

Obliczenia statyczne do projektu budowy mostu przez rzekę Strugę Foluską w Wójcin

1. Założenia ogólne

- 1.1. Obliczenia statyczne są elementem dokumentacji projektowej do projektu rozbiórka istniejącego mostu i budowy nowego mostu przez rzekę Struga Foluska w ciągu drogi powiatowej nr 2337C Żnin – Jadowniki – Szczepanowo w km 9+443 w miejscowości Wójcin
- 1.2. Obiekt projektuje się na obciążenie kl. B zgodnie z normą PN 85/S-10030 „Obiekty mostowe. Obciążenia”. Projektuje się wykonanie jednoprzęsłowego stałego mostu z żelbetowego o konstrukcji przęsła płytowej wykonanej z prefabrykowanych belek żelbetowych typu Wągrowiec o długości 8,94m. Długość całkowita mostu wyniesie 9,20m, a rozpiętość teoretyczna 8,50m. Szerokości całkowita mostu wyniesie 11,30m w tym jezdnia o szerokości 7,00m chodnik prawostronny szerokości 3,25m i pobocze techniczne wyniesione po stronie lewej o szerokości 1,05 m. Obiekt wyposażony w balustrady typu szczeblinowego od strony chodnika i bariery stalowe H2W2B oddzielające jezdnię od chodnika oraz jezdnie po lewej stronie drogi od krawędzi obiektu. Most usytuowany w na prostej w spadku podłużnym 1% i skosie $\alpha = 90^\circ$.
- 1.3. W trakcie wykonywania prac projektowych wykorzystano:
 - dokumentację geotechniczną badań podłoża gruntowego wykonaną w lipcu 2019r. przez Panią Annę Zieniuk - Hoza
 - mapy do celów projektowych wykonane przez Pana Tomasza Jaszczuka przedstawiciela Firmy „GEOKART” Usługi Geodezyjno - Kartograficzne Tomasz Jaszczuka, ze Żnina
 - Katalog prefabrykowanych belek żelbetowych typu Wągrowiec
 - własne pomiary inwentaryzacyjne istniejącego mostu
 - Aktualnie obowiązujące normy i normatywy

2. Konstrukcja nośna przęsła

Do projektu konstrukcji nośnej przęsła wykorzystano prefabrykaty belek żelbetowych typu „Wągrowiec” o długości $L=9,0m$ zaprojektowane przez Biuro Projektowo – Badawcze Dróg i Mostów Sp. z o.o. „Transprojekt – Warszawa”. Belki przystosowane do przeniesienia obciążeń klasy „B” wg PN-85/S10030 Obiekty mostowe. Obciążenia. i adaptowane do konstrukcji mostu przez rzekę Gąsawkę w Gąsawie.

3. Wyznaczenie reakcji na przyczółek

3.1. Reakcja na przyczółek od obciążenia stałego

- nawierzchnia asfaltowa	$0,09 \times 7,00 \times 24,00$	$= 15,12 \times 1,5$	$= 22,68 \text{ kN/m}$
- krawężnik kamienny	$0,2 \times 0,2 \times 27,00 \times 2$	$= 2,16 \times 1,5$	$= 3,24 \text{ kN/m}$
- bariera	$2 \times 0,40$	$= 0,80 \times 1,5$	$= 1,20 \text{ kN/m}$
- balustrada	$0,52$	$= 0,52 \times 1,5$	$= 1,04 \text{ kN/m}$
- kapa gzymsowa prawa	$0,22 \times 3,00 \times 24,00$	$= 15,84 \times 1,5$	$= 23,76 \text{ kN/m}$

