

nazwa elementu projektu budowlanego:

PROJEKT TECHNICZNY BRANŻA KONSTRUKCYJNA

nazwa zamierzenia budowlanego:

Dom kultury „Senior” w Podłężu

adres obiektów budowlanych:

Działka 577, obr. 3 Podłęże
Jedn. ew. 121904_5, gmina Niepołomice

kategoria obiektu budowlanego:

I kategoria

PROJEKTANT:	
<p>mgr inż. Waldemar Połoniec uprawnienia nr ewidencyjny 35/2003 do projektowania bez ograniczeń w specjalności konstrukcyjnej, nr ewidencyjny MAP/BO/1248/03</p>	

Kraków, 04.2023

SPIS ZAWARTOŚCI

CZĘŚĆ OPISOWA:

I. DANE OGÓLNE	3
I.1. PRZEDMIOT OPRACOWANIA.	3
I.2. PODSTAWA OPRACOWANIA.	3
I.3. KOPIE UPRAWNIENI I WPISÓW DO IZBY.....	4
II. OPIS TECHNICZNY.....	5
II.1. WARUNKI GRUNTOWO – WODNE ORAZ SPOSÓB POSADOWIENIA.....	5
II.2. OKREŚLENIE KATEGORII GEOTECHNICZNEJ.....	5
II.3. UKŁAD KONSTRUKCYJNY.	6
II.4. ZAŁOŻENIA PRZYJĘTE DO OBLICZEŃ.....	6
II.5. ZASTOSOWANE SCHEMATY KONSTRUKCYJNE (STATYCZNE) ORAZ PODSTAWOWE WYNIKI OBLICZEŃ.....	7
II.6. ROZWIĄZANIA KONSTRUKCYJNO – MATERIAŁOWE PODSTAWOWYCH ELEMENTÓW KONSTRUKCJI.	7
II.7. UWAGI.....	9
II. OBLICZENIA STATYCZNO – WYTRZYMAŁOŚCIOWE.....	10

CZĘŚĆ RYSUNKOWA:

K01	RYSUNEK ZESTAWCZY ELEMENTÓW KONSTRUKCYJNYCH – RZUT FUNDAMENTÓW	1:50
K02	RYSUNEK ZESTAWCZY ELEMENTÓW KONSTRUKCYJNYCH – RZUT PARTERU	1:50
K03	RYSUNEK ZESTAWCZY ELEMENTÓW KONSTRUKCYJNYCH – RZUT PIĘTRA	1:50
K04	ZBROJENIE ŁAW FUNDAMENTOWYCH I TRZPIENI	1:20
K05	ZBROJENIE BELEK I WIEŃCÓW	1:20
K06	ZBROJENIE STROPU NAD PARTEREM	1:50

I. DANE OGÓLNE

I.1. PRZEDMIOT OPRACOWANIA.

Przedmiotem opracowania jest budowa budynku domu kultury wraz z infrastrukturą techniczną na działce nr 577, obr. 3 Podłęże jednostka ewidencyjna 121904_5, gmina Niepołomice.

I.2. PODSTAWA OPRACOWANIA.

Formalne i merytoryczne podstawy opracowania:

- Projekt zagospodarowania działki lub terenu,
- Projekt architektoniczno - budowlany przedmiotowego budynku,
- Opinia geotechniczna wykonana przez zakład usług geologiczno-geodezyjnych – mgr inż. Marcin Nowak,
- Plan zagospodarowania przestrzennego działki,
- Art.34 ust. 3 pkt. 2 z dnia 7 lipca 1994 r. – Prawo budowlane (Dz. U. 1994 Nr 89 poz. 414 z późniejszymi zmianami,
- Rozporządzenie Ministra Rozwoju z dnia 11 września 2020 2 sprawie szczegółowego zakresu i formy projektu budowlanego (Dz. U. poz. 1609 z dnia 18 września 2020 r.),
- Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych (Dz. U. poz 463 z dnia 27 kwietnia 2012 r.)
- Normy obciążenia budowli oraz normy projektowania konstrukcji stalowych, żelbetowych, murowych i drewnianych, a w szczególności:

PN—EN 1990-2004	Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji,
PN—EN 1991-1-1:2002	Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje, Część 1-1: Oddziaływania ogólne, Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach,
PN—EN 1991-1-2:2002	Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje, Część 1-2: Oddziaływania ogólne, Oddziaływania na konstrukcje w warunkach pożaru,
PN—EN 1991-1-3:2003	Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje, Część 1-3: Oddziaływania ogólne, Obciążenie śniegiem,
PN—EN 1991-1-4:2005	Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje, Część 1-4: Oddziaływania ogólne, Oddziaływania wiatru,
PN—EN 1991-1-7:2006	Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje, Część 1-7: Oddziaływania ogólne, Oddziaływania wyjątkowe,
PN—EN 1992-1-1:2004	Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu, Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków,
PN—EN 1992-1-2:2004	Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu, Część 1-2: Reguły ogólne, Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe,
PN—EN 1993-1-1:2006	Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych, Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków,
PN—EN 1996-1-1:2005	Eurokod 6: Projektowanie konstrukcji murowych, Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych,
PN—EN 1996-1-2:2005	Eurokod 6: Projektowanie konstrukcji murowych, Część 1-2: Reguły ogólne – Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe,
PN—EN 1996-2:2006	Eurokod 6: Projektowanie konstrukcji murowych, Część 2: Wymagania projektowe, dobór materiałów i wykonanie murów,
PN—EN 1997-1:2004	Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne, Część 1: Zasady ogólne,

- Literatura przedmiotu oraz tablice projektowe:

Z. Wiłun *Zarys geotechniki* Wydawnictwa Komunikacji i Łączności WKŁ, 2000,
 ST. Hajdasz *Sposoby ustalenia zużycia technicznego budynków i budowli*, Promiks, 1991 r,
 J. Hadyna *Utrzymanie obiektów budowlanych* – materiały MOIIB – Kraków, 2005,
 Pod red. L. Runkiewicz *Diagnostyka obiektów budowlanych*, Wyd. Naukowe PWN 2020

I.3. KOPIE UPRAWNIENÍ I WPISÓW DO IZBY.



Kraków, dnia 10 lipca 2003 r.

МОИВ.ОКК.7131/20/03

DECYZJA

Na podstawie art.24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budowlanych oraz urbanistów (*Dz. U. z dnia 2000 r. Nr 5 poz. 42, z późn. zm.*) art. 12 ust. 3, art. 13 pkt 1, art. 14 pkt 1 i art. 16 pkt 1 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (*tekst jednolity*: Dz. U. z 2000 r. Nr 106 poz. 1126 z późn. zm.), 1 pkt 2 ustawy z dnia 21 kwietnia 1997 r. o wyznaczeniu i nauczaniu zawodu planującego (*tekst jednolity*: Dz. U. z 2000 r. Nr 89 poz. 1071 z późn. zm.), § 9 ust. 1 rozporządzenia Ministra Gospodarki i Przemysłu z dnia 30 grudnia 1994 r. w sprawie samodzielných 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

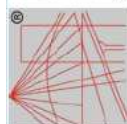
Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Krakowie w terminie 14 dni od daty jej doręczenia.



Otrzymują:
1. Pan Waldemar Potoniec
ul. Kossaka 5
32-720 Nowy Wiśnicz
Główny Inspektor Nadzoru
a/a

Przewodniczący
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

Przewodniczącą
Małopolskiej Okręgowej Izby
Inżynierów Budownictwa



P O L S K A
I Z B A
INŻYNIERÓW
BUDOWNICTWA

Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:
MAP-19Q-BKI-NJY *

Pan Waldemar Potoniec o numerze ewidencyjnym MAP/BO/1248/03
adres zamieszkania ul. Tyniecka 137A, 30-376 Kraków

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

Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2023-02-01 do 2024-01-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2023-01-27 roku przez:

Miroslaw Boryczko, Przewodniczący Rady Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

Zgodnie z art. 78¹ K.c.

§ 1. Do zachowania elektronicznej formy czynności prawnej wystarcza złożenie woli w postaci elektronicznej i opatrzenie go kwalifikowanym podpisem elektronicznym.

kwatrowanym podpisem elektronicznym.

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



II. OPIS TECHNICZNY.

II.1. WARUNKI GRUNTOWO – WODNE ORAZ SPOSÓB POSADOWIENIA.

Warunki posadowienia ustalono na podstawie opinii geotechnicznej. Przyjęto poziom 0.00 projektowanego budynku na podstawie projektu architektoniczno - budowlanego: **0.00=197,20m n. p. m.**

Do obliczeń statycznych przyjęto następujące parametry gruntu w poziomie posadowienia:

TEMAT PODLEŻE gm. Niepołomice - budowa budynku Domu Kultury "Senior" na działce nr 577 przy ul. Stawowej.																	
OBSAŚNIENIA GEOLOGICZNE		PARAMETRY GEOTECHNICZNE															
		wartość charakterystyczna x^k															
		współczynnik materiałowy γ_m															
		wartość obliczeniowa x^d															
Profil stratygraficzno-litologiczny	Opis litologiczno-genetyczno-stratygraficzny	Nr warstwy geotechnicznej	Symbol gruntu wg PN-86/B-02480	Symbol geotechnicznej konsolidacji gruntu	Stan gruntu	stopień zagęszczenia I_p	stopień plastyczności I_L	Wilgotność naturalna w_n %	Gęstość objętościowa ρ t/m ³	Spójność c_u kPa	Kąt tarcia wewnętrzznego ϕ_u °	Edometryczny moduł ścisłości		Moduł odkształcenia		Wyrzynalność na ścinanie τ_{max} kPa	Zawartość cząstek organicznych I_{om} %
												pierwotnej M_0 kPa	wtórnej M kPa	pierwotnego E_0 kPa	wtórniego E kPa		
	nasyp niebudowlany		nN														
CZWARTEK	gliny pylaste i gliny pylaste zwięzłe	I	Gπ, Gπz	c		0,15	20	2,10	20	15,5	32500						
		II	Gπ, Gπz	c		0,35	24,5	2,00	12	12	20200						
		III	Pd, Ps/Pd		0,45		n	1,90		30,3	58000						
		IV	Pd		0,70		n	2,00		31,6	85000						
	piaski drobne i piaski średnie																

W celu zminimalizowania wpływu zawilgocenia gruntu na stateczność budowli należy chronić odsłonięte w czasie robót budowlanych grunty przed napływem wody opadowej czy gruntowej, uplastycznieniem bądź przemarzaniem, a także w przypadku piasków – przed rozluźnieniem.

Uwaga: W trakcie wykonywania robót ziemnych konieczna jest **konsultacja z geologiem** celem potwierdzenia założonych w opinii geotechnicznej oraz w projekcie parametrów geotechnicznych gruntu zalegającego poniżej fundamentów. W obliczeniach założono posadowienie budynku na warstwie geotechnicznej nr III (piaski drobne o $i_d=0.45$) o miąższości min. 70cm. w przypadku wystąpienia gruntów o parametrach gorszych niż założone (w szczególności grunty warstwy geotechnicznej II) należy je wymienić na materiał zasypowy układany warstwami co 15 cm do $i_s>0.97$ o miąższości nie mniejszej niż 1m.

Wierzchnią warstwę gleby (humus) należy usunąć przed przystąpieniem do prac.

II.2. OKREŚLENIE KATEGORII GEOTECHNICZNEJ.

Kategorię geotechniczną ustalono na podstawie opinii geotechnicznej. Przy ustalaniu kategorii geotechnicznej oraz rodzaju warunków gruntowych uwzględniono:

- stopień złożoności warunków gruntowych,
- wielkość obiektu,
- rozkład i sposób przekazywania obciążeń na podłoże,
- oddziaływanie podłoża gruntowego na projektowany obiekt
- podatność podłoża na czynniki zewnętrzne

Na podstawie Rozporządzenia Ministra Transportu, Budownictwa Gospodarki Morskiej w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych z dnia 25 kwietnia 2012r (Dz. U., poz. 463) przedmiotowy budynek mieszkalnych zaliczono do **pierwszej kategorii geotechnicznej w prostych warunkach gruntowych**.

II.3. UKŁAD KONSTRUKCYJNY.

Projektuje się budowę budynku domu kultury jednopiętrowego z poddaszem nieużytkowym, ze stropem nad parterem żelbetowym wraz z infrastrukturą. Budynek projektowany jest w formie budynku parterowego z użytkowym poddaszem, niepodpiwniczonego. Jako pokrycie dachu przyjęto dachówkę ceramiczną.

Przyjęto wykonanie budynku w technologii tradycyjnej. Rozwiązanie fundamentowania bezpośredniego w postaci łąw fundamentowych pod całością budynku, przenoszące zróżnicowane obciążenia od odporu gruntu. Należy szczególną uwagę zwrócić na wypuszczenie z łąw fundamentowych starterów do słupów i trzpień żelbetowych. Ścianki fundamentowe zaprojektowano jako murowane z bloczków fundamentowych zakończone wieńcem żelbetowym. Ściany nośne kondygnacji nadziemnych murowane w technologii tradycyjnej z pustaków ceramicznych Porotherm, ze stropami i wieńcami wylewanymi na mokro. Strop rozpięty między żelbetowymi belkami, wieńcami oraz słupami. Belki wsparte na ścianach oraz słupach.

Układ konstrukcyjny budynku: ortogonalny. Usztywnienie budynku stanowią żelbetowe wieńce, trzpień oraz strop nad parterem. Do obliczeń elementów konstrukcji budynku przyjęto obciążenia wiatrem dla III strefy oraz obciążenia śniegiem dla III strefy (dla budynku ogrzewanego).

Przyjęto obciążenie śniegiem o wartości 0.96 kN/m^2 co odpowiada następującym grubościom warstwy pokrywy śnieżnej:

- 0.96 m – dla śniegu świeżego
- 0.48 m – śniegu osiadłego (od kilku godzin do kilku dni po opadach)
- 0.32 m – śniegu starego (od kilku tygodni do kilku miesięcy)
- 0.24 m – śniegu mokrego
- 0.15 m – śniegu zlodowaciałego
- 0.10 m – lodu

Obciążenie użytkowe, charakterystyczne przyjęte dla stropów:

- 100 kg/m^2 – dla powierzchni nieużytkowych
- 150 kg/m^2 – dla powierzchni użytkowej stropu nad parterem

Poziom „zera” budynku założono **0.00=197,20m n. p. m.**

II.4. ZAŁOŻENIA PRZYJĘTE DO OBLICZEŃ.

Normy obciążenia budowli oraz normy projektowania konstrukcji stalowych, żelbetowych, murowych i drewnianych, a w szczególności:

PN—EN 1990-2004	Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji,
PN—EN 1991-1-1:2002	Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje, Część 1-1: Oddziaływania ogólne, Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach,
PN—EN 1991-1-2:2002	Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje, Część 1-2: Oddziaływania ogólne, Oddziaływania na konstrukcje w warunkach pożaru,
PN—EN 1991-1-3:2003	Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje, Część 1-3: Oddziaływania ogólne, Obciążenie śniegiem,
PN—EN 1991-1-4:2005	Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje, Część 1-4: Oddziaływania ogólne, Oddziaływania wiatru,
PN—EN 1991-1-7:2006	Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje, Część 1-7: Oddziaływania ogólne, Oddziaływania wyjątkowe,
PN—EN 1992-1-1:2004	Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu, Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków,
PN—EN 1992-1-2:2004	Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu, Część 1-2: Reguły ogólne, Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe,
PN—EN 1993-1-1:2006	Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych, Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków,
PN—EN 1996-1-1:2005	Eurokod 6: Projektowanie konstrukcji murowych, Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych,
PN—EN 1996-1-2:2005	Eurokod 6: Projektowanie konstrukcji murowych, Część 1-2: Reguły ogólne – Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe,
PN—EN 1996-2:2006	Eurokod 6: Projektowanie konstrukcji murowych, Część 2: Wymagania projektowe, dobór materiałów i wykonanie murów,

II.5. ZASTOSOWANE SCHEMATY KONSTRUKCYJNE (STATYCZNE) ORAZ PODSTAWOWE WYNIKI OBLICZEŃ.

Zastosowane schematy konstrukcyjne (statyczne) oraz podstawowe wyniki obliczeń przedstawiono w części pt.: „OBLICZENIA STATYCZNO – WYTRZYMAŁOŚCIOWE”

II.6. ROZWIĄZANIA KONSTRUKCYJNO – MATERIAŁOWE PODSTAWOWYCH ELEMENTÓW KONSTRUKCJI.

WYKOPY

Wąskoprzestrzenne wg planu obrysu 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 konstrukcyjnych 1K) oraz głębokością przemarzania min. 1.00m.p.p.t.. Ostatnie 20 cm wykopu odspoić w sposób ręczny, bezpośrednio przed położeniem chudego betonu. Wody opadowe z rur spustowych odprowadzić w sposób wykluczający jej przedostanie się pod fundamenty budynków

Uwaga: W trakcie wykonywania robót ziemnych konieczna jest **konsultacja z geologiem** celem potwierdzenia założonych w opinii geotechnicznej oraz w projekcie parametrów geotechnicznych gruntu zalegającego poniżej fundamentów. W obliczeniach założono posadowienie budynku na warstwie geotechnicznej nr III (piaski drobne o $id=0.45$) o miąższości min. 70cm. w przypadku wystąpienia gruntów o parametrach gorszych niż założone (w szczególności grunty warstwy geotechnicznej II) należy je wymienić na materiał zasypowy układany warstwami co 15 cm do $is>0.97$ o miąższości nie mniejszej niż 1m.

FUNDAMENTY

Pod całym budynkiem przyjęto rozwiązanie fundamentowania bezpośredniego w postaci **ław fundamentowych** o grubości 40cm i szerokości 80cm i 100cm. Ławy należy wykonać na warstwie wyrównawczej z chudego betonu gr. 10 cm. Minimalny poziom posadowienia z uwagi na głębokość przemarzania to -1,0 m ppt. Ławy i stopy należy posadowić na warstwie nośnej gruntów rodzimych lub podsypce z materiału zasypowego zagęszczanego warstwami co 15cm do stopnia zagęszczenia $is>0.97$. Wymiary poszczególnych elementów oraz ich głębokość posadowienia podano na rysunkach zestawczych oraz architekturze.

Ławy fundamentowe należy wykonać w deskowaniu z betonu **B30 (25/30)** – wodoszczelnego W-8, stal zbrojeniowa klasy AIIIIN.

W miejscu połączenia ze słupami żelbetowymi oraz ścianami żelbetowymi wypuszczać z ław fundamentowych łączniki ponad górną powierzchnię ławy fundamentowej.

Konieczny jest odbiór wykopu przez geologa.

ŚCIANY FUNDAMENTOWE

Murowane z bloczków fundamentowych i zwieńczone wieńcem żelbetowym. Wysokości poszczególnych ścian należy odczytać z rysunków zestawczych elementów konstrukcyjnych i architektury. Warstwy zewnętrzne wykonać zgodnie z opisem na rysunkach przekrojowych branży architektonicznej. Zbrojenie żelbetowych słupów należy przepuszczać przez zbrojenie wieńców i łączyć monolitycznie z ławami fundamentowymi poprzez wypuszczenie z nich starterów.

ŚCIANY NOŚNE KONDYGNACJI NADZIEMNYCH

Warstwowe:

- mur z pustaków ceramicznych np. „Porotherm” klasy 15 MPa na zaprawie cem-wap marki 50 - gr. 25 cm
- izolacja termiczna o grubości wg projektu architektonicznego

SŁUPY I TRZPIENIE

Elementy żelbetowe wylewane na mokro. Przekrój słupów i trzpieni prostokątny o wymiarach podano na rysunkach zestawczych poszczególnych kondygnacji. Zbrojenie elementów wykonać prętami o średnicy 12mm i 16mm, strzemiona o średnicy 8 mm. Zbrojenie należy wypuszczać ze wieńców i ławy fundamentowej i łączyć z belkami, wieńcami.

Trzpienie i słupy wykonać w szalunkach systemowych.

Beton B30 (C25/30), stal A IIIN

BELKI

Żelbetowe wylewane na mokro. Przekroje belek – prostokątne (zgodnie z rysunkiem zestawczym konstrukcji). Belki należy opierać na ścianach nośnych lub łączyć je z trzpieniami żelbetowymi. Belki wykonać na gotowo w szalunkach w trakcie wykonywania stropu.

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

WIEŃCE

Żelbetowe, wylewane „na mokro” o przekrojach prostokątnych. Poziomy wieńców należy dopasować do architektury oraz rysunków zestawczych konstrukcji. Zbrojenie główne wieńców należy wykonać z prętów #12 ze strzemionami #8 co 25cm. Wieńce wykonać na gotowo w szalunkach w trakcie wykonywania stropu.

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

NADPROŻA

Nad otworami okiennymi i drzwiowymi (poniżej poziomu stropu - w miejscach oznaczonych na rysunkach zestawczych konstrukcji) należy wykonać nadproża prefabrykowane np. typu L19. Sposób ułożenia nadproży dopasować do szerokości belki i ściany w danym miejscu zgodnie z wytycznymi producenta.

