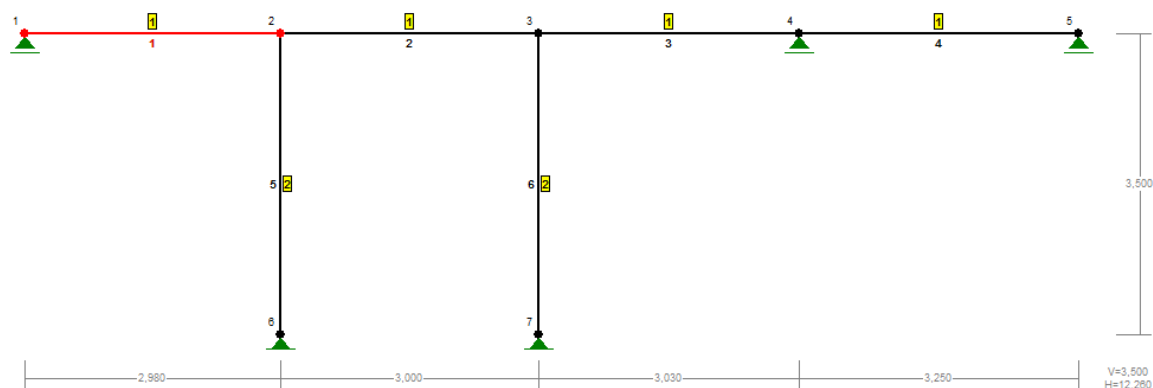
Drewno: klasa C24

Przekrój płatwi: 18 x 20 cm

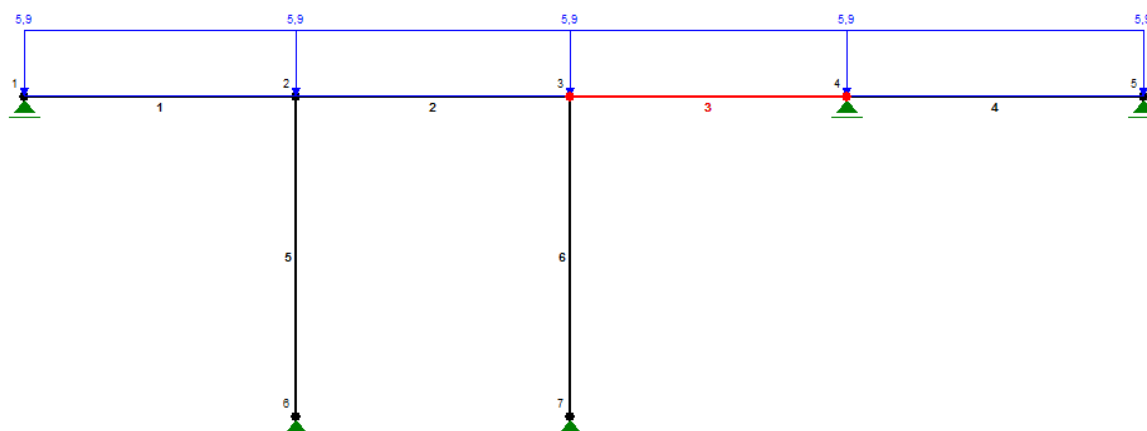
Przekrój słupa: 18 x 18 cm

1.2. Konstrukcja dachu

1.2.1. Schemat konstrukcji



1.2.2. Obciążenia – siły z dachu (wartości charakterystyczne)

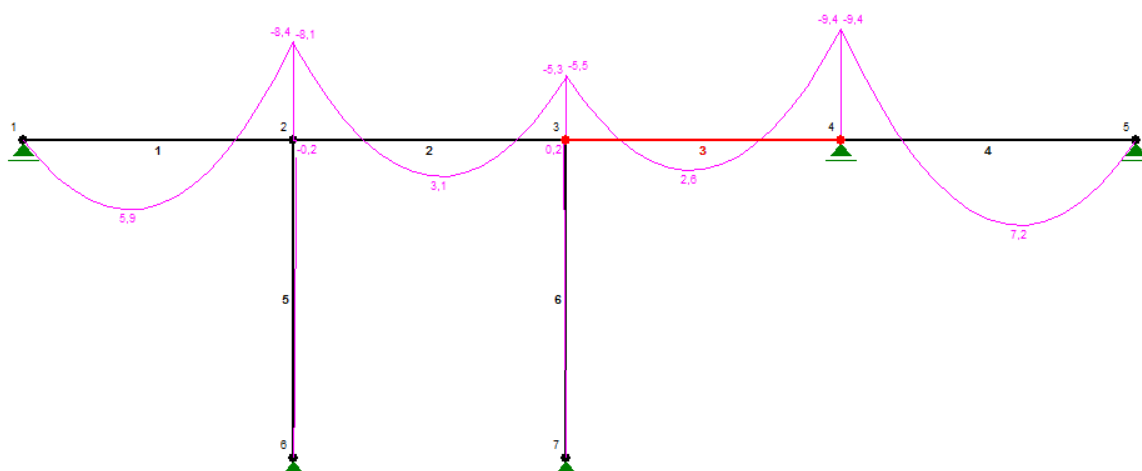


1.2.3. Mnożniki i atrybuty.

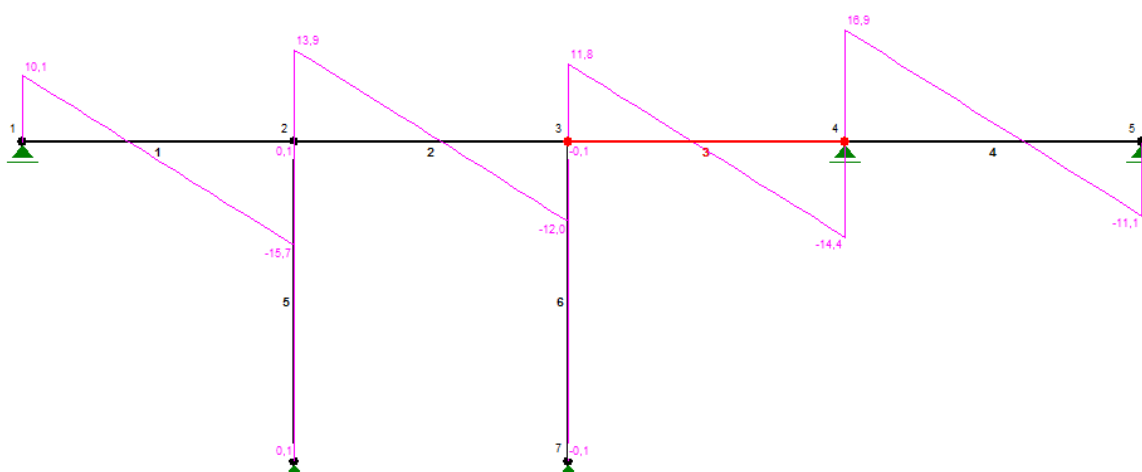
Nr	Opis	Obc(+)	Obc(-)	Udz.	Atrybut
1	Ciężar własny	1,1	1,1	1	Stały
2	Siły z dachu	1,44	1,44	1	Stały

1.3. Płatew – obliczenia statyczne.

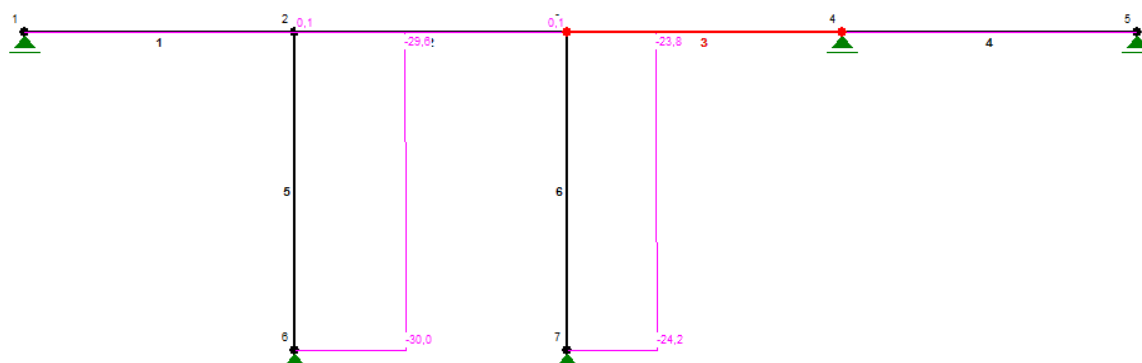
1.3.1. Siły wewnętrzne – M (wartości obliczeniowe)



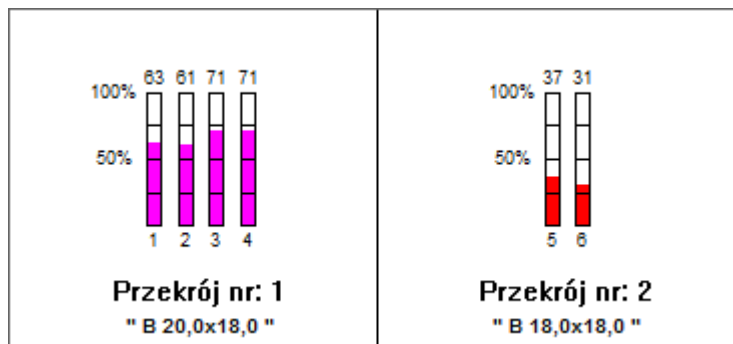
1.3.2. Siły wewnętrzne – Q (wartości obliczeniowe)



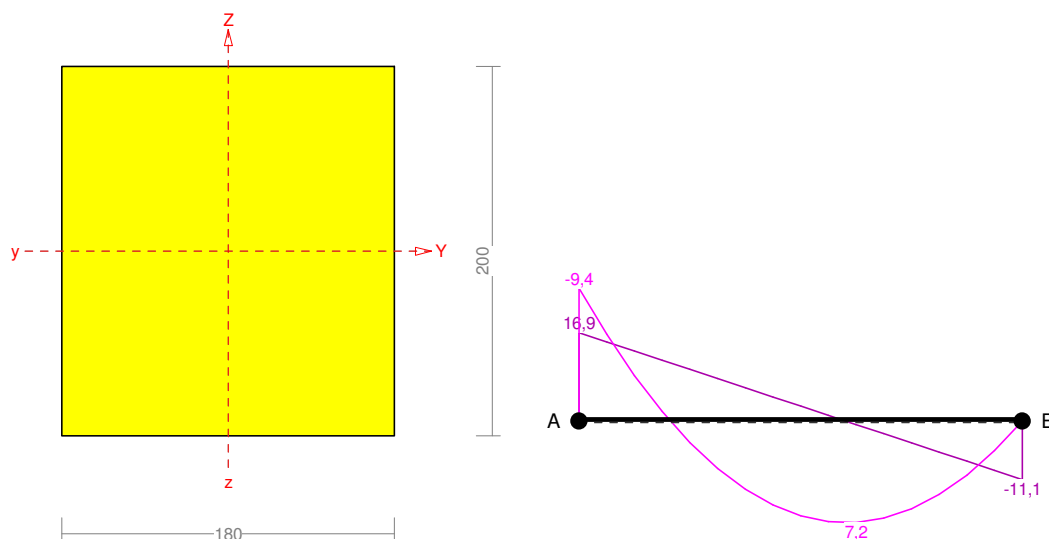
1.3.3. Siły wewnętrzne – N (wartości obliczeniowe)



1.4. Wymiarowanie.



Wykorzystanie przekrojów



Przekrój: 1 "B 20,0x18,0"

Wymiary przekroju:

$$h=200,0 \text{ mm} \quad b=180,0 \text{ mm}.$$

Charakterystyka geometryczna przekroju:

$$J_{xg}=12000,0; \quad J_{yg}=9720,0 \text{ cm}^4; \quad A=360,00 \text{ cm}^2; \quad i_x=5,8; \quad i_y=5,2 \text{ cm}; \quad W_x=1200,0; \quad W_y=1080,0 \text{ cm}^3.$$

Własności techniczne drewna:

Przyjęto 1 klasę użytkowania konstrukcji (*temperatura powietrza 20° i wilgotności powyżej 65% tylko przez kilka tygodni w roku*) oraz klasę trwania obciążenia: **Stałe** (więcej niż 10 lat, np. ciężar własny).

$$K_{mod} = 0,60$$

$$\gamma_M = 1,3$$

Cechy drewna: **Drewno C24.**

$$f_{m,k} = 24,00$$

$$f_{m,d} = 11,08 \text{ MPa}$$

$$f_{t,0,k} = 14,00$$

$$f_{t,0,d} = 6,46 \text{ MPa}$$

$$f_{t,90,k} = 0,40$$

$$f_{t,90,d} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$f_{c,0,k} = 21,00$$

$$f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$f_{c,90,k} = 5,30$$

$$f_{c,90,d} = 2,45 \text{ MPa}$$

$$f_{v,k} = 2,50$$

$$f_{v,d} = 1,15 \text{ MPa}$$

$$E_{0,\text{mean}} = 11000 \text{ MPa}$$

$$E_{90,\text{mean}} = 370 \text{ MPa}$$

$$E_{0,05} = 7400 \text{ MPa}$$

$$G_{\text{mean}} = 690 \text{ MPa}$$

$$\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$$

Sprawdzenie nośności pręta nr 4

Sprawdzenie nośności przeprowadzono wg PN-B-03150:2000. W obliczeniach uwzględniono ekstremalne wartości wielkości statycznych.

Nośność na zginanie:

Wyniki dla $x_a=0,00 \text{ m}$; $x_b=3,25 \text{ m}$, przy obciążeniach "A".

Długość obliczeniowa dla *pręta swobodnie podpartego, obciążonego równomiernie lub momentami na końcach*, przy obciążeniu przyłożonym do powierzchni górnej, wynosi:

$$l_d = 1,00 \times 3250 + 200 + 200 = 3650 \text{ mm}$$

$$\lambda_{\text{rel},m} = \sqrt{\frac{l_d h f_{m,d}}{\pi b^2 E_k}} \sqrt{\frac{E_{0,\text{mean}}}{G_{\text{mean}}}} = \sqrt{\frac{3650 \times 200 \times 11,08}{3,142 \times 180^2 \times 7400}} \times \sqrt{\frac{11000}{690}} = 0,207$$

Wartość współczynnika zwichrzenia:

$$\text{dla } \lambda_{\text{rel},m} \leq 0,75 \quad k_{\text{crit}} = 1$$

Warunek stateczności:

$$\sigma_{m,d} = M / W = 9,4 / 1200,00 \times 10^3 = 7,8 < 11,1 = 1,000 \times 11,08 = k_{\text{crit}} f_{m,d}$$

Nośność dla $x_a=0,00 \text{ m}$; $x_b=3,25 \text{ m}$, przy obciążeniach "A":

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{7,8}{11,08} + 0,7 \times \frac{0,0}{11,08} = 0,7 < 1$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,7 \times \frac{7,8}{11,08} + \frac{0,0}{11,08} = 0,5 < 1$$

Nośność na ścinanie:

Wyniki dla $x_a=0,41 \text{ m}$; $x_b=2,84 \text{ m}$, przy obciążeniach "A".

Naprężenia tnące z uwzględnieniem redukcji sił poprzecznych przy podporach:

$$\tau_{z,d} = 1,5 V_z / A = 1,5 \times 13,4 / 360,0 \times 10 = 0,6 \text{ MPa}$$

$$\tau_{y,d} = 1,5 V_y / A = 1,5 \times 0,0 / 360,0 \times 10 = 0,0 \text{ MPa}$$

Przyjęto $k_v = 1,000$.

Warunek nośności

$$\tau_d = \sqrt{\tau_{z,d}^2 + \tau_{y,d}^2} = \sqrt{0,6^2 + 0,0^2} = 0,6 < 1,2 = 1,000 \times 1,15 = k_v f_{v,d}$$

Stan graniczny użytkowania:



Wyniki dla $x_a=1,83 \text{ m}$; $x_b=1,42 \text{ m}$, przy obciążeniach "A".

Ugięcie graniczne

$$u_{\text{net,fin}} = l / 150 = 21,7 \text{ mm}$$

Ugięcia od obciążeń stałych (ciężar własny + “”):

$$u_{z,\text{fin}} = u_{z,\text{inst}} [1 + 19,2 (h/L)^2](1+k_{\text{def}}) = -0,1 \times [1 + 19,2 \times (200,0/3250)^2](1 + 0,60) = -0,1 \text{ mm}$$

$$u_{y,\text{fin}} = u_{y,\text{inst}} [1 + 19,2 (h/L)^2](1+k_{\text{def}}) = 0,0 \times [1 + 19,2 \times (180,0/3250)^2](1 + 0,60) = 0,0 \text{ mm}$$

Ugięcia od obciążeń zmiennych (“A”):

Klasa trwania obciążeń zmiennych: **Stałe** (więcej niż 10 lat, np. ciężar własny).

$$u_{z,\text{fin}} = u_{z,\text{inst}} [1 + 19,2 (h/L)^2](1+k_{\text{def}}) = -3,3 \times [1 + 19,2 \times (200,0/3250)^2](1 + 0,60) = -5,7 \text{ mm}$$

$$u_{y,\text{fin}} = u_{y,\text{inst}} [1 + 19,2 (h/L)^2](1+k_{\text{def}}) = 0,0 \times [1 + 19,2 \times (180,0/3250)^2](1 + 0,60) = 0,0 \text{ mm}$$

Ugięcie całkowite:

$$u_{z,\text{fin}} = -0,1 + -5,7 = \mathbf{5,9} < \mathbf{21,7} = u_{\text{net,fin}}$$

1. Wyniki obliczeń – statyka i wymiarowanie płyty żelbetowej piętra

Założenia:

Beton: C25/30 (B30)

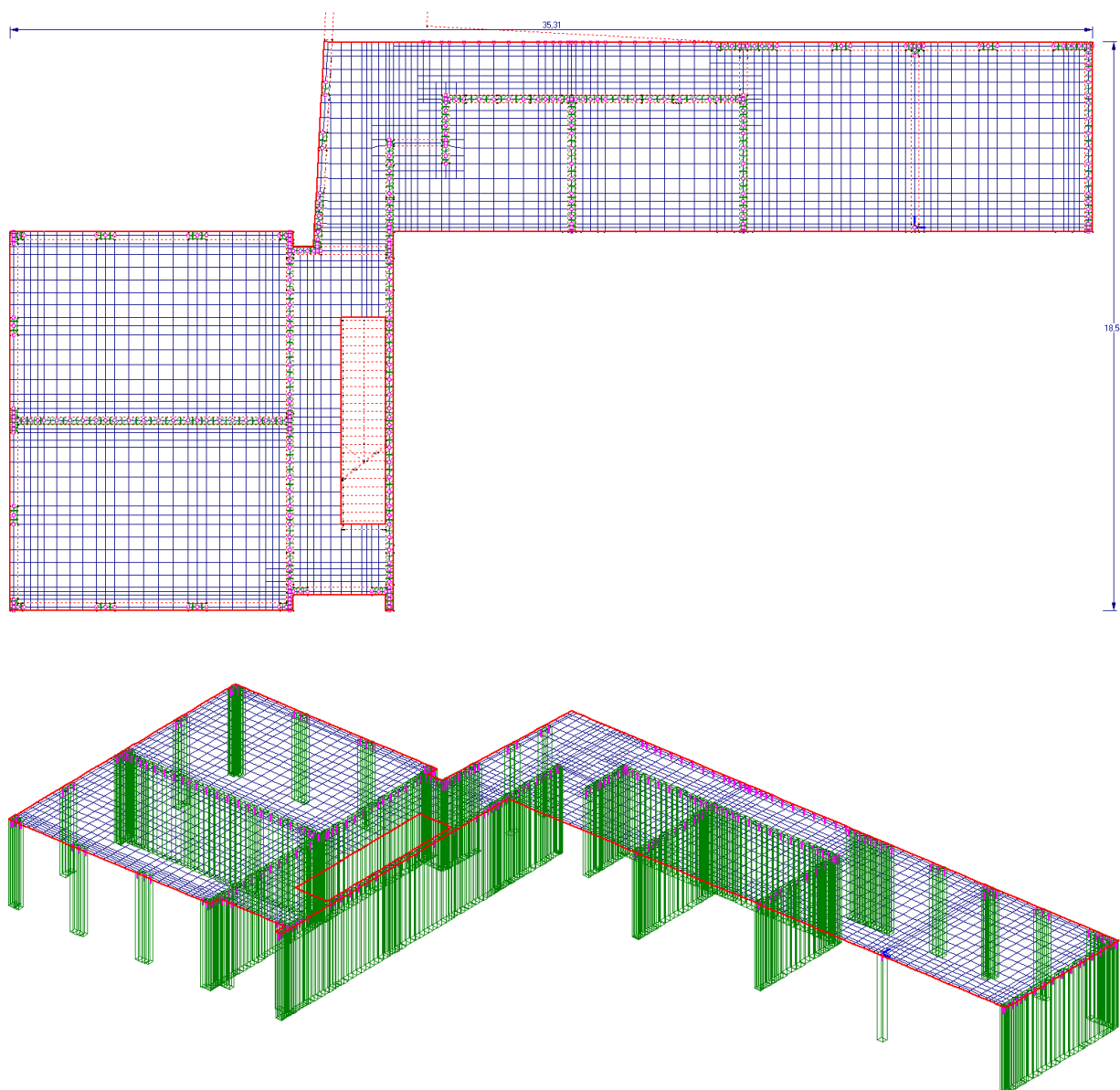
Stal: AIIIIN

Otulina: 3 cm – część nadziemna konstrukcji

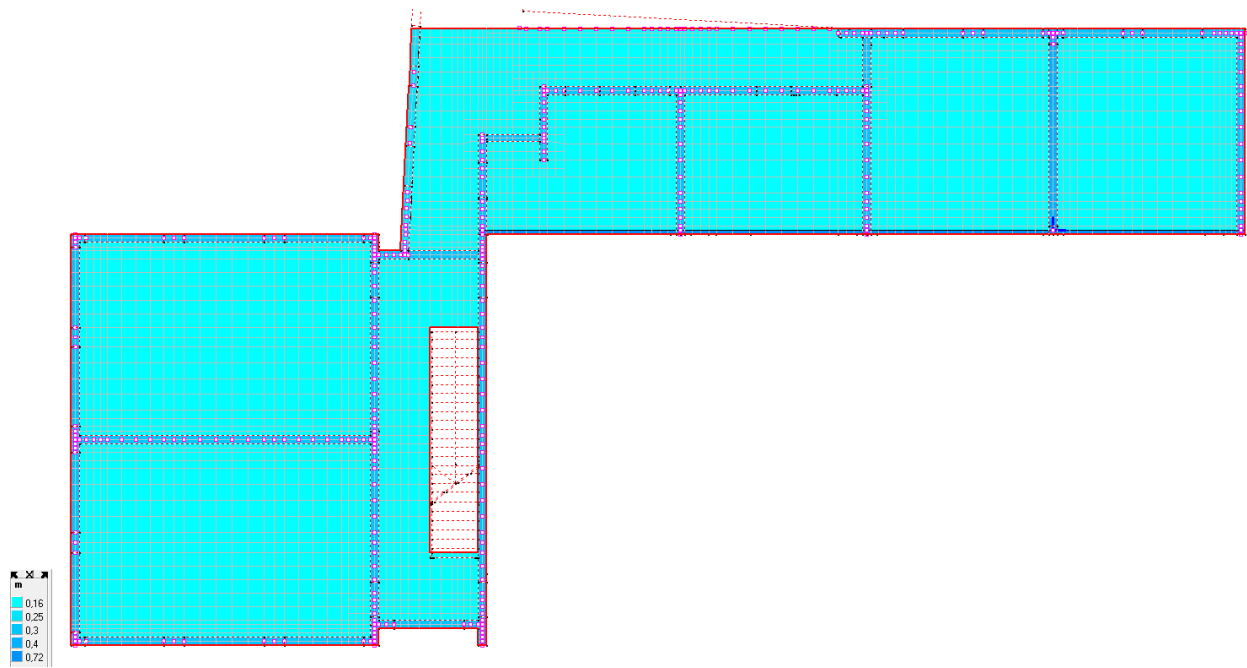
2. Płyta stropowa - BUDYNEK UŻYTECZNOŚCI PUBLICZNEJ

