



Firma Architektoniczno-Budowlana STYL Sp. z o.o. 80-236 Gdańsk, ul. Grunwaldzka 2 Pracownia projektowa tel./fax (0-58) 341-73-92, tel. (0-58) 341-93-66

PROJEKT WYKONAWCZY

Projekt robót budowlanych dla budynku A, Wydziału Elektroniki, Telekomunikacji i Informatyki Politechniki Gdańskiej,

Obejmujący:

- Termomodernizację ścian zewnętrznych.
- Projekt Elewacji.
- Projekt Oświetlenia.
- Projekt przebudowy wejść do budynku.

Obiekt: Budynek A, Wydziału Elektroniki, Telekomunikacji
i Informatyki Politechniki Gdańskiej

Opracowanie: **Projekt konstrukcyjny przebudowy wejścia do wieży od strony
elewacji południowej.**

Adres: Gdańsk, ul. G. Narutowicza 11/12, dz. nr 357/12, obręb 055

Inwestor: Politechnika Gdańska ul. G. Narutowicza 11/12, 80-233 Gdańsk

Jednostka
projektowania: Firma Architektoniczno-Budowlana "Styl" Sp. z o.o.
80-236 Gdańsk, ul. Grunwaldzka 2

Projektował: mgr inż. Jan Mądry
upr. nr NB-W-7210/129/78

Sprawdził: mgr inż. Zbigniew Mądry
upr. nr WKP/0023/POOK/03

Opracował: mgr inż. Sebastian Nowaczyński

Gdańsk, listopad 2016r.

*SCHODY ZEWNĘTRZNE DO WIEŻY NA ELEWACJI
POŁUDNIOWEJ BUDYNKU A, WYDZIAŁU ELEKTRONIKI,
TELEKOMUNIKACJI I INFORMATYKI POLITECHNIKI
GDAŃSKIEJ*

Gdańsk, ul. Narutowicza 11/12

ZAWARTOŚĆ OPRACOWANIA

- **Opis techniczny** str. ..8...
- **Tabela parametrów geotechnicznych** str. ..1...
- **Obliczenia statyczne** str. .20..
(znajdują się w egz. arch).
- **Spis rysunków**

- KSW-1** Rzuty elementów konstrukcyjnych wejścia. Plan rozmieszczenia pali fundamentowych.
- KSW-2** Przekroje przez schody zewnętrzne do wieży.
- KSW-3** Poz.2.5.1. Belka oczepowa pali żelbetowych. Poz.2.5.2. Mikropale żelbetowe typu CFA. Poz.2.4.2. Słup żelbetowy.
- KSW-4** Poz.2.1. Schody żelbetowe do wieży.
- KSW-5** Poz.2.1. Schody żelbetowe do wieży. Przekroje
- KSW-6** Poz.2.2, poz.2.3. Belki żelbetowe podpierające schody.
- KSW-7** Poz.2.4.2. Stalowa rama nośna.
- KSW-8** Poz.2.4.1. Płatew stalowa. Konstrukcja obudowy z paneli.

OPIS TECHNICZNY

1.0. Podstawa opracowania.

- Projekt podstawowy branży architektonicznej opracowany przez STYL Sp. z o.o. Gdańsk w sierpniu 2016 r.
- Obliczenia statyczne do projektu konstrukcji budynku głównego Wydziału Elektroniki Politechniki Gdańskiej Wykonane przez Gdańskie Biuro Projektów Budownictwa Ogólnego z dn. 17-10-1967 rok.
- Dokumentacja archiwalna. Projekt podstawowy architektury i konstrukcji budynku A Wydziału Elektroniki.
- Dokumentacja geotechniczna dla projektu modernizacji audytorium Wydziału Elektroniki, Telekomunikacji i Informatyki oraz dobudowy Budynku Laboratorium Wizualizacji Zanurzonej na terenie Politechniki Gdańskiej opracowana przez Przedsiębiorstwo Usługowo-Produkcyjne „FUNDAMENT” ul. Czyżewskiego 40, 80-336 Gdańsk w kwietniu 2011r.

2.0. Ogólny opis konstrukcji budynku.

Przedmiotowy budynek znajduje się na działce o kształcie nieregularnego wieloboku. Teren działki płaski. Budynek, o funkcji oświatowej, został wybudowany w 1969 roku. Składa się z gmachu głównego, wieży oraz zespołu audytoriów. Budynek posiada 1 kondygnację podziemną oraz 8 kondygnacji nadziemnych o wysokości 31 m. Ze względu na długość budynek podzielony jest dwoma dylatacjami na trzy segmenty. Długość budynku $63 \times 1,8 = 113,4\text{m}$. Układ konstrukcyjny podłużny trzynawowy (5,1+3,0+5,1). Słupy nośne w elewacji żelbetowe o wymiarach 20x45 cm w rozstawie co 1,8 m. Słupy wykonane są w prefabrykowanej żelbetowej formie o ściankach grubości 4 cm, z betonu $R_w=200$ at z wypełnieniem wnętrza zbrojonym żelbetem $R_w=170$ at. Słupy

nośne wewnętrzne o wymiarach 40x35 cm, żelbetowe monolityczne również w rozstawie 1,8 m. Wypełnienie szkieletu pomiędzy słupami z bloczków gazobetonowych marki 05. Ściany szczytowe żelbetowe o grubości 20cm, ocieplone płytą „Suprema” gr. 5 cm oraz cegłą licówką o $R_c=100$, $R_z=50$. Stropy żelbetowe prefabrykowane składające się z dwóch płytek. Między dwoma dolnymi płytami stropowymi zaprojektowano żebra wzmacniające betonowane na budowie. Połączenia prefabrykatów zaprojektowano jako spawane. Stropodach wentylowany. Płyty korytkowe oparte na ściankach ażurowych. Docieplenie stropodachu stanowi warstwa trocinobetonu gr. 15 cm. Pokrycie dachu z papy termozgrzewalnej. Żebra i wieńce żelbetowe monolityczne z betonu o $R_w=170$ at. Posadowienie budynku, ze względu na słaby grunt, wykonano na palach w systemie „Wibro”. Wieża w kształcie prostokąta o bokach 7,7 m x 11,6 m, posiada 10 kondygnacji nadziemnych i jest połączona łącznikiem z budynkiem głównym A. Ściany murowane z gr. 38 cm z cegły ceramicznej, wzmacniane rdzeniami żelbetowymi. Stropy żelbetowe w układzie mieszanym.

Budynek posiada kilka wejść – główne wejścia od strony północnej, dodatkowe boczne wejścia do gmachu głównego od strony wschodniej oraz zachodniej, a także wejścia do wieży i audytoriów od strony południowej. Wejście do wieży poprzez schody żelbetowe łącznie z pochylnią. Całość zadaszona o konstrukcji stalowej. Ze względu na zły stan techniczny istniejącego wejścia, należy je rozebrać i wykonać od nowa.

3.0. Opis konstrukcji istniejącego wejścia.

Istniejące dojście do wieży od strony południowej prowadzi z poziomu terenu na parter poprzez schody żelbetowe płytowe. Schody te składają się z biegu schodowego o 5 stopniach i szerokości 164 cm oraz spocznika o wymiarach 2,5 m x 2,4 m. Obok biegu żelbetowego znajduje się pochylnia z kraty stalowej. Wejście zadaszona jest w całości konstrukcją stalową. Pokrycie z blachy trapezowej opiera się na stalowej konstrukcji wsporczej z kątowników oraz ceowników zastosowanych na słupki. Spocznik oparty na krawędzi na kątowniku stalowym.

Istniejące wejście jest w złym stanie technicznym. Widoczne ubytki w konstrukcji żelbetowej, odspojenia betonu od zbrojenia. Elementy

stalowe skorodowane wykazują odchylenia od pionu i zwiększone ugięcia. Wejście należy całkowicie rozebrać i wykonać od nowa zgodnie z niniejszą dokumentacją techniczną.

4.0. Określenie możliwości wykonania przebudowy istniejącego wejścia.

Ogólny stan techniczny istniejącego budynku A Wydziału Elektroniki, Telekomunikacji i Informatyki Politechniki Gdańskiej jest dobry i pozwala na wykonanie projektowanej przebudowy wejścia w swoim bezpośrednim sąsiedztwie. Zaprojektowane nowe wejście nie spowoduje pogorszenia stanu technicznego istniejącego budynku.

5.0. Ogólny opis konstrukcji nowego wejścia.

Zaprojektowano wejście na parter poprzez schody żelbetowe w układzie jak poprzednie. Zaprojektowano schody płytowe jednokierunkowo zbrojone o grubości 12 cm, wylewane z betonu C25/30 (B30) i zbrojone stalą A-IIIN (B500SP). Schody oparto w środku na żelbetowej belce o przekroju 20 x 25 cm. Bieg schodowy oparty na gruncie na podwalinie żelbetowej szerokości 30cm. Płyta spocznikowa oparta na belce środkowej i na końcu na belce żelbetowej 20 x 20 cm. Całość zadaszona blachą trapezową na stalowej konstrukcji wsporczej. Zaprojektowano dwie główne ramy nośne z rury prostokątnej 100 x 100 x 4. Konstrukcja schodów oparta poprzez oczep żelbetowy o przekroju 40 x 40 cm na mikropalach żelbetowych typu CFA o średnicy \varnothing 20 cm.

6.0. Szczegółowy opis elementów konstrukcyjnych.

Wszystkie elementy żelbetowe zaprojektowano z betonu C25/30 i stali A-IIIN (B500SP). Otulina zbrojenia wszystkich elementów żelbetowych wynosi 3 cm.

Schody żelbetowe płytowe o biegu i spoczniku grubości 12 cm, zbrojone prętami # 8 co 10 cm. Bieg schodowy oparty dołem na podwalinie żelbetowej szerokości 30 cm i wysokości 100 cm poniżej poziomu terenu.

W środku schody oparto na żelbetowej belce 20 x 25 cm, zbrojonej dołem prętami 3 # 12, górą 2 # 12 oraz strzemionami # 6 co 15 cm. Na końcu spocznik oparto na belce żelbetowej o przekroju 20 x 20 cm, zbrojonej prętami 2 # 12 górą i dołem oraz strzemionami # 6 co 10 cm. Belki żelbetowe oparto z jednej strony na istniejącej ścianie murowanej w wykutych wcześniej gniazdach. Z drugiej strony belki oparto na słupkach żelbetowych 20 x 20 cm, które stanowią wsparcie głównej ramy stalowej zadaszenia. Słupy żelbetowe zbrojone podłużnie prętami 4 # 12 i strzemionami #6 co 15 cm. W słupach należy osadzić marki stalowe do mocowania ramy nośnej zadaszenia. Główna rama nośna wykonana z rury kwadratowej 100 x 100 x 4. Mocowanie dołem do marki stalowej a górą do istniejącej ściany murowanej wieży. Na ramie nośnej zaprojektowano poprzecznie płatwie stalowe z ceownika C 100. Całość pokryto blachą trapezową. Daszek dodatkowo obłożono po bokach okładziną z paneli elewacyjnych. Konstrukcja wsporcza pod okładzinę wykonana z rur prostokątnych 50 x 30 x 3. Ze względu na niekorzystne warunki gruntowe występujące na terenie objętym opracowaniem, wejście posadowiono pośrednio mikropalach żelbetowych typu CFA o średnicy 20 cm i długości 10,5 m. Pale zbrojone prętami 10 # 12 i spiralą z pręta # 8. Pale spięto oczepem żelbetowym o przekroju 40 x 40 cm, zbrojonym górą i dołem z prętów 4 # 12 oraz strzemionami czterociętymi # 6 co 20 / 25 cm. Z oczepu wyprowadzić pręty startowe słupków żelbetowych podpierających schody. Zaprojektowano łącznie 4 pale o nośności pionowej 55 kN. Długość pali należy dobrać na podstawie nośności oraz dokumentacji geologicznej i przedstawić do akceptacji Projektanta wraz wynikami obliczeń nośności pali.

