

OBLICZENIA STATYCZNO - WYTRZYMAŁOŚCIOWE

OMÓWIENIE OBLICZEŃ

1. Wstęp:

1.1. Przedmiot i cel opracowania:

Przedmiotem opracowania jest omówienie obliczeń statyczno – wytrzymałościowych mostu drogowego w miejscowości Łązek Zaklikowski o przęsłach belkowym z belek strunobetonowych DS9 zespolonych ze sobą płytą uciągającą tworząc schemat statyczny belki ciągłej trójprzęsłowej w ramach inwestycji pn.: „Przebudowa drogi powiatowej nr 1004R Zaklików – Borów wraz z przebudową mostu na rzece Sanna”.

1.2. Podstawa obliczeń:

Normy:

- [1]. PN-85/ S-10030 Obiekty mostowe. Obciążenia
- [2]. PN-EN 1991-2 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 2: Obciążenia ruchome mostów
- [3]. PN-EN 1990 Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji
- [4]. PN-83/ B-02482 Fundamenty budowlane. Nośność pali i fundamentów palowych
- [5]. PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków

Rozporządzenia:

- [1]. Rozporządzenie ministra infrastruktury z dnia 1 sierpnia 2019r. – zmieniające rozporządzenie w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich użytkowanie – Dz. U. 2019 poz. 1642

Wytyczne i piśmiennictwo:

- [1]. Biuro projektowo – badawcze dróg i mostów, Transprojekt – Warszawa Sp. z o.o. „Mosty drogowe – zespolone mosty płytowe z belek strunobetonowych” – Warszawa 2004
- [2]. Przewodnik projektowy do systemu Titan Polska

2. Charakterystyka metod konstrukcji:

Analizie obliczeniowej poddano przęsło mostu drogowego o schemacie statycznym belki ciągłej trójprzęsłowej o rozpiętościach przęseł: 8,90+9,15+8,90m. Obliczeniom poddano elementy obiektu mostowego tj: belki strunobetonowe DS9, podpory mostowe wraz z posadowieniem (skrajne i pośrednie).

Analizę konstrukcji oraz obliczenia statyczno – wytrzymałościowe wykonano na podstawie wiedzy inżynierskiej opierając się głównie na obliczeniach statycznych obiektu mostowego.

3. Charakterystyka podstawowych materiałów konstrukcyjnych:

Poszczególne elementy obiektu mostowego przewidziano z następujących materiałów:

- Belki strunobetonowe DS9 – beton klasy C35/45
- Przyczółki mostowe – beton klasy C30/37, stal klasy A-IIIN

Pozostałe elementy istniejące są elementami istniejącymi (pozostawianymi). Parametry tych elementów bez zmian względem stanu pierwotnego.

4. Przyjęte modele obliczeniowe:

Do obliczeń przyjęto proste modele obliczeniowe. Obliczenia prowadzono opierając się głównie na statyce. Przęsło obiektu mostowego zostało obliczone na oddziaływanie obciążeniem stałym oraz zmiennym (użytkowym) uwzględniając przy tym oddziaływanie powstałe od sił hamowania/ przyspieszania taboru samochodowego LM1 zgodnie z normą [2]. W celu wyznaczenia najniekorzystniejszego przypadku obciążenie taboru samochodowym umieszczono w środku rozpiętości przęsła nr. 1.

Podpory mostowe wraz z ich posadowieniem przeliczono na reakcje powstałe w wyniku obciążenia przęsła obiektu mostowego. Uwzględniono przy tym najniekorzystniejsze przypadki obciążenia. Tabor samochodowy został umieszczony bezpośrednio nad podporą i w obrębie zasypki przyczółków obiektów mostowych.

Dodatkowo w celu wzmocnienia i spełnienia odpowiednich stanów granicznych pod podporą P4 zaproponowano dodatkowo rząd mikropali iniekcyjnych o $D_{eff} = 300$ [mm].

1. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI SŁUPÓW/ PALI – PODPORA POŚREDNIA

1.1 Wyznaczenie reakcji na filar/ słup

OBLICZENIA**1. OBCIĄŻENIA STAŁE:****1.1 Ciężar własny konstrukcji obiektu mostowego:**

Zestawienie obciążeń stałych wg. PN-EN 1991-1-1

1.1.1 Płyta pomostu:

$$A_1 := 2.45 \text{ m}^2 \quad \text{-pole przekroju płyty pomostu}$$

$$G_z := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{-ciężar własny żelbetu}$$

$$g_{k1} := A_1 \cdot G_z = 61.25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

1.1.2 Poprzecznice:

$$G_z := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{-ciężar własny żelbetu}$$

$$g_{k2} := (0.65 \text{ m} \cdot 1.50 \text{ m}) \cdot G_z = 24.375 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{ciężar na m.b poprzecznicy}$$

1.1.3 Dźwigary główne:

$$A_2 := 0.89 \text{ m} \cdot 0.24 \text{ m} \cdot 9 = 1.922 \text{ m}^2$$

$$G_z := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{-ciężar własny żelbetu}$$

$$g_{k3} := A_2 \cdot G_z = 48.06 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ciężar łączny konstrukcji nośnej bez ciężaru poprzecznicy:

$$G_k := g_{k1} + g_{k3} = 109.31 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

1.2 Elementy wyposażenia obiektu mostowego:**1.2.1 Barieroporęcze mostowe:**

$$w_{k1} := 1.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 2 = 2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

1.2.2 Kapy chodnikowe:

$$G_z := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{-ciężar własny żelbetu}$$

$$w_{k2} := (1.26 \text{ m} \cdot 0.23 \text{ m} + 1.26 \text{ m} \cdot 0.23 \text{ m}) \cdot G_z = 14.49 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

1.2.3 Krawężniki kamienne:

$$G_{kr} := 27 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{-ciężar własny krawężnika (granit)}$$

$$w_{k3} := 0.2 \text{ m} \cdot 0.2 \text{ m} \cdot 2 G_{kr} = 2.16 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

1.2.4 Deski gzymsowe:

$$G_d := 23 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{-ciężar własny deski gzymsowej}$$

$$w_{k4} := 0.04\text{m} \cdot 0.6\text{m} \cdot 2 \cdot G_d = 1.104 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ciężar łączny elementów wyposażenia:

$$w_k := w_{k1} + w_{k2} + w_{k3} + w_{k4} = 19.754 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

1.3 Warstwy nawierzchni:**1.3.1 Nawierzchnia drogowa:**

$$G_n := 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{-ciężar własny nawierzchni drogowej}$$

$$w_{k6} := 7.0\text{m} \cdot 0.09\text{m} \cdot G_n = 15.12 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

1.3.2 Nawierzchnia chodnika:

$$G_{ch} := 14 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{-ciężar własny nawierzchni chodnika}$$

$$w_{k7} := (1.26\text{m} + 1.26\text{m}) \cdot 0.01\text{m} \cdot G_{ch} = 0.353 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

1.3.3 Izolacja płyty pomostu:

$$G_i := 0.15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{-ciężar własny izolacji}$$

$$w_{k8} := G_i \cdot (1.5\text{m} \cdot 4 + 7\text{m}) = 1.95 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{-jedna warstwa pod nawierzchnią drogową oraz dwie pod kapami chodnikowymi}$$

Ciężar łączny warstw nawierzchni:

- maksymalny ciężar warstw nawierzchni:

$$G_{\text{max.ww}} := 1.4 \cdot (w_{k6} + w_{k7}) + 1.2 \cdot w_{k8} = 24.002 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- minimalny ciężar warstw nawierzchni:

$$G_{\text{min.ww}} := 0.8 \cdot (w_{k6} + w_{k7}) + 1.8 \cdot w_{k8} = 15.888 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

1.4 Łączny ciężar obciążenia stałego:**Łączne wartości nominalne (bez uwzględnienia ciężaru poprzecznic):**

Maksymalne obciążenie:

$$G_{\text{max}} := G_k + w_k + G_{\text{max.ww}} = 153.066 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Minimalne obciążenie:

$$G_{\text{min}} := G_k + w_k + G_{\text{min.ww}} = 144.952 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Obciążenie przypadające na jeden jedno łożysko (bez uwzględnienia ciężaru poprzecznic):

Wartość charakterystyczna niekorzystnych oddziaływań stałych::

$$G_{k,\text{sup}} := \frac{G_{\text{max}}}{5} = 30.613 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Wartość charakterystyczna korzystnych oddziaływań stałych::

$$G_{k,\text{inf}} := \frac{G_{\text{min}}}{5} = 28.99 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

2. ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ ZMIENNYCH RUCHOMYCH LM1:**2.1 Określenie liczby i szerokości pasów umownych:**

Parametry jezdni:

$w := 7.0\text{m}$ - szerokość jezdni, $w > 6,0\text{m}$

$$n_1 := \text{floor}\left(\frac{\frac{w}{\text{m}}}{3}\right) = 2 \quad \text{- liczba pasów umownych}$$

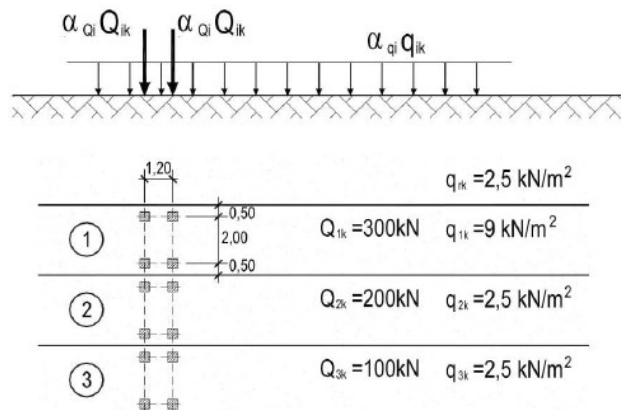
- szerokość pasa umownego: $p := 3.0\text{m}$

- szerokość obszaru pozostałego: $w - p \cdot n_1 = 1\text{m}$

2.2 Obciążenie pionowe, model obciążenia LM1:

Obiekt drogowy, będący tematem projektu zalicza się do klasy II obciążenia. Wartości współczynników dostosowawczych, wynoszą kolejno dla poszczególnych pasów:

$$\alpha_{Q1} := 1.0 \quad \alpha_{Q2} := 1.0 \quad \alpha_{q1} := 1.0 \quad \alpha_{q2} := 1.0 \quad \alpha_{qr} := 1.0$$



Rys.2. Model obciążenia LM1 i jego ustawienie na pasach umownych

Tablica 3: Model obciążenia LM1 – wartości charakterystyczne

Położenie	Układ tandemowy TS	Układ UDL
	obciążenia osi Q_{ik} [kN]	q_{ik} (lub q_{rk}) [kN/m²]
Pas Numer 1	300	9,0
Pas Numer 2	200	2,5
Pas Numer 3	100	2,5
Pozostałe pasy	0	2,5
Obszar pozostały (q_{rk})	0	2,5

Wartości charakterystyczne modelu LM1 przypadające na poszczególne pasy:

Pas numer 1:

$$Q_{1k} := 300 \text{ kN} \cdot \alpha_{Q1} = 300 \cdot \text{kN} \quad - \text{ obciążenie jednej osi}$$

$$Q_{1k.0.5} := \frac{Q_{1k}}{2} = 150 \cdot \text{kN} \quad - \text{ obciążenie jednej siły}$$

$$q_{1k} := 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \alpha_{q1} = 9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Pas numer 2:

$$Q_{2k} := 200 \text{ kN} \cdot \alpha_{Q2} = 200 \cdot \text{kN} \quad - \text{ obciążenie jednej osi}$$

$$Q_{2k.0.5} := \frac{Q_{2k}}{2} = 100 \cdot \text{kN} \quad - \text{ obciążenie jednej siły}$$

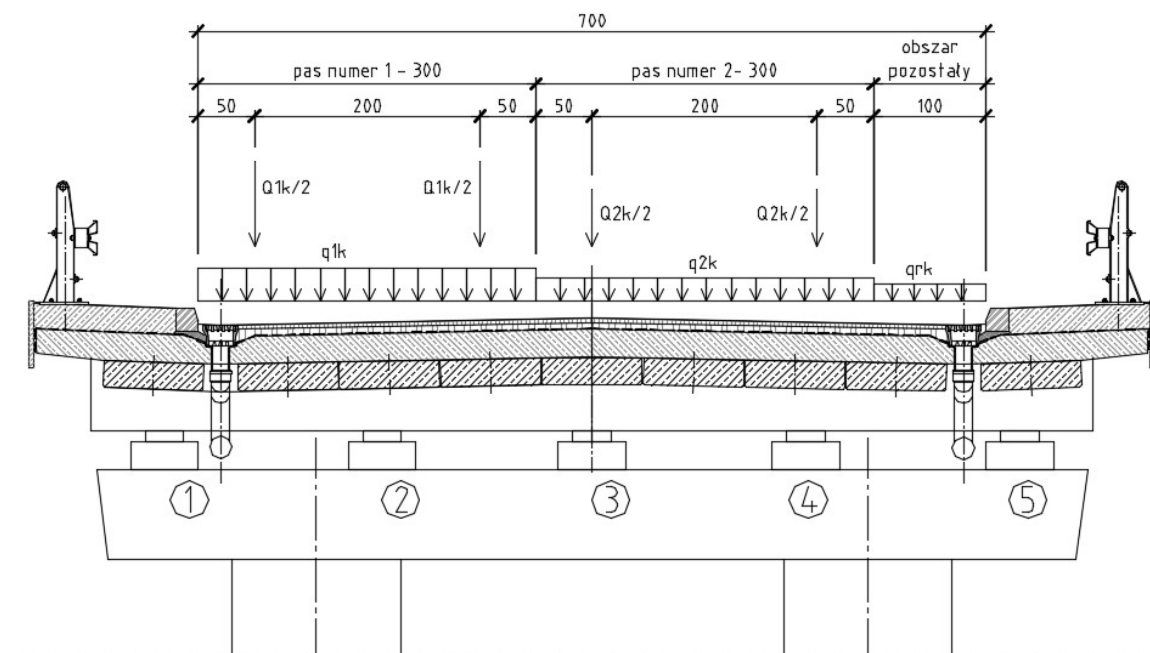
$$q_{2k} := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \alpha_{q2} = 2.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Obszar pozostały:

$$q_{rk} := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \alpha_{qr} = 2.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

2.3 Rozkład poprzeczny obciążeń zmiennych ruchomych:

Rozkład poprzeczny obciążeń zmiennych ruchomych:

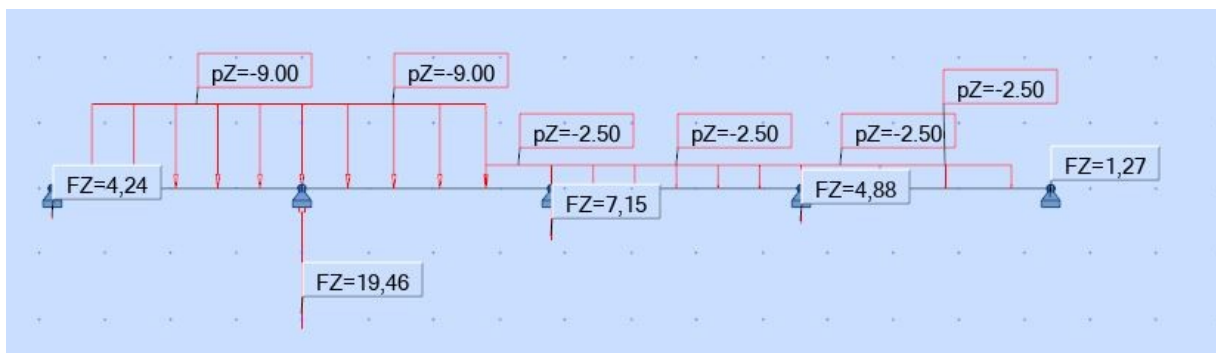


Za pomocą programu Robot zamodelowano belkę ciągłą z 5 podporami (łożyskami) i wyliczono reakcję na poszczególne łożyska od obciążenia układem tandemowym TS oraz obciążenia równomiernego UDL:

Reakcje wywołane układem tandemowym TS:



Reakcje wywołane obciążeniem równomiernym UDL:



Zestawienie wyników:

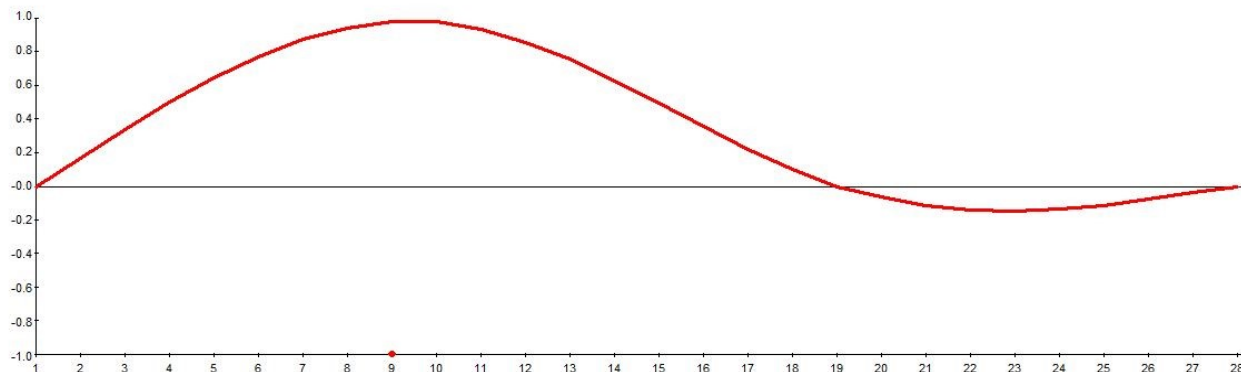
$TS_1 := 61.40 \text{ kN}$	$UDL_1 := 4.24 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
$TS_2 := 185.73 \text{ kN}$	$UDL_2 := 19.46 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
$TS_3 := 159.52 \text{ kN}$	$UDL_3 := 7.15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
$TS_4 := 88.70 \text{ kN}$	$UDL_4 := 4.88 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
$TS_5 := 4.65 \text{ kN}$	$UDL_5 := 1.27 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

3. KOMBINACJE ODDZIAŁYWAŃ I OBCIĄŻEŃ NA POSZCZEGÓLNE ŁOŻYSKA:

3.1 Wyznaczenie maksymalnych reakcji w podporze pośredniej:

3.1.1 Linia wpływu dla reakcji w podporze pośredniej:

Poniżej przedstawiono linię wpływu reakcji w podporze pośredniej. Linię wpływu wyznaczono za pomocą programu Robot Structural Analysis. Linię wpływu odpowiednio opisano za pomocą programu Autocad i odczytano wymagane wartości do dalszych obliczeń.



