

1 Przedmiot i zakres opracowania

Przedmiotem opracowania jest PROJEKT ARCHITEKTONICZNO-BUDOWLANY budynku kamienicy w zakresie branży konstrukcyjnej, tj. obejmujący obliczenia statyczno-wytrzymałościowe głównych elementów konstrukcyjnych.

2 Podstawowe normy

Eurokod - Podstawy projektowania konstrukcji

PN-EN 1990:2004

Eurokod 1 - Oddziaływania na konstrukcje - Część 1-1:

Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.

PN-EN 1991-1-1:2004

Eurokod 1 - Oddziaływania na konstrukcje - Część 1-3:

Oddziaływania ogólne - Obciążenie śniegiem

PN-EN 1991-1-3:2005

Eurokod 1 - Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-4:

Oddziaływania ogólne - Oddziaływania wiatru

PN-EN 1991-1-4:2008

Eurokod 2 - Projektowanie konstrukcji z betonu - Część 1-1:

Reguły ogólne i reguły dla budynków

PN-EN 1992-1-1:2008

Eurokod 7 - Projektowanie geotechniczne - Część 1:

Zasady ogólne

PN-EN 1997-1:2008

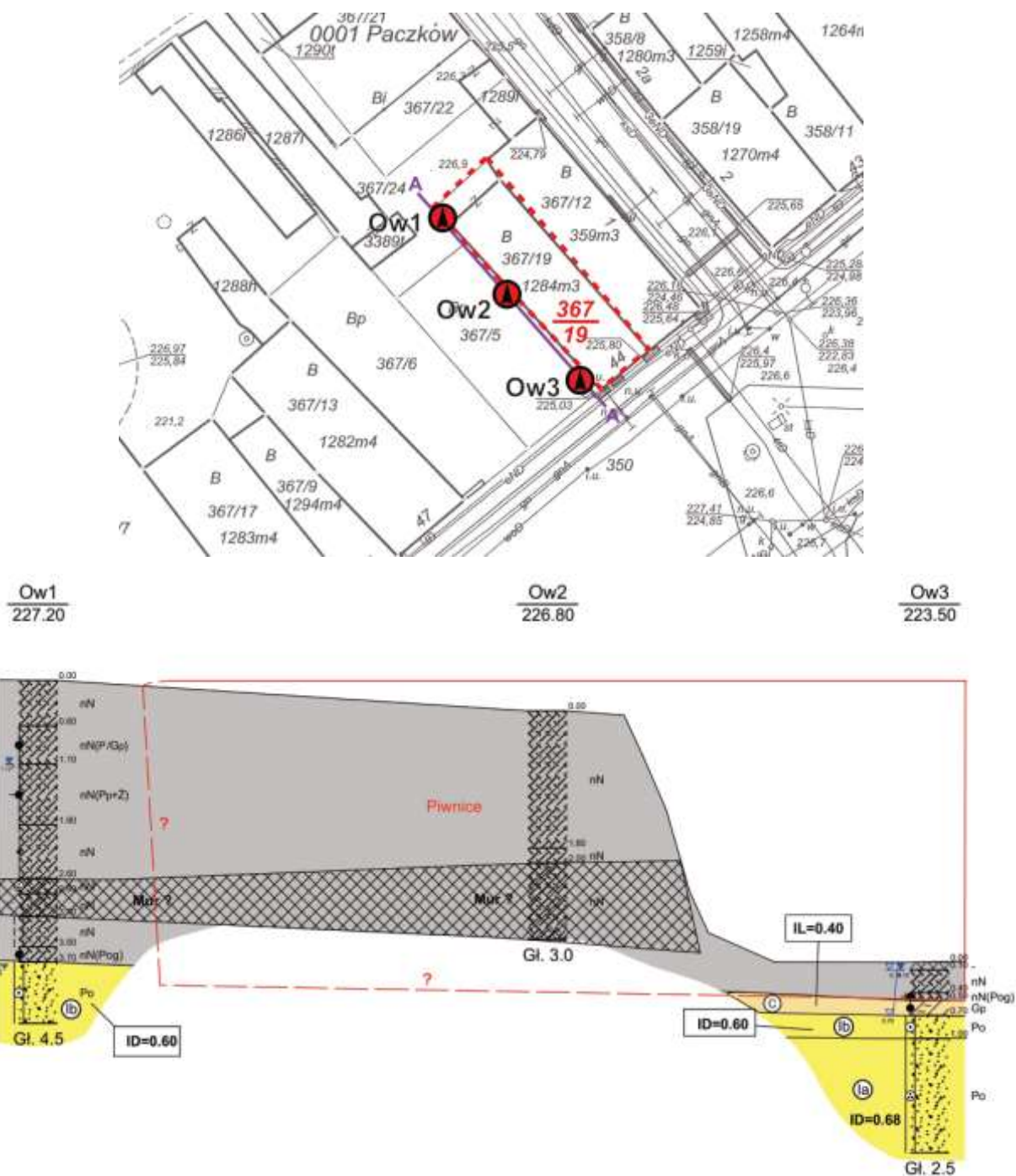
3 Warunki hydrogeologiczne

Na podstawie Opinii Geotechnicznej wykonanej przez firmę GeoCraft Wojciech Pawlicki w lipcu 2016r. w poziomie posadowienia stwierdzono występowanie nasypów niebudowlanych o miąższości przekraczającej lokalnie 3m, będący mieszaniną gruzu ceglanego i betonowego, gleby, skał, płyt i pisaków gliniastych. Poniżej nasypów średnio zagęszczona pospółka.

Woda gruntowa poniżej poziomu posadowienia.

Zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 roku w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych oraz na podstawie Opinii Geotechnicznej projektowany budynek zaliczono do pierwszej kategorii geotechnicznej. W obszarze projektowanego obiektu występują złożone warunki gruntowe.

Z uwagi na złożone warunki gruntowe uniemożliwiające posadowienie bezpośrednie, przewiduje się wykonanie fundamentów pośrednich w postaci mikropali lub kolumn iniekcyjnych (jet grouting).



4 Ogólna charakterystyka konstrukcji obiektu

Projektowany obiekt to budynek wielokondygnacyjny z użytkowym poddaszem. Stropy nad gruntem, parterem oraz piętrem żelbetowe, płytowe, monolityczne. Stropy wsparte na ścianach nośnych murowanych z bloczków silikatowych za pośrednictwem wieńców żelbetowych, a także na podciągach żelbetowych. Nadproża prefabrykowane systemowe. Więźba tradycyjna drewniana, dźwigar dachowy jętkowy o rozpiętości osiowej podpór 8,67m.

W ścianie szczytowej (elewacja frontowa) zaprojektowano żelbetową ramę stanowiącą konstrukcję zastępczą dla istniejącej i przeznaczonej do rozbiórki przyporę ściany szczytowej kamienicy sąsiedniej.

Fundamenty pośrednie w postaci mikropali lub kolumn iniekcyjnych zwieńczone oczepem żelbetowym stanowiącym podstawę pod płytę żelbetową posadzki nad gruntem.

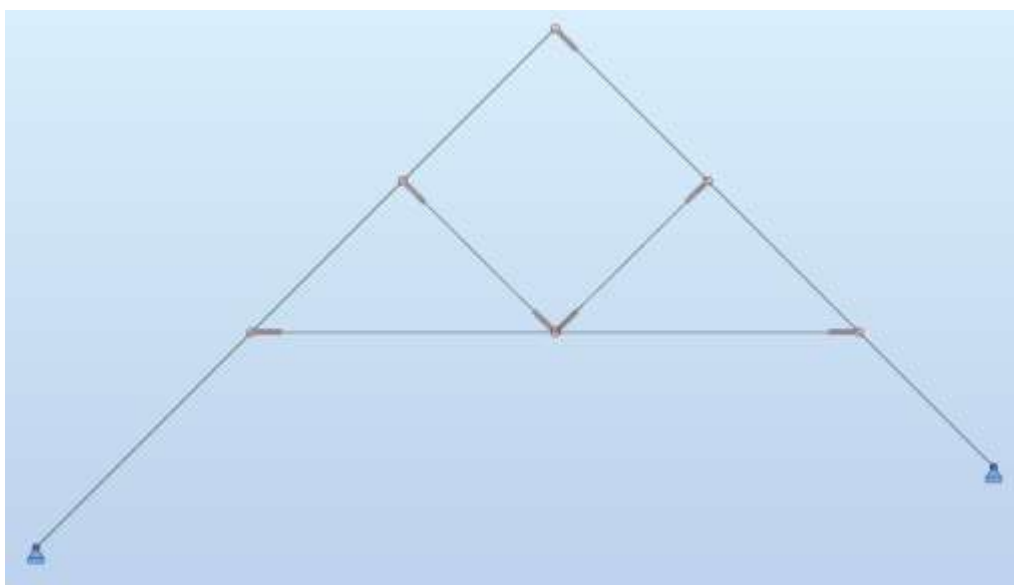
5 Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe

5.1 Konstrukcja więźby dachowej

5.1.1 Założenia geometryczne i warunki podparcia

Więźba dachowa drewniana, w układzie jętkowym. Nachylenie połaci dachu 45° .

