

Stadium:	<b>PROJEKT WYKONAWCZY ZAMIENNY</b>	
Branża:	<b>Obiekty mostowe</b>	
Temat zadania:	<b>Budowa mostu drogowego w miejscowości Przesławice w km 3+347 drogi powiatowej nr 1205K relacji Celiny Przesławickie – Przesławice – Wielki Dół – Kalina Rędziny na nieruchomości składającej się z działek nr ewid. 453/1, 478, 451/1, 67/1, 251/1, 71, 252/3 położonych w miejscowości Przesławice, gm. Miechów.</b>	
Spis zawartości opracowania:	<b>Strona nr 3</b>	<b>Kod CPV: 71322300-4</b>
Umowa:		<b>Strona 1 z 16</b>
Inwestor/ Zleceniodawca	<b>Powiat Miechowski reprezentowany przez Zarząd Dróg Powiatowych w Miechowie ul. Warszawska 11, 32-200 Miechów</b>	

Wykonawca opracowania:	<b>Projektowanie Budowli Inżynierskich PBI Kamil Jędrzejek Laskowa 527, 34-602 Laskowa</b>			
Autorzy	Numer uprawnień	Branża	Data	Podpis
projektant: <b>dr inż. Mariusz Hebda</b>	MAP/0190/POOM/09	obiekty mostowe	04.2018	
sprawdzający: <b>mgr inż. Rafał Jędrzejek</b>	MAP/0182/PWOM/12	obiekty mostowe	04.2018	

Kraków, kwiecień 2018

Egz. nr .....

## 2 OŚWIADCZENIE PROJEKTANTA I SPRAWDZAJĄCEGO

Zgodnie z art. 20 ust. 4 Ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. „Prawo budowlane” (Dz. U. 2010 nr 243, poz. 1623 z późn. zm.) oraz Rozporządzeniem Ministra Infrastruktury w sprawie szczegółowego zakresu i formy dokumentacji projektowej (Dz.U. Nr 202 z 2004 r., poz. 2072) niżej podpisani oświadczają, że:

### PROJEKT WYKONAWCZY ZAMIENNY

#### **Budowa mostu drogowego w miejscowości Przesławice w km 3+347 drogi powiatowej nr 1205K relacji Celiny Przesławickie – Przesławice – Wielki Dół – Kalina Rędziny**

opracowany na podstawie umowy:

został sporządzony zgodnie z obowiązującymi przepisami oraz zasadami wiedzy technicznej

<p>Projektant</p> <p><b>dr inż. Mariusz Hebda</b></p> <p>Uprawniony do projektowania bez ograniczeń w specjalności mostowej nr ew. MAP/0190/POOM/09</p>	<p>Sprawdzający</p> <p><b>mgr inż. Rafał Jędrzejek</b></p> <p>Uprawniony do projektowania i kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń w specjalności mostowej nr ew. MAP/0182/PWOM/12</p>
<p>podpis</p>	<p>podpis</p>

Kraków, kwiecień 2018

### **3 SPIS ZAWARTOŚCI OPRACOWANIA**

<b>1</b>	<b>STRONA TYTUŁOWA .....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>OŚWIADCZENIE PROJEKTANTA I SPRAWDZAJĄCEGO .....</b>	<b>2</b>
<b>3</b>	<b>SPIS ZAWARTOŚCI OPRACOWANIA .....</b>	<b>3</b>
<b>4</b>	<b>OPIS TECHNICZNY .....</b>	<b>4</b>
4.1	Wstęp .....	4
4.1.1	<i>Przedmiot opracowania.....</i>	<i>4</i>
4.1.2	<i>Podstawa opracowania .....</i>	<i>4</i>
4.1.3	<i>Lokalizacja inwestycji.....</i>	<i>4</i>
4.1.4	<i>Materiały wyjściowe .....</i>	<i>4</i>
4.2	Zmiany w projekcie [1] .....	4
4.2.1	<i>Zestawienie zmian w projekcie [1] pozwalające na podniesienie nośności do klasy B.....</i>	<i>4</i>
4.2.2	<i>Zwiększenie nośności pali fundamentowych.....</i>	<i>4</i>
4.2.3	<i>Zwiększenie nośności konstrukcji ramy żelbetowej .....</i>	<i>5</i>
4.3	Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe.....	5
4.3.1	<i>Założenia przyjęte do obliczeń.....</i>	<i>5</i>
4.3.2	<i>Charakterystyki materiałowe .....</i>	<i>6</i>
4.3.3	<i>Wyznaczenie podatności sprężystej podpór.....</i>	<i>6</i>
4.3.4	<i>Zestawienie obciążeń.....</i>	<i>7</i>
4.3.5	<i>Sprawdzenie nośności fundamentów palowych .....</i>	<i>8</i>
4.3.6	<i>Wymiarowanie elementów konstrukcji ramowej mostu .....</i>	<i>9</i>
<b>5</b>	<b>RYSUNKI TECHNICZNE.....</b>	<b>12</b>