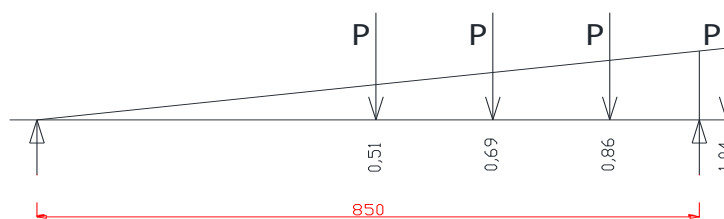
- kapa gzymsowa lewa	$0,22 \times 0,80 \times 24,00$	$= 4,22 \times 1,5$	$= 6,34 \text{ kN/m}$
- deska gzymsowa	$0,4 \times 0,05 \times 24,0 \times 2$	$= 0,96 \times 1,5$	$= 1,44 \text{ kN/m}$
- izolacja	$0,005 \times 10,85 \times 14,00$	$= 0,76 \times 1,5$	$= 1,14 \text{ kN/m}$
- płyta przęsła	$0,12 \times 10,85 \times 24,00$	$= 31,25 \times 1,2$	$= 37,50 \text{ kN/m}$
- dźwigary żelbetowe	$24,3/9 \times 21$	$= 56,7 \times 1,2$	$= 68,04 \text{ kN/m}$
			$\Sigma = 166,38 \text{ kN/m}$

Reakcja na przyczółek od obciążenia stałego

$$R_{S1} = q \times L \times 0,5 = 166,38 \times 9,20 \times 0,5 = 765,35 \text{ kN}$$

3.2. Reakcja od obciążenia ruchomego na przęsle

Obciążenie ruchome klasy B na przęsle



od obciążenie rozłożone

$$q = 3,00 \times 7,00 = 21 \times 1,5 = 31,5 \text{ kN/m}$$

reakcja od obciążenia rozłożonego

$$R_{R1} = q \times L \times 0,5 = 31,5 \times 9,20 \times 0,5 = 144,9 \text{ kN}$$

obciążenie skupione

$$P = 600/4 \text{ kN} = 150 \times 1,5 = 225 \text{ kN}$$

reakcja od obciążenia skupionego

$$R_{R2} = P \times \Sigma i = 225 \times (1,04 + 0,86 + 0,69 + 0,51) = 778,5 \text{ kN}$$

3.3. Łączna reakcja z przęsła na przyczółek

$$R_1 = \Sigma R_i = 765,35 + 144,9 + 778,5 = 1688,75 \text{ kN}$$

3.4. Reakcja od płyty przejściowej

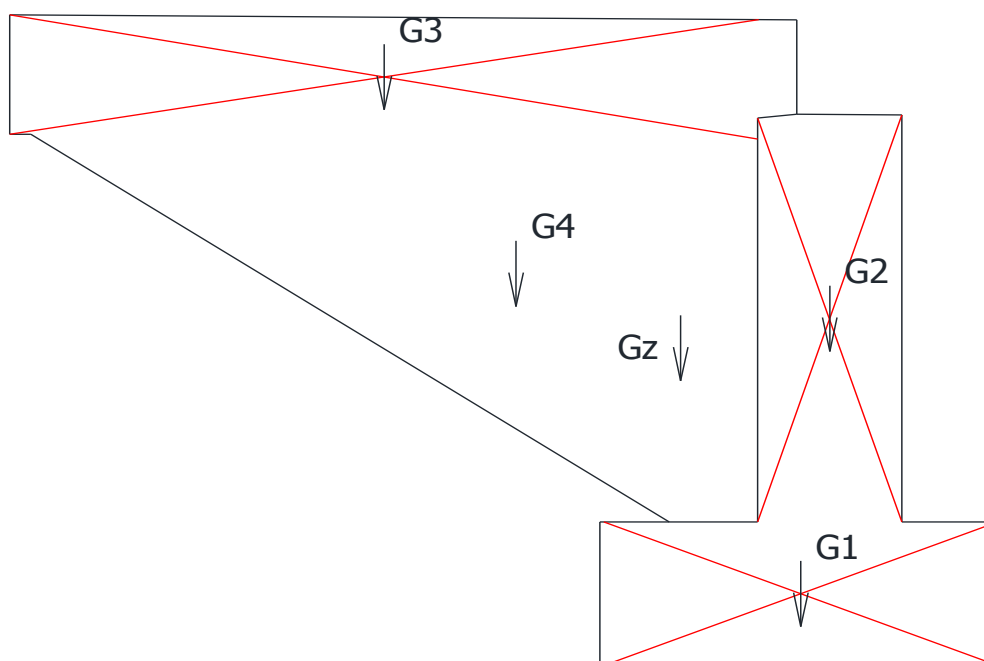
- Nawierzchnia asfaltowa	$(0,05 + 0,04) \times 7,00 \times 24$	$= 15,12 \times 1,5$	$= 22,68$
- Podbudowa bitumiczna	$0,09 \times 7,00 \times 24$	$= 15,12 \times 1,5$	$= 22,68$
- Podbudowa pomocnicza z kruszywa	$0,20 \times 7,00 \times 20$	$= 28,00 \times 1,5$	$= 42,00$