Kontrola wykonawstwa:

- pale muszą posiadać metrykę, obejmującą: numer pala, datę wykonania, rzędną poziomu roboczego, zagłębienie głowicy poniżej poziomu roboczego, długość trzonu pala, informację o ciśnieniu podawania betonu w trakcie formowania trzonu kolumny.
- sprawdzenie przez Wykonawcę robót wytrzymałości betonu użytego do formowania trzonu pali. Z losowo wybranej dostawy mieszanki betonowej należy uformować 4 normowe, sześciennie (15x15x15 cm) próbki betonu stanowiące serię. Kontroli należy poddać, co najmniej

1 serię próbek (3 kostki) na dobę. Następnie próbki należy przechowywać w warunkach normowych oraz zbadać w uprawnionym laboratorium, po zakończeniu procesu twardnienia, tj. po 28 dniach od pobrania. Wymagana klasa betonu określona w badaniu normowym wynosi C25/30.

UWAGA!

Pale w niniejszej dokumentacji zaprojektowano jedynie orientacyjnie. Dla celów realizacji, projektowanie i wykonanie pali należy powierzyć jednostce specjalistycznej, która wykona projekt po prawidłowym rozpoznaniu podłoża gruntowego do pełnej głębokości niezbędnej dla pali.

7.0. Warunki gruntowo - wodne.

Opracowano na podstawie dokumentacji geotechnicznej dla projektu modernizacji audytorium Wydziału Elektroniki, Telekomunikacji i Informatyki oraz dobudowy Budyńku Laboratorium Wizualizacji Zanurzonej na terenie Politechniki Gdańskiejs opracowana przez Przedsiębiorstwo Usługowo-Produkcyjne „FUNDAMENT” ul. Czyżewskiego 40, 80-336 Gdańsk w kwietniu 2011r.

Pod względem geomorfologicznym, dokumentowany obszar, stanowi fragment Doliny Królewskiej w obrębie Wysoczyzny Gdańskiejs. W pobliżu budynku Wydziału ETI płynie potok Bystrzec, którego koryto jest skanalizowane. Rzędne terenu w miejscach wykonywanych otworów wiertniczych wynoszą $H=11,22-11,74$ m n.p.m.

W podłożu gruntowym od powierzchni terenu zalega warstwa nasypów niekontrolowanych złożonych z piasków drobnych oraz piasków drobnych próchniczych z domieszką gruzu ceglanego i żużlu o miąższości 1,7-2,8m.

Poniżej zalegają:

- holocieńskie utwory aluwialno - bagienne wykształcone w postaci torfów, kredy jeziornej, namułów, piasków drobnych i piasków drobnych z domieszką próchnicy,
- plejstocieńskie utwory lodowcowe reprezentowane przez piaski gliniaste i gliny piaszczyste z domieszką kamieni,

- plejstocieńskie utwory wodno – lodowcowe w postaci piasków drobnych i piasków średnich z domieszką żwirów, kamieni i piasków gliniastych,
- plejstocieńskie grunty wodno – lodowcowe w postaci frakcji grubszych, tj. żwiry i pospółki z domieszkami kamieni.

Wodę gruntową o charakterze swobodnym i napiętym nawiercono we wszystkich otworach wiertniczych. Swobodne zwierciadło wody gruntowej nawiercono na głębokości 1,8-2,1 m p.p.t, tj. na rzędnych $H=9,28-9,74$ m n.p.m. Napięte zwierciadło wody gruntowej nawiercono na głębokości 6,0-9,2 m p.p.t, tj. na rzędnych $H=2,02-5,32$ m n.p.m. i stabilizuje się ono w poziomie zwierciadła swobodnego.

W podłożu dokumentowanego terenu poniżej nasypów niekontrolowanych występują grunty rodzime różniące się genezą, litologią oraz parametrami geotechnicznymi. Wartości charakterystyczne parametrów geotechnicznych wydzielonych warstw ustalono na podstawie badań makroskopowych, laboratoryjnych, sondowań i zależności korelacyjnych metodą „B” i „C” zgodnie z normą PN-81/B-03020 „Posadowienie bezpośrednie budowli”.

Charakterystyczne parametry geotechniczne wydzielonych warstw podano w tabeli stanowiącej załącznik nr 3.

Wydzielono następujące warstwy geotechniczne:

Warstwa geotechniczna Ia.

- to torfy – są to grunty młode charakteryzujące się dużą ściśliwością i małym oporem na ściananie,

Warstwa geotechniczna Ib.

- to kreda jeziorna występująca w stanie plastycznym, charakterystyczną wartość stopnia plastyczności ustalono w wysokości $I_L^{(n)}=0,45$

Warstwa geotechniczna Ic.

- to namuły występujące w stanie plastycznym, charakterystyczną wartość stopnia plastyczności ustalono w wysokości $I_L^{(n)}=0,40$

Warstwa geotechniczna II.

- to piaski gliniaste i gliny piaszczyste występujące w stanie twardoplastycznym, charakterystyczną wartość stopnia plastyczności ustalono w wysokości $I_L^{(n)}=0,20$

Warstwa geotechniczna IIIa.

- to piaski drobne i piaski drobne z domieszką próchnicy występujące w stanie luźnym, charakterystyczną wartość stopnia zagęszczenia ustalono w wysokości $I_D^{(n)}=0,30$

Warstwa geotechniczna IIIb.

- to piaski drobne i średnie występujące w stanie zagęszczonym, charakterystyczną wartość stopnia zagęszczenia ustalono w wysokości $I_D^{(n)}=0,70$

Warstwa geotechniczna IV.

- to żwiry i pospółki występujące w stanie zagęszczonym, charakterystyczną wartość stopnia zagęszczenia ustalono w wysokości $I_D^{(n)}=0,70$

Wnioski geotechniczne:

- W wyniku przeprowadzonych badań stwierdza się, że w podłożu projektowanego obiektu występują mało-korzystne warunki gruntowo-wodne. Grunty warstw geotechnicznych **IIa**, **IIb**, **III**, **IV** są nośne, natomiast warstwy geotechniczne **Ia**, **Ib** i **Ic** oraz nasypy niekontrolowane są słabonośne i nie nadają się do posadowienia bezpośredniego.
- Dla celów obliczeniowych palowania podaje się wartości:
 - Jednostkowego granicznego oporu gruntu pod podstawą pala q :

Warstwa Ia, Ib, Ic	- 0 kPa
Warstwa II	- 1500 kPa
Warstwa IIIa	- 1700 kPa
Warstwa IIIb	- 3300 kPa
Warstwa IV	- 5350 kPa
 - Jednostkowego granicznego oporu gruntu wzdłuż pobocznicy pala t :

Warstwa Ia	- -10 kPa (tarcie ujemne)
Warstwa Ib, Ic	- 0 kPa
Warstwa II	- 43 kPa
Warstwa IIIa	- 29 kPa

Warstwa IIb - 73 kPa

Warstwa IV - 115 kPa

Prace ziemne i fundamentowe należy prowadzić tak, aby nie dopuścić do naruszenia naturalnej struktury gruntu. Prowadzone prace budowlane nie mogą naruszyć stateczności obiektów istniejących.

8.0. Zabezpieczenie antykorozyjne konstrukcji stalowej.

Projektuje się zabezpieczenie antykorozyjne elementów stalowych zestawem malarskim dla kategorii korozyjności atmosfery C3. Dobór warstw i grubość dobrać w oparciu o szczegółowe wytyczne wybranego producenta.

Powierzchnie stalowe oczyścić do stopnia „St3” (stal po oczyszczeniu wykazuje wyraźny połysk).

Dopuszcza się inny sposób zabezpieczenia np. cynkowanie, pod warunkiem spełnienia założonych wymagań.

Gdańsk, listopad 2016r.

opracował:

.....

mgr inż. Jan Mądry

.....

mgr inż. S. Nowaczyński

TABELA PARAMETRÓW GEOTECHNICZNYCH

OBJAŚNIENIA GEOLOGICZNE				WARTOŚCI CHARAKTERYSTYCZNE PARAMETRÓW GEOTECHNICZNYCH											
1	2			3	4	5		6	7	8	9	10	11	12	
Stratygrafia	Opis litologiczno-genetyczny			Nr warstwy geotechnicznej	Symbol gruntu PN-86/B-02480	Stan gruntu		Wilgotność naturalna $W_n^{(n)}$ %	Gęstość objętościowa $\rho^{(n)}$ t/m ³	Spójność $C_u^{(n)}$ MPa	Kąt tarcia wewnętrznego $\phi^{(n)}$ stopnie	Edometryczny moduł ścisłości pierwotnej (ogólnej) M_o [MPa]	Współczynnik materiałowy τ_m	Metoda ustalenia parametrów wg p-kt 3.2 PN-81/B-03020	
						Stopień zagęszczenia $I_D^{(n)}$	Stopień plastyczności $I_L^{(n)}$								
CZwartoerzęd	Qh	Nasypy niekontrolowane				nN									
		Torfy	utwory bagienne - zastoiskowe		Ia	T	-	-	200,0	1,05	0,008	8,0	0,25	1 ± 0,2	„C”
		Kredy jeziorne			Ib	Krj	-	0,45	90,0	1,40	0,009	8,0	0,5		
		Namuły			Ic	Nm	-	0,40	60,0	1,70	0,010	10,0	2,0		
	Qp	Piaski gliniaste, gliny piaszczyste, utwory lodowcowe			II	Pg(+K), Gp(+Ż)	-	0,20	13,0	2,15	0,031	18,3	37,0	1 ± 0,1	„B”
	Qh	Piaski pylaste, drobne, średnie, grube			IIIa	Pd, Pd(+H)	0,30	-	nw.	1,85	0	29,5	43,0		
		utwory wodno- lodowcowe i deluwialne			IIIb	Pd, Pd(+Ż+Nm) Ps(+Ż+K +Pg)	0,70	-	nw.	2,00	0	32,8	110,0		
	Qp	Żwiry, pospółki utwory wodno- lodowcowe			IV	Ż, Po(+K)	0,70	-	nw.	2,10	0	40,0	196,0		

PUP "FUNDAMENT" Sp. z o.o. 80-336 Gdańsk, ul. Czyżewskiego 40, tel. (058) 344-95-80			
Opracowała:	mgr inż. Emilia Prowadzisz	podpis	
Zweryfikował:	mgr inż. Marcin Bohdziewicz	podpis	
Data: kwiecień 2011 r.			Miejscowość:
TABELA PARAMETRÓW GEOTECHNICZNYCH			GDAŃSK, Politechnika Gdańska
			Obiekt: Dobudowa budynku laboratorium
			nr arch. 3739/11
DOKUMENTACJA GEOTECHNICZNA			ZAŁĄCZNIK NR 3

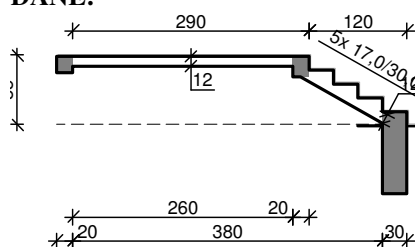
OBLICZENIA STATYCZNE

Schodów zewnętrznych do wieży na elewacji południowej budynku A Wydziału Elektroniki,
Telekomunikacji i Informatyki Politechniki Gdańskiej.