2.1. Płyta stropowa – przedstawienie konstrukcji

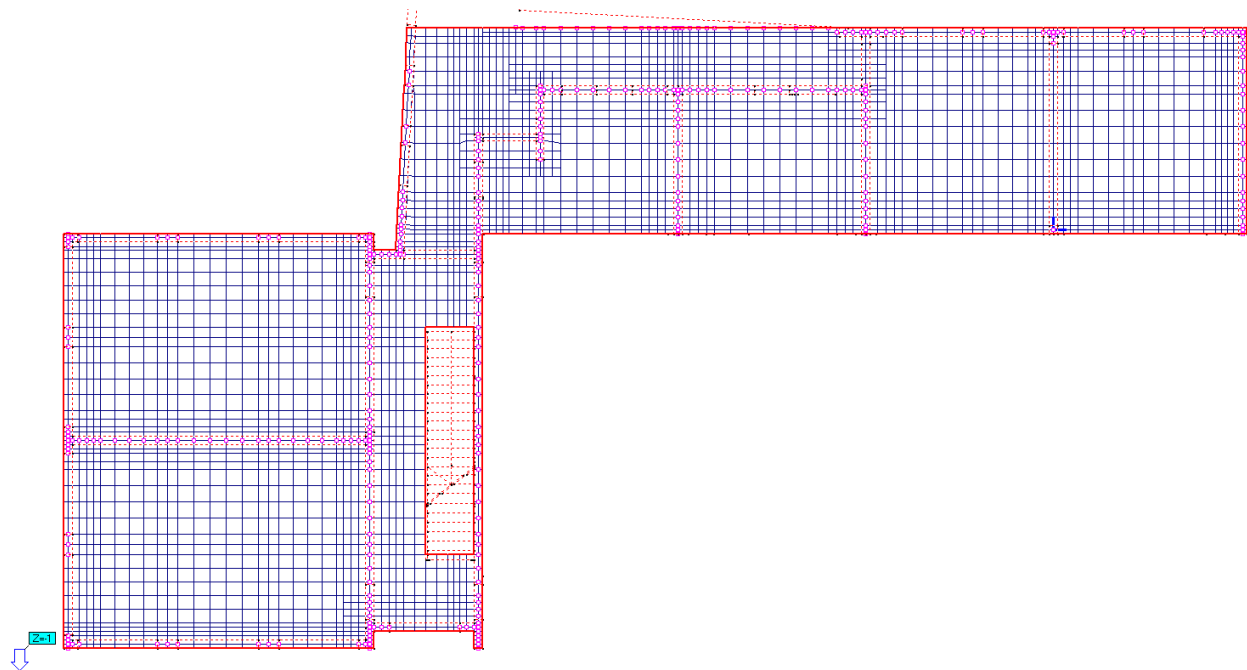
2.1.1. Schemat konstrukcji



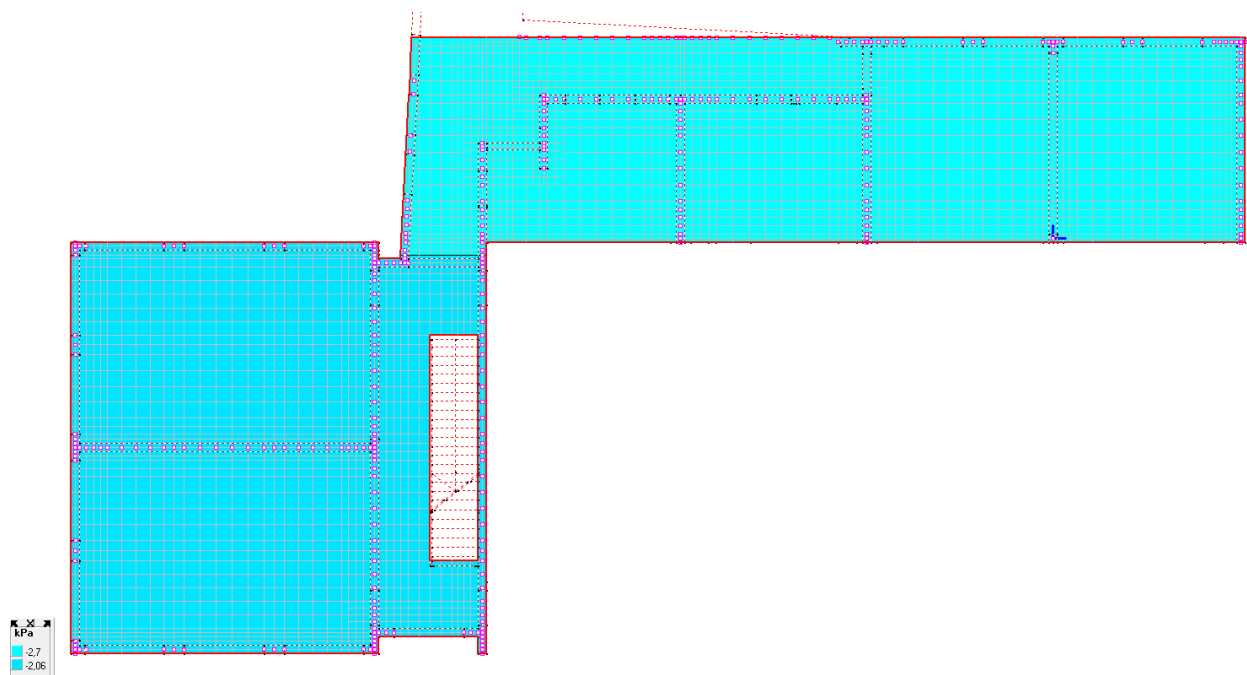
2.1.2. Grubości płyty



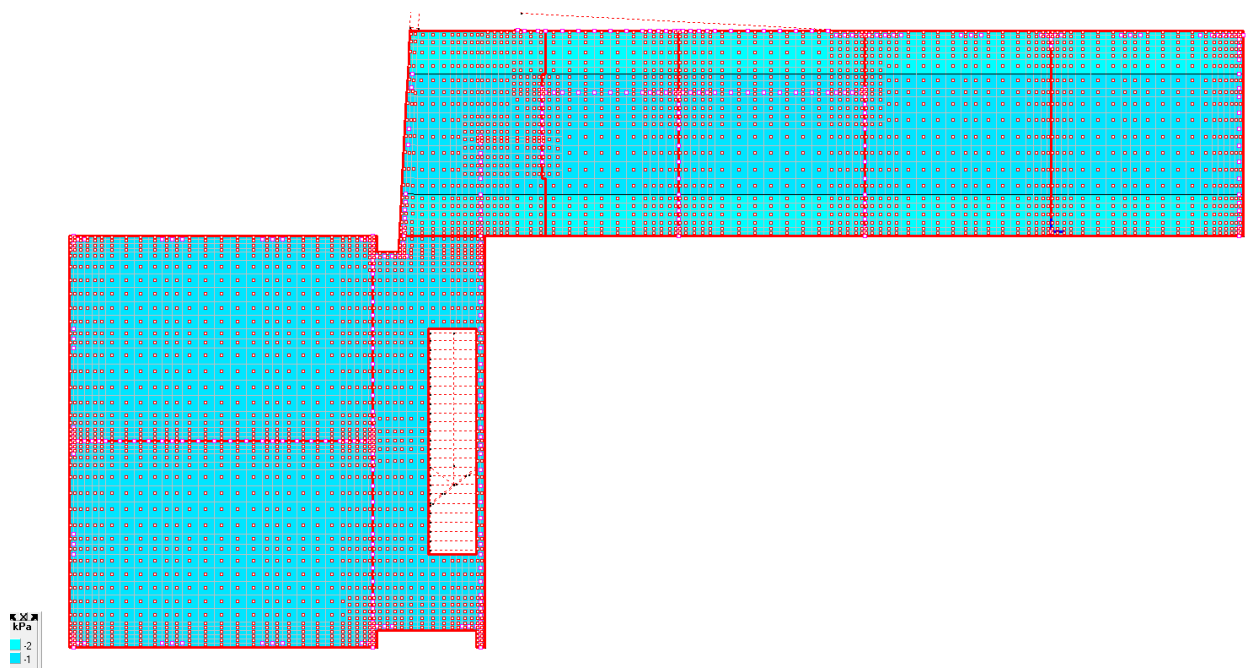
2.1.3. Obciążenia – ciężar własny (wartości charakterystyczne)



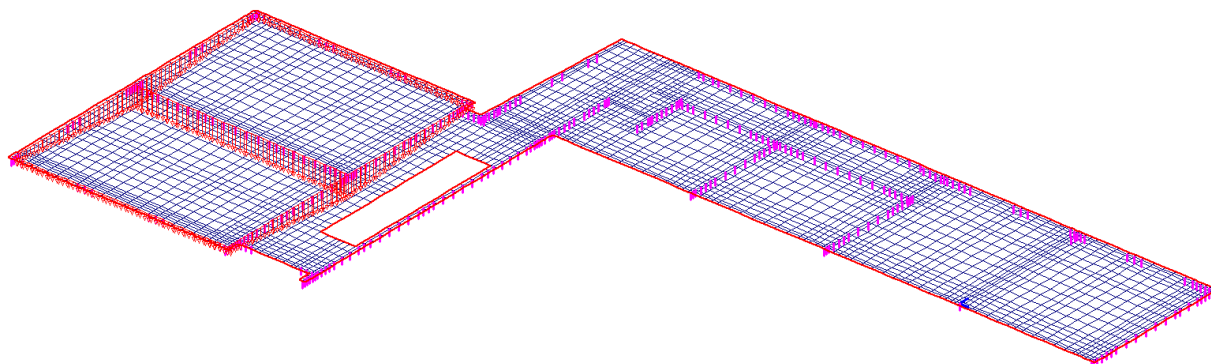
2.1.4. Obciążenia – ciężar warstw (wartości charakterystyczne)



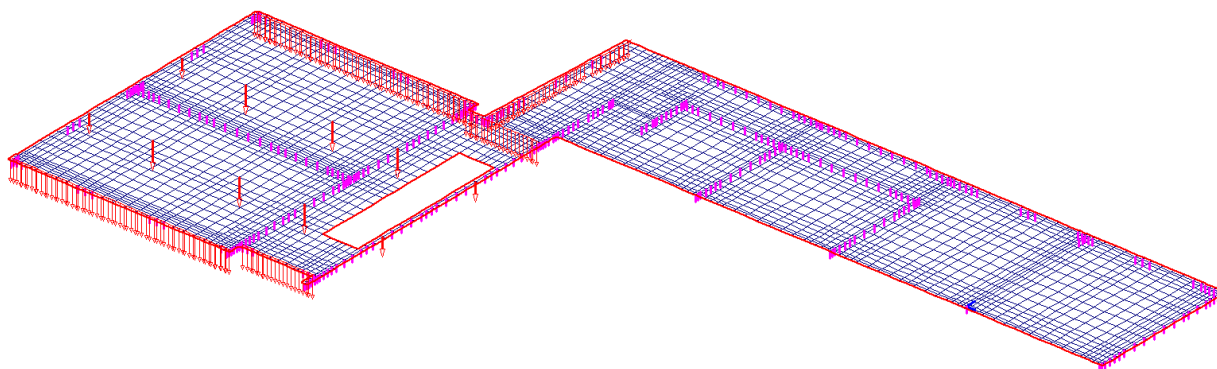
2.1.5. Obciążenia – obc. użytkowe (w charakterystyczne).



2.1.6. Obciążenia – ściany (w charakterystyczne).



2.1.7. Obciążenia – siły z dachu (wartości charakterystyczne).



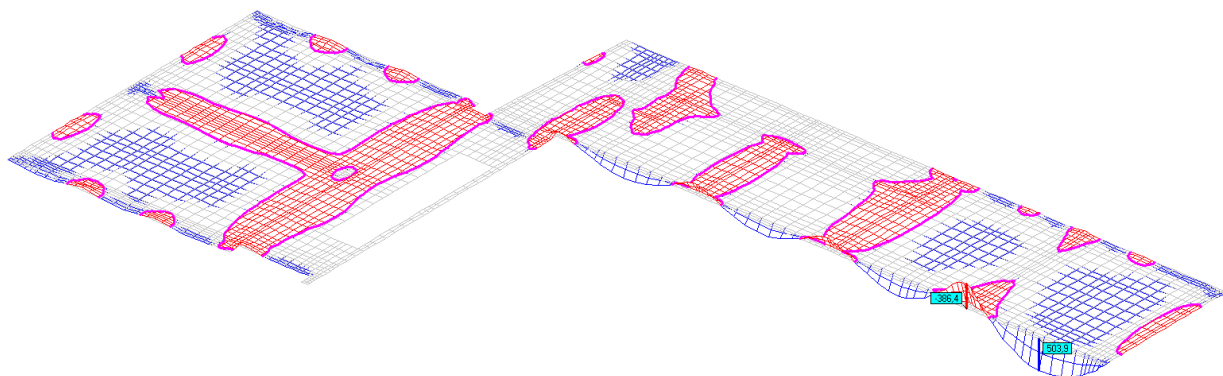
2.1.8. Mnożniki i atrybuty.

Mnożniki i atrybuty

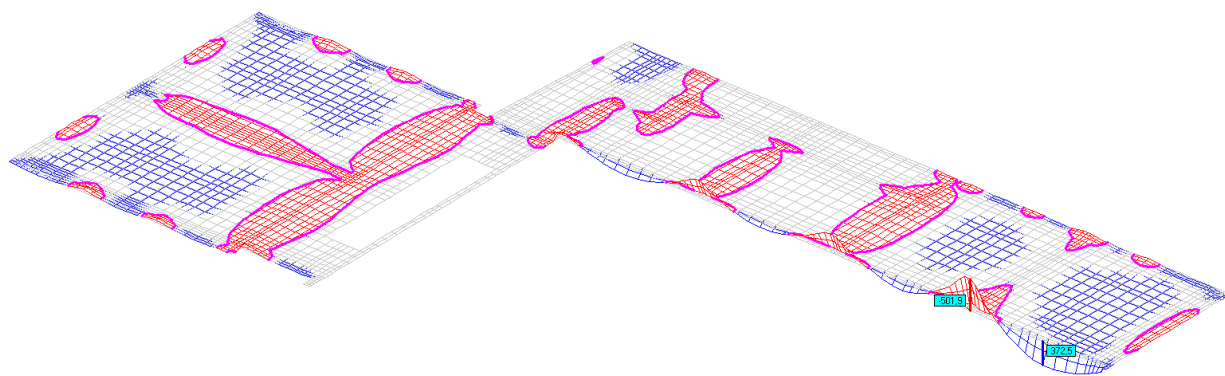
Nr	Opis	Obc(+)	Obc(-)	Udz.	Atrybut
1	Ciężarwłasny	1,1	1,1	1	Stały
2	Ciężarwarstw	1,35	1,35	1	Stały
3	Obc użytkowe	1,5	1,5	1	Zmienny
4	Ściany działowe	1,35	1,35	1	Stały
5	Ściany murowane	1,35	1,35	1	Stały
6	Siły z dachu	1,45	1,45	1	Stały

2.2. Płyta stropowa – obliczenia statyczne.

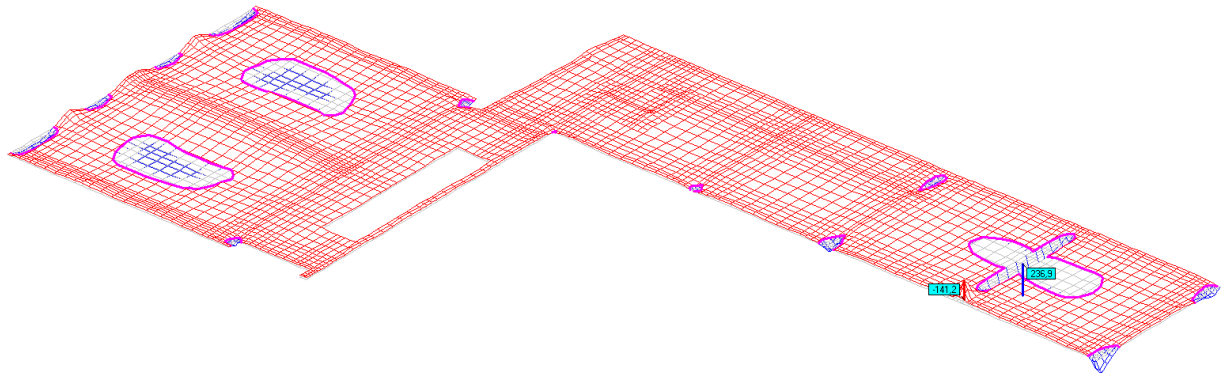
2.2.1. Siły wewnętrzne – M_x max (wartości obliczeniowe).



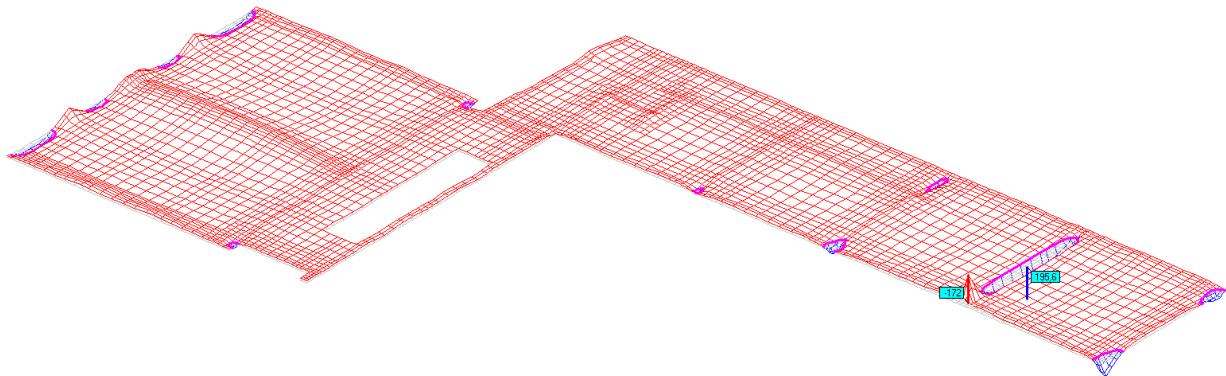
2.2.2. Siły wewnętrzne – M_x min (wartości obliczeniowe).



2.2.3. Siły wewnętrzne – M_y max (wartości obliczeniowe).

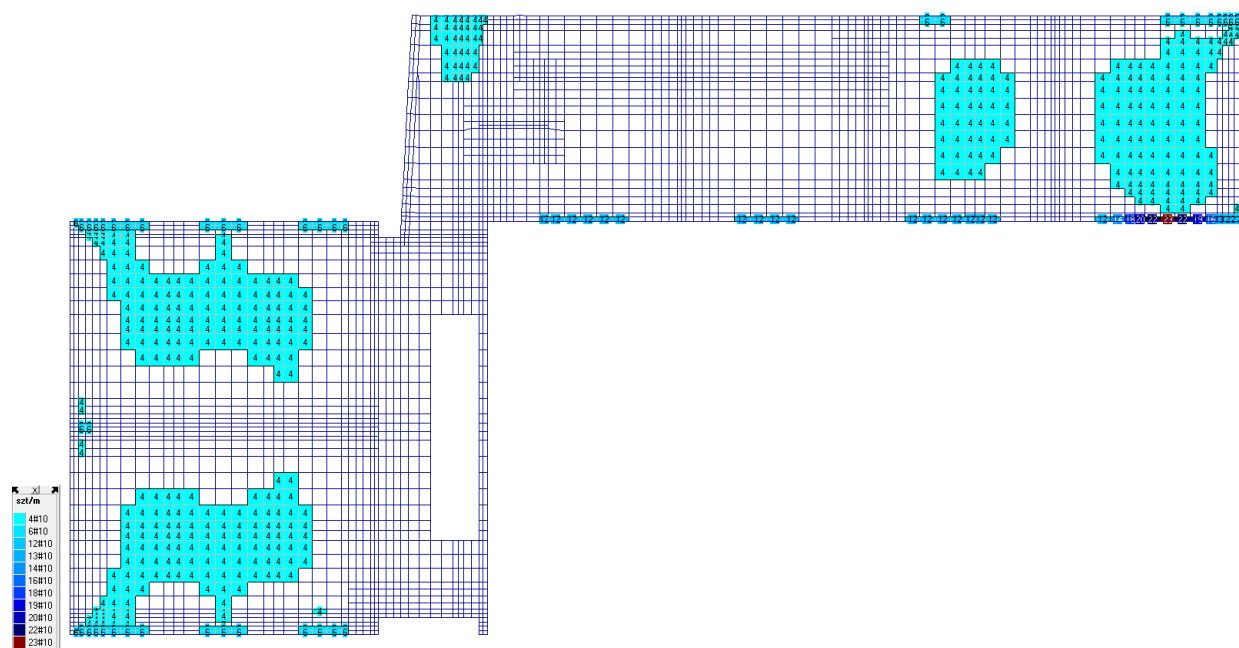


2.2.4. Siły wewnętrzne – M_y min (wartości obliczeniowe).

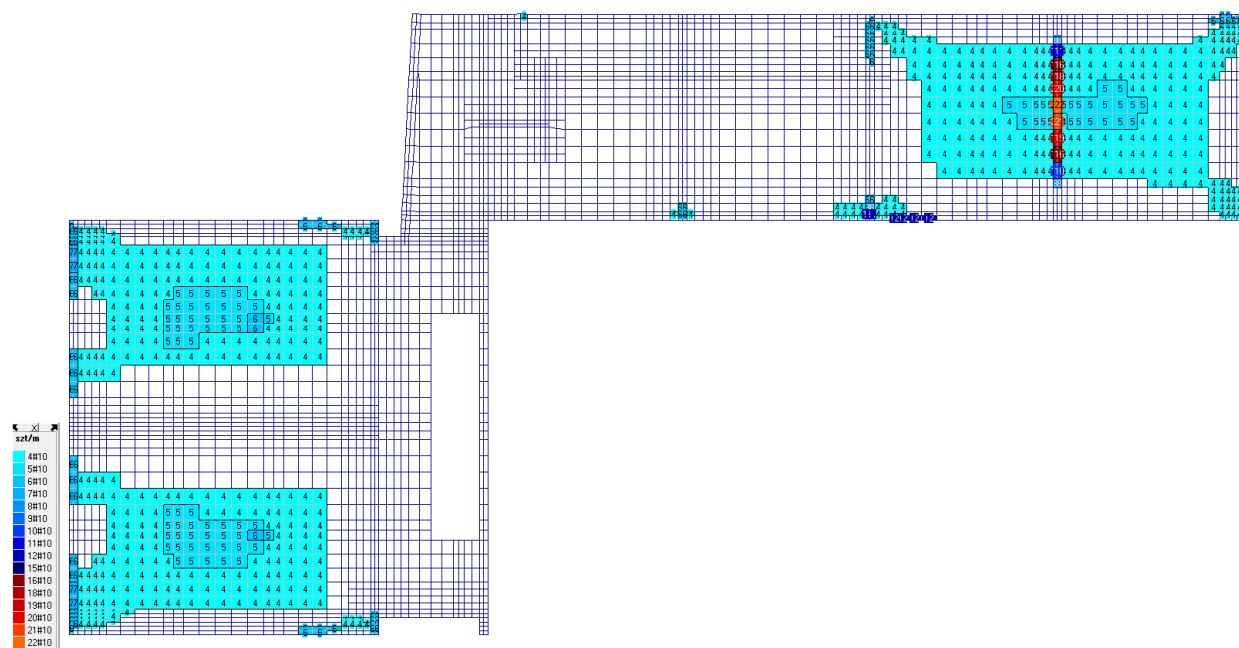


2.3. Płyta stropowa – wymiarowanie.

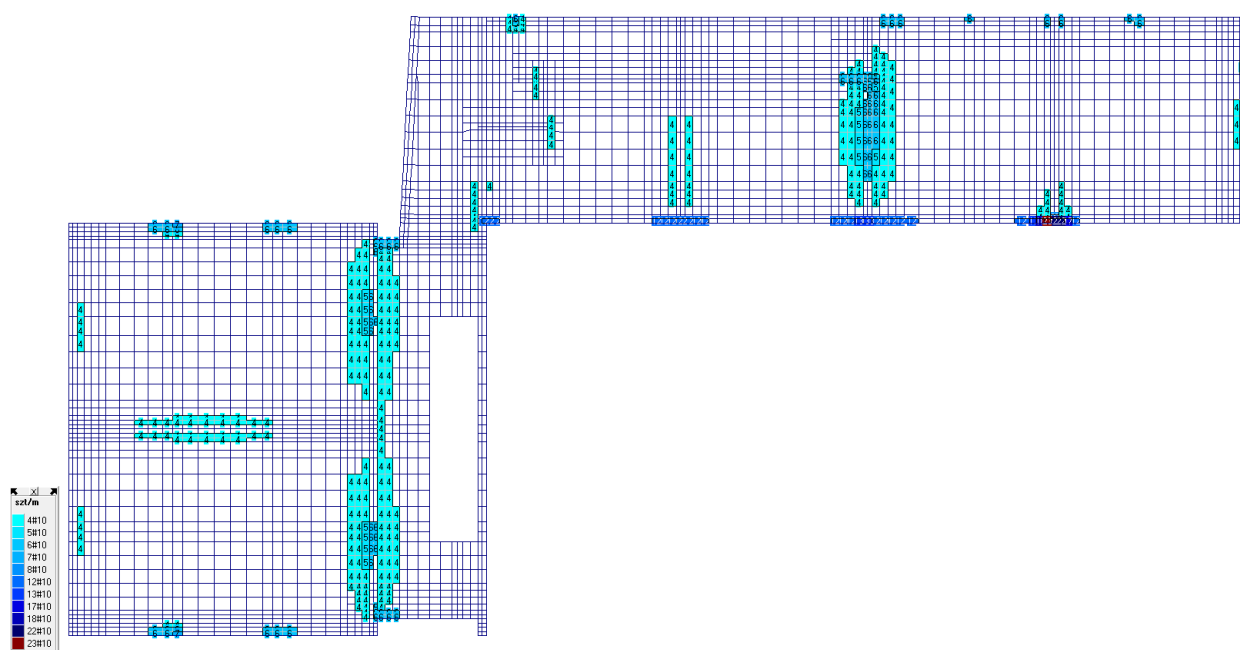
2.3.1. Wymiarowanie – zbrojenie dolne – kierunek X.