Węzeł/Przypadek/Skład./Dyst.	FZ (kN)
suma (całka) * (m)	9,93
suma (+) * (m)	10,78
suma (-) * (m)	-0,85

Analizując powyższą linię wpływu. Obciążenie $G_{sup}+UDL$ przyłożono w przęsłach powodujących dociążenie i zwiększenie reakcji podporowej (przęsło nr. 1 i 2), natomiast w przęśle nr. 3 przyłożono jedynie obciążenie G_{inf} . Siły od obciążenia tandemowego TS przyłożono bezpośrednio nad podporą pośrednią w rozstawie 1,20m. Pierwsza siła w całości przenosi się na podporę (wartość siły jednostkowej linii wpływu =1,0), natomiast druga (wartość równa 0,94 odczytana z programu Robot).

Wartości reakcji w podporze pośredniej:

-Układ dwóch sił TS_1 :

$$R_{TS1} := TS_1 \cdot (1.00 + 0.94) = 119.116 \cdot \text{kN}$$

$$R_{TS2} := TS_2 \cdot (1.00 + 0.94) = 360.316 \cdot \text{kN}$$

$$R_{TS3} := TS_3 \cdot (1.00 + 0.94) = 309.469 \cdot \text{kN}$$

$$R_{TS4} := TS_4 \cdot (1.00 + 0.94) = 172.078 \cdot \text{kN}$$

$$R_{TS5} := TS_5 \cdot (1.00 + 0.94) = 9.021 \cdot \text{kN}$$

-Obciążenie równomiernie rozłożone dociążające UDL:

$$R_{UDL1} := UDL_1 \cdot 10.78 \text{m} = 45.707 \cdot \text{kN}$$

$$R_{UDL2} := UDL_2 \cdot 10.78 \text{m} = 209.779 \cdot \text{kN}$$

$$R_{UDL3} := UDL_3 \cdot 10.78 \text{m} = 77.077 \cdot \text{kN}$$

$$R_{UDL4} := UDL_4 \cdot 10.78 \text{m} = 52.606 \cdot \text{kN}$$

$$R_{UDL5} := UDL_5 \cdot 10.78 \text{m} = 13.691 \cdot \text{kN}$$

-Obciążenie równomiernie rozłożone dociążające stałe:

$$R_{G_{sup}} := G_{k,sup} \cdot 10.78 \cdot \text{m} = 330.01 \cdot \text{kN}$$

-Obciążenie równomiernie rozłożone odciążające stałe:

$$R_{G_{inf}} := G_{k,inf} \cdot -0.85 \cdot \text{m} = -24.642 \cdot \text{kN}$$

Kombinacje oddziaływań do modelu belki dwupodporowej (dwa filary):

$$\text{ŁOŻYSKO 1: } 1.35 \cdot (R_{G\text{sup}} + R_{G\text{inf}}) + 1.35 \cdot (R_{TS1} + R_{UDL1}) = 634.758 \cdot \text{kN}$$

$$\text{ŁOŻYSKO 2: } 1.35 \cdot (R_{G\text{sup}} + R_{G\text{inf}}) + 1.35 \cdot (R_{TS2} + R_{UDL2}) = 1181.875 \cdot \text{kN}$$

$$\text{ŁOŻYSKO 3: } 1.35 \cdot (R_{G\text{sup}} + R_{G\text{inf}}) + 1.35 \cdot (R_{TS3} + R_{UDL3}) = 934.084 \cdot \text{kN}$$

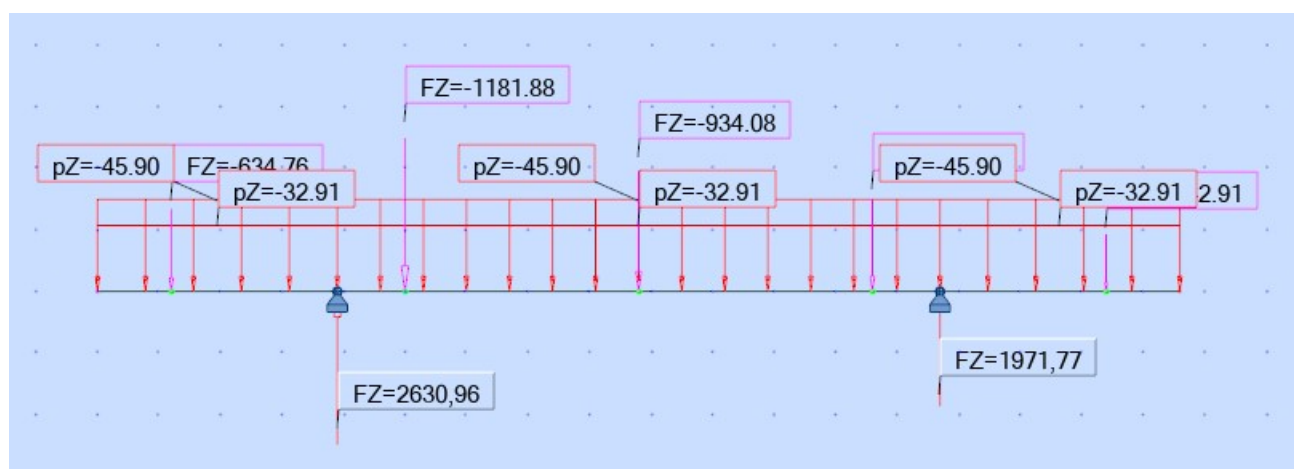
$$\text{ŁOŻYSKO 4: } 1.35 \cdot (R_{G\text{sup}} + R_{G\text{inf}}) + 1.35 \cdot (R_{TS4} + R_{UDL4}) = 715.571 \cdot \text{kN}$$

$$\text{ŁOŻYSKO 5: } 1.35 \cdot (R_{G\text{sup}} + R_{G\text{inf}}) + 1.35 \cdot (R_{TS5} + R_{UDL5}) = 442.908 \cdot \text{kN}$$

***dodatkowo belkę należy obciążyć obciążeniem równomiernie rozłożonym (uwzględniono w modelu):

-od ciężaru poprzecznic: $\underline{g_{k2}} := 1.35 \cdot g_{k2} = 32.91 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

-od ciężaru projektowanego ryglu poziomego filara: $g_{rf} := 1.35 \cdot (0.8\text{m} \cdot 1.7\text{m}) \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 45.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$



Ostatecznie reakcja na słup w części nadziemnej wynosi: $F_f := 2630.96\text{kN}$

Siły hamowania i przyspieszenia:

$$\underline{L_s} := 26.95\text{m}$$

$$Q_{1kd} := \max \left[1.3 \left(0.1 \cdot 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 7.0\text{m} \cdot L + 0.2 \cdot 600\text{kN} \right), 1.3 \cdot 0.3 \cdot 600\text{kN} \right] = 234 \cdot \text{kN}$$

obliczeniowa siła pozioma od sił hamowania/ przyspieszenia

Sprowadzenie sił do poziomu terenu:

$$\underline{e_s} := 7\text{m} \quad \text{ramię siły poziomej}$$

Dodatkowo ciężar słupa w części nadziemnej:

$$G_s := 1.35 \cdot \pi \cdot (0.75\text{m})^2 \cdot 5.75\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 342.937 \cdot \text{kN}$$

$$\underline{V_s} := F_f + G_s = 2973.897 \cdot \text{kN} \quad \text{siła pionowa}$$

$$\underline{H_s} := Q_{1kd} = 234 \cdot \text{kN} \quad \text{siła pozioma}$$

1.2 Sprawdzenie nośności słupa/ filara

Obliczenia przekrojów mostowych wg PN-91/S-10042

(wersja 3.0 zgodna z wersją systemu 24.0.0)

Nazwa zadania : wymiarowanie pała na zginanie.kpm
analiza przekroju żelbetowego

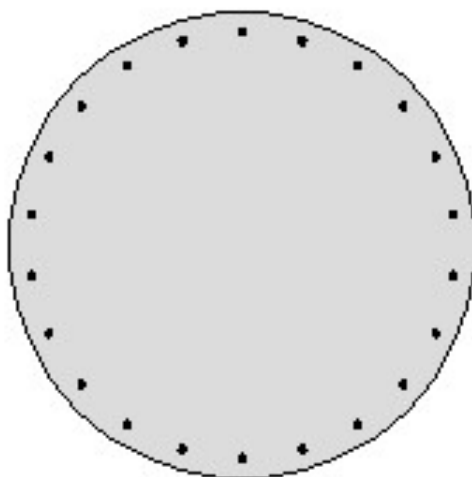
• **Dane :**

Materiał: BETON: B30, $R_{bk} = 2,25$ (kN/cm²)
(przyjęto współczynnik korekcyjny $m_{b1} = 0,85$)
STAL: A-IIIN, $R_{ak} = 49,00$ (kN/cm²)

Geometria: typ elementu: słup o długości $L = 10,00$ (m)
długość wybocheniowa $L(My) = 20,00$ (m)
kształt: kołowy
średnica: $150,00$ (cm)
przekrój brutto: $A = 1,77$ (m²), $I_y = 0,25$ (m⁴), $Z_c = 75,00$ (cm)

Zbrojenie:

rozkład prętów zbrojeniowych w przekroju



sumaryczne zbrojenie $A_{a1} = 83,63$ (cm²), w odległości $6,60$ (cm) od krawędzi przekroju
wymagane zbrojenie minimalne $53,00$ (cm²)

przekrój sprowadzony: $A_c = 1,89$ (m²), $I_{yc} = 0,26$ (m⁴), $Z_{cc} = 70,47$ (cm)
zasięg rdzenia : $r_u = 19,16$ (cm), $r_{u'} = 16,97$ (cm)

Szczegóły rozłożenia prętów zbrojeniowych:

Nr	Średnica	Stal	y [cm]	z [cm]
----	----------	------	--------	--------

• **Wyniki :**

Maksymalne obciążenie dopuszczalne w stanie: **użytkowym**

$N = 4282,21$ (kN)

$M_y = 1584,42$ (kN*m)

mimośrod: - wynikający z projektu	e_0	= 37,00 (cm)
- z odchylenia w położeniu siły N	e_1	= 5,00 (cm)
- z niezamierzonego nachylenia słupa	e_2	= 6,67 (cm)
- z uwzględnienia smukłości	e_3	= 2,11 (cm)
- dla przekroju sprowadzonego	e_c	= 55,31 (cm)
smukłość w płaszczyźnie zginania M_y (m ²)	λ	= 54,43 ($I_b = 0,26$ (m ⁴), $A_b = 1,89$ (m ²))
współczynnik wyboczenia	β	= 0,71
wytrzymałość obliczeniowa betonu przy ściskaniu	R_b	= 1,47 (kN/cm ²)
minimalna wytrzymałość oblicz. prętów dolnych	R_{a1}	= 100000,00 (kN/cm ²) - pręt nr 0
stosunek modułu sprężystości stali i betonu	n	= 15,00
położenie osi obojętnej względem górnej krawędzi	z	= 79,34 (cm)
odkształcenia w stali	maksymalne :	$\varepsilon_{a \max}$ = 0,63 x 10 ⁻³ - pręt nr 1
	minimalne :	$\varepsilon_{a \min}$ = -0,72 x 10 ⁻³ - pręt nr 12
naprężenia w stali	maksymalne :	$\sigma_{a \max}$ = 12,61 (kN/cm ²) - pręt nr 1
	minimalne :	$\sigma_{a \min}$ = -14,32 (kN/cm ²) - pręt nr 12
odkształcenia w betonie na krawędzi górnej		ε_{b2} = 0,78 x 10 ⁻³
naprężenia w betonie na krawędzi górnej		σ_{b2} = 1,04 (kN/cm ²)

• **Nośność słupa/ filara:**

Sprawdzenie obciążeń dopuszczalnych w stanie: **użytkowym**

Siła pionowa - $N = 3145,67 \text{ kN} < N = 4282,21 \text{ (kN)}$ – warunek spełniony

Moment zginający - $M = 1560,55 < M_y = 1584,42 \text{ (kNm)}$ – warunek spełniony

Warunki nośności słupa/ filara zostały spełnione.

1.3 Sprawdzenie nośności pala **fundamentowego**

Obliczenia nośności pali fundamentowych wg PN-83/B-02482

(wersja zgodna z nr. 24.0.0)

Nazwa zadania : Obliczenia nośności pala_wiekszy moment.pfc

• Dane :

Pale : standardowe, w grupie

rodzaj: wiercone
wykonanie: w rurach obsadowych wciąganych
przekrój pala: kołowy, o średnicy 150,00 (cm)
długość pala: 10,00 (m) od poziomu 0,00 (m)
typ głowicy: swobodna
klasa betonu: B 25, beton silnie ubity
układ pali: 2 pale w układzie liniowym,
wzdłuż osi X : rzędy co 5,00 (m) powtórzone 1 raz
Podłoże gruntowe: brak wody gruntowej
brak warstw osiadających

Układ warstw :

Rodzaj gruntu	I_D/I_L	w_n [%]	z [m]	g [kN/m ³]	t [kN/m ²]	q [kN/m ²]
Gлина звязла	0,02	18,00	0,00	20,00	48,90	1899,40

• Nośność pojedynczego pala:

Wytrzymałości gruntu na pobocznicy pala wciskanego

Rodzaj gruntu	z_{sr} [m]	h [m]	S_{si}	t_i [kN/m ²]	N_{si} [kN]
Gлина звязла	-2,50	5,00	0,90	24,45	466,63
Gлина звязла	-7,50	5,00	0,90	48,90	933,27

Wytrzymałości gruntu pod podstawą pala : $q = 1899,40$ (kN/m²) / $S_{pi} = 1,00/$

Nośność pala obciążonego siłą pionową

Nośność N_t (w gruncie nośnym) 4420,76 (kN) ($N_p = 3020,87$, $N_s = 1399,90$)
Nośność N_w - 933,27 (kN)

Nośność pala obciążonego siłą poziomą

wysokość zaczepienia siły nad poz. terenu $h_H = 0,00$ (m)
obliczeniowy poziom terenu: $z_0 = 0,00$ (m)
współczynnik podatności bocznej gruntu $k_x = 10327,68$ (kN/m²)
zagłębienie pala w gruncie $h = 10,00$ (m)
zagłębienie sprężyste pala $h_s = 7,19$ (m)
pal sztywny ($h \leq 1,5 \cdot h_s$), **nośność** $H_r = 1883,33$ (kN)
moment M_{max} od siły poziomej 100 kN 287,70 (kN*m)

• Przemieszczenia pojedynczego pala:

Parametry: moduł średni odksz. gruntu $E_0 = 19998,90$ (kN/m²)
moduł ściśliwości pala $E_t = 30000000,00$ (kN/m²)
moduł odksz. w podstawie $E_b = 22221,00$ (kN/m²)
poziom warstw nieodksz. $z_s = -100,00$ (m)
obliczenia dla pala z warstwą mniej ściśliwą w poziomie podstawy
 $I_{ok} (h/D, K_a) = I_{ok} (6,67, 1500,08) = 1,20$
 $R_A = 1,00$
 $R_h = 0,98$

osiadanie s dla $Q_n=1\ 000$ kN : 5,9 (mm)

(bez uwzględniania tarcia negatywnego i ciężaru własnego)
 przemieszczenie y_0 dla $H_n = 100 \text{ kN}$: **2,6 (mm)**

• **Nośność fundamentu palowego:**

Liczba pali:	$n = 2$	współczynnik korekc.	$m = 0,80$
Najmniejsza odległość pali		$r = 5,00 \text{ (m)}$	
Zasięg strefy naprężeń wokół pala :			
wciskanego	$R = 1,45 \text{ (m)}$	$m_1 = 1,00$	
wyciąganego	$R_w = 1,75 \text{ (m)}$	$m_1 = 1,00$	
Nośność obliczeniowa pala (w grupie)			
wciskanego	$Q_r = 0,80 \cdot (1,00 \cdot 1399,90 + 3020,87) = 3536,24 \text{ (kN)}$		
wyciąganego	$Q_{rw} = -0,80 \cdot 1,00 \cdot 933,27 = -746,36 \text{ (kN)}$		
Ciężar obliczeniowy pala:	$G_p = 457,66 \text{ (kN)}$		

Dopuszczalne pionowe obciążenie obliczeniowe przekazywane na pal:

wciskany	$P_{\max} = 3078,57 \text{ (kN)}$
wyciągany	$P_{\min} = -1204,03 \text{ (kN)}$

Obciążenie obliczeniowe przekazywane na pal:

wciskany	$P_{\max} = 2973,90 \text{ (kN)} < P_{\lim} = 3078,57 \text{ (kN)}$
-----------------	--

Warunek nośności pala żelbetowego wciskanego został spełniony.