STROPY

Elementy płytowe żelbetowe, krzyżowo zbrojone, monolityczne, wylewane na mokro o grubościach (zgodnie z rysunkami zestawczymi konstrukcji oraz architektury):

- 20 cm – płyty stropu nad parterem

Zbrojenie płyt stropowych wykonać prętami o średnicy 12mm, pręty rozdzielcze #8mm co 20 cm.

Beton B30 (C25/30), stal A IIIN.

W stropach wykonać otwory według wytycznych branżowych. Otwory do wielkości średnicy 20cm można wykonywać metodą przewiertu po uzyskaniu przez beton pełnej wytrzymałości 28 dniowej. Pozostałe otwory należy dobroić zgodnie z rysunkami zbrojarskimi.

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

DACH

Dach w konstrukcji krokwiowo jętkowej kryty dachówką. Przekroje więźby dachowej:

- krokwie 10x20cm w rozstawie max co 85cm
- jętki 10x20cm w rozstawie max co 85cm

Należy szczególną uwagę zwrócić na połączenia więźby dachowej, a w szczególności:

- połączenie murlaty do wieńca należy zrealizować za pomocą szpilek #14 w rozstawie co 100cm.
- połączenie krokwi z murlatą za pomocą łączników ciesielskich KOELNER D-ZK-105-WZ obustronnie.
- połączenie krokwi w kalenicy za pomocą śrub #14.
- połączenie krokwi z jętkami za pomocą śrub #14.

Drewno klasy C24**UWAGA!!**

Rzędne / poziomy wszystkich elementów konstrukcyjnych zawartych w projekcie branży konstrukcyjnej należy obligatoryjnie sprawdzić i zweryfikować z rzędnymi / poziomami podanymi w projekcie branży architektonicznej

II.7. MATERIAŁY

Pustak ceramiczny typu Porotherm klasy 15 MPa
 Bloczek fundamentowy betonowy klasy min B20
 Beton B30 (C25/30) – wodoszczelność W-8 – podziemne elementy konstrukcyjne
 Beton B30 (C25/30) – nadziemne elementy konstrukcyjne
 Stal zbrojeniowa A IIIIN

II.8. UWAGI.

Roboty budowlane należy prowadzić zgodnie z obowiązującymi przepisami i normami oraz sztuką budowlaną pod nadzorem kierownika budowy. W trakcie robót należy przestrzegać przepisów BHP i założeń zawartych w planie BIOZ. Stosowanie materiałów i rozwiązań technicznych wymaga znajomości technologii. Wykonawca zobowiązany jest znać warunki stosowania poszczególnych rozwiązań i ich przestrzegać w trakcie prac budowlanych. Brak tych informacji w projekcie technicznym nie zwalnia wykonawcy z ich przestrzegania.

W trakcie prowadzenia prac koordynować wszelkie założenia i rozwiązania z pozostałymi projektami tj. z projektem architektoniczno – budowlanym oraz projektami technicznymi branżowymi.

III. OBLICZENIA STATYCZNO – WYTRZYMAŁOŚCIOWE.

III.1. Zestawienie obciążeń

Do analizy statyczno-wytrzymałościowej stanu istniejącego przedmiotowych elementów przyjęto następujące wartości obciążeń:

- Ciężar własny elementów konstrukcyjnych: przyjmowany automatycznie w programie,
- Obciążenia stałe i zmienne:

dach					
	$t [cm]$	$\gamma [kN/m^3]$	$q_k [kN/m^2]$	γ_f	$q_d [kN/m^2]$
Obciążenia stałe					
dachówka	-	-	0,65	1,35	0,88
membrana	-	-	-	1,35	-
deskowanie	2,5	6,00	0,15	1,35	0,20
wełna mineralna	30,0	0,65	0,20	1,35	0,26
folia paroizolacyjna	-	-	0,00	1,35	0,00
plyty G/K	2,5	12,00	0,30	1,35	0,41
Suma stałe			1,30		1,75

Strop nad parterem-część mieszkalna					
	$t [cm]$	$\gamma [kN/m^3]$	$q_k [kN/m^2]$	γ_f	$q_d [kN/m^2]$
Obciążenia stałe					
plytki gresowe	2,0	20,00	0,40	1,35	0,54
wylewka cementowa	5,0	21,00	1,05	1,35	1,42
folia PE	-	-	0,05	1,35	0,07
styropian	5,0	0,65	0,03	1,35	0,04
tynek cem.-wap.	2,0	19,00	0,38	1,35	0,51
Suma stałe			1,91		2,58
Obciążenia stałe					
ściany działowe $\leq 1,0 \text{ kN/m}$	-	-	0,50	1,35	0,68
Suma stałe			0,50		0,68
Obciążenia zmienne					
Kategoria A_Stropy			1,50	1,50	2,25
Suma zmienne			1,50		2,25
Suma stałe + zmienne			3,91		5,51

- Obciążenie śniegiem:

PN-EN 1991-1-3 Oddziaływanie na konstrukcje. Oddziaływania ogólne. Obciążenie śniegiem

Lokalizacja budynku:

Niepołomice

Strefa obciążenia śniegiem [Tab. NB.1]:

3

Wysokość nad poziomem morza:

A = 204,2 m.n.p.m

Kąt nachylenia połaci dachowej

$\alpha_1 = 30^\circ$

$\alpha_1 = 66,67\%$

Rodzaj warunków terenowych [Tab. 5.1]:

Normalny

Obciążenie śniegiem dachów w trwałej i przejściowej sytuacji obliczeniowej:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

$s_k = 1,20$ kN/m² - wartość charakter. obciążenia śniegiem gruntu [Tab. NB.

$C_t = 1,00$ - współczynnik termiczny [pkt. 5.2 (8)]

$C_e = 1,00$ - współczynnik ekspozycji [Tab. 5.1]

$\mu_1(\alpha_1) = 0,8$ - współczynnik kształtu dachu [pkt. 5.3, Tab. 5.2]

$s = 0,96$ kN/m² - wartość charakterystyczna obciążenia śniegiem dachu

$\gamma_f = 1,5$ - wartość współczynnika obciążeniowego

$$s_d = s_k \cdot \gamma_f$$

$s_d = 1,44$ - wartość obliczeniowa obciążenia śniegiem dachu

Przyjęto 3 schematy obliczeniowe obciążenia dachu śniegiem zgodnie z PN-EN 1991-1-3.

1) Obciążenie równomierne obu połaci śniegiem z wartością $\mu = \mu_1$

2) Obciążenie nierównomierne połaci śniegiem z wartością $\mu = \mu_1$ dla pierwszej połaci
i $\mu = 0,5\mu_1$ dla połaci drugiej

3) Obciążenie nierównomierne połaci śniegiem z wartością $\mu = 0,5\mu_1$ dla pierwszej połaci
i $\mu = \mu_1$ dla połaci drugiej

- Obciążenie wiatrem:

Lokalizacja budynku:

Niepołomice

Strefa obciążenia wiatrem [rys. NA.1]:

1

Kategoria terenu [tab.4.1]:

IV - obszary, na których przynajmniej 15% powierzchni pokrywają budynki o średniej wysokości przekraczającej 15m

Wysokość nad poziomem morza

a = 204,2 m.n.p.m

Wysokość nad poziomem terenu:

z = 7 m

Bazowa prędkość wiatru [pkt 4.2]:

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0}$$

$v_{b,0} = 22,00$ m/s

- wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru [tab.NB.1]

$c_{dir} = 1,0$

- współczynnik kierunkowy [tab.NB.2]

$c_{season} = 1,0$

- współczynnik sezonowy

$v_b = 22,00$ m/s

Średnia prędkość wiatru [pkt 4.3]:

$$v_m(z) = c_r(z) * c_o(z) * v_b$$

$c_r(z) = 0,569$

- współczynnik chropowatości [tab. NB.3]

$c_o(z) = 1,0$

- współczynnik rzeźby terenu (orografii)

$v_m(z) = 12,52$ m/s

Turbulencja wiatru [pkt 4.4]:

$$I_v(z) = \sigma_v / v_m(z) = k_t / (c_o(z) * \ln(z/z_0))$$

dla $z_{min} \leq z \leq z_{max}$

$$I_v(z) = I_v(z_{min})$$

dla $z \leq z_{min}$

$z_{min} = 10,0$ m

- wysokość minimalna [tab. 4.1]

$z_{max} = 300$ m

- wysokość maksymalna

$z_0 = 1,000$ m

- wysokość chropowatości [tab. 4.1]

$k_t = 1,0$

- współczynnik turbulencji

Wartość szczytowa ciśnienia prędkości [tab. 4.5]:

$$q_p(z) = [1 + 7 * (I_v(z))] * 0,5 * \rho * v_m^2(z) = c_e(z) * q_b$$

$\rho = 1,25$ kg/m³

- gęstość powietrza

$q_{b,0} = 0,300$ kN/m²

- podstawowa wartość ciśnienia prędkości wiatru [tab.NB.1]

$$q_b = 0,5 * \rho * v_b^2$$

- wartość bazowa ciśnienia prędkości

$q_b = 0,303$ kN/m²

5,0%

-akceptowalny błąd zwiększenia prędkości wiatru [pkt.4.3.3]

0,95 ≤ $q_{b,0}/q_b * 100\%$ ≤ 1,05

0,95 ≤ 99,17 ≤ 1,05 **Warunek spełniony**

$$q_b = \max(q_b, q_{b,0})$$

$q_b = 0,303$ kN/m²

$c_e(z) = 1,321$

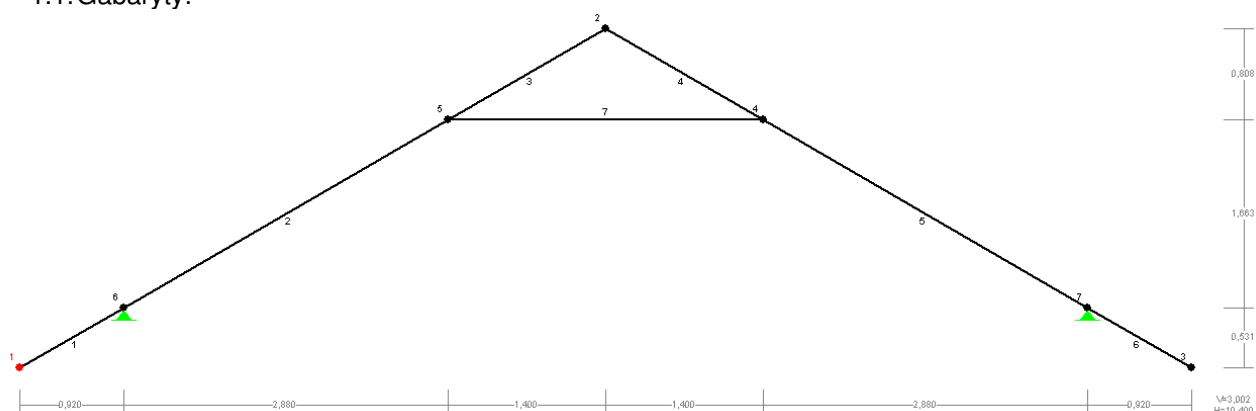
- współczynnik ekspozycji [tab. NB.3]

$q_p(z) = 0,400$ kN/m²

III.2. Wymiarowanie więźby dachowej

1. Przedstawienie konstrukcji.

1.1. Gabaryty.



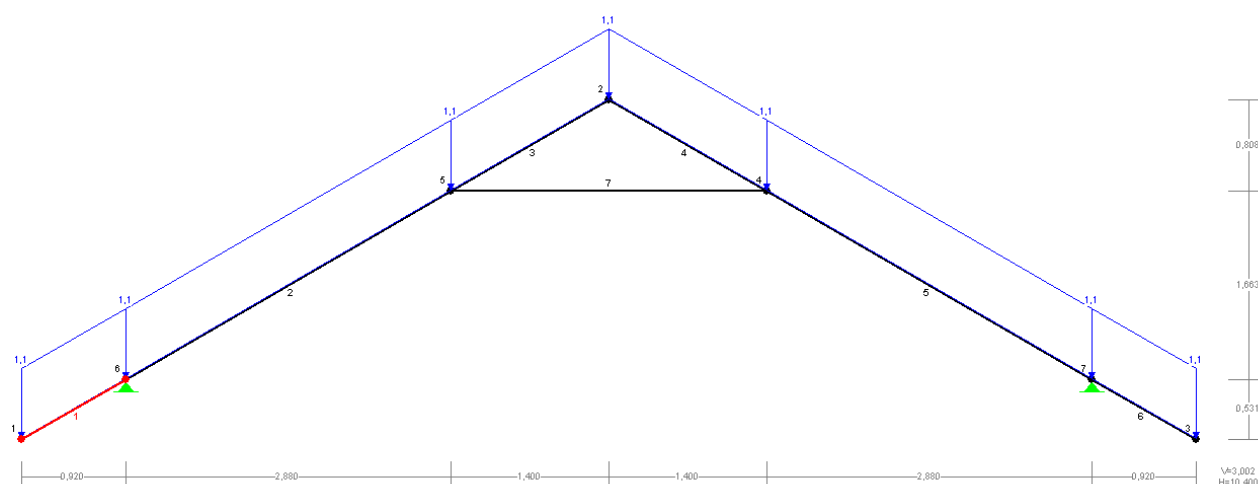
1.2. Przekroje elementów. Krokwie 10x20 cm rozstaw 85cm

1.3. Materiał. Drewno klasy C24

1.4. Obciążenia.

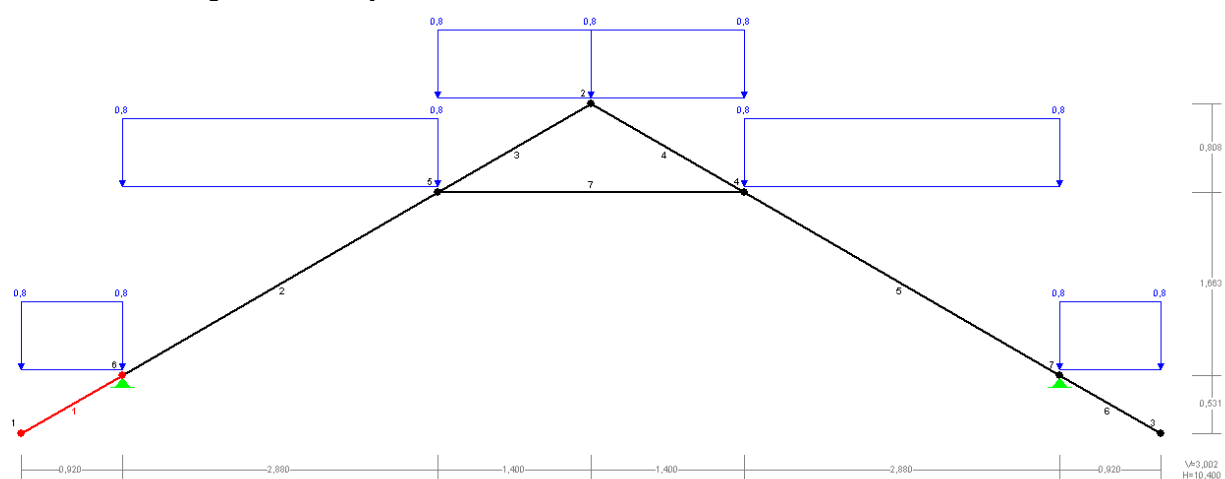
1.4.1. Ciężar własny uwzględniony w programie na podstawie zadanych przekrojów.