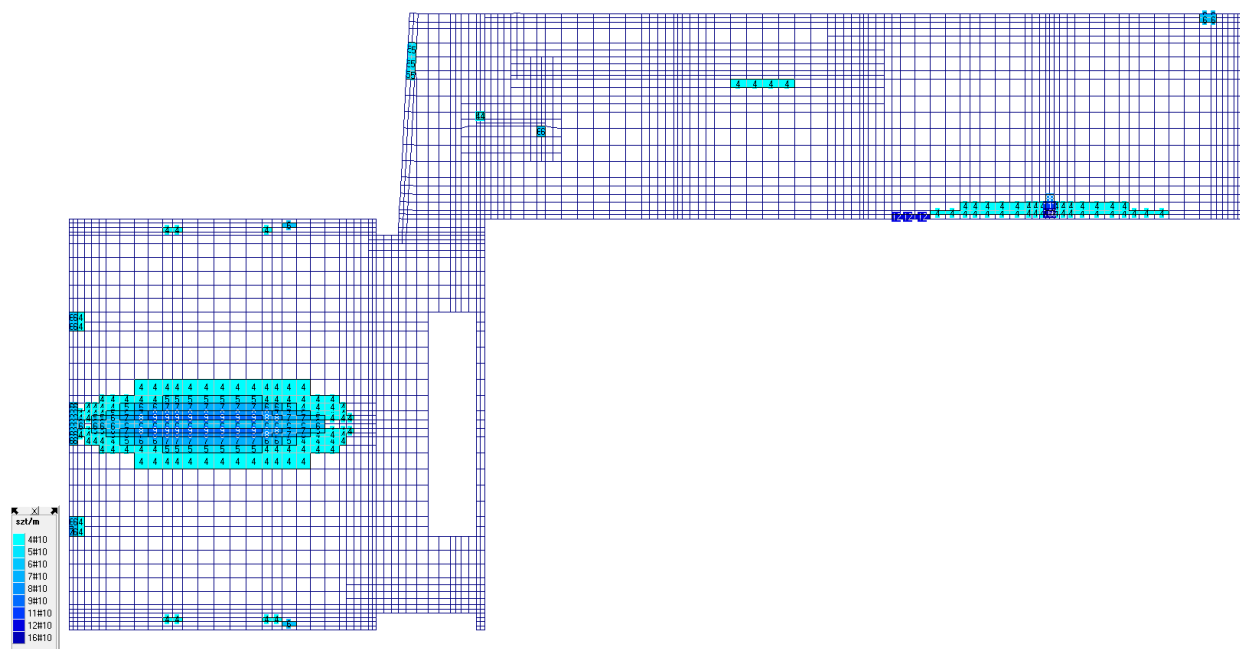
2.3.2. Wymiarowanie – zbrojenie dolne – kierunek Y.



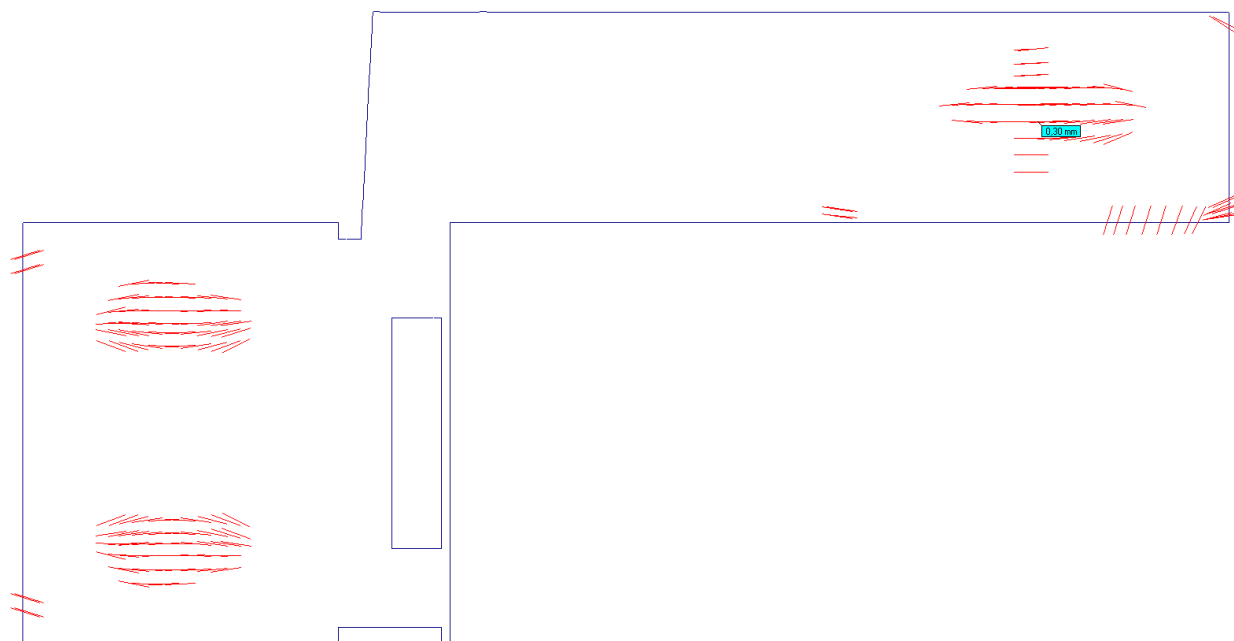
2.3.3. Wymiarowanie – zbrojenie górne – kierunek X.



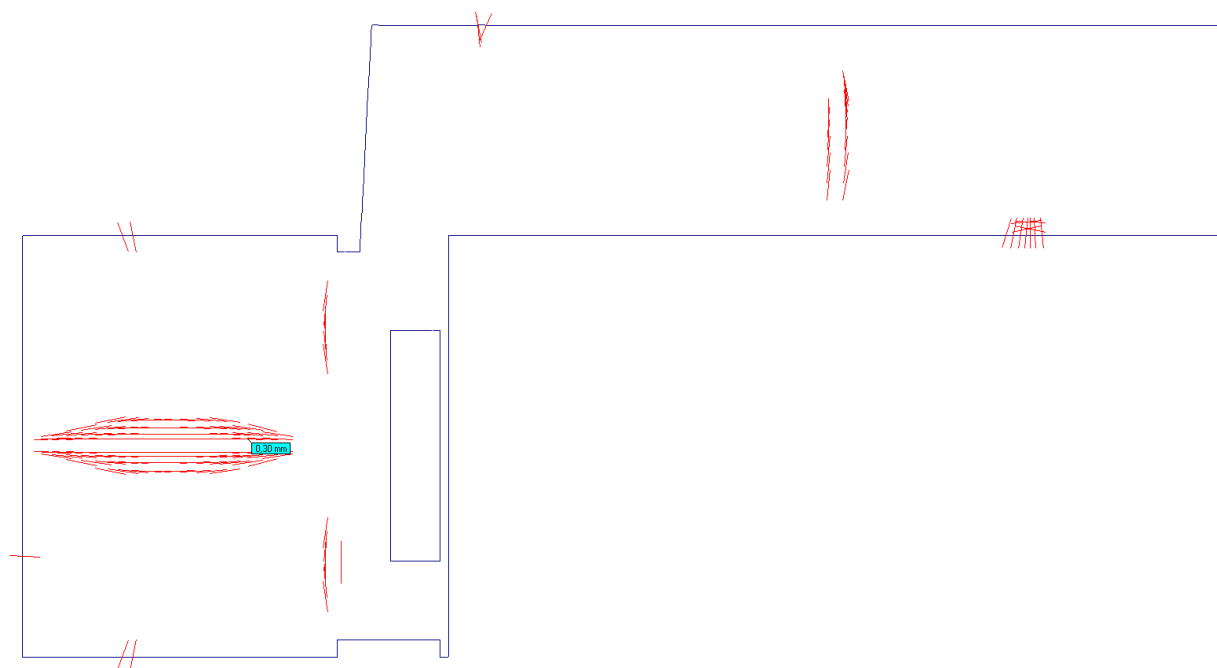
2.3.4. Wymiarowanie – zbrojenie górne – kierunek Y.



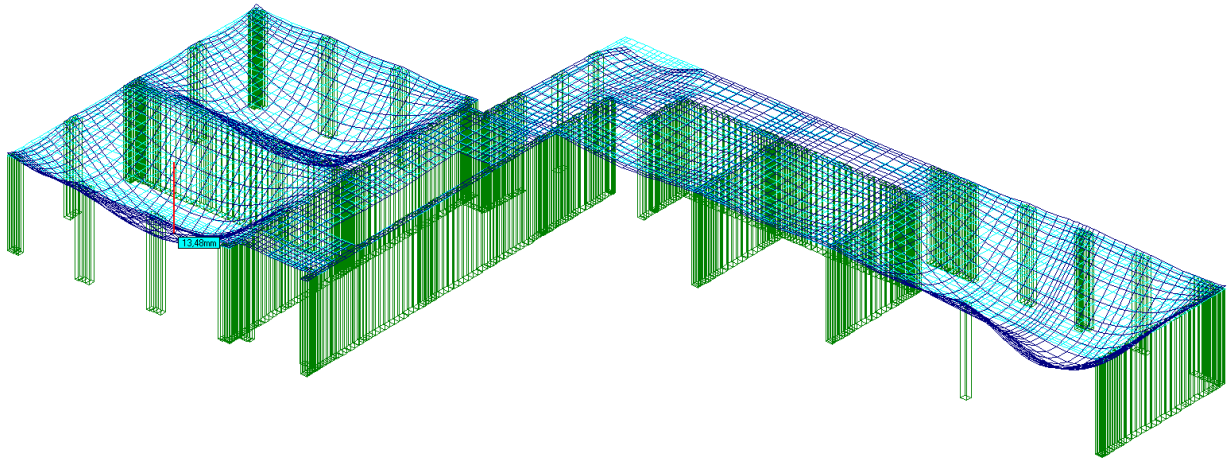
2.3.5. Zarysowanie – dolne.



2.3.6. Zarysowanie – górne.



2.3.7. Ugięcie.



1. Wyniki obliczeń – statyka i wymiarowanie płyty żelbetowej parteru

Założenia:

Beton: C25/30 (B30)

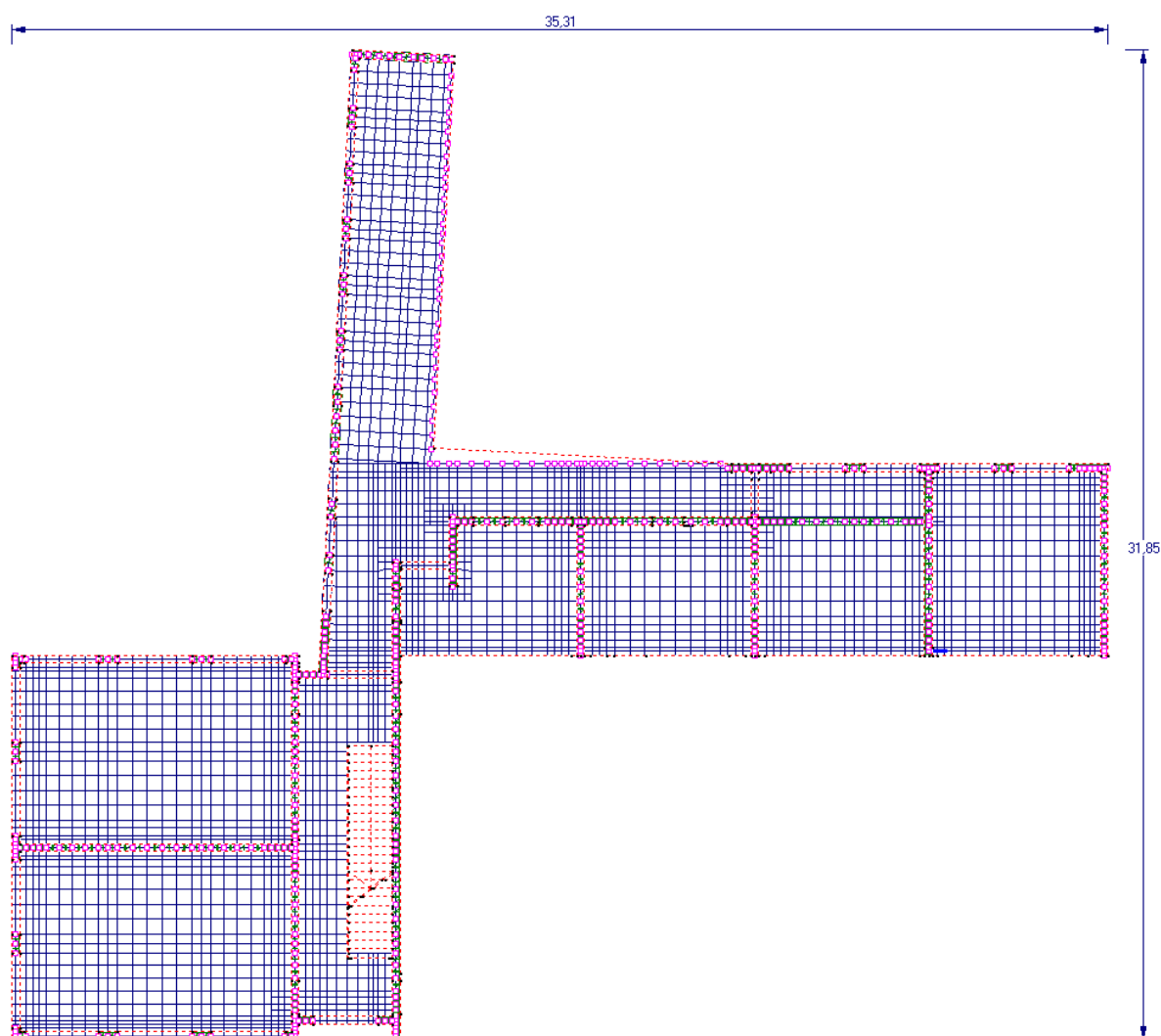
Stal: AIIIIN

Otulina: 3 cm – część nadziemna konstrukcji

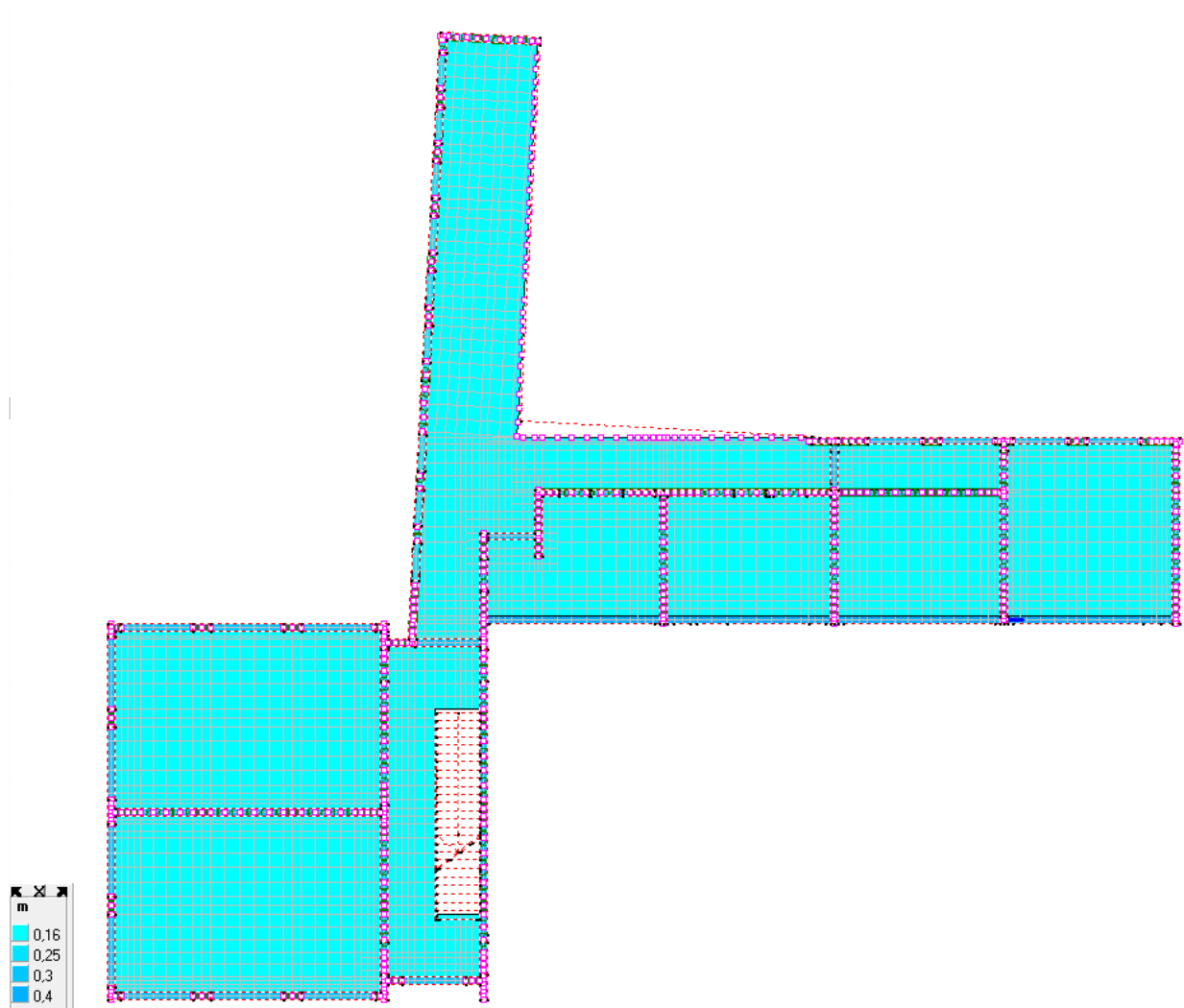
2. Płyta stropowa - BUDYNEK UŻYTECZNOŚCI PUBLICZNEJ

2.1. Płyta stropowa – przedstawienie konstrukcji

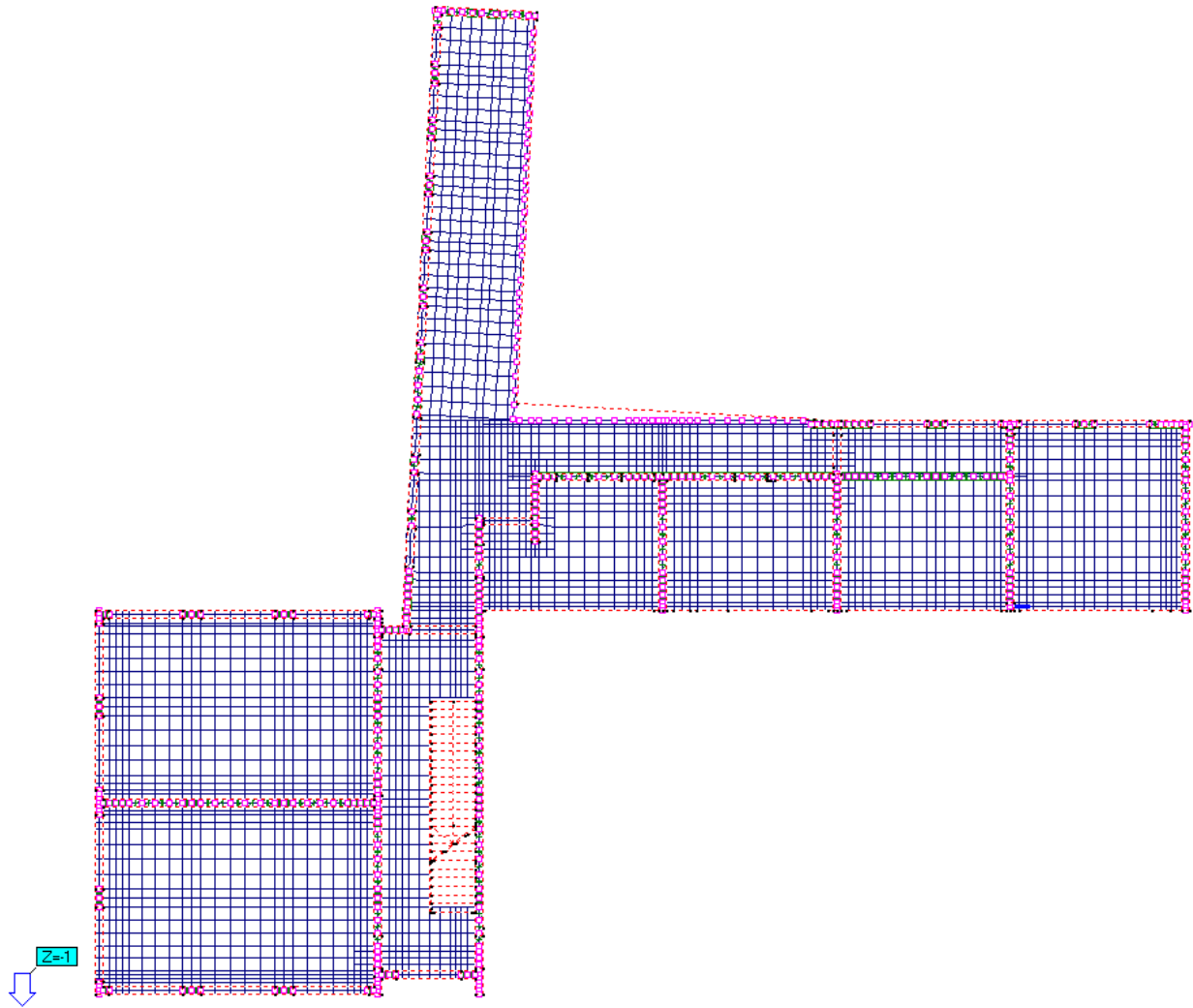
2.1.1. Schemat konstrukcji



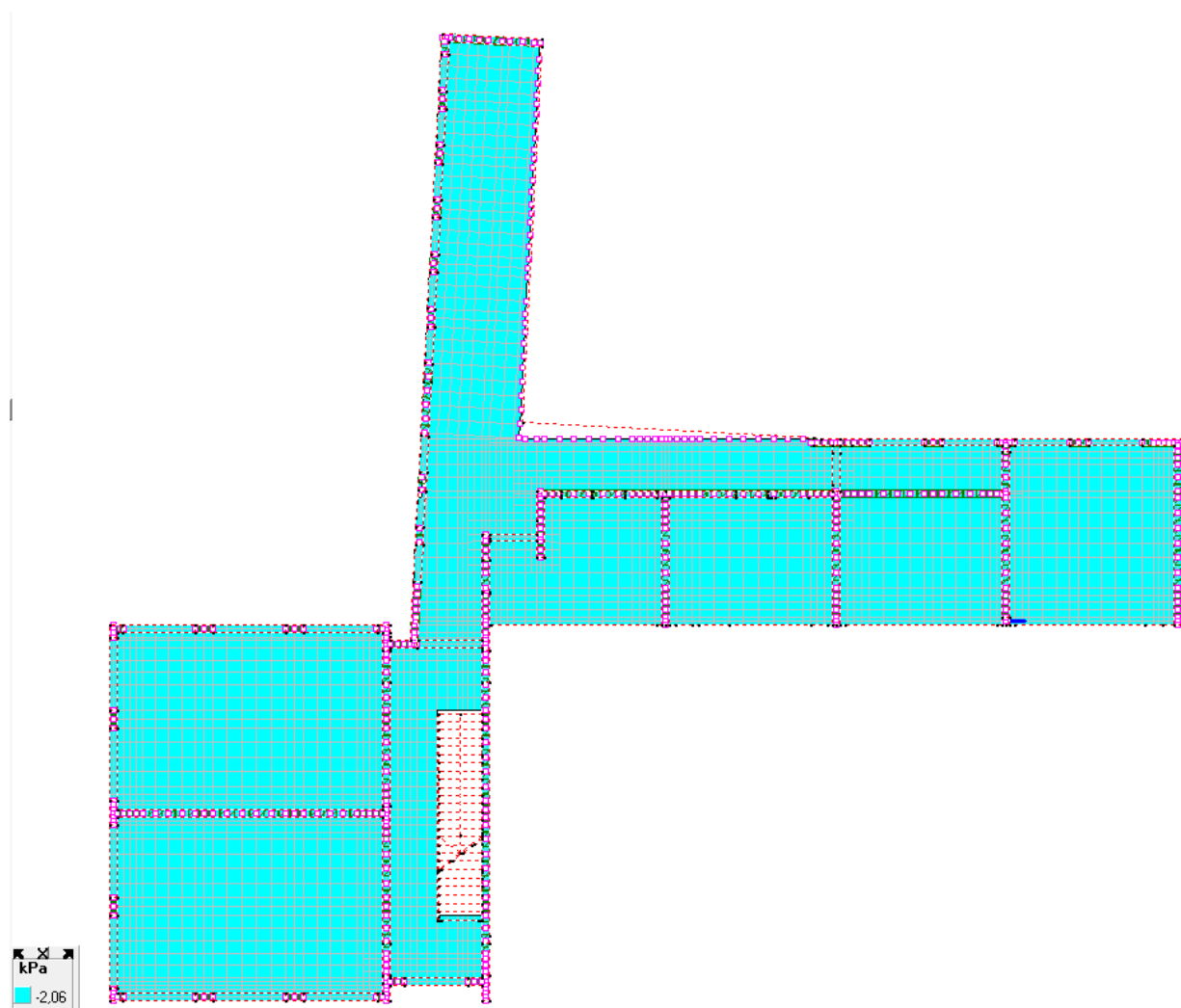
2.1.2. Grubości płyty



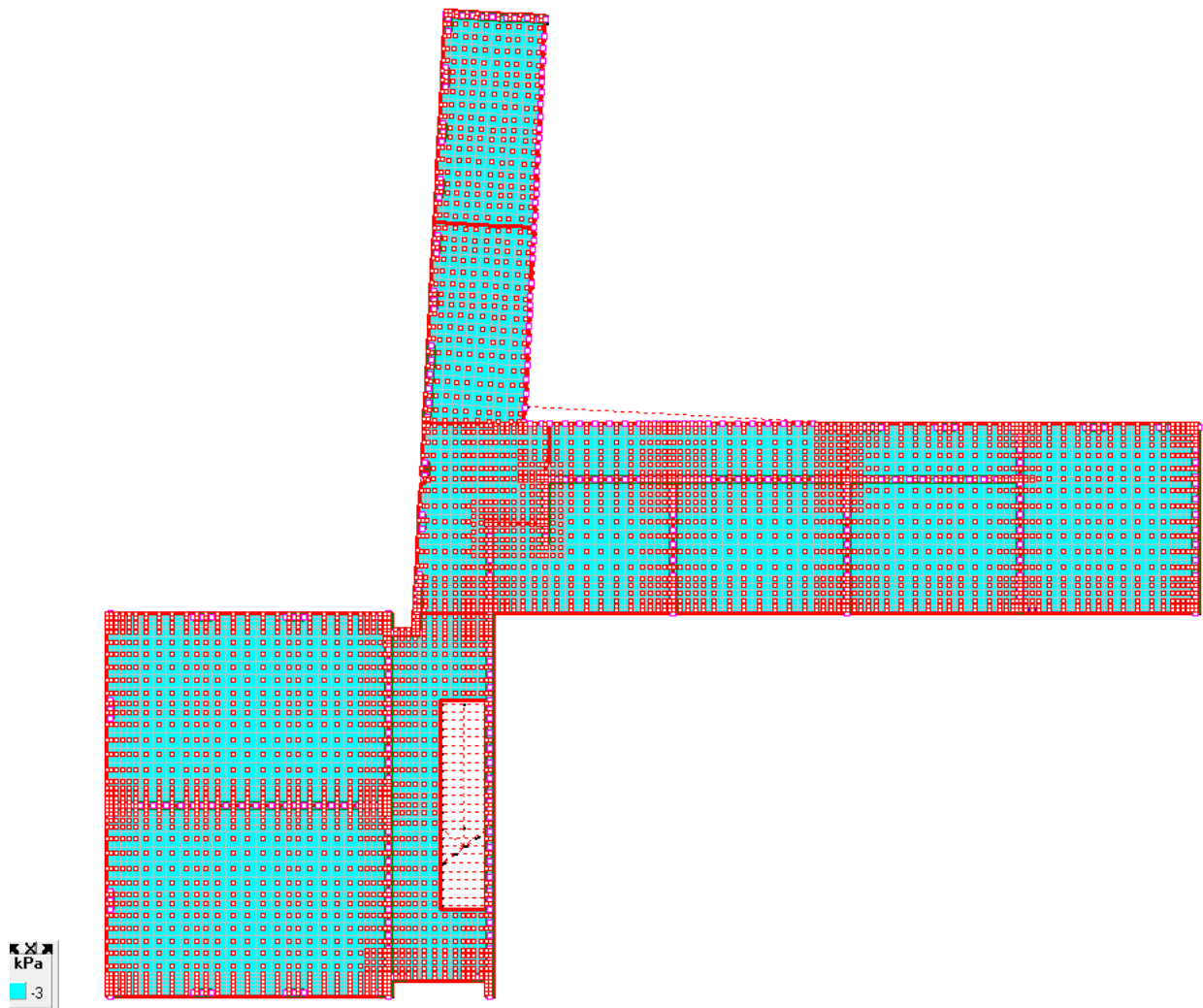
2.1.3. Obciążenia – ciężar własny (wartości charakterystyczne)