- krawężnik betonowy 0,3 x 0,1 x 24 x 2	= 14,40 x 1,5 = 21,60
- podsypka 0,10 x 8,00 x 17	= 13,60 x 1,5 = 20,40
- Warstwa ochronna 0,05 x 8,00 x 24	= 9,60 x 1,5 = 14,40
- Płyta przejściowa 0,30 x 8,00 x 24	= 57,6 x 1,2 = 69,12
	$\Sigma = 212,88 \text{ kN/m}$

Reakcja na przyczółek z płyty przejściowej

$$R_{PP} = q \times L_p \times 0,5 = 212,88 \times 5,00 \times 0,5 = 532,2 \text{ kN}$$

3.5. Wyznaczenie ciężaru własnego przyczółka



Przyczółek

$G_1 = 3,00 \times 1,50 \times 11,05 \times 24,00$	= 1 193,4 x 1,2	= 1 432,08 kN
$G_2 = 1,13 \times 3,50 \times 10,85 \times 24,00$	= 1029,88 x 1,2	= 1 235,86 kN
$G_3 = 1,06 \times 5,70 \times 0,40 \times 2 \times 24,00$	= 116,00 x 1,2	= 139,21 kN
$G_4 = (5,7 + 0,7) \times 0,5 \times 3,10 \times 0,40 \times 2 \times 24,00$	= 190,46 x 1,2	= 228,56 kN
$G_z = 1,17 \times 3,50 \times 10,85 \times 17,00$	= 755,32 x 1,5	= 1 132,98 kN
	$\text{Łącznie } G = 4 168,69 \text{ kN}$	

Usytuowanie wypadkowej ciężaru przyczółka

$$x_{G1} = (1\,432,08 \times 1,5 + 1\,235,86 \times 1,265 + 139,21 \times 4,53 + 228,56 \times 3,5 + 1132,98 \times 2,415) / 4\,168,69 =$$

$$x_{G1} = 1,89 \text{ m}$$

3,6 Parcie gruntu na przyczółek

Przyjęto parcie gruntu od poziomu pod płytą przejściową do spodu fundamentu tj. na wysokości $H = 5,00\text{m}$

$$Z = 1/2 \gamma H^2 \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \times L =$$

$$\operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \text{ dla } \varphi = 35^\circ = 0,5206$$

$$H = 5,00$$

$$\gamma = 17,5 \text{ kN/m}^3$$

$$L = 10,85\text{m}$$

$$Z = 0,5 \times 17,5 \times 5,0^2 \times 0,5206^2 \times 10,85 = 643,3 \text{ kN}$$

$$h_Z = 1,67 \text{ m}$$

3,7 Siła hamowania

$$T = 0,1 \times 7,0 \times 9,20 \times 3,0 + 0,2 \times 600 = 19,3 + 120 = 139,3 \text{ kN}$$

$$h_T = 4,58 \text{ m}$$

3.8 Wyznaczenie momentu łącznego względem osi podstawy przyczółka

Moment z uwzględnieniem reakcji od przęsła i płyty przejściowej, z obciążeniem ruchomym na przęsle

$$\begin{aligned} M_w &= G * x_1 + R_1 * x_2 + R_{pp} * x_3 + Z * h_Z + T * h_T = \\ &= 4\,168,69 * (150 - 1,89) + 1688,75 * (150 - 110) + 532,2 * (150 - 165) + 643,3 * \\ &\quad 1,67 + 139,3 * 4,58 \\ &= -1625,79 + 675,5 - 79,83 + 1074,3 + 638,0 = \\ &= 682,18 \text{ kNm} \end{aligned}$$

