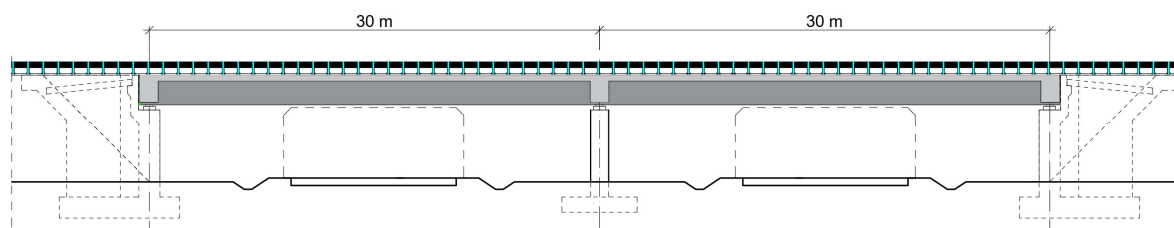


## 7. Wiadukt betonowy sprężony o schemacie belki ciągłej

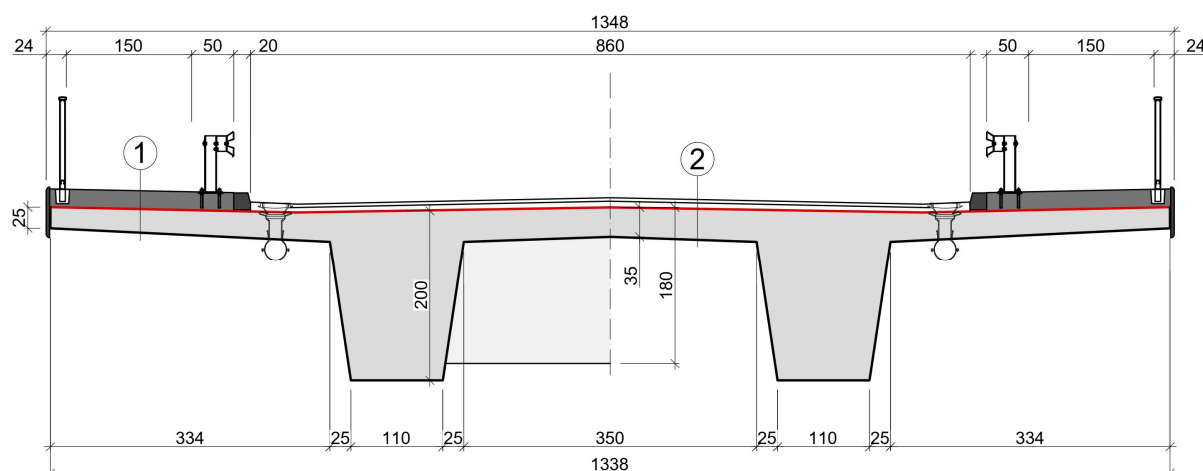
### 7.1. Opis obiektu i założenia do obliczeń

#### 7.1.1. Rozwiązanie konstrukcyjne

(1) Przedmiotem obliczeń jest typowy kablobetonowy wiadukt drogowy nad autostradą o schemacie statycznym belki ciągłej dwuprzęsłowej i rozpiętościach przęsła 30 + 30 m (rys. 7.1.1.1). Na obiekcie zlokalizowano drogę klasy G z jezdnią o szerokości 8,6 m w świetle krawężników oraz dwa chodniki o szerokości użytkowej 1,5 m. Ustrój nośny składa się z dwóch trapezowych dźwigarów z betonu sprężonego o wysokości konstrukcyjnej 2,0 m zwieńczonych płytą pomostu o zmiennej grubości od 0,25 m na końcach wsporników do 0,35 m w miejscach połączenia wsporników z dźwigarami oraz pomiędzy dźwigarami (rys. 7.1.1.2). Zaprojektowano poprzecznice podporowe o wysokości 1,8 m i szerokości 1,2 m.



Rys. 7.1.1.1. Widok z boku



#### ① WARSTWY CHODNIKA

nawierzchnia epoksydowa	10 mm
kapa chodnikowa z betonu C30/37	230 mm
izolacja termozgrzewalna	10 mm
plyta żelbetowa	