2.0. Schody zewnętrzne do wieży na elewacji południowej.

2.1. Bieg schodowy i spocznik.

DANE:



Wymiary schodów :

Długość biegu $l_n = 1,20$ m
 Różnica poziomów spoczników $h = 0,85$ m
 Liczba stopni w biegu $n = 5$ szt.
 Grubość płyty biegu $t = 12,0$ cm
 Długość górnego spocznika $l_{s,g} = 2,90$ m
 Grubość płyty spocznika górnego $t = 12,0$ cm

Grubości okładzin:

Okładzina spocznika dolnego 2,0 cm
 Okładzina pozioma stopni 2,0 cm
 Okładzina pionowa stopni 2,0 cm
 Okładzina spocznika górnego 2,0 cm

Wymiary poprzeczne:

Szerokość biegu 2,40 m

- Schody jednobiegowe

Oparcia : (szerokość / wysokość)

Podwalina podpierająca bieg schodowy $b = 30,0$ cm, $h = 100,0$ cm

Belka górna podpierająca bieg schodowy $b = 20,0$ cm, $h = 25,0$ cm

Belka podpierająca spocznik górny $b = 20,0$ cm, $h = 20,0$ cm

Oparcie belek:

Długość podpory lewej $t_L = 20,0$ cm

Długość podpory prawej $t_P = 20,0$ cm

Dane materiałowe :

Klasa betonu **C25/30** (B30) $\rightarrow f_{cd} = 16,67$ MPa, $f_{ctd} = 1,20$ MPa, $E_{cm} = 31,0$ GPa

Ciężar objętościowy betonu $\rho = 25,00$ kN/m³

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16$ mm

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 2,93$

Stal zbrojeniowa A-IIIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Średnica prętów $\phi = 8$ mm

Otulina zbrojenia $c_{nom} = 30$ mm

Stal zbrojeniowa konstrukcyjna **RB500W**

Średnica prętów konstrukcyjnych $\phi = 8$ mm

Maksymalny rozstaw prętów konstr. 25 cm

Zestawienie obciążeń [kN/m²]

Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
Obciążenie zmienne (dojścia do wejść i wyjść audytoriów,	4,00	1,30	0,35	5,20

auli, sal (konferencyjnych, zebrań, sal rekreacyjnych w szkołach itp.)) [4,0kN/m²]

Obciążenia stałe na biegu schodowym:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna biegu (Lastrico (terazzo) [22,0kN/m ³]) grub.2 cm 0,00·(1+17,0/30,0)	0,69	1,20	0,83
2.	Płyta żelbetowa biegu grub.12 cm + schody 17/30	5,57	1,10	6,13
3.	Okładzina dolna biegu grub.1,5 cm	0,00	1,20	0,00
Σ :		6,26	1,11	6,96

Obciążenia stałe na spoczniku górnym:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Lastrico (terazzo) [22,0kN/m ³]) grub.2 cm	0,44	1,20	0,53
2.	Płyta żelbetowa spocznika górnego grub.12 cm	3,00	1,10	3,30
3.	Okładzina dolna spocznika () grub.1,5 cm	0,00	1,20	0,00
Σ :		3,44	1,11	3,83

Założenia obliczeniowe :

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3$ mm

Graniczne ugięcie $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (tablica 8)}$

Dodatkowe założenia obliczeniowe dla belek:

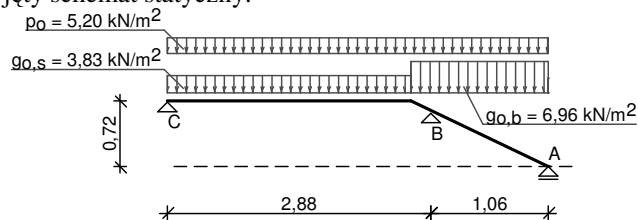
Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$

- zachodzi bezpośrednie przekazywanie obciążenia belki na podpórę

Graniczne ugięcie $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (tablica 8)}$

WYNIKI - PŁYTA:

Przyjęty schemat statyczny:



Wyniki obliczeń statycznych:

Przęsło A-B: maksymalny moment obliczeniowy $M_{Sd} = 0,43$ kNm/mb

Podpora B: moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd,p} = 7,33$ kNm/mb

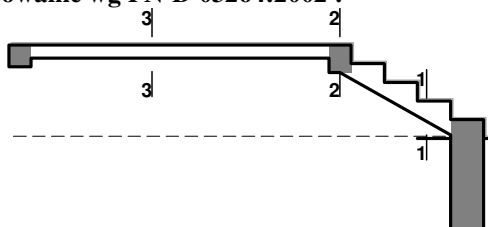
Przęsło B-C: maksymalny moment obliczeniowy $M_{Sd} = 6,14$ kNm/mb

Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,A,max} = 3,24$ kN/mb, $R_{Sd,A,min} = -3,04$ kN/mb

Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,B,max} = 29,54$ kN/mb, $R_{Sd,B,min} = 16,99$ kN/mb

Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,C,max} = 10,53$ kN/mb, $R_{Sd,C,min} = 4,35$ kN/mb

Wymiarowanie wg PN-B-03264:2002 :



Przęsło A-B- wymiarowanie

Zginanie: (przekrój 1-1)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 0,43$ kNm/mb

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,16$ cm²/mb. Przyjęto $\phi 8$ co 14,0 cm o $A_s = 3,59$ cm²/mb ($\rho = 0,42\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 0,43 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 12,29 \text{ kNm/mb}$

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 11,53 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 11,53 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 85,93 \text{ kN/mb}$

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 0,27 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt,podp} = (-)4,62 \text{ kNm/m}$

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt,podp}) = (-)0,22 \text{ mm} < a_{lim} = 5,30 \text{ mm}$

Podpora B- wymiarowanie

Zginanie: (przekrój 2-2)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)7,33 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,61 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto górą $\phi 8$ co **14,0 cm** o $A_s = 3,59 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 7,33 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 17,31 \text{ kNm/mb}$

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)4,62 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Przęsło B-C- wymiarowanie

Zginanie: (przekrój 3-3)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 6,14 \text{ kNm/mb}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,74 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 8$ co **14,0 cm** o $A_s = 3,59 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,42\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 6,14 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 12,29 \text{ kNm/mb}$

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 14,36 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 14,36 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 85,93 \text{ kN/mb}$

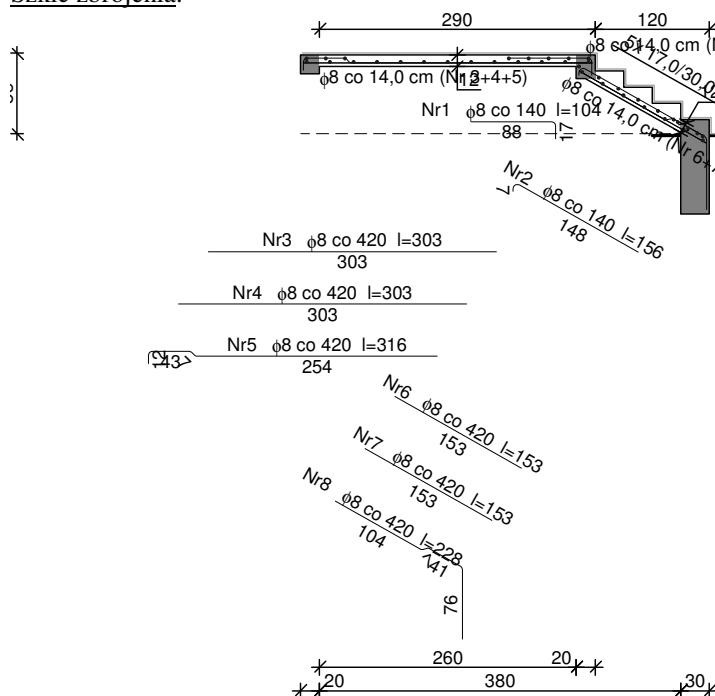
SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 3,87 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 2,38 \text{ mm} < a_{lim} = 14,38 \text{ mm}$

Szkic zbrojenia:



Zestawienie stali zbrojeniowej dla płyty $l = 2,40 \text{ m}$

Nr	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	RB500W
1	8	104	18	18,72
2	8	156	18	28,08

3	8	303	7	21,21
4	8	303	7	21,21
5	8	316	7	22,12
6	8	153	7	10,71
7	8	153	7	10,71
8	8	228	7	15,96
9	8	252	38	95,76
Długość wg średnic [m]				244,5
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,395
Masa wg średnic [kg]				96,6
Masa wg gatunku stali [kg]				97,0
Razem [kg]				97

Projektuje się schody żelbetowe (bieg schodowy i spocznik) o gr. 12cm, wylewane z betonu C25/30 i zbrojone górną i dołem prętami #8 co 10x10cm ze stali A-IIIIN (B500SP). Otulina zbrojenia 3cm.

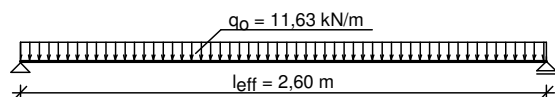
2.2. Belka żelbetowa podpierająca krawędź zewnętrzna płyty spocznikowej.