4. Sprawdzenie posadowienia przyczółka

4.1 Zestawienie obciążeń

Na podłoże oddziałuje siła

$$N_r = R_1 + R_{pp} + G = 1688,75 + 532,2 + 4\,168,69 = 6\,389,64 \text{ kN}$$

Oba przyczółki zaprojektowano na palach wierconych typu CFA średnicy 400 mm , których część nośna jest zagłębiona

w warstwie Ia o parametrach

$$I_L = 0,30$$

$$t_5 = 0,030 \text{ MPa}$$

$$q_{10} = 1,07 \text{ MPa}$$

oraz w warstwie Ib o parametrach

$$I_D = 0,20$$

$$t_5 = 0,042 \text{ MPa}$$

$$q_{10} = 1,51 \text{ MPa}$$

4.2. Nośność pali na przyczółku lewobrzeżnym

Dokonano analizy posadowienia przyczółka lewobrzeżnego gdyż grunt nośny usytuowany jest głębiej, a ponadto warstwa słabsza Ia ma większą miąższość

Przyjęto długość pali 10,0m od poziomu spodu fundamentu. Spód fundamentu na rzędnej 73,20 m npm, strop warstwy Ia na rzędnej 69,1 m npm a warstwy Ib na rzędnej 63,60 m. Warstwy torfu działające jako tarcie ujemne oddziałują na długości 4,1 m. Zagłębienie w warstwie Ia wyniesie 5,5 m natomiast w warstwie Ib - 2,4m.

$$N_t = S_p * q^r * A_p - S_{st} * t_t * A_{st} + S_{s1} * t_1^r * A_{s1} + S_{s2} * t_2^r * A_{s2} + S_{s3} * t_3^r * A_{s3} =$$

$$N_t = 1,0 * 1,19 * 0,125 - 1,0 * 0,005 * 5,17 + 0,9 * (0+0,030) * 0,5 * 6,3 + 0,9 * 0,03 * 0,63 + 0,9 * 0,042 * 3,02 =$$

$$N_t = 0,149 - 0,028 + 0,085 + 0,017 + 0,114$$

$$N_t = 0,337 \text{ MN} = 337 \text{ kN}$$

Rozstaw pali przy braku nakładania się naprężeń określono ze wzoru

$$2R = 2 * [D/2 + h * \tan \alpha] = 2 * (0,22 + 5,90 * 0,07) = 1,26 \text{ m}$$

Przyjęto trzy rzędy pali w rozstawie co 1,35 x 1,10 m tj. 8 x 3 = 24 szt. (minimalny zakład nie wpływa na łączny wynik).

$$N_{t3} = (337 * 24) * 0,9 = 7\,279,2 \text{ kN} > N_r = 6\,389,64 \text{ kN}$$

Warunek nośności spełniony

4.3 Sprawdzenie pała obciążonego siłą poziomą

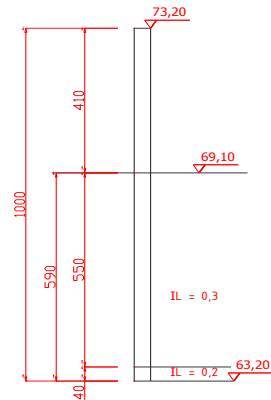
4.3.1. Ustalenie szerokości zastępczej pała dla pała zginanego

Bardziej niekorzystny układ gruntu jest na lewym brzegu

Pał długości $L=10,0 \text{ m}$

Średnica $D=0,4 \text{ m}$

Rozstaw pali 1,35 x 1,10 m



W związku z tym, że rozstaw pali w grupie jest mniejszy od wartości pozwalającej na pominięcie wpływu grupy pali wyznaczono szerokość zastępczą pala

$$D_z = n_1 * n_2 * D$$

gdzie

$$r_1 = 1,35 \text{ m}$$

$$r_2 = 1,10 \text{ m}$$

$$n_1 = r_1 / (1,5D + 0,5) = 1,35 / (0,60 + 0,5) = 1,23$$

$$n_2 = \beta + (1 - \beta) * (r_2 - D) / 1,8 * (1,5D + 0,5) =$$

$$0,50 + (1 - 0,50) * (1,10 - 0,4) / 1,8 * (0,6 + 0,5) =$$

$$= 0,50 + 0,35 / 2,16 = 0,66$$

$$\beta = 0,50$$

$$D_z = n_1 * n_2 * D = 1,0 * 0,66 * 0,4 = 0,26 \text{ m}$$

4.2.2. Ustalenie sztywności pala

Współczynnik podatności bocznej gruntu (wyznaczono dwa współczynniki dla gruntów spoistych – nieznana głębokość sprężystego zagłębienia pala).