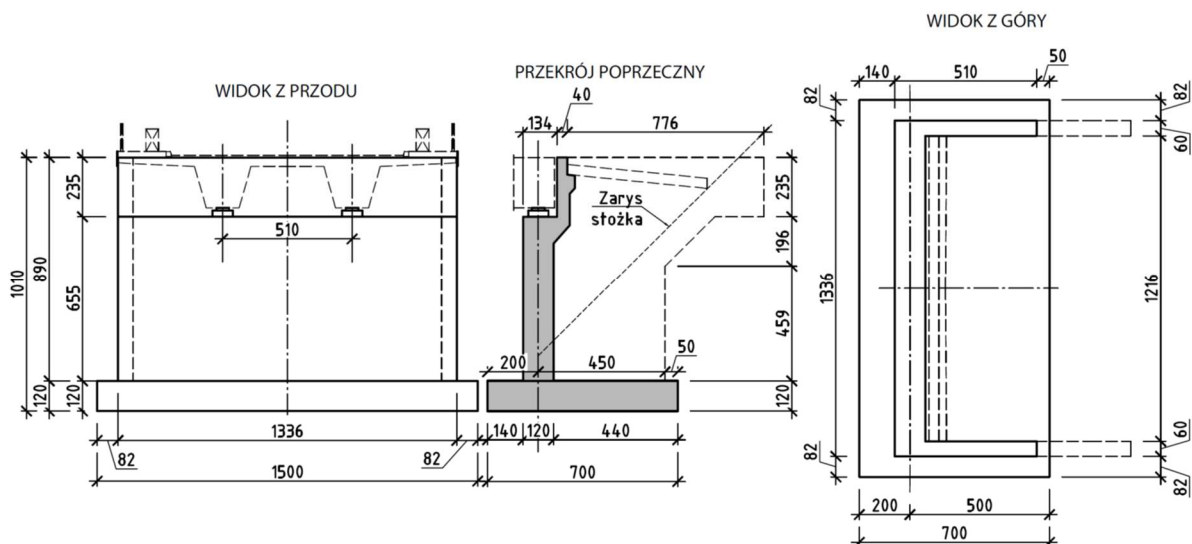
#### ② WARSTWY JEZDNI

warstwa ścierna SMA	40 mm
warstwa wiążąca asfalt twardolany	50 mm
izolacja termozgrzewalna	10 mm
plyta żelbetowa	

Rys. 7.1.1.2. Przekrój poprzeczny

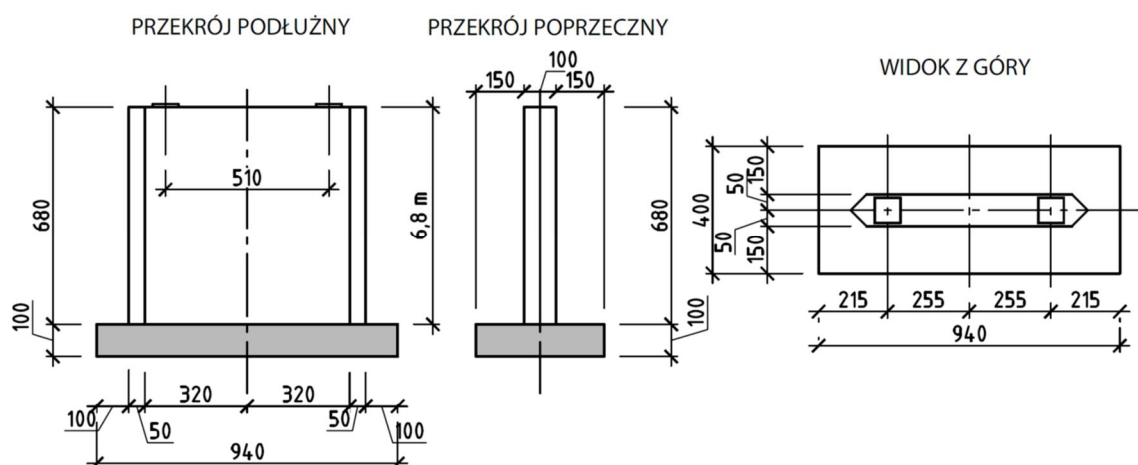
(2) Przyczółek mostowy zaprojektowano o korpusie pełnościennym, połączony z ławą fundamentową, posadowioną bezpośrednio na gruntach niespoistych, piaskach średnich o średnim zagęszczeniu. Ściany boczne przyczółka zaprojektowano jako pełnościenne monolitycznie połączone z korpusem oraz ławą fundamentową. Wysokość całkowita korpusu wynosi 8,9 m, a jego grubość 1,2 m. W górnej części znajduje się korpus w postaci ścianki zapleczonej o wysokości 2,35 m i grubości 0,5 m.

Grubość skrzydeł przyczółka jest stała na wysokości korpusu i wynosi 0,6 m. Żelbetowa łąwa fundamentowa ma wymiary rzutu poziomego 7,0 × 15,0 m oraz grubość równą 1,2 m. Szerokość łąwy fundamentowej została wydłużona o 0,5 m w stosunku do rozwiązania katalogowego Z8-P2H9 WR-M-21-1. Było to podyktowane otrzymaniem zbyt dużych przechyleń pionowych przeciwnych krawędzi łąwy fundamentowej. Na rys. 7.1.1.3 pokazano gabaryty przyczółka mostowego.



Rys. 7.1.1.3. Gabaryty przyczółka mostowego

(3) Filar mostowy zaprojektowano jako pełnościenny ścianowy, połączony z łąwą fundamentową, posadowioną bezpośrednio na gruntach niespoistych, piaskach średnich o średnim zagęszczeniu. Korpus filara ma przekrój poprzeczny prostokątny o grubości 1,0 m i szerokości 7,4 m. Wysokość korpusu filara wynosi 6,8 m. Żelbetowa łąwa fundamentowa ma wymiary rzutu poziomego 4,00 × 9,40 m oraz grubość równą 1,0 m. Jest to podstawowa geometria filara mostowego z karty katalogowej Z9-FP2 według rozwiązań przedstawionych w katalogu WR-M-21-1. Na rys. 7.1.1.4 pokazano gabaryty filara mostowego.



Rys. 7.1.1.4. Gabaryty filara mostowego

## 7.1.2. Technologia budowy

(1) W opracowaniu przyjęto tradycyjną technologię budowy betonu monolitycznego podpór mostowych. Kolejność prowadzenia robót jest następująca:

- 1) roboty ziemne – wykopy, zabezpieczenie wykopów,
- 2) częściowe wykonanie nasypu do obiektu mostowego bez strefy przejściowej (przyczółek),
- 3) wykonanie podkładu z betonu niekonstrukcyjnego przed wykonaniem łąw fundamentowych,
- 4) deskowanie i zbrojenie łąw fundamentowych,
- 5) betonowanie łąw fundamentowych,
- 6) wykonanie izolacji łąw fundamentowych,
- 7) zasypanie łąwy fundamentowej do górnego poziomu,
- 8) montaż zbrojenia i deskowanie korpusów podpór,
- 9) betonowanie podpór,
- 10) wykonanie izolacji podpór,
- 11) wykonanie drenażu zasyпки (przyczółek),
- 12) wykonanie zasyпки mostowej (przyczółek),
- 13) wykonanie ciosów podłożyskowych.