WYNIKI - BELKA C:

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Max. reakcja podporowa z płyty schodowej	8,89	1,18	0,75	10,53	cała belka
2.	Ciężar własny belki	1,00	1,10	--	1,10	cała belka
Σ :		9,89	1,18		11,63	

Przyjęty schemat statyczny:



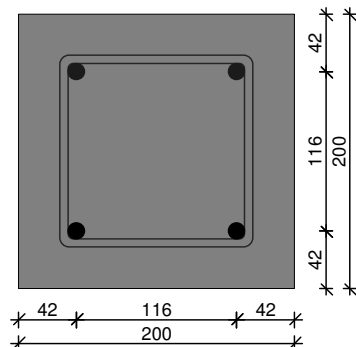
Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 9,82 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 8,35 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 6,45 \text{ kNm}$

Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,A} = R_{Sd,B} = 15,11 \text{ kN}$

Wymiarowanie wg PN-B-03264:2002 :



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 20,0 \text{ cm}$, $h = 20,0 \text{ cm}$

otulina zbrojenia $c_{nom} = 30 \text{ mm}$

Zginanie (metoda uproszczona):

Przekrój pojedynczo zbrojony

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,58 \text{ cm}^2$. Przyjęto dołem **2φ12** o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,72\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 9,82 \text{ kNm} < M_{Rd} = 13,66 \text{ kNm}$

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 12,12 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi φ6 co max. 110 mm na całej długości belki

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 12,12 \text{ kN} < V_{Rd3} = 30,56 \text{ kN}$

SGU:

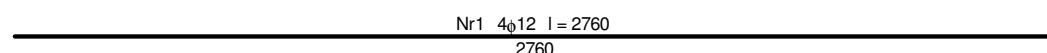
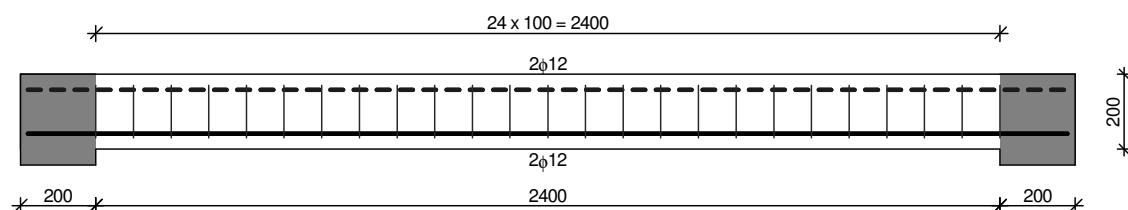
Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sd} = 7,96 \text{ kN}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,249 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 7,91 \text{ mm} < a_{lim} = 13,00 \text{ mm}$

Szkic zbrojenia:



140 Nr2 25φ6 l = 660

Zestawienie stali zbrojeniowej

Nr	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	St0S-b φ6	RB500W φ12
1.	12	276	4		11,04
2.	6	66	25	16,50	
Długość wg średnic [m]				16,5	11,1
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,222	0,888
Masa wg średnic [kg]				3,7	9,9
Masa wg gatunku stali [kg]				4,0	10,0
Razem [kg]				14	

Projektuje się belkę żelbetową o przekroju 20x20cm podpierającą krawędź zewnętrzną płyty spocznikowej, wylewaną z betonu C25/30, zbrojoną podłużnie prętami 4#12 ze stali A-IIIIN (B500SP) oraz strzemionami ø6 co 10cm ze stali A-0 (St0S-b). Otulina zbrojenia 3,0 cm.

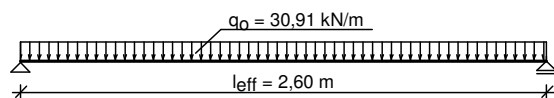
2.3. Belka żelbetowa podpierająca schody w środku.

WYNIKI - BELKA B:

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Max. reakcja podporowa z płyty schodowej	24,93	1,18	0,75	29,54	cała belka
2.	Ciężar własny belki	1,25	1,10	--	1,38	cała belka
Σ :		26,18	1,18		30,91	

Przyjęty schemat statyczny:



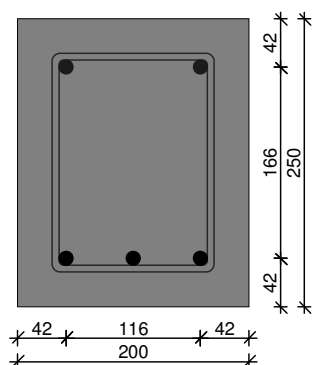
Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 26,12 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 22,12 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 16,79 \text{ kNm}$

Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,A} = R_{Sd,B} = 40,19 \text{ kN}$

Wymiarowanie wg PN-B-03264:2002 :



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 20,0 \text{ cm}$, $h = 25,0 \text{ cm}$

otulina zbrojenia $c_{nom} = 30 \text{ mm}$

Zginanie (metoda uproszczona):

Przekrój pojedynczo zbrojony

Zbrojenie potrzebne $A_s = 3,32 \text{ cm}^2$. Przyjęto dołem **3 ϕ 12** o $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,82\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 26,12 \text{ kNm} < M_{Rd} = 26,59 \text{ kNm}$

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 30,67 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co max. 150 mm na całej długości belki

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 30,67 \text{ kN} < V_{Rd1} = 37,12 \text{ kN}$

SGU:

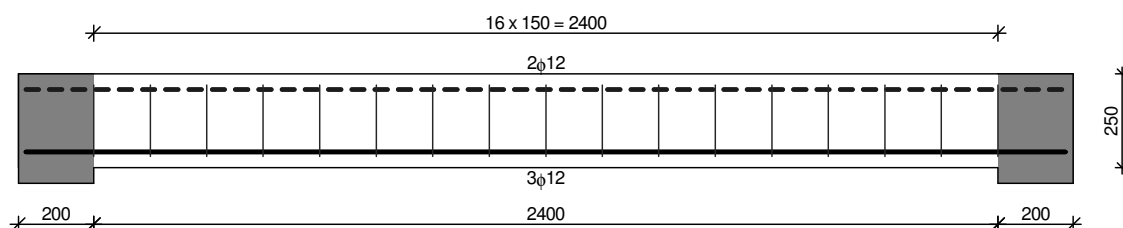
Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sd} = 19,71 \text{ kN}$

Szerokość rys prostokątnych: $w_k = 0,282 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

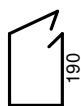
Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 8,75 \text{ mm} < a_{lim} = 13,00 \text{ mm}$

Szkic zbrojenia:



Nr1 5 ϕ 12 l = 2760
2760



140 Nr2 17 ϕ 6 l = 760

Zestawienie stali zbrojeniowej

Nr	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	St0S-b	RB500W
				$\phi 6$	$\phi 12$
1.	12	276	5		13,80
2.	6	76	17	12,92	
Długość wg średnic [m]				13,0	13,9
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,222	0,888
Masa wg średnic [kg]				2,9	12,3
Masa wg gatunku stali [kg]				3,0	13,0
Razem [kg]				16	

Projektuje się belkę żelbetową o przekroju 20x25cm podpierającą krawędź zewnętrzną płyty spocznikowej, wylewaną z betonu C25/30, zbrojoną podłużnie prętami: dołem 3#12, grą 2#12 ze stali A-IIIN (B500SP) oraz

strzemionami $\phi 6$ co 15cm ze stali A-0 (St0S-b). Otulina zbrojenia 3,0 cm.

2.4. Stalowa konstrukcja zadaszzenia.

2.4.1. Płatwie dachowe.

Zebranie obciążeń.

Przyjęto rozstaw płatwi $a=0,7\text{m}$.

Tablica 4. obc. płatwi

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	Obc. obl. kN/m
1.	Maksymalne obciążenie dachu niższego wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-4 (strefa 3, $A=11\text{ m n.p.m.}$, obiekt niższy niż otaczający teren albo otoczony wysokimi drzewami lub obiektami wyższymi $\rightarrow Q_k = 1,2\text{ kN/m}^2$, $C_4=0,800$) $1,15\text{kN/m}^2 \cdot 0,7\text{m} = 0,805\text{kN/m}$	0,81	1,50	1,22
2.	Blacha trapezowa. $0,05\text{kN/m}^2 \cdot 0,7\text{m} = 0,035\text{kN/m}$	0,04	1,20	0,05
Σ :		0,85	1,49	1,26

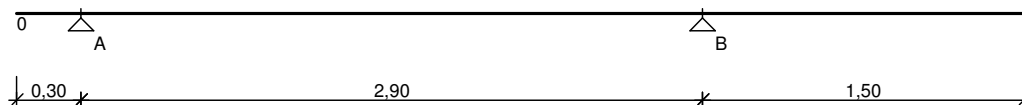
Tablica 3. okładzina pionowa z paneli

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	Obc. obl. kN/m ²
1.	Panel elewacyjny.	0,10	1,20	0,12
2.	Konstrukcja nośna.	0,10	1,20	0,12
Σ :		0,20	1,20	0,24

Obc. skupione od okładziny.

$$P = 0,24\text{kN/m}^2 \cdot 0,7\text{m} \cdot 1,0\text{m} = 0,17\text{kN}$$

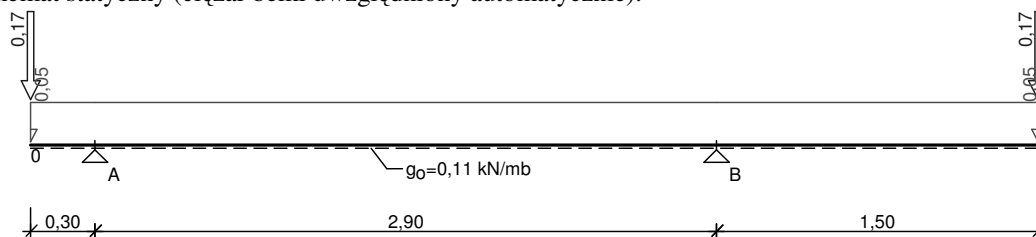
SCHEMAT BELKI



OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE BELKI

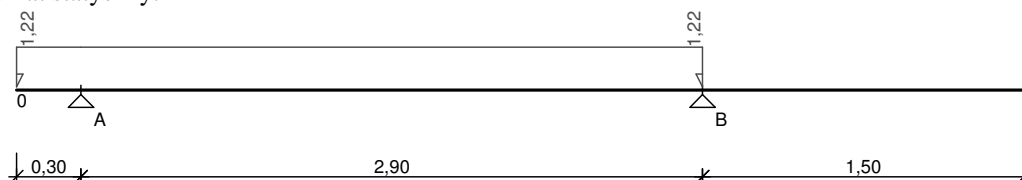
Przypadek **P1: stałe** ($\gamma_f = 1,20$)

Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):



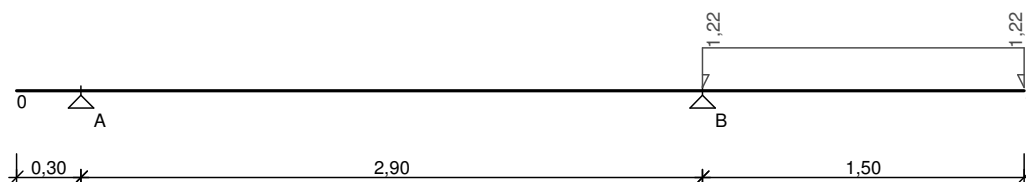
Przypadek **P2: śnieg 1** ($\gamma_f = 1,5$)

Schemat statyczny:



Przypadek **P3: śnieg 2** ($\gamma_f = 1,5$)