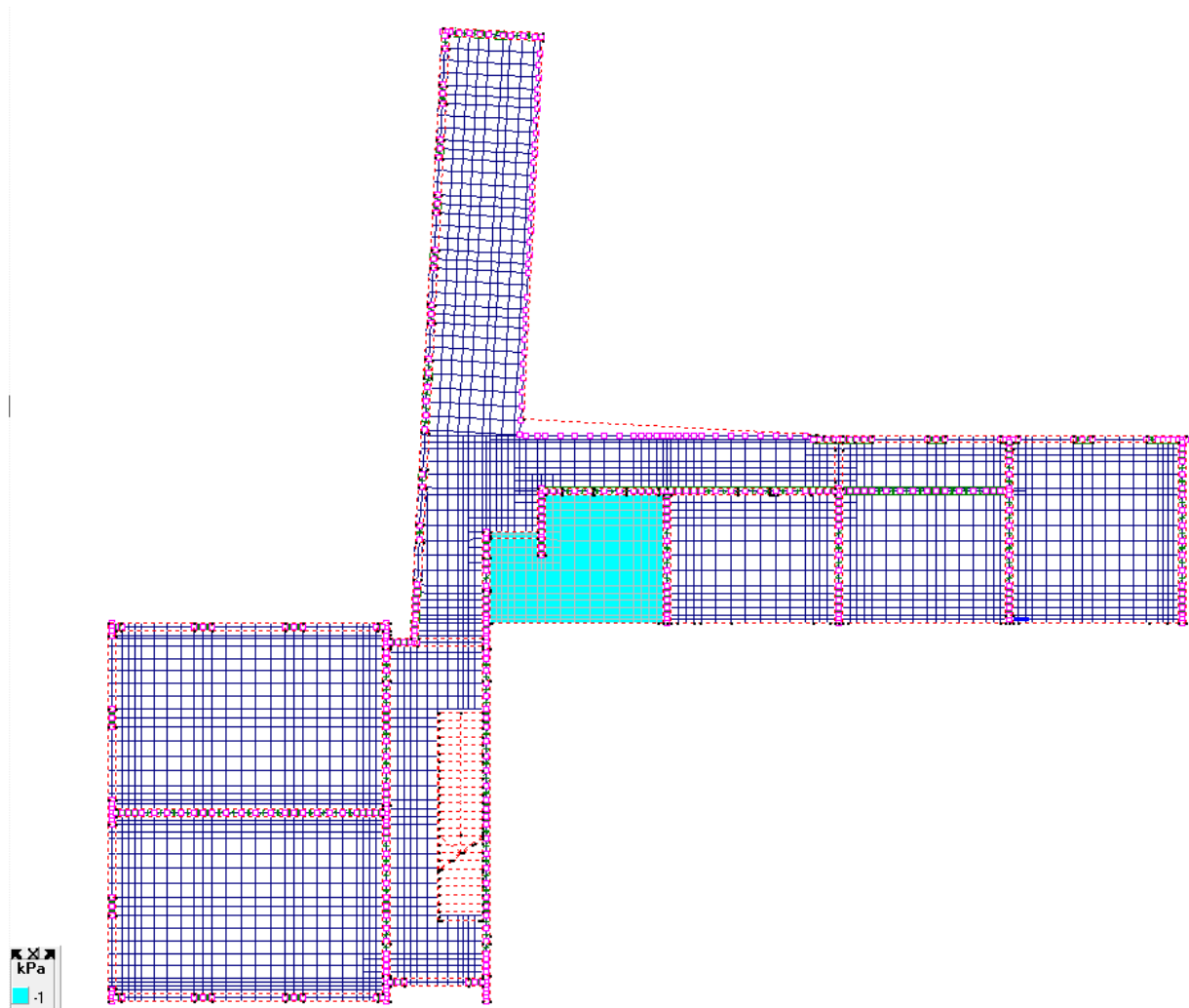
2.1.4. Obciążenia – ciężar warstw (wartości charakterystyczne)



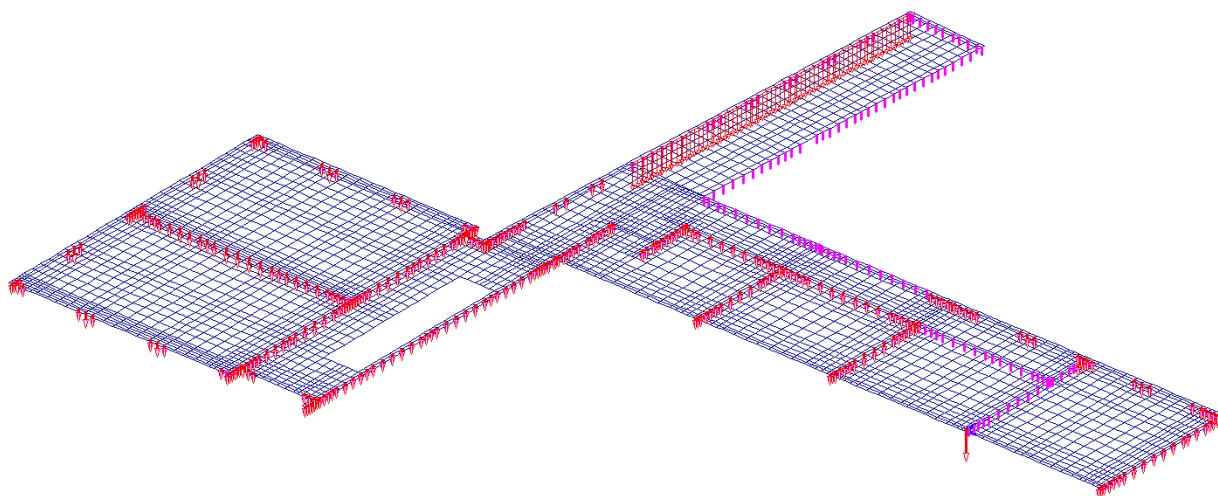
2.1.5. Obciążenia – obc. użytkowe (w charakterystyczne).



2.1.6. Obciążenia – ściany (w charakterystyczne).



2.1.7. Obciążenia – siły z piętra (wartości charakterystyczne).



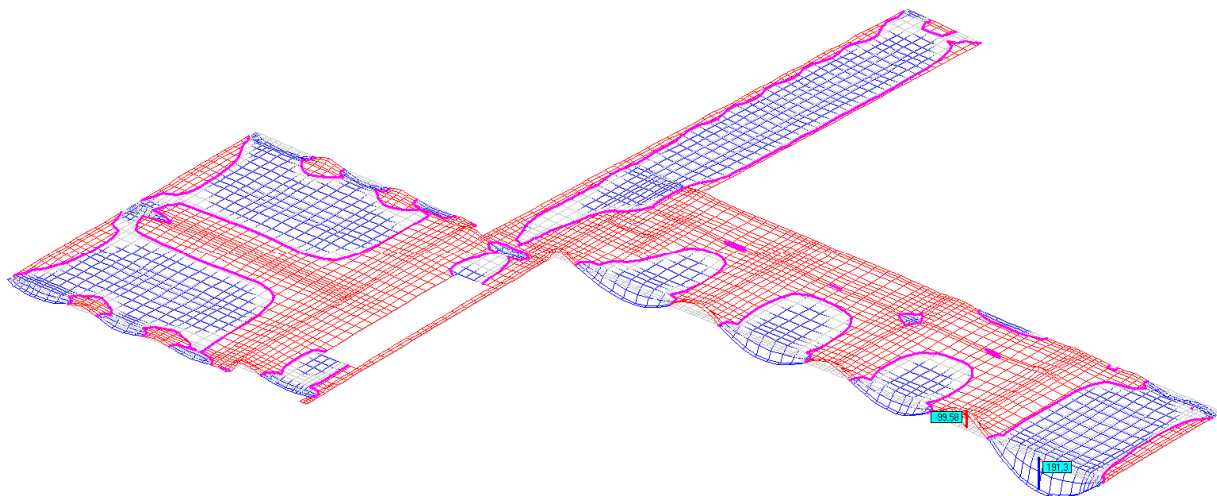
2.1.8. Mnożniki i atrybuty.

Mnożniki i atrybuty

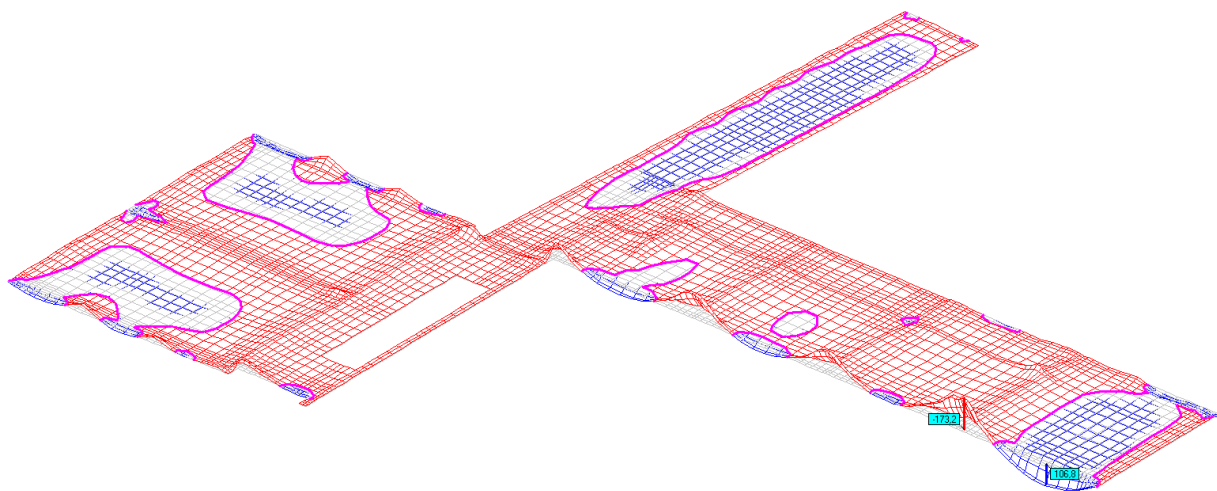
Nr	Opis	Obc(+)	Obc(-)	Udz.	Atrybut
1	Ciężarwłasny	1,1	1,1	1	Stały
2	Ciężarwarstw	1,35	1,35	1	Stały
3	Obc użytkowe	1,5	1,5	1	Zmienny
4	Ściany działowe	1,35	1,35	1	Stały
5	Ściany murowane	1,35	1,35	1	Stały
6	Siły z piętra	1,45	1,45	1	Stały

2.2. Płyta stropowa – obliczenia statyczne.

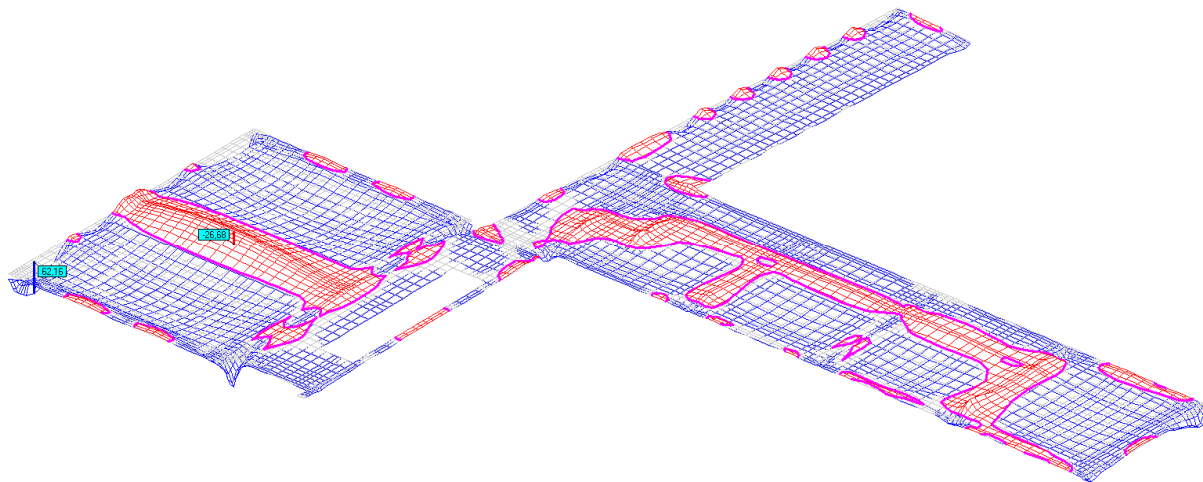
2.2.1. Siły wewnętrzne – M_x max (wartości obliczeniowe).



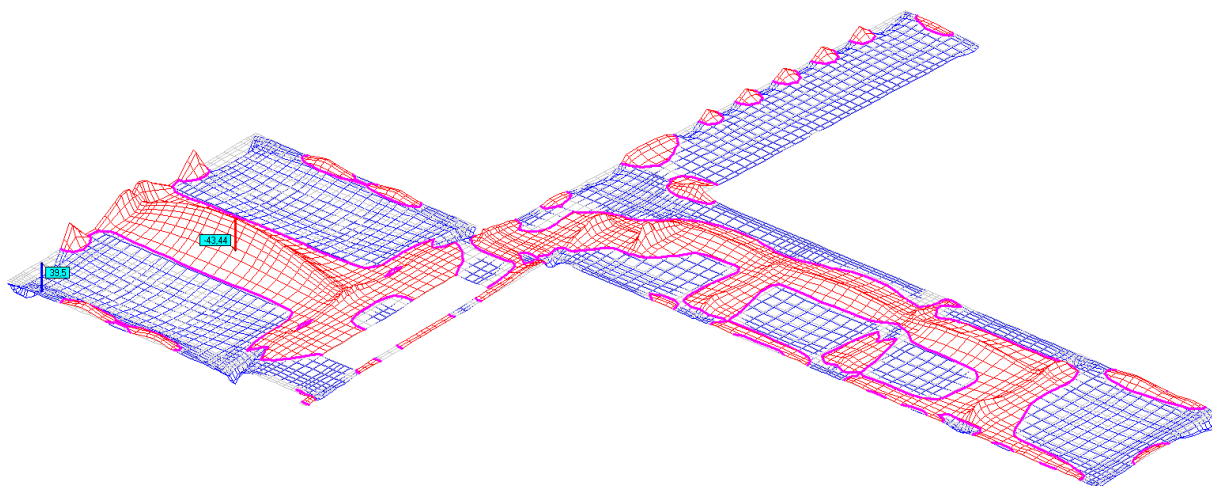
2.2.2. Siły wewnętrzne – M_x min (wartości obliczeniowe).