(2) Przyjęto, że ustrój nośny obiektu zostanie wykonany w technologii monolitycznej na miejscu budowy, na rusztowaniach stacjonarnych. Sprężanie ustroju nośnego zostanie przeprowadzone z wykorzystaniem naciągu dwustronnego po 14 dniach od betonowania  $t_0 = 14$  dni. Założono, że oddanie do użytkowania nastąpi po około sześciu miesiącach od sprężenia ( $t_1 = 194$  dni).

## 7.1.3. Materiały

### 7.1.3.1. Beton

#### Podstawowe parametry betonu

(1) Ustrój nośny analizowanego obiektu zaprojektowano z betonu klasy C50/60 na kruszywie bazaltowym i cemencie klasy R. Elementy podpór i fundamentów zostały zaprojektowane z betonu klasy C30/37 na kruszywie kwarcytowym i cemencie klasy N. Wartości właściwości mechanicznych betonu potrzebne do projektowania odczytano z tab. 3.1 normy [14] i zestawiono w tab. 7.1.3.1.1. W przypadku betonu ustroju nośnego (pkt 3.1.3(2) normy [14]) wartość modułu sprężystości odczytaną z tab. 3.1 normy [14] zwiększono o 20% ze względu na zastosowanie kruszywa bazaltowego.

Tab. 7.1.3.1.1. Właściwości mechaniczne betonów według normy [14]

Parametr	Ustrój nośny	Podpory
Klasa betonu	C50/60	C30/37
Charakterystyczna wytrzymałość walcowa na ściskanie betonu po 28 dniach	$f_{ck} = 50$ MPa	$f_{ck,p} = 30$ MPa
Charakterystyczna wytrzymałość kostkowa na ściskanie betonu po 28 dniach	$f_{ck,cube} = 60$ MPa	$f_{ck,cube,p} = 37$ MPa
Średnia wartość wytrzymałości walcowej betonu na ściskanie	$f_{cm} = 58$ MPa	$f_{cm,p} = 38$ MPa
Średnia wartość wytrzymałości betonu na rozciąganie osiowe	$f_{ctm} = 4,1$ MPa	$f_{ctm,p} = 2,9$ MPa
Kwantyl 5% rozkładu charakterystycznej wytrzymałości betonu na rozciąganie	$f_{ctk,0,05} = 2,9$ MPa	$f_{ctk,0,05,p} = 2,0$ MPa
Sieczny moduł sprężystości betonu (w przypadku ustroju nośnego zwiększony zgodnie z pkt 3.1.3(2) normy [14])	$E_{cm} = 44,4$ GPa	$E_{cm,p} = 32$ GPa
Odształcenie graniczne betonu	$\varepsilon_{cu3} = 3,5\text{‰}$	$\varepsilon_{cu3,p} = 3,5\text{‰}$

## Charakterystyki betonu w zależności od wieku

(2) W normie [14] zamieszczono wzory na funkcje pozwalające określić parametry mechaniczne betonu na wczesnym etapie dojrzewania. W analizowanym przypadku istotne będą parametry betonu ustroju nośnego przęsła w chwili sprężenia. Założono, że konstrukcja zostanie sprężona po 14 dniach od momentu betonowania. Do produkcji betonu przyjęto cement klasy R (o wysokiej wytrzymałości wczesnej), co implikuje przyjęcie współczynnika  $s = 0,2$  we wzorze na  $\beta_{cc}(t)$ , zgodnie z pkt 3.1.2(6) normy [14].

(3) Wartości właściwości mechanicznych betonu w chwili sprężenia ( $t_0 = 14$  dni) określono za pomocą funkcji zamieszczonych w pkt 3.1 normy [14]. Współczynnik zależny od wieku betonu obliczono ze wzoru (3.2) normy [14].

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left[ s \left( 1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right], \quad \beta_{cc}(t_0) = 0,92.$$

(4) Wytrzymałość średnią betonu na ściskanie określono ze wzoru (3.1) normy [14]:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm}, \quad f_{cm}(t_0) = 53,4 \text{ MPa.}$$

Wytrzymałość charakterystyczną betonu na ściskanie określono na podstawie wytycznych pkt 3.1.2(5) normy [14] (wzór obowiązuje dla wieku betonu od 3 do 28 dni), w czasie  $t_0$  wytrzymałość ta wynosi:

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ MPa}, \quad f_{ck}(t_0) = 45,4 \text{ MPa.}$$

Wytrzymałość średnią betonu na rozciąganie obliczono ze wzoru (3.4) normy [14]:

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^\alpha \times f_{ctm}, \quad f_{ctm}(t_0) = 3,8 \text{ MPa,}$$

a moduł sprężystości ze wzoru (3.5) normy [14]:

$$E_{cm}(t) = \left( \frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} \times E_{cm}, \quad E_{cm}(t_0) = 43,3 \text{ GPa.}$$

## Klasy ekspozycji i grubości otulenia

(5) Dla poszczególnych powierzchni elementów konstrukcji przyjęto następujące klasy ekspozycji (decydujące ze względu na dobór grubości otulenia) (tab. 4.1 normy [14], pkt 4.2 normy [15]):

- 1) XD1 – dla dźwigara i dolnej powierzchni płyty pomostu (jak dla powierzchni narażonych na działanie chlorków z powietrza),
- 2) XC3 – dla górnej powierzchni płyty pomostu (jak dla powierzchni chronionych izolacją wodoszczelną),
- 3) XC4, XD1, XF2 – dla elementów korpusów podpór,
- 4) XC2 i XA1 – dla ław fundamentowych.