• **Wyznaczenie sił wewnętrznych działające na słup żelbetowy (filar):**

$h = 287,70 \text{ kNm} / 100 \text{ kN} = 2,88 \text{ m}$ – poziom utwierdzenia pala fundamentowego
 $e+h = 7 \text{ m} + 2,88 \text{ m} = 9,88 \text{ m}$ – całkowite ramię siły poziome do utwierdzenia pala
 $M = H \cdot 9,88 \text{ m} = 157,95 \text{ kN} \cdot 9,88 \text{ m} = 1560,55 \text{ kNm}$ – moment działający w utwierdzeniu słupa
 $V = 2973,90 \text{ kN} + 1,35 \cdot 2,88 \text{ m} \cdot 0,75 \text{ m}^2 \cdot \pi \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 3145,67 \text{ kN}$ – siła pionowa w utw. słupa

Do obliczeń słupa przyjęto:

$M = 1560,55 \text{ kNm}$

$V = 3145,67 \text{ kN}$

$L = 10 \text{ m}$ (długość wyboczeniowa $u=2 \cdot 10=20 \text{ m}$)

2. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI PODPORY/ PALI – PODPORY SKRAJNE

2.1 Wyznaczenie reakcji na łożyska

OBLICZENIA**1. OBCIĄŻENIA STAŁE:****1.1 Ciężar własny konstrukcji obiektu mostowego:**

Zestawienie obciążeń stałych wg. PN-EN 1991-1-1

1.1.1 Płyta pomostu:

$$A_1 := 2.45 \text{ m}^2 \quad \text{-pole przekroju płyty pomostu}$$

$$G_z := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{-ciężar własny żelbetu}$$

$$g_{k1} := A_1 \cdot G_z = 61.25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

1.1.2 Poprzecznice:

$$G_z := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{-ciężar własny żelbetu}$$

$$g_{k2} := (0.65 \text{ m} \cdot 0.60 \text{ m}) \cdot G_z = 9.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{ciężar na m.b poprzecznicy}$$

1.1.3 Dźwigary główne:

$$A_2 := 0.89 \text{ m} \cdot 0.24 \text{ m} \cdot 9 = 1.922 \text{ m}^2$$

$$G_z := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{-ciężar własny żelbetu}$$

$$g_{k3} := A_2 \cdot G_z = 48.06 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ciężar łączny konstrukcji nośnej bez ciężaru poprzecznicy:

$$G_k := g_{k1} + g_{k3} = 109.31 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

1.2 Elementy wyposażenia obiektu mostowego:**1.2.1 Barieroporęcze mostowe:**

$$w_{k1} := 1.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 2 = 2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

1.2.2 Kapy chodnikowe:

$$G_z := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{-ciężar własny żelbetu}$$

$$w_{k2} := (1.26 \text{ m} \cdot 0.23 \text{ m} + 1.26 \text{ m} \cdot 0.23 \text{ m}) \cdot G_z = 14.49 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

1.2.3 Krawężniki kamienne:

$$G_{kr} := 27 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{-ciężar własny krawężnika (granit)}$$

$$w_{k3} := 0.2 \text{ m} \cdot 0.2 \text{ m} \cdot 2 G_{kr} = 2.16 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

1.2.4 Deski gzymsowe:

$$G_d := 23 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{-ciężar własny deski gzymsowej}$$

$$w_{k4} := 0.04\text{m} \cdot 0.6\text{m} \cdot 2 \cdot G_d = 1.104 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ciężar łączny elementów wyposażenia:

$$w_k := w_{k1} + w_{k2} + w_{k3} + w_{k4} = 19.754 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

1.3 Warstwy nawierzchni:**1.3.1 Nawierzchnia drogowa:**

$$G_n := 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{-ciężar własny nawierzchni drogowej}$$

$$w_{k6} := 7.0\text{m} \cdot 0.09\text{m} \cdot G_n = 15.12 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

1.3.2 Nawierzchnia chodnika:

$$G_{ch} := 14 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{-ciężar własny nawierzchni chodnika}$$

$$w_{k7} := (1.26\text{m} + 1.26\text{m}) \cdot 0.01\text{m} \cdot G_{ch} = 0.353 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

1.3.3 Izolacja płyty pomostu:

$$G_i := 0.15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{-ciężar własny izolacji}$$

$$w_{k8} := G_i \cdot (1.5\text{m} \cdot 4 + 7\text{m}) = 1.95 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{-jedna warstwa pod nawierzchnią drogową oraz dwie pod kapami chodnikowymi}$$

Ciężar łączny warstw nawierzchni:

- maksymalny ciężar warstw nawierzchni:

$$G_{\text{max.ww}} := 1.4 \cdot (w_{k6} + w_{k7}) + 1.2 \cdot w_{k8} = 24.002 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- minimalny ciężar warstw nawierzchni:

$$G_{\text{min.ww}} := 0.8 \cdot (w_{k6} + w_{k7}) + 1.8 \cdot w_{k8} = 15.888 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

1.4 Łączny ciężar obciążenia stałego:**Łączne wartości nominalne (bez uwzględnienia ciężaru poprzecznic):**

Maksymalne obciążenie:

$$G_{\text{max}} := G_k + w_k + G_{\text{max.ww}} = 153.066 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Minimalne obciążenie:

$$G_{\text{min}} := G_k + w_k + G_{\text{min.ww}} = 144.952 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Obciążenie przypadające na jeden jedno łożysko (bez uwzględnienia ciężaru poprzeczniczy):

Wartość charakterystyczna niekorzystnych oddziaływań stałych::

$$G_{k,\text{sup}} := \frac{G_{\text{max}}}{5} = 30.613 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Wartość charakterystyczna korzystnych oddziaływań stałych::

$$G_{k,\text{inf}} := \frac{G_{\text{min}}}{5} = 28.99 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

2. ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ ZMIENNYCH RUCHOMYCH LM1:**2.1 Określenie liczby i szerokości pasów umownych:**

Parametry jezdni:

$w := 7.0\text{m}$ - szerokość jezdni, $w > 6,0\text{m}$

$$n_1 := \text{floor}\left(\frac{\frac{w}{\text{m}}}{3}\right) = 2 \quad \text{- liczba pasów umownych}$$

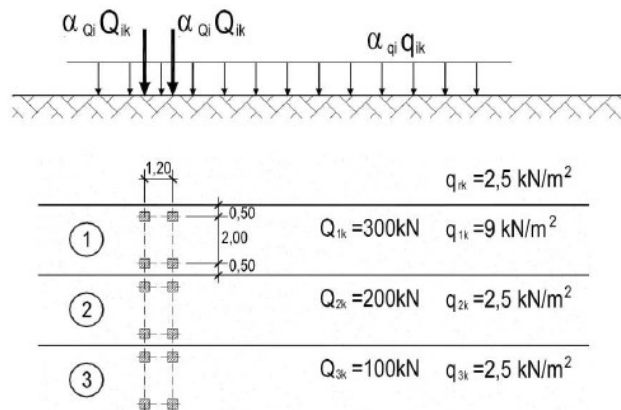
- szerokość pasa umownego: $p := 3.0\text{m}$

- szerokość obszaru pozostałego: $w - p \cdot n_1 = 1\text{m}$

2.2 Obciążenie pionowe, model obciążenia LM1:

Obiekt drogowy, będący tematem projektu zalicza się do klasy II obciążenia. Wartości współczynników dostosowawczych, wynoszą kolejno dla poszczególnych pasów:

$$\alpha_{Q1} := 1.0 \quad \alpha_{Q2} := 1.0 \quad \alpha_{q1} := 1.0 \quad \alpha_{q2} := 1.0 \quad \alpha_{qr} := 1.0$$



Rys.2. Model obciążenia LM1 i jego ustawienie na pasach umownych

Tablica 3: Model obciążenia LM1 – wartości charakterystyczne

Położenie	Układ tandemowy TS	Układ UDL
	obciążenia osi Q_{ik} [kN]	q_{ik} (lub q_{rk}) [kN/m ²]
Pas Numer 1	300	9,0
Pas Numer 2	200	2,5
Pas Numer 3	100	2,5
Pozostałe pasy	0	2,5
Obszar pozostały (q_{rk})	0	2,5

Wartości charakterystyczne modelu LM1 przypadające na poszczególne pasy:

Pas numer 1:

$$Q_{1k} := 300 \text{ kN} \cdot \alpha_{Q1} = 300 \cdot \text{kN} \quad - \text{ obciążenie jednej osi}$$

$$Q_{1k.0.5} := \frac{Q_{1k}}{2} = 150 \cdot \text{kN} \quad - \text{ obciążenie jednej siły}$$

$$q_{1k} := 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \alpha_{q1} = 9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Pas numer 2:

$$Q_{2k} := 200 \text{ kN} \cdot \alpha_{Q2} = 200 \cdot \text{kN} \quad - \text{ obciążenie jednej osi}$$

$$Q_{2k.0.5} := \frac{Q_{2k}}{2} = 100 \cdot \text{kN} \quad - \text{ obciążenie jednej siły}$$

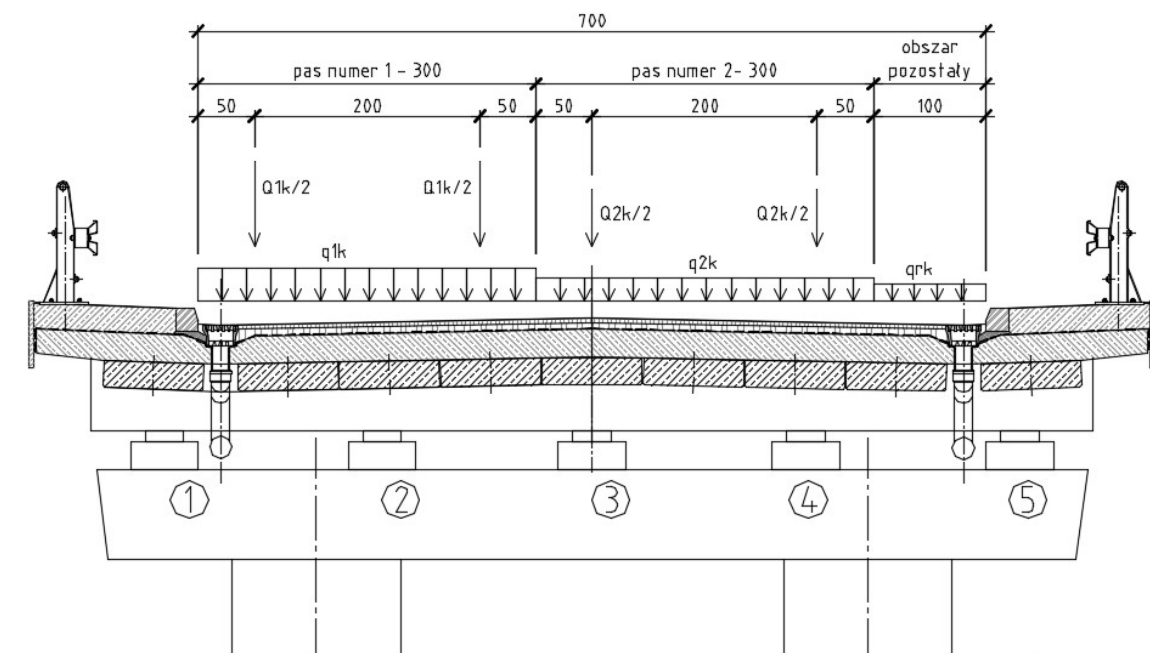
$$q_{2k} := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \alpha_{q2} = 2.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Obszar pozostały:

$$q_{rk} := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \alpha_{qr} = 2.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

2.3 Rozkład poprzeczny obciążeń zmiennych ruchomych:

Rozkład poprzeczny obciążeń zmiennych ruchomych:

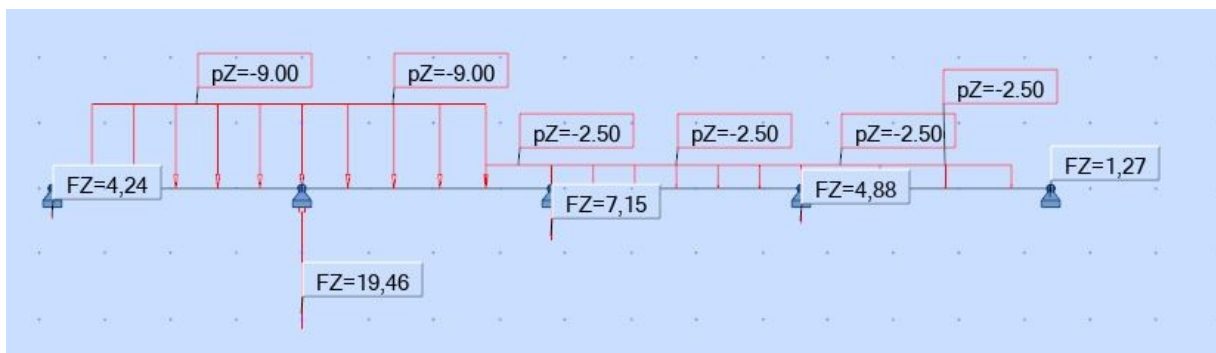


Za pomocą programu Robot zamodelowano belkę ciągłą z 5 podporami (łożyskami) i wyliczono reakcję na poszczególne łożyska od obciążenia układem tandemowym TS oraz obciążenia równomiernego UDL:

Reakcje wywołane układem tandemowym TS:



Reakcje wywołane obciążeniem równomiernym UDL:



Zestawienie wyników:

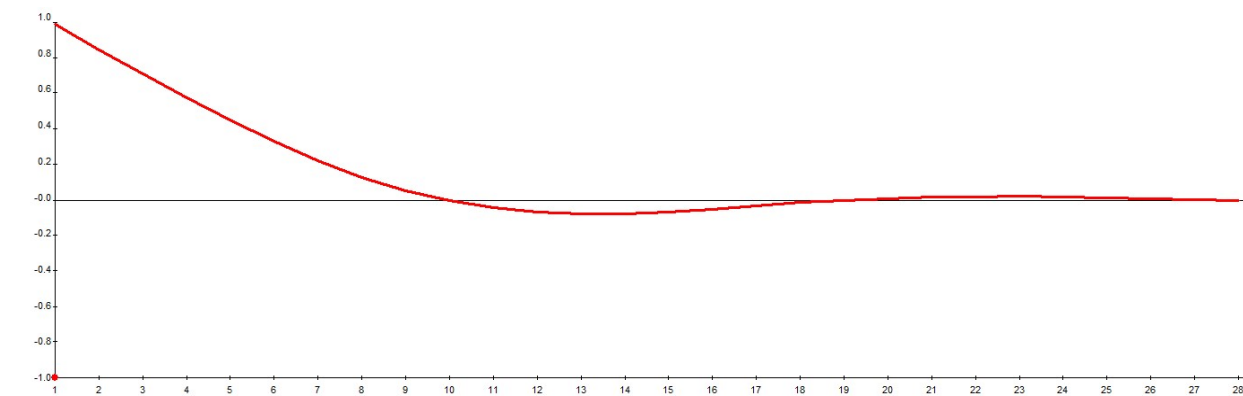
$TS_1 := 61.40 \text{ kN}$	$UDL_1 := 4.24 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
$TS_2 := 185.73 \text{ kN}$	$UDL_2 := 19.46 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
$TS_3 := 159.52 \text{ kN}$	$UDL_3 := 7.15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
$TS_4 := 88.70 \text{ kN}$	$UDL_4 := 4.88 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
$TS_5 := 4.65 \text{ kN}$	$UDL_5 := 1.27 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

3. KOMBINACJE ODDZIAŁYWAŃ I OBCIĄŻEŃ NA POSZCZEGÓLNE ŁOŻYSKA:

3.1 Wyznaczenie maksymalnych reakcji w podporze skrajnej:

3.1.1 Linia wpływu dla reakcji w podporze skrajnej:

Poniżej przedstawiono linię wpływu reakcji w podporze pośredniej. Linię wpływu wyznaczono za pomocą programu Robot Structural Analysis. Linię wpływu odpowiednio opisano za pomocą programu Autocad i odczytano wymagane wartości do dalszych obliczeń.



Węzeł/Przypadek/Skład./Dyst.	FZ (kN)
suma (całka) * (m)	3,55
suma (+) * (m)	4,02
suma (-) * (m)	-0,47

Analizując powyższą linię wpływu. Obciążenie $G_{sup}+UDL$ przyłożono w przęsłach powodujących dociążenie i zwiększenie reakcji podporowej (przęsło nr. 1 i 3), natomiast w przęśle nr. 2 przyłożono jedynie obciążenie G_{inf} . Siły od obciążenia tandemowego TS przyłożono bezpośrednio nad podporą skrajną w rozstawie 1,20m. Pierwsza siła w całości przenosi się na podporę (wartość siły jednostkowej linii wpływu =1,0), natomiast druga (wartość równa 0,85 odczytana z programu Robot).