## **4 OPIS TECHNICZNY**

### **4.1 Wstęp**

#### **4.1.1 Przedmiot opracowania**

Przedmiotem niniejszego opracowania jest projekt wykonawczy zamienny budowy mostu przez rzekę Szreniawę w miejscowości Przestawice w km 3+347 drogi powiatowej nr 1205K. Konieczność wykonania projektu zamiennego wynika z chęci podniesienia nośności mostu zaprojektowanego zgodnie z [1] do klasy B według normy PN-85/S-10030.

#### **4.1.2 Podstawa opracowania**

Podstawą opracowania jest umowa zawarta pomiędzy Zarządem Dróg Powiatowych w Miechowie, a firmą Projektowanie Budowli Inżynierskich PBI Kamil Jędrzejek.

#### **4.1.3 Lokalizacja inwestycji**

Planowana inwestycja jest zlokalizowana na działkach o numerach: 451/1, 453/1, 478, 67/1, 71, 251/1, 252/3, położonych w gminie Miechów, obręb Przestawice.

#### **4.1.4 Materiały wyjściowe**

1. Projekt wykonawczy budowy mostu drogowego w miejscowości Przestawice w km 3+347 drogi powiatowej nr 1205K relacji Celiny Przestawickie – Przestawice – Wielki Dół – Kalina Rędziny, opracowany przez Pracownię Projektową KRK Roman Korzeń, Lubień 507, 32-433 Lubień w grudniu 2011 roku.
2. Normy:
  - PN-85/S-10030                      Obiekty mostowe. Obciążenia.
  - PN-91/S-10042                    Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie.
  - PN-83/B-02482                    Fundamenty budowlane. Nośność pali i fundamentów palowych.

### **4.2 Zmiany w projekcie [1]**

#### **4.2.1 Zestawienie zmian w projekcie [1] pozwalające na podniesienie nośności do klasy B**

Uzyskanie nośności B dla przebudowywanego mostu wymaga wprowadzenia następujących zmian w projekcie:

1) Zastąpienie zbrojenia sztywnego pali fundamentowych z dwuteownika IPE220 na IPE240.

2) Zwiększenie ilości zbrojenie głównego w płycie i ścianach przez zagęszczenie rozstawu prętów głównych z 12 na 10cm.

#### **4.2.2 Zwiększenie nośności pali fundamentowych**

Na skutek wzrostu obciążenia użytkowego z klasy C do klasy B zachodzi konieczność wzmocnienia pali fundamentowych. Nośność pali na siłę pionową jest wystarczająca, natomiast aby

uzyskać wymaganą nośność poziomą należy zastąpić zbrojenie sztywne pala w postaci dwuteownika walcowanego IPE220 na dwuteownik IPE240.

Pozostałe rozwiązania konstrukcyjne pali, a więc ich długość, klasa cementu do iniekcji i gatunek stali konstrukcyjnej dla dwuteownika pozostają bez zmian.