1.4.2. Obciążenie z warstw dachu (wartość charakterystyczna).

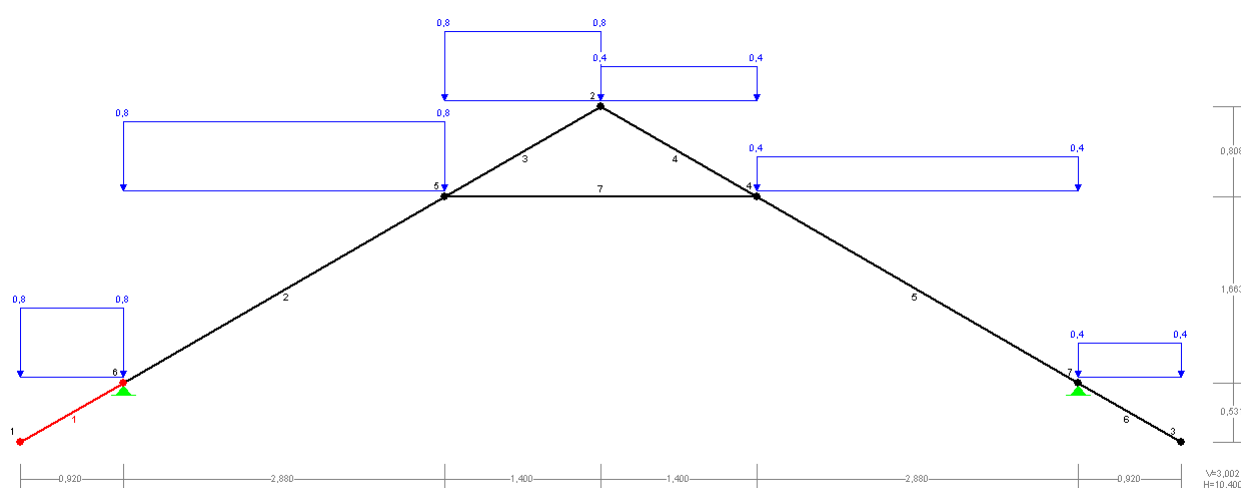


1.4.3. Obciążenie od śniegu– (wartość charakterystyczna).

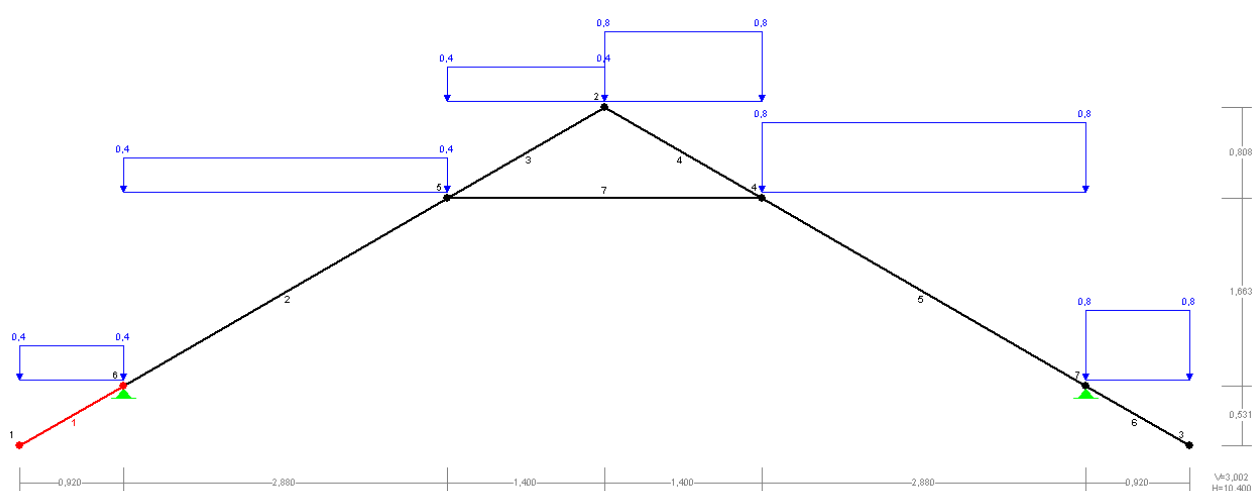
1.4.3.1. Śnieg równomierny



1.4.3.2. Śnieg nierównomierny I

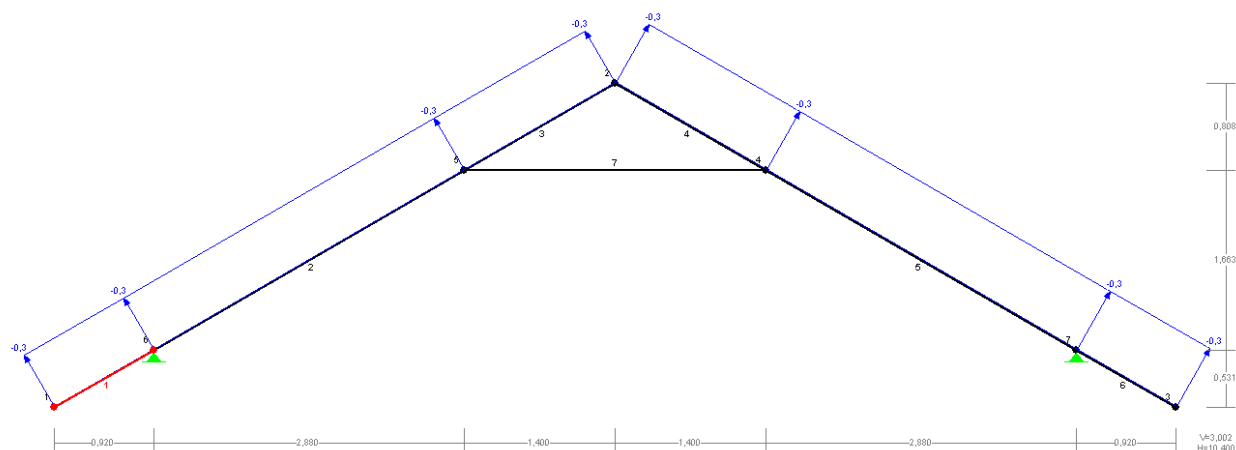


1.4.3.3. Śnieg nierównomierny II

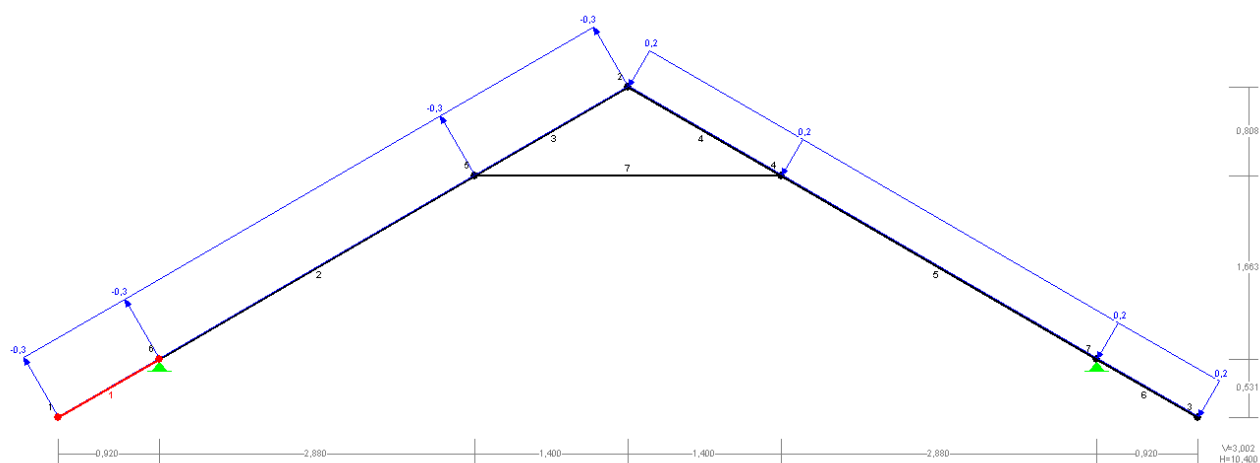


1.4.4. Obciążenie od wiatru– (wartość charakterystyczna).

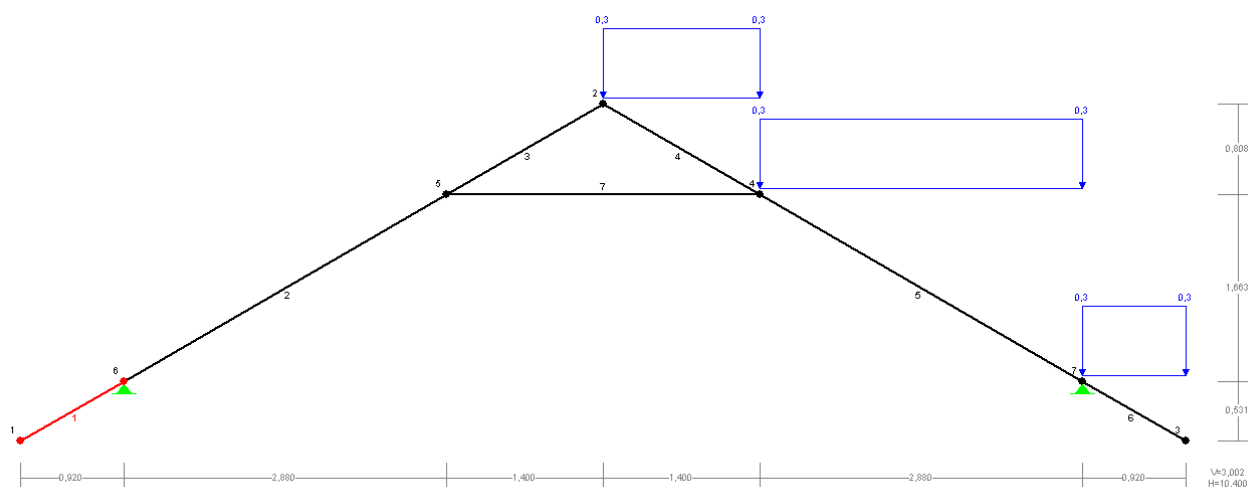
1.4.4.1. Wiatr I



1.4.4.2. Wiatr II



1.4.4.3. Obciążenie od fotowoltaiki– (wartość charakterystyczna).

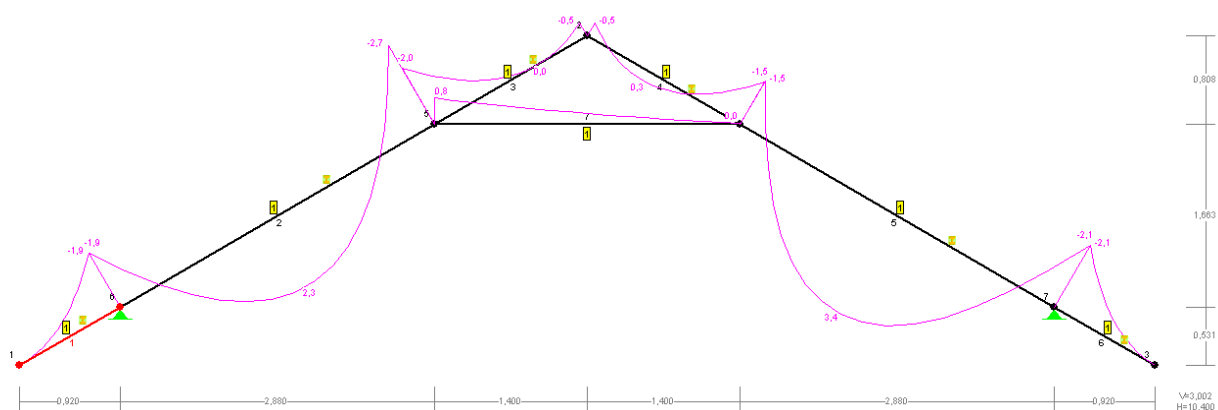
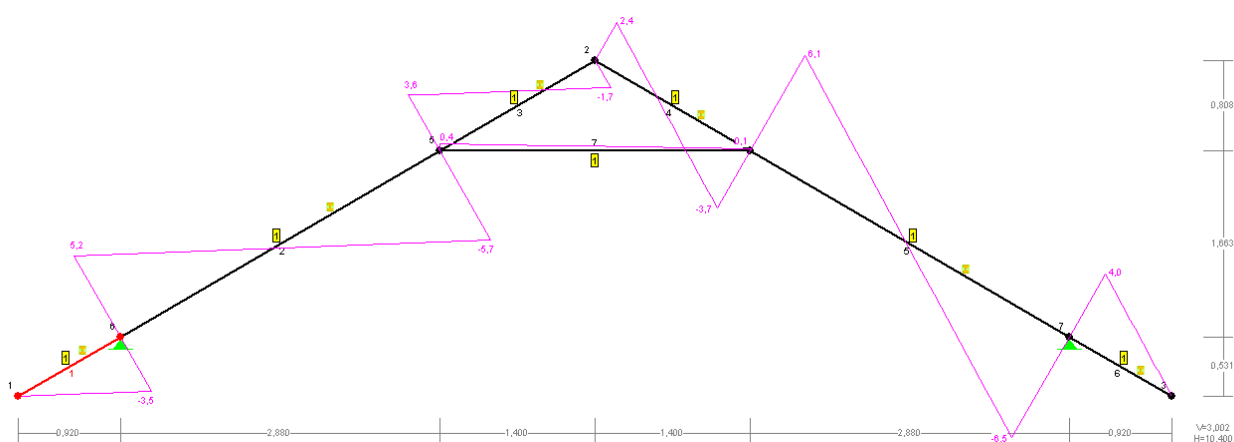
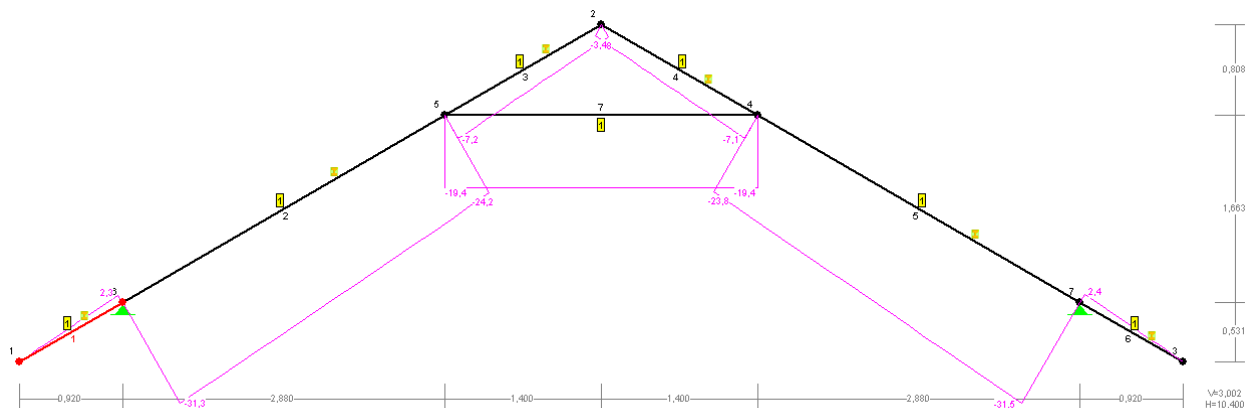


1.4.5. Atrybuty i mnożniki.

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

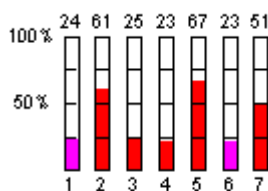
2. Wyniki obliczeń statycznych.

2.1. Siły wewnętrzne (wartości obliczeniowe).

2.1.1 Siły wewnętrzne – moment zginający - M_z .2.1.2 Siły wewnętrzne – siły poprzeczne - Q_y .2.1.3 Siły wewnętrzne – siły osiowe - N .

3. Wymiarowanie najbardziej wyężonych elementów drewnianych.

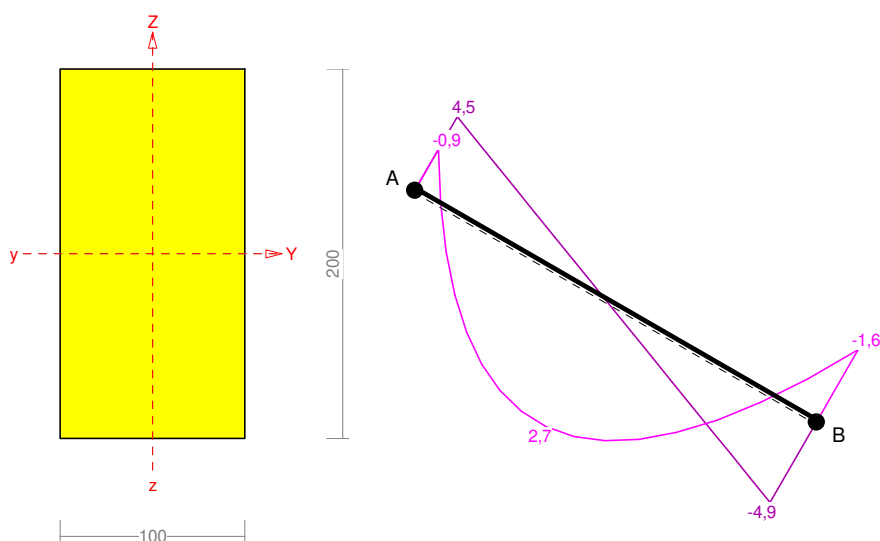
3.1. Nośność elementów.



Przekrój nr: 1

" B 20,0x10,0 "

3.2. Wymiarowanie krokwi.



Sprawdzenie nośności pręta nr 5

Nośność na ściskanie:

Wyniki dla $x_a=3,33$ m; $x_b=0,00$ m, przy obciążeniach "ABGH".

Nośność na ściskanie:

$$\sigma_{c,0,d} = N / A_d = 21,9 / 200,00 \times 10 = \mathbf{1,1} < \mathbf{2,31} = 0,238 \times 9,69 = k_c f_{c,0,d}$$

Ściskanie ze zginaniem dla $x_a=1,66$ m; $x_b=1,66$ m, przy obciążeniach "ABGH":

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{1,0}{0,905 \times 9,69} + 0,7 \times \frac{0,0}{11,08} + \frac{4,0}{11,08} = \mathbf{0,470} < \mathbf{1}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{1,0}{0,238 \times 9,69} + \frac{0,0}{11,08} + 0,7 \times \frac{4,0}{11,08} = \mathbf{0,672} < \mathbf{1}$$

Nośność na zginanie:

Wyniki dla $x_a=1,45$ m; $x_b=1,87$ m, przy obciążeniach "ADEGH".

Warunek stateczności:

$$\sigma_{m,d} = M / W = 3,4 / 666,67 \times 10^3 = \mathbf{5,1} < \mathbf{11,1} = 1,000 \times 11,08 = k_{crit} f_{m,d}$$

Nośność dla $x_a=1,45$ m; $x_b=1,87$ m, przy obciążeniach "ADGH":

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

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,7 \times \frac{4,6}{11,08} + \frac{0,0}{11,08} = \mathbf{0,3 < 1}$$

Nośność ze ściskaniem dla $x_a=1,45$ m; $x_b=1,87$ m, przy obciążeniach "ADEGH":

$$\frac{\sigma_{c,0,d}^2}{f_{c,0,d}^2} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0,8^2}{9,69^2} + \frac{5,1}{11,08} + 0,7 \times \frac{0,0}{11,08} = \mathbf{0,5 < 1}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}^2}{f_{c,0,d}^2} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0,8^2}{9,69^2} + 0,7 \times \frac{5,1}{11,08} + \frac{0,0}{11,08} = \mathbf{0,3 < 1}$$

Nośność na ścinanie:

Wyniki dla $x_a=0,00$ m; $x_b=3,33$ m, przy obciążeniach "ABGH".

Warunek nośności

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

Stan graniczny użytkowania:

Wyniki dla $x_a=1,04$ m; $x_b=2,29$ m, przy obciążeniach "ADEGH".

$$U_{z,fin} = -4,7 + -6,2 = \mathbf{10,9 < 40,0} = U_{net,fin}$$

III.3. Wymiarowanie trzpieni

1. Przedstawienie konstrukcji.

1.2. Gabaryty.



1.2. Przekroje elementów.

trzpień 25x25 cm

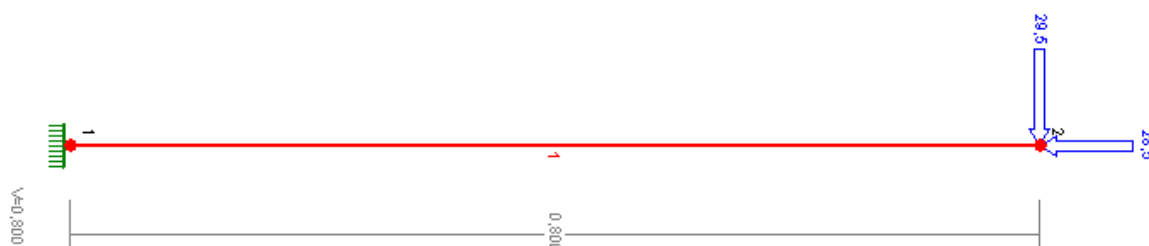
1.3. Materiał.

Beton C30 (B25/30)

1.4. Obciążenia.

1.4.1. Ciężar własny uwzględniony w programie na podstawie zadanych przekrojów.

1.4.2. Obciążenie z dachu (wartość charakterystyczna).

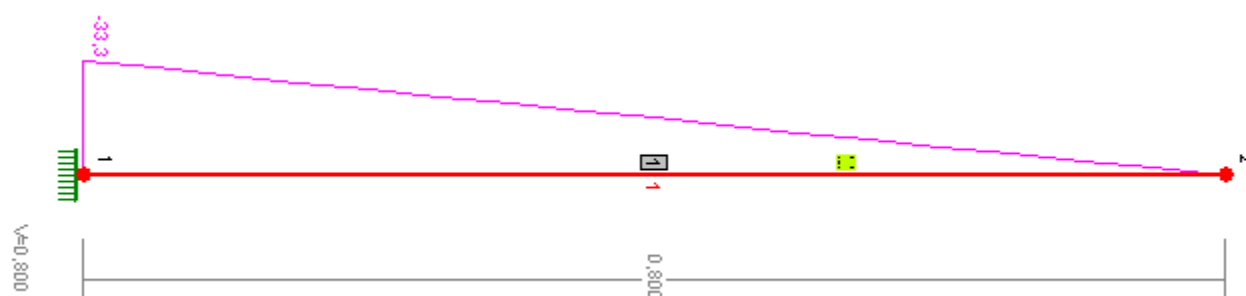
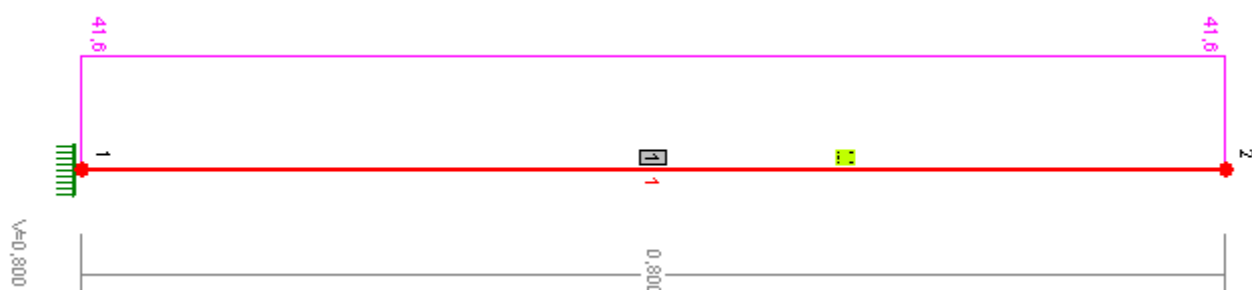
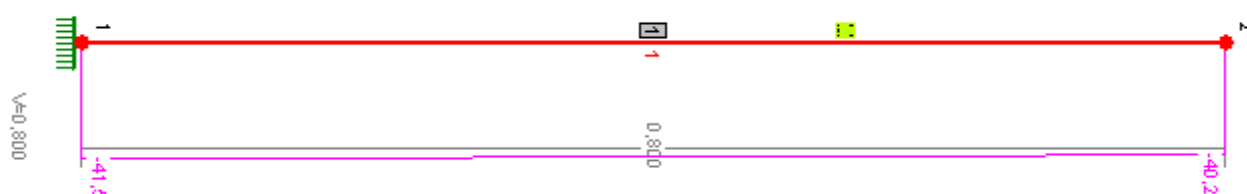


1.4.3. Atrybuty i mnożniki.

Nr	Opis	Obc(+)	Obc(-)	Udz.	Atrybut
1	Ciężar własny	1,1	1,1	1	Stały
2	Obc z dachu	1,42	1,42	1	Zmienny

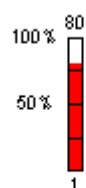
2. Wyniki obliczeń statycznych.

2.1. Siły wewnętrzne (wartości obliczeniowe).

2.1.1 Siły wewnętrzne – moment zginający - M_z .2.1.4 Siły wewnętrzne – siły poprzeczne - Q_y .2.1.5 Siły wewnętrzne – siły osiowe - N .

3. Wymiarowanie najbardziej wyciężonych elementów.

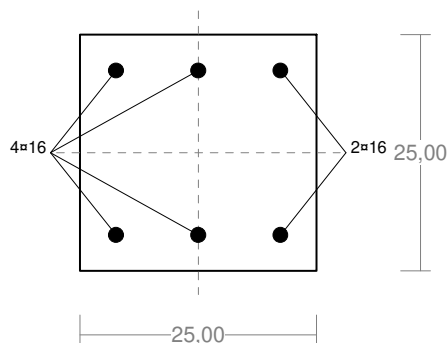
3.1. Nośność elementów.