Wartości reakcji w podporze pośredniej:

-Układ dwóch sił TS_1 :

$$R_{TS1} := TS_1 \cdot (1.00 + 0.85) = 113.59 \cdot \text{kN}$$

$$R_{TS2} := TS_2 \cdot (1.00 + 0.85) = 343.601 \cdot \text{kN}$$

$$R_{TS3} := TS_3 \cdot (1.00 + 0.85) = 295.112 \cdot \text{kN}$$

$$R_{TS4} := TS_4 \cdot (1.00 + 0.85) = 164.095 \cdot \text{kN}$$

$$R_{TS5} := TS_5 \cdot (1.00 + 0.85) = 8.602 \cdot \text{kN}$$

-Obciążenie równomiernie rozłożone dociążające UDL:

$$R_{UDL1} := UDL_1 \cdot 4.02\text{m} = 17.045 \cdot \text{kN}$$

$$R_{UDL2} := UDL_2 \cdot 4.02\text{m} = 78.229 \cdot \text{kN}$$

$$R_{UDL3} := UDL_3 \cdot 4.02\text{m} = 28.743 \cdot \text{kN}$$

$$R_{UDL4} := UDL_4 \cdot 4.02\text{m} = 19.618 \cdot \text{kN}$$

$$R_{UDL5} := UDL_5 \cdot 4.02\text{m} = 5.105 \cdot \text{kN}$$

-Obciążenie równomiernie rozłożone dociążające stałe:

$$R_{G_{sup}} := G_{k,sup} \cdot 4.02 \cdot \text{m} = 123.065 \cdot \text{kN}$$

-Obciążenie równomiernie rozłożone odciążające stałe:

$$R_{G_{inf}} := G_{k,inf} \cdot -0.47 \cdot \text{m} = -13.626 \cdot \text{kN}$$

Reakcje na łożyska (pionowe) - obciążenie stałe + zmienne - wartości obliczeniowe:

$$\text{ŁOŻYSKO 1: } V_{d1} := 1.35 \cdot (R_{Gsup} + R_{Ginf}) + 1.35 \cdot (R_{TS1} + R_{UDL1}) + 1.35 \cdot g_{k2} \cdot 1.6m = 345.16 \cdot kN$$

$$\text{ŁOŻYSKO 2: } V_{d2} := 1.35 \cdot (R_{Gsup} + R_{Ginf}) + 1.35 \cdot (R_{TS2} + R_{UDL2}) + 1.35 \cdot g_{k2} \cdot 1.9m = 742.222 \cdot kN$$

$$\text{ŁOŻYSKO 3: } V_{d3} := 1.35 \cdot (R_{Gsup} + R_{Ginf}) + 1.35 \cdot (R_{TS3} + R_{UDL3}) + 1.35 \cdot g_{k2} \cdot 1.9m = 609.956 \cdot kN$$

$$\text{ŁOŻYSKO 4: } V_{d4} := 1.35 \cdot (R_{Gsup} + R_{Ginf}) + 1.35 \cdot (R_{TS4} + R_{UDL4}) + 1.35 \cdot g_{k2} \cdot 1.9m = 420.764 \cdot kN$$

$$\text{ŁOŻYSKO 5: } V_{d5} := 1.35 \cdot (R_{Gsup} + R_{Ginf}) + 1.35 \cdot (R_{TS5} + R_{UDL5}) + 1.35 \cdot g_{k2} \cdot 1.6m = 187.309 \cdot kN$$

Reakcje na łożyska (pionowe) - obciążenie stałe - wartości charakterystyczne:

$$\text{ŁOŻYSKO 1: } V_{k1} := 1.0 \cdot (R_{Gsup} + R_{Ginf}) + 1.0 \cdot g_{k2} \cdot 1.6m = 125.039 \cdot kN$$

$$\text{ŁOŻYSKO 2: } V_{k2} := 1.0 \cdot (R_{Gsup} + R_{Ginf}) + 1.0 \cdot g_{k2} \cdot 1.9m = 127.964 \cdot kN$$

$$\text{ŁOŻYSKO 3: } V_{k3} := 1.0 \cdot (R_{Gsup} + R_{Ginf}) + 1.0 \cdot g_{k2} \cdot 1.9m = 127.964 \cdot kN$$

$$\text{ŁOŻYSKO 4: } V_{k4} := 1.0 \cdot (R_{Gsup} + R_{Ginf}) + 1.0 \cdot g_{k2} \cdot 1.9m = 127.964 \cdot kN$$

$$\text{ŁOŻYSKO 5: } V_{k5} := 1.0 \cdot (R_{Gsup} + R_{Ginf}) + 1.0 \cdot g_{k2} \cdot 1.6m = 125.039 \cdot kN$$

Reakcje na łożyska (poziome) - tarcie - wartości obliczeniowe:

Przyjęto współczynnik tarcia dla stal-teflon: $f := 0.05$

$$\text{ŁOŻYSKO 1: } H_{d1} := V_{k1} \cdot f \cdot 1.5 = 9.378 \cdot kN$$

$$\text{ŁOŻYSKO 2: } H_{d2} := V_{k2} \cdot f \cdot 1.5 = 9.597 \cdot kN$$

$$\text{ŁOŻYSKO 3: } H_{d3} := V_{k3} \cdot f \cdot 1.5 = 9.597 \cdot kN$$

$$\text{ŁOŻYSKO 4: } H_{d4} := V_{k4} \cdot f \cdot 1.5 = 9.597 \cdot kN$$

$$\text{ŁOŻYSKO 5: } H_{d5} := V_{k5} \cdot f \cdot 1.5 = 9.378 \cdot kN$$

2.2 Sprowadzenie sił do spodu fundamentu – podpora P1 – przypadek 1

Sprowadzenie sił wewnętrznych do spodu oczepu fundamentu:**Siły od łożysk, od przęsła obiektu mostowego:**

$$V_1 := V_{d1} + V_{d2} + V_{d3} + V_{d4} + V_{d5} = 2305.41 \cdot \text{kN}$$

$$\text{mimośród siły : } e_1 := 0$$

$$M_1 := V_1 \cdot e_1 = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment stabilizujący}$$

$$H_1 := H_{d1} + H_{d2} + H_{d3} + H_{d4} + H_{d5} = 47.548 \cdot \text{kN}$$

$$\text{mimośród siły : } e_2 := 3.08 \text{ m}$$

$$M_2 := H_1 \cdot e_2 = 146.448 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment destabilizujący}$$

Ciężar własny podpory mostowej:

$$G_{p1} := 1.35 \cdot 2.50 \text{ m}^2 \cdot 8.20 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 691.875 \cdot \text{kN}$$

$$\text{mimośród siły : } e_3 := 0 \text{ m}$$

$$M_3 := G_{p1} \cdot e_3 = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment stabilizujący}$$

Ciężar własny skrzydeł:

$$G_{p2} := 1.35 \cdot 2 \cdot 9.90 \text{ m}^2 \cdot 0.6 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 400.95 \cdot \text{kN}$$

$$\text{mimośród siły : } e_4 := 1.51 \text{ m}$$

$$M_4 := G_{p2} \cdot e_4 = 605.434 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment stabilizujący}$$

Ciężar własny oczepu fundamentu:

$$G_{p3} := 1.35 \cdot 9.90 \text{ m} \cdot 3.00 \text{ m} \cdot 0.80 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 801.9 \cdot \text{kN}$$

$$\text{mimośród siły : } e_5 := 0.50 \text{ m}$$

$$M_5 := G_{p3} \cdot e_5 = 400.95 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment stabilizujący}$$

Ciężar gruntu na odsadźce od strony zasypki:

$$G_{p4} := 1.35 \cdot 3.30 \text{ m} \cdot 1.60 \text{ m} \cdot 8.20 \text{ m} \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 1168.992 \cdot \text{kN}$$

$$\text{mimośród siły : } e_6 := 1.20 \text{ m}$$

$$M_6 := G_{p4} \cdot e_6 = 1402.79 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment stabilizujący}$$

Ciężar gruntu na odsadźce od strony przeszkody:

$$G_{p5} := 1.35 \cdot 0.36 \text{ m} \cdot 0.60 \text{ m} \cdot 9.40 \text{ m} \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 54.821 \cdot \text{kN}$$

$$\text{mimośród siły : } e_7 := 0.70 \text{ m}$$

$$M_7 := G_{p5} \cdot e_7 = 38.375 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment destabilizujący}$$

Parcie gruntu na przyczółek od strony zasypki:

$K_s := 0.65$ współczynnik parcia

$$H_2 := 1.35 \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot K_s \cdot 3.30\text{m} \cdot 3.30\text{m} \cdot 0.5 \cdot 8.20\text{m} = 783.59 \cdot \text{kN}$$

mimośrodek siły: $e_g := \frac{1}{3} \cdot 3.30\text{m} + 0.8\text{m} = 1.9\text{m}$

$$M_8 := H_2 \cdot e_g = 1488.821 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment destabilizujący}$$

Ostateczne wartości sił sprowadzone do spodu oczepu pali fundamentowych (środek grupy pali fundamentowych):

$$V_F := V_1 + G_{p1} + G_{p2} + G_{p3} + G_{p4} + G_{p5} = 5423.95 \cdot \text{kN} \quad \text{siła pionowa działająca w dół}$$

$$H_F := H_2 + H_1 = 831.138 \cdot \text{kN} \quad \text{siła pozioma działająca w stronę przeszkody}$$

$$M_F := M_1 - M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 - M_7 - M_8 = 735.532 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \text{moment zginający, obrót w stronę zasypki}$$

2.3 Sprowadzenie sił do spodu fundamentu – podpora P1 – przypadek 2

Sprowadzenie sił wewnętrznych do spodu oczepu fundamentu:**Siły od łożysk, od przęsła obiektu mostowego:**

$$V_1 := V_{d1} + V_{d2} + V_{d3} + V_{d4} + V_{d5} = 855.86 \cdot \text{kN}$$

$$\text{mimośród siły } e_1 := 0$$

$$M_1 := V_1 \cdot e_1 = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment stabilizujący}$$

$$H_1 := H_{d1} + H_{d2} + H_{d3} + H_{d4} + H_{d5} = 47.548 \cdot \text{kN}$$

$$\text{mimośród siły } e_2 := 3.08 \text{ m}$$

$$M_2 := H_1 \cdot e_2 = 146.448 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment destabilizujący}$$

Ciężar własny podpory mostowej:

$$G_{p1} := 1.35 \cdot 2.50 \text{ m}^2 \cdot 8.20 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 691.875 \cdot \text{kN}$$

$$\text{mimośród siły } e_3 := 0 \text{ m}$$

$$M_3 := G_{p1} \cdot e_3 = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment stabilizujący}$$

Ciężar własny skrzydeł:

$$G_{p2} := 1.35 \cdot 2 \cdot 9.90 \text{ m}^2 \cdot 0.6 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 400.95 \cdot \text{kN}$$

$$\text{mimośród siły } e_4 := 1.51 \text{ m}$$

$$M_4 := G_{p2} \cdot e_4 = 605.434 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment stabilizujący}$$

Ciężar własny oczepu fundamentu:

$$G_{p3} := 1.35 \cdot 9.90 \text{ m} \cdot 3.00 \text{ m} \cdot 0.80 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 801.9 \cdot \text{kN}$$

$$\text{mimośród siły } e_5 := 0.50 \text{ m}$$

$$M_5 := G_{p3} \cdot e_5 = 400.95 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment stabilizujący}$$

Ciężar gruntu na odsadźce od strony zasypki:

$$G_{p4} := 1.35 \cdot 3.30 \text{ m} \cdot 1.60 \text{ m} \cdot 8.20 \text{ m} \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 1168.992 \cdot \text{kN}$$

$$\text{mimośród siły } e_6 := 1.20 \text{ m}$$

$$M_6 := G_{p4} \cdot e_6 = 1402.79 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment stabilizujący}$$

Ciężar gruntu na odsadźce od strony przeszkody:

$$G_{p5} := 1.35 \cdot 0.36 \text{ m} \cdot 0.60 \text{ m} \cdot 9.40 \text{ m} \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 54.821 \cdot \text{kN}$$

$$\text{mimośród siły } e_7 := 0.70 \text{ m}$$

$$M_7 := G_{p5} \cdot e_7 = 38.375 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment destabilizujący}$$

Parcie gruntu na przyczółek od strony zasyпки:

$K := 0.65$ współczynnik parcia

$$H_2 := 1.35 \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot K \cdot 3.30\text{m} \cdot 3.30\text{m} \cdot 0.5 \cdot 8.20\text{m} = 783.59 \cdot \text{kN}$$

mimośród siły $e_8 := \frac{1}{3} \cdot 3.30\text{m} + 0.8\text{m} = 1.9\text{m}$
:

$$M_8 := H_2 \cdot e_8 = 1488.821 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment destabilizujący}$$

Parcie gruntu na przyczółek od obciążenia ruchomego UDL:

Przyjęto kąt tarcia zasyпки przyczółka $\varphi := 33\text{deg}$

Wysokość przyczółka: $h := 3.30\text{m}$

Długość obciążenia wpływającego na

$$\varphi_1 := 45\text{deg} + \frac{\varphi}{2} = 61.5 \cdot \text{deg}$$

$$\varphi_2 := 90\text{deg} - \varphi_1 = 28.5 \cdot \text{deg}$$

$$l := \tan(\varphi_2) \cdot h = 1.792\text{m}$$

Sprowadzenie obciążenia UDL do wypadkowej siły skupionej-wartość obliczeniowa:

$$P_1 := (q_{1k} + q_{2k}) \cdot 1.35 \cdot (l + 3.0\text{m}) + q_{rk} \cdot 1.35 \cdot l \cdot 1.0\text{m} = 89.498 \cdot \text{kN} \quad \text{siła pionowa od obciążenia naziomu}$$

$$E_{Q1} := P_1 \cdot \tan\left(45\text{deg} - \frac{\varphi}{2}\right) = 48.594 \cdot \text{kN} \quad \text{siła pozioma od obciążenia naziomu}$$

siła pionowa działa po ramieniu: $e_9 := \frac{l}{2} + 0.40\text{m} = 1.296\text{m}$

siła pozioma działa po ramieniu: $e_{10} := \frac{4.1\text{m}}{2} + 0.8\text{m} = 2.85\text{m}$

$$M_9 := P_1 \cdot e_9 = 115.979 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment stabilizujący}$$

$$M_{10} := E_{Q1} \cdot e_{10} = 138.491 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment destabilizujący}$$

Parcie gruntu na przyczółek od obciążenia ruchomego tandemowego TS:

Rozłożenie tandemów na obciążenie równomierne zgodnie z normą na prostokąt o wymiarach

$$q_{11} := \frac{Q_{1k}}{3\text{m} \cdot 2.4\text{m}} = 41.667 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad q_{12} := \frac{Q_{2k}}{3\text{m} \cdot 2.4\text{m}} = 27.778 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Następnie sprowadzenie do siły skupionej - wartość obliczeniowa:

$$P_2 := q_{11} \cdot 3.0\text{m} \cdot l \cdot 1.35 + q_{12} \cdot 3.0\text{m} \cdot l \cdot 1.35 = 503.931 \cdot \text{kN} \quad \text{siła pionowa od obciążenia naziomu}$$

$$E_{Q2} := P_2 \cdot \tan\left(45\text{deg} - \frac{\varphi}{2}\right) = 273.612 \cdot \text{kN} \quad \text{siła pozioma od obciążenia naziomu}$$

siła pionowa działa po ramieniu: $e_9 = 1.296\text{m}$

siła pozioma działa po ramieniu: $e_{10} = 2.85\text{m}$

$$M_{11} := P_2 \cdot e_9 = 653.032 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment stabilizujący}$$

$$M_{12} := E_{Q2} \cdot e_{10} = 779.794 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment destabilizujący}$$

Parcie gruntu na przyczółek od strony zasypki:

$K := 0.65$ współczynnik parcia

$$H_2 := 1.35 \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot K \cdot 3.30\text{m} \cdot 3.30\text{m} \cdot 0.5 \cdot 8.20\text{m} = 783.59 \cdot \text{kN}$$

mimośród siły $e_8 := \frac{1}{3} \cdot 3.30\text{m} + 0.8\text{m} = 1.9\text{m}$
:

$$M_8 := H_2 \cdot e_8 = 1488.821 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment destabilizujący}$$

Parcie gruntu na przyczółek od obciążenia ruchomego UDL:

Przyjęto kąt tarcia zasypki przyczółka $\varphi := 33\text{deg}$

Wysokość przyczółka: $h := 3.30\text{m}$

Długość obciążenia wpływającego na

$$\varphi_1 := 45\text{deg} + \frac{\varphi}{2} = 61.5 \cdot \text{deg}$$

$$\varphi_2 := 90\text{deg} - \varphi_1 = 28.5 \cdot \text{deg}$$

$$l := \tan(\varphi_2) \cdot h = 1.792\text{m}$$

Sprowadzenie obciążenia UDL do wypadkowej siły skupionej-wartość obliczeniowa:

$$P_1 := (q_{1k} + q_{2k}) \cdot 1.35 \cdot (l + 3.0\text{m}) + q_{rk} \cdot 1.35 \cdot l \cdot 1.0\text{m} = 89.498 \cdot \text{kN} \quad \text{siła pionowa od obciążenia naziomu}$$

$$E_{Q1} := P_1 \cdot \tan\left(45\text{deg} - \frac{\varphi}{2}\right) = 48.594 \cdot \text{kN} \quad \text{siła pozioma od obciążenia naziomu}$$

siła pionowa działa po ramieniu: $e_9 := \frac{l}{2} + 0.40\text{m} = 1.296\text{m}$

siła pozioma działa po ramieniu: $e_{10} := \frac{4.1\text{m}}{2} + 0.8\text{m} = 2.85\text{m}$

$$M_9 := P_1 \cdot e_9 = 115.979 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment stabilizujący}$$

$$M_{10} := E_{Q1} \cdot e_{10} = 138.491 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment destabilizujący}$$

Parcie gruntu na przyczółek od obciążenia ruchomego tandemowego TS:

Rozłożenie tandemów na obciążenie równomierne zgodnie z normą na prostokąt o wymiarach

$$q_{11} := \frac{Q_{1k}}{3\text{m} \cdot 2.4\text{m}} = 41.667 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad q_{12} := \frac{Q_{2k}}{3\text{m} \cdot 2.4\text{m}} = 27.778 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Następnie sprowadzenie do siły skupionej - wartość obliczeniowa:

$$P_2 := q_{11} \cdot 3.0\text{m} \cdot l \cdot 1.35 + q_{12} \cdot 3.0\text{m} \cdot l \cdot 1.35 = 503.931 \cdot \text{kN} \quad \text{siła pionowa od obciążenia naziomu}$$

$$E_{Q2} := P_2 \cdot \tan\left(45\text{deg} - \frac{\varphi}{2}\right) = 273.612 \cdot \text{kN} \quad \text{siła pozioma od obciążenia naziomu}$$

siła pionowa działa po ramieniu: $e_9 = 1.296\text{m}$

siła pozioma działa po ramieniu: $e_{10} = 2.85\text{m}$

$$M_{11} := P_2 \cdot e_9 = 653.032 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment stabilizujący}$$

$$M_{12} := E_{Q2} \cdot e_{10} = 779.794 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment destabilizujący}$$

2.4 Sprowadzenie sił do spodu fundamentu – podpora P4 – przypadek 1

Sprowadzenie sił wewnętrznych do spodu oczepu fundamentu:**Siły od łożysk, od przęsła obiektu mostowego:**

$$V_1 := V_{d1} + V_{d2} + V_{d3} + V_{d4} + V_{d5} = 2305.41 \cdot \text{kN}$$

$$\text{mimośród siły : } e_1 := 0.39\text{m}$$

$$M_1 := V_1 \cdot e_1 = 899.111 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment stabilizujący}$$

$$H_1 := H_{d1} + H_{d2} + H_{d3} + H_{d4} + H_{d5} = 47.548 \cdot \text{kN}$$

$$\text{mimośród siły : } e_2 := 3.29\text{m}$$

$$M_2 := H_1 \cdot e_2 = 156.433 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment destabilizujący}$$

Ciężar własny podpory mostowej:

$$G_{p1} := 1.35 \cdot 3.15\text{m}^2 \cdot 8.20\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 871.763 \cdot \text{kN}$$

$$\text{mimośród siły : } e_3 := 0.39\text{m}$$

$$M_3 := G_{p1} \cdot e_3 = 339.987 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment stabilizujący}$$