Elementy konstrukcji zamodelowano w środku ciężkości przekroju jako prętowe. Wykonano model pojedynczego wiązara powtarzalnego; rozstaw krokwi maksymalnie co 100cm.



Model konstrukcji dachu

5.1.2 Obciążenia

a) Przypadek STA1 – ciężar konstrukcji ($\gamma_f = 1,35 / 0,90$):

- ciężar własny konstrukcji przyłożony przy użyciu automatycznej funkcji programu obliczeniowego;

b) Przypadek STA2 – obciążenia stałe niekonstrukcyjne:

Zestawienie obciążeń stałych niekonstrukcyjnych dachu

Rodzaje obciążenia	Obciążenie charakterystyczne	γ_f	Obciążenie obliczeniowe
Dachówka ceramiczna	0,50 kN/m ²	1,35 (0,9)	0,68 (0,45) kN/m ²
Łaty i kontrłaty 4x5cm	0,10 kN/m ²		0,14 (0,09) kN/m ²
Wełna mineralna 25cm	0,25 kN/m ²		0,35 (0,23) kN/m ²
Ruszt stalowy	0,05 kN/m ²		0,07 (0,05) kN/m ²
Płyty gips-karton	0,10 kN/m ²		0,14 (0,09) kN/m ²
RAZEM	1,00 kN/m²	1,35 (0,9)	1,38 (0,91) kN/m²

c) Przypadki WIATR1 i WIATR2 ($\gamma_f = 1,50$):

Poniżej podano wartości przyjętych obciążeń wiatrem (wg PN-EN 1991-1-4):

$$f_{we} = C_s C_d \cdot C_e(z) \cdot q_{b,0} \cdot c_{pe10}$$

$C_s C_d = 1,0$; $C_e(z) = 1,58$; $q_{b,0} = 0,30 \text{ kN/m}^2$; $c_{pe10} = 0,7$ (nawietrzna); $c_{pe10} = -0,2$ (zawietrzna).

$$f_{we} = 0,32 \text{ kN/m}^2 \text{ (nawietrzna);}$$

$$f_{we} = -0,14 \text{ kN/m}^2 \text{ (nawietrzna).}$$

d) Przypadek SN1 ($\gamma_f = 1,50$):

Na podstawie PN-EN 1991-1-3 przyjęto obciążenie śniegiem dachu o wartości 0,30 kN/m².

Wszystkie przypadki obciążeń zadane w modelu obliczeniowym zestawiono w poniższej tabeli

Zestawienie przypadków obciążeń:

Przypadek	Etykieta	Nazwa przypadku	Natura
1	STA1	Ciężar własny konstrukcji	Konstrukcyjne
2	STA2	Obciążenia stałe	Niekonstrukcyjne
3	SN1	Śnieg	Śnieg
4	WIATR1	Wiatr z lewej	Wiatr
5	WIATR2	Wiatr z prawej	Wiatr

5.1.3 Kombinacje obciążeń

Przyjęto następujące wartości współczynników częściowych dla oddziaływań:

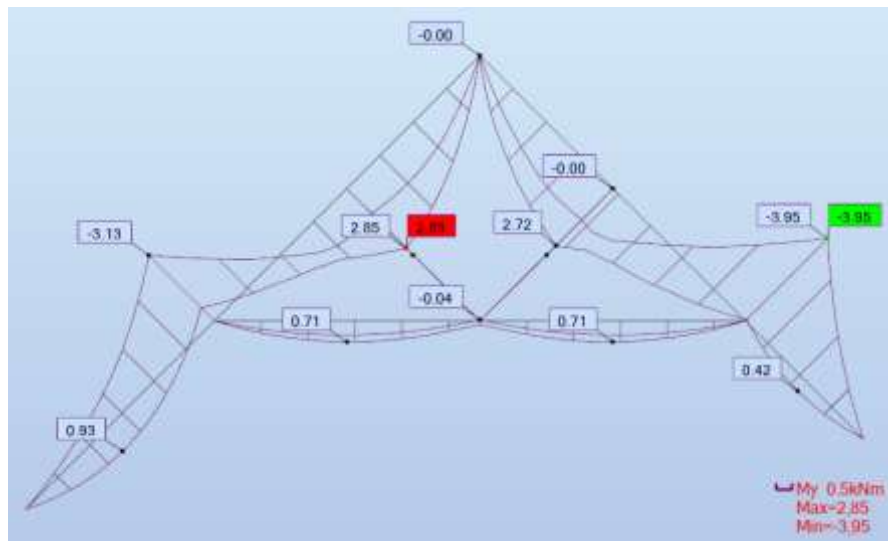
- dla obciążeń stałych: $\gamma_f = 1,35$ (0,90);

- dla pozostałych obciążeń: $\gamma_f = 1,50$.

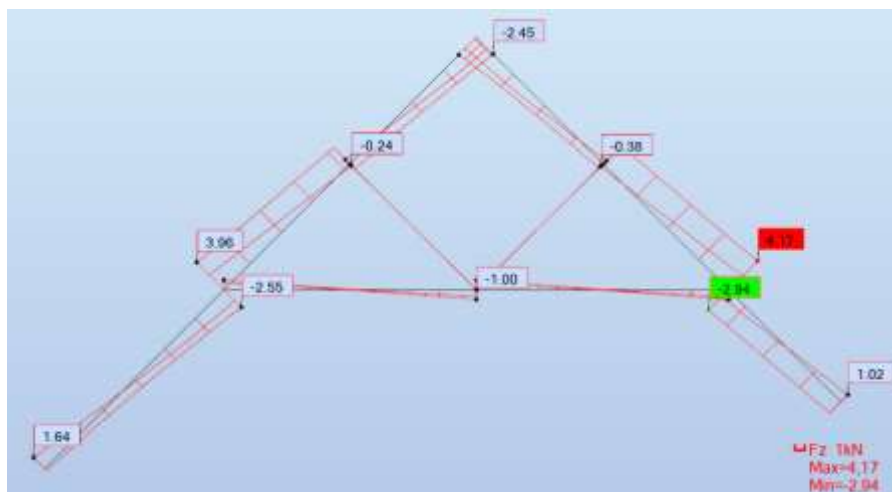
Wygenerowano automatycznie kombinacje dla stanów nośności (SGN) oraz użyteczności (SGU: charakterystycznej, częstej oraz quasi-stałej) zgodnie z PN-EN 1990:2004.

5.1.4 Wyniki obliczeń statyczno-wytrzymałościowych

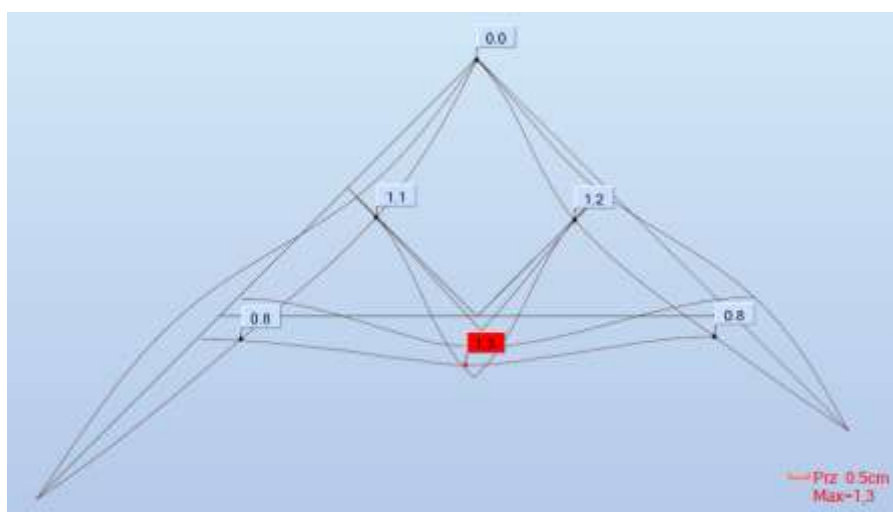
Wyniki obliczeń statycznych przedstawiono w postaci wykresów obwiedni momentów zginających M_y i sił tnących V_z oraz obwiedni ugięć.