Dla warstwy gruntów o $I_L = 0,3$

$$k_x = 9600 \frac{1 - I_L}{D} S_n = 9600 * [(1 - 0,3) / 0,26] * 0,9 = 23\,261 \text{ kN/m}^3$$

$S_n = 0,9$ rura osadowa wwiercana i słabo ubijany beton (tablica 11)

$I_L = 0,3$

$D = 0,26$

Dla warstwy gruntów o $I_L = 0,2$

$$k_x = 9600 \frac{1 - I_L}{D} S_n = 9600 * [(1 - 0,2) / 0,26] * 0,9 = 26\,585 \text{ kN/m}^3$$

$S_n = 0,9$ rura osadowa wwiercana i słabo ubijany beton (tablica 11)

$I_L = 0,2$

$$D = 0,27$$

Wyznaczenie zagłębienia sprężystego pala

$$h_s = \sqrt[n+1]{\frac{4EI}{kxD}} h^n = \sqrt[5]{\frac{4 \cdot 32\,600\,000 \cdot 0,00022}{23\,261 \cdot 0,26}} 5,9 = 1,95$$

$$E = 32\,600\,000 \frac{kN}{m^2}$$

$$J = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{3,14 \cdot 0,26^4}{64} = 0,00022 \text{ m}^4$$