Przekrój nr: 1

" B 25,0x25,0 "

3.2. Wymiarowanie trzypieni.



$$J_{sx}=913 \text{ cm}^4, J_{sy}=609 \text{ cm}^4,$$

przekrój: $x_a=0,40 \text{ m}$, $x_b=0,40 \text{ m}$

Wymiary przekroju [cm]:

$$h=25,0, b=25,0,$$

Cechy materiałowe dla sytuacji stałej lub przejściowej

BETON: B30

$$f_{ck}=25,0 \text{ MPa}, f_{cd}=\alpha \cdot f_{ck}/\gamma_c=1,00 \times 25,0/1,50=16,7 \text{ MPa}$$

Cechy geometryczne przekroju betonowego:

$$A_c=625 \text{ cm}^2, J_{cx}=32552 \text{ cm}^4, J_{cy}=32552 \text{ cm}^4$$

STAL: A-IIIIN (RB 500)

$$f_{yk}=500 \text{ MPa}, \gamma_s=1,15, f_{yd}=420 \text{ MPa}$$

$$\xi_{lim}=0,0035/(0,0035+f_{yd}/E_s)=0,0035/(0,0035+420/200000)=0,625,$$

Zbrojenie główne:

$$A_{s1}+A_{s2}=12,06 \text{ cm}^2, \rho=100 (A_{s1}+A_{s2})/A_c=100 \times 12,06/625=1,93 \%,$$

Siły przekrojowe:

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: **A**

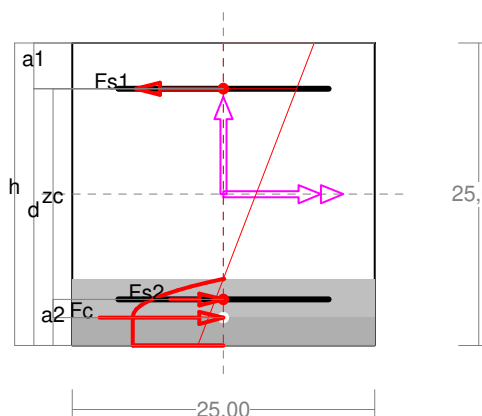
Momenty zginające: $M_x = 16,6 \text{ kNm}$,

$$M_y = 0,0 \text{ kNm},$$

Siły poprzeczne: $V_y = 41,6 \text{ kN}$,

$$V_x = 0,0 \text{ kN},$$

Siła osiowa: $N = -40,8 \text{ kN} = N_{sd}$.

Zbrojenie wymagane:

Wielkości obliczeniowe:

$$N_{sd}=-41,5 \text{ kN},$$

$$M_{sd}=\sqrt{(M_{sdx}^2 + M_{sdy}^2)} = \sqrt{(33,5^2 + 0,0^2)} = 33,5 \text{ kNm}$$

$f_{cd}=16,7 \text{ MPa}$, $f_{yd}=420 \text{ MPa}$ ($f_{td}=478 \text{ MPa}$ - uwzgl. wzmocnienia),

Zbrojenie rozciągane ($\epsilon_{s1}=10,00 \text{ ‰}$):

$$A_{s1}=3,63 \text{ cm}^2 \Rightarrow (2 \times 16 = 4,02 \text{ cm}^2),$$

Zbrojenie ściskane (* $A_{s2}=0$ nie jest obliczeniowo wymagane.*) ($\epsilon_c=-3,50 \text{ ‰}$):

$$A_{s2}=0,54 \text{ cm}^2 \Rightarrow (1 \times 16 = 2,01 \text{ cm}^2)$$

$$A_s=A_{s1}+A_{s2}=4,17 \text{ cm}^2, \rho=100 \times A_s/A_c=100 \times 4,17/625=0,67 \%$$

Wielkości geometryczne [cm]:

$$h=25,0, d=21,2, x=5,5 (\xi=0,259),$$

$$a_1=3,8, a_2=3,8, a_c=2,3, z_c=18,9, A_{cc}=137 \text{ cm}^2,$$

$$\epsilon_c=-3,50 \text{ ‰}, \epsilon_{s2}=-1,08 \text{ ‰}, \epsilon_{s1}=10,00 \text{ ‰},$$

Wielkości statyczne [kN, kNm]:

$$F_c=-185,8, F_{s1}=155,9, F_{s2}=-11,6,$$

$$M_c=19,0, M_{s1}=13,6, M_{s2}=1,0,$$

Warunki równowagi wewnętrznej:

$$F_c+F_{s1}+F_{s2}=-185,8+(155,9)+(-11,6)=-41,5 \text{ kN} (N_{sd}=-41,5 \text{ kN})$$

$$M_c+M_{s1}+M_{s2}=19,0+(13,6)+(1,0)=33,5 \text{ kNm} (M_{sd}=33,5 \text{ kNm})$$

Długości wyboczeniowe pręta:

- **przy wyboczeniu w płaszczyźnie układu:**

podatności węzłów ustalone według załącznika C normy, współczynnik β obliczono jak dla pręta jednostronnie zamocowanego w układzie przesuwym

$$\text{ze wzoru (C.1)} \quad l_o = \beta l_{col}, \quad l_{col}=0,800 \text{ m},$$

$$\text{podatności węzłów: } \kappa_a=0,000 \Rightarrow \kappa_a=(1/\kappa_a-1)=\infty, \quad \kappa_b=1,000 \Rightarrow \kappa_b=(1/\kappa_b-1)=0,000,$$

$$\Rightarrow \beta=2+1/(3\kappa)=2+1/(3 \times \infty) \Rightarrow l_o=2,000 \times 0,800=1,600 \text{ m}$$

- przy wyboczeniu w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny układu:

podatności węzłów ustalone według załącznika C normy, współczynnik β obliczono jak dla pręta swobodnego:

ze wzoru (C.1) $l_0 = \beta l_{col}$, $l_{col}=0,800$ m,

podatności węzłów: $\kappa_a = 1,000 \Rightarrow k_A = (1/\kappa_a - 1) = 0,000$, $\hat{e}_b = 1,000 \Rightarrow k_B = (1/\kappa_b - 1) = 0,000$,

$\beta = 1,000 \Rightarrow l_0 = 1,000 \times 0,800 = 0,800$ m

Uwzględnienie wpływu smukłości pręta:**- w płaszczyźnie ustroju:**

mimośród niezamierzony: ($l_{col}=0,800$ m, $h=0,250$ m, $n=1$) $e_a = \max \left\langle \frac{l_{col}}{600} \left(1 + \frac{1}{n}\right), \frac{h}{30}, 0,01 \right\rangle = \max \langle 0,003,$

$0,008, 0,010 \rangle = 0,010$ m, przyjęto: $e_a = 0,010$ m,

uwzględnienie wpływu smukłości nie jest wymagane,

- w płaszczyźnie prostopadłej do ustroju:

uwzględnienie wpływu smukłości zaniechano

Uwzględnienie wpływu smukłości pręta:**- w płaszczyźnie ustroju:**

mimośród niezamierzony: ($l_{col}=0,800$ m, $h=0,250$ m, $n=1$) $e_a = \max \left\langle \frac{l_{col}}{600} \left(1 + \frac{1}{n}\right), \frac{h}{30}, 0,01 \right\rangle = \max \langle 0,003,$

$0,008, 0,010 \rangle = 0,010$ m, przyjęto: $e_a = 0,010$ m,

uwzględnienie wpływu smukłości nie jest wymagane,

- w płaszczyźnie prostopadłej do ustroju:

uwzględnienie wpływu smukłości zaniechano

Zbrojenie poprzeczne (strzemiona)

Na całej długości pręta przyjęto strzemiona o średnicy $\phi=8$ mm ze stali A-0, dla której $f_{ywd} = 190$ MPa.

Minimalny stopień zbrojenia na ścinanie:

$$\rho_{w,min} = 0,08 \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} = 0,08 \times \sqrt{25} / 500 = 0,00080$$

Rozstaw strzemion:

Strefa nr 1

Początek i koniec strefy: $x_a = 0,0$ $x_b = 80,0$ cm

Maksymalny rozstaw strzemion:

$$s_{max} = 0,75 d = 0,75 \times 212 = 159 \quad s_{max} \leq 400 \text{ mm}$$

przyjęto $s_{max} = 159$ mm.

Ze względu na pręty ściskane $s_{max} = 15 \phi = 15 \times 16,0 = 240,0$ mm.

Przyjęto strzemiona 2-cięte, prostopadłe do osi pręta o rozstawie **10,0** cm, dla których stopień zbrojenia na ścinanie wynosi:

$$\rho_w = A_{sw} / (s b_w \sin \alpha) = 1,01 / (10,0 \times 25,0 \times 1,000) = 0,00402$$

Ścinanie

Przyjęto podparcie i obciążenie bezpośrednie.

Odcinek nr 1

Początek i koniec odcinka: $x_a = 0,0$ $x_b = 40,0$ cm

Siły przekrojowe: $N_{Sd} = -41,5$;

$$V_{Sd max} = 41,6 \text{ kN}$$

Siła poprzeczna w odległości d od podpory wynosi: $V_{Sd} = 41,6$ kN

Rodzaj odcinka:

$$\rho_L = \frac{A_{sL}}{b_w d} = \frac{6,03}{25,0 \times 21,2} = 0,01138; \quad \rho_L \leq 0,01$$

Przyjęto $\rho_L = 0,01000$.

$$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_C = 41,5 / 625,00 \times 10 = 0,7 \text{ MPa} \quad \sigma_{cp} \leq 0,2 f_{cd}$$

Przyjęto $\sigma_{cp} = 0,7 \text{ MPa}$.

$$V_{Rd1} = [0,35 k f_{ctd} (1,2 + 40 \rho_L) + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d =$$

$$= [0,35 \times 1,39 \times 1,20 \times (1,2 + 40 \times 0,01000) + 0,15 \times 0,7] \times 25,0 \times 21,2 \times 10^{-1} = 54,8 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 41,6 < 54,8 = V_{Rd1}$$

Nośność odcinka I-go rodzaju:

$$V_{Sd} = 41,6 < 54,8 = V_{Rd1}$$

$$v = 0,6 (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 \times (1 - 25 / 250) = 0,540$$

$$V_{Rd2} = 0,5 v f_{cd} b_w z = 0,5 \times 0,540 \times 16,7 \times 25,0 \times 18,1 \times 10^{-1} = 203,9 \text{ kN}$$

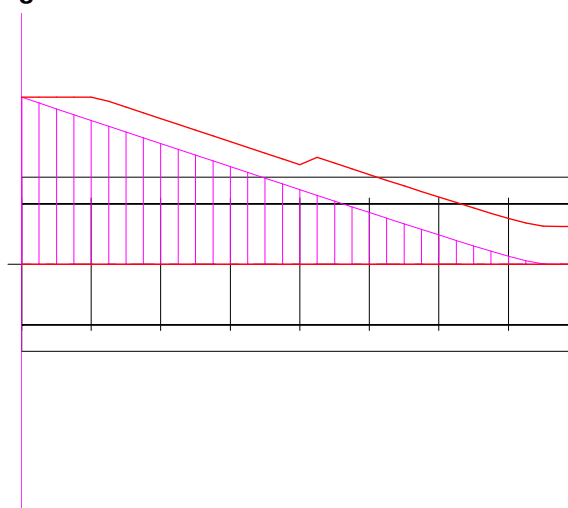
$$\alpha_c = 1 + \sigma_{cp} / f_{cd} = 1 + 0,7 / 16,7 = 1,040$$

$$V_{Rd2,red} = \alpha_c V_{Rd2} = 1,040 \times 203,9 = 212,0 \text{ kN}$$

Przyjęto $V_{Rd2,red} = 203,9 \text{ kN}$

$$V_{Sd} = 41,6 < 203,9 = V_{Rd2,red}$$

$$\rho_w = 0,00402 > 0,00080 = \rho_{w \min}$$

Nośność zbrojenia podłużnego

Sprawdzenie siły przenoszanej przez zbrojenie rozciągane dla $x = 0,004 \text{ m}$:

$$\Delta F_{td} = 0,5 |V_{Sd}| (\cot \theta - V_{Rd32} / V_{Rd3} \cot \alpha) = 0,5 \times 41,6 \times (1,204) = 25,0 \text{ kN}$$

Sumaryczna siła w zbrojeniu rozciągającym:

$$F_{td} = F_{td,m} + \Delta F_{td} = 166,4 + 25,0 = 191,4 \text{ kN};$$

$$F_{td} \leq F_{td,max} = 166,4 \text{ kN}$$

Przyjęto $F_{td} = 166,4 \text{ kN}$

$$F_{td} = 166,4 < 253,3 = 6,03 \times 420 \times 10^{-1} = A_s f_{yd}$$

Zarysowanie

Położenie przekroju:

$$x = 0,000 \text{ m}$$

Siły przekrojowe:

$$M_{Sd} = -23,6 \text{ kNm}$$

$$N_{Sd} = -29,7 \text{ kN} \quad e = 80,5 \text{ cm}$$

$$V_{Sd} = 29,5 \text{ kN}$$

Wymiary przekroju:

$$b_w = 25,0 \text{ cm}$$

$$d = h - a_1 = 25,0 - 3,8 = 21,2 \text{ cm}$$

$$A_c = 625 \text{ cm}^2$$

$$W_c = 2604 \text{ cm}^3$$

Minimalne zbrojenie:

Wymagane pole zbrojenia rozciąganego dla zginania, przy naprężeniach wywołanych przyczynami zewnętrznymi, wynosi:

$$\begin{aligned} A_s &= k_c k_{f_{ct,eff}} A_{ct} / \sigma_{s,lim} = \\ &= 0,4 \times 1,0 \times 2,6 \times 329 / 240 = 1,43 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s1} = 6,03 > 1,43 = A_s$$

Zarysowanie:

$$M_{cr} = f_{ctm} W_c = 2,6 \times 2604 \times 10^{-3} = 6,8 \text{ kNm}$$

$$N_{cr} = \frac{f_{ctm}}{e / W_c - 1 / A_c} = \frac{2,6}{80,5 / 2604,17 - 1 / 625,00} \times 10^{-1} = -8,9 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 29,7 > 8,9 = N_{cr}$$

Przekrój zarysowany.

Szerokość rozwarcia rysy prostopadłej do osi pręta:

Przyjęto $k_2 = 0,5$.

$$\rho_r = A_s / A_{ct,eff} = 6,03 / 137 = 0,04405$$

$$s_{rm} = 50 + 0,25 k_1 k_2 \phi / \rho_r = 50 + 0,25 \times 0,8 \times 0,50 \times 16 / 0,04405 = 86,32$$

$$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s [1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2] =$$

$$= 196,9 / 200000 \times [1 - 1,0 \times 0,5 \times (-8,9 / 29,7)^2] = 0,00094$$

$$w_k = \beta s_{rm} \epsilon_{sm} = 1,0 \times 86,32 \times 0,00094 = 0,08 \text{ mm}$$

$$w_k = 0,08 < 0,3 = w_{lim}$$

Szerokość rozwarcia rysy ukośnej:

Rysy ukośne nie występują.

Ugięcia

Ugięcia wyznaczono dla charakterystycznych obciążeń długotrwałych.

Współczynniki pełzania dla obciążeń długotrwałych przyjęto równy $\phi(t, t_0) = 2,00$.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(t, t_0)} = \frac{31000}{1 + 2,00} = 10333 \text{ MPa}$$

Moment rysujący:

$$M_{cr} = f_{ctm} W_c = 2,6 \times 2604 \times 10^{-3} = 6,8 \text{ kNm}$$

Całkowity moment zginający $M_{sd} = -23,6 \text{ kN}$ powoduje zarysowanie przekroju.

Sztywność dla długotrwałego działania obciążeń długotrwałych:

Sztywność na zginanie wyznaczona dla momentu $M_{sd} = -23,6 \text{ kNm}$.

Wielkości geometryczne przekroju: $x_l = 12,5 \text{ cm}$ $I_l = 50225 \text{ cm}^4$

$$x_{II} = 8,6 \text{ cm} \quad I_{II} = 26524 \text{ cm}^4$$

$$B = \frac{E_{c,eff} I_{II}}{1 - \beta_1 \beta_2 (M_{cr} / M_{Sd})^2 (1 - I_{II} / I_I)} =$$

$$= \frac{10333 \times 26524}{1 - 1,0 \times 0,5 \times (6,8/23,6)^2 \times (1 - 26524/50225)} \times 10^{-5} = 2795 \text{ kNm}^2$$

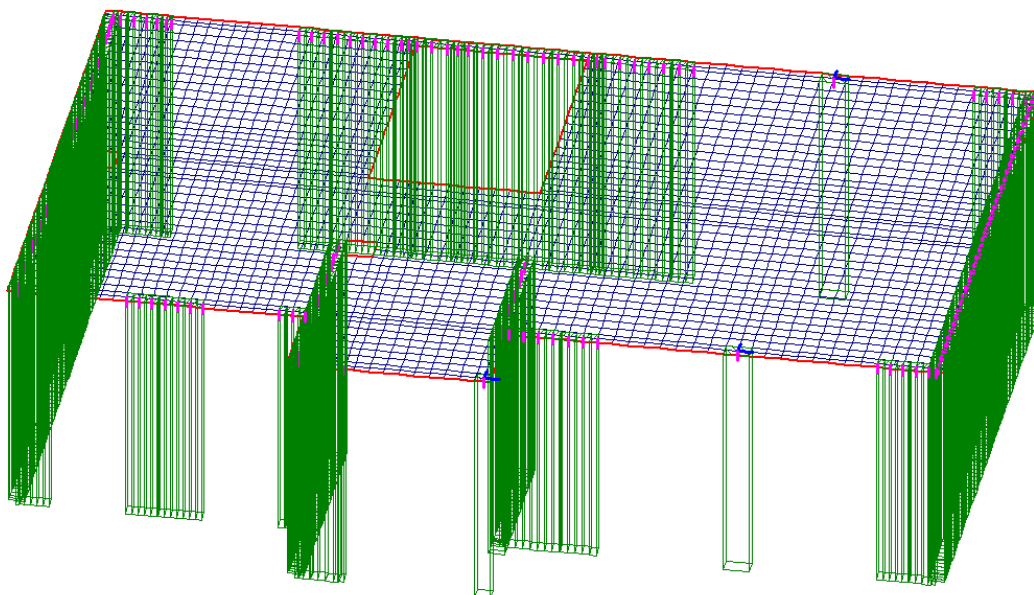
Ugięcie w punkcie o współrzędnej $x = 0,800 \text{ cm}$, wyznaczone poprzez całkowanie funkcji krzywizny osi pręta ($1/\rho$) z uwzględnieniem zmiany sztywności wzdłuż osi elementu, wynosi:

$$a = a_{\infty,d} = 1,7 \text{ mm}$$

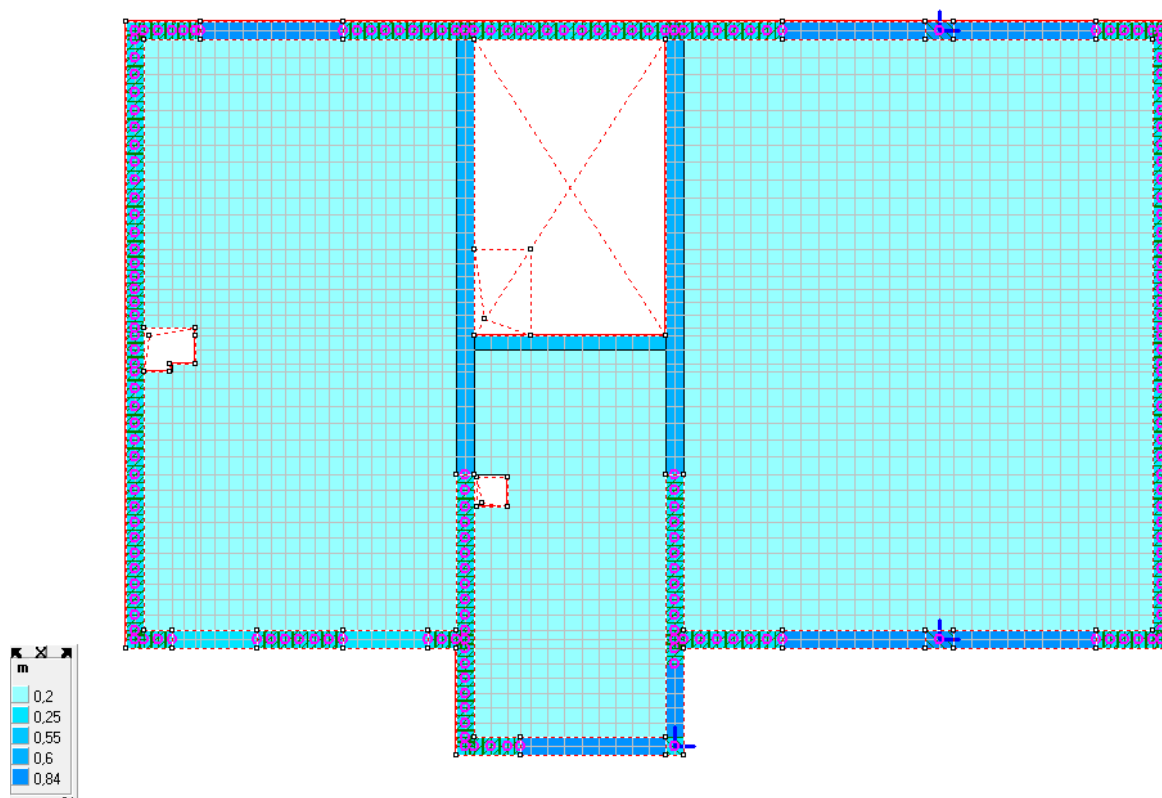
$$a = 1,7 < 4,0 = a_{lim}$$

III.3. Wymiarowanie stropu nad parterem

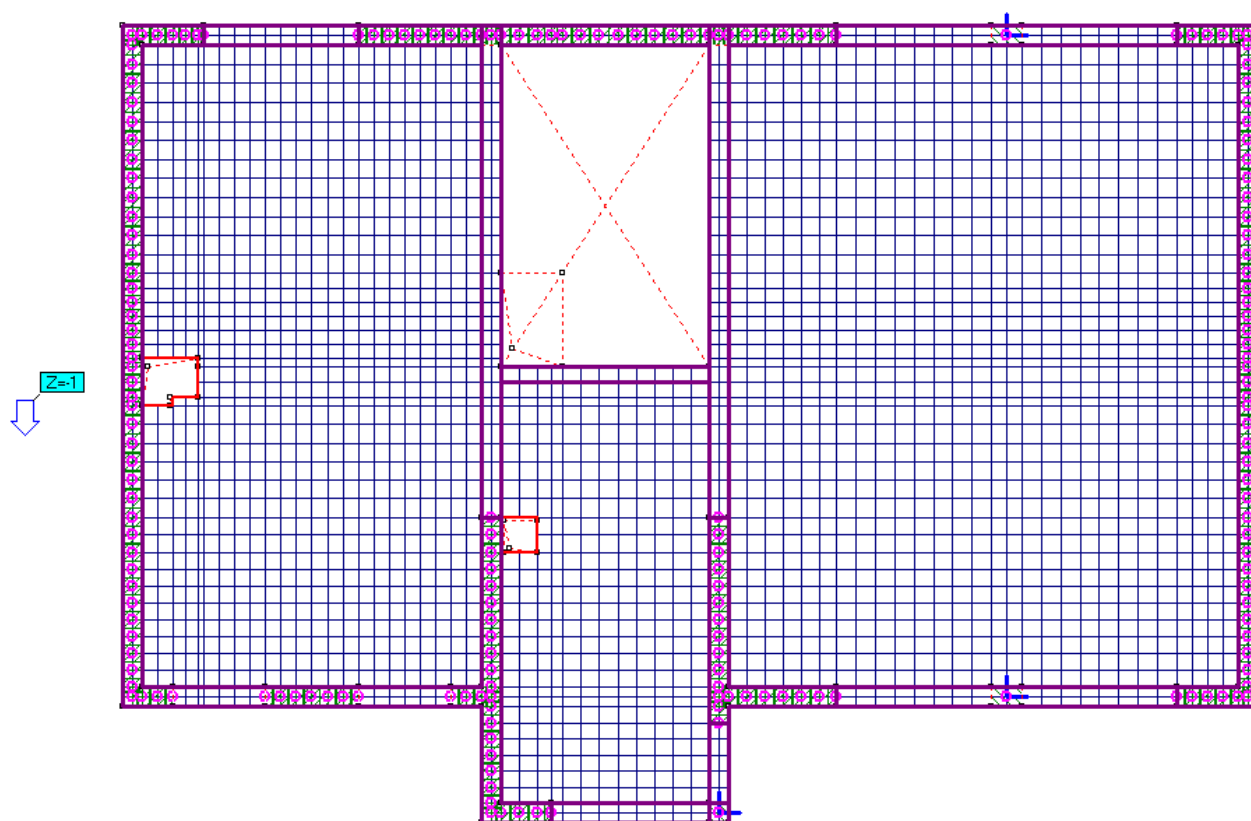
1. Założenia:
 Beton: C25/30 (B30)
 Stal: AIIIIN
 Otulina: – 3 cm
 Ciężar własny konstrukcji uwzględniony w programie obliczeniowym
2. Schemat konstrukcji



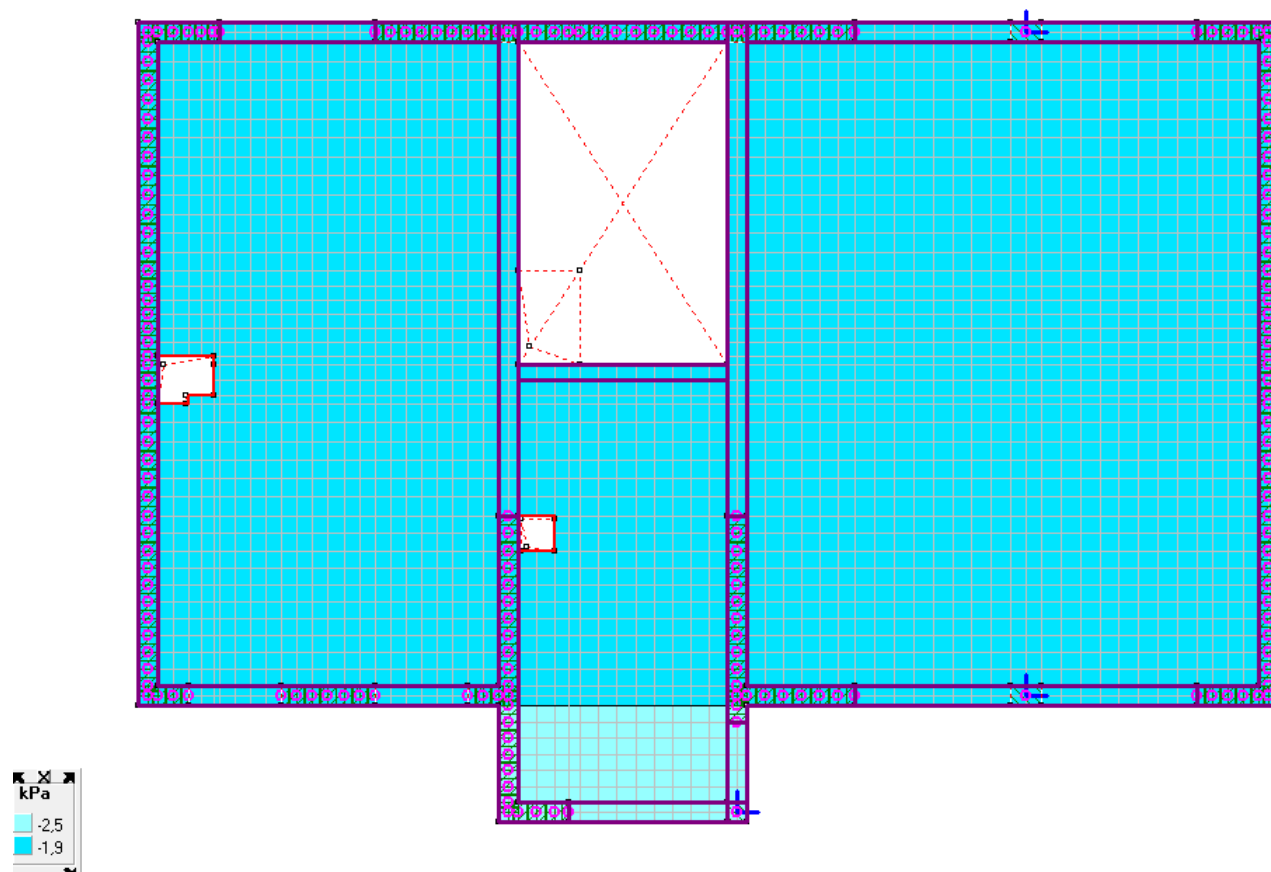
2.1.1. Grubości płyty



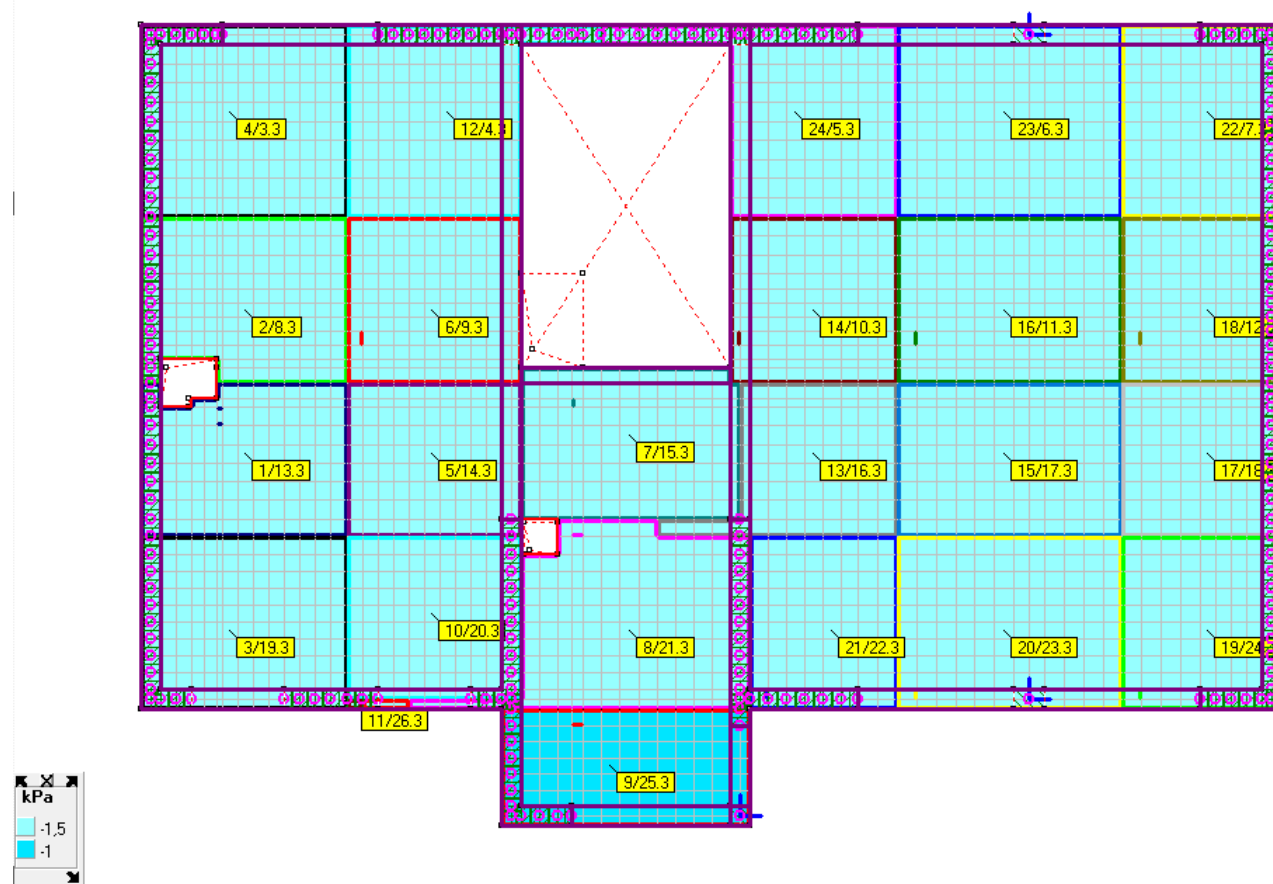
2.1.2. Obciążenia – ciężar własny (wartości charakterystyczne)



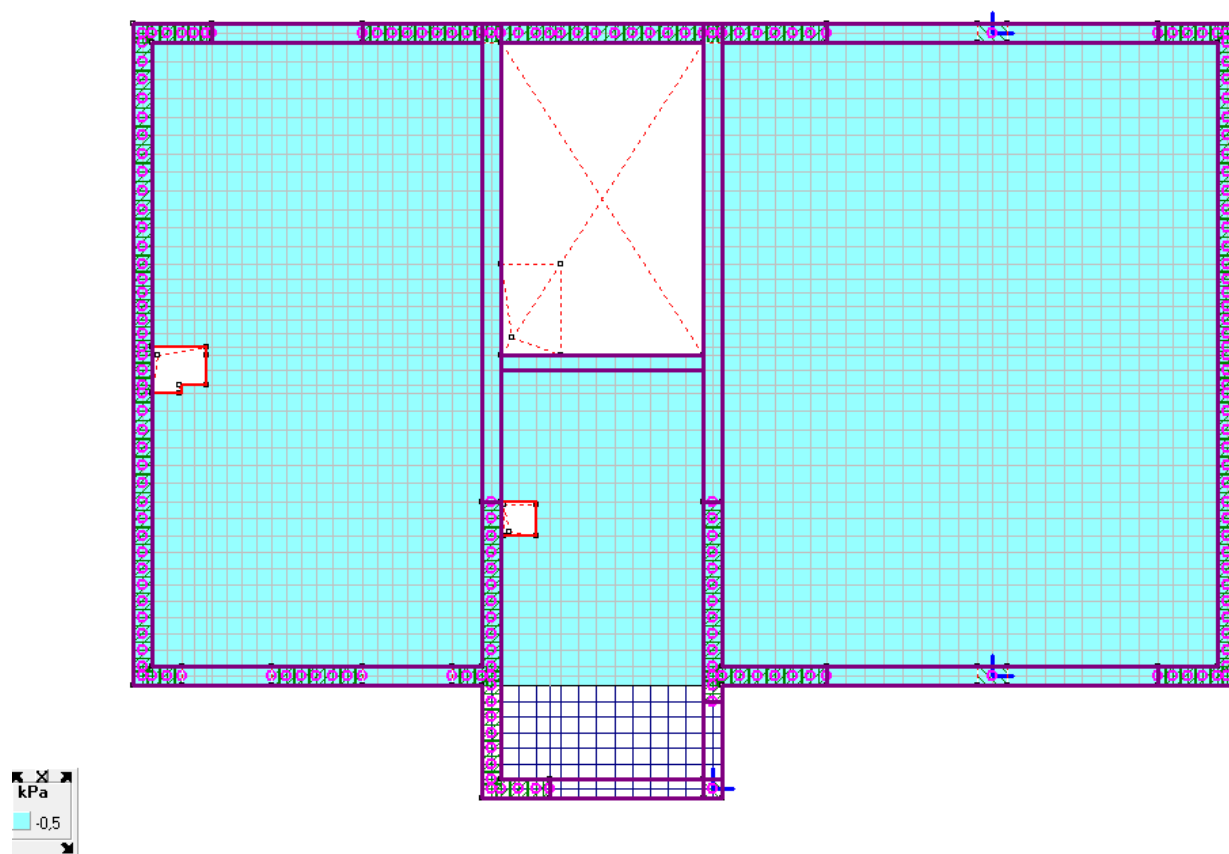
2.1.3. Obciążenia – ciężar warstw (wartości charakterystyczne)



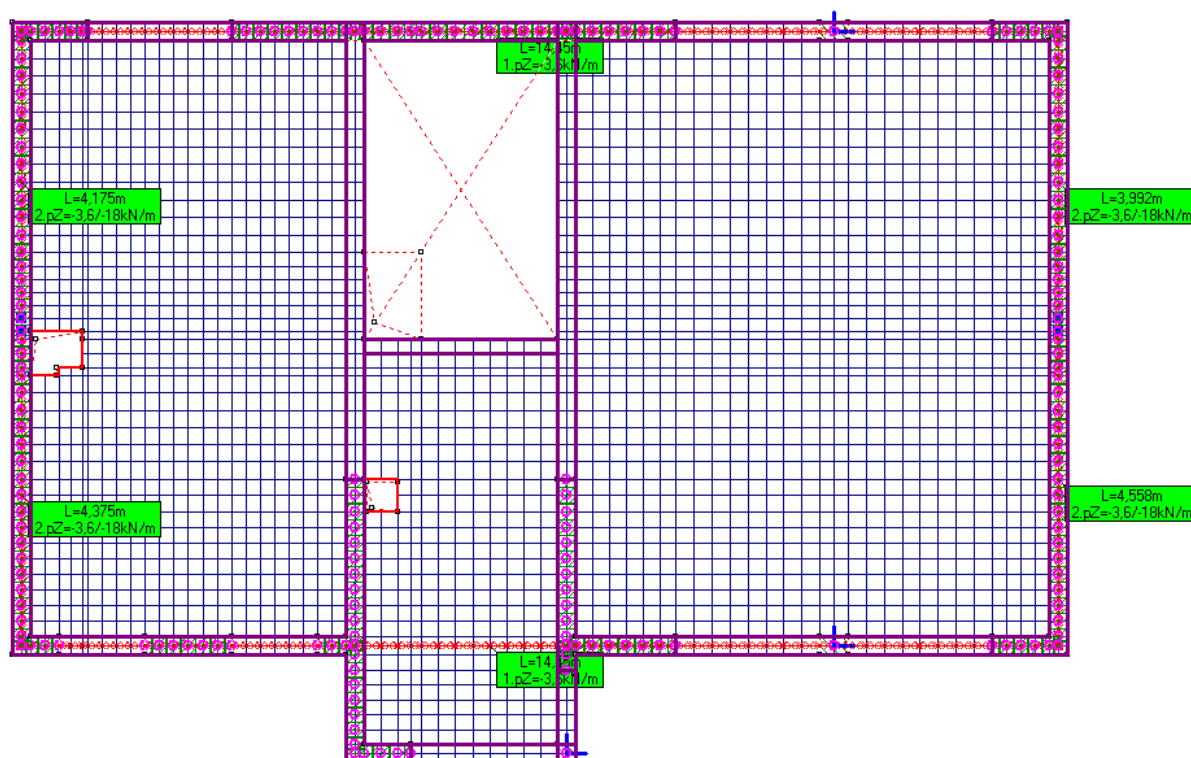
2.1.4. Obciążenia – obciążenie użytkowe (wartości charakterystyczne)



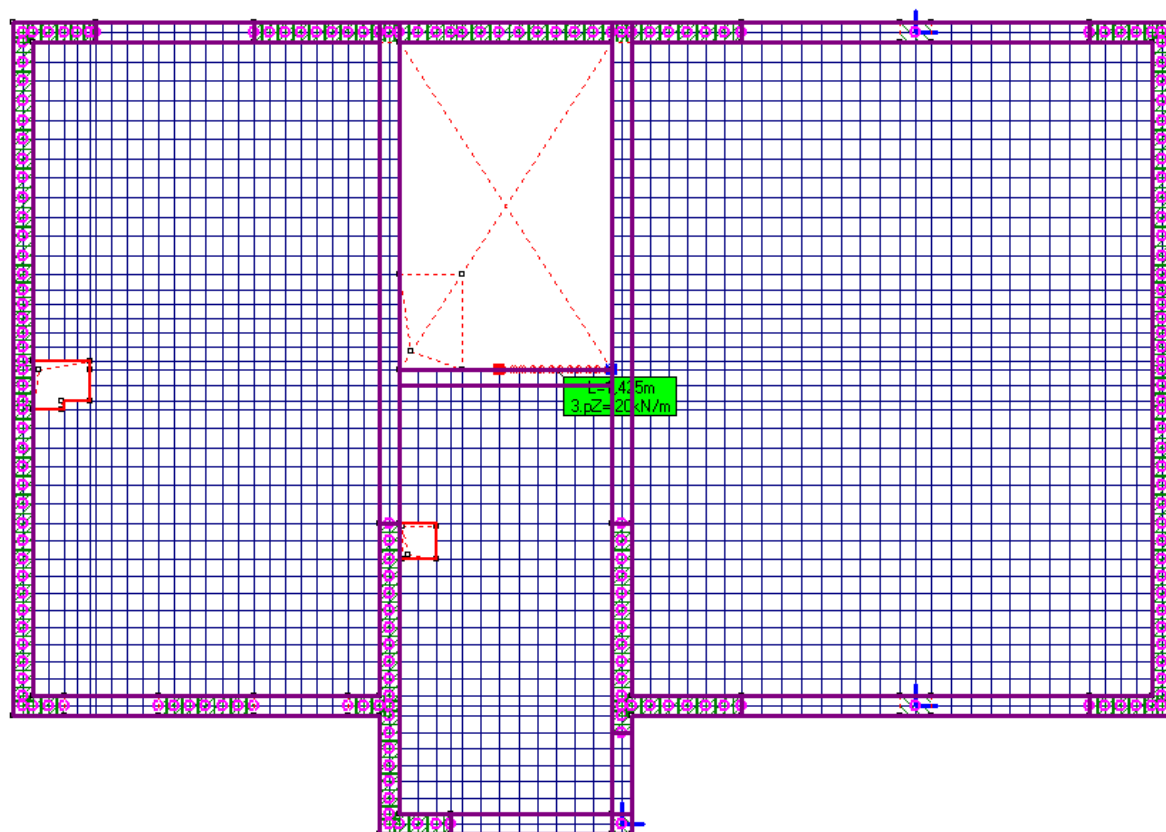
2.1.5. Obciążenia – ściany działowe (wartości charakterystyczne)