Ciężar własny skrzydeł:

$$G_{p2} := 1.35 \cdot 2 \cdot 11.80\text{m}^2 \cdot 0.6\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 477.9 \cdot \text{kN}$$

$$\text{mimośród siły : } e_4 := 1.83\text{m}$$

$$M_4 := G_{p2} \cdot e_4 = 874.557 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment stabilizujący}$$

Ciężar własny oczepu fundamentu:

$$G_{p3} := 1.35 \cdot 9.90\text{m} \cdot 3.20\text{m} \cdot 0.80\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 855.36 \cdot \text{kN}$$

$$\text{mimośród siły : } e_5 := 0.39\text{m}$$

$$M_5 := G_{p3} \cdot e_5 = 333.59 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment stabilizujący}$$

Ciężar gruntu na odsadźce od strony zasypki:

$$G_{p4} := 1.35 \cdot 4.10\text{m} \cdot 1.20\text{m} \cdot 8.20\text{m} \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 1.089 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{mimośród siły : } e_6 := 1.39\text{m}$$

$$M_6 := G_{p4} \cdot e_6 = 1514.11 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment stabilizujący}$$

Ciężar gruntu na odsadźce od strony przeszkody:

$$G_{p5} := 1.35 \cdot 0.80\text{m} \cdot 1.20\text{m} \cdot 9.40\text{m} \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 243.648 \cdot \text{kN}$$

$$\text{mimośród siły : } e_7 := 0.61\text{m}$$

$$M_7 := G_{p5} \cdot e_7 = 148.625 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment destabilizujący}$$

Parcie gruntu na przyczółek od strony zasypki:

$K_s := 0.65$ współczynnik parcia

$$H_2 := 1.35 \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot K_s \cdot 4.10\text{m} \cdot 4.10\text{m} \cdot 0.5 \cdot 8.20\text{m} = 1209.564 \cdot \text{kN}$$

mimośrodek siły: $e_g := \frac{1}{3} \cdot 4.10\text{m} + 0.8\text{m} = 2.167\text{m}$

$$M_8 := H_2 \cdot e_g = 2620.721 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment destabilizujący}$$

Ostateczne wartości sił sprowadzone do spodu oczepu pali fundamentowych (środek grupy pali fundamentowych):

$$V_F := V_1 + G_{p1} + G_{p2} + G_{p3} + G_{p4} + G_{p5} = 5843.37 \cdot \text{kN} \quad \text{siła pionowa działająca w dół}$$

$$H_F := H_2 + H_1 = 1257.111 \cdot \text{kN} \quad \text{siła pozioma działająca w stronę przeszkody}$$

$$M_F := M_1 - M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 - M_7 - M_8 = 1035.577 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \text{moment zginający, obrót w stronę zasypki}$$

2.5 Sprowadzenie sił do spodu fundamentu – podpora P4 – przypadek 2

Sprowadzenie sił wewnętrznych do spodu oczepu fundamentu:**Siły od łożysk, od przęsła obiektu mostowego:**

$$V_1 := V_{d1} + V_{d2} + V_{d3} + V_{d4} + V_{d5} = 855.86 \cdot \text{kN}$$

$$\text{mimośród siły } e_1 := 0.39\text{m}$$

$$M_1 := V_1 \cdot e_1 = 333.786 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment stabilizujący}$$

$$H_1 := H_{d1} + H_{d2} + H_{d3} + H_{d4} + H_{d5} = 47.548 \cdot \text{kN}$$

$$\text{mimośród siły } e_2 := 3.29\text{m}$$

$$M_2 := H_1 \cdot e_2 = 156.433 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment destabilizujący}$$

Ciężar własny podpory mostowej:

$$G_{p1} := 1.35 \cdot 3.15\text{m}^2 \cdot 8.20\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 871.763 \cdot \text{kN}$$

$$\text{mimośród siły } e_3 := 0.39\text{m}$$

$$M_3 := G_{p1} \cdot e_3 = 339.987 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment stabilizujący}$$

Ciężar własny skrzydeł:

$$G_{p2} := 1.35 \cdot 2 \cdot 11.80\text{m}^2 \cdot 0.6\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 477.9 \cdot \text{kN}$$

$$\text{mimośród siły } e_4 := 1.83\text{m}$$

:

$$M_4 := G_{p2} \cdot e_4 = 874.557 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment stabilizujący}$$

Ciężar własny oczepu fundamentu:

$$G_{p3} := 1.35 \cdot 9.90\text{m} \cdot 3.20\text{m} \cdot 0.80\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 855.36 \cdot \text{kN}$$

$$\text{mimośród siły } e_5 := 0.39\text{m}$$

:

$$M_5 := G_{p3} \cdot e_5 = 333.59 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment stabilizujący}$$

Ciężar gruntu na odsadźce od strony zasypki:

$$G_{p4} := 1.35 \cdot 4.10\text{m} \cdot 1.20\text{m} \cdot 8.20\text{m} \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 1.089 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{mimośród siły } e_6 := 1.39\text{m}$$

:

$$M_6 := G_{p4} \cdot e_6 = 1514.11 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment stabilizujący}$$

Ciężar gruntu na odsadźce od strony przeszkody:

$$G_{p5} := 1.35 \cdot 0.80\text{m} \cdot 1.20\text{m} \cdot 9.40\text{m} \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 243.648 \cdot \text{kN}$$

$$\text{mimośród siły } e_7 := 0.61\text{m}$$

:

$$M_7 := G_{p5} \cdot e_7 = 148.625 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment destabilizujący}$$

Parcie gruntu na przyczółek od strony zasypki:

$K := 0.65$ współczynnik parcia

$$H_2 := 1.35 \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot K \cdot 4.10\text{m} \cdot 4.10\text{m} \cdot 0.5 \cdot 8.20\text{m} = 1209.564 \cdot \text{kN}$$

$$\text{mimośród siły } e_8 := \frac{1}{3} \cdot 4.10\text{m} + 0.8\text{m} = 2.167\text{m}$$

:

$$M_8 := H_2 \cdot e_8 = 2620.721 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment destabilizujący}$$

Parcie gruntu na przyczółek od obciążenia ruchomego UDL:

Przyjęto kąt tarcia zasypki przyczółka $\varphi := 33\text{deg}$

Wysokość przyczółka: $h := 4.10\text{m}$

Długość obciążenia wpływającego na

$$\varphi_1 := 45\text{deg} + \frac{\varphi}{2} = 61.5 \cdot \text{deg}$$

$$\varphi_2 := 90\text{deg} - \varphi_1 = 28.5 \cdot \text{deg}$$

$$l := \tan(\varphi_2) \cdot h = 2.226\text{m}$$

Sprowadzenie obciążenia UDL do wypadkowej siły skupionej-wartość obliczeniowa:

$$P_1 := (q_{1k} + q_{2k}) \cdot 1.35 \cdot (l + 3.0\text{m}) + q_{rk} \cdot 1.35 \cdot l \cdot 1.0\text{m} = 111.195 \cdot \text{kN} \quad \text{siła pionowa od obciążenia naziomu}$$

$$E_{Q1} := P_1 \cdot \tan\left(45\text{deg} - \frac{\varphi}{2}\right) = 60.374 \cdot \text{kN} \quad \text{siła pozioma od obciążenia naziomu}$$

$$\text{siła pionowa działa po ramieniu: } e_9 := \frac{l}{2} + 0.79\text{m} = 1.903\text{m}$$

$$\text{siła pozioma działa po ramieniu: } e_{10} := \frac{4.1\text{m}}{2} + 0.8\text{m} = 2.85\text{m}$$

$$M_9 := P_1 \cdot e_9 = 211.61 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment stabilizujący}$$

$$M_{10} := E_{Q1} \cdot e_{10} = 172.065 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment destabilizujący}$$

Parcie gruntu na przyczółek od obciążenia ruchomego tandemowego TS:

Rozłożenie tandemów na obciążenie równomierne zgodnie z normą na prostokąt o wymiarach

$$q_{11} := \frac{Q_{1k}}{3\text{m} \cdot 2.4\text{m}} = 41.667 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad q_{12} := \frac{Q_{2k}}{3\text{m} \cdot 2.4\text{m}} = 27.778 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Następnie sprowadzenie do siły skupionej - wartość obliczeniowa:

$$P_2 := q_{11} \cdot 3.0\text{m} \cdot l \cdot 1.35 + q_{12} \cdot 3.0\text{m} \cdot l \cdot 1.35 = 626.096 \cdot \text{kN} \quad \text{siła pionowa od obciążenia naziomu}$$

$$E_{Q2} := P_2 \cdot \tan\left(45\text{deg} - \frac{\varphi}{2}\right) = 339.942 \cdot \text{kN} \quad \text{siła pozioma od obciążenia naziomu}$$

$$\text{siła pionowa działa po ramieniu: } e_9 = 1.903\text{m}$$

$$\text{siła pozioma działa po ramieniu: } e_{10} = 2.85\text{m}$$

$$M_{11} := P_2 \cdot e_9 = 1191.497 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment stabilizujący}$$

$$M_{12} := E_{Q2} \cdot e_{10} = 968.835 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment destabilizujący}$$

Parcie gruntu na przyczółek od sił hamowania/ przyspieszania:

$$Q_{1kd} := 1.3(0.2 \cdot 600 \text{ kN}) = 156 \cdot \text{kN} \quad \text{obliczeniowa siła pozioma od sił hamowania/ przyspieszenia}$$

$$E_H := Q_{1kd} = 156 \cdot \text{kN}$$

$$e_{11} := \frac{2}{3} \cdot h + 0.8 \text{ m} = 3.533 \text{ m} \quad \text{ramię siły poziomej}$$

$$M_{13} := E_H \cdot e_{11} = 551.2 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \leftarrow \text{moment destabilizujący}$$

Ostateczne wartości sił sprowadzone do spodu oczepu pali fundamentowych (środek grupy pali fundamentowych):

$$V_F := V_1 + G_{p1} + G_{p2} + G_{p3} + G_{p4} + G_{p5} + P_1 + P_2 = 5131.112 \cdot \text{kN} \quad \text{siła pionowa działająca w dół}$$

$$H_F := H_2 + H_1 + E_{Q1} + E_{Q2} + E_H = 1813.428 \cdot \text{kN} \quad \text{siła pozioma działająca w stronę przeszkody}$$

$$M_F := M_1 - M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 - M_7 - M_8 + M_9 - M_{10} + M_{11} - M_{12} - M_{13} = 181.259 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

moment zginający, obrót w stronę zasypki

***Obliczenia wykonano przy założeniu że siła pozioma od sił hamowania/ przyspieszania działa w kierunku przeszkody powodując zwiększenie wartości siły poziomej.

2.6 Rozkład sił przypadających na poszczególne pale – podpora P1

Rozkład obciążenia na pale prefabrykowane metodą sztywnego oczeput

Projekt/podpora/fundament: Podpora 1

Obciążenie na poziomie góry zwieńczenia

Siła pionowa
Siła pozioma w kierunku x (główne obciążenie poziome)
Siła pozioma w kierunku y
Moment zginający względem x
Moment zginający względem y
Odległość punktu przyłożenia siły od spodu zwieńczenia
Rzędna góry zwieńczenia

	Układ I	Układ II	Układ III	Układ IV	
Fz=	5 424	4 568			kN
Fx=	831	1 309			kN
Fy=	0	0			kN
Mx=	0	0			kNm
My=	-736	-118			kNm
delta =	1E-17	m			
rgz =	0	m npm			

Obciążenie zwieńczeniem

Wymiar w kierunku osi x
Wymiar w kierunku osi y
Wymiar w kierunku osi z
Ciężar jednostkowy materiału konstrukcyjnego
Współczynnik obciążenia
Obciążenie zwieńczeniem

L =	7,00	m
B =	14,50	m
H =	1,00	m
ro =	0,00	kN/m ³
gamma =	1,00	-
G =	0	kN

Obciążenie w poziomie spodu zwieńczenia

Siła pionowa
Siła pozioma w kierunku x
Siła pozioma w kierunku y
Moment zginający względem x
Moment zginający względem y

	Układ I	Układ II	Układ III	Układ IV	
F'z=	5423,95	4567,83	0	0	kN
F'x=	831,138	1309,34	0	0	kN
F'y=	0	0	0	0	kN
M'x=	0	0	0	0	kNm
M'y=	-735,532	-118,26	0	0	kNm

Współrzędna środka ciężkości układu pali po osi x
Współrzędna środka ciężkości układu pali po osi y

xs =	0,00	m
ys =	0,00	m

Obciążenia zewnętrzne pali:

Mimośród siły względem środka ciężkości układu pali
Mimośród siły względem środka ciężkości układu pali
Maksymalne obciążenia pionowe
Minimalne obciążenia pionowe
Obciążenie poziome w kierunku osi x (max)
Obciążenie poziome w kierunku osi y
Wypadkowe obciążenie poziome
Sugerowane średnie pochylenie pala 1:nx
przyjęte średnie pochylenie pali w stopniach
Sugerowane pochylenie pala 1:ny
Maksymalna siła osiowa na pal pochyłony

	Układ I	Układ II	Układ III	Układ IV	
ex =	-0,136	-0,026	0,000	0,000	m
ey =	0,000	0,000	0,000	0,000	m
Nmax =	293,9	232,0	0,0	0,0	kN
Nmin =	216,2	219,6	0,0	0,0	kN
Fx =	41,6	65,5	0,0	0,0	kN
Fy =	0,0	0,0	0,0	0,0	kN
F =	41,6	65,5	0,0	0,0	
nx =	7,1	3,5	0,0	0,0	2,65
	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00
ny =	41,6	65,5	0,0	0,0	-
N`max=	293,9	232,0	0,0	0,0	kN

Założenia do projektu palowania

Przekrój poprzeczny pala
Długość całkowita pala
Długość pala w oczepie
Długość czynna pala w gruncie
Ciężar jednostkowy betonu pala
Współczynnik obciążenia
Ciężar pala
Obciążenia maksymalne wraz z ciężarem pala
Obciążenie minimalne wraz z ciężarem pala
Obciążenia maksymalne siłą poziomą
Obciążenie przypadające na mikropal

a =	0,3	m
Lc =	11	m
Lr =	0,2	m
Lp =	10,8	m
ro1 =	27	kN/m ³
gamma1 =	1,35	1,00 -
Gp =	26,7	0,0 kN
Qr =	321	kN
Qmin=	0	kN
F=	65	kN
V=	220	kN

2.7 Rozkład sił przypadających na poszczególne pale – podpora P4

Rozkład obciążenia na pale prefabrykowane metodą sztywnego oczeput

Projekt/podpora/fundament: Podpora 4

Obciążenie na poziomie góry zwieńczenia

Siła pionowa
Siła pozioma w kierunku x (główne obciążenie poziome)
Siła pozioma w kierunku y
Moment zginający względem x
Moment zginający względem y
Odległość punktu przyłożenia siły od spodu zwieńczenia
Rzędna góry zwieńczenia

	Układ I	Układ II	Układ III	Układ IV	
Fz=	5 843	5 131			kN
Fx=	1 257	1 813			kN
Fy=	0	0			kN
Mx=	0	0			kNm
My=	1 036	181			kNm
delta =	1E-17	m			
rgz =	0	m npm			

Obciążenie zwieńczeniem

Wymiar w kierunku osi x
Wymiar w kierunku osi y
Wymiar w kierunku osi z
Ciężar jednostkowy materiału konstrukcyjnego
Współczynnik obciążenia
Obciążenie zwieńczeniem

L =	7,00	m
B =	14,50	m
H =	1,00	m
ro =	0,00	kN/m3
gamma =	1,00	-
G =	0	kN

Obciążenie w poziomie spodu zwieńczenia

Siła pionowa
Siła pozioma w kierunku x
Siła pozioma w kierunku y
Moment zginający względem x
Moment zginający względem y

	Układ I	Układ II	Układ III	Układ IV	
F'z=	5843,37	5131,11	0	0	kN
F'x=	1257,11	1813,43	0	0	kN
F'y=	0	0	0	0	kN
M'x=	0	0	0	0	kNm
M'y=	1035,58	181,26	0	0	kNm

Współrzędna środka ciężkości układu pali po osi x

xs = 0,00 m

Współrzędna środka ciężkości układu pali po osi y

ys = 0,00 m

Obciążenia zewnętrzne pali:

Mimośród siły względem środka ciężkości układu pali
Mimośród siły względem środka ciężkości układu pali
Maksymalne obciążenia pionowe
Minimalne obciążenia pionowe
Obciążenie poziome w kierunku osi x (max)
Obciążenie poziome w kierunku osi y
Wypadkowe obciążenie poziome
Sugerowane średnie pochylenie pala 1:nx
przyjęte średnie pochylenie pali w stopniach
Sugerowane pochylenie pala 1:ny
Maksymalna siła osiowa na pal pochyłony

	Układ I	Układ II	Układ III	Układ IV	
ex =	0,177	0,035	0,000	0,000	m
ey =	0,000	0,000	0,000	0,000	m
Nmax =	372,6	270,6	0,0	0,0	kN
Nmin =	211,8	242,5	0,0	0,0	kN
Fx =	62,9	90,7	0,0	0,0	kN
Fy =	0,0	0,0	0,0	0,0	kN
F =	62,9	90,7	0,0	0,0	
nx =	5,9	3,0	0,0	0,0	2,23
	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00
ny =	62,9	90,7	0,0	0,0	-
N`max=	372,6	270,6	0,0	0,0	kN

Założenia do projektu palowania

Przekrój poprzeczny pala
Długość całkowita pala
Długość pala w oczepie
Długość czynna pala w gruncie
Ciężar jednostkowy betonu pala
Współczynnik obciążenia
Ciężar pala
Obciążenia maksymalne wraz z ciężarem pala
Obciążenie minimalne wraz z ciężarem pala
Obciążenia maksymalne siłą poziomą

a =	0,3	m
Lc =	11	m
Lr =	0,2	m
Lp =	10,8	m
ro1 =	27	kN/m3
gamma1 =	1,35	1,00 -
Gp =	26,7	0,0 kN
Qr =	399	kN
Qmin=	0	kN
F=	91	kN