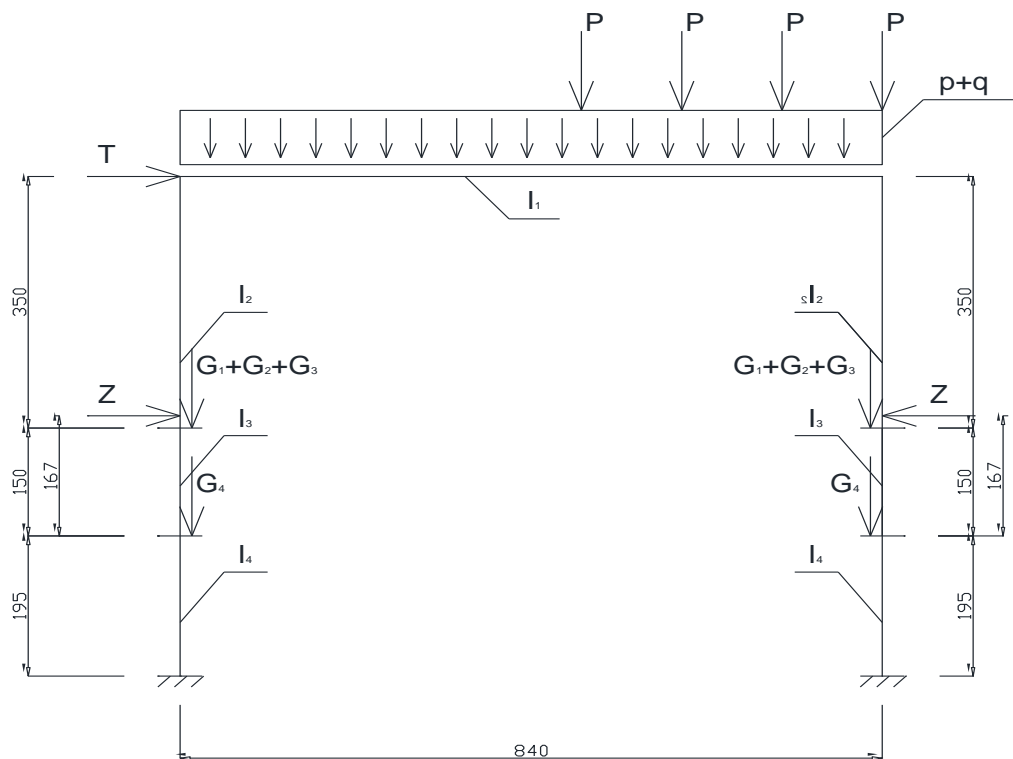
$$D = 0,26$$

$$h = 10 - 4,1 = 5,9$$

$$n = 1$$

5. Wyznaczenie momentów maksymalnych

5.1. Schemat statyczny konstrukcji



Parametry geometryczne

$$I_{x1} = bh^3/12 = 10,08 \cdot 0,55^3 / 12 = 0,1397 \text{ m}^4$$

$$I_{x2} = bh^3/12 = 10,85 \cdot 1,10^3 / 12 = 1,2034 \text{ m}^4$$

$$I_{x3} = bh^3/12 = 11,05 \cdot 3,00^3 / 12 = 24,8625 \text{ m}^4$$

$$I_{x4} = 3J_{x0} + 2 \cdot a_0 \cdot F_0 = 10,08 \cdot 0,55^3 / 12 =$$

$$J_{x0} = 8 * (\pi d^4 / 64 = 3,14 * 0,4^4 / 64) = 0,001256$$

$$F_0 = \pi d^2 / 4 = 3,14 * 0,4^2 / 4 = 0,1256$$

$$a_0 = 1,1$$

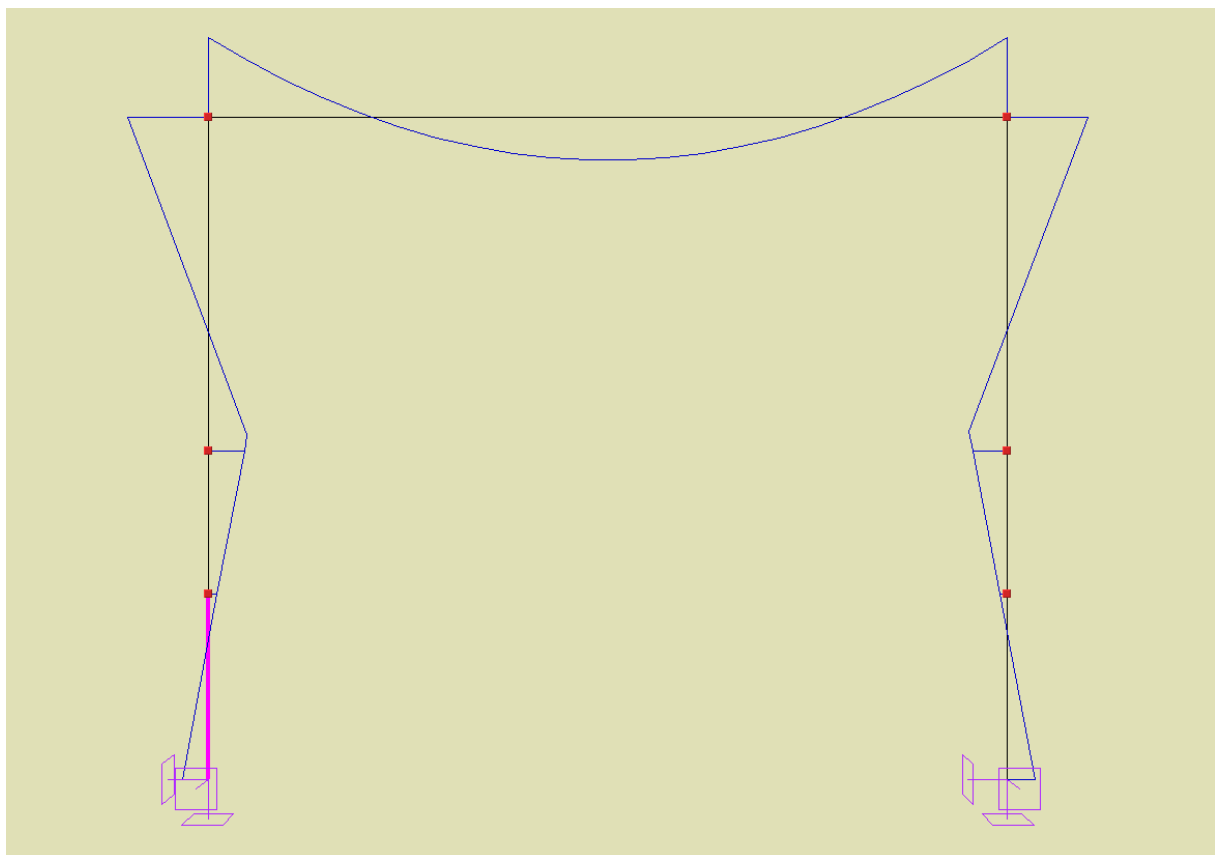
$$I_{x4} = 8 * (3 * 0,001256 + 2 * 1,1 * 0,1256) = 2,2407 \text{ m}^4$$