(6) W Załączniku E do normy [14] podano klasy wytrzymałości betonu wskazane ze względu na trwałość w zależności od klasy ekspozycji. Wskazaną klasą wytrzymałości dla przyjętych klas ekspozycji jest klasa C30/37. Przyjęte do projektowania klasy betonu odpowiadają wskazanej ze względu na trwałość.

(7) Grubości otulenia cięgien sprężających i prętów zbrojeniowych dobrano zgodnie z zapisami pkt 4.4.1 norm [14, 15] według klas ekspozycji i klas konstrukcji. Klasy konstrukcji określono według tab. 4.3N normy [14] na podstawie klasy ekspozycji, klasy wytrzymałości betonu, kształtu elementu oraz projektowego okresu użytkowania, którego wartość przyjęto (zgodnie z danymi w tab. 2.1 normy [9]) równą 100 lat. Nie zakładano specjalnej kontroli jakości betonu i związanego z nią zmniejszenia klasy konstrukcji.

Nominalną grubość otulenia  $c_{nom}$  określa się ze wzoru (4.1) normy [14] w zależności od minimalnego otulenia  $c_{min}$  określonego wzorem (4.2) tej normy oraz przyjętej wartości odchyłki  $\Delta c_{dev}$ . Dobór nominalnej grubości otulenia  $c_{nom}$  wraz z odwołaniami do poszczególnych elementów normy [14] przedstawiono w tab. 7.1.3.1.2. Zgodnie z normą [14], pkt 4.4.1.1(1)P otulenie nominalne dotyczy zbrojenia, które znajduje się najbliżej krawędzi betonu (np. strzemion, prętów rozdzielczych).



**Tab. 7.1.3.1.2. Dobór grubości otulenia według norm [14, 15]**

Zbrojenie	Klasa ekspozycji	Klasa konstrukcji	$c_{min,b}$	$c_{min,dur}$	$\Delta c_{dev}$	$c_{nom}$
Odwolanie do normy [14]	tab. 4.1, pkt 4.2 [15]	tab. 4.3N	tab. 4.2	tab. 4.4N/ 4.5N	pkt 4.4.1.3	wzory (4.2), (4.1)
Cięgna sprężające	XD1	S5	80	50	10	<b>90</b>
Zbrojenie dolne w dźwigarze głównym	XD1	S5	25	40	10	<b>50</b>
Zbrojenie górne w płycie pomostu ( $p_g$ )	XC3	S4	16	25	10	<b>35</b>
Zbrojenie dolne w płycie pomostu ( $p_d$ )	XD1	S4	20	35	10	<b>45</b>
Zbrojenie w korpusach podpór	XC4, XD1,	S5	32	40	10	<b>50</b>
Zbrojenie w ławach fundamentowych	XC2, XA1	S6	32	35	10	<b>50*</b>

\* przyjęto jednakową otulinę w korpusach podpór i ławach fundamentowych.

### 7.1.3.2. Stal zbrojeniowa

(1) Na zbrojenie zwykłe analizowanego obiektu przewidziano stal zbrojeniową klasy C (o podwyższonej ciągliwości) o granicy plastyczności 500 MPa. Uwaga: zgodnie z pkt 3.2.2(3)P zasady normy [14] obejmują stal zbrojeniową o granicy plastyczności  $f_{yk}$  od 400 do 600 MPa, a Załącznik Krajowy do normy [15] narzuca stosowanie do zbrojenia nośnego mostów stali zbrojeniowej klasy C. Parametry stali zbrojeniowej przedstawiono w tab. 7.1.3.2.1. Zgodnie z zaleceniami zawartymi w pkt 3.2.7(4) normy [14] przyjęto obliczeniową wartość modułu sprężystości dla stali zbrojeniowej równą 200 GPa.

**Tab. 7.1.3.2.1. Właściwości mechaniczne stali zbrojeniowej według normy [14]**

Parametr	Symbol i wartość
Charakterystyczna granica plastyczności stali zbrojeniowej	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie stali zbrojeniowej (według danych producenta stali)	$f_{tk} = 575 \text{ MPa}$
Moduł sprężystości stali zbrojeniowej według pkt 3.2.7(4) [14]	$E_s = 200 \text{ GPa}$
Charakterystyczne odkształcenie stali zbrojeniowej przy maksymalnym obciążeniu (według danych producenta stali)	$\varepsilon_{s,uk} = 8,0\%$

### 7.1.3.3. Stal sprężająca

(1) W analizowanym obiekcie cięgna sprężające stanowią kable wykonane ze splotów siedmiodrutowych ze stali Y1860S7 według normy [27] (klasa 2. o niskiej relaksacji). Właściwości mechaniczne cięgien sprężających podano w tab. 7.1.3.3.1. Obliczeniową wartość modułu sprężystości dla cięgien wykonanych ze splotów przyjęto zgodnie z pkt 3.3.6(3) normy [14], równą 195 GPa.

**Tab. 7.1.3.3.1. Właściwości mechaniczne stali sprężającej według norm [14, 27]**

Parametr	Symbol i wartość
Charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie stali sprężającej według tab. 2 [27]	$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$
Umowna 0,1% granica plastyczności stali sprężającej według tab. 2 [27]	$f_{p0,1k} = 1600 \text{ MPa}$
Moduł sprężystości stali sprężającej według pkt 3.3.6(3) [27]	$E_p = 195 \text{ GPa}$
Charakterystyczne odkształcenie stali sprężającej przy maksymalnym obciążeniu (według danych producenta stali)	$\varepsilon_{p,uk} = 6,0\%$

#### 7.1.3.4. Częściowe współczynniki materiałów

(1) Częściowe materiałowe współczynniki bezpieczeństwa w trwałych i przejściowych sytuacjach obliczeniowych dla poszczególnych materiałów według tab. NA.2 z Załącznika Krajowego do normy [14] wynoszą:

- 1)  $\gamma_c = 1,4$  – dla betonu,
- 2)  $\gamma_s = 1,15$  – dla stali zbrojeniowej,
- 3)  $\gamma_s = 1,15$  – dla stali sprężającej.