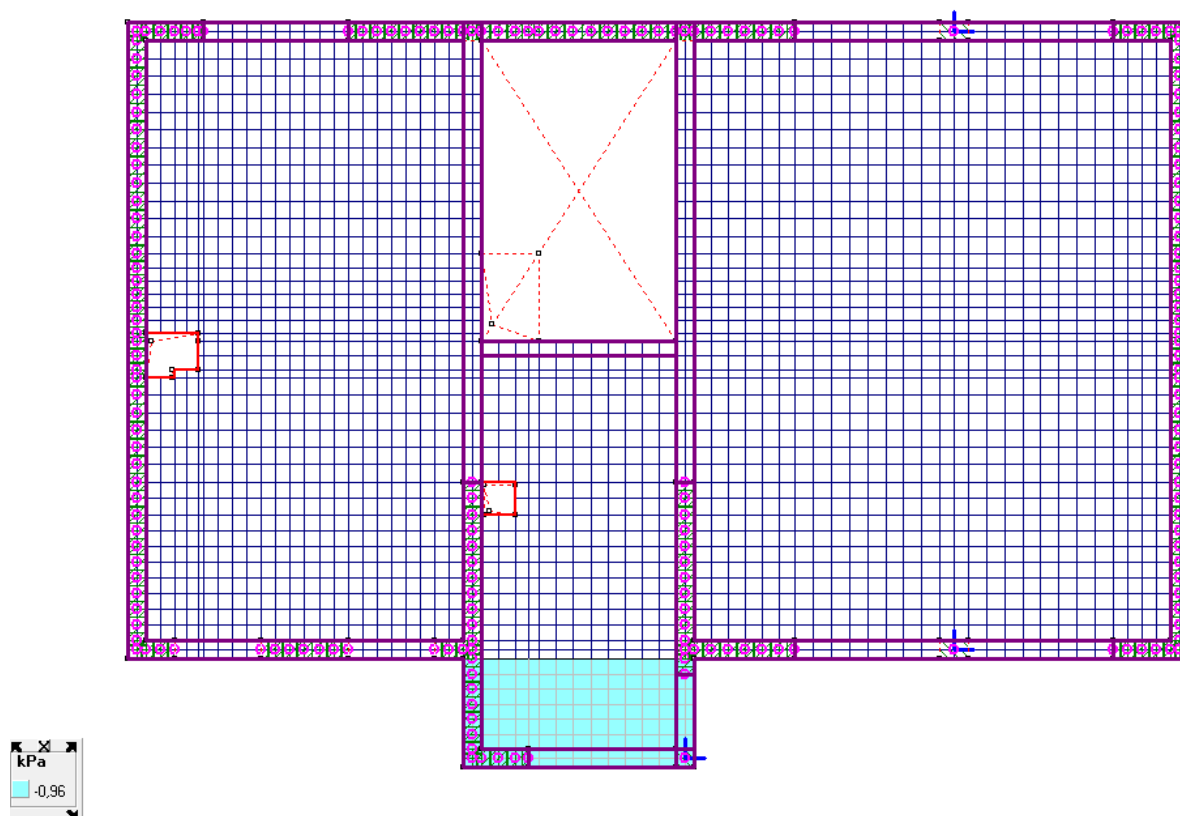
2.1.6. Obciążenia – od ścian nośnych (wartości charakterystyczne)



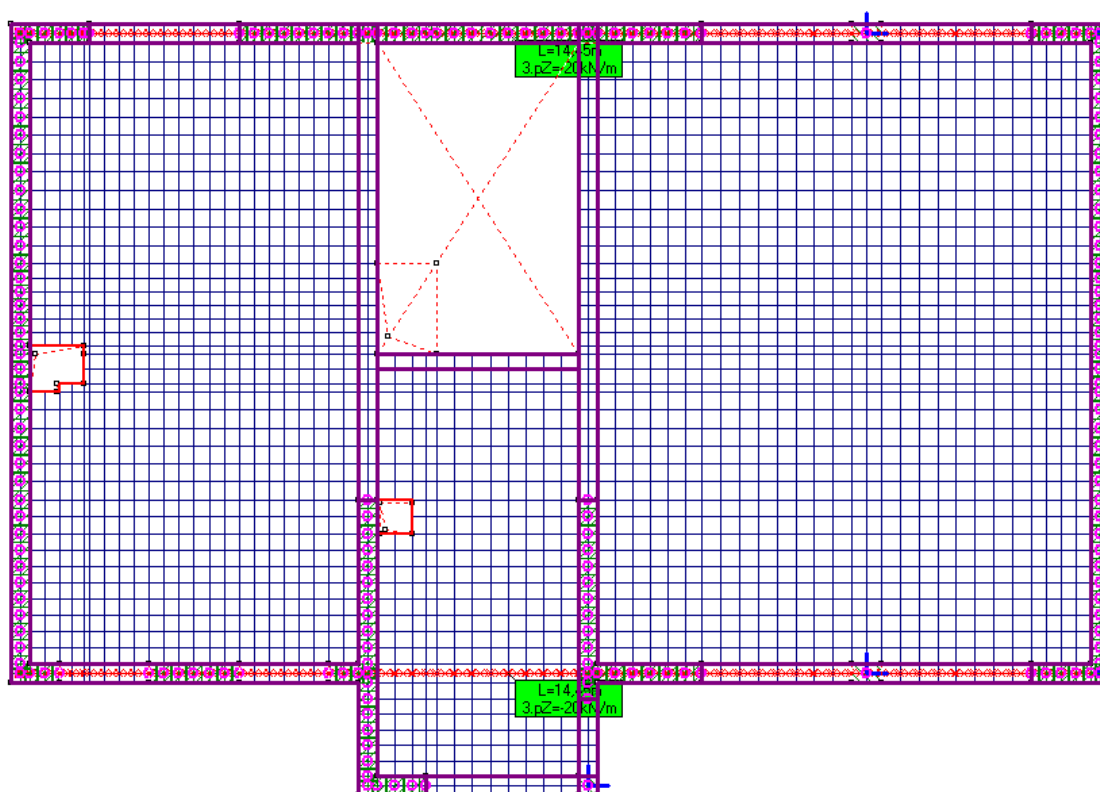
2.1.7. Obciążenia – obc od schodów (wartości charakterystyczne)



2.1.8. Obciążenia – obc od śniegu (wartości charakterystyczne)



2.1.9. Obciążenia – obc z dachu (wartości charakterystyczne)

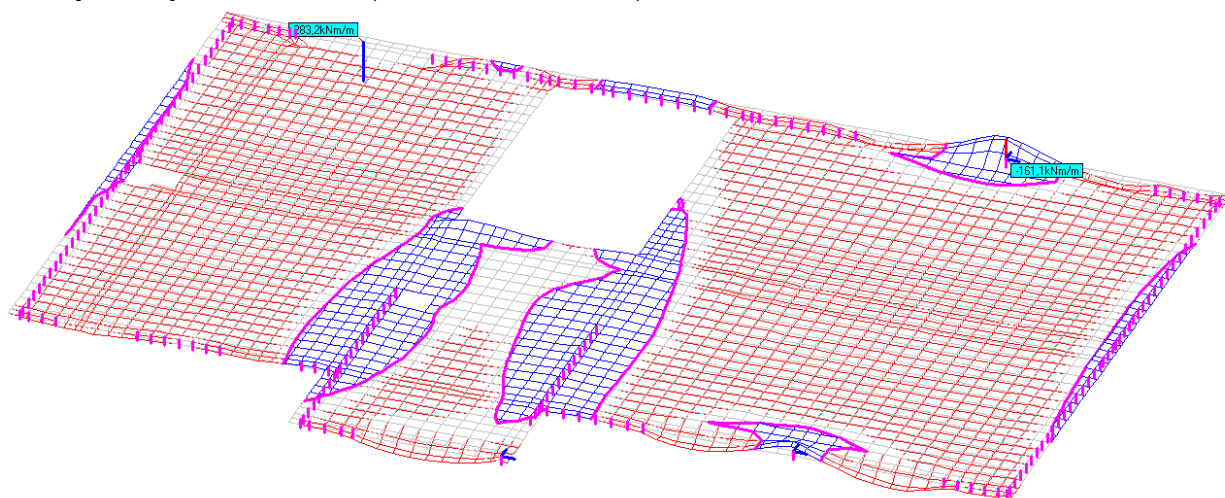


2.2. Mnożniki i atrybuty.

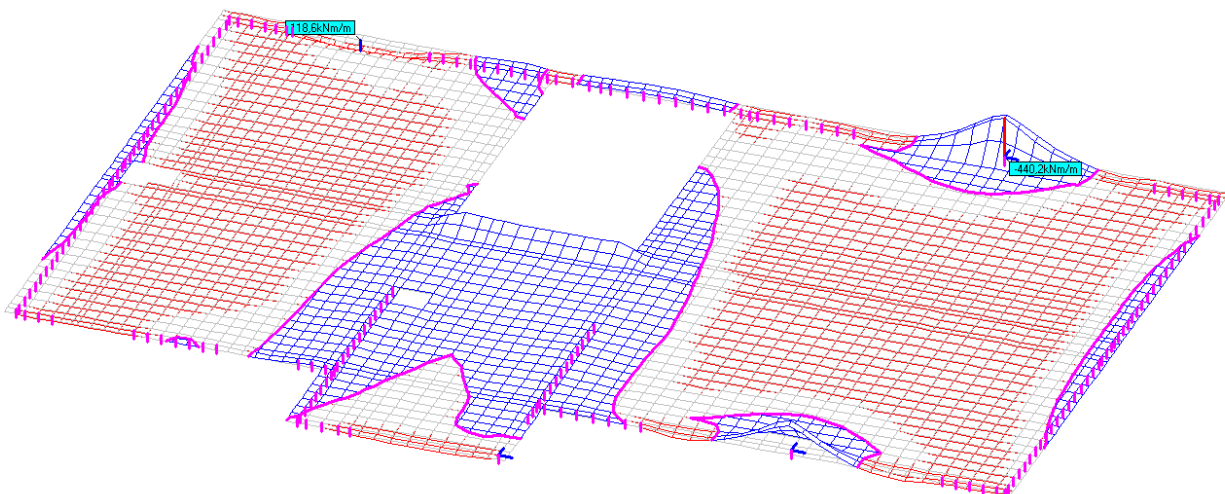
Nr	Opis	Obc(+)	Obc(-)	Udz.	Atrybut
1	Ciężar własny	1,35	1,35	1	Stały
2	Ciężar warstw	1,35	1,35	1	Stały
3	Obc użytkowe	1,5	1,5	1	Zmienny
4	Obc ściany działowe	1,35	1,35	1	Stały
5	Obc od ścian nośnych	1,35	1,35	1	Stały
6	Obc ze schodów	1,5	1,5	1	Zmienny
7	Obc od śniegu	1,5	1,5	1	Zmienny
8	Obc z dachu	1,5	1,5	1	Zmienny

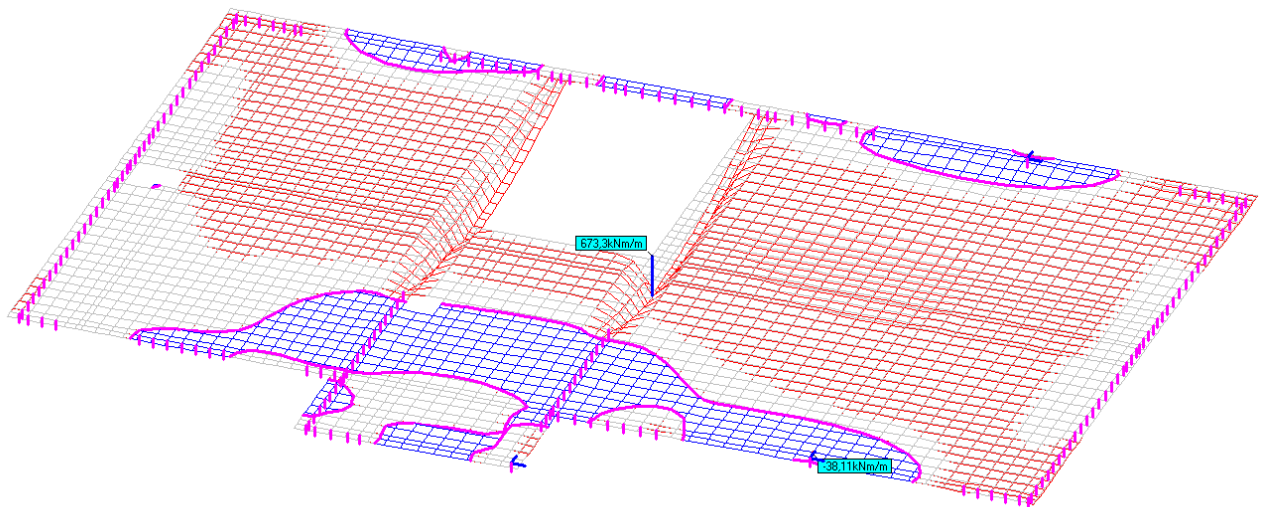
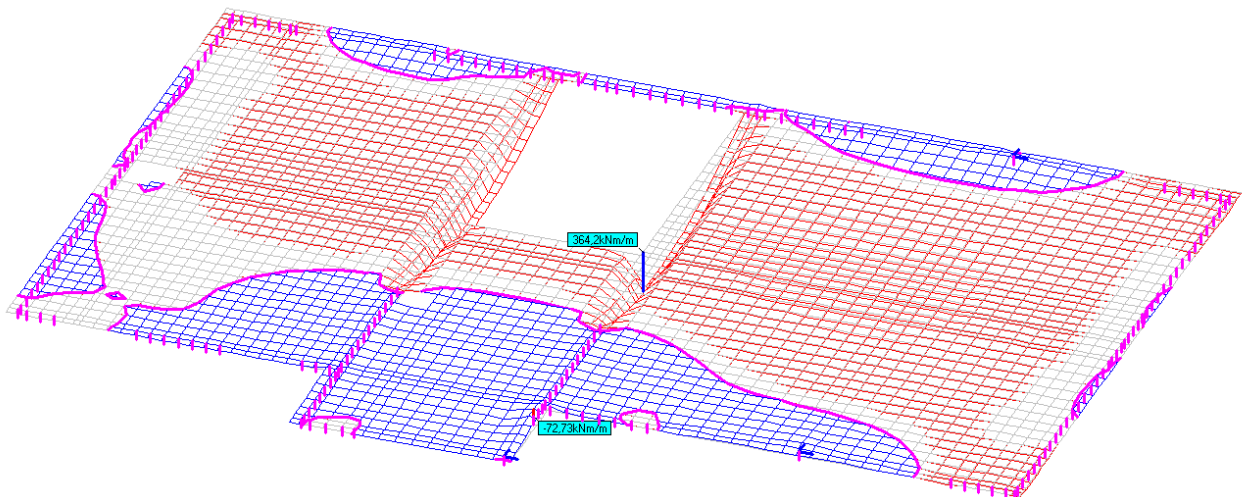
2.3. Płyta stropowa nad parterem– obliczenia statyczne.

2.3.1. Siły wewnętrzne – Mx max (wartości obliczeniowe)



2.3.2. Siły wewnętrzne – Mx min (wartości obliczeniowe)

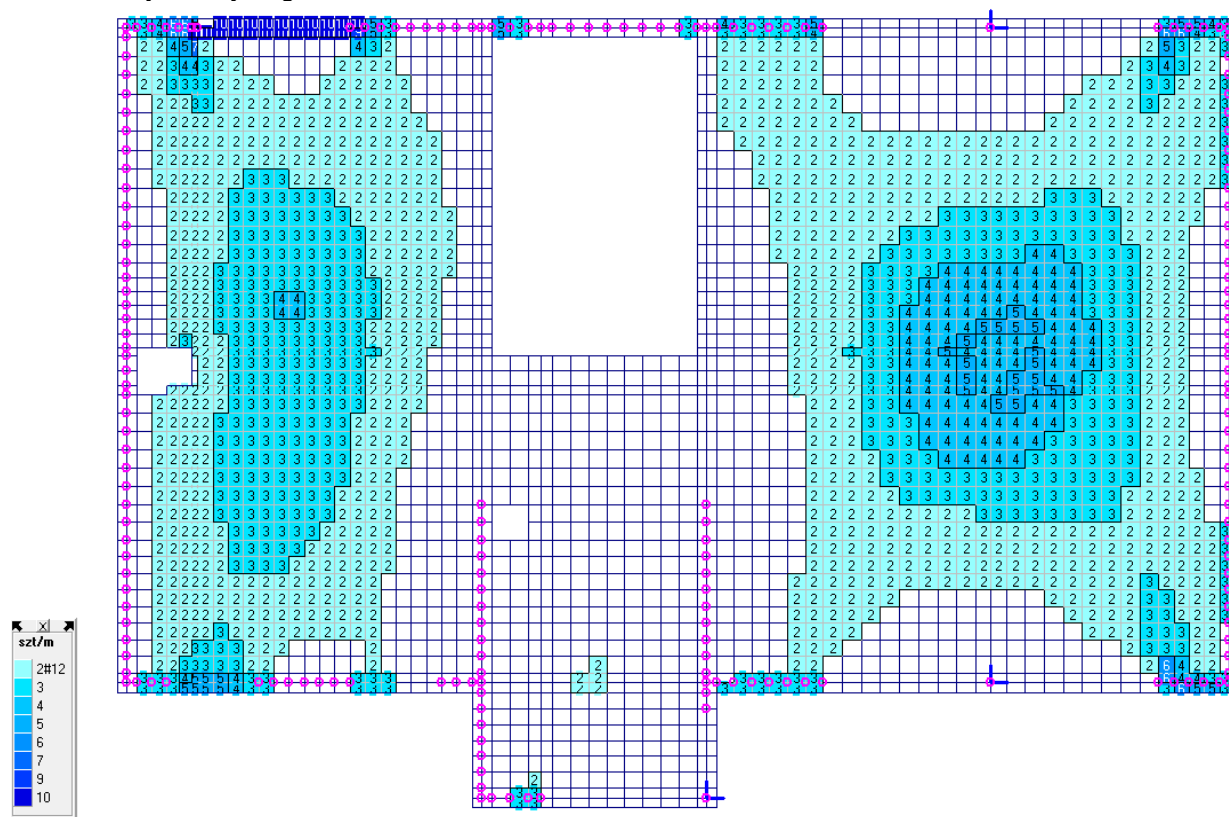


2.3.3. Siły wewnętrzne – M_y max (wartości obliczeniowe)2.3.4. Siły wewnętrzne – M_y min (wartości obliczeniowe)

2.4. Płyta stropowa nad parterem – wymiarowanie

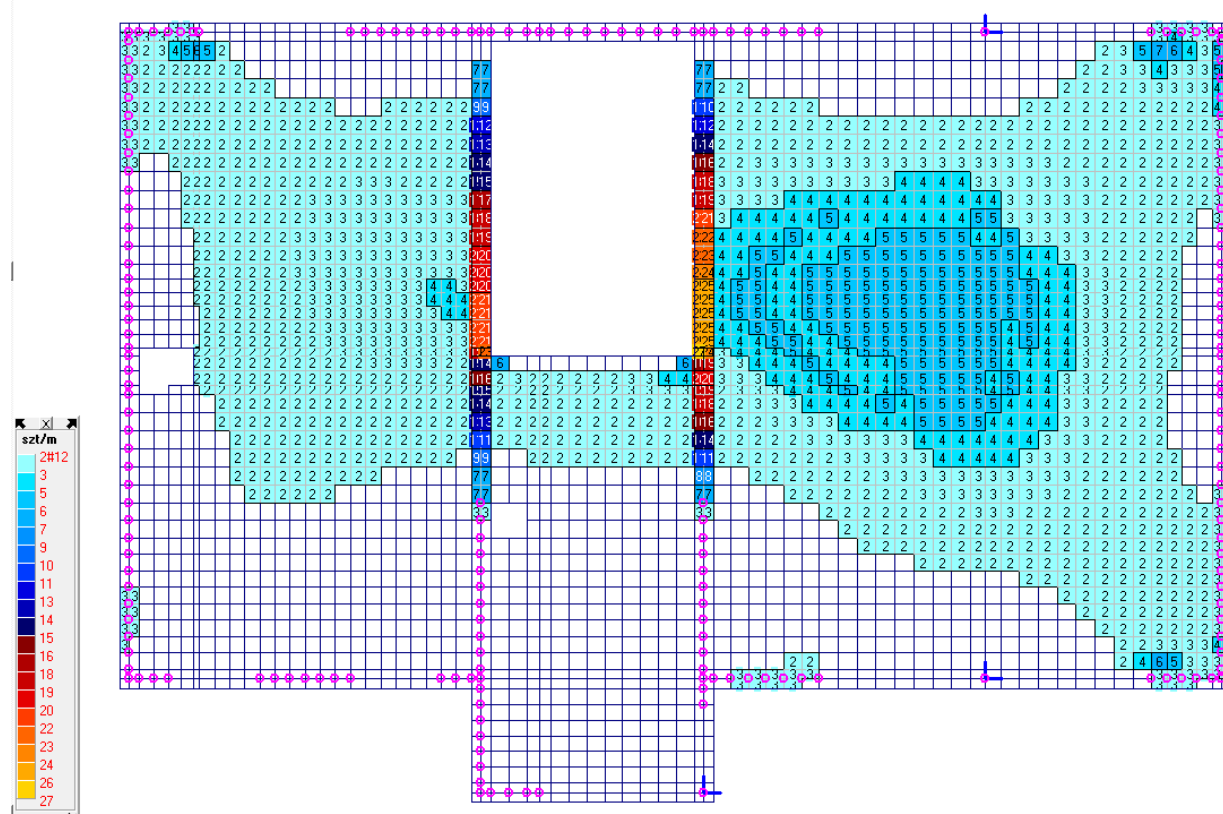
2.4.1. Wymiarowanie – zbrojenie dolne – kierunek X.