Obwiednia momentów zginających M_y



Obwiednia sił tnących V_z



Obwiednia ugięć

Nota obliczeniowa z obliczeń wytrzymałościowych krokwi:

NORMA: PN-EN 1995-1:2005/NA2010/A2:2014

TYP ANALIZY: Weryfikacja prętów

OBCIĄŻENIA:

Decydujący przypadek obciążenia: $6 \text{ SGN} / 26 / 1 \cdot 1.15 + 2 \cdot 1.15 + 3 \cdot 0.75 + 4 \cdot 1.50$

MATERIAŁ C24

$g_M = 1.30$

$f_{m,0,k} = 24.00 \text{ MPa}$

$f_{t,0,k} = 14.00 \text{ MPa}$

$f_{c,0,k} = 21.00 \text{ MPa}$

$f_{v,k} = 4.00 \text{ MPa}$

$f_{t,90,k} = 0.40 \text{ MPa}$

$f_{c,90,k} = 2.50 \text{ MPa}$

$E_{0,\text{moyen}} = 11000.00 \text{ MPa}$

$E_{0,05} = 7400.00 \text{ MPa}$

$G_{\text{moyen}} = 690.00 \text{ MPa}$

Klasa użyteczności: 1

$\beta_c = 0.20$



PARAMETRY PRZEKROJU: 10x16

$h_t = 16.0 \text{ cm}$

$b_f = 10.0 \text{ cm}$

$ea = 5.0 \text{ cm}$

$es = 5.0 \text{ cm}$

$A_y = 106.67 \text{ cm}^2$

$I_y = 3413.33 \text{ cm}^4$

$W_y = 426.67 \text{ cm}^3$

$A_z = 106.67 \text{ cm}^2$

$I_z = 1333.33 \text{ cm}^4$

$W_z = 266.67 \text{ cm}^3$

$A_x = 160.00 \text{ cm}^2$

$I_x = 3233.3 \text{ cm}^4$

NAPRĘŻENIA

$\text{Sig}_{c,0,d} = N/A_x = 14.21/160.00 = 0.89 \text{ MPa}$

$\text{Sig}_{m,y,d} = M_y/W_y = 3.95/426.67 = 9.25 \text{ MPa}$

$\text{Tau}_{z,d} = 1.5 \cdot -2.94/160.00 = -0.28 \text{ MPa}$

NAPRĘŻENIA DOPUSZCZALNE

$f_{c,0,d} = 14.54 \text{ MPa}$

$f_{m,y,d} = 16.62 \text{ MPa}$

$f_{v,d} = 2.77 \text{ MPa}$

Współczynniki i parametry dodatkowe

$k_h = 1.08$

$k_{h,y} = 1.00$

$k_{\text{mod}} = 0.90$

$K_{\text{sys}} = 1.00$

$k_{cr} = 0.67$



PARAMETRY ZWICHRZENIOWE:

$l_{ef} = 4.97 \text{ m}$

$\lambda_{rel,m} = 0.65$

$\text{Sig}_{cr} = 56.98 \text{ MPa}$

$k_{crit} = 1.00$

PARAMETRY WYBOCZENIOWE:



względem osi Y:

względem osi Z:

$L_Z = 5.61 \text{ m}$

$\lambda_{rel,Z} = 0.33$

$L_{FZ} = 0.56 \text{ m}$

$\lambda_Z = 19.45$

$k_z = 0.56$

$k_{cz} = 0.99$

FORMUŁY WERYFIKACYJNE:

$\text{Sig}_{c,0,d} / (k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \text{Sig}_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0.89 / (1.00 \cdot 14.54) + 9.25 / 16.62 = 0.62 < 1.00 \quad (6.23)$

$\text{Sig}_{m,y,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,y,d}) = 9.25 / (1.00 \cdot 16.62) = 0.56 < 1.00 \quad (6.33)$

$(\text{Tau}_{z,d} / k_{cr}) / f_{v,d} = (0.28 / 0.67) / 2.77 = 0.15 < 1.00 \quad (6.13)$

PRZEMIESZCZENIA GRANICZNE



Ugięcia (UKŁAD LOKALNY):

$u_{fin,y} = 0.0 \text{ cm} < u_{fin,max,y} = L/200.00 = 2.8 \text{ cm}$

Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: $(1+0.6) \cdot 1 + (1+0.6) \cdot 2$

$u_{fin,z} = 1.3 \text{ cm} < u_{fin,max,z} = L/200.00 = 2.8 \text{ cm}$

Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: $(1+0.6) \cdot 1 + (1+0.6) \cdot 2 + (0.5+0 \cdot 0.6) \cdot 3 + (1+0 \cdot 0.6) \cdot 5$



Przemieszczenia (UKŁAD GLOBALNY):

Profil poprawny !!!

Nota obliczeniowa z obliczeń wytrzymałościowych jętki:

NORMA: PN-EN 1995-1:2005/NA2010/A2:2014

TYP ANALIZY: Weryfikacja prętów

OBCIĄŻENIA:

Decydujący przypadek obciążenia: 6 SGN /2/ 1*1.35 + 2*1.35

MATERIAŁ C24

$g_M = 1.30$

$f_{m,0,k} = 24.00 \text{ MPa}$

$f_{t,0,k} = 14.00 \text{ MPa}$

$f_{c,0,k} = 21.00 \text{ MPa}$

$f_{v,k} = 4.00 \text{ MPa}$

$f_{t,90,k} = 0.40 \text{ MPa}$

$f_{c,90,k} = 2.50 \text{ MPa}$

$E_{0,\text{moyen}} = 11000.00 \text{ MPa}$

$E_{0,05} = 7400.00 \text{ MPa}$

$G_{\text{moyen}} = 690.00 \text{ MPa}$

Klasa użyteczności: 1

$\beta_c = 0.20$



PARAMETRY PRZEKROJU: 6x14

$h_t = 14.0 \text{ cm}$

$b_f = 6.0 \text{ cm}$

$A_y = 56.00 \text{ cm}^2$

$A_z = 56.00 \text{ cm}^2$

$A_x = 84.00 \text{ cm}^2$

$ea = 3.0 \text{ cm}$

$I_y = 1372.00 \text{ cm}^4$

$I_z = 252.00 \text{ cm}^4$

$I_x = 735.8 \text{ cm}^4$

$es = 3.0 \text{ cm}$

$W_y = 196.00 \text{ cm}^3$

$W_z = 84.00 \text{ cm}^3$

NAPRĘŻENIA

$\text{Sig}_{c,0,d} = N/A_x = 8.60/84.00 = 1.02 \text{ MPa}$

$\text{Sig}_{m,y,d} = M_y/W_y = 0.66/196.00 = 3.37 \text{ MPa}$

$\text{Tau}_{z,d} = 1.5 \cdot 0.01/84.00 = 0.00 \text{ MPa}$

NAPRĘŻENIA DOPUSZCZALNE

$f_{c,0,d} = 9.69 \text{ MPa}$

$f_{m,y,d} = 11.23 \text{ MPa}$

$f_{v,d} = 1.85 \text{ MPa}$

Współczynniki i parametry dodatkowe

$k_h = 1.20$

$k_{h_y} = 1.01$

$k_{\text{mod}} = 0.60$

$K_{\text{sys}} = 1.00$

$k_{cr} = 0.67$



PARAMETRY ZWICHRZENIOWE:

$l_{ef} = 4.95 \text{ m}$

$\lambda_{rel,m} = 0.96$

$\text{Sig}_{cr} = 25.84 \text{ MPa}$

$k_{crit} = 0.84$

PARAMETRY WYBOCZENIOWE:



względem osi Y:



względem osi Z:

FORMUŁY WERYFIKACYJNE:

$(\text{Sig}_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \text{Sig}_{m,y,d}/f_{m,y,d} = (1.02/9.69)^2 + 3.37/11.23 = 0.31 < 1.00 \quad (6.19)$

$\text{Sig}_{m,y,d}/(k_{crit} \cdot f_{m,y,d}) = 3.37/(0.84 \cdot 11.23) = 0.36 < 1.00 \quad (6.33)$

$(\text{Tau}_{z,d}/k_{cr})/f_{v,d} = (0.00/0.67)/1.85 = 0.00 < 1.00 \quad (6.13)$

PRZEMIESZCZENIA GRANICZNE



Ugięcia (UKŁAD LOKALNY):

$u_{fin,y} = 0.0 \text{ cm} < u_{fin,max,y} = L/200.00 = 2.8 \text{ cm}$

Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: $(1+0.6) \cdot 1 + (1+0.6) \cdot 2$

$u_{fin,z} = 1.4 \text{ cm} < u_{fin,max,z} = L/200.00 = 2.8 \text{ cm}$

Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: $(1+0.6) \cdot 1 + (1+0.6) \cdot 2 + (0.5+0 \cdot 0.6) \cdot 3 + (1+0 \cdot 0.6) \cdot 5$



Przemieszczenia (UKŁAD GLOBALNY):

Profil poprawny !!!