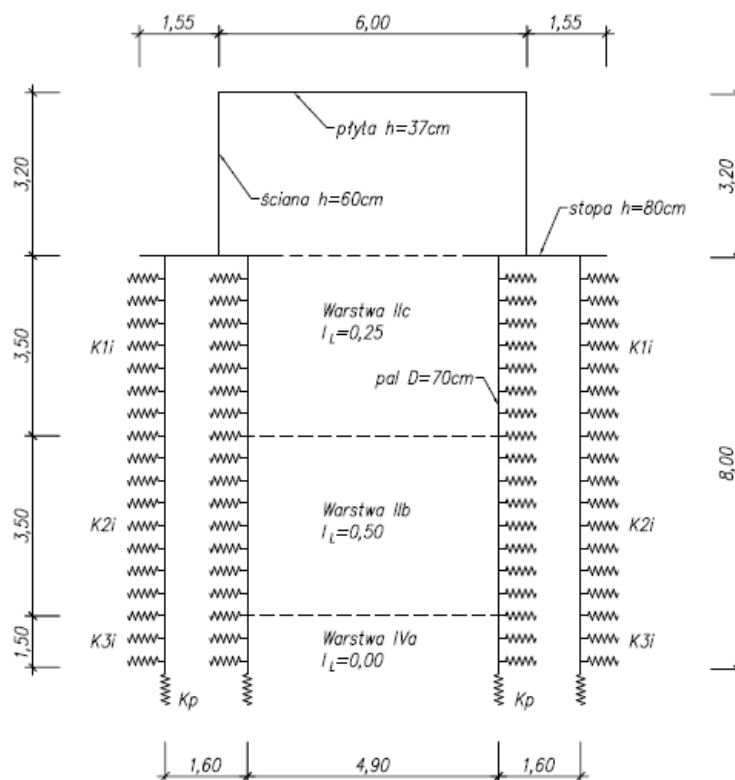
#### 4.2.3 Zwiększenie nośności konstrukcji ramy żelbetowej

Wzrost obciążenia użytkowego z klasy C do B powoduje większe wyężenie w przekrojach krytycznych ramy, to jest w części przęsłowej płyty pomostu i w węzłach górnym i dolnym ścian pionowych ramy. Aby uzyskać wymaganą nośność wprowadzono zmiany do projektu [1] polegające na zagęszczeniu rozstawu zbrojenia głównego przęsła i ścian pionowych z 12 na 10 cm. Średnica zbrojenia założona w projekcie pozostaje bez zmian.

### 4.3 Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe

#### 4.3.1 Założenia przyjęte do obliczeń

Obliczenia mostu wykonano, przyjmując schemat statyczny konstrukcji, traktujący ramę żelbetową i pale fundamentowe jako jeden ustrój palowy. Uwzględniono przy tym sprężystą współpracę pala z gruntem, przez przyjęcie podpór sprężystych wzdłuż jego pobocznic i w płaszczyźnie podstawy. Przyjęto uproszczony profil geotechniczny gruntu, pomijając obecność warstw IIIa i IIIb. Na głębokości 3,5 m poniżej spodu fundamentu przyjęto grunt odpowiadający warstwie IIc (stopień plastyczności  $I_L = 0,25$ ), dalej na długości 3,5 gruntu odpowiadający warstwie IIb (stopień plastyczności  $I_L = 0,50$ ) i ostatni odcinek 1,0 m gruntu odpowiadający warstwie IVa (stopień plastyczności  $I_L = 0,00$ ). Przyjęty schemat statyczny konstrukcji pokazano na rysunku poniżej.



Rys. 1. Schemat statyczny przyjęty do obliczeń

**4.3.2 Charakterystyki materiałowe**

Materiał elementów ramy (stopy, ściany pionowe i płyta pomostu):

- beton B35 (C30/C37):  $R_b = 20.2 \text{ MPa}$ ,  $R_{bt0.05} = 1.25 \text{ MPa}$ ,  $E_b = 34.6 \text{ GPa}$
- stal zbrojeniowa A-IIIN:  $R_a = 375 \text{ MPa}$ ,  $E_a = 200 \text{ GPa}$

Materiał pali fundamentowych:

- stwardniała mieszanka cementowo-gruntowa:  $R_b = 2.0 \text{ MPa}$ ,  $E_b = 13.3 \text{ MPa}$
- zbrojenie stalą konstrukcyjną S235J2:  $R = 200 \text{ MPa}$ ,  $E = 205 \text{ GPa}$