2.2.3. Siły wewnętrzne – M_y max (wartości obliczeniowe).

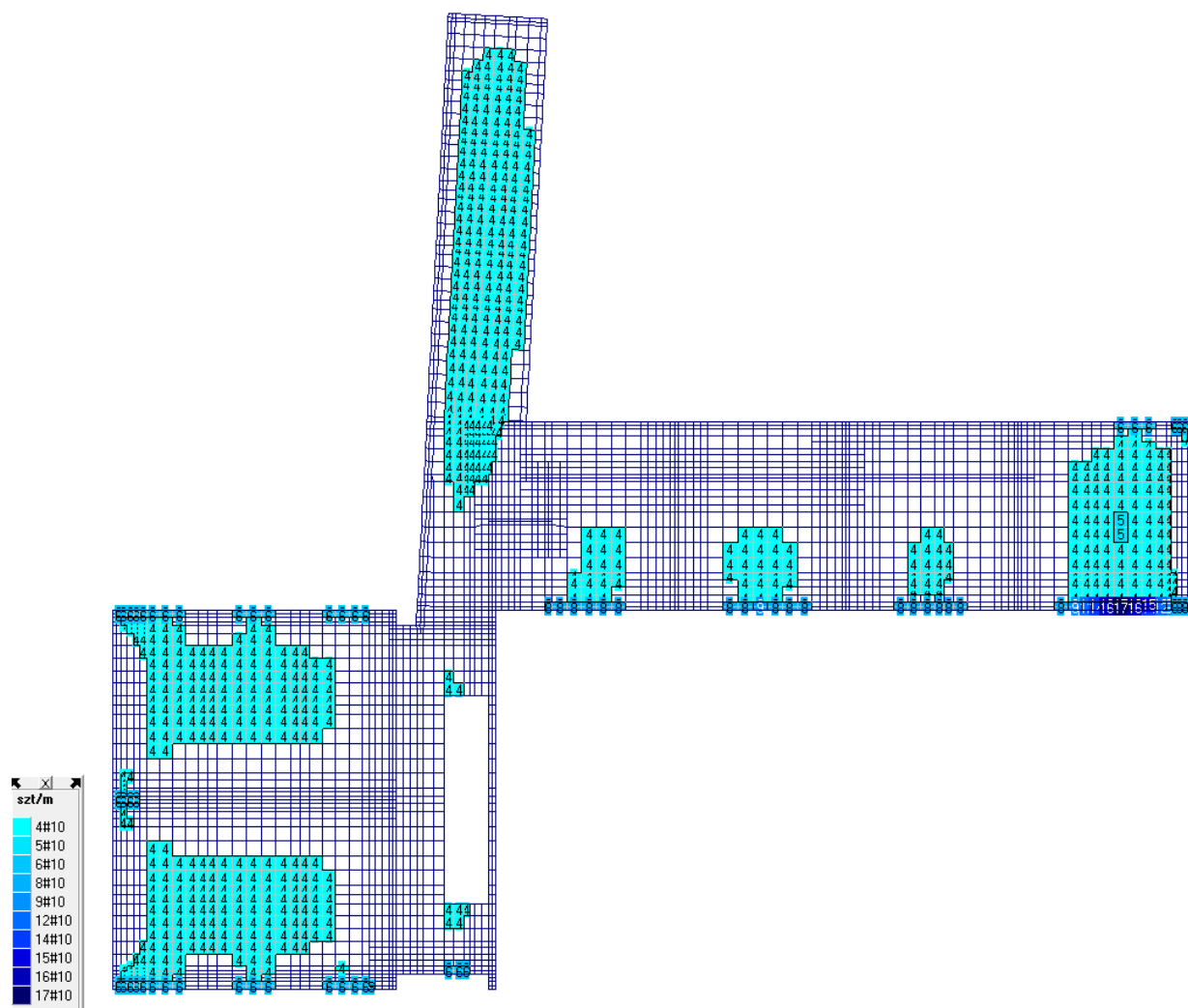


2.2.4. Siły wewnętrzne – M_y min (wartości obliczeniowe).

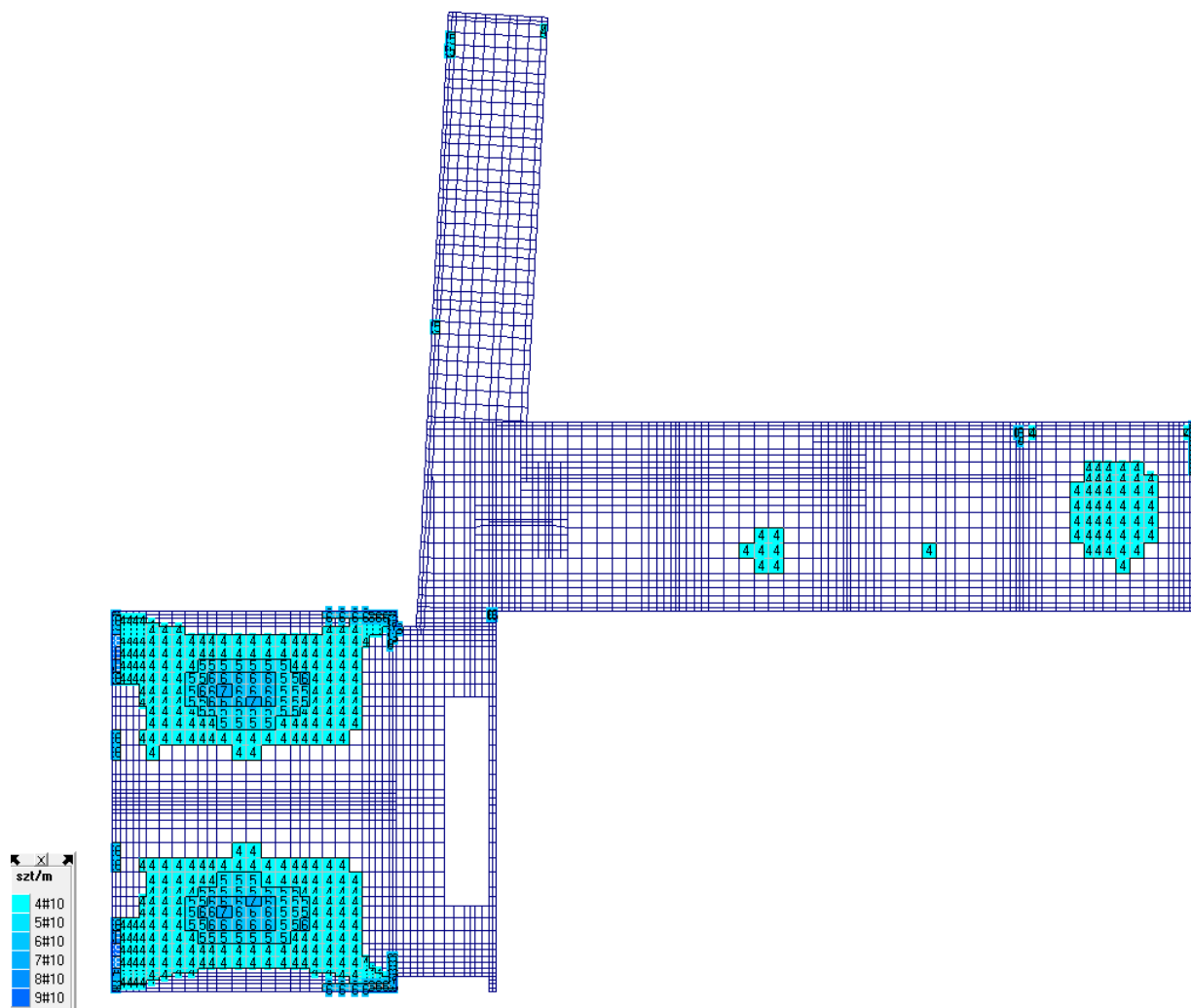


2.3. Płyta stropowa – wymiarowanie.

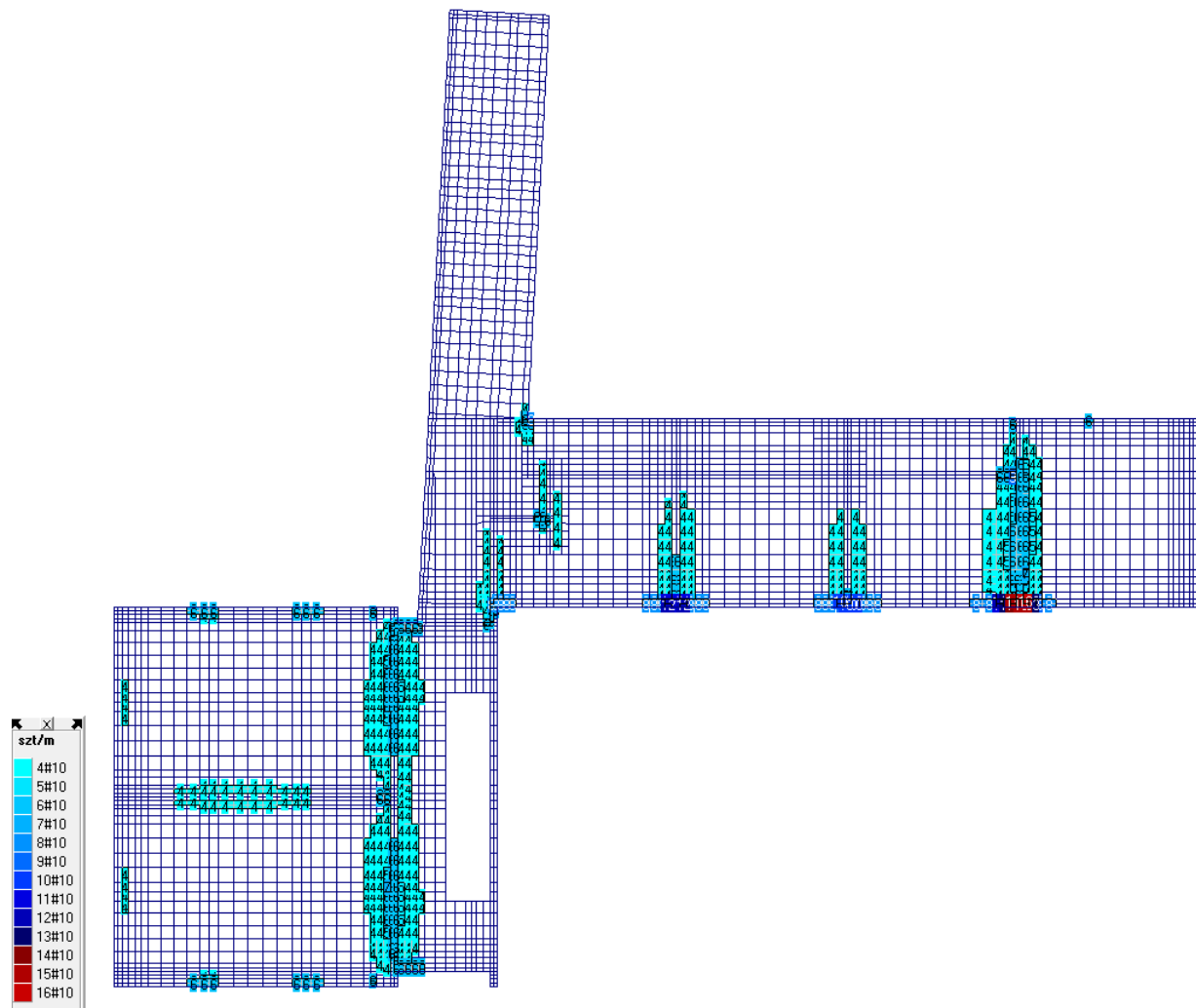
2.3.1. Wymiarowanie – zbrojenie dolne – kierunek X.



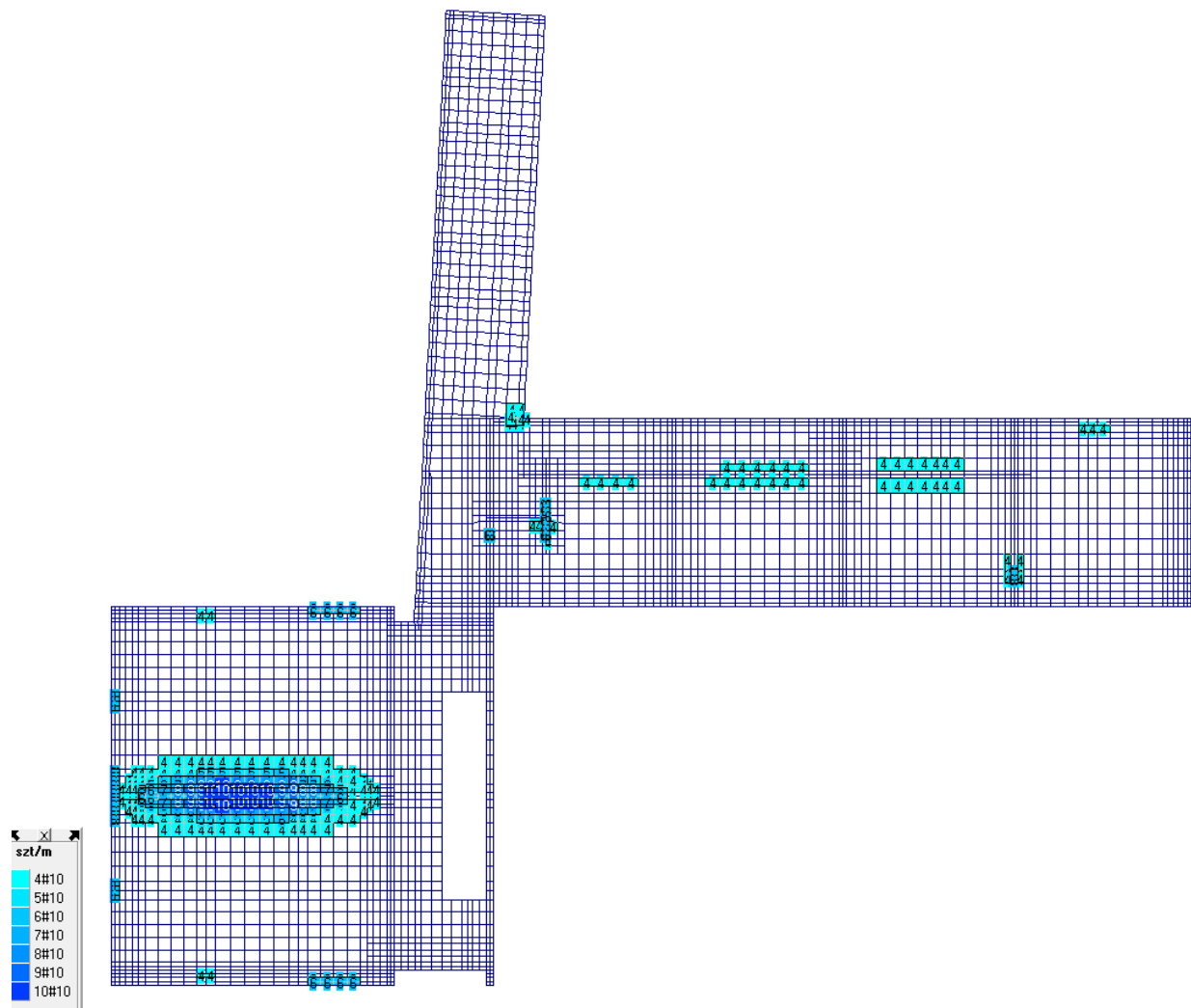
2.3.2. Wymiarowanie – zbrojenie dolne – kierunek Y.



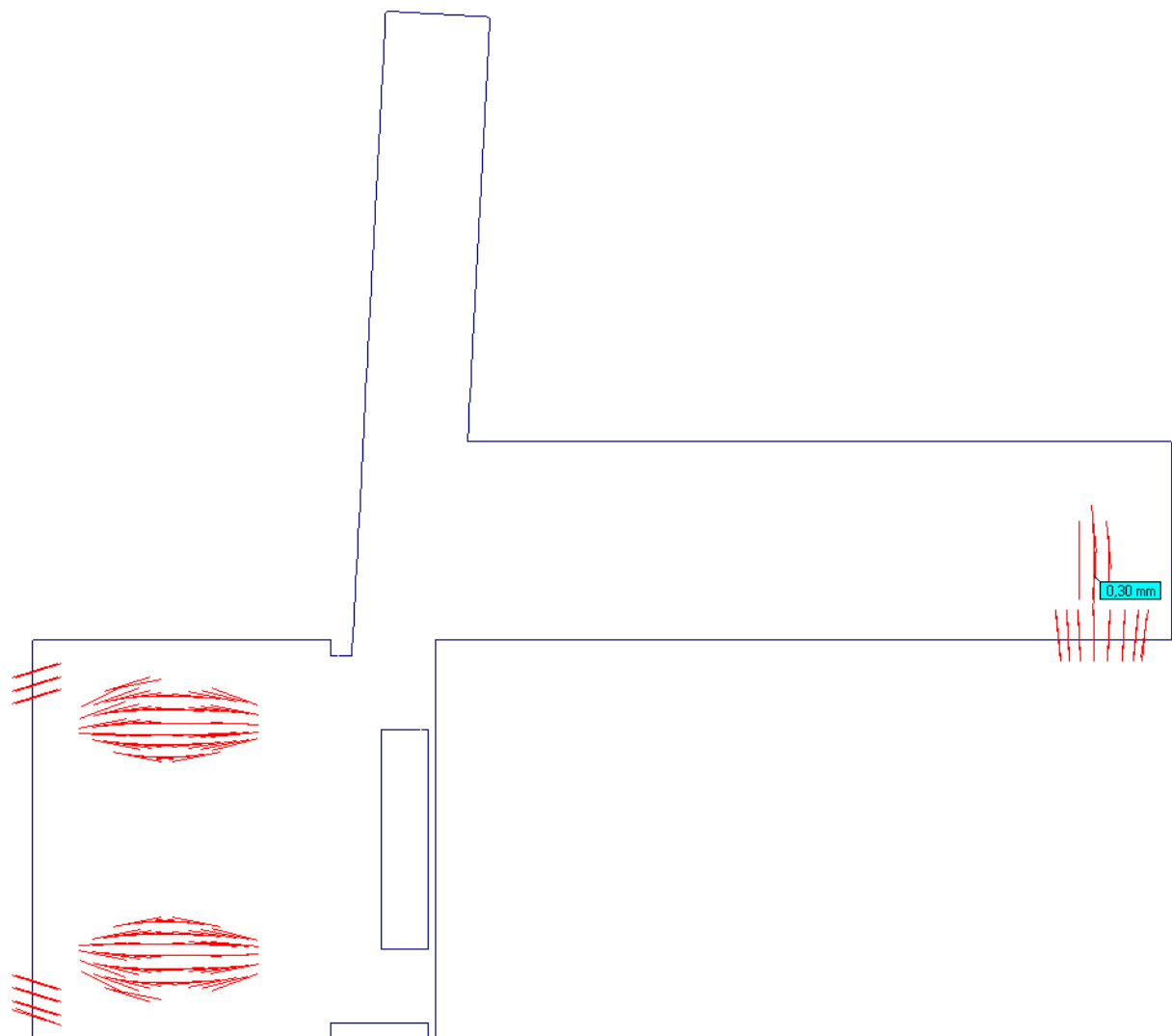
2.3.3. Wymiarowanie – zbrojenie górne – kierunek X.



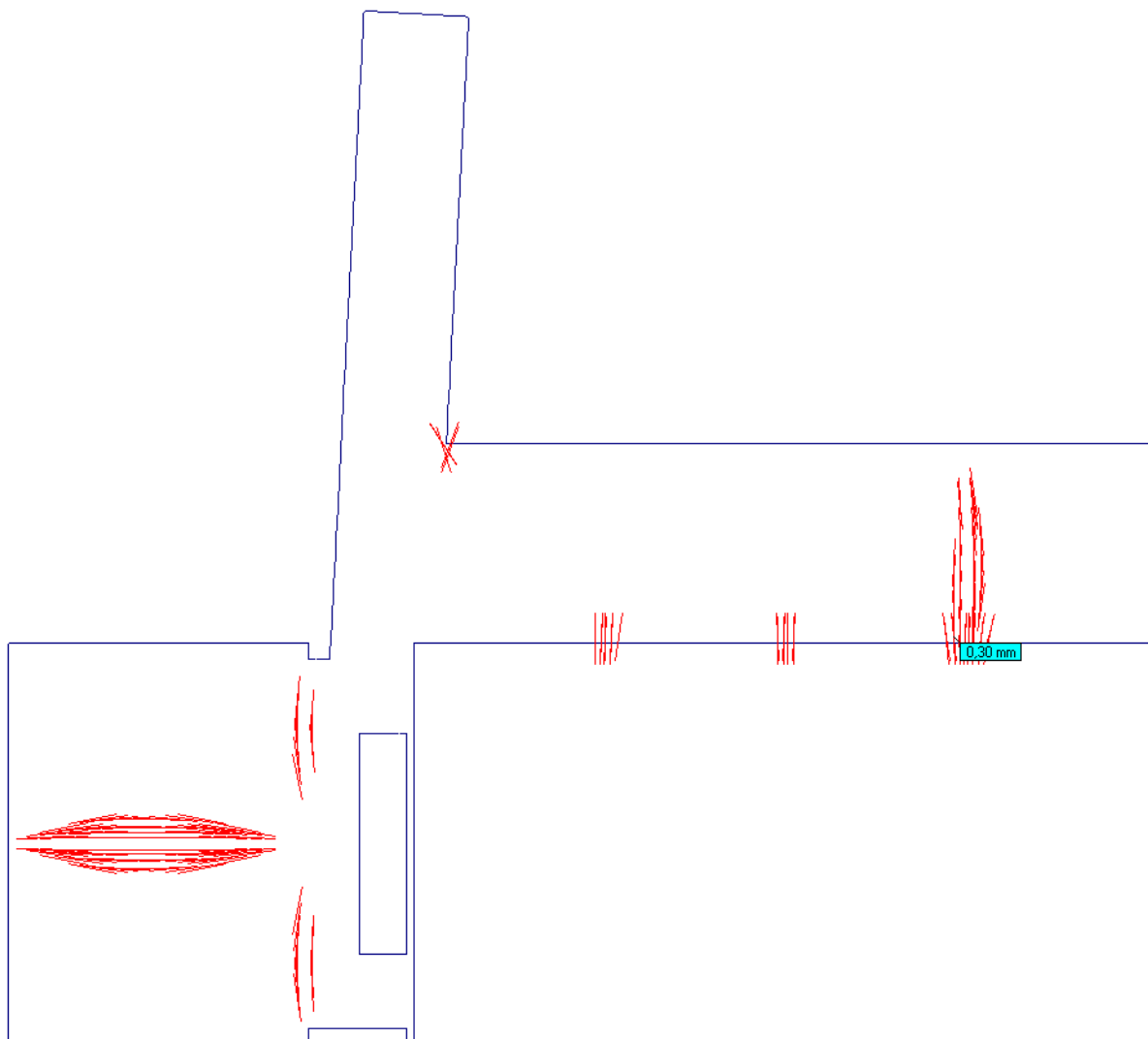
2.3.4. Wymiarowanie – zbrojenie górne – kierunek Y.



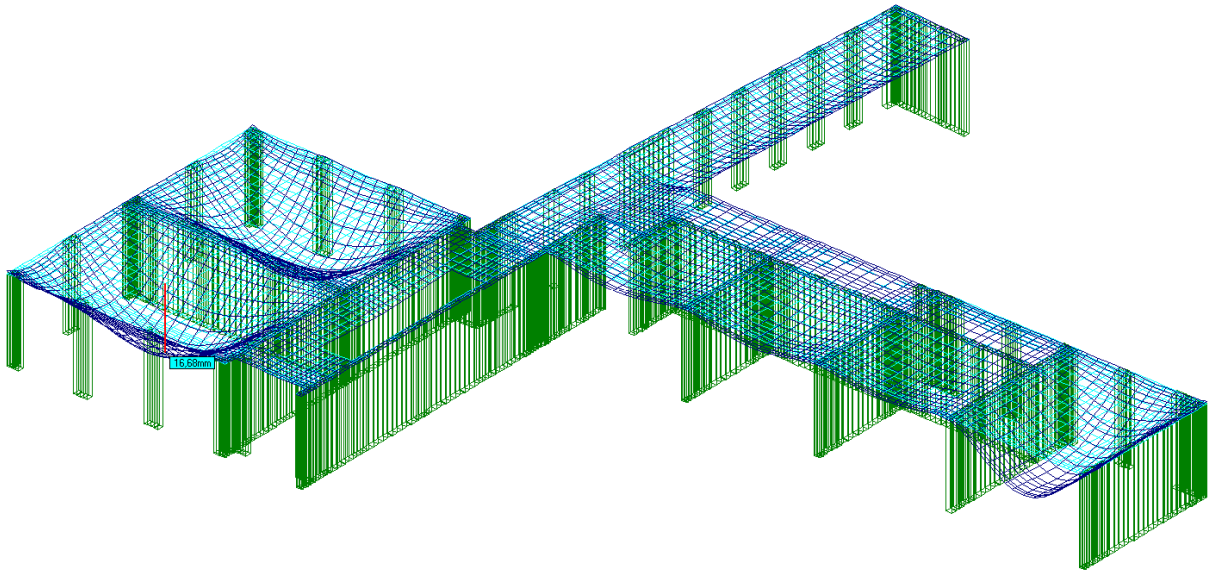
2.3.5. Zarysowanie – dolne.



2.3.6. Zarysowanie – górne.



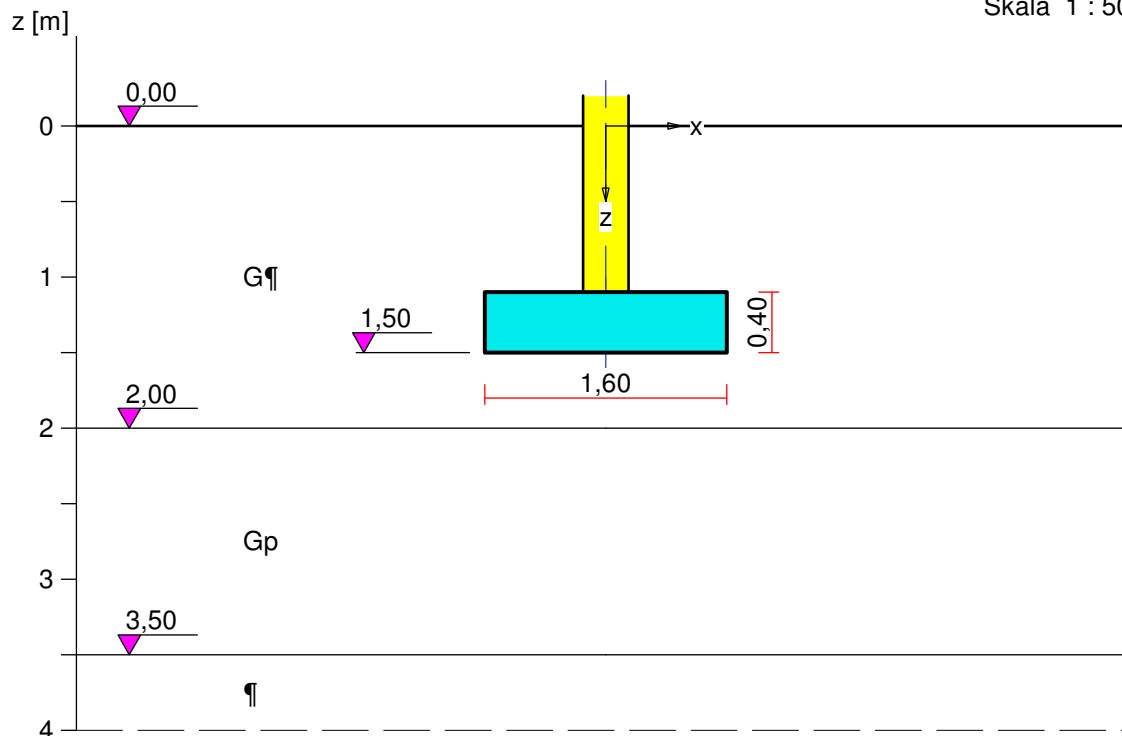
2.3.7. Ugięcie.



FUNDAMENT 1. ŁAWA

Nazwa fundamentu: ława

Skala 1 : 50



1. Podłoże gruntowe

1.1. Teren

Poziom terenu: istniejący $z_t = 0,00$ m, projektowany $z_{tp} = 0,00$ m.

1.2. Warstwy gruntu

Lp.	Poziom stropu [m]	Grubość warstwy [m]	Nazwa gruntu	Poz. wody gruntowej [m]	I_p/I_L	Stopień wilgotn.
1	0,00	2,00	Gлина пыlasta	brak wody	-1,00	m.wilg.
2	2,00	1,50	Gлина пясчysta	brak wody	-1,00	m.wilg.
3	3,50	nieokreśl.	Pył	brak wody	-1,00	m.wilg.

2. Konstrukcja na fundamencie

Typ konstrukcji: **ściana**

Szerokość: $b = 0,30$ m, długość: $l = 5,40$ m,

Współrzędne końców osi ściany:

$$x_1 = 0,60 \text{ m}, \quad y_1 = 7,50 \text{ m}, \quad x_2 = 6,00 \text{ m}, \quad y_2 = 7,50 \text{ m},$$

Kąt obrotu układu lokalnego względem globalnego: $\phi = -90,00^\circ$.

3. Obciążenie od konstrukcji

Poziom redukcji obciążenia: $z_{obc} = 1,14$ m.

Lista obciążeń:

Lp	Rodzaj	N	Hx	My	γ
	obciążenia	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[-]

1	D	90,0	0,0	0,00	1,00
---	---	------	-----	------	------

4. Materiał

Rodzaj materiału: **żelbet**

Klasa betonu: B20, nazwa stali: St3S-b,

Średnica prętów zbrojeniowych: $d_x = 12,0 \text{ mm}$, $d_y = 12,0 \text{ mm}$,

Grubość otuliny: 5,0 cm.

5. Wymiary fundamentu

Poziom posadowienia: $z_f = 1,50 \text{ m}$

Kształt fundamentu: **prosty**

Szerokość: $B = 1,60 \text{ m}$, wysokość: $H = 0,40 \text{ m}$, mimośród: $E = 0,00 \text{ m}$.

6. Stan graniczny I

6.1. Zestawienie wyników analizy nośności i mimośródów

Nr obc.	Rodzaj obciążenia	Poziom [m]	Wsp. nośności	Wsp. mimośr.
* 1	D	1,50	0,96	0,00
	D	2,00	0,28	0,00
	D	3,50	0,36	0,00

6.2. Analiza stanu granicznego I dla obciążenia nr 1

Wymiary podstawy fundamentu rzeczywistego: $B = 1,60 \text{ m}$, $L = 5,40 \text{ m}$.

Poziom posadowienia: $H = 1,50 \text{ m}$.

Zestawienie obciążeń:

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji na jednostkę długości fundamentu:

siła pionowa: $N = 90,00 \text{ kN/m}$, mimośród względem podstawy fund. $E = 0,00 \text{ m}$,

siła pozioma: $H_x = 0,00 \text{ kN/m}$, mimośród względem podstawy fund. $E_z = 0,36 \text{ m}$,

moment: $M_y = 0,00 \text{ kNm/m}$.

Ciężar własny fundamentu, gruntu, posadzek, obciążenia posadzek na jednostkę długości fundamentu:

siła pionowa: $G = 50,09 \text{ kN/m}$, moment: $M_{Gy} = 0,00 \text{ kNm/m}$.

Sprawdzenie położenia wypadkowej obciążenia względem podstawy fundamentu

Obciążenie pionowe:

$$N_r = (N + G) \cdot L = (90,00 + 50,09) \cdot 5,40 = 756,50 \text{ kN}.$$

Moment względem środka podstawy:

$$M_r = (-N \cdot E + H_x \cdot E_z + M_y + M_{Gy}) \cdot L = (-90,00 \cdot 0,00 + 0,00) \cdot 5,40 = 0,00 \text{ kNm}.$$

Mimośród siły względem środka podstawy:

$$e_r = |M_r / N_r| = 0,00 / 756,50 = 0,00 \text{ m}.$$

$$e_r = 0,00 \text{ m} < 0,27 \text{ m}.$$

Wniosek: Warunek położenia wypadkowej jest spełniony.