2.4.1.1. Zbrojenie wymagane



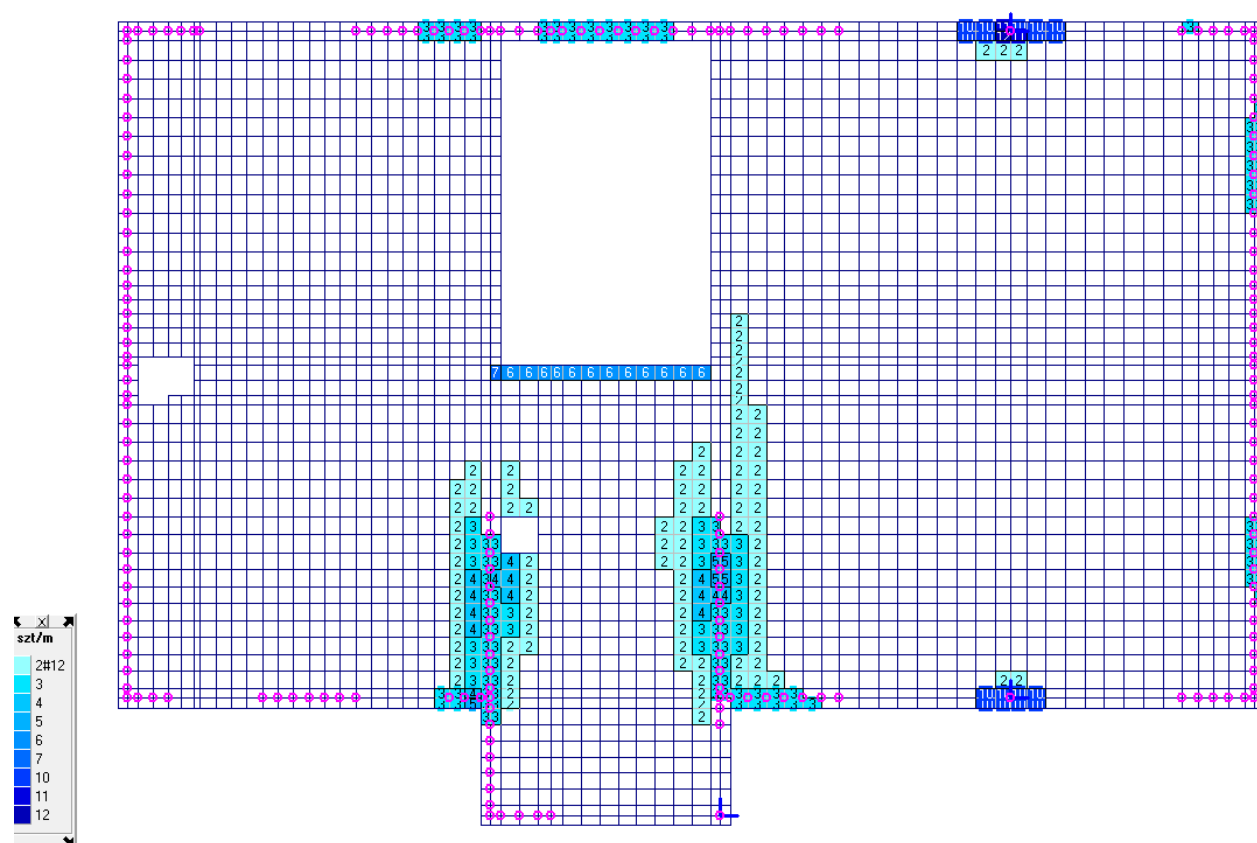
2.4.2. Wymiarowanie – zbrojenie dolne – kierunek Y.

2.4.2.1. Zbrojenie wymagane



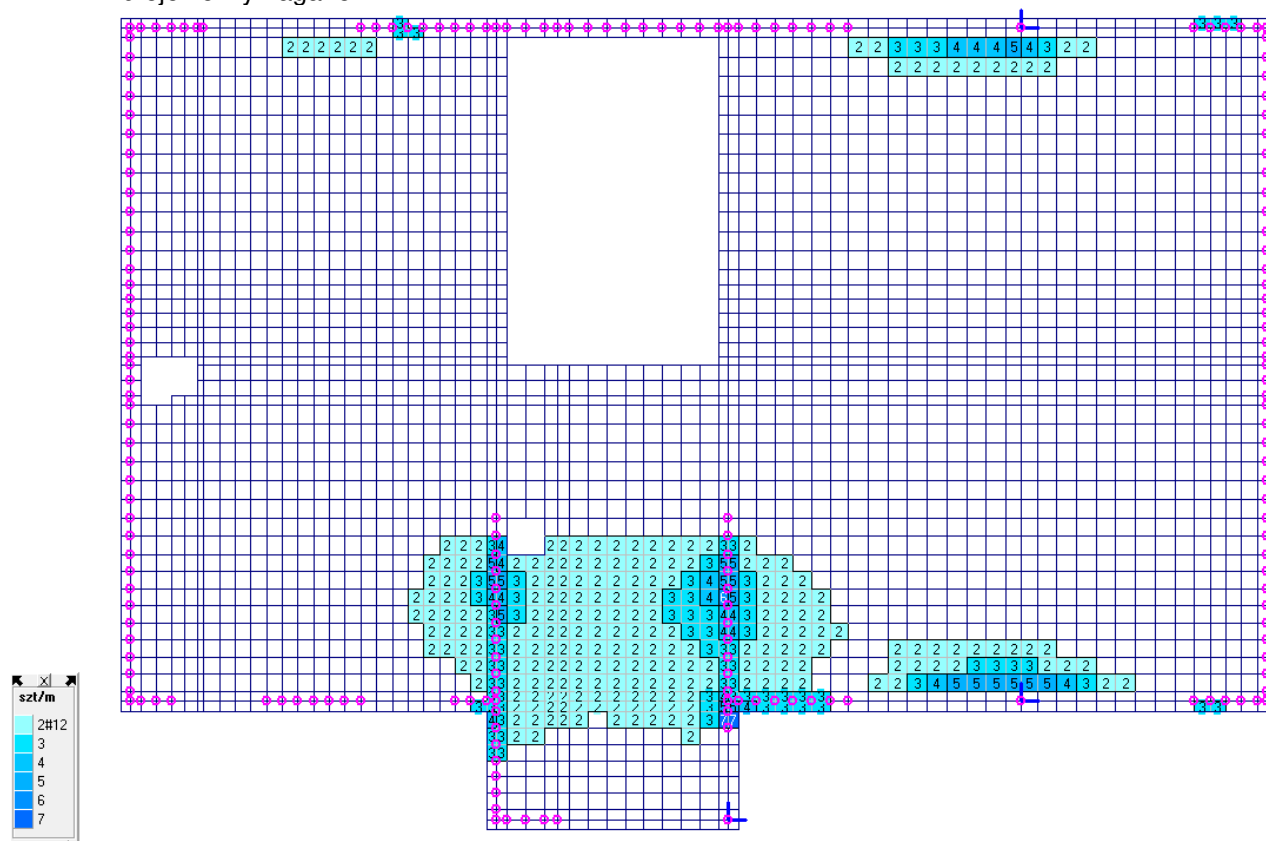
2.4.3. Wymiarowanie – zbrojenie górne – kierunek X.

2.4.3.1. Zbrojenie wymagane



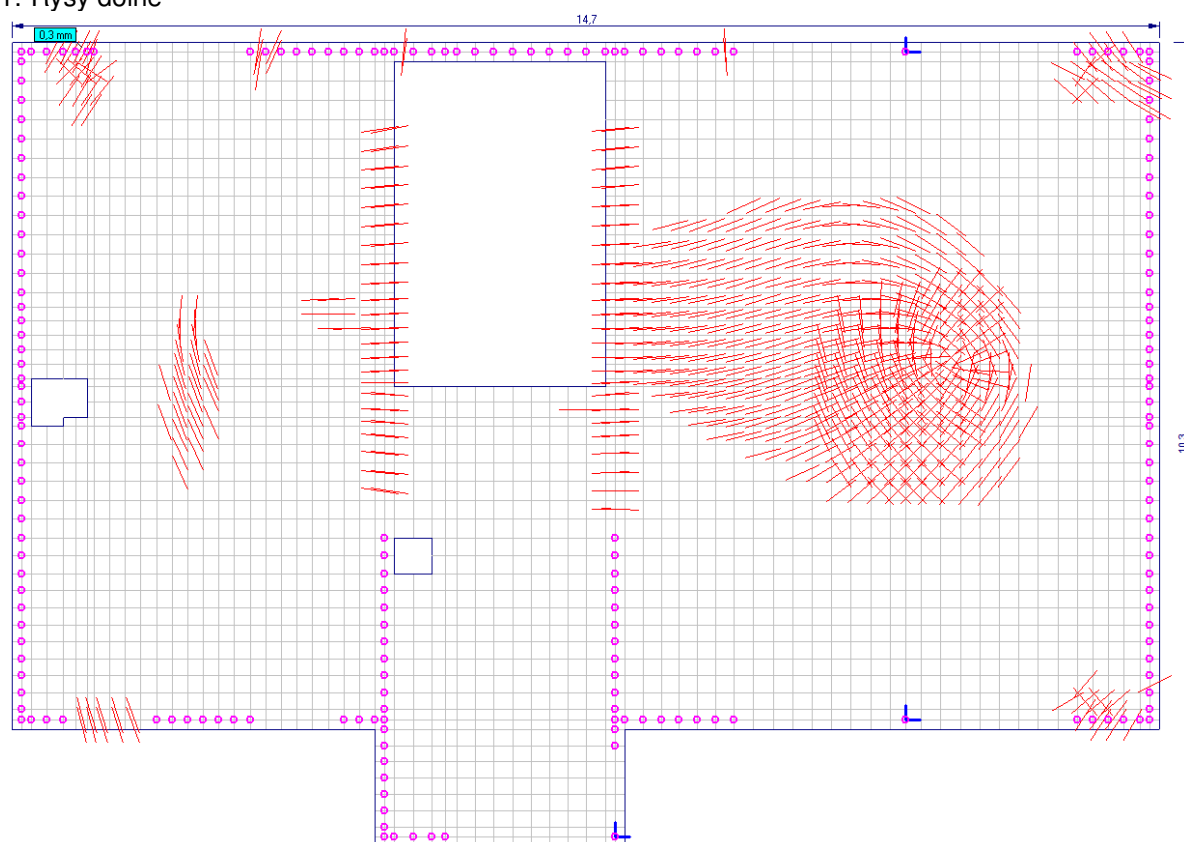
2.4.4. Wymiarowanie – zbrojenie górne – kierunek Y.

2.4.4.1. Zbrojenie wymagane

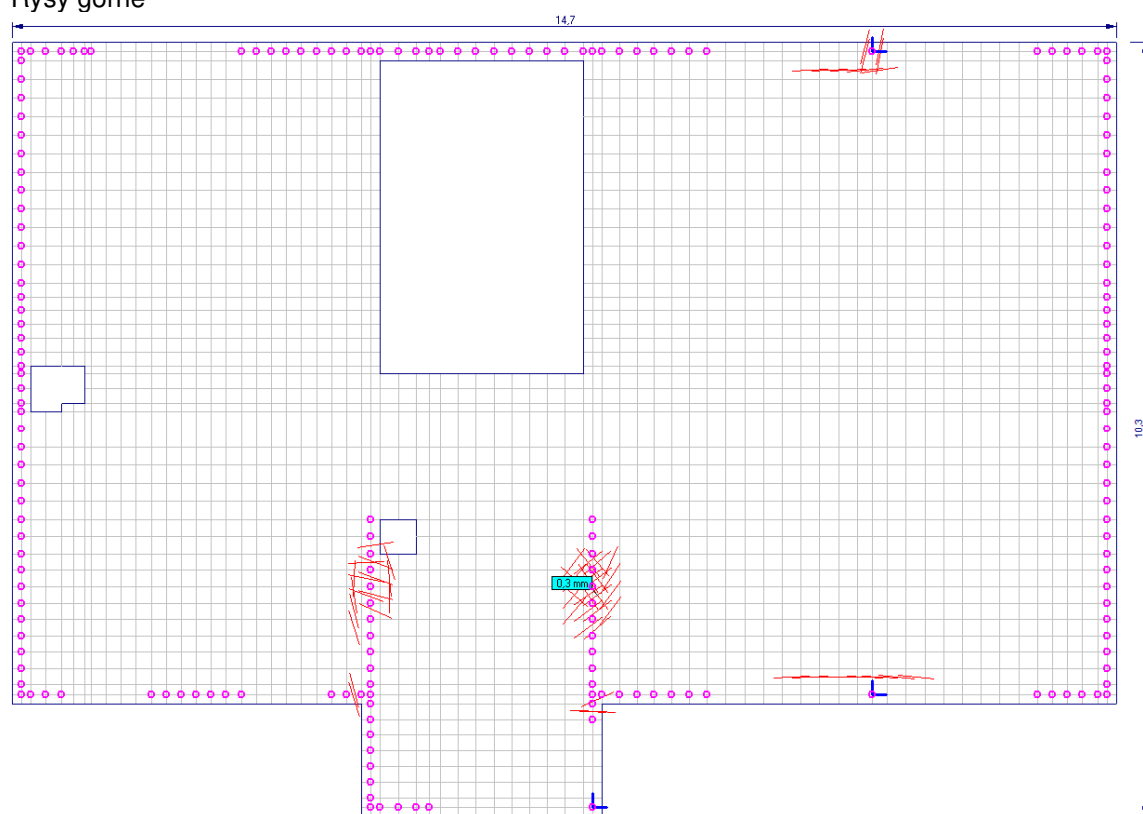


2.5. Rysy

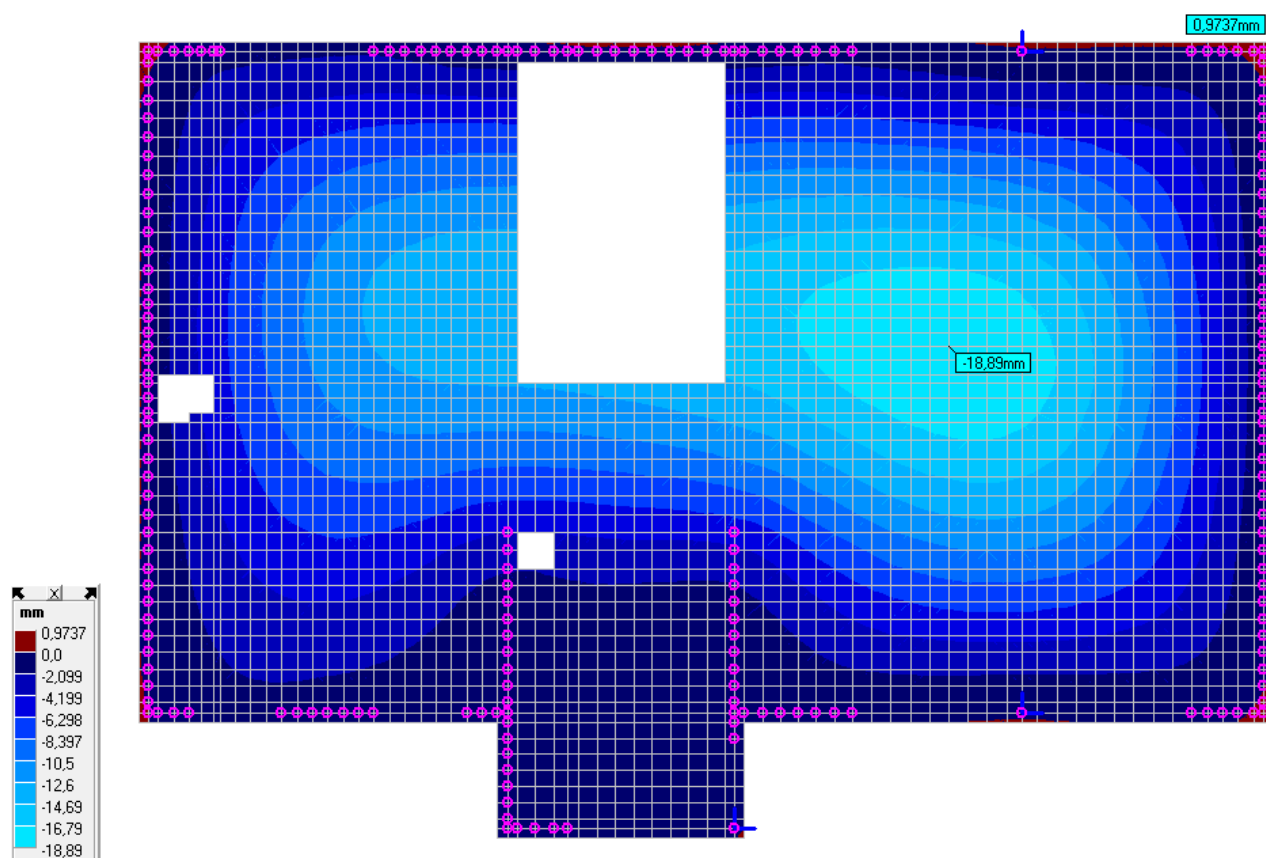
2.5.1. Rysy dolne



2.5.2. Rysy górne

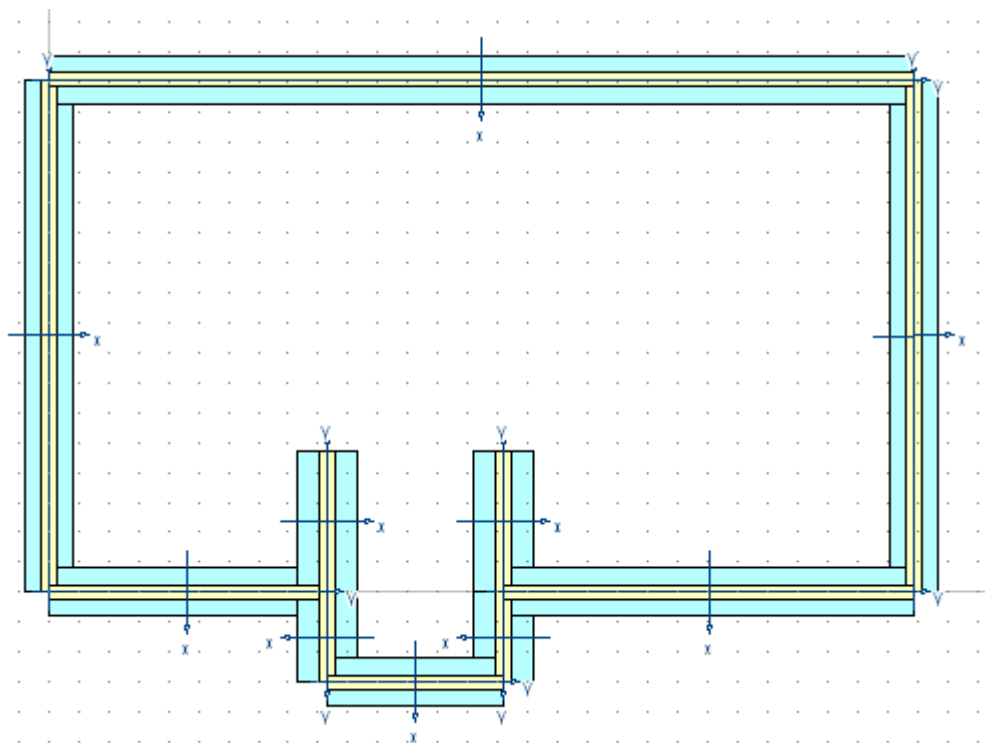


2.6. Ugięcie – stan zarysowany



III.4. Wymiarowanie fundamentów nowoprojektowanych

1. Założenia:
Beton: C25/30 (B30)
Otulina 5 cm
2. Przedstawienie konstrukcji

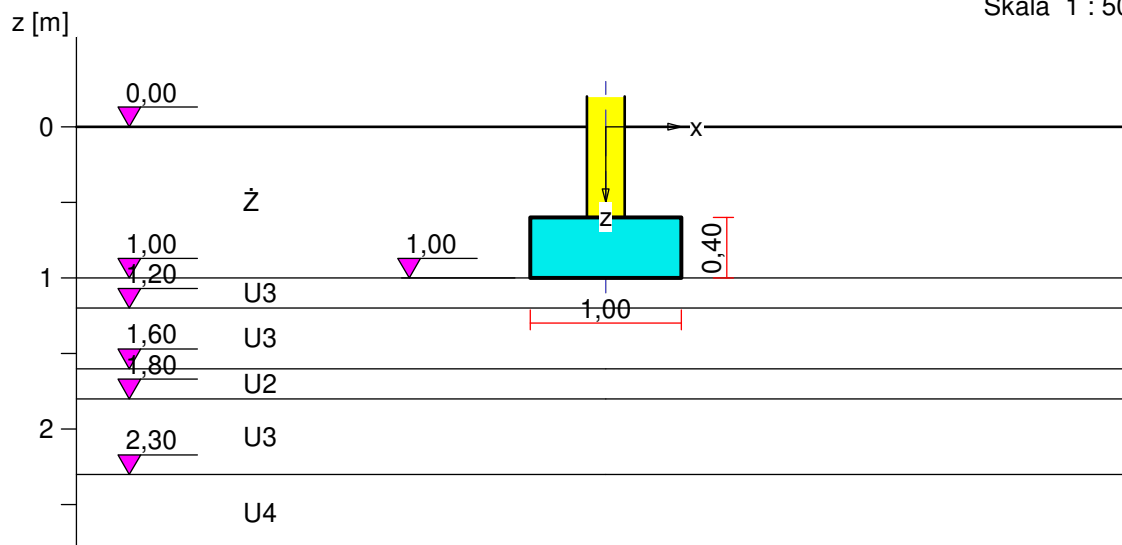


Fundamenty	Fund. 1	Fund. 2	Fund. 3	Fund. 4	Fund. 5	Fund. 6	Fund. 7	Fund. 8	Fund. 9	Fund. 10	Fund. 11	Fund. 12	s_{gr}/f [cm]		θ/ϕ [rad]	Analiza
Blokada wym.	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■				
Wymiary stan gr. I	Bx= 0,80 By= 0,40 H= 0,40	0,80 0,40 0,40	1,00 0,40 0,40	1,00 0,40 0,40	1,00 0,40 0,40	1,00 0,40 0,40	0,80 0,40 0,40	0,80 0,40 0,40	0,80 0,40 0,40	0,80 0,40 0,40	0,85 0,30 0,30	0,50 0,30 0,30				
Wymiary aktualne	Bx= 0,80 By= 0,40 H= 0,40	0,80 0,40 0,40	1,00 0,40 0,40	1,00 0,40 0,40	1,00 0,40 0,40	1,00 0,40 0,40	0,80 0,40 0,40	0,80 0,40 0,40	0,80 0,40 0,40	0,80 0,40 0,40	0,85 0,30 0,30	0,50 0,30 0,30				
s [cm]=	0,24	0,30	0,55	0,55	0,36	0,36	0,22	0,22	0,25	0,32	0,31	0,33				Oblicz
s_{dop} [cm]=	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00				
Grupa nr 1	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■			0,34	3,00	0,0002	Oblicz