**4.3.3 Wyznaczenie podatności sprężystej podpór**

Parametry geotechniczne w przyjętych warstwach gruntu

Pył twardoplastyczny (w-wa geotechniczna IIc)

- ciężar:  $\gamma = 20.5 \text{ kN/m}^3$
- kąt tarcia wewnętrznego:  $\phi = 14.0^\circ$
- spójność:  $c = 15.0 \text{ kPa}$
- moduł odkształcenia:  $E_o = 18.5 \text{ MPa}$

Pył plastyczny (w-wa geotechniczna IIb)

- ciężar:  $\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$
- kąt tarcia wewnętrznego:  $\phi = 10.0^\circ$
- spójność:  $c = 8.5 \text{ kPa}$
- moduł odkształcenia:  $E_o = 11.0 \text{ MPa}$

Zwierzelina gliniasta (w-wa geotechniczna IVa)

- ciężar:  $\gamma = 21.5 \text{ kN/m}^3$
- kąt tarcia wewnętrznego:  $\phi = 22.0^\circ$
- spójność:  $c = 40.0 \text{ kPa}$
- moduł odkształcenia:  $E_o = 50.0 \text{ MPa}$

Podatność boczna gruntu

Moduł podatności bocznej gruntu wyznaczono z zależności:

$$K_i = n_1 n_2 S_n \kappa \phi_i E_{oi}$$

przyjmując lub obliczając:

$$n_1 = 0.839 \quad n_2 = 0.729$$

$$S_n = 1.1 \quad \kappa = 1.2$$

$$\phi = 0.45 \text{ - dla warstwy IIc, } \phi = 0.35 \text{ - dla warstwy IIc, } \phi = 0.65 \text{ - dla warstwy IVa.}$$

Dla warstwy IIc otrzymano:

$$K_1 = 6.72 \text{ MPa - wartość bazowa (dla zagłębienia } x = 5.0 \text{ m)}$$

$K_{1g} = 0$  - góra warstwy (początek pala)

$K_{1d} = 4.07 \text{ MPa}$  - spód warstwy.

Dla warstwy IIb otrzymano:

$K_2 = 3.11 \text{ MPa}$  - wartość bazowa

$K_{2g} = 2.23 \text{ MPa}$  - góra warstwy

$K_{2d} = 3.11 \text{ MPa}$  - na odcinku od 5.0 m do spodu warstwy.

Dla warstwy IVa otrzymano:

$K_3 = 26.23 \text{ MPa}$  - na całej wysokości warstwy.

#### Podatność pionowa podstawy pala

Moduł podatności pionowej pala obliczono z zależności:

$$K_p = \frac{S_p \cdot q}{s_o} \cdot A_p, \text{ gdzie:}$$

$S_p = 1.0$  - współczynnik technologiczny

$q = 1950 \text{ kPa}$  - opór graniczny podłoża pod podstawą pala (wg PN-83/B-02482)

$A_p = 0.385 \text{ m}^2$  - pole powierzchni podstawy pala

$s_o = 0.007 \text{ m}$  - przemieszczenie pala odpowiadające granicznej sile

Otrzymano:  $K_p = 107207 \text{ kN/m}$

#### **4.3.4 Zestawienie obciążeń**

##### Obciążenia stałe

Zgodnie z normą PN-85/S-10030 „Obiekty mostowe. Obciążenia” przyjęto następujące obciążenia stałe działające na konstrukcję mostu:

- ciężar własny elementów konstrukcyjnych:

$$25.0 \text{ kN/m}^3, \gamma_f = 1.2 \text{ i } 0.9$$

- ciężar nawierzchni wraz z izolacją:

$$23.0 \times 0.10 = 2.30 \text{ kN/m}^2, \gamma_f = 1.5 \text{ i } 0.9$$

- ciężar kapy chodnikowej:

$$25.0 \times 0.40 = 10.00 \text{ kN/m}, \gamma_f = 1.2 \text{ i } 0.9$$

- ciężar barieroporęczy:

$$0.50 \text{ kN/m}, \gamma_f = 1.5 \text{ i } 0.9$$

- ciężar gruntu na odsadzkach stóp fundamentowych:

$$20.0 \text{ kN/m}^3, \gamma_f = 1.5 \text{ i } 0.9$$

- parcie spoczynkowe gruntu na ściany pionowe ramy:

przyjęto grunt zasypowy o gęstości  $\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$  i kącie tarcia  $\phi = 30^\circ$ .