Sprawdzenie warunku granicznej nośności fundamentu rzeczywistego

Zredukowane wymiary podstawy fundamentu:

$$B' = B - 2 \cdot e_r = 1,60 - 2 \cdot 0,00 = 1,60 \text{ m}, \quad L' = L = 5,40 \text{ m}.$$

Obciążenie podłoża obok ławy (min. średnia gęstość dla pola 2):

średnia gęstość obl.: $\rho_{D(r)} = 1,76 \text{ t/m}^3$, min. wysokość: $D_{\min} = 1,50 \text{ m}$,

obciążenie: $\rho_{D(r)} \cdot g \cdot D_{\min} = 1,76 \cdot 9,81 \cdot 1,50 = 25,82 \text{ kPa}$.

Współczynniki nośności podłoża:

$$\text{kąt tarcia wewn.: } \Phi_{u(r)} = \Phi_{u(n)} \cdot \gamma_m = 6,75^\circ, \quad \text{spójność: } c_{u(r)} = c_{u(n)} \cdot \gamma_m = 5,40 \text{ kPa},$$

$$N_B = 0,07 \quad N_C = 7,07, \quad N_D = 1,84.$$

Wpływ odchylenia wypadkowej obciążenia od pionu:

$$\operatorname{tg} \delta = |H_x| \cdot L / N_r = 0,00 \cdot 5,40 / 756,50 = 0,0000, \quad \operatorname{tg} \delta / \operatorname{tg} \Phi_{u(r)} = 0,0000 / 0,1184 = 0,000,$$

$$i_B = 1,00, \quad i_C = 1,00, \quad i_D = 1,00.$$

Ciężar objętościowy gruntu pod ławą fundamentową:

$$\rho_{B(n)} \cdot \gamma_m \cdot g = 2,02 \cdot 0,90 \cdot 9,81 = 17,82 \text{ kN/m}^3.$$

Współczynniki kształtu:

$$m_B = 1 - 0,25 \cdot B'/L' = 0,93, \quad m_C = 1 + 0,3 \cdot B'/L' = 1,09, \quad m_D = 1 + 1,5 \cdot B'/L' = 1,44$$

Odpór graniczny podłoża:

$$Q_{fNB} = B' \cdot L' \cdot (m_C \cdot N_C \cdot c_{u(r)} \cdot i_C + m_D \cdot N_D \cdot \rho_{D(r)} \cdot g \cdot D_{\min} \cdot i_D + m_B \cdot N_B \cdot \rho_{B(r)} \cdot g \cdot B' \cdot i_B) = 968,08 \text{ kN}.$$

Sprawdzenie warunku obliczeniowego:

$$N_r = 756,50 \text{ kN} < m \cdot Q_{fNB} = 0,81 \cdot 968,08 = 784,15 \text{ kN}.$$

Wniosek: warunek nośności jest spełniony.

7. Wymiarowanie fundamentu

7.1. Zestawienie wyników sprawdzenia ławy na przebicie

Nr obc.	Przekrój	Siła tnąca	Nośność betonu	Nośność strzemion
		V [kN/m]	V _r [kN/m]	V _s [kN/m]
* 1	1	17	299	–

7.2. Sprawdzenie ławy na przebicie dla obciążenia nr 1

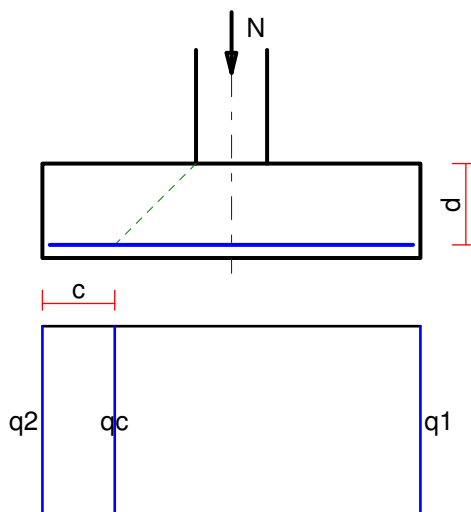
Zestawienie obciążeń:

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji zredukowane do osi ławy:

$$\text{siła pionowa: } N_r = 90 \text{ kN/m}, \quad \text{moment: } M_r = 0,00 \text{ kNm/m}.$$

Mimośród siły względem środka podstawy:

$$e_r = |M_r / N_r| = 0,00 \text{ m}.$$



Przebicie ławy w przekroju 1:

$$\text{Siła ścinająca: } V_{Sd} = 0,5 \cdot (q_2 + q_c) \cdot c = 0,5 \cdot (56,3 + 56,3) \cdot 0,31 = 17 \text{ kN/m}.$$

$$\text{Nośność betonu na ścinanie: } V_{Rd} = f_{ctd} \cdot d = 870 \cdot 0,34 = 299 \text{ kN/m}.$$

$$V_{Sd} = 17 \text{ kN/m} < V_{Rd} = 299 \text{ kN/m}.$$

Wniosek: warunek na przebicie jest spełniony.

7.3. Zestawienie wyników sprawdzenia ławy na zginanie

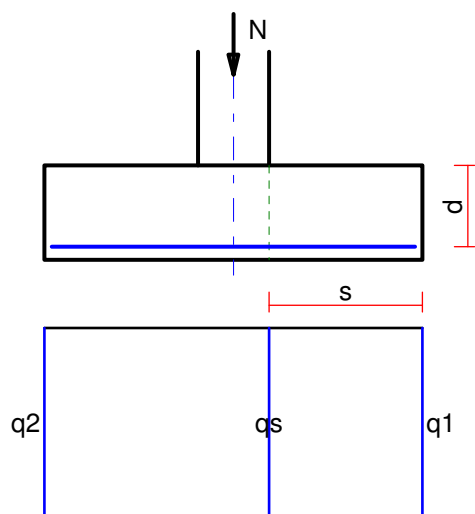
Nr obc.	Przekrój	Moment zginający	Nośność betonu
		$M \text{ [kNm/m]}$	$M_r \text{ [kNm/m]}$
* 1	1	12	–

7.4. Sprawdzenie ławy na zginanie dla obciążenia nr 1**Zestawienie obciążeń:**

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji zredukowane do osi ławy:

siła pionowa: $N_r = 90 \text{ kN/m}$, moment: $M_r = 0,00 \text{ kNm/m}$.

Mimośrodek siły względem środka podstawy: $e_r = |M_r/N_r| = 0,00 \text{ m}$.

**Zginanie ławy w przekroju 1:**

Moment zginający: $M_{sd} = (2 \cdot q_1 + q_s) \cdot s^2 / 6 = (2 \cdot 56,3 + 56,3) \cdot 0,42 = 12 \text{ kNm/m}$.

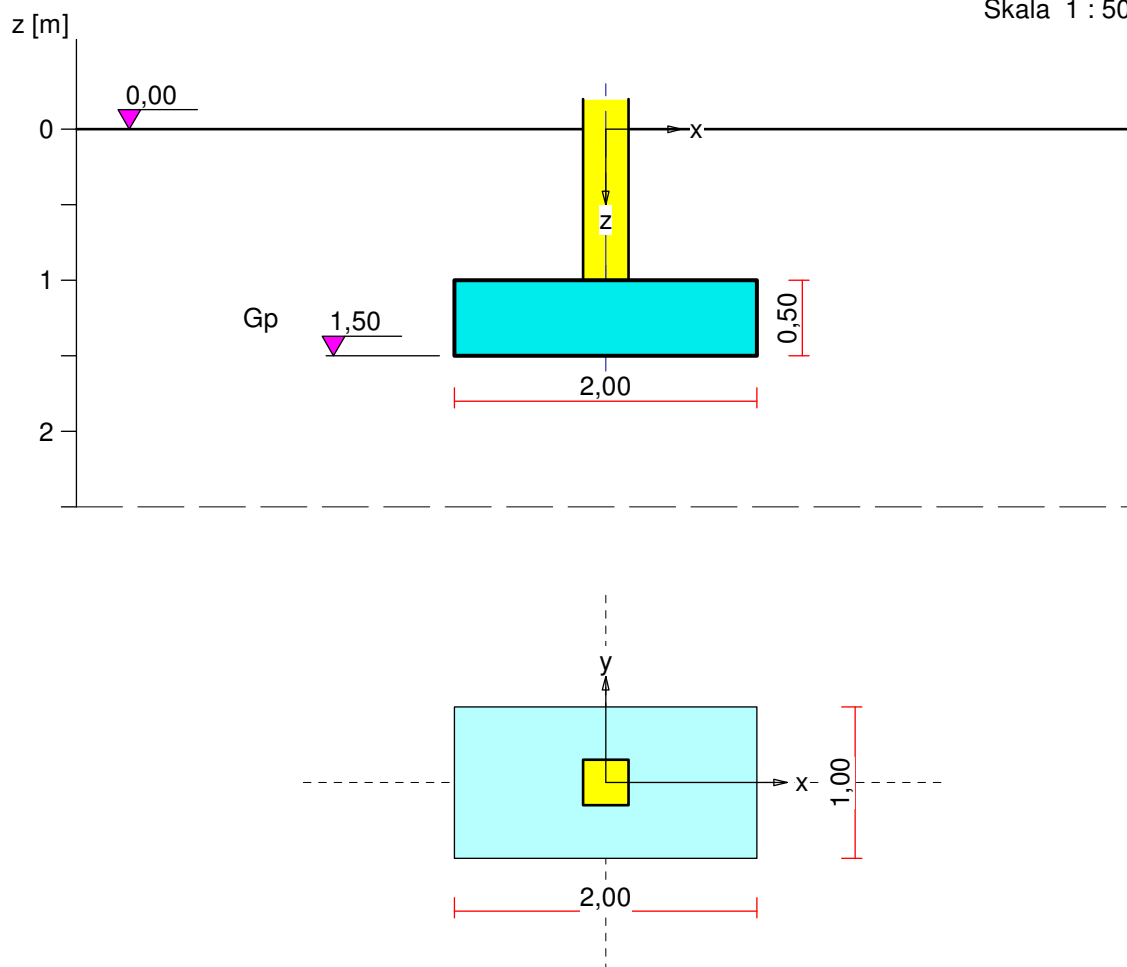
Konieczna powierzchnia przekroju zbrojenia: $A_s = 1,7 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Wniosek: warunek na zginanie jest spełniony.

FUNDAMENT 2. STOPA PROSTOKĄTNA

Nazwa fundamentu: stopa prostokątna

Skala 1 : 50



1. Podłoże gruntowe

1.1. Teren

Poziom terenu: istniejący $z_t = 0,00$ m, projektowany $z_{tp} = 0,00$ m.

1.2. Warstwy gruntu

Lp.	Poziom stropu [m]	Grubość warstwy [m]	Nazwa gruntu	Poz. wody gruntowej [m]	I_p/I_L	Stopień wilgotn.
1	0,00	nieokreśl.	Gлина piaszczysta	brak wody	-1,00	m.wilg.

2. Konstrukcja na fundamencie

Typ konstrukcji: **słup prostokątny**

Wymiary słupa: $b = 0,30$ m, $l = 0,30$ m,

Współrzędne osi słupa: $x_0 = 15,10$ m, $y_0 = 8,90$ m,

Kąt obrotu układu lokalnego względem globalnego: $\phi = 0,00^\circ$.

3. Obciążenie od konstrukcji

Poziom przyłożenia obciążenia: $z_{obc} = 1,05$ m.

Lista obciążeń:

Lp	Rodzaj obciążenia	N [kN]	H_x [kN]	H_y [kNm]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	γ [-]
1	D	140,0	27,0	0,0	0,00	79,00	1,00

4. Materiał

Rodzaj materiału: **żelbet**

Klasa betonu: B20, nazwa stali: St3S-b,

Średnica prętów zbrojeniowych: $d_x = 12,0 \text{ mm}$, $d_y = 12,0 \text{ mm}$,

Kierunek zbrojenia głównego: x , grubość otuliny: 5,0 cm.

5. Wymiary fundamentu

Poziom posadowienia: $z_f = 1,50 \text{ m}$

Kształt fundamentu: **prosty**

Wymiary podstawy: $B_x = 2,00 \text{ m}$, $B_y = 1,00 \text{ m}$,

Wysokość: $H = 0,50 \text{ m}$,

Mimośrod: $E_x = 0,00 \text{ m}$, $E_y = 0,00 \text{ m}$.

6. Stan graniczny I

6.1. Zestawienie wyników analizy nośności i mimośrodków

Nr obc.	Rodzaj obciążenia	Poziom [m]	Wsp. nośności	Wsp. mimośr.
* 1	D	1,50	0,63	0,86

6.2. Analiza stanu granicznego I dla obciążenia nr 1

Wymiary podstawy fundamentu rzeczywistego: $B_x = 2,00 \text{ m}$, $B_y = 1,00 \text{ m}$.

Poziom posadowienia: $H = 1,50 \text{ m}$.

Zestawienie obciążeń:

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji:

siła pionowa: $N = 140,00 \text{ kN}$, mimośrodky wzgl. podst. fund. $E_x = 0,00 \text{ m}$, $E_y = 0,00 \text{ m}$,

siła pozioma: $H_x = 27,00 \text{ kN}$, mimośrodek względem podstawy fund. $E_z = 0,45 \text{ m}$,

siła pozioma: $H_y = 0,00 \text{ kN}$, mimośrodek względem podstawy fund. $E_z = 0,45 \text{ m}$,

momenty: $M_x = 0,00 \text{ kNm}$, $M_y = 79,00 \text{ kNm}$.

Ciężar własny fundamentu, gruntu, posadzek, obciążenia posadzek:

siła pionowa: $G = 73,07 \text{ kN/m}$, momenty: $M_{Gx} = 0,00 \text{ kNm/m}$, $M_{Gy} = 0,00 \text{ kNm/m}$.

Sprawdzenie położenia wypadkowej obciążenia względem podstawy fundamentu

Obciążenie pionowe:

$$N_r = N + G = 140,00 + 73,07 = 213,07 \text{ kN}.$$

Momenty względem środka podstawy:

$$M_{rx} = N \cdot E_y - H_y \cdot E_z + M_x + M_{Gx} = 140,00 \cdot 0,00 + (0,00) = 0,00 \text{ kNm}.$$

$$M_{ry} = -N \cdot E_x + H_x \cdot E_z + M_y + M_{Gy} = -140,00 \cdot 0,00 + 27,00 \cdot 0,45 + 79,00 + 0,00 = 91,15 \text{ kNm}.$$

Mimośrodky sił względem środka podstawy:

$$e_{rx} = |M_{ry}/N_r| = 91,15/213,07 = 0,43 \text{ m},$$

$$e_{ry} = |M_{rx}/N_r| = 0,00/213,07 = 0,00 \text{ m}.$$

$$e_{rx}/B_x + e_{ry}/B_y = 0,214 + 0,000 = 0,214 \text{ m} < 0,250.$$

Wniosek: Warunek położenia wypadkowej jest spełniony.

Sprawdzenie warunku granicznej nośności fundamentu rzeczywistego

Zredukowane wymiary podstawy fundamentu:

$$B'_x = B_x - 2 \cdot e_{rx} = 2,00 - 2 \cdot 0,43 = 1,14 \text{ m}, \quad B'_y = B_y - 2 \cdot e_{ry} = 1,00 - 2 \cdot 0,00 = 1,00 \text{ m}.$$

Obciążenie podłoża obok ławy (min. średnia gęstość dla pola 1):

$$\text{średnia gęstość obl.: } \rho_{D(r)} = 1,84 \text{ t/m}^3, \quad \text{min. wysokość: } D_{\min} = 1,50 \text{ m},$$

$$\text{obciążenie: } \rho_{D(r)} \cdot g \cdot D_{\min} = 1,84 \cdot 9,81 \cdot 1,50 = 27,15 \text{ kPa}.$$

Współczynniki nośności podłoża:

$$\text{kąt tarcia wewn.: } \Phi_{u(r)} = \Phi_{u(n)} \cdot \gamma_m = 16,00 \cdot 0,90 = 14,40^\circ, \quad \text{spójność: } c_{u(r)} = c_{u(n)} \cdot \gamma_m = 17,10 \text{ kPa}, \\ N_B = 0,52 \quad N_C = 10,61, \quad N_D = 3,72.$$

Wpływ odchylenia wypadkowej obciążenia od pionu:

$$\text{tg } \delta_x = |H_x|/N_r = 27,00/213,07 = 0,13, \quad \text{tg } \delta_x/\text{tg } \Phi_{u(r)} = 0,1267/0,2568 = 0,494, \\ i_{Bx} = 0,60, \quad i_{Cx} = 0,74, \quad i_{Dx} = 0,81. \\ \text{tg } \delta_y = |H_y|/N_r = 0,00/213,07 = 0,00, \quad \text{tg } \delta_y/\text{tg } \Phi_{u(r)} = 0,0000/0,2568 = 0,000, \\ i_{By} = 1,00, \quad i_{Cy} = 1,00, \quad i_{Dy} = 1,00.$$

Ciężar objętościowy gruntu pod ławą fundamentową:

$$\rho_{B(n)} \cdot \gamma_m \cdot g = 2,05 \cdot 0,90 \cdot 9,81 = 18,10 \text{ kN/m}^3.$$

Współczynniki kształtu:

$$m_B = 1 - 0,25 \cdot B_y'/B_x' = 0,78, \quad m_C = 1 + 0,3 \cdot B_y'/B_x' = 1,26, \quad m_D = 1 + 1,5 \cdot B_y'/B_x' = 2,31$$

Odpór graniczny podłoża:

$$Q_{fNBx} = B_x' B_y' (m_C \cdot N_C \cdot c_{u(r)} \cdot i_{Cx} + m_D \cdot N_D \cdot \rho_{D(r)} \cdot g \cdot D_{\min} \cdot i_{Dx} + m_B \cdot N_B \cdot \rho_{B(r)} \cdot g \cdot B_x' \cdot i_{Bx}) = 415,58 \text{ kN}.$$

$$Q_{fNBy} = B_x' B_y' (m_C \cdot N_C \cdot c_{u(r)} \cdot i_{Cy} + m_D \cdot N_D \cdot \rho_{D(r)} \cdot g \cdot D_{\min} \cdot i_{Dy} + m_B \cdot N_B \cdot \rho_{B(r)} \cdot g \cdot B_y' \cdot i_{By}) = 537,80 \text{ kN}.$$

Sprawdzenie warunku obliczeniowego:

$$N_r = 213,07 \text{ kN} < m \cdot \min(Q_{fNBx}, Q_{fNBy}) = 0,81 \cdot 415,58 = 336,62 \text{ kN}.$$

Wniosek: warunek nośności jest spełniony.

7. Wymiarowanie fundamentu

7.1. Zestawienie wyników sprawdzenia stopy na przebicie

Nr obc.	Przekrój	Siła tnąca	Nośność betonu	Nośność strzemion
		V [kN]	V _r [kN]	V _s [kN]
* 1	1	71	287	—

7.2. Sprawdzenie stopy na przebicie dla obciążenia nr 1

Zestawienie obciążeń:

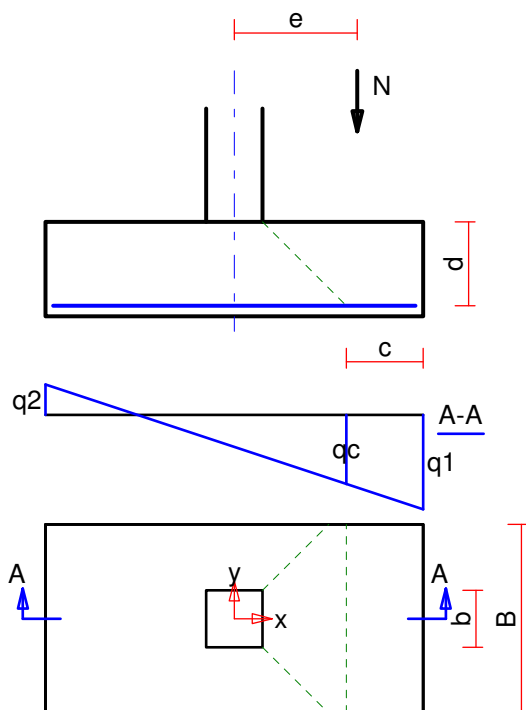
Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji zredukowane do środka podstawy stopy:

$$\text{siła pionowa: } N_r = 140 \text{ kN},$$

$$\text{momenty: } M_{xr} = 0,00 \text{ kNm}, \quad M_{yr} = 91,15 \text{ kNm}.$$

Mimośrodowość siły względem środka podstawy:

$$e_{xr} = |M_{yr}/N_r| = 0,65 \text{ m}, \quad e_{yr} = |M_{xr}/N_r| = 0,00 \text{ m}.$$

**Przebiecie stopy w przekroju 1:**

Siła ścinająca: $V_{Sd} = \int_{Ac} q \cdot dA = 71 \text{ kN}$.

Nośność betonu na ścinanie: $V_{Rd} = (b+d) \cdot d \cdot f_{ctd} = (0,30+0,44) \cdot 0,44 \cdot 870 = 287 \text{ kN}$.

$V_{Sd} = 0 \text{ kN} < V_{Rd} = 287 \text{ kN}$.

Wniosek: warunek na przebiecie jest spełniony.

7.3. Zestawienie wyników sprawdzenia stopy na zginanie

Nr obc.	Kierunek	Przekrój	Moment zginający	Nośność betonu
			M [kNm]	M_r [kNm]
* 1	x	1	48	–
	y	1	6	–

7.4. Sprawdzenie stopy na zginanie dla obciążenia nr 1 na kierunku x**Zestawienie obciążeń:**

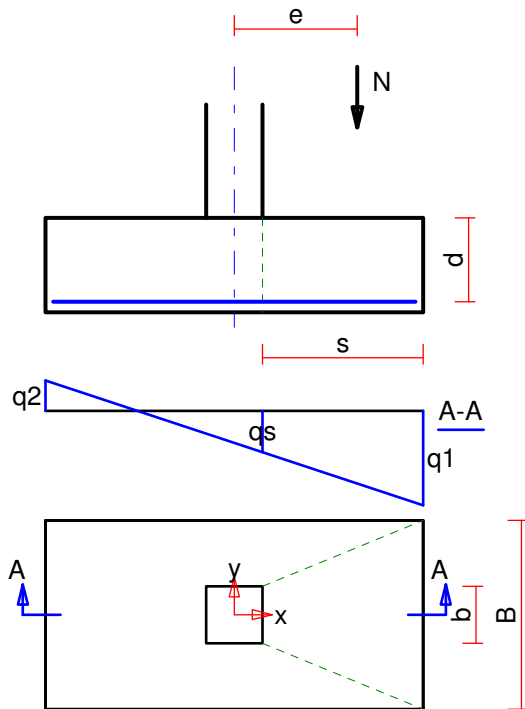
Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji zredukowane do środka podstawy stopy:

siła pionowa: $N_r = 140 \text{ kN}$,

momenty: $M_{xr} = 0,00 \text{ kNm}$, $M_{yr} = 91,15 \text{ kNm}$.

Mimośrodowość siły względem środka podstawy:

$e_{xr} = |M_{yr}/N_r| = 0,65 \text{ m}$, $e_{yr} = |M_{xr}/N_r| = 0,00 \text{ m}$.



Zginanie stopy w przekroju 1:

Moment zginający:

$$M_{sd} = [(b+3 \cdot B) \cdot q_1 + (b+B) \cdot q_s] \cdot s^2 / 12 = [(0,30+3 \cdot 1,00) \cdot 207 + (0,30+1,00) \cdot 91] \cdot 0,72 / 12 = 48 \text{ kNm}.$$

Konieczna powierzchnia przekroju zbrojenia: $A_s = 5,3 \text{ cm}^2$.

Wniosek: warunek na zginanie jest spełniony.

7.5. Sprawdzenie stopy na zginanie dla obciążenia nr 1 na kierunku y

Zestawienie obciążeń:

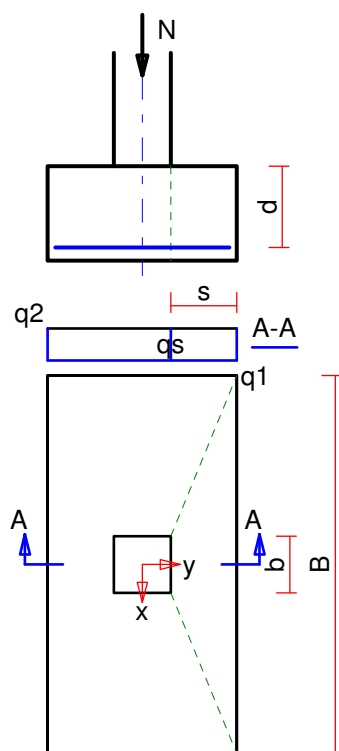
Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji zredukowane do środka podstawy stopy:

siła pionowa: $N_r = 140 \text{ kN}$,

momenty: $M_{xr} = 0,00 \text{ kNm}$, $M_{yr} = 91,15 \text{ kNm}$.