(2) Wartości obliczeniowe wytrzymałości betonu na ściskanie i rozciąganie wyznaczono zaleceń normy [15], pkt 3.1.6(101)P i 3.1.6(102)P:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \frac{50 \text{ MPa}}{1,4} = 30,4 \text{ MPa},$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 1,0 \frac{2,9 \text{ MPa}}{1,4} = 2,07 \text{ MPa},$$

gdzie  $\alpha_{cc} = 0,85$ ,  $\alpha_{ct} = 1,0$  – współczynniki uwzględniające efekty obciążenia długotrwałego na wytrzymałość betonu na ściskanie i rozciąganie oraz niekorzystne efekty wynikające ze sposobu przyłożenia obciążenia. Uwaga: w obliczaniu wytrzymałości zmęczeniowej betonu należy stosować współczynnik  $\alpha_{cc} = 1,0$  [34].

(3) Obliczeniową wartość granicy plastyczności stali zbrojeniowej określono na podstawie rys. 3.8 normy [14]:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ MPa}}{1,15} = 435 \text{ MPa}.$$

#### 7.1.4. Sytuacje obliczeniowe

(1) Sprawdzenie stanów granicznych nośności (SGN) przęsła przeprowadzono dla trwałej sytuacji obliczeniowej (w fazie eksploatacji), a sprawdzenie stanów granicznych użyteczności (SGU) przęsła dla przejściowej (faza budowy) i trwałej sytuacji obliczeniowej (faza eksploatacji). W opracowaniu przyczółka mostowego rozpatrzono trwałą sytuację obliczeniową, a w przypadku filara sytuację trwałą i wyjątkową.

#### 7.1.5. Zakres obliczeń

(1) Zakres obliczeń konstrukcji przęsła obejmuje:

- 1) zestawienie obciążeń (stałych i zmiennych),
- 2) wyznaczenie szerokości efektywnych przekrojów,
- 3) analizę wartości siły sprężającej w kolejnych fazach pracy konstrukcji wraz z wyznaczeniem strat doraźnych i reologicznych,
- 4) sprawdzenie stanów granicznych nośności na zginanie, ścinanie i zmęczenie,
- 5) sprawdzenie stanów granicznych użyteczności (ograniczenie naprężeń, rys i ugięć) dźwigara kablobetonowego oraz żelbetowej płyty pomostu.

(2) Ze względu na powtarzalne procedury zakres prezentowanych obliczeń ograniczono do przekrojów przęsłowych i podporowych dźwigara i płyty pomostu pomiędzy dźwigarami. Dla przekrojów przęsłowych przedstawiono wymiarowanie w stanie granicznym nośności na zginanie i zmęczenie, a w przekrojach podporowych w stanie granicznym nośności na ścinanie. W stanach granicznych użyteczności przedstawiono obliczenia analityczne naprężeń w przekroju przęsłowym dźwigara w fazie budowy (czas  $t_0$  – w chwili sprężenia) oraz fazie eksploatacji (w czasie  $t_1$  – po oddaniu do użytkowania i w czasie  $t_n$  – na końcu okresu użytkowania). Naprężenia w pozostałych przekrojach na długości dźwigarów wyznaczono w modelu numerycznym i przedstawiono na wykresach. Sprawdzenie stanów granicznych użyteczności w płycie pomostu przedstawiono dla przekroju podporowego w fazie użytkowej.

(3) W zakresie podpór sprawdzono w stanie granicznym nośności:

- 1) nośność na zginanie i ścinanie ław fundamentowych,
- 2) nośność na zginanie i ścinanie korpusów
- 3) nośność pionową podłoża na wyparcie,
- 4) nośność na przesunięcie poziome fundamentu.

W zakresie podpór sprawdzono w stanie granicznym użyteczności:

- 1) osiadanie fundamentu,
- 2) przechył fundamentu.

(4) W stanie granicznym użyteczności sprawdzono również zarysowanie (quasi-stała kombinacja obciążeń) korpusu oraz ław fundamentowych. W przykładzie obliczeniowym podpór mostowych położono większy nacisk na sprawy geotechniczne związane z nośnością podłoża gruntowego, obciążeniem parciem gruntu oraz globalnymi przemieszczeniami podpór mostowych. Wymiarowanie powierzchniowych elementów żelbetowych (ławy fundamentowe, korpus) przeprowadzono w programie obliczeniowym zgodnym z wymaganiami norm [14, 15], w którym wykonano modele obliczeniowe podpór mostowych.

## 7.2. Przęsło

### 7.2.1. Zestawienie obciążeń i oddziaływań

#### 7.2.1.1. Obciążenia stałe

(1) Zestawienie ciężarów własnych elementów konstrukcji oraz wyposażenia sporządzono według normy [10]. Przyjęto następujące wartości ciężarów poszczególnych elementów:

- 1) elementy konstrukcyjne z betonu – 25 kN/m<sup>3</sup>,
- 2) kapy chodnikowe – 25 kN/m<sup>3</sup>,
- 3) krawężniki – 27 kN/m<sup>3</sup>,
- 4) deski gzymsowe – 25 kN/m<sup>3</sup>,
- 5) izolacja – 23 kN/m<sup>3</sup>,
- 6) nawierzchnia jezdni – 23 kN/m<sup>3</sup>,
- 7) nawierzchnia chodnika – 23 kN/m<sup>3</sup>,
- 8) balustrady – 0,5 kN/m,
- 9) bariery ochronne – 1,0 kN/m.