$$e_0 = \gamma \cdot h \cdot (1 - \sin\phi) = 20.0 \cdot 3.7 \cdot (1 - \sin\phi) = 37.0 \text{ kN/m}^2, \gamma_f = 1.1 \text{ i } 0.9$$

- wpływ skurczu betonu:

efekt skurczu modelowano jako ochłodzenie ścian ramy o  $15^{\circ}\text{C}$ ,  $\gamma_f = 1.2$

#### Obciążenia zmienne

Zgodnie z normą PN-85/S-10030 „Obiekty mostowe. Obciążenia” przyjęto następujące obciążenia zmienne działające na konstrukcję mostu:

- obciążenie temperaturą:

równomierne ogrzanie płyty o  $20^{\circ}\text{C}$ ,  $\gamma_f = 1.3$

równomierne ochłodzenie płyty o  $25^{\circ}\text{C}$ ,  $\gamma_f = 1.3$

nierównomierne ogrzanie płyty o  $\Delta = 10.5^{\circ}\text{C}$ ,  $\gamma_f = 1.3$  (wg EN 1991-1-5)

nierównomierne ogrzanie płyty w stanie montażowym w fazie, gdy wykonana jest izolacja pozioma płyty, a nie jest położona nawierzchnia,  $\Delta = 22.5^{\circ}\text{C}$ ,  $\gamma_f = 1.1$  (wg EN 1991-1-5)

- obciążenie ruchome klasy B na moście:

obciążenie równomiernie rozłożone:  $q = 3.0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\gamma_f = 1.5$

nacisk koła pojazdu:  $= 75 \text{ kN}$ ,  $\gamma_f = 1.53$

współczynnik dynamiczny:  $\phi = 1.32$

hamowanie pojazdów na moście:  $H = 120.0 \text{ kN}$ ,  $\gamma_f = 1.3$

- obciążenie ruchome na naziomiu:

długość klina odłamu:  $l = 2.14 \text{ m}$

wypadkowa obciążenia:  $K = \frac{50.0}{4.8} \cdot 2.14 = 178.33 \text{ kN}$

wypadkowa parcia:  $E_K = K \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 102.96 \text{ kN}$ ,  $\gamma_f = 1.5$

parcie jednostkowe na górze ściany:  $e_g = 5.15 \text{ kN/m}^2$ ,  $\gamma_f = 1.5$

parcie jednostkowe na dole ściany:  $e_g = 2.36 \text{ kN/m}^2$ ,  $\gamma_f = 1.5$

hamowanie pojazdów na naziomiu:  $H = 53.5 \text{ kN}$ ,  $\gamma_f = 1.3$

#### **4.3.5 Sprawdzenie nośności fundamentów palowych**

##### Nośność na siłę pionową

Maksymalna obliczeniowa siła pionowa pod najbardziej obciążonym palem:

$$N_{\max} = 401.81 \text{ kN}$$

Przy wyznaczaniu nośności pionowej pojedynczego pala pominięto wpływ tarcia wzdłuż pobocznic, uwzględniając jedynie nośność pod podstawą pala, przyjmując parametry gruntu dla warstwy IVa (zwietrzelina gliniasta).

Obliczeniowa nośność pojedynczego pala:  $N_t = 675.40 \text{ kN}$

Sprawdzenie warunku granicznego:  $N_{\max} = 401.81 \text{ kN} < 0.9 \cdot 675.40 = 607.86 \text{ kN}$

Maksymalne naprężenia w materiale pala:  $\sigma = N_{\max} / A_p = 1.04 < 2.00 \text{ MPa}$



Nośność pali na siłę poziomą

Maksymalny moment zginający w palu:  $M_{\max} = 54.70 \text{ kNm}$

Przyjęto założenie, że moment zginający w palu zostanie w całości przeniesiony przez jego zbrojenie sztywne w postaci dwuteownika IPE240.