5.2 Obliczenie statyczne

Obliczeń dokonano przy pomocy programu komputerowego Rama R3D3

Wyniki obliczeń w postaci momentów maksymalnych w przekrojach przedstawiono na wykresach

5.2.1. Konstrukcja obciążona ciężarem własnym, parciem ziemi bez obciążenia ruchomego



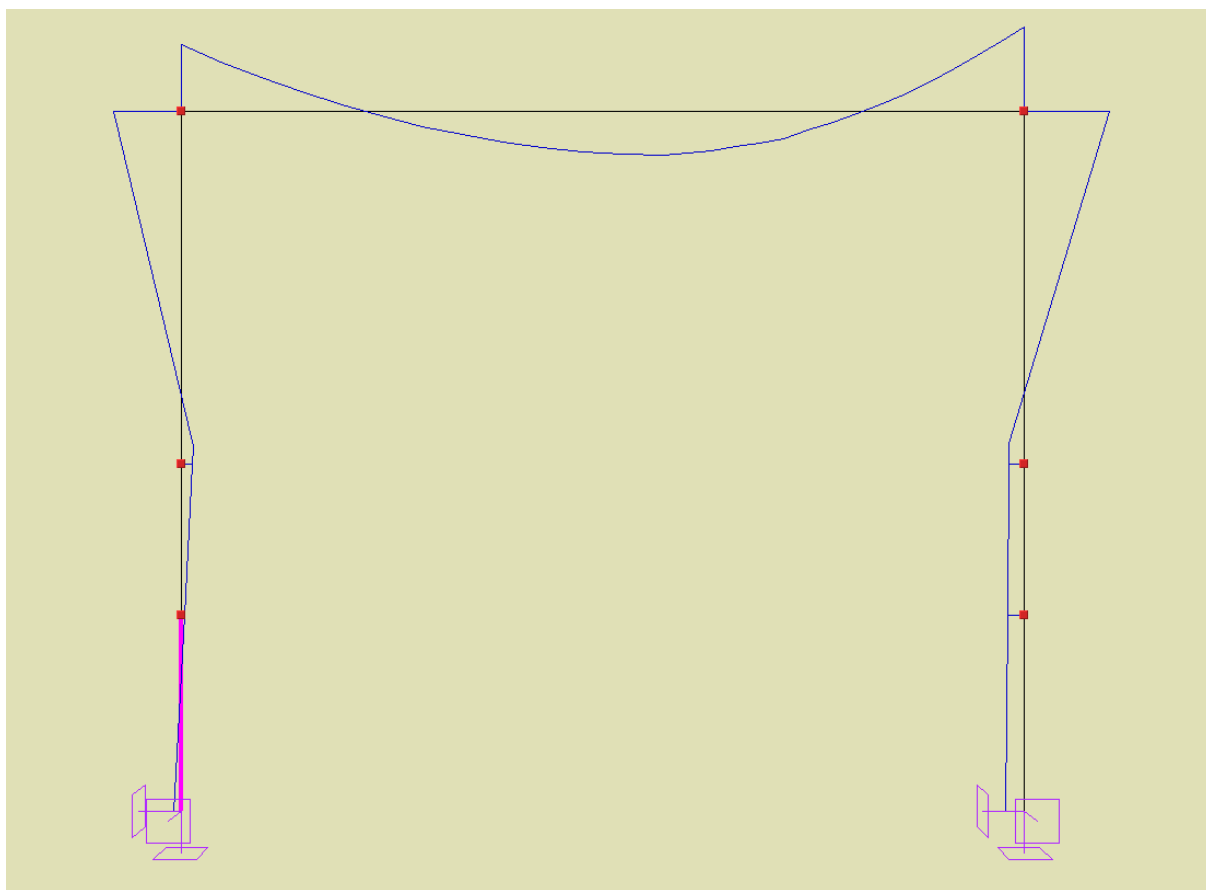
Moment w styku rygla z podporą

$$M_1 = 956,30 \text{ kNm}$$

Moment w przekroju utwierdzenia pala

$$M_2 = 308,73 \text{ kNm}$$

5.2.2. Konstrukcja obciążona ciężarem własnym, parciem ziemi z obciążeniem ruchomym



Moment w styku rygla z podporą

$$M_1 = 1836,29 \text{ kNm}$$

Moment w przekroju utwierdzenia pala

$$M_2 = 373,85 \text{ kNm}$$

6. Wyznaczenie przekroju zbrojenia

6.1 Zbrojenie w połączeniu rygla z podporą

Z analizy momentów wynika, że najbardziej niekorzystny moment w styku połączenia rygla z podporą występuje przy jednoczesnym obciążeniu ciężarem własnym, parciem ziemi z obciążeniem ruchomym. Moment max na długości rygla 10,08 m wynosi 1836,29 kNm stąd na długości 1,00 m wyniesie

$$M_{\max} = 182,17 \text{ kNm}$$

Konstrukcja płyty zespalającej przęsła wykonana zostanie z betonu C30/37 zbrojonego stalą B500SP

$$E_b = 34,6 \text{ GPa}$$

$$E_a = 200 \text{ GPa}$$

$$n = \frac{200}{34,6} = 5,78$$

$$h = 0,55 \text{ m}$$

$$R_b = 20,2 \text{ MPa}$$

$$h_1 = 0,52 \text{ m}$$

$$R_a = 420 \text{ MPa}$$

$$b = 1,00$$