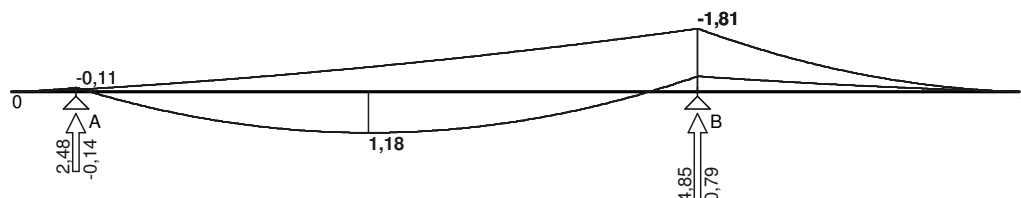
Schemat statyczny:



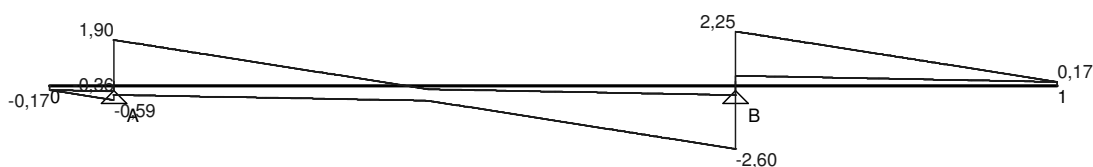
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych

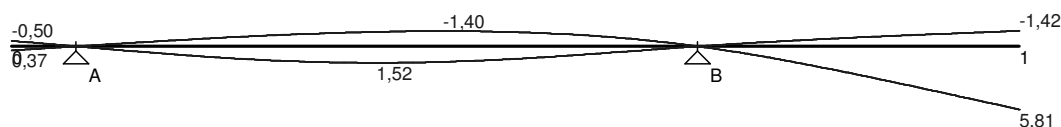
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:



Ugięcia [mm]:



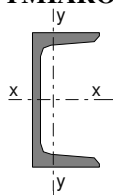
ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

Wykorzystanie rezerwy plastycznej przekroju: tak;

Parametry analizy zwichrzenia:

- obciążenie przyłożone na pasie górnym belki;
- obciążenie działa w dół;
- brak stężeń bocznych na długości przęseł belki;

WYMIAROWANIE WG PN-90/B-03200



Przekrój: **C 100**

$$A_v = 6,00 \text{ cm}^2, \quad m = 10,6 \text{ kg/m}$$

$$J_x = 206 \text{ cm}^4, \quad J_y = 29,3 \text{ cm}^4, \quad J_w = 437 \text{ cm}^6, \quad J_T = 2,96 \text{ cm}^4, \quad W_x = 41,2 \text{ cm}^3$$

Stal: **St3**

Nośności obliczeniowe przekroju:

- zginanie: klasa przekroju I $M_R = 6,64 \text{ kNm}$
- ścinanie: klasa przekroju I $V_R = 74,82 \text{ kN}$

Belka

Nośność na zginanie

Przekrój $z = 3,20 \text{ m}$ (**K3**: 1,0·P1+1,0·P3)

Współczynnik zwichrzenia $\phi_L = 0,746$

Moment maksymalny $M_{\max} = -1,81 \text{ kNm}$

$$(52) \quad M_{\max} / (\phi_L \cdot M_R) = 0,366 < 1$$

Nośność na ścinanie

Przekrój $z = 3,20 \text{ m}$ (**K4**: $1,0 \cdot P1 + 1,0 \cdot P2 + 1,0 \cdot P3$)

Maksymalna siła poprzeczna $V_{\max} = -2,60 \text{ kN}$

$$^{(53)} \quad V_{\max} / V_R = 0,035 < 1$$

Nośność na zginanie ze ścinaniem

$$V_{\max} = (-)0,59 \text{ kN} < V_o = 0,3 \cdot V_R = 22,45 \text{ kN} \rightarrow \text{warunek niemiernodajny}$$

Stan graniczny użytkowania

Przekrój $z = 4,70 \text{ m}$ (**K3**: $1,0 \cdot P1 + 1,0 \cdot P3$)

Ugięcie maksymalne $f_{k,\max} = 5,81 \text{ mm}$

Ugięcie graniczne $f_{gr} = 2 \cdot l_o / 200 = 15,00 \text{ mm}$

$$f_{k,\max} = 5,81 \text{ mm} < f_{gr} = 15,00 \text{ mm}$$

Zaprojektowano płatwie stalowe z C100 ze stali S235JR.

2.4.2. Rama nośna.

Zebranie obciążeń.

Reakcja z płatwi wg poz.2.4.1.

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	Obc. obl. kN/m
1.	Obc. z płatwi dachowej wg. poz.2.4.1. $4,85 \text{ kN}/(0,7 \text{ m} \cdot 1,48) =$	4,68	1,48	6,93
$\Sigma:$		4,68	1,48	6,93

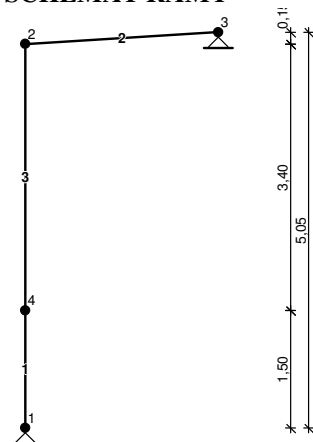
Obc. skupione od okładziny.

$$P_1 = 0,24 \text{ kN/m}^2 \cdot (2,9 \text{ m} \cdot 0,5 + 1,5 \text{ m}) \cdot 1,0 \text{ m} = 0,71 \text{ kN}$$

Reakcja z belki stalowej podpierającej schody w środku wg poz.2.3.

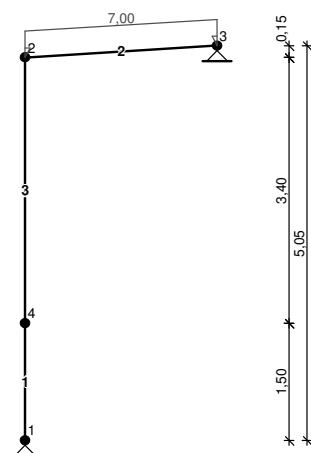
$$P_2 = 36,5 \text{ kN}$$

SCHEMAT RAMY

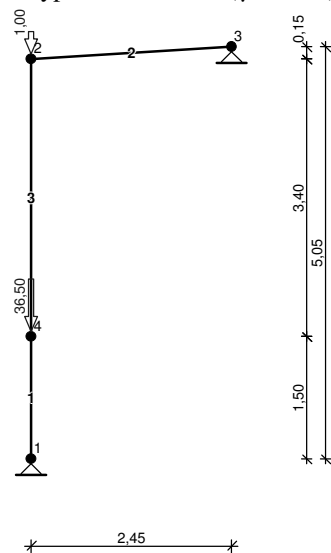


OBCIĄŻENIA: (wartości obliczeniowe)

Przypadek **P1**: śnieg ($\gamma_f = 1,48$)



Przypadek **P2: stałe** ($\gamma_f = 1,20$)



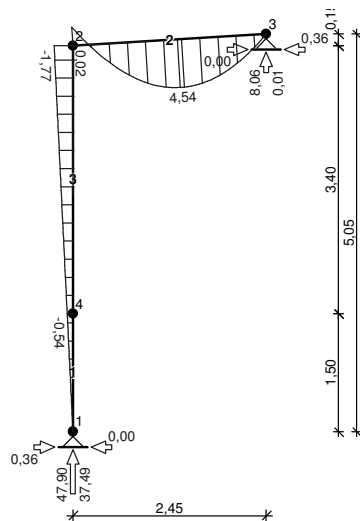
Tablica opisu kombinacji automatycznych:

nazwa kombinacji	składniki kombinacji
K1: stałe	1,0·P2
K2: stałe+śnieg	1,0·P2+1,0·P1

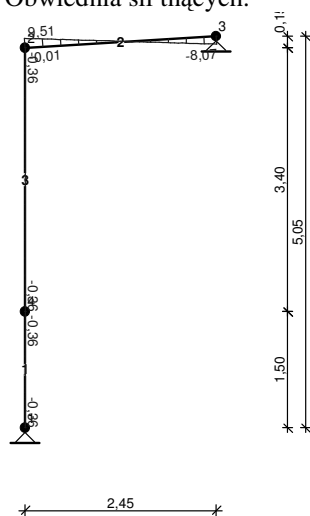
WYNIKI:

Obwiednia sił wewnętrznych

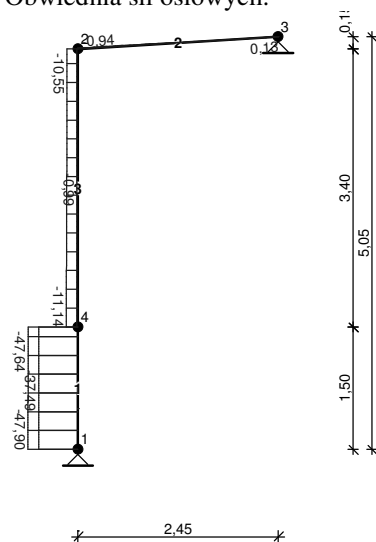
Obwiednia momentów zginających:



Obwiednia sił tnących:



Obwiednia sił osiowych:



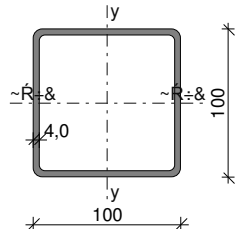
Ekstremalne siły wewnętrzne:

pręt	x [m]	M [kNm]	N [kN]	T [kN]	kombinacja
1	1,50	0,00	-37,49	0,00	K1: 1,0·P2
	1,50	-0,54	-47,64	-0,36	K2: 1,0·P2+1,0·P1
	0,00	0,00	-47,90	-0,36	K2: 1,0·P2+1,0·P1
	0,00	0,00	-37,49	0,00	K1: 1,0·P2
	2,45	0,00	-37,49	0,00	K1: 1,0·P2
2	1,33	4,54	-0,36	0,02	K2: 1,0·P2+1,0·P1
	0,00	-1,77	-0,94	9,51	K2: 1,0·P2+1,0·P1
	2,45	0,00	0,13	-8,07	K2: 1,0·P2+1,0·P1

3	3,40	0,02	-0,99	0,00	K1: 1,0·P2
	3,40	-1,77	-10,55	-0,36	K2: 1,0·P2+1,0·P1
	0,00	-0,54	-11,14	-0,36	K2: 1,0·P2+1,0·P1
	0,00	0,00	-0,99	0,00	K1: 1,0·P2

Wymiarowanie rygła.