5.2 Konstrukcja stropu żelbetowego

5.2.1 Założenia geometryczne i warunki podparcia

Strop o konstrukcji płytowej, monolitycznej, grubości 160mm.

5.2.2 Obciążenia

a) Przypadek STA1 – ciężar konstrukcji ($\gamma_f = 1,35 / 0,90$):

- ciężar własny konstrukcji przyłożony przy użyciu automatycznej funkcji programu obliczeniowego;

b) Przypadek STA2 – obciążenia stałe niekonstrukcyjne:

Zestawienie obciążeń stałych niekonstrukcyjnych dachu

Rodzaje obciążenia	Obciążenie charakterystyczne	γ_f	Obciążenie obliczeniowe
Płytki gresowe	0,42 kN/m ²	1,35 (0,9)	0,57 (0,38) kN/m ²
Wylewka cementowa 5cm	1,20 kN/m ²		1,62 (1,08) kN/m ²
Płyta stropowa 16cm	4,00 kN/m ²		5,40 (3,60) kN/m ²
Tynk cementowo-wapienny	0,27 kN/m ²		0,37 (0,24) kN/m ²
RAZEM	5,89 kN/m²	1,35 (0,9)	7,96 (5,30) kN/m²

c) Przypadek EKSP1 ($\gamma_f = 1,50$): obciążenie użytkowe stropów 2,00 kN/m²

Wszystkie przypadki obciążeń zadane w modelu obliczeniowym zestawiono w poniższej tabeli

Zestawienie przypadków obciążeń:

Przypadek	Etykieta	Nazwa przypadku	Natura
1	STA1	Ciężar własny konstrukcji	Konstrukcyjne
2	STA2	Obciążenia stałe	Niekonstrukcyjne
3	EKSP1	Obciążenia użytkowe stropu	Kategoria A

5.2.3 Kombinacje obciążeń

Przyjęto następujące wartości współczynników częściowych dla oddziaływań:

- dla obciążeń stałych: $\gamma_f = 1,35$ (0,90);

- dla pozostałych obciążeń: $\gamma_f = 1,50$.

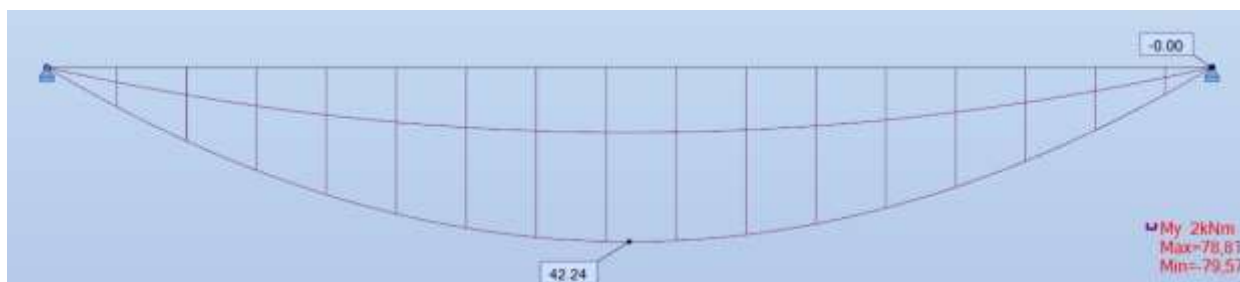
Wygenerowano automatycznie kombinacje dla stanów nośności (SGN) oraz użytkowości (SGU: charakterystycznej, częstej oraz quasi-stałej) zgodnie z PN-EN 1990:2004.

5.2.4 Wyniki obliczeń statyczno-wytrzymałościowych

Wyniki obliczeń statycznych przedstawiono w postaci wykresów obwiedni momentów zginających M_y i sił tnących V_z oraz obwiedni ugięć.



Obwiednia momentów zginających M_y dla SGU



Obwiednia momentów zginających M_y dla SGN

Wymiary przekroju:

$b = 100 \text{ cm}$
 $h = 16 \text{ cm}$
 $d1 = 3,6 \text{ cm}$
 $d2 = 3,6 \text{ cm}$

Klasa betonu C25/30

$f_{ck} = 25 \text{ MPa};$
 $\gamma_c = 1,4;$
 $f_{cd} = 17,857 \text{ MPa};$

Klasa stali zbrojenia podłużnego B 500 B

$f_{yk} = 500 \text{ MPa};$
 $\gamma_s = 1,15;$
 $f_{yd} = 434,783 \text{ MPa};$

Obciążenia:

Nazwa	Mmax, [kNm]	Mmin, [kNm]
SGN 1	42,3	0
SGU 1	31,9	0

Udział obciążeń długotrwałych 100 %

Ograniczenie szerokości rozwarcia rys 0,4 mm

W obliczeniach uwzględniono warunek na minimalne pole powierzchni zbrojenia

Wyniki dla krytycznego obciążenia SGN dla A_{s1} :

$A_{s1} = 8,64 \text{ cm}^2$ (8Ø12)
 $A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$ (2Ø12)
 $x = 2,74 \text{ cm}$
 $\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$
 $\epsilon_{s1} = 10 \text{ ‰}$
 $\epsilon_{s2} = 0 \text{ ‰}$

teoretyczna powierzchnia zbrojenia dolnego
teoretyczna powierzchnia zbrojenia górnego
wysokość strefy ściskanej
odkształcenia w betonie w strefie ściskanej
odkształcenia w stali rozciąganej
odkształcenia w stali ściskanej

Rezultaty końcowe:

$$A_{s1} = 9,048 \text{ cm}^2 (8\varnothing 12)$$

$$A_{s2} = 2,262 \text{ cm}^2 (2\varnothing 12)$$

$$\rho = 0,707 \%$$

$$\rho_{min} = 0,12 \% (1,92 \text{ cm}^2)$$

$$\rho_{max} = 4 \% (64 \text{ cm}^2)$$

$$l_{bd} = 301,4 \text{ mm}$$

teoretyczna powierzchnia zbrojenia dolnego

teoretyczna powierzchnia zbrojenia górnego

stopień zbrojenia

minimalny stopień zbrojenia

maksymalny stopień zbrojenia

długość zakotwienia prętów

rozciąganych/ściskanych

Rezultaty dla obliczeń SGU:

Obliczenia zarysowania zgodne z: EN 1992-1-1

$$w_k = 0,339 \text{ mm}$$

$$x_{II} = 4,956 \text{ cm}$$

$$I_{II} = 13199,085 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_e = 19,09$$

$$\sigma_{cu} = M/I_{II} * y_0 + N/A_{II} = -11,978 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s1} = \alpha_e * [M/I_{II} * (d - y_0) + N/A_{II}] = 343,511 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s2} = \alpha_e * [M/I_{II} * (y_0 - d_2) + N/A_{II}] = -62,568 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = M/I_{II} * (h - y_0) + N/A_I = 6,538 \text{ MPa}$$

maksymalna szerokość rozwarcia rys

wysokość strefy ściskanej w fazie II

moment bezwładności przekroju zarysowanego

równoważnik betonowy

naprężenia w betonie w fazie II

naprężenia w stali 1 w fazie II

naprężenia w stali 2 w fazie II

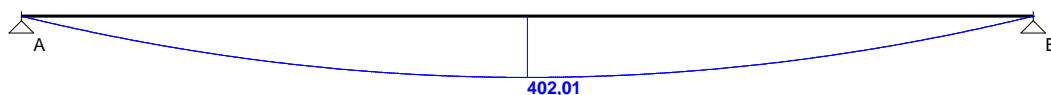
naprężenia rozciągające w betonie w fazie I

5.3 Belki żelbetowe

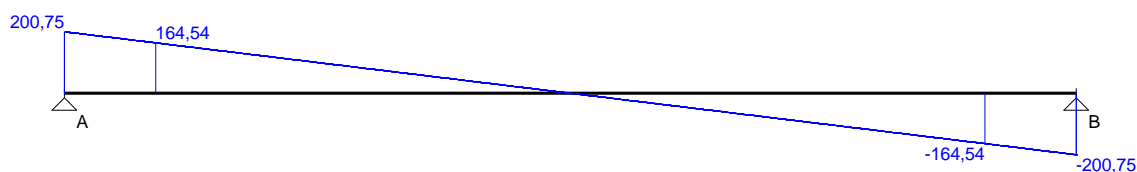
5.3.1 Belka B1.1

Obwiednia sił wewnętrznych

Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:



Zginanie:

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 402,01$ kNm

Zbrojenie potrzebne $A_s = 17,99$ cm². Przyjęto **5φ25** o $A_s = 24,54$ cm² ($\rho = 1,64\%$)

(decyduje warunek dopuszczalnego ugięcia)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 402,01$ kNm < $M_{Rd} = 509,66$ kNm (78,9%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 164,54$ kN

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi **φ6 co 130 mm** na odcinku 169,0 cm przy podporach

oraz co 400 mm w środku rozpiętości przęsła

(decyduje warunek granicznej szerokości rys ukośnych)

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 164,54$ kN < $V_{Rd3} = 196,49$ kN (83,7%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 295,62$ kNm

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 295,62$ kNm

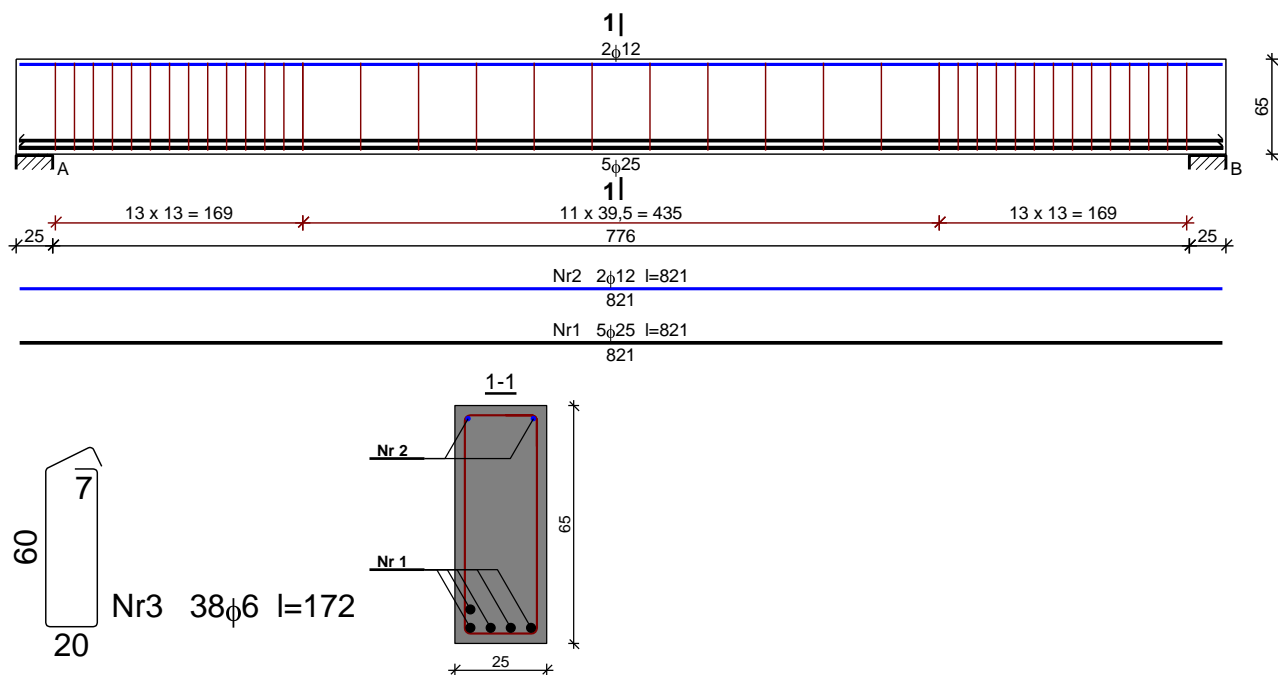
Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,165$ mm < $w_{lim} = 0,3$ mm (55,2%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 31,12$ mm < $a_{lim} = 8010/250 = 32,04$ mm (97,1%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 143,01$ kN

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,283$ mm < $w_{lim} = 0,3$ mm (94,2%)

SZKIC ZBROJENIA



WYKAZ ZBROJENIA

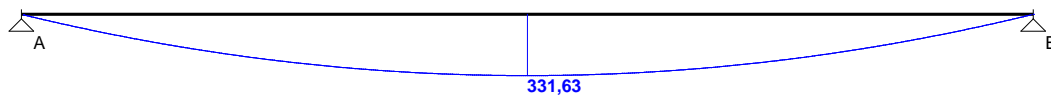
Nr pręta	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	Długość całkowita [m]		
				B500SP		
				φ6	φ12	φ25
dla jednej belki						
1	25	821	5			41,05
2	12	821	2		16,42	
3	6	173	38	65,74		
Długość całkowita wg średnic [m]				65,8	16,5	41,1
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,222	0,888	3,853
Masa prętów wg średnic [kg]				14,6	14,7	158,4
Masa prętów wg gatunków stali [kg]				187,7		
Masa całkowita [kg]				188		

UWAGA: Długość pręta jest długością obliczoną na podstawie wymiarów w osi pręta (metoda B wg PN-EN ISO 3766:2006)

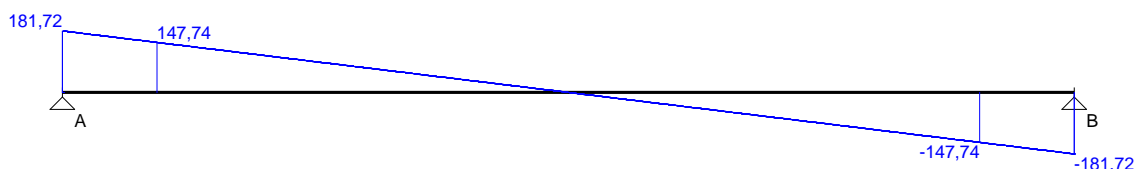
5.3.2 Belka B1.2

Obwiednia sił wewnętrznych

Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:



Zginanie:

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 331,63 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 16,12 \text{ cm}^2$. Przyjęto **4φ25** o $A_s = 19,63 \text{ cm}^2$ ($\rho = 1,41\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 331,63 \text{ kNm} < M_{Rd} = 391,74 \text{ kNm}$ (84,7%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)147,74 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi **φ6 co 130 mm** na odcinku 143,0 cm przy podporach oraz co 400 mm w środku rozpiętości przęsła

(decyduje warunek granicznej szerokości rys ukośnych)

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)147,74 \text{ kN} < V_{Rd3} = 183,34 \text{ kN}$ (80,6%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 243,47 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 243,47 \text{ kNm}$

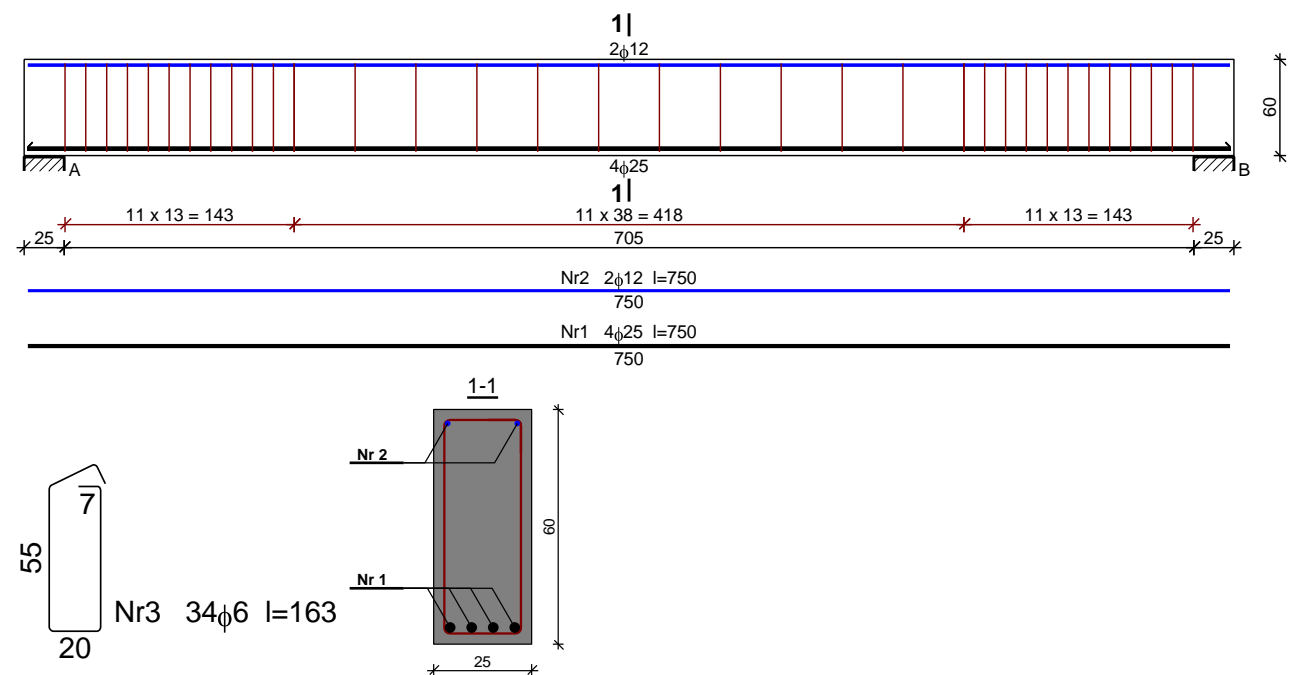
Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,186 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (62,0%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 28,57 \text{ mm} < a_{lim} = 30,00 \text{ mm}$ (95,2%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 128,84 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,263 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (87,8%)