Wymiarowanie najbardziej wyężonych elementów

FUNDAMENT 4. ŁAWA

Skala 1 : 50



1. Podłoże gruntowe

1.1. Teren

Poziom terenu: istniejący $z_i = 0,00$ 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_D/I_L	Stopień wilgotn.
1	0,00	1,00	Żwir	brak wody	0,60	m.wilg.
2	1,00	0,20	III	brak wody	-1,00	m.wilg.
3	1,20	0,40	III	brak wody	-1,00	m.wilg.
4	1,60	0,20	II	brak wody	-1,00	m.wilg.
5	1,80	0,50	III	brak wody	-1,00	m.wilg.
6	2,30	nieokreśl.	IV	brak wody	-1,00	m.wilg.

2. Konstrukcja na fundamencie

Typ konstrukcji: **ściana**

Szerokość: $b = 0,25$ m, długość: $l = 2,35$ m,

Współrzędne końców osi ściany:

$$x_1 = 7,60 \text{ m}, \quad y_1 = 0,00 \text{ m}, \quad x_2 = 7,60 \text{ m}, \quad y_2 = 2,35 \text{ m},$$

Kąt obrotu układu lokalnego względem globalnego: $\phi = 0,02^\circ$.

3. Obciążenie od konstrukcji

Poziom redukcji obciążenia: $z_{obc} = 1,20$ m.

Lista obciążeń:

Lp	Rodzaj	N	Hx	My	γ
	obciążenia	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[-]
1	D	190,0	0,0	0,00	1,20

4. Materiał

Rodzaj materiału: **żelbet**

Klasa betonu: B30, 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: $z_f = 1,00 \text{ m}$

Kształt fundamentu: **prosty**

Szerokość: $B = 1,00 \text{ m}$, 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	1,00	0,62	0,00
	D	1,20	0,48	0,00
*	D	1,60	0,98	0,00
	D	1,80	0,28	0,00
	D	2,30	0,17	0,00

6.2. Analiza stanu granicznego I dla obciążenia nr 1

Wymiary podstawy fundamentu rzeczywistego: $B = 1,00 \text{ m}$, $L = 2,35 \text{ m}$.

Poziom posadowienia: $H = 1,00 \text{ m}$.

Zestawienie obciążeń:

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji na jednostkę długości fundamentu:

siła pionowa: $N = 190,00 \text{ kN/m}$, mimośród względem podstawy fund. $E = 0,00 \text{ m}$,

siła pozioma: $H_x = 0,00 \text{ kN/m}$, mimośród względem podstawy fund. $E_z = -0,20 \text{ m}$,

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

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

siła pionowa: $G = 20,06 \text{ kN/m}$, moment: $M_{Gy} = 0,00 \text{ kNm/m}$.

Sprawdzenie położenia wypadkowej obciążenia względem podstawy fundamentu

Obciążenie pionowe:

$$N_r = (N + G) \cdot L = (190,00 + 20,06) \cdot 2,35 = 493,64 \text{ kN}.$$

Moment względem środka podstawy:

$$M_r = (-N \cdot E + H_x \cdot E_z + M_y + M_{Gy}) \cdot L = (-190,00 \cdot 0,00 + 0,00) \cdot 2,35 = 0,00 \text{ kNm}.$$

Mimośród siły względem środka podstawy:

$$e_r = |M_r / N_r| = 0,00 / 493,64 = 0,00 \text{ m}.$$

$$e_r = 0,00 \text{ m} < 0,17 \text{ m}.$$

Wniosek: Warunek położenia wypadkowej jest spełniony.

Sprawdzenie warunku granicznej nośności dla fundamentu zastępczego

Wymiary podstawy fundamentu zastępczego: $B = 1,17 \text{ m}$, $L = 2,52 \text{ m}$.

Poziom: $H = 1,60 \text{ m}$.

Ciążar fundamentu zastępczego: $G_z = 14,35 \text{ kN/m}$.

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

$$N_r = (N + G) \cdot L_0 + G_z \cdot L = (190,00 + 20,06) \cdot 2,35 + 14,35 \cdot 2,52 = 529,76 \text{ kN}.$$

Moment względem środka podstawy:

$$M_r = (-N \cdot E + H_x \cdot E_z + M_y + M_g) \cdot L_0 = (-190,00 \cdot 0,00 + 0,00) \cdot 2,35 = 0,00 \text{ kNm.}$$

Mimośród siły względem środka podstawy:

$$e_r = |M_r/N_r| = 0,00/529,76 = 0,00 \text{ m.}$$

Zredukowane wymiary podstawy fundamentu:

$$B' = B - 2 \cdot e_r = 1,17 - 2 \cdot 0,00 = 1,17 \text{ m, } L' = L = 2,52 \text{ m.}$$

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

$$\text{średnia gęstość obl.: } \rho_{D(r)} = 1,63 \text{ t/m}^3, \quad \text{min. wysokość: } D_{\min} = 1,60 \text{ m,}$$

$$\text{obciążenie: } \rho_{D(r)} \cdot g \cdot D_{\min} = 1,63 \cdot 9,81 \cdot 1,60 = 25,52 \text{ kPa.}$$

Współczynniki nośności podłoża:

$$\text{kąt tarcia wewn.: } \Phi_{u(r)} = \Phi_{u(n)} \cdot \gamma_m = 9,72^\circ, \quad \text{spójność: } c_{u(r)} = c_{u(n)} \cdot \gamma_m = 10,80 \text{ kPa,}$$

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

Wpływ odchylenia wypadkowej obciążenia od pionu:

$$\tan \delta = |H_x| \cdot L/N_r = 0,00 \cdot 2,52/529,76 = 0,00, \quad \tan \delta / \tan \Phi_{u(r)} = 0,0000/0,1908 = 0,000,$$

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

Ciężar objętościowy gruntu pod ławą fundamentową:

$$\rho_{B(n)} \cdot \gamma_m \cdot g = 1,96 \cdot 0,90 \cdot 9,81 = 17,28 \text{ kN/m}^3.$$

Współczynniki kształtu:

$$m_B = 1 - 0,25 \cdot B'/L' = 0,88, \quad m_C = 1 + 0,3 \cdot B'/L' = 1,14, \quad m_D = 1 + 1,5 \cdot B'/L' = 1,70$$

Odpór graniczny podłoża:

$$Q_{fNB} = B' \cdot L' (m_C \cdot N_C \cdot c_{u(r)} \cdot i_C + m_D \cdot N_D \cdot \rho_{D(r)} \cdot g \cdot D_{\min} \cdot i_D + m_B \cdot N_B \cdot \rho_{B(r)} \cdot g \cdot B' \cdot i_B) = 664,78 \text{ kN.}$$

Sprawdzenie warunku obliczeniowego:

$$N_r = 529,76 \text{ kN} < m \cdot Q_{fNB} = 0,81 \cdot 664,78 = 538,47 \text{ kN.}$$

Wniosek: warunek nośności jest spełniony.

7. Stan graniczny II

7.1. Osiadanie fundamentu

Osiadanie pierwotne: $s' = 0,55 \text{ cm.}$

Osiadanie wtórne: $s'' = 0,00 \text{ cm.}$

Współczynnik stopnia odprężenia podłoża: $\lambda = 0.$

Osiadanie całkowite: $s = s' + \lambda \cdot s'' = 0,55 + 0 \cdot 0,00 = 0,55 \text{ cm,}$

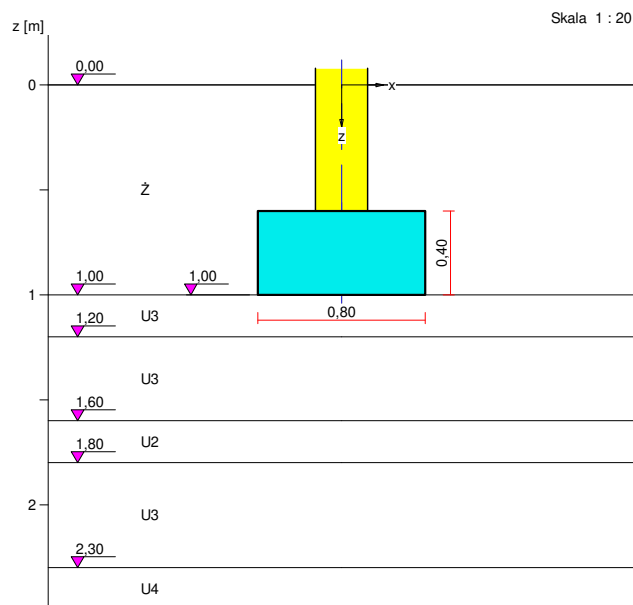
Sprawdzenie warunku osiadania:

$$\text{Dopuszczalne osiadanie: } s_{\text{dop}} = 3,00 \text{ cm.}$$

$$s = 0,55 \text{ cm} < s_{\text{dop}} = 3,00 \text{ cm}$$

Wniosek: Warunek osiadania jest spełniony.

FUNDAMENT 8. ŁAWA



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_D/I_L	Stopień wilgotn.
1	0,00	1,00	Żwir	brak wody	0,60	m.wilg.
2	1,00	0,20	III	brak wody	-1,00	m.wilg.
3	1,20	0,40	III	brak wody	-1,00	m.wilg.
4	1,60	0,20	II	brak wody	-1,00	m.wilg.
5	1,80	0,50	III	brak wody	-1,00	m.wilg.
6	2,30	nieokreśl.	IV	brak wody	-1,00	m.wilg.

2. Konstrukcja na fundamencie

Typ konstrukcji: **ściana**

Szerokość: $b = 0,25$ m, długość: $l = 14,45$ m,

Współrzędne końców osi ściany:

$$x_1 = 0,00 \text{ m}, \quad y_1 = 8,55 \text{ m}, \quad x_2 = 14,45 \text{ m}, \quad y_2 = 8,55 \text{ m},$$

Kąt obrotu układu lokalnego względem globalnego: $\phi = 270,00^\circ$.

3. Obciążenie od konstrukcji

Poziom redukcji obciążenia: $z_{obc} = 0,60$ m.

Lista obciążeń:

Lp	Rodzaj	N	Hx	My	γ
	obciążenia	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[-]
1	D	80,0	0,0	0,00	1,20

4. Materiał

Klasa betonu: B30, 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: $z_f = 1,00 \text{ m}$
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	1,00	0,50	0,00
	D	1,20	0,40	0,00
*	D	1,60	0,78	0,00
	D	1,80	0,25	0,00
	D	2,30	0,17	0,00

6.2. Analiza stanu granicznego I dla obciążenia nr 1

Wymiary podstawy fundamentu rzeczywistego: $B = 0,80 \text{ m}$, $L = 14,45 \text{ m}$.
Poziom posadowienia: $H = 1,00 \text{ m}$.

Zestawienie obciążeń:

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji na jednostkę długości fundamentu:

siła pionowa: $N = 80,00 \text{ kN/m}$, mimośród względem podstawy fund. $E = 0,00 \text{ m}$,
siła pozioma: $H_x = 0,00 \text{ kN/m}$, mimośród względem podstawy fund. $E_z = 0,40 \text{ m}$,
moment: $M_y = 0,00 \text{ kNm/m}$.

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

siła pionowa: $G = 15,43 \text{ kN/m}$, moment: $M_{Gy} = 0,00 \text{ kNm/m}$.

Sprawdzenie położenia wypadkowej obciążenia względem podstawy fundamentu

Obciążenie pionowe:

$$N_r = (N + G) \cdot L = (80,00 + 15,43) \cdot 14,45 = 1378,98 \text{ kN}.$$

Moment względem środka podstawy:

$$M_r = (-N \cdot E + H_x \cdot E_z + M_y + M_{Gy}) \cdot L = (-80,00 \cdot 0,00 + 0,00) \cdot 14,45 = 0,00 \text{ kNm}.$$

Mimośród siły względem środka podstawy:

$$e_r = |M_r / N_r| = 0,00 / 1378,98 = 0,00 \text{ m}.$$

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

Wniosek: Warunek położenia wypadkowej jest spełniony.

Sprawdzenie warunku granicznej nośności dla fundamentu zastępczego

Wymiary podstawy fundamentu zastępczego: $B = 0,97 \text{ m}$, $L = 14,62 \text{ m}$.

Poziom: $H = 1,60 \text{ m}$.

Ciężar fundamentu zastępczego: $G_z = 11,89 \text{ kN/m}$.

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

$$N_r = (N + G) \cdot L_0 + G_z \cdot L = (80,00 + 15,43) \cdot 14,45 + 11,89 \cdot 14,62 = 1552,80 \text{ kN}.$$

Moment względem środka podstawy:

$$M_r = (-N \cdot E + H_x \cdot E_z + M_y + M_g) \cdot L_0 = (-80,00 \cdot 0,00 + 0,00) \cdot 14,45 = 0,00 \text{ kNm}.$$

Mimośród siły względem środka podstawy:

$$e_r = |M_r/N_r| = 0,00/1552,80 = 0,00 \text{ m.}$$

Zredukowane wymiary podstawy fundamentu:

$$B' = B - 2 \cdot e_r = 0,97 - 2 \cdot 0,00 = 0,97 \text{ m, } L' = L = 14,62 \text{ m.}$$

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

$$\text{średnia gęstość obl.: } \rho_{D(r)} = 1,63 \text{ t/m}^3, \quad \text{min. wysokość: } D_{\min} = 1,60 \text{ m,}$$

$$\text{obciążenie: } \rho_{D(r)} \cdot g \cdot D_{\min} = 1,63 \cdot 9,81 \cdot 1,60 = 25,52 \text{ kPa.}$$

Współczynniki nośności podłoża:

$$\text{kąt tarcia wewn.: } \Phi_{u(r)} = \Phi_{u(n)} \cdot \gamma_m = 9,72^\circ, \quad \text{spójność: } c_{u(r)} = c_{u(n)} \cdot \gamma_m = 10,80 \text{ kPa,}$$

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

Wpływ odchylenia wypadkowej obciążenia od pionu:

$$\text{tg } \delta = |H_x| \cdot L/N_r = 0,00 \cdot 14,62/1552,80 = 0,00, \quad \text{tg } \delta/\text{tg } \Phi_{u(r)} = 0,0000/0,1908 = 0,000,$$

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

Ciężar objętościowy gruntu pod ławą fundamentową:

$$\rho_{B(n)} \cdot \gamma_m \cdot g = 1,95 \cdot 0,90 \cdot 9,81 = 17,20 \text{ kN/m}^3.$$

Współczynniki kształtu:

$$m_B = 1 - 0,25 \cdot B'/L' = 0,98, \quad m_C = 1 + 0,3 \cdot B'/L' = 1,02, \quad m_D = 1 + 1,5 \cdot B'/L' = 1,10$$

Odpór graniczny podłoża:

$$Q_{fNB} = B' \cdot L' (m_C \cdot N_C \cdot c_{u(r)} \cdot i_C + m_D \cdot N_D \cdot \rho_{D(r)} \cdot g \cdot D_{\min} \cdot i_D + m_B \cdot N_B \cdot \rho_{B(r)} \cdot g \cdot B' \cdot i_B) = 2463,95 \text{ kN.}$$

Sprawdzenie warunku obliczeniowego:

$$N_r = 1552,80 \text{ kN} < m \cdot Q_{fNB} = 0,81 \cdot 2463,95 = 1995,80 \text{ kN.}$$

Wniosek: warunek nośności jest spełniony.

7. Stan graniczny II

7.1. Osiadanie fundamentu

Osiadanie pierwotne: $s' = 0,22 \text{ cm.}$

Osiadanie wtórne: $s'' = 0,00 \text{ cm.}$

Współczynnik stopnia odprężenia podłoża: $\lambda = 0.$

Osiadanie całkowite: $s = s' + \lambda \cdot s'' = 0,22 + 0 \cdot 0,00 = 0,22 \text{ cm,}$

Sprawdzenie warunku osiadania:

$$\text{Dopuszczalne osiadanie: } s_{\text{dop}} = 3,00 \text{ cm.}$$

$$s = 0,22 \text{ cm} < s_{\text{dop}} = 3,00 \text{ cm}$$

Wniosek: Warunek osiadania jest spełniony.

GRUPY FUNDAMENTÓW

Grupa fundamentów nr 1

Liczba fund.: 10, numery fund.: 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10

Średnie osiadanie $s_{\text{sr}} = 0,34 \text{ cm,}$ przechylenie $\theta = 0,0002 \text{ rad,}$

Sprawdzenie warunku średniego osiadania:

$$\text{Dopuszczalne osiadanie: } s_{\text{dop}} = 3,00 \text{ cm.}$$

$$s_{\text{sr}} = 0,34 \text{ cm} < s_{\text{dop}} = 3,00 \text{ cm}$$

Wniosek: Warunek średniego osiadania jest spełniony.

Sprawdzenie warunku przechylenia:

Warunek nie jest określony.

Koniec obliczeń

K4					
A-IIIN	# 8	# 10	# 12	# 16	# 20
Ciężar jednostkowy (kg/m)	0,4	0,62	0,89	1,58	2,47
Długość całkowita (m)	1706,26		893,76	407,44	
Ciężar całkowity (kg)	673,97		793,66	643,76	
K5					
A-IIIN	# 8	# 10	# 12	# 16	# 20
Ciężar jednostkowy (kg/m)	0,4	0,62	0,89	1,58	2,47
Długość całkowita (m)	731,26		457,58	112,98	95,76
Ciężar całkowity (kg)	288,85		406,33	178,51	236,53
K6					
A-IIIN	# 8	# 10	# 12	# 16	# 20
Ciężar jednostkowy (kg/m)	0,4	0,62	0,89	1,58	2,47
Długość całkowita (m)	305		2304,32		
Ciężar całkowity (kg)	120,48		2046,24		
SUMA					
	# 8	# 10	# 12	# 16	# 20
Masa łączna wg średnic (kg)	1083,3	0	3246,23	822,27	236,53
Masa łączna wg gatunku stali (kg)	5388,33				
Dodatek na zakłady, pręty rozdzielcze - 10% (kg)	538,833				
Ogółem (kg)	5927,16				

Szczegółowe zestawienia stali zbrojeniowej znajdują się na poszczególnych rysunkach konstrukcyjnych. Zestawienie sumacyjne należy każdorazowo sprawdzić z zestawieniami szczegółowymi.