Rura kwadratowa walcowana 100x100x4,0 (wg PN-EN 10210-2:2000)



Wymiary przekroju

$h = 100 \text{ mm}$, $t = 4,0 \text{ mm}$

$r_i = 4,0 \text{ mm}$, $r_o = 6,0 \text{ mm}$

Cechy geometryczne przekroju

$A = 15,20 \text{ cm}^2$, $A_v = 7,680 \text{ cm}^2$

$J = 232,0 \text{ cm}^4$

$W = 46,40 \text{ cm}^3$

$i = 3,910 \text{ cm}$

$J_T = 361,1 \text{ cm}^4$, $W_T = 68,15 \text{ cm}^3$

$A_L = 0,390 \text{ m}^2/\text{m}$, $A_G = 32,75 \text{ m}^2/\text{m}$

$U/A = 256,4 \text{ m}^{-1}$, $m = 11,90 \text{ kg/m}$

Stal: St3, $f_d = 215 \text{ MPa}$, $\lambda_p = 84,0$;

Nośność obliczeniowa przy rozciąganiu

$N_{Rt} = 326,8 \text{ kN}$

Nośność obliczeniowa przy ściskaniu

$N_{Rc} = 326,8 \text{ kN}$ (klasa: 2, $\psi = 1,000$)

• wyboczenie gięte względem osi $\sim R \div \&$

$l_{e-\sim R \div \&} = 2,45 \text{ m}$, $\lambda_{\sim R \div \&} = 62,7$, $N_{cr,\sim R \div \&} = 782,0 \text{ kN}$, $\bar{\lambda}_{\sim R \div \&} = 1,15 \cdot \text{pierw}(N_{Rc}/N_{cr,\sim R \div \&}) = 0,746$ wg "b" $\rightarrow \varphi_{\sim R \div \&} = 0,813$

$\varphi_{\sim R \div \&} \cdot N_{Rc} = 265,8 \text{ kN}$

• wyboczenie gięte względem osi y-y

$l_{ey} = 2,45 \text{ m}$, $\lambda_y = 62,7$, $N_{cr,y} = 782,0 \text{ kN}$, $\bar{\lambda}_y = 1,15 \cdot \text{pierw}(N_{Rc}/N_{cr,y}) = 0,746$ wg "b" $\rightarrow \varphi_y = 0,813$

$\varphi_y \cdot N_{Rc} = 265,8 \text{ kN}$

Nośność obliczeniowa przy zginaniu

$M_R = 10,94 \text{ kNm}$ (klasa: 2, $\alpha_p = 1,096$)

• ustalenie współczynnika zwichrzenia

element o przekroju rurowym $\rightarrow \varphi_L = 1,000$

Nośność obliczeniowa przy ścinaniu

$V_R = 95,77 \text{ kN}$ (klasa: 1, $\varphi_{pv} = 1,000$)

Nośność obliczeniowa przy zginaniu ze ścinaniem

$V_y = 10,00 \text{ kN} < V_{0,y} = 0,3 \cdot V_{R,y} = 28,73 \text{ kN} \rightarrow M_{R-\sim R \div \&,V} = M_{R-\sim R \div \&}$

$V_{\sim R \div \&} = 0,000 \text{ kN} < V_{0,\sim R \div \&} = 0,3 \cdot V_{R,\sim R \div \&} = 28,73 \text{ kN} \rightarrow M_{Ry,V} = M_{Ry}$

KOMBINACJA 1

Obciążenie elementu

$N = 0,500 \text{ kN}$, $M_{\sim R \div \&} = 4,600 \text{ kNm}$

Warunki nośności elementu

$$(57) \Delta_{\tilde{R}\div\&} = 0,000; \text{ założono } \beta_{\tilde{R}\div\&} = 1,0$$

$$(58) N / (\varphi_{\tilde{R}\div\&} \cdot N_{Rc}) + \beta_{\tilde{R}\div\&} \cdot M_{\tilde{R}\div\&} / M_{R\tilde{R}\div\&} + \Delta_{\tilde{R}\div\&} = 0,002 + 0,421 + 0,000 = 0,423 < 1$$

$$(39) N / (\varphi_y \cdot N_{Rc}) = 0,002 < 1$$

KOMBINACJA 2

Obciążenie elementu

$$N = 1,000 \text{ kN}, \quad M_{\tilde{R}\div\&} = -2,00 \text{ kNm}, \quad V_y = 10,00 \text{ kN}$$

Warunki nośności elementu

$$(57) \Delta_{\tilde{R}\div\&} = 0,000; \text{ założono } \beta_{\tilde{R}\div\&} = 1,0$$

$$(58) N / (\varphi_{\tilde{R}\div\&} \cdot N_{Rc}) + \beta_{\tilde{R}\div\&} \cdot M_{\tilde{R}\div\&} / M_{R\tilde{R}\div\&} + \Delta_{\tilde{R}\div\&} = 0,004 + 0,183 + 0,000 = 0,187 < 1$$

$$(39) N / (\varphi_y \cdot N_{Rc}) = 0,004 < 1$$

$$(55) N / N_{Rc} + M_{\tilde{R}\div\&} / M_{R\tilde{R}\div\&,V} = 0,003 + 0,183 = 0,186 < 1$$

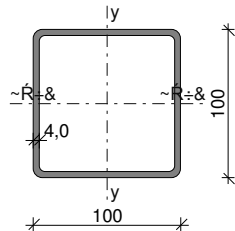
$$(53) V_y / V_{Ry} = 0,104 < 1$$

$$(56) V_y = 10,00 \text{ kN} < V_{Ry,N} = V_{Ry} \cdot \text{pierw}(1 - (N/N_{Rc})^2) = 95,77 \text{ kN} \quad (10,4\%)$$

Przyjęto rygle z rury kwadratowej RK 100x100x4 wykonanej ze stali S235JR.

Wymiarowanie słupa stalowego.

Rura kwadratowa walcowana 100x100x4,0 (wg PN-EN 10210-2:2000)



Wymiary przekroju

$$h = 100 \text{ mm}, \quad t = 4,0 \text{ mm}$$

$$r_i = 4,0 \text{ mm}, \quad r_o = 6,0 \text{ mm}$$

Cechy geometryczne przekroju

$$A = 15,20 \text{ cm}^2, \quad A_v = 7,680 \text{ cm}^2$$

$$J = 232,0 \text{ cm}^4$$

$$W = 46,40 \text{ cm}^3$$

$$i = 3,910 \text{ cm}$$

$$J_T = 361,1 \text{ cm}^4, \quad W_T = 68,15 \text{ cm}^3$$

$$A_L = 0,390 \text{ m}^2/\text{m}, \quad A_G = 32,75 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$U/A = 256,4 \text{ m}^{-1}, \quad m = 11,90 \text{ kg/m}$$

Stal: St3, $f_d = 215 \text{ MPa}$, $\lambda_p = 84,0$;

Nośność obliczeniowa przy rozciąganiu

$$N_{Rt} = 326,8 \text{ kN}$$

Nośność obliczeniowa przy ściskaniu

$$N_{Rc} = 326,8 \text{ kN} \quad (\text{klasa: 2, } \psi = 1,000)$$

• wyboczenie giętnie względem osi $\tilde{R}\div\&$ - $\tilde{R}\div\&$

$$l_{e\tilde{R}\div\&} = 5,10 \text{ m}, \quad \lambda_{\tilde{R}\div\&} = 130,4, \quad N_{cr,\tilde{R}\div\&} = 180,5 \text{ kN}, \quad \bar{\lambda}_{\tilde{R}\div\&} = 1,15 \cdot \text{pierw}(N_{Rc}/N_{cr,\tilde{R}\div\&}) = 1,553 \quad \text{wg "b"} \rightarrow$$

$$\varphi_{\tilde{R}\div\&} = 0,362$$

$$\varphi_{\tilde{R}\div\&} \cdot N_{Rc} = 118,2 \text{ kN}$$

• wyboczenie giętnie względem osi y-y

$$l_{ey} = 5,10 \text{ m}, \quad \lambda_y = 130,4, \quad N_{cr,y} = 180,5 \text{ kN}, \quad \bar{\lambda}_y = 1,15 \cdot \text{pierw}(N_{Rc}/N_{cr,y}) = 1,553 \quad \text{wg "b"} \rightarrow \varphi_y = 0,362$$

$$\varphi_y \cdot N_{Rc} = 118,2 \text{ kN}$$

Nośność obliczeniowa przy zginaniu

$$M_R = 10,94 \text{ kNm} \quad (\text{klasa: 2, } \alpha_p = 1,096)$$

• ustalenie współczynnika zwichrzenia

element o przekroju rurowym $\rightarrow \varphi_L = 1,000$

Nośność obliczeniowa przy ścinaniu

$V_R = 95,77 \text{ kN}$ (klasa: 1, $\varphi_{pv} = 1,000$)

Nośność obliczeniowa przy zginaniu ze ścinaniem

$V_y = 0,500 \text{ kN} < V_{0,y} = 0,3 \cdot V_{R,y} = 28,73 \text{ kN} \rightarrow M_{R-\dot{R} \div \&, V} = M_{R-\dot{R} \div \&}$

$V_{-\dot{R} \div \&} = 0,000 \text{ kN} < V_{0,-\dot{R} \div \&} = 0,3 \cdot V_{R,-\dot{R} \div \&} = 28,73 \text{ kN} \rightarrow M_{Ry, V} = M_{Ry}$

KOMBINACJA 1

Obciążenie elementu

$N = 10,00 \text{ kN}$, $M_{-\dot{R} \div \&} = 2,000 \text{ kNm}$, $V_y = 0,500 \text{ kN}$

Warunki nośności elementu

(57) $\Delta_{-\dot{R} \div \&} = 0,006$; założono $\beta_{-\dot{R} \div \&} = 1,0$

(58) $N / (\varphi_{-\dot{R} \div \&} \cdot N_{Rc}) + \beta_{-\dot{R} \div \&} \cdot M_{-\dot{R} \div \&} / M_{R-\dot{R} \div \&} + \Delta_{-\dot{R} \div \&} = 0,085 + 0,183 + 0,006 = 0,274 < 1$

(39) $N / (\varphi_y \cdot N_{Rc}) = 0,085 < 1$

(55) $N / N_{Rc} + M_{-\dot{R} \div \&} / M_{R-\dot{R} \div \&, V} = 0,031 + 0,183 = 0,213 < 1$

(53) $V_y / V_{Ry} = 0,005 < 1$

(56) $V_y = 0,500 \text{ kN} < V_{Ry, N} = V_{Ry} \cdot \text{pierw}(1 - (N/N_{Rc})^2) = 95,72 \text{ kN} \quad (0,5\%)$

Przyjęto słupy z rury kwadratowej RK 100x100x4 wykonanej ze stali S235JR.

Wymiarowanie słupa żelbetowego.