SZKIC ZBROJENIA



WYKAZ ZBROJENIA

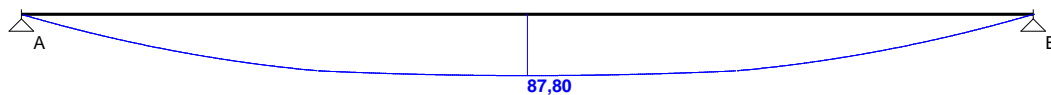
Nr pręta	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	Długość całkowita [m]		
				B500SP		
				φ6	φ12	φ25
dla jednej belki						
1	25	750	4			30,00
2	12	750	2		15,00	
3	6	163	34	55,42		
Długość całkowita wg średnic [m]				55,5	15,0	30,0
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,222	0,888	3,853
Masa prętów wg średnic [kg]				12,3	13,3	115,6
Masa prętów wg gatunków stali [kg]				141,2		
Masa całkowita [kg]				142		

UWAGA: Długość pręta jest długością obliczoną na podstawie wymiarów w osi pręta (metoda B wg PN-EN ISO 3766:2006)

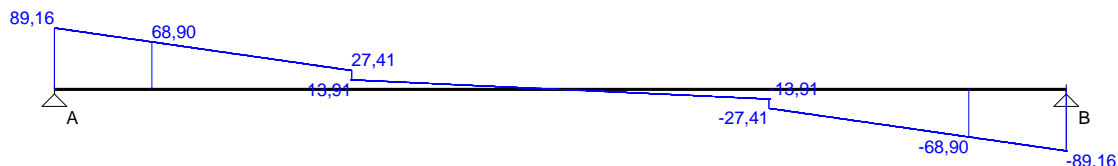
5.3.3 Belka B1.3 i 2.3

Obwiednia sił wewnętrznych

Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:



Zginanie:

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 87,80$ kNm

Zbrojenie potrzebne $A_s = 6,14$ cm². Przyjęto **4φ16** o $A_s = 8,04$ cm² ($\rho = 0,88\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 87,80$ kNm < $M_{Rd} = 112,22$ kNm (78,2%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 68,90$ kN

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi φ6 co 270 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 68,90$ kN < $V_{Rd1} = 81,76$ kN (84,3%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 64,40$ kNm

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 64,40$ kNm

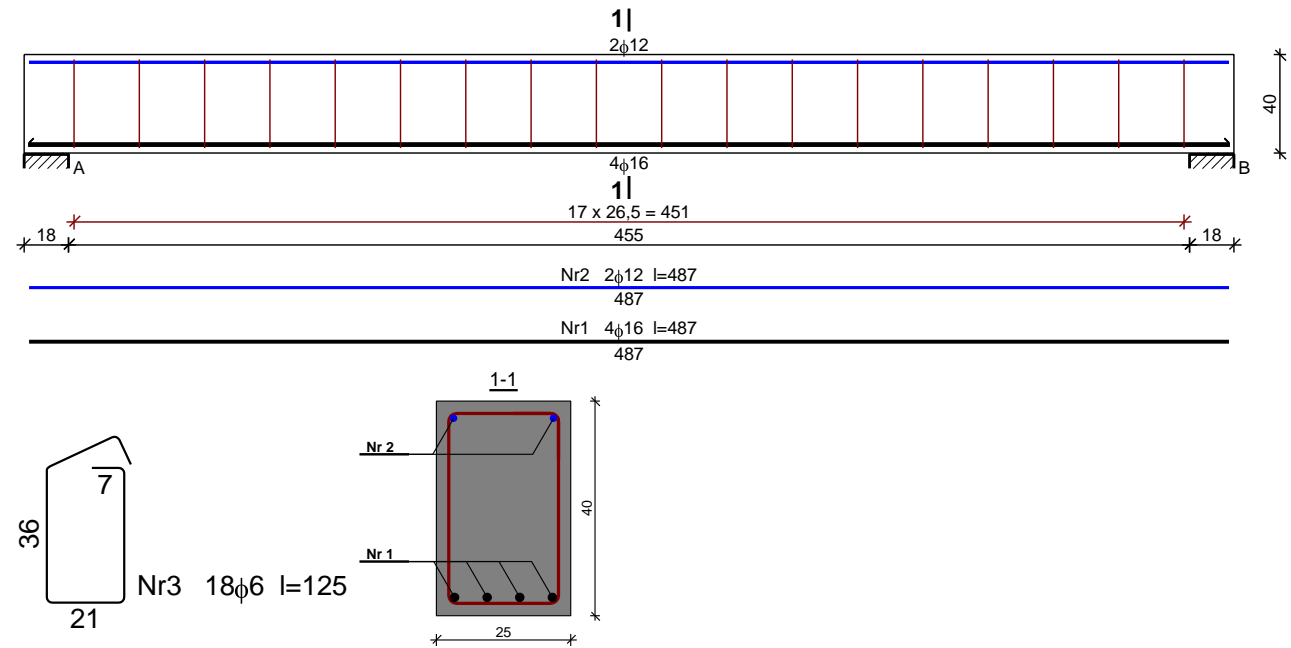
Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,186$ mm < $w_{lim} = 0,3$ mm (61,9%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 15,63$ mm < $a_{lim} = 4730/200 = 23,65$ mm (66,1%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 62,03$ kN

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

SKZIC ZBROJENIA



WYKAZ ZBROJENIA

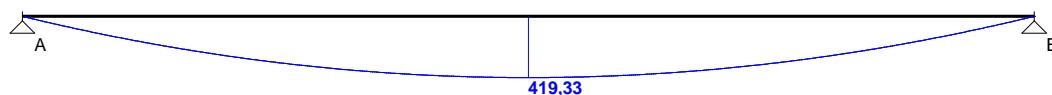
Nr pręt a	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	Długość całkowita [m]		
				B500SP		
				φ6	φ12	φ16
dla jednej belki						
1	16	487	4			19,48
2	12	487	2		9,74	
3	6	125	18	22,50		
Długość całkowita wg średnic [m]				22,5	9,8	19,5
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,222	0,888	1,578
Masa prętów wg średnic [kg]				5,0	8,7	30,8
Masa prętów wg gatunków stali [kg]				44,5		
Masa całkowita [kg]				45		

UWAGA: Długość pręta jest długością obliczoną na podstawie wymiarów w osi pręta (metoda B wg PN-EN ISO 3766:2006)

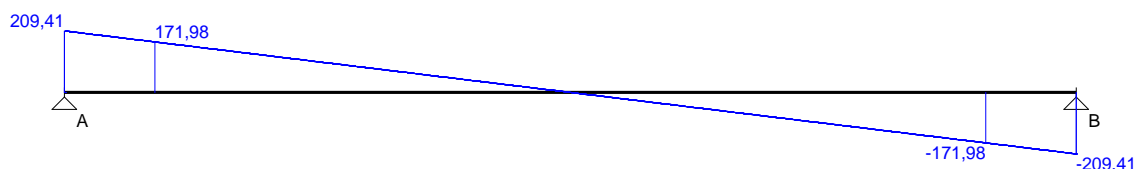
5.3.4 Belka B2.1

Obwiednia sił wewnętrznych

Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:



Zginanie:

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 419,33 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 18,91 \text{ cm}^2$. Przyjęto **6 ϕ 25** o $A_s = 29,45 \text{ cm}^2$ ($\rho = 1,99\%$)

(decyduje warunek dopuszczalnego ugięcia)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 419,33 \text{ kNm} < M_{Rd} = 577,84 \text{ kNm}$ (72,6%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 171,98 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi **$\phi 6$ co 120 mm** na odcinku 180,0 cm przy podporach oraz co 400 mm w środku rozpiętości przęsła

(decyduje warunek granicznej szerokości rys ukośnych)

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 171,98 \text{ kN} < V_{Rd3} = 210,49 \text{ kN}$ (81,7%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 308,45 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 308,45 \text{ kNm}$