Mimośrodowość siły względem środka podstawy:

$$e_{xr} = |M_{yr} / N_r| = 0,65 \text{ m}, \quad e_{yr} = |M_{xr} / N_r| = 0,00 \text{ m}.$$



Zginanie stopy w przekroju 1:

Moment zginający:

$$M_{sd} = [(b+3 \cdot B) \cdot q_1 + (b+B) \cdot q_s] \cdot s^2 / 12 = [(0,30+3 \cdot 2,00) \cdot 70 + (0,30+2,00) \cdot 70] \cdot 0,12 / 12 = 6 \text{ kNm.}$$

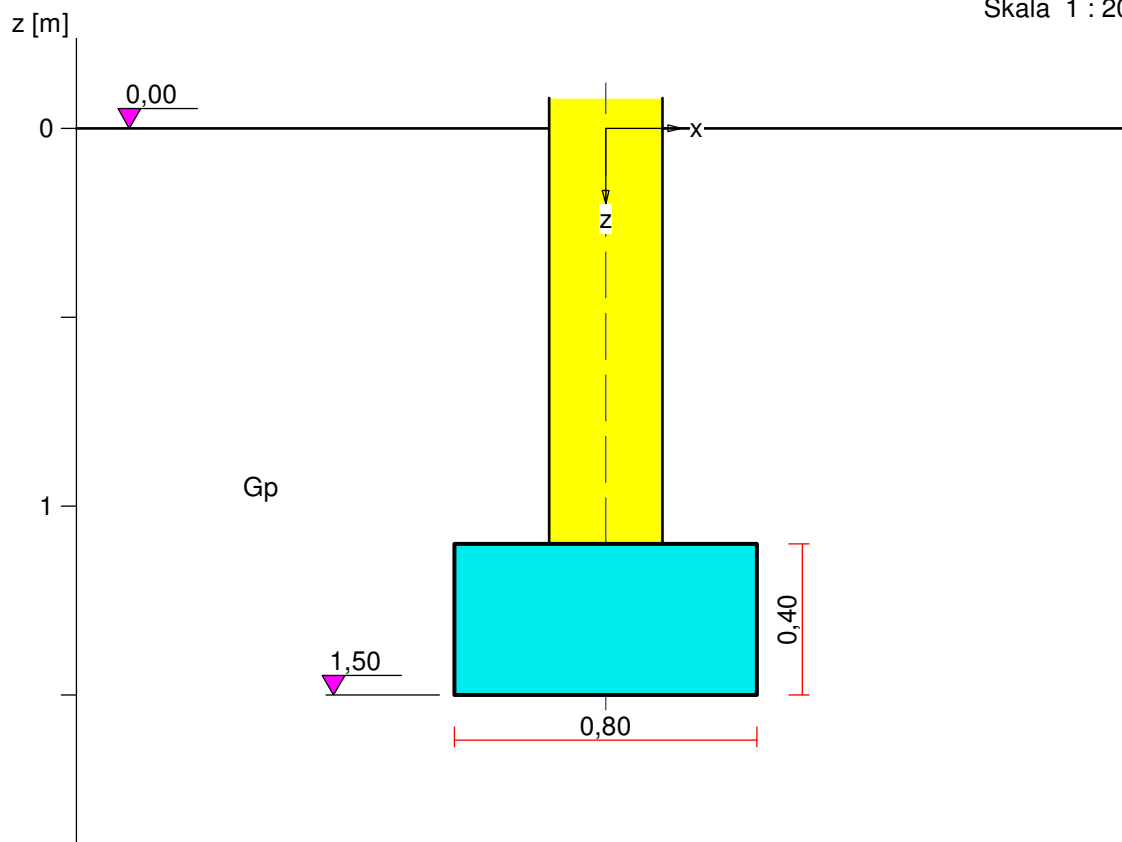
Konieczna powierzchnia przekroju zbrojenia: $A_s = 0,7 \text{ cm}^2$.

Wniosek: warunek na zginanie jest spełniony.

FUNDAMENT 3. ŁAWA

Nazwa fundamentu: ława

Skala 1 : 20



1. Podłoże gruntowe

1.1. Teren

Poziom terenu: istniejący $z_t = 0,00$ m, projektowany $z_{tp} = 0,00$ m.

1.2. Warstwy gruntu

Lp.	Poziom stropu [m]	Grubość warstwy [m]	Nazwa gruntu	Poz. wody gruntowej [m]	I_p/I_L	Stopień wilgotn.
1	0,00	nieokreśl.	Gлина piaszczysta	brak wody	-1,00	m.wilg.

2. Konstrukcja na fundamencie

Typ konstrukcji: **ściana**

Szerokość: $b = 0,30$ m, długość: $l = 5,10$ m,

Współrzędne końców osi ściany:

$x_1 = 11,20$ m, $y_1 = 12,00$ m, $x_2 = 16,30$ m, $y_2 = 12,00$ m,

Kąt obrotu układu lokalnego względem globalnego: $\phi = -90,00^\circ$.

3. Obciążenie od konstrukcji

Poziom redukcji obciążenia: $z_{obc} = 1,14$ m.

Lista obciążeń:

Lp	Rodzaj	N	Hx	My	γ
	obciążenia	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[-]
1	D	130,0	0,0	0,00	1,00

4. Materiał

Rodzaj materiału: **żelbet**

Klasa betonu: B20, nazwa stali: St3S-b,

Średnica prętów zbrojeniowych: $d_x = 12,0 \text{ mm}$, $d_y = 12,0 \text{ mm}$,

Grubość otuliny: 5,0 cm.

5. Wymiary fundamentu

Poziom posadowienia: $z_f = 1,50 \text{ m}$

Kształt fundamentu: **prosty**

Szerokość: $B = 0,80 \text{ m}$, wysokość: $H = 0,40 \text{ m}$, mimośród: $E = 0,00 \text{ m}$.

6. Stan graniczny I

6.1. Zestawienie wyników analizy nośności i mimośródów

Nr obc.	Rodzaj obciążenia	Poziom [m]	Wsp. nośności	Wsp. mimośr.
* 1	D	1,50	0,73	0,00

6.2. Analiza stanu granicznego I dla obciążenia nr 1

Wymiary podstawy fundamentu rzeczywistego: $B = 0,80 \text{ m}$, $L = 5,10 \text{ m}$.

Poziom posadowienia: $H = 1,50 \text{ m}$.

Zestawienie obciążeń:

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji na jednostkę długości fundamentu:

siła pionowa: $N = 130,00 \text{ kN/m}$, mimośród względem podstawy fund. $E = 0,00 \text{ m}$,

siła pozioma: $H_x = 0,00 \text{ kN/m}$, mimośród względem podstawy fund. $E_z = 0,36 \text{ m}$,

moment: $M_y = 0,00 \text{ kNm/m}$.

Ciężar własny fundamentu, gruntu, posadzek, obciążenia posadzek na jednostkę długości fundamentu:

siła pionowa: $G = 21,91 \text{ kN/m}$, moment: $M_{Gy} = 0,00 \text{ kNm/m}$.

Sprawdzenie położenia wypadkowej obciążenia względem podstawy fundamentu

Obciążenie pionowe:

$$N_r = (N + G) \cdot L = (130,00 + 21,91) \cdot 5,10 = 774,72 \text{ kN}.$$

Moment względem środka podstawy:

$$M_r = (-N \cdot E + H_x \cdot E_z + M_y + M_{Gy}) \cdot L = (-130,00 \cdot 0,00 + 0,00) \cdot 5,10 = 0,00 \text{ kNm}.$$

Mimośród siły względem środka podstawy:

$$e_r = |M_r / N_r| = 0,00 / 774,72 = 0,00 \text{ m}.$$

$$e_r = 0,00 \text{ m} < 0,13 \text{ m}.$$

Wniosek: Warunek położenia wypadkowej jest spełniony.

Sprawdzenie warunku granicznej nośności fundamentu rzeczywistego

Zredukowane wymiary podstawy fundamentu:

$$B' = B - 2 \cdot e_r = 0,80 - 2 \cdot 0,00 = 0,80 \text{ m}, \quad L' = L = 5,10 \text{ m}.$$

Obciążenie podłoża obok ławy (min. średnia gęstość dla pola 2):

średnia gęstość obl.: $\rho_{D(r)} = 1,84 \text{ t/m}^3$, min. wysokość: $D_{\min} = 1,50 \text{ m}$,

obciążenie: $\rho_{D(r)} \cdot g \cdot D_{\min} = 1,84 \cdot 9,81 \cdot 1,50 = 27,15 \text{ kPa}$.

Współczynniki nośności podłoża:

kąt tarcia wewn.: $\Phi_{u(r)} = \Phi_{u(n)} \cdot \gamma_m = 14,40^\circ$, spójność: $c_{u(r)} = c_{u(n)} \cdot \gamma_m = 17,10 \text{ kPa}$,

$N_B = 0,52$ $N_C = 10,61$, $N_D = 3,72$.

Wpływ odchylenia wypadkowej obciążenia od pionu:

$$\text{tg } \delta = |H_x| \cdot L / N_r = 0,00 \cdot 5,10 / 774,72 = 0,0000, \quad \text{tg } \delta / \text{tg } \Phi_{u(r)} = 0,0000 / 0,2568 = 0,000,$$

$$i_B = 1,00, \quad i_C = 1,00, \quad i_D = 1,00.$$

Ciężar objętościowy gruntu pod ławą fundamentową:

$$\rho_{B(n)} \cdot \gamma_m \cdot g = 2,05 \cdot 0,90 \cdot 9,81 = 18,10 \text{ kN/m}^3.$$

Współczynniki kształtu:

$$m_B = 1 - 0,25 \cdot B'/L' = 0,96, \quad m_C = 1 + 0,3 \cdot B'/L' = 1,05, \quad m_D = 1 + 1,5 \cdot B'/L' = 1,24$$

Odpór graniczny podłoża:

$$Q_{fNB} = B' \cdot L' \cdot (m_C \cdot N_C \cdot c_{u(r)} \cdot i_C + m_D \cdot N_D \cdot \rho_{D(r)} \cdot g \cdot D_{\min} \cdot i_D + m_B \cdot N_B \cdot \rho_{B(r)} \cdot g \cdot B' \cdot i_B) = 1314,13 \text{ kN}.$$

Sprawdzenie warunku obliczeniowego:

$$N_r = 774,72 \text{ kN} < m \cdot Q_{fNB} = 0,81 \cdot 1314,13 = 1064,44 \text{ kN}.$$

Wniosek: warunek nośności jest spełniony.

7. Wymiarowanie fundamentu

7.1. Zestawienie wyników sprawdzenia ławy na przebicie

Nr obc.	Przekrój	Siła tnąca	Nośność betonu	Nośność strzemion
		V [kN/m]	V _r [kN/m]	V _s [kN/m]
* 1	1	0	299	–

7.2. Sprawdzenie ławy na przebicie dla obciążenia nr 1

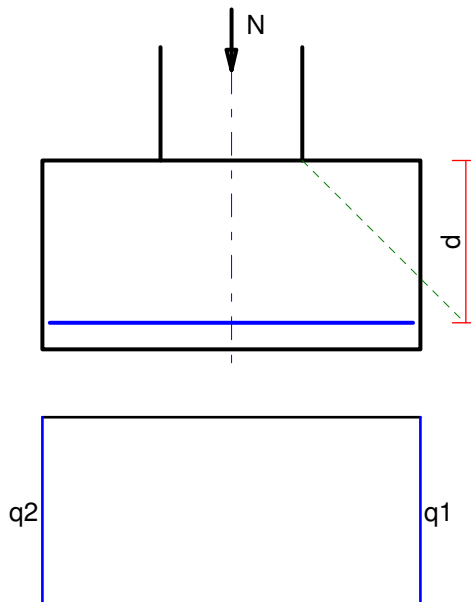
Zestawienie obciążeń:

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji zredukowane do osi ławy:

$$\text{siła pionowa: } N_r = 130 \text{ kN/m}, \quad \text{moment: } M_r = 0,00 \text{ kNm/m}.$$

Mimośrodek siły względem środka podstawy:

$$e_r = |M_r/N_r| = 0,00 \text{ m}.$$



Przebicie ławy w przekroju 1:

$$\text{Siła ścinająca: } V_{Sd} = 0,5 \cdot (q_1 + q_2) \cdot c = 0 \text{ kN/m}.$$

$$\text{Nośność betonu na ścinanie: } V_{Rd} = f_{ctd} \cdot d = 870 \cdot 0,34 = 299 \text{ kN/m}.$$

$$V_{Sd} = 0 \text{ kN/m} < V_{Rd} = 299 \text{ kN/m}.$$

Wniosek: warunek na przebicie jest spełniony.

7.3. Zestawienie wyników sprawdzenia ławy na zginanie

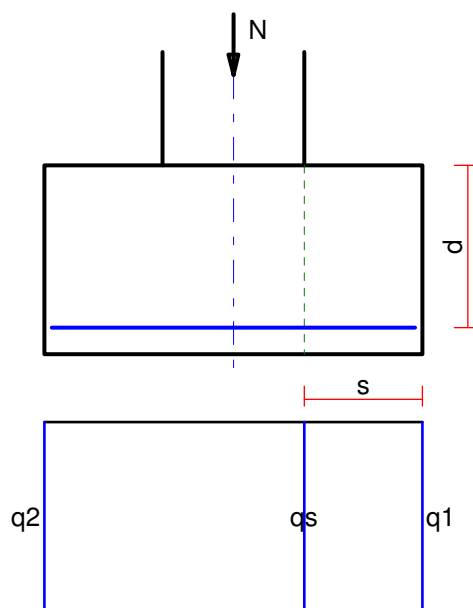
Nr obc.	Przekrój	Moment zginający	Nośność betonu
		M [kNm/m]	M_r [kNm/m]
* 1	1	5	–

7.4. Sprawdzenie ławy na zginanie dla obciążenia nr 1**Zestawienie obciążeń:**

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji zredukowane do osi ławy:

siła pionowa: $N_r = 130 \text{ kN/m}$, moment: $M_r = 0,00 \text{ kNm/m}$.

Mimośród siły względem środka podstawy: $e_r = |M_r/N_r| = 0,00 \text{ m}$.

**Zginanie ławy w przekroju 1:**

Moment zginający: $M_{sd} = (2 \cdot q_1 + q_s) \cdot s^2 / 6 = (2 \cdot 162,5 + 162,5) \cdot 0,06 = 5 \text{ kNm/m}$.

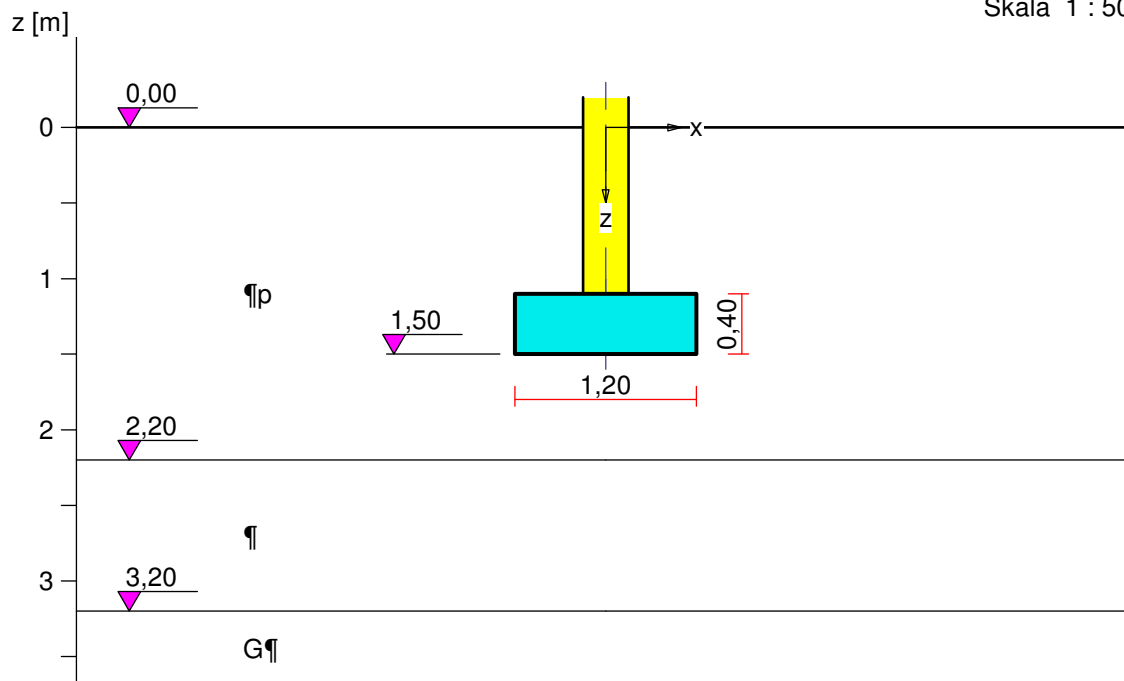
Konieczna powierzchnia przekroju zbrojenia: $A_s = 0,7 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Wniosek: warunek na zginanie jest spełniony.

FUNDAMENT 4. ŁAWA

Nazwa fundamentu: ława

Skala 1 : 50



1. Podłoże gruntowe

1.1. Teren

Poziom terenu: istniejący $z_t = 0,00$ m, projektowany $z_{tp} = 0,00$ m.

1.2. Warstwy gruntu

Lp.	Poziom stropu [m]	Grubość warstwy [m]	Nazwa gruntu	Poz. wody gruntowej [m]	I_p/I_L	Stopień wilgotn.
1	0,00	2,20	Pył piaszczysty	brak wody	-1,00	m.wilg.
2	2,20	1,00	Pył	brak wody	-1,00	m.wilg.
3	3,20	nieokreśl.	Gлина pylasta	brak wody	-1,00	m.wilg.

2. Konstrukcja na fundamencie

Typ konstrukcji: **ściana**

Szerokość: $b = 0,30$ m, długość: $l = 5,50$ m,

Współrzędne końców osi ściany:

$x_1 = 1,60$ m, $y_1 = 12,50$ m, $x_2 = 7,10$ m, $y_2 = 12,50$ m,

Kąt obrotu układu lokalnego względem globalnego: $\phi = -90,00^\circ$.

3. Obciążenie od konstrukcji

Poziom redukcji obciążenia: $z_{obc} = 1,14$ m.

Lista obciążeń:

Lp	Rodzaj	N	Hx	My	γ
	obciążenia	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[-]
1	D	150,0	0,0	0,00	1,00

4. Materiał

Rodzaj materiału: **żelbet**

Klasa betonu: B20, nazwa stali: St3S-b,

Średnica prętów zbrojeniowych: $d_x = 12,0 \text{ mm}$, $d_y = 12,0 \text{ mm}$,

Grubość otuliny: 5,0 cm.

5. Wymiary fundamentu

Poziom posadowienia: $z_f = 1,50 \text{ m}$

Kształt fundamentu: **prosty**

Szerokość: $B = 1,20 \text{ m}$, wysokość: $H = 0,40 \text{ m}$, mimośród: $E = 0,00 \text{ m}$.

6. Stan graniczny I

6.1. Zestawienie wyników analizy nośności i mimośródów

Nr obc.	Rodzaj obciążenia	Poziom [m]	Wsp. nośności	Wsp. mimośr.
* 1	D	1,50	0,74	0,00
	D	2,20	0,72	0,00
*	D	3,20	0,92	0,00

6.2. Analiza stanu granicznego I dla obciążenia nr 1

Wymiary podstawy fundamentu rzeczywistego: $B = 1,20 \text{ m}$, $L = 5,50 \text{ m}$.

Poziom posadowienia: $H = 1,50 \text{ m}$.

Zestawienie obciążeń:

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji na jednostkę długości fundamentu:

siła pionowa: $N = 150,00 \text{ kN/m}$, mimośród względem podstawy fund. $E = 0,00 \text{ m}$,

siła pozioma: $H_x = 0,00 \text{ kN/m}$, mimośród względem podstawy fund. $E_z = 0,36 \text{ m}$,

moment: $M_y = 0,00 \text{ kNm/m}$.

Ciężar własny fundamentu, gruntu, posadzek, obciążenia posadzek na jednostkę długości fundamentu:

siła pionowa: $G = 36,84 \text{ kN/m}$, moment: $M_{Gy} = 0,00 \text{ kNm/m}$.

Sprawdzenie położenia wypadkowej obciążenia względem podstawy fundamentu

Obciążenie pionowe:

$$N_r = (N + G) \cdot L = (150,00 + 36,84) \cdot 5,50 = 1027,62 \text{ kN}.$$

Moment względem środka podstawy:

$$M_r = (-N \cdot E + H_x \cdot E_z + M_y + M_{Gy}) \cdot L = (-150,00 \cdot 0,00 + 0,00) \cdot 5,50 = 0,00 \text{ kNm}.$$

Mimośród siły względem środka podstawy:

$$e_r = |M_r / N_r| = 0,00 / 1027,62 = 0,00 \text{ m}.$$

$$e_r = 0,00 \text{ m} < 0,20 \text{ m}.$$

Wniosek: Warunek położenia wypadkowej jest spełniony.

Sprawdzenie warunku granicznej nośności dla fundamentu zastępczego

Wymiary podstawy fundamentu zastępczego: $B = 1,63 \text{ m}$, $L = 5,92 \text{ m}$.

Poziom: $H = 3,20 \text{ m}$.

Ciężar fundamentu zastępczego: $G_z = 60,23 \text{ kN/m}$.

Całkowite obciążenie pionowe fundamentu zastępczego (L_0 – długość fundamentu rzeczywistego):

$$N_r = (N + G) \cdot L_0 + G_z \cdot L = (150,00 + 36,84) \cdot 5,50 + 60,23 \cdot 5,92 = 1384,51 \text{ kN}.$$

Moment względem środka podstawy:

$$M_r = (-N \cdot E + H_x \cdot E_z + M_y + M_{Gy}) \cdot L_0 = (-150,00 \cdot 0,00 + 0,00) \cdot 5,50 = 0,00 \text{ kNm}.$$

Mimośród siły względem środka podstawy:

$$e_r = |M_r / N_r| = 0,00 / 1384,51 = 0,00 \text{ m}.$$

Zredukowane wymiary podstawy fundamentu:

$$B' = B - 2 \cdot e_r = 1,63 - 2 \cdot 0,00 = 1,63 \text{ m}, \quad L' = L = 5,92 \text{ m}.$$

Obciążenie podłoża obok ławy (min. średnia gęstość dla pola 2):

średnia gęstość obl.: $\rho_{D(r)} = 1,83 \text{ t/m}^3$, min. wysokość: $D_{\min} = 3,20 \text{ m}$,

obciążenie: $\rho_{D(r)} \cdot g \cdot D_{\min} = 1,83 \cdot 9,81 \cdot 3,20 = 57,48 \text{ kPa}$.

Współczynniki nośności podłoża:

kąt tarcia wewn.: $\Phi_{u(r)} = \Phi_{u(n)} \cdot \gamma_m = 6,08^\circ$, spójność: $c_{u(r)} = c_{u(n)} \cdot \gamma_m = 5,40 \text{ kPa}$,

$N_B = 0,07$ $N_C = 7,07$, $N_D = 1,84$.

Wpływ odchylenia wypadkowej obciążenia od pionu:

$\tan \delta = |H_x| \cdot L / N_r = 0,00 \cdot 5,92 / 1384,51 = 0,00$, $\tan \delta / \tan \Phi_{u(r)} = 0,0000 / 0,1184 = 0,000$,

$i_B = 1,00$, $i_C = 1,00$, $i_D = 1,00$.

Ciężar objętościowy gruntu pod ławą fundamentową:

$\rho_{B(n)} \cdot \gamma_m \cdot g = 1,95 \cdot 0,90 \cdot 9,81 = 17,22 \text{ kN/m}^3$.

Współczynniki kształtu:

$m_B = 1 - 0,25 \cdot B' / L' = 0,93$, $m_C = 1 + 0,3 \cdot B' / L' = 1,08$, $m_D = 1 + 1,5 \cdot B' / L' = 1,41$

Odpór graniczny podłoża:

$Q_{fNB} = B' L' (m_C \cdot N_C \cdot c_{u(r)} \cdot i_C + m_D \cdot N_D \cdot \rho_{D(r)} \cdot g \cdot D_{\min} \cdot i_D + m_B \cdot N_B \cdot \rho_{B(r)} \cdot g \cdot B' \cdot i_B) = 1851,05 \text{ kN}$.

Sprawdzenie warunku obliczeniowego:

$N_r = 1384,51 \text{ kN} < m \cdot Q_{fNB} = 0,81 \cdot 1851,05 = 1499,35 \text{ kN}$.

Wniosek: warunek nośności jest spełniony.

7. Wymiarowanie fundamentu

7.1. Zestawienie wyników sprawdzenia ławy na przebicie

Nr obc.	Przekrój	Siła tnąca	Nośność betonu	Nośność strzemion
		V [kN/m]	V _r [kN/m]	V _s [kN/m]
* 1	1	13	299	–

7.2. Sprawdzenie ławy na przebicie dla obciążenia nr 1

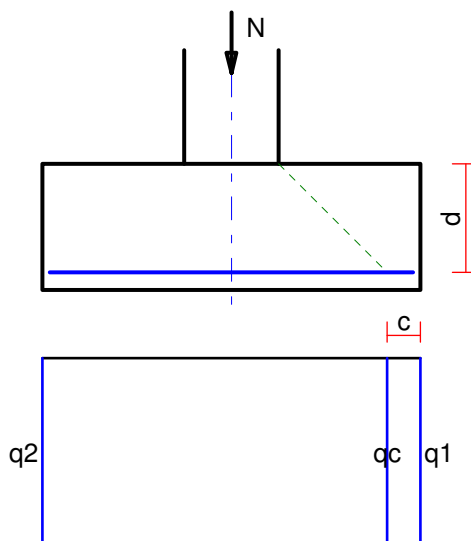
Zestawienie obciążeń:

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji zredukowane do osi ławy:

siła pionowa: $N_r = 150 \text{ kN/m}$, moment: $M_r = 0,00 \text{ kNm/m}$.