(2) Obciążenia stałe przyłożono w modelu obliczeniowym zgodnie z lokalizacją poszczególnych elementów. Wartości obciążeń stałych pochodzące od ciężaru własnego konstrukcji i elementów wyposażenia zdefiniowano jako osobne przypadki obciążenia ze względu na to, że ich oddziaływanie rozpoczyna się w innym czasie.

(3) Zestawiając ciężar elementów wyposażenia, których grubość może się zmieniać w czasie eksploatacji konstrukcji, należy uwzględnić te zmiany zgodnie z pkt 5.2.3(3) normy [10]. W przypadku mostów drogowych takimi elementami są nawierzchnia i izolacja. W analizowanym przykładzie przyjęto zmiany grubości tych elementów w zakresie -20%/+40% (dla przypadku nieuwzględnienia dodatkowych warstw w wartości nominalnej). Jeśli dodatkowe warstwy są uwzględniane w wartości nominalnej, należy przyjmować odchylenia o ±20%.

(4) Jako dodatkowe obciążenie stałe w fazie 2. uwzględniono różnicę osiadań podpór o wartości 10 mm. Podczas wyznaczania sił wewnętrznych od różnicy osiadań w modelu MES uwzględniono wpływ pełzania betonu za pomocą zmodyfikowanego modułu sprężystości betonu.

#### 7.2.1.2. Obciążenia ruchome

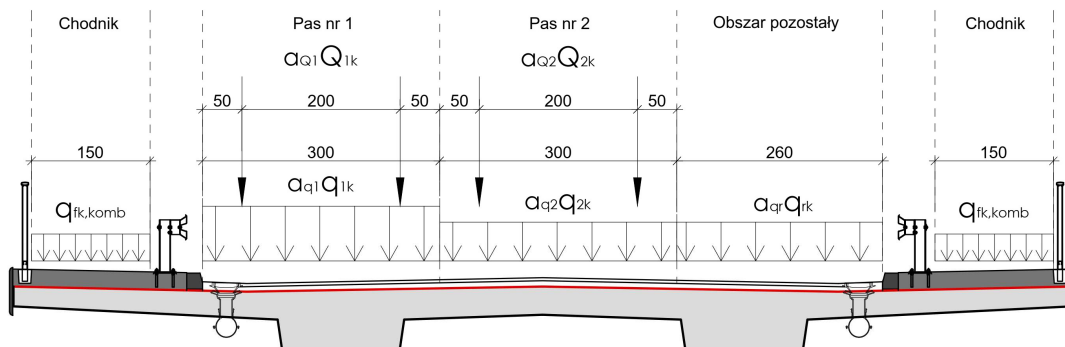
(1) Wartości obciążeń ruchomych wyznaczono na podstawie normy [13] oraz z przepisów techniczno-budowlanych. Podstawowym obciążeniem ruchomym mostów drogowych według normy [13] jest model LM1 składający się z obciążenia równomiernie rozłożonego UDL oraz tandemów sił skupionych TS (pkt 4.3.2 normy [13]). Usytuowanie modelu obciążenia w przekroju poprzecznym mostu jest zdeterminowane przez podział całej dostępnej dla pojazdów szerokości jezdni na tzw. pasy umowne według pkt 4.2.3 normy [13].

W analizowanym przykładzie jezdnię o szerokości w świetle krawężników równej 8,6 m podzielono na dwa pasy umowne trzymetrowej szerokości (pas nr 1 i pas nr 2) oraz obszar pozostały o szerokości 2,6 m (rys. 7.2.1.2.1). W analizie dźwigarów kablobetonowych uwzględniono grupę obciążenia gr1a składającą się z obciążenia ruchomego jezdni w postaci modelu LM1 oraz obciążenia tłumem pieszych na chodnikach o wartości kombinacyjnej równej 3 kN/m<sup>2</sup> zgodnie z tab. 4.4 normy [13] (rys. 7.2.1.2.1). W analizie płyty pomostu uwzględniono modele obciążenia LM1 oraz LM2 (gr1b).