2.8 Sprawdzenie nośności pali – podpora P1

TYTUŁ OBLICZEŃ

Pal

PARAMETRY OBLICZEŃ

1. Charakterystyka podłoża gruntowego:

Nr	Nazwa gruntu	Z [m ppt]	ID/IL [-]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	γ_m [-]	q [kPa]	t [kPa]	tn [kPa]
1	Gлина piaszczysta	1,25	0,19	22,0	12,0	1,10	1532,0	42,8	0,0
2	Ił	3,75	0,10	20,0	10,0	0,90	1720,0	45,0	0,0
3	Ił	10,00	0,02	20,0	10,0	0,90	1904,0	49,0	0,0

- | | |
|--------------------------------------|----------------------------------|
| 2. Świeży nasyp gruntowy: | brak świeżego nasypu gruntowego |
| 3. Tarcie negatywne gruntu: | brak tarcia negatywnego gruntu |
| 4. Woda gruntowa: | brak wody gruntowej |
| 5. Rodzaj pala: | żelbetowy prefabrykowany |
| 6. Technologia wykonania pala: | wbijany |
| 7. Szerokość boku pala: | 0,30 m |
| 8. Długość pala w zwieńczeniu: | 0,20 m |
| 9. Rzędna spodu zwieńczenia pala: | 0,00 m ppt |
| 10. Oparcie fundamentu na palach: | na co najmniej 3 palach (m=0,90) |
| 11. Współczynnik materiałowy dla tn: | 1,1 - dla tarcia negatywnego |
| 12. Pal pojedynczy/grupa pali: | grupa pali |
| Liczba pali w grupie: | 13 |
| Rozstaw osiowy pali: | 0,76 m |
| Długość grupy pali: | 9,14 m |
| Szerokość grupy pali: | 1,20 m |

WYNIKI OBLICZEŃ
Wyniki nośności pala

Nr	Długość całkowita pala Lc [m]	Długość pala w gruncie Lg [m]	Nośność podstawy pala Np [kN]	Nośność poboczniczy pala Ns [kN]	Tarcie negatywne gruntu Tn [kN]	Pal pojedynczy		Grupa pali	
						Nośność na wciskanie Nt [kN]	Nośność na wyciąganie Nw [kN]	Nośność na wciskanie Ntgr [kN]	Nośność na wyciąganie Nwgr [kN]
1	10,00	9,80	151	343	0	445	206	340	103

$$N_t = m \cdot (N_p + N_s) - T_n$$

$$N_w = m \cdot N_{sw}$$

$$N_{tgr} = m \cdot m_2 \cdot (N_p + m_1 \cdot N_s) - m_n \cdot T_n$$

$$N_{wgr} = m \cdot m_1 \cdot m_2 \cdot N_{sw}$$

Wyniki analizy warunków normowych nośności pala

Nr	Długość całkowita pala Lc [m]	Minimalne zagłębienie pala w warstwie nośnej	Warunki geotechniczne pod podstawą pala
1	10,00	Poprawne zagłębienie pala w warstwie nośnej.	Poprawne warunki geotechniczne pod podstawą pala.

2.9 Sprawdzenie nośności pali – podpora P4

TYTUŁ OBLICZEŃ

Pal

PARAMETRY OBLICZEŃ

1. Charakterystyka podłoża gruntowego:

Nr	Nazwa gruntu	Z [m ppt]	ID/IL [-]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	γ_m [-]	q [kPa]	t [kPa]	tn [kPa]
1	Ił	3,40	0,10	20,0	10,0	1,10	1720,0	45,0	0,0
2	Ił	20,00	0,02	20,0	10,0	1,10	1904,0	49,0	0,0

- | | |
|--------------------------------------|----------------------------------|
| 2. Świeży nasyp gruntowy: | brak świeżego nasypu gruntowego |
| 3. Tarcie negatywne gruntu: | brak tarcia negatywnego gruntu |
| 4. Woda gruntowa: | brak wody gruntowej |
| 5. Rodzaj pala: | żelbetowy prefabrykowany |
| 6. Technologia wykonania pala: | wbijany |
| 7. Szerokość boku pala: | 0,30 m |
| 8. Długość pala w zwieńczeniu: | 0,20 m |
| 9. Rzędna spodu zwieńczenia pala: | 0,00 m ppt |
| 10. Oparcie fundamentu na palach: | na co najmniej 3 palach (m=0,90) |
| 11. Współczynnik materiałowy dla tn: | 1,1 - dla tarcia negatywnego |
| 12. Pal pojedynczy/grupa pali: | grupa pali |
| Liczba pali w grupie: | 20 |
| Rozstaw osiowy pali: | 0,76 m |
| Długość grupy pali: | 9,14 m |
| Szerokość grupy pali: | 1,84 m |

WYNIKI OBLICZEŃ
Wyniki nośności pala

Nr	Długość całkowita pala Lc [m]	Długość pala w gruncie Lg [m]	Nośność podstawy pala Np [kN]	Nośność poboczniczy pala Ns [kN]	Tarcie negatywne gruntu Tn [kN]	Pal pojedynczy		Grupa pali	
						Nośność na wciskanie Nt [kN]	Nośność na wyciąganie Nw [kN]	Nośność na wciskanie Ntgr [kN]	Nośność na wyciąganie Nwgr [kN]
1	11,00	10,80	188	478	0	600	287	436	132

$$N_t = m \cdot (N_p + N_s) - T_n$$

$$N_w = m \cdot N_{sw}$$

$$N_{tgr} = m \cdot m_2 \cdot (N_p + m_1 \cdot N_s) - m_n \cdot T_n$$

$$N_{wgr} = m \cdot m_1 \cdot m_2 \cdot N_{sw}$$

Wyniki analizy warunków normowych nośności pala

Nr	Długość całkowita pala Lc [m]	Minimalne zagłębienie pala w warstwie nośnej	Warunki geotechniczne pod podstawą pala
1	11,00	Poprawne zagłębienie pala w warstwie nośnej.	Poprawne warunki geotechniczne pod podstawą pala.

2.10 Podsumowanie nośności

PODUSMOWANIE NOŚNOŚCI PALI FUNDAMENTOWYCH:**• Nośność fundamentu palowego – podpora P4:**

Obciążenie obliczeniowe przekazywane na pal:

wciskany $P_{max} = 399 \text{ (kN)} < P_{lim} = 436 \text{ (kN)}$

Warunek nośności pala żelbetowego wciskanego został spełniony.

• Nośność fundamentu palowego – podpora P1:

Obciążenie obliczeniowe przekazywane na pal:

wciskany $P_{max} = 321 \text{ (kN)} < P_{lim} = 340 \text{ (kN)}$

Warunek nośności pala żelbetowego wciskanego został spełniony.

2.11 Sprawdzenie nośności mikropali – podpora P4

OBLICZENIE NOŚNOŚCI MIKROPALI**ZAŁOŻENIA DO OBLICZEŃ**

1. Posadowienie przyczółków w części poszerzenia - pośrednie mikropale iniekcyjne $D_{eff} = 300$ [mm], $L = 6,0$ [m]
2. Obliczenia sprawdzające wykonano w oparciu o przewodnik projektowy jednego z dostawców systemu pali/kotew dostępnego na rynku krajowym
3. W obliczeniach posadowienia nie uwzględniono pracy kotew stalowych zespajających nowe części korpusu podpory z istniejącą.
4. Warunki gruntowe wg. "Dokumentacji badań podłoża gruntowego" GEO-WIZJA Usługi Geologiczne Mariusz Żołądź

1.1 DANE:

a) Pale:		
Średnica buławy	200,00	[mm]
Średnica efektywna buławy	300,00	[mm]
b) Warunki gruntowe:		
Przyjęto warunki gruntowe na podstawie badań dla otworu 1:		

Otwór 1:			
Warstwa gruntu:	Mięgkość [m]	Stopień plastyczności IL [-]	Kąt tarcia wewnętrznego ϕ_u [°]
Gлина piaszczysta + Żwir	1,25	0,35	15
Ił	2,50	0,10	12
Ił	2,25	0,02	13

1.2 ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ:

*** Obciążenie całkowite przypadające na mikropal wyznaczono na podstawie odpowiednich obliczeń przy analizie rozkładu sił na poszczególne pale fundamentowe.

Obciążenie całkowite [kN]	220,00
---------------------------	---------------

1.3 NOŚNOŚĆ MIKROPALI:

Średnica efektywna buławy iniekcyjnej	450,00	[mm]
Jednostkowy opór graniczny poboczny q_{sk} (dla gruntów spoistych trwadoplastycznych i zwartych)	100,00	[kPa]
Współczynnik bezpieczeństwa S	2,00	[-]

Nośność całkowita N [kN] - otwór 1:		
Obliczenia		Wynik
Nośność jednostkowa Nb [kN/m]	$\pi \cdot 300 / 1000 \cdot 100 / 2,0$	47,12
Mięszość gruntu [m]	1,25+2,50+2,25	6,00
Nośność całkowita (1 mikropal) [kN]	70,69*5,16	282,74

1.4 SPRZAWDZENIE WARUNKU NOŚNOŚCI:

Obciążenie [kN]	220,00
Nośność [kN]	282,74

220,0 < 282,74
więc, nośność fundamentu jest wystarczająca.

KONIEC OBLICZEŃ.

3. OBLICZENIA SPRAWDZAJĄCE BELEK STRUNOBETONOWYCH DS9

3.1 Wyznaczenie sił wewnętrznych w belce strunobetonowej DS9

OBLICZENIA**1. OBCIĄŻENIA STAŁE:****1.1 Ciężar własny konstrukcji obiektu mostowego:**

Zestawienie obciążeń stałych wg. PN-EN 1991-1-1

1.1.1 Płyta

$$A_1 := 0.25\text{m} \cdot 0.9\text{m} = 0.225\text{m}^2 \text{ -pole przekroju płyty pomostu}$$

$$G_z := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \text{ -ciężar własny żelbetu}$$

$$g_{k1} := A_1 \cdot G_z = 5.625 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

1.1.3 Dźwigary - 1 sztuka:

$$A_2 := 0.89\text{m} \cdot 0.24\text{m} = 0.214\text{m}^2$$

$$g_{k2} := A_2 \cdot G_z = 5.34 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ciężar łączny konstrukcji nośnej:

$$G_k := g_{k1} + g_{k2} = 10.965 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

1.3 Warstwy nawierzchni:**1.3.1 Nawierzchnia**

$$G_n := 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \text{ -ciężar własny nawierzchni drogowej}$$

$$w_{k1} := 0.9\text{m} \cdot 0.09\text{m} \cdot G_n = 1.944 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

1.3.3 Izolacja płyty pomostu:

$$G_i := 0.15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ -ciężar własny izolacji}$$

$$w_{k2} := G_i \cdot 0.9\text{m} = 0.135 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ -jedna warstwa pod nawierzchnią drogową}$$

Ciężar łączny warstw nawierzchni:- maksymalny ciężar warstw nawierzchni:

$$G_{\text{max.ww}} := 1.4 \cdot w_{k1} + 1.2 \cdot w_{k2} = 2.884 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- minimalny ciężar warstw nawierzchni:

$$G_{\text{min.ww}} := 0.8 \cdot w_{k1} + 1.8 \cdot w_{k2} = 1.798 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

1.4 Łączny ciężar obciążenia stałego:**Łączne wartości nominalne:**

Maksymalne obciążenie:

$$G_{\text{max}} := G_k + G_{\text{max.ww}} = 13.849 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Minimalne obciążenie:

$$G_{\text{min}} := G_k + G_{\text{min.ww}} = 12.763 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

2. ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ ZMIENNYCH RUCHOMYCH LM1:

2.1 Określenie liczby i szerokości pasów umownych:

Parametry jezdni:

$w := 7.0\text{m}$ - szerokość jezdni,

$$n_1 := \text{floor}\left(\frac{\frac{w}{m}}{3}\right) = 2 \quad \text{- liczba pasów umownych}$$

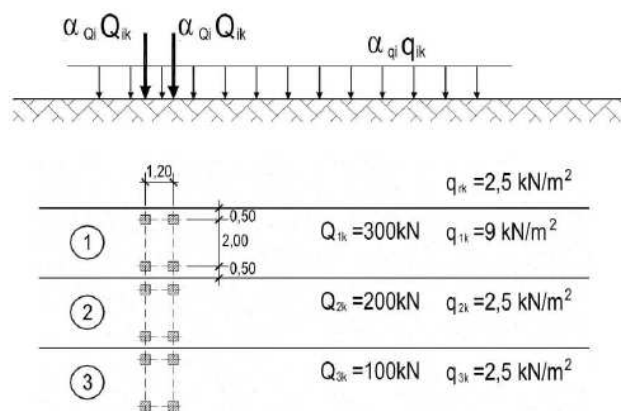
- szerokość pasa umownego: $p := 3.0\text{m}$

- szerokość obszaru pozostałego: $w - p \cdot n_1 = 1\text{m}$

2.2 Obciążenie pionowe, model obciążenia LM1:

Obiekt drogowy, będący tematem projektu zalicza się do klasy II obciążenia. Wartości współczynników dostosowawczych, wynoszą kolejno dla poszczególnych pasów:

$$\alpha_{Q1} := 1.0 \quad \alpha_{Q2} := 1.0 \quad \alpha_{q1} := 1.0 \quad \alpha_{q2} := 1.0 \quad \alpha_{qr} := 1.0$$



Rys.2. Model obciążenia LM1 i jego ustawienie na pasach umownych

Tablica 3: Model obciążenia LM1 – wartości charakterystyczne

Położenie	Układ tandemowy TS	Układ UDL
	obciążenia osi Q_{ik} [kN]	q_{ik} (lub q_{rk}) [kN/m ²]
Pas Numer 1	300	9,0
Pas Numer 2	200	2,5
Pas Numer 3	100	2,5
Pozostałe pasy	0	2,5
Obszar pozostały (q_{rk})	0	2,5

Wartości charakterystyczne modelu LM1 przypadające na poszczególne pasy:

Pas numer 1:

$$Q_{1k} := 300\text{kN} \cdot \alpha_{Q1} = 300 \cdot \text{kN} \quad \text{- obciążenie jednej osi}$$

$$Q_{1k,0.5} := \frac{Q_{1k}}{2} = 150 \cdot \text{kN} \quad \text{- obciążenie jednej siły}$$

$$q_{1k} := 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \alpha_{q1} = 9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Pas numer 2:

$$Q_{2k} := 200 \text{ kN} \cdot \alpha_{Q2} = 200 \cdot \text{kN} \quad - \text{ obciążenie jednej osi}$$

$$Q_{2k.0.5} := \frac{Q_{2k}}{2} = 100 \cdot \text{kN} \quad - \text{ obciążenie jednej siły}$$

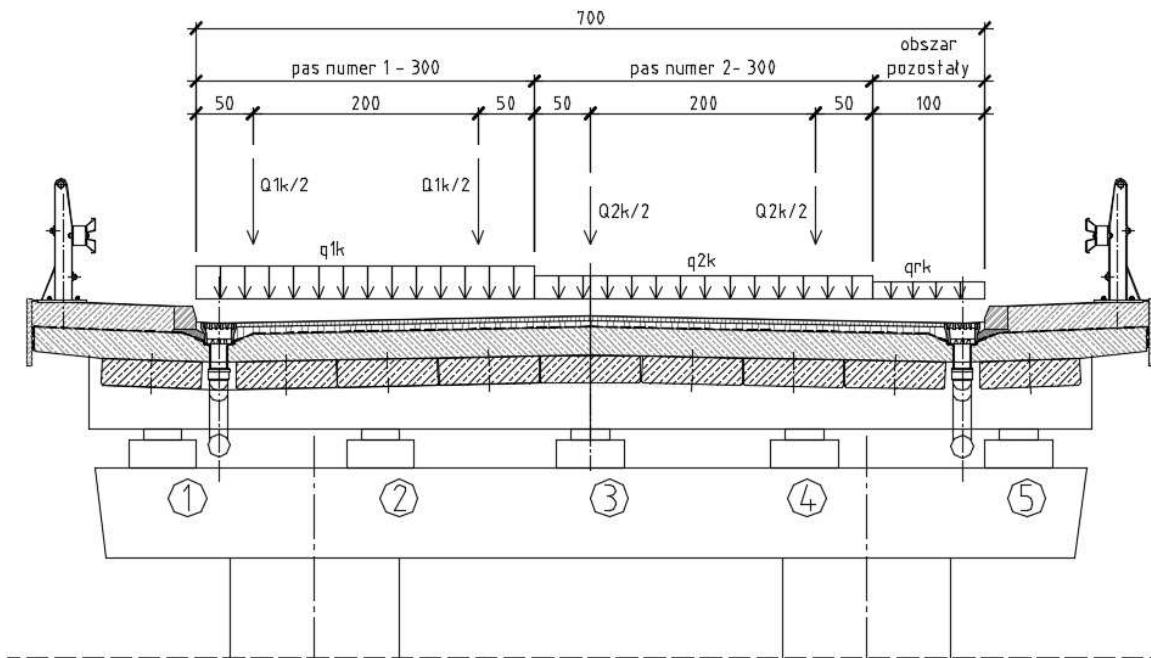
$$q_{2k} := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \alpha_{q2} = 2.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Obszar pozostały:

$$q_{rk} := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \alpha_{qr} = 2.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

2.3 Rozkład poprzeczny obciążeń zmiennych ruchomych:

Rozkład poprzeczny obciążeń zmiennych ruchomych:



W dalszych obliczeniach zestawiono obciążenie wyłącznie z najbardziej niekorzystnego pasa ruchu (pas ruchu Nr.1) i zestawiono oddziaływania przypadające na jedną sztukę belki prefabrykowanej strunobetonowej DS9.