DANE:

Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b = 20,0 \text{ cm}$

Wysokość przekroju $h = 20,0 \text{ cm}$

Zbrojenie:

Pręty podłużne $\phi = 12 \text{ mm}$ ze stali A-IIIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Strzemiona $\phi = 6 \text{ mm}$

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C25/30** (B30) $\rightarrow f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,20 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 31,0 \text{ GPa}$

Ciężar objętościowy $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16 \text{ mm}$

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 2,97$

Otulenie:

Otulenie nominalne zbrojenia $c_{nom} = 30 \text{ mm}$

Obciążenia: [kN, kNm]

	N_{Sd}	$N_{Sd, lt}$	M_{Sd}
1.	50,00	50,00	1,00

Dodatkowo uwzględniono ciężar własny słupa o wartości $N_o = 1,65 \text{ kN}$

Słup:

Wysokość słupa $l_{col} = 1,50 \text{ m}$

Rodzaj słupa: monolityczny

Rodzaj konstrukcji: przesuwna

Numer kondygnacji od góry: 1

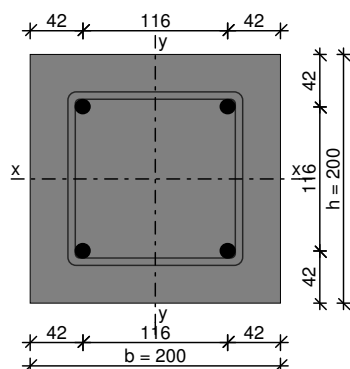
Współczynnik długości wyboczeniowej w płaszczyźnie obciążenia $\beta_x = 1,00$

Współczynnik długości wyboczeniowej z płaszczyzny obciążenia $\beta_y = 1,00$

ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE:

Sytuacja obliczeniowa: trwała

WYNIKI - SŁUP (wg PN-B-03264:2002):



Ściskanie:

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "b" :

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_{s1} = A_{s2} = 0,60 \text{ cm}^2$ Przyjęto po **2 ϕ 12** o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "h" :

Zbrojenie potrzebne (z warunku $N_{sd} < N_{crit}$) $A_{s1} = A_{s2} = 2,26 \text{ cm}^2$. Przyjęto po **2 ϕ 12** o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

Łącznie przyjęto **4 ϕ 12** o $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$ ($\rho = 1,13\%$)

Strzemiona:

Przyjęto strzemiona pojedyncze $\phi 6$ w rozstawie co 18,0 cm

Od oczepu do płyty spocznikowej przyjmuje się słup żelbetowy o przekroju 20x20cm, zbrojony podłużnie prętami 4#12 ze stali A-IIIIN (B500Sp) oraz strzemionami $\phi 6$ co 18cm ze stali A-0 (St0S-b). Otulina zbrojenia 3,0 cm.

2.5. Fundamenty.

2.5.1. Belka oczepowa.

Zebranie obciążeń.

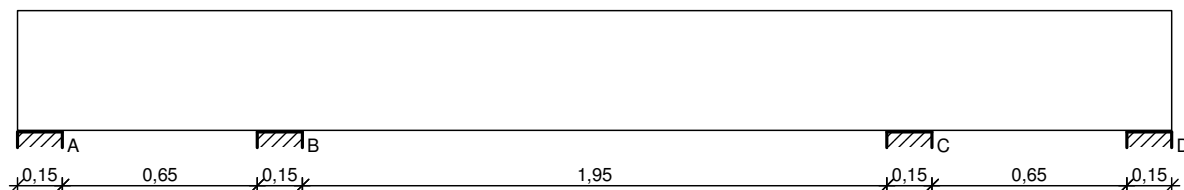
Tablica 6. obc. ze słupa na krawędzi

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN	γ_f	Obc. obl. kN
1.	Śnieg. $1,15 \text{ kN/m}^2 * 2,7 \text{ m} * 0,5 * (0,3 \text{ m} + 2,9 \text{ m} * 0,5) =$	2,72	1,50	4,08
2.	Obc. z belki krawędziowej podpierającej schody wg. poz.2.2. $13,05 \text{ kN/1,2} =$	10,88	1,20	13,06
3.	Obc. od okładziny. $0,2 \text{ kN/m}^2 * 1,0 \text{ m} * (2,7 \text{ m} * 0,5 + 0,35 \text{ m} + 2,9 \text{ m} * 0,5) =$	0,63	1,20	0,76
$\Sigma:$		14,23	1,26	17,89

Obc. ze słupa w części środkowej. Reakcja z ramy stalowej wg poz.2.4.2.

$P_2 = 47,9 \text{ kN}$, ($\gamma_f = 1,26$)

SZKIC BELKI



OBCIĄŻENIA NA BELCE

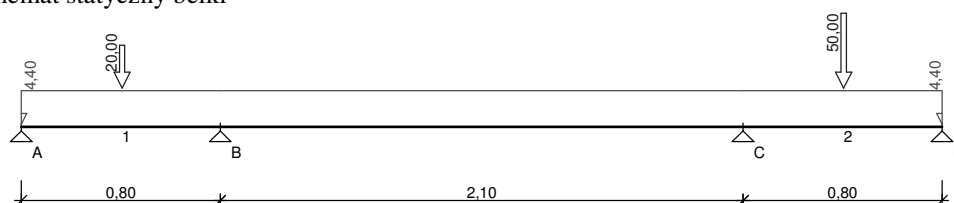
Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.		0,00	1,00	--	0,00	cała belka
2.	Ciężar własny belki [0,40m·0,40m·25,0kN/m ³]	4,00	1,10	--	4,40	cała belka
Σ :		4,00	1,10		4,40	

Zestawienie sił skupionych [kN]:

Lp.	Opis obciążenia	F_k	x [m]	γ_f	k_d	F_d
1.	Obc. ze słupa 1	15,87	0,33	1,26	--	20,00
2.	Obc. ze słupa 2	39,68	3,23	1,26	--	50,00

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA:

Klasa betonu: **C25/30** (B30) $\rightarrow f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,20 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 31,0 \text{ GPa}$

Ciężar objętościowy $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 8 \text{ mm}$

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 2,88$

Stal zbrojeniowa główna A-IIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Stal zbrojeniowa strzemion A-0 (**St0S-b**) $\rightarrow f_{yk} = 220 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 190 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 260 \text{ MPa}$

Stal zbrojeniowa montażowa A-IIIN (RB500W)

Sytuacja obliczeniowa: trwała

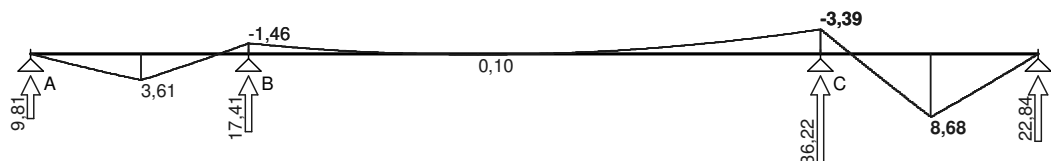
Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$

Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

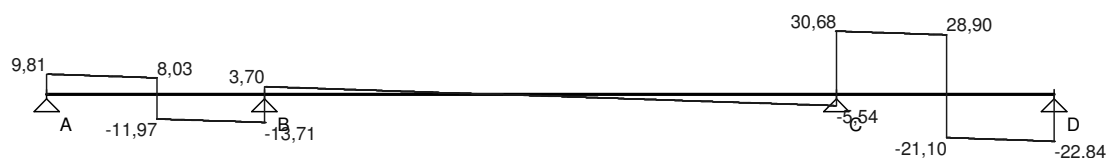
Graniczne ugięcie $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Momenty zginające [kNm]:



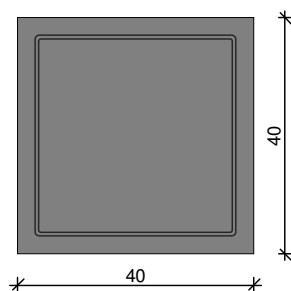
Siły tnące [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 40,0 \text{ cm}$, $h = 40,0 \text{ cm}$

otulina zbrojenia $c_{nom} = 30 \text{ mm}$

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój **a-a**)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 3,61 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,94 \text{ cm}^2$. Przyjęto **2φ12** o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,16\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 3,61 \text{ kNm} < M_{Rd} = 33,33 \text{ kNm}$

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)13,38 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi φ6 co 260 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)13,38 \text{ kN} < V_{Rd1} = 94,36 \text{ kN}$

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 2,83 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: zarysowanie nie występuje

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 0,01 \text{ mm} < a_{lim} = 4,00 \text{ mm}$

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 10,98 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje

Podpora B:

Zginanie: (przekrój **b-b**)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)1,46 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne (war. konstrukcyjny) $A_{s1} = 1,94 \text{ cm}^2$. Przyjęto **2φ12** o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,16\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)1,46 \text{ kNm} < M_{Rd} = 33,33 \text{ kNm}$

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)1,31 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: zarysowanie nie występuje

Przęsło B - C:

Zginanie: (przekrój **c-c**)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 0,10 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,94 \text{ cm}^2$. Przyjęto **2φ12** o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,16\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 0,10 \text{ kNm} < M_{Rd} = 33,33 \text{ kNm}$

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)3,63 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi φ6 co 260 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)3,63 \text{ kN} < V_{Rd1} = 94,36 \text{ kN}$

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 0,19 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: zarysowanie nie występuje

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)2,84 \text{ kNm}$

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = (-)0,01 \text{ mm} < a_{lim} = 10,50 \text{ mm}$

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 4,63 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje

Podpora C:

Zginanie: (przekrój **d-d**)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)3,39 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne (war. konstrukcyjny) $A_{s1} = 1,94 \text{ cm}^2$. Przyjęto **2φ12** o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,16\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)3,39 \text{ kNm} < M_{Rd} = 33,33 \text{ kNm}$

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)2,84 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: zarysowanie nie występuje

Przęsło C - D:

Zginanie: (przekrój e-e)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 8,68 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,94 \text{ cm}^2$. Przyjęto **2φ12** o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,16\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 8,68 \text{ kNm} < M_{Rd} = 33,33 \text{ kNm}$

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 30,35 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi φ6 co 260 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 30,35 \text{ kN} < V_{Rd1} = 94,36 \text{ kN}$

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 6,85 \text{ kNm}$

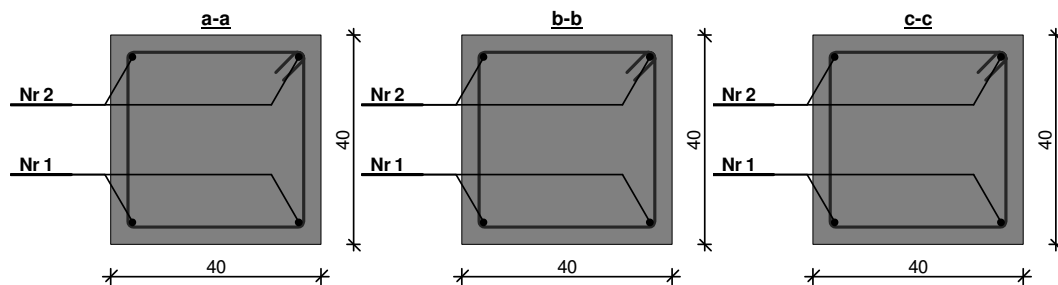
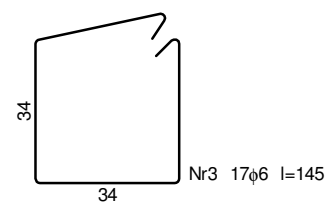
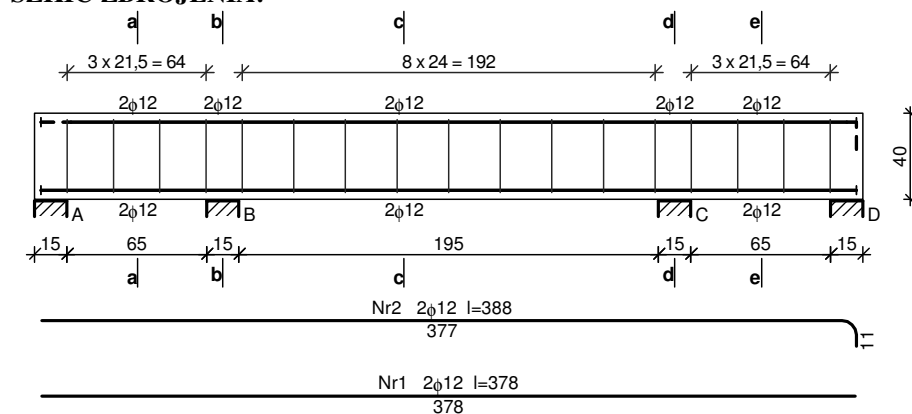
Szerokość rys prostopadłych: zarysowanie nie występuje