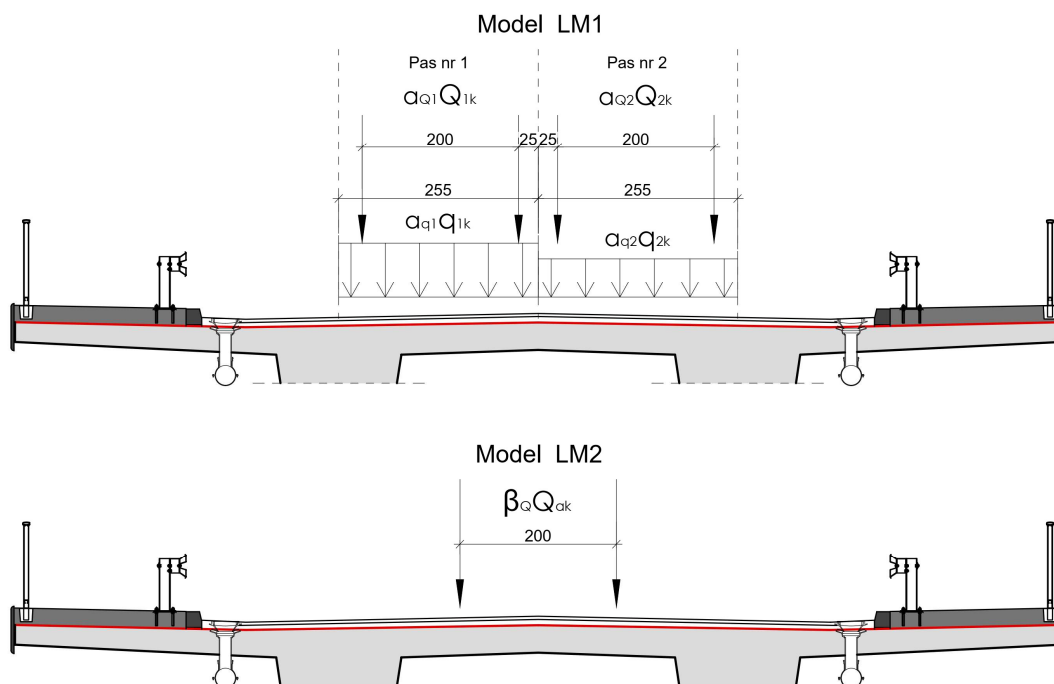
W przypadku modelu LM1 odległości pomiędzy sąsiednimi tandemami TS zmniejszono do 0,5 m zgodnie z pkt 4.3.2(5) normy [13] (rys. 7.2.1.2.2). Ponadto dla obu elementów przeanalizowano model obciążenia zmęczeniowego FLM3 (pkt 4.6.4 normy [13]). Ustawienia pasów w przekroju poprzecznym należy każdorazowo dobierać tak, aby wygenerować ekstremalne wartości sił wewnętrznych w analizowanych elementach konstrukcji.

(2) Podstawowe wartości obciążeń charakterystycznych modeli LM1 i LM2 zamieszczono w tab. 4.2 i pkt 4.3.3(1) normy [13]. Wartości te należy mnożyć przez tzw. współczynniki dostosowawcze określone w przepisach techniczno-budowlanych. Wartości współczynników dostosowawczych dla analizowanego obiektu przyjęto z przepisów techniczno-budowlanych tak jak dla klasy I obciążenia pojazdami samochodowymi (odpowiadającej drodze klasy G):

- 1)  $\alpha_{Q1} = 1,0$  – dla obciążenia TS na pasie nr 1,
- 2)  $\alpha_{Q2} = 1,0$  – dla obciążenia TS na pasie nr 2,
- 3)  $\alpha_{q1} = 1,33$  – dla obciążenia UDL na pasie nr 1,
- 4)  $\alpha_{q2} = 2,4$  – dla obciążenia UDL na pasie nr 2,
- 5)  $\alpha_{qr} = 1,2$  – dla obciążenia UDL na obszarze pozostałym,
- 6)  $\beta_Q = 1,0$  – dla obciążenia modelem LM2.



Rys. 7.2.1.2.1. Podział jezdni na pasy umowne i przykładowe ustawienie obciążenia ruchomego (gr1a) w przekroju poprzecznym do analizy dźwigara



Rys. 7.2.1.2.2. Przykładowe ustawienia obciążenia ruchomego w przekroju poprzecznym do analizy płyty pomostu pomiędzy dźwigarami

(3) Dodatkowo obiekt obciążono pojazdami specjalnymi zgodnie z przepisami techniczno-budowlanymi. Pod uwagę wzięto następujące przypadki obciążenia MLC, odpowiadające klasie 1. obciążenia pojazdami samochodowymi według przepisów techniczno-budowlanych:

- 1) przejazd pojazdów kołowych klasy MLC 150 w jednej kolumnie,
- 2) przejazd pojazdów kołowych klasy MLC 100 w dwóch kolumnach,
- 3) przejazd pojazdów gąsienicowych klasy MLC 120 w jednej kolumnie,

4) przejazd pojazdów gąsienicowych klasy MLC 80 w dwóch kolumnach.

(4) Obciążenie pojazdami specjalnymi MLC potraktowano jako alternatywne w stosunku do grupy obciążenia gr1a według normy [13]. Wartości obciążeń pojazdami MLC podane w przepisach techniczno-budowlanych są wartościami charakterystycznymi, które należy mnożyć przez współczynnik obciążenia  $\gamma_Q = 1,35$ .

### 7.2.1.3. Oddziaływania termiczne

(1) Wartości oddziaływań termicznych wyznaczono na podstawie normy [11]. W normie tej wyróżniono cztery składowe oddziaływań termicznych (rys. 4.1 normy [11]):

- 1) składową równomierną,
- 2) składową liniowo zmienną różnicy temperatury na szerokości przekroju względem osi y-y,
- 3) składową liniowo zmienną różnicy temperatury na wysokości przekroju względem osi z-z,
- 4) składową nieliniowo zmienną różnicy temperatury.

(2) W analizowanym przykładzie wyznaczono efekty oddziaływania składowej liniowej oraz liniowo zmiennej różnicy po wysokości przekroju (względem osi z-z). Ze względu na schemat statyczny obiektu (belka ciągła oparta na łożyskach) składowa równomierna nie będzie wywoływać sił wewnętrznych w konstrukcji. Na jej podstawie należy wyznaczać zakresy przemieszczeń łożysk i urządzeń dylatacyjnych. Dodatkowe momenty zginające będzie powodować składowa liniowo zmienna po wysokości przekroju związana z nierównomiernym nagrzewaniem i oziębianiem górnej i dolnej części konstrukcji. Norma [11] nie podaje szczegółowych wytycznych co do uwzględniania efektów termicznych w poszczególnych elementach konstrukcyjnych mostów. W analizie płyty pomostu uwzględniono część liniowego rozkładu temperatury po wysokości przekroju przypadającą na wysokość płyty (rys. 7.2.1.3.1). Ze względu na niewielkie wartości oddziaływania termicznego na płytę pomostu składową tę można w analizowanym przypadku pominąć.