$$x = \frac{n \times R_b}{n \times R_b + R_a} \times h_1 = \frac{5,78 \times 20,2}{5,78 \times 20,2 + 420} \times 0,52 = 0,113 \text{ m}$$

Zbrojenia w połączeniu rygla ramy z podporą

$$A_a = \frac{182,17}{420 \left(0,52 - \frac{0,113}{3} \right) \times 1000} = 0,00090 \text{ m}^2 = 9,0 \text{ cm}^2$$

Przyjęto 10 $\emptyset 12$ o przekroju $11,3 \text{ cm}^2$ lub 5 $\emptyset 16$ o przekroju $10,05 \text{ cm}^2$

6.2. Zbrojenie pala

Z analizy momentów wynika, że najbardziej niekorzystny moment w przekroju utwierdzenia pali występuje przy jednoczesnym obciążeniu ciężarem własnym, parciem ziemi z obciążeniem ruchomym. Moment max w przekroju utwierdzenia wynosi 373,85 kNm stąd na przy 24 palach na jeden pal

$$M_{\max p} = 15,58 \text{ kNm}$$

$$N_t = 337 \text{ kN}$$

$$E_b = 32,6 \text{ GPa}$$

$$E_a = 200 \text{ GPa}$$

$$n = 200 / 32,6 = 6,13$$

$$F_b = 3,14 \times D^2 / 4 = 3,14 \times 0,5 \times 0,5 \times 0,25 = 0,196 \text{ m}^2$$

$$F_a = 8 \times 1,13 / 10000 = 0,0016 \text{ m}^2 \text{ (przyjęto 8 prętów } \emptyset 16)$$

Obliczeń dokonano w oparciu o Modernizację i naprawę mostów żelbetowych A. Muczko E. Stefański tablica 6-15

Stąd

$$\mu = F_a/F_b = 0,0016 / 0,196 = 0,008$$

$$e = M/P = 15,85 / 337 = 0,047 \text{ m}$$

$$e/r = 0,047 / 0,25 = 0,19 \rightarrow \alpha = 180^\circ$$

stąd

$$\alpha = 3,141$$

$$\cos \alpha = -1$$

$$A = 0,00$$

$$B = 0,00$$

$$C = 3,141$$

Obliczył

inż. Czesław Szczesik