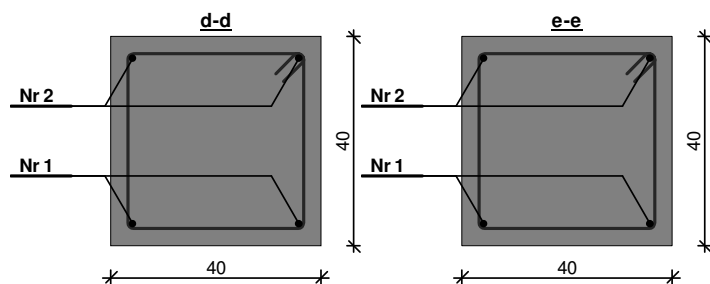
Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 0,02 \text{ mm} < a_{lim} = 4,00 \text{ mm}$

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 24,45 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje

SZKIC ZBROJENIA:





Zestawienie stali zbrojeniowej

Nr	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	St0S-b	RB500W
				φ6	φ12
1.	12	378	2		7,56
2.	12	388	2		7,76
3.	6	145	17	24,65	
Długość wg średnic [m]				24,7	15,4
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,222	0,888
Masa wg średnic [kg]				5,5	13,7
Masa wg gatunku stali [kg]				6,0	14,0
Razem [kg]				20	

Zaprojektowano oczep żelbetowy o wymiarach 40x40cm, wylewany z betonu C25/30 i zbrojony podłużnie prętami 4#12 górą i dołem ze stali A-IIIIN(B500SP). Strzemiona czterocięte φ6 co 20cm ze stali A-0 (St0S-b).

2.5.2. Pale fundamentowe.

Nośność pała obciążonego pionowo.

Maksymalne obciążenia działające na pał.

Przyjmuję maksymalną wartość reakcji z oczepu wg. poz.2.5.1.

$$Q_r = 36,22 \text{ kN}$$

Przyjęto mikropale fundamentowe wiercone typu CFA o średnicy Ø150 mm.

Nośność pionową pała wciskanego obliczono szczegółowo w załączniku Nr.1.

$$Q_r = 36,22 \text{ kN} < m \cdot N_t = 51,0 \text{ kN}$$

Warunek jest spełniony.

Wymiarowanie zbrojenia.

Pale żelbetowe średnicy Ø150 mm obciążone pionowo.

Głębokość warstw nienośnych.

$$h_1 = 8,5 \text{ m}$$

Głębokość zagłębienia pała w grunt nośny.

$$h_2 = 2,0 \text{ m}$$

Długość wybooczeniowa.

$$l_{col} = 8,5 + (2/3) \cdot 2,0 = 9,83 \text{ m}$$

DANE:

Wymiary przekroju:

Typ przekroju: okrągły

Średnica przekroju $d = 20,0 \text{ cm}$

Zbrojenie:

Pręty podłużne $\phi = 12 \text{ mm}$ ze stali A-IIIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Strzemiona $\phi = 8 \text{ mm}$

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C25/30** (B30) $\rightarrow f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,20 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 31,0 \text{ GPa}$

Ciężar objętościowy $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16 \text{ mm}$

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 2,97$

Otulenie:

Otulenie nominalne zbrojenia $c_{nom} = 30 \text{ mm}$

Obciążenia: [kN,kNm]

	N_{Sd}	$N_{Sd,lt}$	M_{Sd}
1.	40,00	32,00	0,00

Dodatkowo uwzględniono ciężar własny słupa o wartości $N_o = 8,64 \text{ kN}$

Słup:

Wysokość słupa $l_{col} = 10,00 \text{ m}$

Rodzaj słupa: monolityczny

Rodzaj konstrukcji: przesuwna

Numer kondygnacji od góry: 1

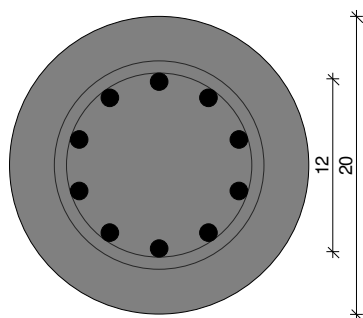
Współczynnik długości wyboczeniowej w płaszczyźnie obciążenia $\beta_x = 1,00$

Współczynnik długości wyboczeniowej z płaszczyzny obciążenia $\beta_y = 1,00$

ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE:

Sytuacja obliczeniowa: trwała

WYNIKI - SŁUP (wg PN-B-03264:2002):



Ściskanie:

W płaszczyźnie obciążenia :

Zbrojenie potrzebne $A_s = 10,82 \text{ cm}^2$ Przyjęto **10φ12** o $A_s = 11,31 \text{ cm}^2$

Z płaszczyzny obciążenia :

Zbrojenie potrzebne $A_s = 10,82 \text{ cm}^2$ Przyjęto **10φ12** o $A_s = 11,31 \text{ cm}^2$

Przyjęto zbrojenie słupa **10φ12** o $A_s = 11,31 \text{ cm}^2$ ($\rho = 3,60\%$)

Strzemiona:

Przyjęto strzemiona $\phi 8$ w rozstawie co 12,0 cm

Ostatecznie zaprojektowano mikropale żelbetowe wkręcane w grunt typu CFA o średnicy $\varnothing 20 \text{ cm}$ i długości 10,5m, wylewane z betonu C25/30. Zbrojenie podłużne: 10#12, poprzeczne: #8 co 12cm. Stal zbrojeniowa A-IIIIN (B500SP). Otulina zbrojenia 3,0cm.

Gdańsk, listopad 2016r.

opracował:

.....
mgr inż. Jan Mądry

.....
mgr inż. S. Nowaczyński

ZAŁĄCZNIK NR 1

Obliczenie nośności pojedynczego pala obciążonego siłą pionową.

Obliczenie nośności pojedynczego pala obciążonego siłą pionową wg PN.

Jednostkowy graniczny opór gruntu pod podstawą pala.

Zgodnie z dokumentacją geologiczną przyjęto jednostkowy opór graniczny dla warstwy IIIb.

$$q = 3300 \text{ kPa} \quad - \text{piaski drobne i średnie o } I_D = 0,7$$

Współczynnik materiałowy gruntu.

$$\gamma_m = 0,9$$

Jednostkowa, obliczeniowa wytrzymałość gruntu pod podstawą pala.

$$q(r) = \gamma_m \cdot q$$

$$q(r) = 2970 \text{ kPa}$$

Jednostkowy graniczny opór gruntu wzdłuż pobocznic pala.

$$t_1 = -10 \text{ kPa} \quad - \text{torfy (warstwa Ia)}$$

$$t_2 = 0 \text{ kPa} \quad - \text{kreda jeziorna (warstwa Ib) o } I_L(n) = 0,45$$

$$t_3 = 0 \text{ kPa} \quad - \text{namuły (warstwa Ic) o } I_L(n) = 0,40$$

$$t_4 = 43 \text{ kPa} \quad - \text{piaski gliniaste i gliny piaszczyste (warstwa II) o } I_L(n) = 0,20$$

$$t_5 = 29 \text{ kPa} \quad - \text{piaski drobne (warstwa IIIa) o } I_D(n) = 0,30$$

$$t_6 = 73 \text{ kPa} \quad - \text{piaski drobne i średnie (warstwa IIIb) o } I_D = 0,7$$

Jednostkowa, obliczeniowa wytrzymałość gruntu wzdłuż pobocznic pala.

$$t(r) = \gamma_m \cdot t$$

$$\gamma_m = 0,9$$

$$\gamma_m = 1,1 \quad - \text{dla tarcia ujemnego}$$

$$t_1(r) = -11 \text{ kPa} \quad - \text{warstwy Ia, (tarcie ujemne)}$$

$$t_2(r) = 0 \text{ kPa} \quad - \text{warstwy Ib, Ic}$$

$$t_3(r) = 65,7 \text{ kPa} \quad - \text{warstwa IIIb}$$

Przyjęto pale wiercone w piaskach drobnych (warstwa IIIb).

Współczynniki technologiczne.

$$S_p = 0,8 \quad - \text{warstwa IIIb (piaski drobne i średnie)}$$

$$S_{s1} = 0,8 \quad - \text{nasypy niekontrolowane}$$

$$S_{s2,3} = 0,8 \quad - \text{warstwy Ia, Ib (torfy, kredy)}$$

$$S_{s4} = 0,8 \quad - \text{warstwa Ic (namuły)}$$

$$S_{s5} = 0,7 \quad - \text{warstwa IIIb (piaski drobne i średnie)}$$

Przyjęta średnica pala.

$$d = 15 \text{ cm}$$

Pole przekroju poprzecznego podstawy pala.

$$A_p = 176,7 \text{ cm}^2$$

Głębokość poszczególnych warstw gruntu.

$$h_1 = 2,0 \text{ m} \quad - \text{warstwa nasypów niekontrolowanych}$$

$$h_2 = 0,5 \text{ m} \quad - \text{namuły (warstwa Ic)}$$

$$h_3 = 2,7 \text{ m} \quad - \text{torfy (warstwa Ia)}$$

$$h_4 = 3,0 \text{ m} \quad - \text{namuły (warstwa Ic)}$$

$$h_5 = 2,0 \text{ m} \quad - \text{piaski drobne i średnie (warstwa IIIb)}$$

Pole pobocznic pala zagłębionego w gruncie w obrębie warstwy i.

$$A_{s1} = 0,94 \text{ m}^2 \quad - \text{nasypy niekontrolowane}$$

$$A_{s2} = 0,24 \text{ m}^2 \quad - \text{namuły (warstwa Ic)}$$

$$A_{s3} = 1,27 \text{ m}^2 \quad - \text{torfy (warstwa Ia)}$$

Arkusz1

$A_{s4} = 1,41 \text{ m}^2$ - namuły (warstwa Ic)

$A_{s5} = 0,94 \text{ m}^2$ - piaski drobne i średnie (warstwa IIIb)

Obliczeniowa nośność pala wciskanego.

$$N_t = N_p + N_s = S_p q(r) A_p + \sum S_{siti}(r) A_{si}$$

Współczynnik korekcyjny.

$$m = 0,8$$

$$m \cdot N_t = \underline{51,0 \text{ kN}}$$