Obciążenie równomierne UDL: $q_1 := q_{1k} \cdot 0.9 \text{ m} = 8.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Obciążenie tandemem TS:

wymiary kontaktu koła: $a := 0.4 \text{ m} \quad b := 0.4 \text{ m}$

grubość w-w do osi obojętnej płyty pomostu: $h := 0.09 \text{ m} + 0.01 \text{ m} + \frac{0.25 \text{ m}}{2} = 0.225 \text{ m}$

wymiary powierzchni obciążenia od kół tandemu TS: $a := a + 2 \cdot h = 0.85 \text{ m}$

$$b := b + 2 \cdot h = 0.85 \text{ m}$$

$$Q_1 := \frac{Q_{1k.0.5}}{a} = 176.471 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad - \text{ obciążenie od jednego koła rozłożone na obciążenie równomierne}$$

3. KOMBINACJE ODDZIAŁYWAŃ:**3.1 Wyznaczenie maksymalnych momentów zginających przęsłowych (wartości obliczeniowe):**

Obciążenia obliczeniowe:

$$G := 1.35 \cdot G_{\max} = 18.696 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{ciężar własny}$$

$$q_{1d} := 1.35 \cdot q_1 = 10.935 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{obciążenie równomierne UDL}$$

$$Q_{1d} := 1.35 \cdot Q_1 = 238.235 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{obciążenie równomierne od TS na długości 0,85m}$$

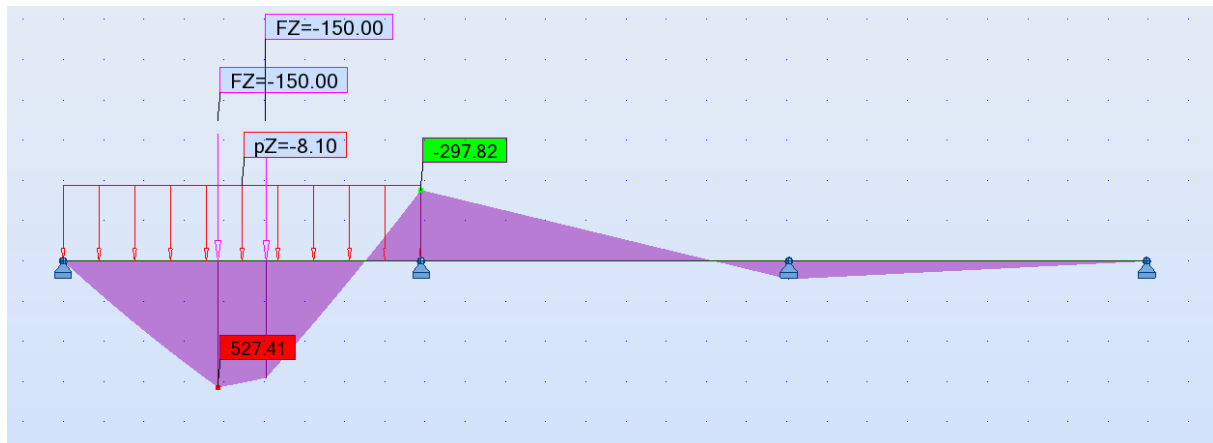
3.1 Wyznaczenie maksymalnych momentów zginających przęsłowych (wartości charakterystyczne):

Obciążenia obliczeniowe:

$$G := 1.0 \cdot G_{\max} = 13.849 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{ciężar własny}$$

$$q_{1d} := 1.0 \cdot q_1 = 8.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{obciążenie równomierne UDL}$$

$$Q_{1d} := 1.0 \cdot Q_1 = 176.471 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{obciążenie równomierne od TS na długości 0,85m}$$



Wyznaczono moment przęsłowy w celu sprawdzenia naprężeń w belce strunobetonowej DS9:

$$M_{\max} = 527,41 \text{ kNm}$$

3.2 Sprawdzenie naprężeń w belce strunobetonowej DS9

OBLICZENIA**CHARAKTERYSTYKI GEOMETRYCZNE:****1. Obciążenia długotrwałe (Faza I-II):**

$$A_{1N} := 0.277 \text{ m}^2 \quad J_{1N} := 1.20 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 \quad h_{g1N} := 0.129 \text{ m} \quad h_{d1N} := 0.111 \text{ m}$$

2. Obciążenia długotrwałe (Faza III):

$$A_{1Z} := 0.446 \text{ m}^2 \quad J_{1Z} := 8.66 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 \quad h_{g1Z} := 0.034 \text{ m} \quad h_{d1Z} := 0.206 \text{ m}$$

3. Obciążenia krótkotrwałe (Faza IV):

$$A_{2Z} := 0.439 \text{ m}^2 \quad J_{2Z} := 8.58 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 \quad h_{g2Z} := 0.010 \text{ m} \quad h_{d2Z} := 0.230 \text{ m}$$

SPRAWDZENIE NARPRĘŻEŃ:

CIĘGNA: Sploty 18x15,5mm $d := 15.5 \text{ mm}$

$$E_p := 180 \text{ GPa} \quad A_p := \pi \cdot d^2 \cdot 0.25 = 1.887 \cdot \text{cm}^2$$

Naprężenia od obc. użytkowego wg. katalogu belek strunobetonowych DS-9:

Charakterystyki przekroju przyjęto jak dla fazy IV:

Moment od obciążenia: $M_1 := 294 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_I := \frac{M_1}{J_{2Z}} \cdot h_{d2Z} = 7.88 \cdot \text{MPa} \quad \text{-naprężenia rozciągające od momentu użytkowego z katalogu belek strunobetonowych DS9 przy liczbie kabli } n=16$$

Naprężenia od obc. użytkowego LM1:

Współczynnik rozkładu poprzecznego: $s_{ab} := 0.43$

Charakterystyki przekroju przyjęto jak dla fazy IV:

Moment od obciążenia: $M_2 := 527.41 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \cdot s_{ab} = 226.786 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_{II} := \frac{M_2}{J_{2Z}} \cdot h_{d2Z} = 6.08 \cdot \text{MPa} \quad \text{-naprężenia rozciągające od momentu użytkowego LM1}$$

Różnica naprężeń od momentów od obciążeń użytkowych:

$$\Delta_2 := \sigma_{II} - \sigma_I = -1.802 \cdot \text{MPa}$$

WNIOSKI:

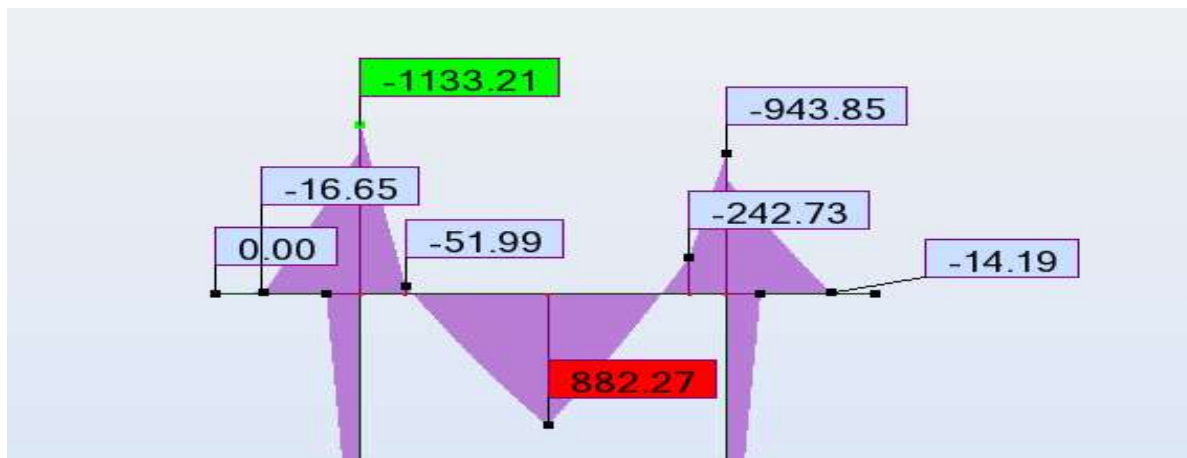
Naprężenia rozciągające do momentu użytkowego LM1 przy schemacie belki ciągłej są mniejsze od naprężeń rozciągających od obciążeń użytkowych klasy A przy schemacie statycznym belki swobodnie podpartej (zgodnie z katalogiem belek strunobetonowych). Zatem nie ma konieczności dokładania dodatkowego zbrojenia w belkach dla przedmiotowej konstrukcji obiektu.

4. WYMIAROWANIE RYGLI PODPÓR POŚREDNICH

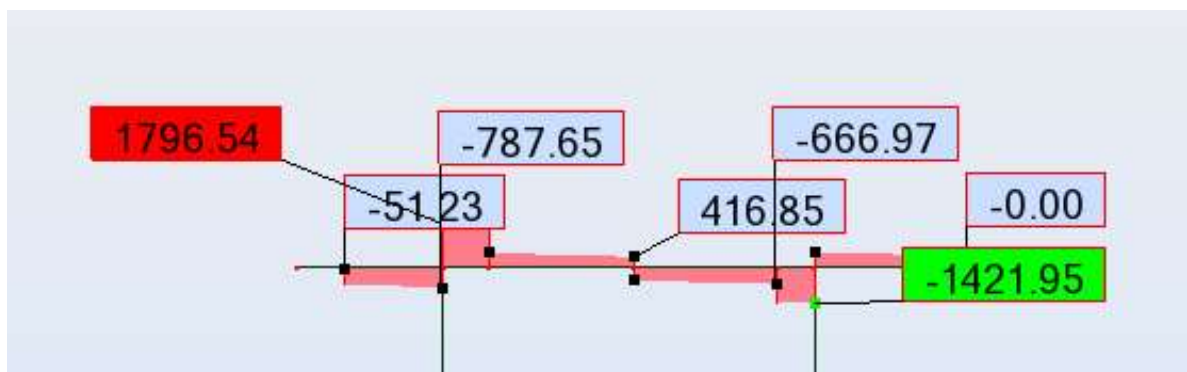
4.1 Wyznaczenie sił wewnętrznych w przekroju rygla

PRZYPADEK 1 – PODPORA P4:

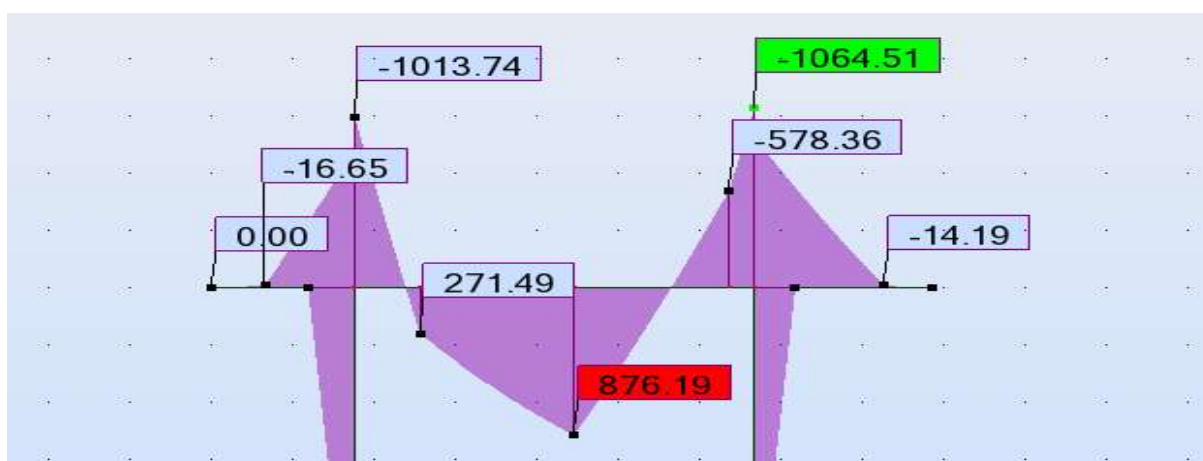
Wykres momentów zginających:



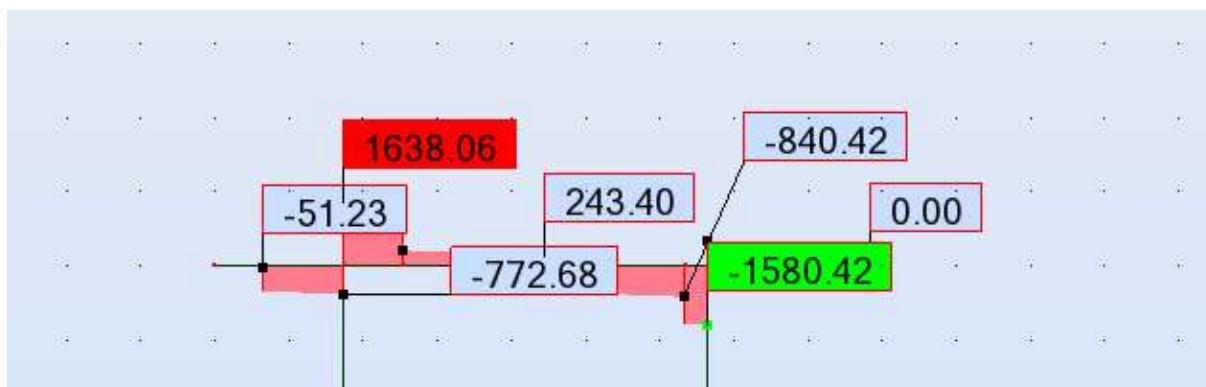
Wykres sił poprzecznych:

**PRZYPADEK 2 – PODPORA P4:**

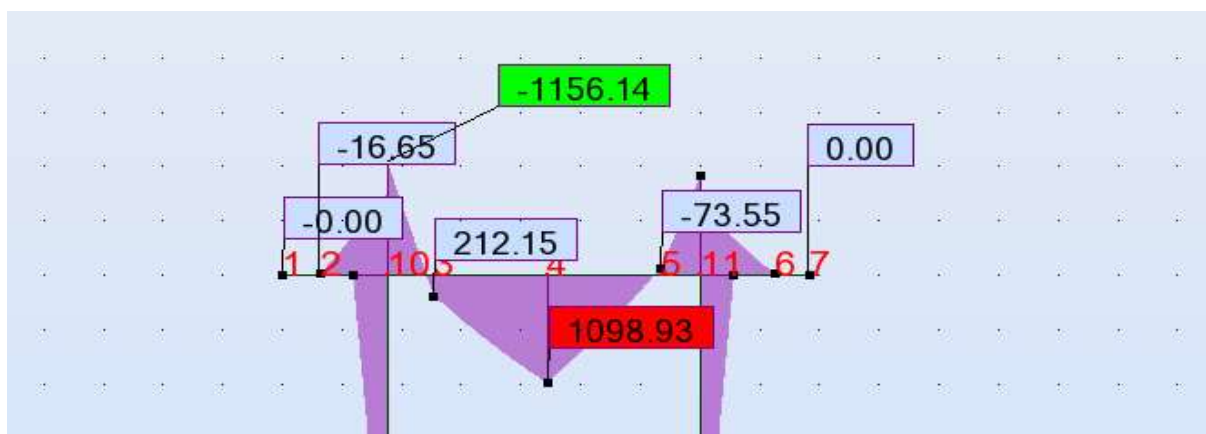
Wykres momentów zginających:



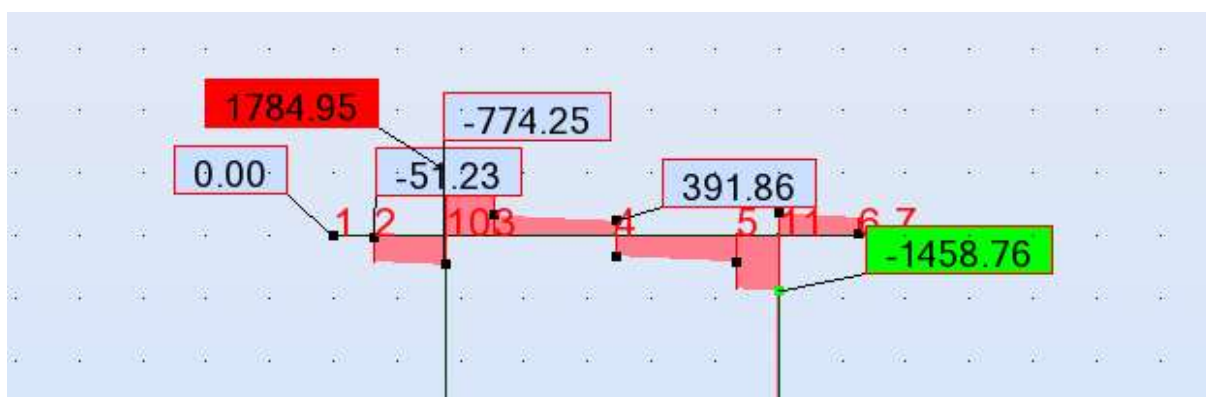
Wykres sił poprzecznych:

**PRZYPADEK 1 – PODPORA P3:**

Wykres momentów zginających:

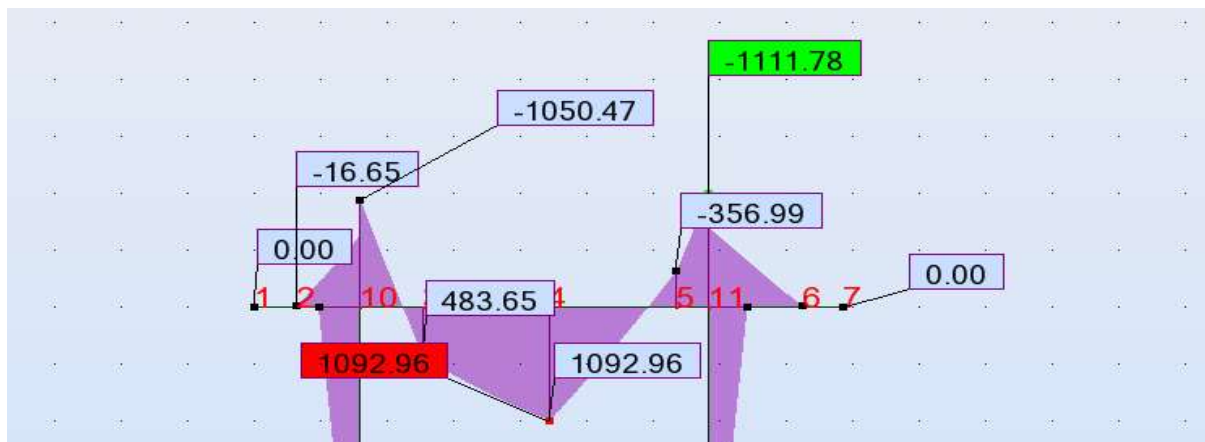


Wykres sił poprzecznych:

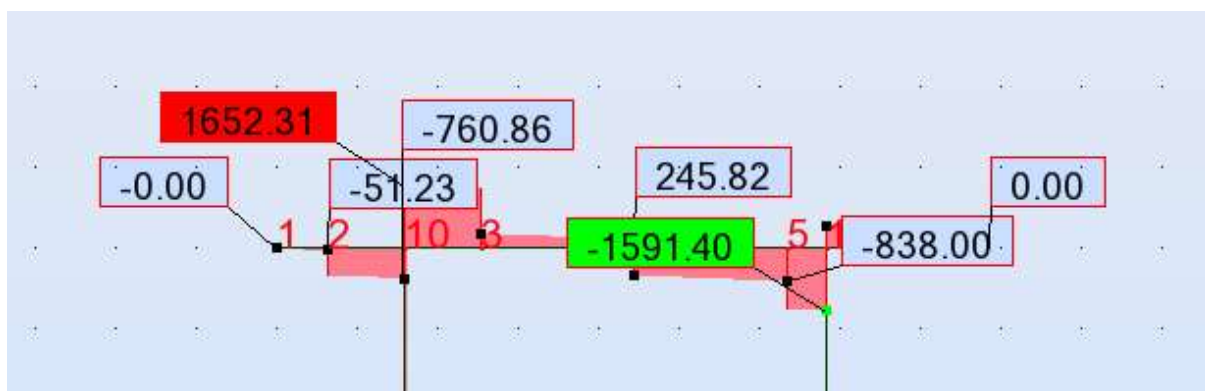


PRZYPADEK 2 – PODPORA P3:

Wykres momentów zginających:



Wykres sił poprzecznych:

**ZESTAWIENIE SIŁ:**

Przypadek		
P1-P4	Moment podporowy	1133,21
	Moment przęsłowy	882,27
	Siła poprzeczna	1796,54
P2-P4	Moment podporowy	1064,51
	Moment przęsłowy	876,19
	Siła poprzeczna	1638,06
P1-P3	Moment podporowy	1156,14
	Moment przęsłowy	1098,93
	Siła poprzeczna	1784,95
P2-P3	Moment podporowy	1111,78
	Moment przęsłowy	1092,96
	Siła poprzeczna	1652,31
MAX	Moment podporowy	1156,14
	Moment przęsłowy	1098,93
	Siła poprzeczna	1796,54

4.2 Wymiarowanie rygla na zginanie

Obliczenia przekrojów mostowych wg PN-91/S-10042

(wersja 3.0 zgodna z wersją systemu 24.0.0)

Nazwa zadania : **Untitled**
projektowanie przekroju żelbetowego

• **Dane :**

Materiał: BETON: B35, $R_{bk} = 2,62 \text{ (kN/cm}^2\text{)}$
STAL: A-IIIN, $R_{ak} = 49,00 \text{ (kN/cm}^2\text{)}$

Geometria: typ elementu: belka
kształt: prostokątny - belka
wymiary: $180,00 \times 80,00 \text{ (cm)}$
przekrój brutto: $A = 1,44 \text{ (m}^2\text{)}, I_y = 0,08 \text{ (m}^4\text{)}, Z_c = 40,00 \text{ (cm)}$



Obciążenia: w stanie użytkowym

Nr	Typ	Fd/Fc	My [kN*m]
1	SGN	0,50	1156,14
2	SGN	0,50	-1098,93

• **Wyniki :**

zbrojenie dolne w odległości 8,00 (cm) **Aa1 = 47,24 (cm²)**

zbrojenie minimalne 28,80 (cm²)

zbrojenie górne w odległości 8,00 (cm) **Aa2 = 44,80 (cm²)**

zbrojenie minimalne 28,80 (cm²)

przekrój sprowadzony: $A_c = 1,58 \text{ (m}^2\text{)}, I_{yc} = 0,08 \text{ (m}^4\text{)}, Z_{cc} = 39,93 \text{ (cm)}$

Numer obciążenia decydującego: 1

Siły wymiarujące: $M_y = 1156,14 \text{ (kN*m)}$

wytrzymałość obliczeniowa betonu przy ściskaniu $R_b = 2,02 \text{ (kN/cm}^2\text{)}$
wytrzymałość obliczeniowa stali (w przekroju) $R_a = 37,50 \text{ (kN/cm}^2\text{)}$

stosunek modułu sprężystości stali i betonu	n	= 15,00
położenie osi obojętnej względem górnej krawędzi	z	= 18,51 (cm)
odkształcenia w zbrojeniu dolnym	ε_{a1}	= $1,87 \times 10^{-3}$
naprężenia w zbrojeniu dolnym	σ_{a1}	= 37,37 (kN/cm ²)
odkształcenia w zbrojeniu górnym	ε_{a2}	= $-0,37 \times 10^{-3}$
naprężenia w zbrojeniu górnym	σ_{a2}	= -7,34 (kN/cm ²)
odkształcenia w betonie na krawędzi górnej	ε_{b2}	= $0,65 \times 10^{-3}$
naprężenia w betonie na krawędzi górnej	σ_{b2}	= 0,86 (kN/cm ²)

4.3 Wymiarowanie rygla na ścinanie

OBLICZENIA

$V := 1796.54 \text{ kN}$ obliczeniowa siła ścinająca

$b := 1.80 \text{ m}$ szerokość przekroju rygla

$h := 0.8 \text{ m}$ wysokość przekroju rygla

$z := 0.85 \cdot h = 0.68 \text{ m}$ ramię sił wewnętrznych

$\tau_b := \frac{V}{b \cdot z} = 1.468 \text{ MPa}$ naprężenia wywołane działaniem siły poprzecznej

$\tau_R := 0.32 \text{ MPa}$ wytrzymałość obliczeniowa betonu na ścinanie

warunek := if($\tau_b > \tau_R$, "warunek niespełniony", "warunek spełniony")

warunek = "warunek niespełniony"

****Zastosowano jako zbrojenie na ścinanie - strzemiona sześciocięte fi16 w rozstawie co 15cm

$s := 15 \text{ cm}$ $A_{s1} := 2.01 \text{ cm}^2$ $n := 6$

$R_{aw} := 375 \text{ MPa}$ przyjęto na podstawie normy dla stali A-IIIIN

$\Delta V_w := \frac{A_{s1} \cdot n}{s} \cdot z \cdot R_{aw} = 2050.2 \text{ kN}$ $\Delta V_b := \tau_R \cdot b \cdot z = 391.68 \text{ kN}$

Nośność przekroju zbrojonego na ścinanie:

$V_{Rd} := \Delta V_w + \Delta V_b = 2.442 \times 10^3 \text{ kN}$

warunek := if($V > V_{Rd}$, "warunek niespełniony", "warunek spełniony")

warunek = "warunek spełniony"

Nośność przekroju na ścinanie została zapewniona.

5. OBLICZENIA PŁYTY POMOSTU

5.1 Sprawdzenie nośności płyty pomostu

OBLICZENIA

Charakterystyki geometryczne przekroju zespolonego dla obciążeń krótkotrwałych wg. katalogu belek strunobetonowych:

$$A_Z := 0.439 \text{ m}^2 \quad \text{-pole przekroju zespolonego}$$

$$J_Z := 8.584 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 \quad \text{-moment bezwładności przekroju zespolonego}$$

$$h_d := 0.010 \text{ m} \quad \text{-odległość dolnej krawędzi płyty od osi obojętnej przekroju zespolonego}$$

$$h_g := 0.250 \text{ m} \quad \text{-odległość górnej krawędzi płyty od osi obojętnej przekroju zespolonego}$$

$$M_1 := 330.56 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{-moment przęsłowy od obciążenia użytkowego}$$

$$M_2 := 245.20 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{-moment podporowy od obciążenia użytkowego}$$

$$F := 1654 \text{ kN} \quad \text{-wartość siły sprężającej po stratach całkowitych}$$

$$e := 0.230 \text{ m} - \frac{12 \cdot 1.887 \text{ cm}^2 \cdot 57.75 \text{ mm} + 6 \cdot 1.887 \text{ cm}^2 \cdot 100 \text{ mm}}{18 \cdot 1.887 \text{ cm}^2} = 15.817 \cdot \text{cm} \quad \text{-ramię siły sprężającej w odniesieniu do osi obojętnej przekroju}$$

Wyznaczenie naprężeń w dolnej krawędzi płyty pomostu w przęśle- przekrój zespolony obciążony obciążeniem użytkowym krótkotrwałym LM1 - wartości charakterystyczne:

$$\delta_1 := \frac{-F}{A_Z} + \frac{F \cdot e}{J_Z} \cdot h_d - \frac{M_1}{J_Z} \cdot h_d = -3.848 \cdot \text{MPa}$$

znakowanie:
 "-" ściskanie
 "+" rozciąganie

Ściskanie w dolnej krawędzi poniżej wytrzymałości betonu na ściskanie.

Wyznaczenie naprężeń w górnej krawędzi płyty pomostu w przęśle- przekrój zespolony obciążony obciążeniem użytkowym krótkotrwałym LM1 - wartości charakterystyczne:

$$\delta_2 := \frac{-F}{A_Z} + \frac{F \cdot e}{J_Z} \cdot h_g - \frac{M_1}{J_Z} \cdot h_g = -5.776 \cdot \text{MPa}$$

znakowanie:
 "-" ściskanie
 "+" rozciąganie

Ściskanie w górnej krawędzi poniżej wytrzymałości betonu na ściskanie.

Wyznaczenie naprężeń w dolnej krawędzi płyty pomostu nad podporą- przekrój zespolony obciążony obciążeniem użytkowym krótkotrwałym LM1 - wartości charakterystyczne (bez uwzględnienia poprzecznic w charakterystykach przekrojowych):

$$\delta_3 := \frac{M_2}{J_Z} \cdot h_d = 0.286 \cdot \text{MPa}$$

znakowanie:
 "-" ściskanie
 "+" rozciąganie

Rozciąganie w dolnej krawędzi poniżej wytrzymałości betonu na rozciąganie.

Wyznaczenie naprężeń w górnej krawędzi płyty pomostu nad podporą- przekrój zespolony obciążony obciążeniem użytkowym krótkotrwałym LM1 - wartości charakterystyczne (bez uwzględnienia poprzecznic w charakterystykach przekrojowych):

$$\delta_4 := \frac{M_2}{J_Z} \cdot h_g = 7.141 \cdot \text{MPa}$$

znakowanie:
 "-" ściskanie
 "+" rozciąganie

Rozciąganie w górnej krawędzi płyty pomostu powyżej wytrzymałości betonu na rozciąganie.

Konieczne zastosowanie zbrojenia górnego w obrębie stref podporowych.

Obliczenia przekrojów mostowych wg PN-91/S-10042

(wersja 3.0 zgodna z wersją systemu 24.0.0)

Nazwa zadania : Wyznaczenie zbrojenia w płycie pomostu_mały przekrój.kpm
projektowanie przekroju żelbetowego

• **Dane :**

Materiał: BETON: B30, $R_{bk} = 2,25$ (kN/cm²)
STAL: A-IIIN, $R_{ak} = 49,00$ (kN/cm²)

Geometria: typ elementu: belka
kształt: prostokątny - belka
wymiary: 90,00 x 50,00 (cm)
przekrój brutto: $A = 0,45$ (m²), $I_y = 0,01$ (m⁴), $Z_c = 25,00$ (cm)



Obciążenia: w stanie użytkowym

Nr	Typ	Fd/Fc	My [kN*m]
1	SGN	0,50	470,00

• **Wyniki :**

zbrojenie dolne w odległości 5,00 (cm) **Aa1 = 31,92 (cm²)**
zbrojenie minimalne 9,00 (cm²)

przekrój sprowadzony: $A_c = 0,50$ (m²), $I_{yc} = 0,01$ (m⁴), $Z_{cc} = 23,08$ (cm)

Numer obciążenia decydującego: 1

Siły wymiarujące: My = 470,00 (kN*m)

wytrzymałość obliczeniowa betonu przy ściskaniu	R_b	= 1,73 (kN/cm ²)
wytrzymałość obliczeniowa stali (w przekroju)	R_a	= 37,50 (kN/cm ²)
stosunek modułu sprężystości stali i betonu	n	= 15,00
położenie osi obojętnej względem górnej krawędzi	z	= 17,19 (cm)
odkształcenia w zbrojeniu dolnym	ϵ_{a1}	= $1,88 \times 10^{-3}$

naprężenia w zbrojeniu dolnym	σ_{a1}	= 37,50 (kN/cm ²)
odkształcenia w betonie na krawędzi górnej	ε_{b2}	= 1,16 x 10 ⁻³
naprężenia w betonie na krawędzi górnej	σ_{b2}	= 1,55 (kN/cm ²)

6. OBLICZENIA POPRZECZNICY PODPOROWEJ

6.1 Sprawdzenie nośności poprzecznicy podporowej

Obliczenia przekrojów mostowych wg PN-91/S-10042

(wersja 3.0 zgodna z wersją systemu 24.0.0)

Nazwa zadania : Obliczenia zbrojenia FAZA I.kpm
projektowanie przekroju żelbetowego

• **Dane :**

Materiał: BETON: B30, $R_{bk} = 2,25 \text{ (kN/cm}^2\text{)}$
STAL: A-IIIN, $R_{ak} = 49,00 \text{ (kN/cm}^2\text{)}$

Geometria: typ elementu: belka
kształt: prostokątny - belka
wymiary: $150,00 \times 40,00 \text{ (cm)}$
przekrój brutto: $A = 0,60 \text{ (m}^2\text{)}, I_y = 0,01 \text{ (m}^4\text{)}, Z_c = 20,00 \text{ (cm)}$



Obciążenia: w stanie użytkowym

Nr	Typ	Fd/Fc	My [kN*m]
1	SGN	0,50	-60,12
2	SGN	0,50	43,30

• **Wyniki :**

zbrojenie dolne w odległości 7,00 (cm) **Aa1 = 3,64 (cm²)**

zbrojenie minimalne 12,00 (cm²)

zbrojenie górne w odległości 7,00 (cm) **Aa2 = 5,09 (cm²)**

zbrojenie minimalne 12,00 (cm²)

przekrój sprowadzony: $A_c = 0,61 \text{ (m}^2\text{)}, I_{yc} = 0,01 \text{ (m}^4\text{)}, Z_{cc} = 19,95 \text{ (cm)}$

Numer obciążenia decydującego: 1

Siły wymiarujące: My = -60,12 (kN*m)

wytrzymałość obliczeniowa betonu przy ściskaniu $R_b = 1,73 \text{ (kN/cm}^2\text{)}$
wytrzymałość obliczeniowa stali (w przekroju) $R_a = 37,50 \text{ (kN/cm}^2\text{)}$

stosunek modułu sprężystości stali i betonu	n	= 15,00
położenie osi obojętnej względem górnej krawędzi	z	= 34,57 (cm)
odkształcenia w zbrojeniu dolnym	ε_{a1}	= $0,11 \times 10^{-3}$
naprężenia w zbrojeniu dolnym	σ_{a1}	= 2,14 (kN/cm ²)
odkształcenia w zbrojeniu górnym	ε_{a2}	= $1,87 \times 10^{-3}$
naprężenia w zbrojeniu górnym	σ_{a2}	= 37,42 (kN/cm ²)
odkształcenia w betonie na krawędzi dolnej	ε_{b1}	= $0,37 \times 10^{-3}$
naprężenia w w betonie na krawędzi dolnej	σ_{b1}	= 0,49 (kN/cm ²)

Obliczenia przekrojów mostowych wg PN-91/S-10042

(wersja 3.0 zgodna z wersją systemu 24.0.0)

Nazwa zadania : Obliczenia zbrojenia FAZA II.kpm
projektowanie przekroju żelbetowego

• **Dane :**

Materiał: BETON: B30, $R_{bk} = 2,25 \text{ (kN/cm}^2\text{)}$
STAL: A-IIIN, $R_{ak} = 49,00 \text{ (kN/cm}^2\text{)}$

Geometria: typ elementu: belka
kształt: prostokątny - belka
wymiary: $150,00 \times 90,00 \text{ (cm)}$
przekrój brutto: $A = 1,35 \text{ (m}^2\text{)}, I_y = 0,09 \text{ (m}^4\text{)}, Z_c = 45,00 \text{ (cm)}$



Obciążenia: w stanie użytkowym

Nr	Typ	Fd/Fc	My [kN*m]
1	SGN	0,50	-194,14
2	SGN	0,50	177,91

• **Wyniki :**

zbrojenie dolne w odległości 7,00 (cm)

Aa1 = 5,94 (cm²)

zbrojenie minimalne 27,00 (cm²)

zbrojenie górne w odległości 7,00 (cm)

Aa2 = 6,49 (cm²)

zbrojenie minimalne 27,00 (cm²)

przekrój sprowadzony: $A_c = 1,37 \text{ (m}^2\text{)}, I_{yc} = 0,09 \text{ (m}^4\text{)}, Z_{cc} = 45,02 \text{ (cm)}$

Numer obciążenia decydującego: 2

Siły wymiarujące: $M_y = 177,91 \text{ (kN*m)}$

wytrzymałość obliczeniowa betonu przy ściskaniu $R_b = 1,73 \text{ (kN/cm}^2\text{)}$

wytrzymałość obliczeniowa stali (w przekroju) $R_a = 37,50 \text{ (kN/cm}^2\text{)}$

stosunek modułu sprężystości stali i betonu	n	= 15,00
położenie osi obojętnej względem górnej krawędzi	z	= 9,19 (cm)
odkształcenia w zbrojeniu dolnym	ε_{a1}	= $1,87 \times 10^{-3}$
naprężenia w zbrojeniu dolnym	σ_{a1}	= 37,50 (kN/cm ²)
odkształcenia w zbrojeniu górnym	ε_{a2}	= $-0,06 \times 10^{-3}$
naprężenia w zbrojeniu górnym	σ_{a2}	= -1,11 (kN/cm ²)
odkształcenia w betonie na krawędzi górnej	ε_{b2}	= $0,23 \times 10^{-3}$
naprężenia w betonie na krawędzi górnej	σ_{b2}	= 0,31 (kN/cm ²)