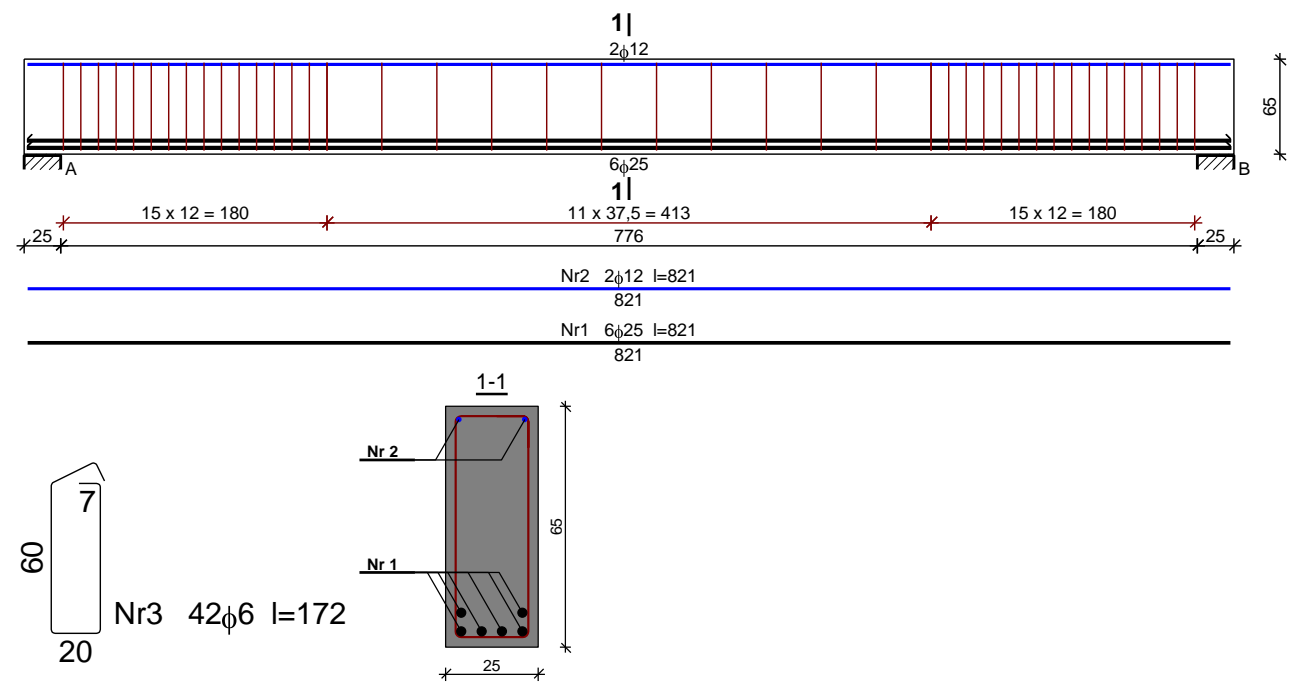
Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,141 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (47,0%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 30,34 \text{ mm} < a_{lim} = 8010/250 = 32,04 \text{ mm}$ (94,7%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 149,22 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,268 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (89,4%)

SZKIC ZBROJENIA



WYKAZ ZBROJENIA

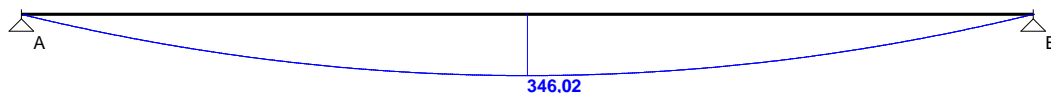
Nr pręta	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	Długość całkowita [m]		
				B500SP		
				φ6	φ12	φ25
dla jednej belki						
1	25	821	6			49,26
2	12	821	2		16,42	
3	6	173	42	72,66		
Długość całkowita wg średnic [m]				72,7	16,5	49,3
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,222	0,888	3,853
Masa prętów wg średnic [kg]				16,1	14,7	190,0
Masa prętów wg gatunków stali [kg]				220,8		
Masa całkowita [kg]				221		

UWAGA: Długość pręta jest długością obliczoną na podstawie wymiarów w osi pręta (metoda B wg PN-EN ISO 3766:2006)

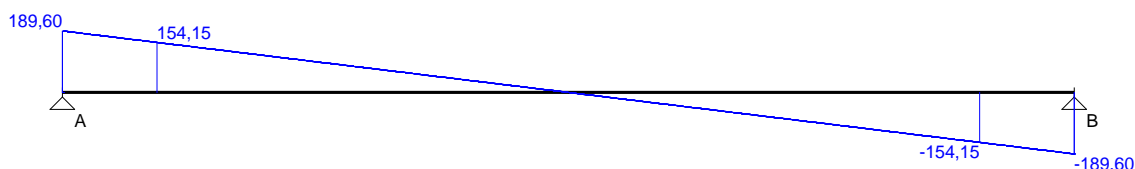
5.3.5 Belka B2.2

Obwiednia sił wewnętrznych

Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:



Zginanie:

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 346,02 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 16,94 \text{ cm}^2$. Przyjęto **4 ϕ 25** o $A_s = 19,63 \text{ cm}^2$ ($\rho = 1,41\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 346,02 \text{ kNm} < M_{Rd} = 391,74 \text{ kNm}$ (88,3%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 154,15 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi **ϕ 6 co 130 mm** na odcinku 156,0 cm przy podporach oraz co 400 mm w środku rozpiętości przęsła

(decyduje warunek granicznej szerokości rys ukośnych)

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 154,15 \text{ kN} < V_{Rd3} = 183,34 \text{ kN}$ (84,1%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 254,13 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 254,13 \text{ kNm}$

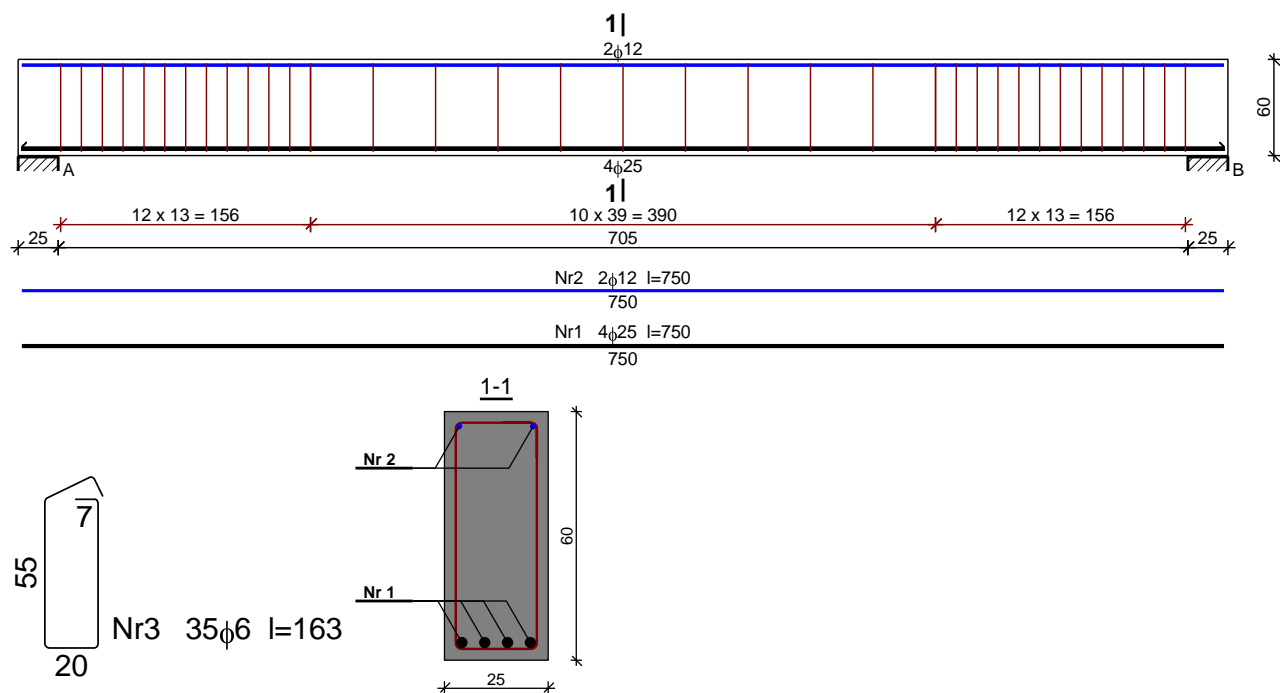
Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,194 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (64,8%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 29,83 \text{ mm} < a_{lim} = 30,00 \text{ mm}$ (99,4%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 134,47 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,287 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (95,7%)