Wskaźnik wytrzymałości przekroju:  $W = 324.0 \text{ cm}^3$

Współczynnik korygujący niedokładność ułożenia zbrojenia:  $\alpha = 0.9$

Naprężenia w zbrojeniu:  $\sigma = M_{\max} / (\alpha \cdot W) = 187.5 \text{ MPa} < R = 200 \text{ MPa}$

**4.3.6 Wymiarowanie elementów konstrukcji ramowej mostu**Założenia

W poniższych obliczeniach przyjęto następujące oznaczenia kierunków zbrojenia: X – kierunek równoległy do osi podłużnej mostu, Y – kierunek prostopadły do osi podłużnej mostu. Do obliczenia naprężeń w betonie i stali zbrojeniowej przyjęto współczynnik  $n$  jak dla obciążeń pośrednich. Przyjęto zatem:

$$n = 2 \cdot \frac{E_a}{E_b} = 2 \cdot \frac{200}{34.6} = 11.56$$

Ściany pionowe

Dół ściany (utwierdzenie w fundamencie), kierunek X, zbrojenie po stronie wewnętrznej:

moment zginający:  $M = 85 \text{ kNm}$

przyjęte zbrojenie: pręty  $\phi 16$  co 10 cm,  $F_a = 20.10 \text{ cm}^2$ ,

odległość do osi zbrojenia:  $a = 6 \text{ cm}$

grubość ściany:  $b = 60 \text{ cm}$

minimalny stopień zbrojenia:  $F_{a\min} = 0.002 \times 100 \times (60 - 6) = 10.8 \text{ cm}^2$

naprężenia w betonie:  $\sigma_b = 3.2 \text{ MPa} < R_b = 20.2 \text{ MPa}$

naprężenia w stali zbrojeniowej:  $\sigma_a = 84 \text{ MPa} < R_a = 375 \text{ MPa}$

Sprawdzenie ścinania:

nośność przekroju na ścinanie (na mb szerokości):

$$Q_{\min} = 0.75 \cdot R_{bt0.05} \cdot b \cdot z = 0.75 \cdot 1250 \cdot 1.0 \cdot 0.54 = 506.25 \text{ kN}$$

maksymalna siła poprzeczna:

$Q = 89 \text{ kN} < 506.25 \text{ kN}$  - zbrojenie na ścinanie nie jest konieczne.

Góra ściany (połączenie z płytą), kierunek X, zbrojenie po stronie zewnętrznej:

moment zginający:  $M = 180 \text{ kNm}$

przyjęte zbrojenie: pręty  $\phi 16$  co 10 cm,  $F_a = 20.10 \text{ cm}^2$ ,

odległość do osi zbrojenia:  $a = 6 \text{ cm}$

grubość ściany:  $b = 60 \text{ cm}$

minimalny stopień zbrojenia:  $F_{a\min} = 0.002 \times 100 \times (60 - 6) = 10.8 \text{ cm}^2$

naprężenia w betonie:  $\sigma_b = 4.8 \text{ MPa} < R_b = 20.2 \text{ MPa}$

naprężenia w stali zbrojeniowej:  $\sigma_a = 177 \text{ MPa} < R_a = 375 \text{ MPa}$

Sprawdzenie ścinania:

nośność przekroju na ścinanie (na mb szerokości):

$$Q_{\min} = 0.75 \cdot R_{bt0.05} \cdot b \cdot z = 0.75 \cdot 1250 \cdot 1.0 \cdot 0.54 = 506.25 \text{ kN}$$

maksymalna siła poprzeczna:

$$Q = 176 \text{ kN} < 506.25 \text{ kN} - \text{zbrojenie na ścinanie nie jest konieczne.}$$