Mimośród siły względem środka podstawy:

$e_r = |M_r / N_r| = 0,00 \text{ m}$.



Przebiecie ławy w przekroju 1:

Siła ścinająca: $V_{Sd} = 0,5 \cdot (q_1 + q_c) \cdot c = 0,5 \cdot (125,0 + 125,0) \cdot 0,11 = 13 \text{ kN/m}$.

Nośność betonu na ścinanie: $V_{Rd} = f_{ctd} \cdot d = 870 \cdot 0,34 = 299 \text{ kN/m}$.

$$V_{Sd} = 13 \text{ kN/m} < V_{Rd} = 299 \text{ kN/m}.$$

Wniosek: warunek na przebiecie jest spełniony.

7.3. Zestawienie wyników sprawdzenia ławy na zginanie

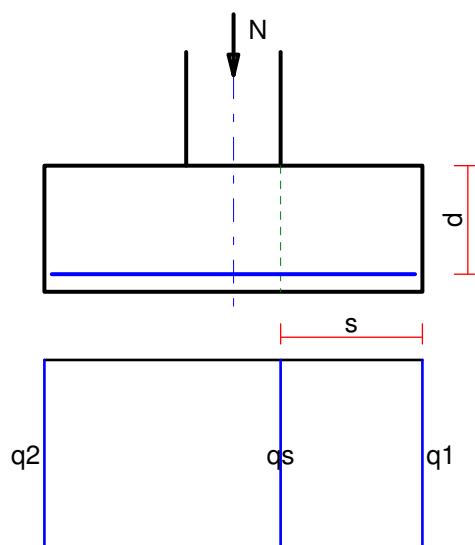
Nr obc.	Przekrój	Moment zginający	Nośność betonu
		M [kNm/m]	M_r [kNm/m]
* 1	1	13	–

7.4. Sprawdzenie ławy na zginanie dla obciążenia nr 1**Zestawienie obciążeń:**

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji zredukowane do osi ławy:

siła pionowa: $N_r = 150 \text{ kN/m}$, moment: $M_r = 0,00 \text{ kNm/m}$.

Mimośród siły względem środka podstawy: $e_r = |M_r/N_r| = 0,00 \text{ m}$.

**Zginanie ławy w przekroju 1:**

Moment zginający: $M_{Sd} = (2 \cdot q_1 + q_s) \cdot s^2 / 6 = (2 \cdot 125,0 + 125,0) \cdot 0,20^2 = 13 \text{ kNm/m}$.

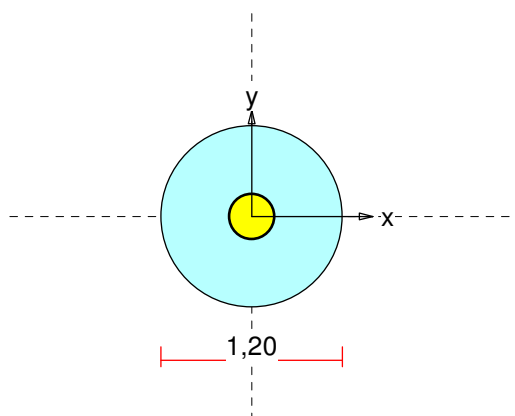
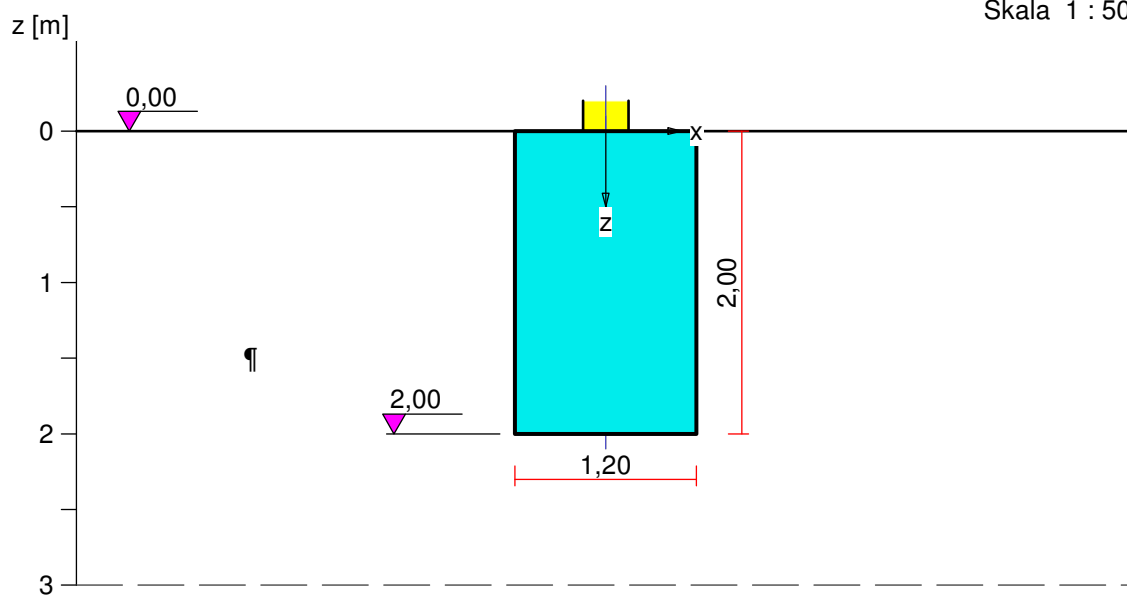
Konieczna powierzchnia przekroju zbrojenia: $A_s = 1,8 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Wniosek: warunek na zginanie jest spełniony.

FUNDAMENT 5. STOPA KOŁOWA

Nazwa fundamentu: stopa kołowa

Skala 1 : 50



1. Podłoże gruntowe

1.1. Teren

Poziom terenu: istniejący $z_t = 0,00$ m, projektowany $z_{tp} = 0,00$ m.

1.2. Warstwy gruntu

Lp.	Poziom stropu [m]	Grubość warstwy [m]	Nazwa gruntu	Poz. wody gruntowej [m]	I_p/I_L	Stopień wilgotn.
1	0,00	nieokreśl.	Pył	brak wody	-1,00	m.wilg.

2. Konstrukcja na fundamencie

Typ konstrukcji: **słup kołowy**

Średnica słupa: $d = 0,30$ m,

Współrzędne osi słupa:

$$x_0 = 12,45 \text{ m}, \quad y_0 = 6,75 \text{ m},$$

Kąt obrotu układu lokalnego względem globalnego: $\phi = 0,00^\circ$.

3. Obciążenie od konstrukcji

Poziom przyłożenia obciążenia: $z_{obc} = 0,00$ m.

Lista obciążeń:

Lp	Rodzaj	N	H _x	H _y	M _x	M _y	γ
	obciążenia	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[-]
1	D	150,0	0,0	0,0	0,00	0,00	1,00

4. Materiał

Rodzaj materiału: **żelbet**

Klasa betonu: B20, nazwa stali: St3S-b,

Średnica prętów zbrojeniowych: $d_x = 12,0$ mm, $d_y = 12,0$ mm,Kierunek zbrojenia głównego: x , grubość otuliny: 5,0 cm.

5. Wymiary fundamentu

Poziom posadowienia: $z_f = 2,00$ mKształt fundamentu: **prosty**Średnica podstawy: $B = 1,20$ m, wysokość: $H = 2,00$ m,Mimośrod: $E_x = 0,00$ m, $E_y = 0,00$ m.

6. Stan graniczny I

6.1. Zestawienie wyników analizy nośności i mimośródów

Nr obc.	Rodzaj obciążenia	Poziom [m]	Wsp. nośności	Wsp. mimośr.
* 1	D	2,00	0,64	0,00

6.2. Analiza stanu granicznego I dla obciążenia nr 1

Wymiar podstawy fundamentu rzeczywistego: $B = 1,20$ m,.Wymiar podstawy równoważnej stopy kwadratowej: $B_{zast} = 0,885 \cdot B = 1,06$ m,.Poziom posadowienia: $H = 2,00$ m.

Zestawienie obciążeń:

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji:

siła pionowa: $N = 150,00$ kN, mimośrody wzgl. podst. fund. $E_x = 0,00$ m, $E_y = 0,00$ m,siła pozioma: $H_x = 0,00$ kN, mimośród względem podstawy fund. $E_z = 2,00$ m,siła pozioma: $H_y = 0,00$ kN, mimośród względem podstawy fund. $E_z = 2,00$ m,momenty: $M_x = 0,00$ kNm, $M_y = 0,00$ kNm.

Ciężar własny fundamentu, gruntu, posadzek, obciążenia posadzek:

siła pionowa: $G = 60,85$ kN/m, momenty: $M_{Gx} = 0,00$ kNm/m, $M_{Gy} = 0,00$ kNm/m.

Sprawdzenie położenia wypadkowej obciążenia względem podstawy fundamentu

Obciążenie pionowe:

$$N_r = N + G = 150,00 + 60,85 = 210,85 \text{ kN.}$$

Momenty względem środka podstawy:

$$M_{rx} = N \cdot E_y - H_y \cdot E_z + M_x + M_{Gx} = 150,00 \cdot 0,00 + 0,00 = 0,00 \text{ kNm.}$$

$$M_{ry} = -N \cdot E_x + H_x \cdot E_z + M_y + M_{Gy} = -150,00 \cdot 0,00 + 0,00 = 0,00 \text{ kNm.}$$

Mimośrody sił względem środka podstawy:

$$e_{rx} = |M_{ry}/N_r| = 0,00/210,85 = 0,00 \text{ m,}$$

$$e_{ry} = |M_{rx}/N_r| = 0,00/210,85 = 0,00 \text{ m.}$$

$$e_{rx}/B + e_{ry}/B = 0,000 + 0,000 = 0,000 \text{ m} < 0,167.$$

Wniosek: Warunek położenia wypadkowej jest spełniony.

Sprawdzenie warunku granicznej nośności fundamentu rzeczywistego

Zredukowane wymiary podstawy fundamentu:

$$B'_x = B_{zast} - 2 \cdot e_{rx} = 1,06 - 2 \cdot 0,00 = 1,06 \text{ m}, \quad B'_y = B_{zast} - 2 \cdot e_{ry} = 1,06 - 2 \cdot 0,00 = 1,06 \text{ m}.$$

Obciążenie podłoża obok ławy (min. średnia gęstość dla pola 1):

$$\text{średnia gęstość obl.: } \rho_{D(r)} = 1,80 \text{ t/m}^3, \quad \text{min. wysokość: } D_{\min} = 2,00 \text{ m},$$

$$\text{obciążenie: } \rho_{D(r)} \cdot g \cdot D_{\min} = 1,80 \cdot 9,81 \cdot 2,00 = 35,32 \text{ kPa}.$$

Współczynniki nośności podłoża:

$$\text{kąt tarcia wewn.: } \Phi_{u(r)} = \Phi_{u(n)} \cdot \gamma_m = 12,00 \cdot 0,90 = 10,80^\circ, \quad \text{spójność: } c_{u(r)} = c_{u(n)} \cdot \gamma_m = 10,80 \text{ kPa},$$

$$N_B = 0,24 \quad N_C = 8,70, \quad N_D = 2,66.$$

Wpływ odchylenia wypadkowej obciążenia od pionu:

$$\text{tg } \delta_x = |H_x|/N_r = 0,00/210,85 = 0,00, \quad \text{tg } \delta_x / \text{tg } \Phi_{u(r)} = 0,0000/0,1908 = 0,000,$$

$$i_{Bx} = 1,00, \quad i_{Cx} = 1,00, \quad i_{Dx} = 1,00.$$

$$\text{tg } \delta_y = |H_y|/N_r = 0,00/210,85 = 0,00, \quad \text{tg } \delta_y / \text{tg } \Phi_{u(r)} = 0,0000/0,1908 = 0,000,$$

$$i_{By} = 1,00, \quad i_{Cy} = 1,00, \quad i_{Dy} = 1,00.$$

Ciężar objętościowy gruntu pod ławą fundamentową:

$$\rho_{B(n)} \cdot \gamma_m \cdot g = 2,00 \cdot 0,90 \cdot 9,81 = 17,66 \text{ kN/m}^3.$$

Współczynniki kształtu:

$$m_B = 1 - 0,25 \cdot B_y' / B_x' = 0,75, \quad m_C = 1 + 0,3 \cdot B_y' / B_x' = 1,30, \quad m_D = 1 + 1,5 \cdot B_y' / B_x' = 2,50$$

Odpór graniczny podłoża:

$$Q_{fNBx} = B_x' \cdot B_y' (m_C \cdot N_C \cdot c_{u(r)} \cdot i_{Cx} + m_D \cdot N_D \cdot \rho_{D(r)} \cdot g \cdot D_{\min} \cdot i_{Dx} + m_B \cdot N_B \cdot \rho_{B(r)} \cdot g \cdot B_x' \cdot i_{Bx}) = 406,54 \text{ kN}.$$

$$Q_{fNBy} = B_x' \cdot B_y' (m_C \cdot N_C \cdot c_{u(r)} \cdot i_{Cy} + m_D \cdot N_D \cdot \rho_{D(r)} \cdot g \cdot D_{\min} \cdot i_{Dy} + m_B \cdot N_B \cdot \rho_{B(r)} \cdot g \cdot B_y' \cdot i_{By}) = 406,54 \text{ kN}.$$

Sprawdzenie warunku obliczeniowego:

$$N_r = 210,85 \text{ kN} < m \cdot \min(Q_{fNBx}, Q_{fNBy}) = 0,81 \cdot 406,54 = 329,30 \text{ kN}.$$

Wniosek: warunek nośności jest spełniony.**7. Wymiarowanie fundamentu****7.1. Zestawienie wyników sprawdzenia stopy na przebiecie**

Nr obc.	Przekrój	Siła tnąca	Nośność betonu	Nośność strzemion
		V [kN]	V _r [kN]	V _s [kN]
* 1	1	0	3795	–

7.2. Sprawdzenie stopy na przebiecie dla obciążenia nr 1**Zestawienie obciążeń:**

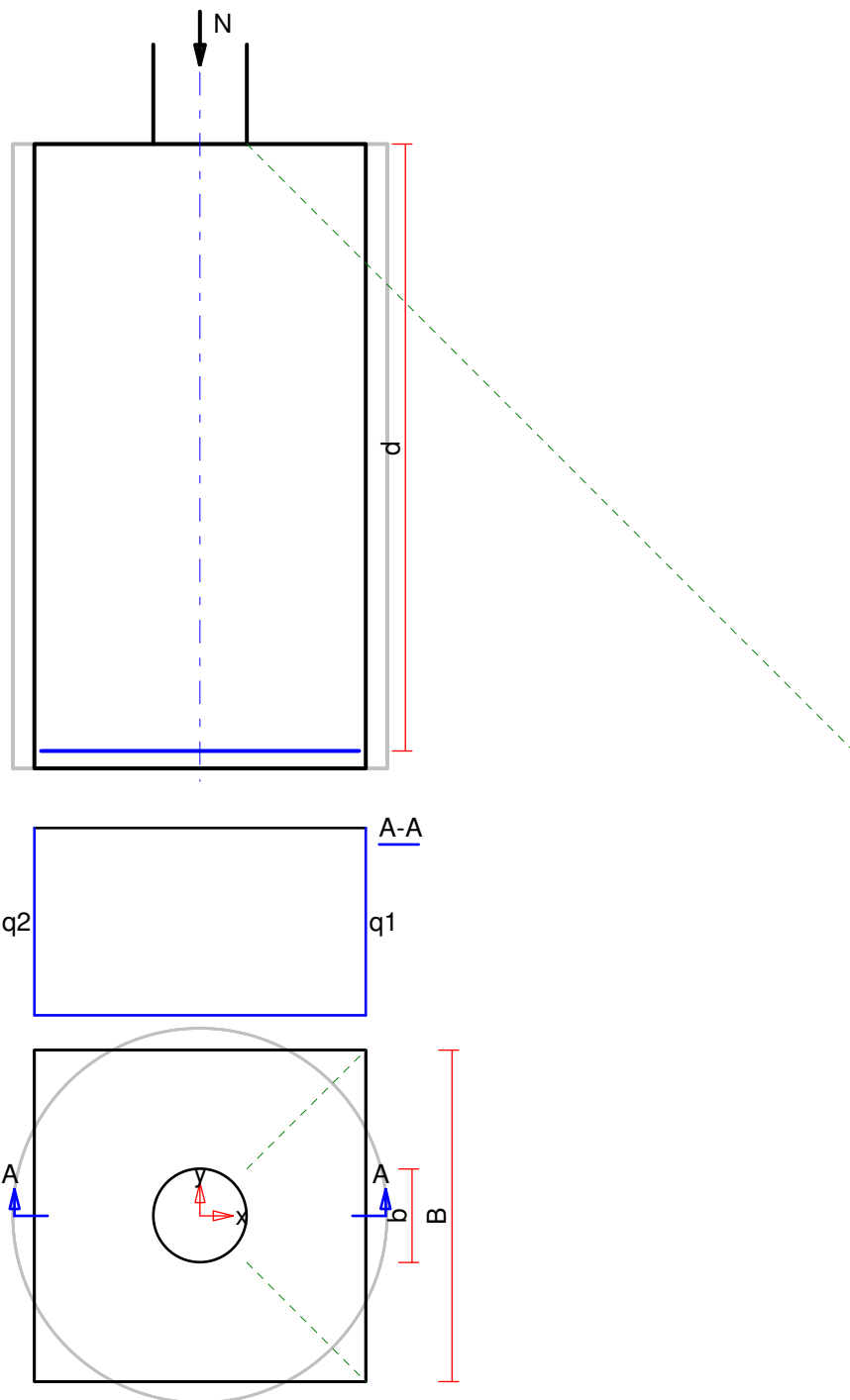
Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji zredukowane do środka podstawy stopy:

$$\text{siła pionowa: } N_r = 150 \text{ kN},$$

$$\text{momenty: } M_{xr} = 0,00 \text{ kNm}, \quad M_{yr} = 0,00 \text{ kNm}.$$

Mimośrodowość siły względem środka podstawy:

$$e_{xr} = |M_{yr}/N_r| = 0,00 \text{ m}, \quad e_{yr} = |M_{xr}/N_r| = 0,00 \text{ m}.$$



Przebiecie stopy w przekroju 1:

Siła ścinająca: $V_{Sd} = \int_{Ac} q \cdot dA = 0 \text{ kN}$.

Nośność betonu na ścinanie: $V_{Rd} = (b+d) \cdot d \cdot f_{ctd} = (0,30+1,94) \cdot 1,94 \cdot 870 = 3795 \text{ kN}$.

$V_{Sd} = 0 \text{ kN} < V_{Rd} = 3795 \text{ kN}$.

Wniosek: warunek na przebiecie jest spełniony.

7.3. Zestawienie wyników sprawdzenia stopy na zginanie

Nr obc.	Kierunek	Przekrój	Moment zginający	Nośność betonu
			M [kNm]	M_r [kNm]
* 1	x	1	8	–
	y	1	8	–

7.4. Sprawdzenie stopy na zginanie dla obciążenia nr 1 na kierunku x**Zestawienie obciążeń:**

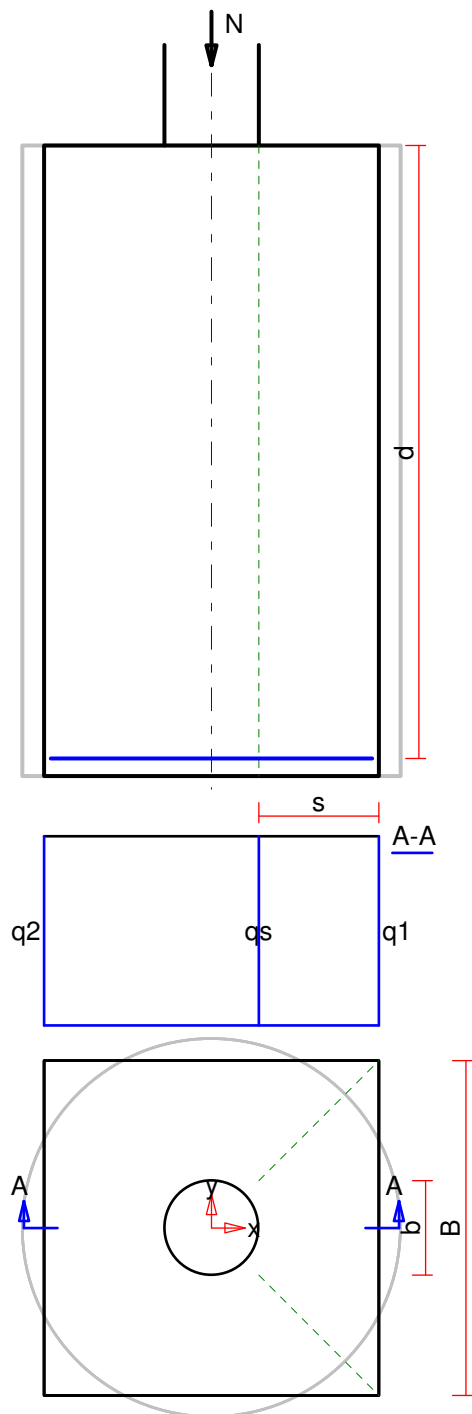
Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji zredukowane do środka podstawy stopy:

siła pionowa: $N_r = 150$ kN,

momenty: $M_{xr} = 0,00$ kNm, $M_{yr} = 0,00$ kNm.

Mimośrodki siły względem środka podstawy:

$e_{xr} = |M_{yr}/N_r| = 0,00$ m, $e_{yr} = |M_{xr}/N_r| = 0,00$ m.



Zginanie stopy w przekroju 1:

Moment zginający:

$$M_{sd} = [(b+3 \cdot B) \cdot q_1 + (b+B) \cdot q_s] \cdot s^2 / 12 = [(0,30+3 \cdot 1,20) \cdot 133 + (0,30+1,20) \cdot 133] \cdot 0,15 / 12 = 8 \text{ kNm.}$$

Konieczna powierzchnia przekroju zbrojenia: $A_s = 0,2 \text{ cm}^2$.

Wniosek: warunek na zginanie jest spełniony.

7.5. Sprawdzenie stopy na zginanie dla obciążenia nr 1 na kierunku y**Zestawienie obciążeń:**

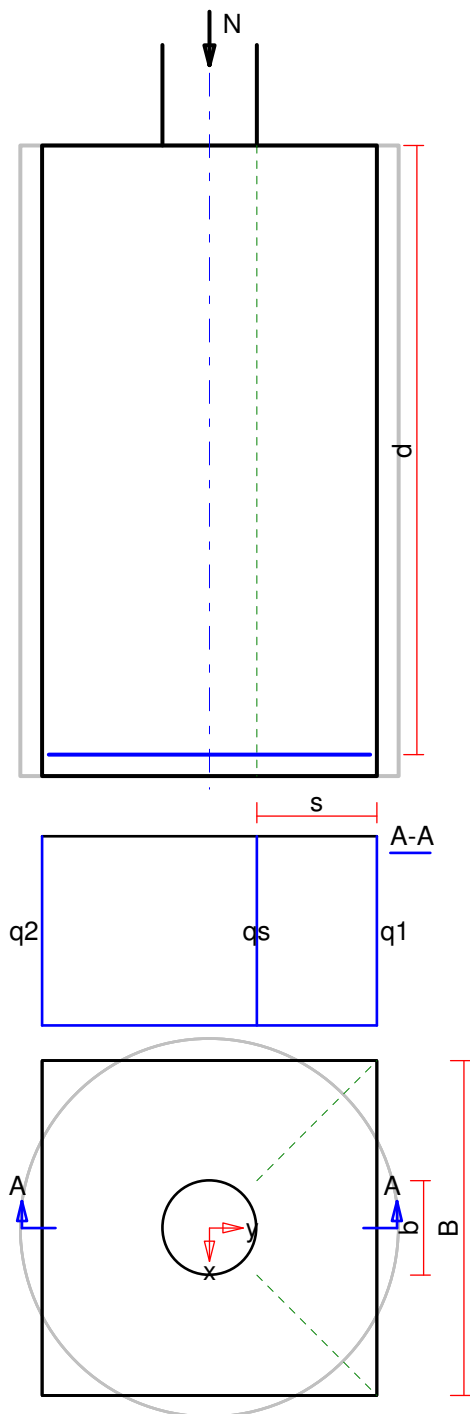
Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji zredukowane do środka podstawy stopy:

siła pionowa: $N_r = 150 \text{ kN}$,

momenty: $M_{xr} = 0,00 \text{ kNm}$, $M_{yr} = 0,00 \text{ kNm}$.

Mimośrodowość siły względem środka podstawy:

$e_{xr} = |M_{yr}/N_r| = 0,00 \text{ m}$, $e_{yr} = |M_{xr}/N_r| = 0,00 \text{ m}$.



Zginanie stopy w przekroju 1:

Moment zginający:

$$M_{sd} = [(b+3 \cdot B) \cdot q_1 + (b+B) \cdot q_s] \cdot s^2 / 12 = [(0,30+3 \cdot 1,20) \cdot 133 + (0,30+1,20) \cdot 133] \cdot 0,15^2 / 12 = 8 \text{ kNm.}$$

Konieczna powierzchnia przekroju zbrojenia: $A_s = 0,2 \text{ cm}^2$.

Wniosek: warunek na zginanie jest spełniony.