SZKIC ZBROJENIA



WYKAZ ZBROJENIA

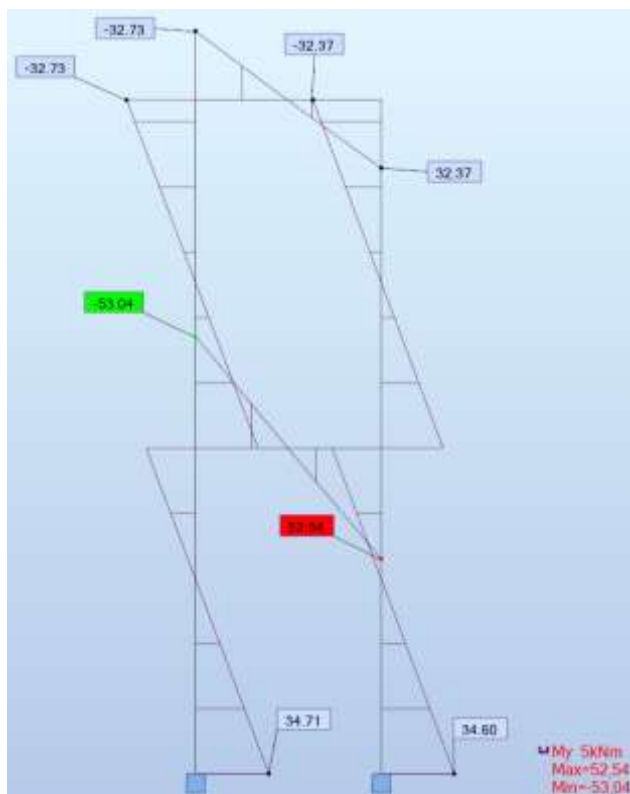
Nr pręta	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	Długość całkowita [m]		
				B500SP		
				φ6	φ12	φ25
dla jednej belki						
1	25	750	4			30,00
2	12	750	2		15,00	
3	6	163	35	57,05		
Długość całkowita wg średnic [m]				57,1	15,0	30,0
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,222	0,888	3,853
Masa prętów wg średnic [kg]				12,7	13,3	115,6
Masa prętów wg gatunków stali [kg]				141,6		
Masa całkowita [kg]				142		

UWAGA: Długość pręta jest długością obliczoną na podstawie wymiarów w osi pręta (metoda B wg PN-EN ISO 3766:2006)

5.4 Rama żelbetowa przypory

Rama obciążona siłą zastępczą poziomą o wartości charakterystycznej 40kN (obciążenie wyjątkowe).

Wyniki obliczeń statyczno-wytrzymałościowych:



Wymiary przekroju:

$b = 25 \text{ cm}$

$h = 33 \text{ cm}$

$d1 = 4 \text{ cm}$

$d2 = 4 \text{ cm}$

Klasa betonu C25/30

$f_{ck} = 25 \text{ MPa};$

$\gamma_c = 1,4;$

$f_{cd} = 17,857 \text{ MPa};$

Klasa stali zbrojenia podłużnego B 500 B

$f_{yk} = 500 \text{ MPa};$

$\gamma_s = 1,15;$

$f_{yd} = 434,783 \text{ MPa};$

Wyniki dla krytycznego obciążenia SGN dla As1:

$As1 = 4,599 \text{ cm}^2 (3\varnothing 16)$

$As2 = 0 \text{ cm}^2 (0\varnothing 16)$

$x = 5,992 \text{ cm}$

$\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$

$\epsilon_{s1} = 10 \text{ ‰}$

$\epsilon_{s2} = 0 \text{ ‰}$

Rezultaty końcowe:

$As1 = 4,599 \text{ cm}^2 (3\varnothing 16)$

$As2 = 0 \text{ cm}^2 (0\varnothing 16)$

$\rho = 0,557 \text{ ‰}$

$\rho_{min} = 0,12 \text{ ‰} (0,99 \text{ cm}^2)$

$\rho_{max} = 4 \text{ ‰} (33 \text{ cm}^2)$

$l_{bd} = 320,84 \text{ mm}$

teoretyczna powierzchnia zbrojenia dolnego

teoretyczna powierzchnia zbrojenia górnego

wysokość strefy ściskanej

odkształcenia w betonie w strefie ściskanej

odkształcenia w stali rozciąganej

odkształcenia w stali ściskanej

teoretyczna powierzchnia zbrojenia dolnego

teoretyczna powierzchnia zbrojenia górnego

stopień zbrojenia

minimalny stopień zbrojenia

maksymalny stopień zbrojenia

długość zakotwienia prętów rozciąganych/ściskanych

5.5 Wieńce i rdzenie żelbetowe

5.5.1 Wieniec żelbetowy

Przyjęto wieniec o wymiarach przekroju poprzecznego B x H = 250 x 250mm oraz 180 x 250mm z betonu C25/30. Zbrojenie 4 prętami Ø12mm (B500SP) w narożach. Strzemiona dwucięte Ø6mm (B500SP) w rozstawach co 250mm. Otulina 30mm.

5.5.2 Rdzenie żelbetowe

Przyjęto rdzenie żelbetowe o wymiarach przekroju poprzecznego B x H = 250 x 250mm z betonu C25/30 w rozstawach co około 1,20÷1,35m. Rdzenie łączą ławy fundamentowe z wieńcami w poziomie murłat. Zbrojenie 4 prętami (rdzenie niższe) lub 6 prętami Ø16mm (B500SP). Strzemiona dwucięte Ø6mm (B500SP) w rozstawach co 190/220mm. Otulina 30mm.

5.6 Fundamenty

Przewiduje się wykonanie fundamentów pośrednich w postaci mikropali lub kolumn iniekcyjnych (jet grouting). Projekt wykonawczy palowania zostanie przygotowany przez wykonawcę robót palowych. Na potrzeby niniejszego opracowania przewidziano wykonanie mikropali średnicy 200÷250mm w rozstawach co około 800mm schodzących do stropu warstw nośnych gruntu.

Układ pali zwieńczony będzie oczepem w postaci wieńca żelbetowego o wymiarach przekroju poprzecznego 400 x 400mm zbrojonego górami i dołem 3 prętami Ø16mm (łącznie 6 prętów). Strzemiona dwucięte Ø8mm w rozstawach co 300mm.

Przyjęto beton klasy C25/30, stal B500SP (Epstal) o klasie ciągliwości C, otulinę 50mm.

6 Zastosowane materiały

6.1 Konstrukcje drewniane

W projekcie zastosowano drewno konstrukcyjne z tarcicy iglastej klasy C24.

Z uwagi na wymagania pożarowe przewiduje się obudowanie drewnianych elementów konstrukcji więźby dachowej płytami OSB Firestop EI120.

6.2 Konstrukcje żelbetowe

Klasa konstrukcji: **S3** (wg aktualnego PN-EN 1992-1-1)

Klasa wykonania, klasy tolerancji i wykończenia powierzchni wynikające z PN-EN 13670:2011.

Dla elementów żelbetowych beton klasy wytrzymałości C25/30 wg PN-EN 206:2014. Maksymalna średnica ziarna kruszywa $D_{max} = 31,5$ mm. Zalecana klasa konsystencji: S3÷S4.

Beton podkładowy klasy C12/15.

Podstawowa grubość otuliny 30mm, w przypadku powierzchni w kontakcie z gruntem grubość otuliny zwiększona do 50mm. Klasa ekspozycji XC3.

Zbrojenie ze stali B500SP (klasa ciągliwości C) – stal o gwarantowanej ciągliwości 8% i gwarantowanej spawalności (według PN-H-93220:2006 „Stal B500SP o podwyższonej ciągliwości do zbrojenia betonu. Pręty i walcówka żebrowana”).

Zastosowane elementy żelbetowe mają klasę odporności ogniowej nie niższą niż REI120.

Konstrukcje należy wykonywać zgodnie z normami i przepisami przynależnymi jak w przedmiotowym opisie w oparciu o aktualne Warunki Techniczne Wykonania i Odbioru Robót Budowlanych, opracowane przez Instytut Techniki Budowlanej, a także wg instrukcji producentów zastosowanych materiałów wyrobów i systemów oraz zgodnie z warunkami określonymi w aprobach ITB dla tych materiałów wyrobów i systemów.

7 Uwagi końcowe

Wszelkie roboty budowlane należy prowadzić zgodnie z przepisami BHP, a szczególnie zawartymi w Rozporządzeniu Ministra Infrastruktury z dnia 06.02.2003 w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy podczas wykonywania robót budowlanych (Dz.U.2003r. Nr47, poz.401).

KONIEC OBLICZEŃ