#### Płyta pomostu

##### Środek rozpiętości płyty, kierunek X, zbrojenie dolne:

moment zginający:  $M = 124 \text{ kNm}$

przyjęte zbrojenie: pręty  $\phi 16$  co 10 cm,  $F_a = 20.10 \text{ cm}^2$ ,

odległość do osi zbrojenia:  $a = 4 \text{ cm}$

grubość ściany:  $b = 36 \text{ cm}$

minimalny stopień zbrojenia:  $F_{a\min} = 0.002 \times 100 \times (36 - 4) = 6.4 \text{ cm}^2$

naprężenia w betonie:  $\sigma_b = 10.8 \text{ MPa} < R_b = 20.2 \text{ MPa}$

naprężenia w stali zbrojeniowej:  $\sigma_a = 210 \text{ MPa} < R_a = 375 \text{ MPa}$

##### Środek rozpiętości płyty, kierunek Y, zbrojenie dolne:

moment zginający:  $M = 44 \text{ kNm}$

przyjęte zbrojenie: pręty  $\phi 10$  co 12 cm,  $F_a = 6.3 \text{ cm}^2$ ,

odległość do osi zbrojenia:  $a = 5 \text{ cm}$

grubość ściany:  $b = 36 \text{ cm}$

minimalny stopień zbrojenia:  $F_{a\min} = 0.002 \times 100 \times (36 - 5) = 6.2 \text{ cm}^2$

naprężenia w betonie:  $\sigma_b = 6.6 \text{ MPa} < R_b = 20.2 \text{ MPa}$

naprężenia w stali zbrojeniowej:  $\sigma_a = 238 \text{ MPa} < R_a = 375 \text{ MPa}$

##### Miejsce utwierdzenia płyty w ścianie, kierunek X, zbrojenie górne:

moment zginający:  $M = 174 \text{ kNm}$

przyjęte zbrojenie: pręty  $\phi 16$  co 10 cm,  $F_a = 20.10 \text{ cm}^2$ ,

odległość do osi zbrojenia:  $a = 4 \text{ cm}$

grubość ściany:  $b = 36 \text{ cm}$

minimalny stopień zbrojenia:  $F_{a\min} = 0.002 \times 100 \times (36 - 4) = 6.4 \text{ cm}^2$

naprężenia w betonie:  $\sigma_b = 15.2 \text{ MPa} < R_b = 20.2 \text{ MPa}$

naprężenia w stali zbrojeniowej:  $\sigma_a = 294 \text{ MPa} < R_a = 375 \text{ MPa}$

##### Miejsce utwierdzenia płyty w ścianie, kierunek Y, zbrojenie dolne:

moment zginający:  $M = 35 \text{ kNm}$

przyjęte zbrojenie: pręty  $\phi 10$  co 12 cm,  $F_a = 6.3 \text{ cm}^2$ ,

odległość do osi zbrojenia:  $a = 5 \text{ cm}$

grubość ściany:  $b = 36 \text{ cm}$

minimalny stopień zbrojenia:  $F_{a\min} = 0.002 \times 100 \times (36 - 5) = 6.2 \text{ cm}^2$

naprężenia w betonie:  $\sigma_b = 4.0 \text{ MPa} < R_b = 20.2 \text{ MPa}$

naprężenia w stali zbrojeniowej:  $\sigma_a = 192 \text{ MPa} < R_a = 375 \text{ MPa}$

##### Sprawdzenie ścinania:

nośność przekroju na ścinanie (na mb szerokości):

$$Q_{\min} = 0.75 \cdot R_{bt0.05} \cdot b \cdot z = 0.75 \cdot 1250 \cdot 1.0 \cdot 0.33 = 309.37 \text{ kN}$$

maksymalna siła poprzeczna:

$$Q = 219 \text{ kN} < 309.37 \text{ kN} - \text{zbrojenie na ścinanie nie jest konieczne}$$

Opracował  
dr inż. Mariusz Hebda

## **5 RYSUNKI TECHNICZNE**

Rys. 5 (z)      Pale fundamentowe – rysunek zamienny

Rys. 7b (z)    Konstrukcja nośna. Zbrojenie ścian pionowych – rysunek zamienny

Rys. 7c (z)    Konstrukcja nośna. Zbrojenie płyty pomostu – rysunek zamienny