#### Składowa równomierna temperatury mostu

(3) Aby wyznaczyć składową równomierną temperatury konstrukcji, na podstawie lokalizacji, rzędnej terenu oraz okresu użytkowania obiektu należy ustalić wartości ekstremalnych temperatur powietrza w cieniu, a następnie odpowiadające im temperatury konstrukcji w zależności od materiału. Procedurę określania wartości składowej równomiernej przedstawiono poniżej. Przyjęto lokalizację obiektu w Rzeszowie na wysokości  $H = 200$  m n.p.m.

(4) Ekstremalne temperatury powietrza w cieniu odczytane z map izotermicznych zamieszczonych na rys. NB.2 i NB.3 w Załączniku Krajowym do normy [11] wynoszą:  $T_{max} = 38^{\circ}\text{C}$ ,  $T_{min} = -34^{\circ}\text{C}$ . Korekta maksymalnych temperatur powietrza ze względu na projektowany okres użytkowania mostu równy 100 lat (i związane z tym prawdopodobieństwo przekroczenia  $p = 0,01$ ), na podstawie rys. NB.1 z Załącznika Krajowego do normy [11]:

$$T_{max.p} = 1,04 T_{max} = 39,5^{\circ}\text{C},$$

$$T_{min.p} = 1,08 T_{min} = -36,7^{\circ}\text{C}.$$

Korekta ze względu na wysokość n.p.m. na podstawie wzorów z Załącznika Krajowego do normy [11]:

$$T_{max}(H) = -0,0053 \times (^{\circ}\text{C}/\text{m}) \times H + T_{max.p} = 38,5^{\circ}\text{C},$$

$$T_{min}(H) = -0,0035 \times (^{\circ}\text{C}/\text{m}) \times H + T_{min.p} = -37,4^{\circ}\text{C}.$$

Maksymalne i minimalne temperatury konstrukcji według rys. 6.1 normy [11] wynoszą:

$$T_{e,max} = T_{max}(H) + 2 = 40,5^{\circ}\text{C},$$

$$T_{e,min} = T_{min}(H) + 8 = -29,4^{\circ}\text{C}.$$

Charakterystyczne maksymalne zmiany temperatury konstrukcji względem temperatury początkowej  $T_0 = 8^{\circ}\text{C}$  (pkt NB1.1 Załącznika Krajowego do normy [11]) mają wartość:

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 32,5^{\circ}\text{C} - \text{dla wydłużenia konstrukcji},$$

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 37,4^{\circ}\text{C} - \text{dla skrócenia konstrukcji}.$$

(5) W przypadku doboru łożysk i urządzeń dylatacyjnych zgodnie z zaleceniami pkt 6.1.3.3(3) normy [11] zakres maksymalnych zmian temperatury należy zwiększyć o wartość  $\pm 20^{\circ}\text{C}$  (lub  $\pm 10^{\circ}\text{C}$ , gdy temperatura montażu tych urządzeń jest określona). Wartości przemieszczeń należy wyznaczać, biorąc pod uwagę współczynniki rozszerzalności termicznej określone w Załączniku C do normy [11]. Dla betonu  $\alpha_T = 10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ . W analizowanym przypadku zakresy przemieszczeń łożysk i urządzeń dylatacyjnych dla wydłużenia i skrócenia konstrukcji od oddziaływań termicznych wynoszą odpowiednio:

$$\Delta L_{exp} = (\Delta T_{N,exp} + 20^{\circ}\text{C}) \alpha_T L = 52,5^{\circ}\text{C} \times 10 \times \frac{10^{-6}}{^{\circ}\text{C}} \times 30 \text{ m} = 15,8 \text{ mm},$$

$$\Delta L_{con} = (\Delta T_{N,con} + 20^{\circ}\text{C}) \alpha_T L = 57,4^{\circ}\text{C} \times 10 \times \frac{10^{-6}}{^{\circ}\text{C}} \times 30 \text{ m} = 17,2 \text{ mm}.$$

Wartości te należy zwiększyć o przemieszczenia wynikające z odkształceń skurczowych.

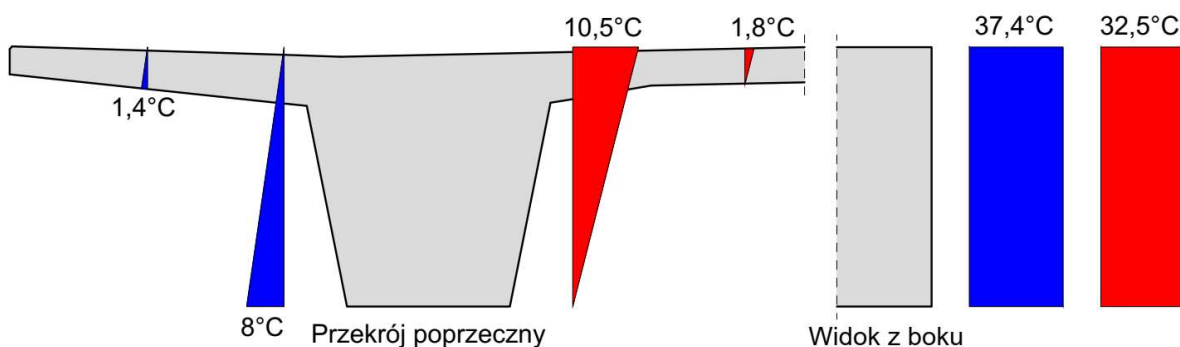
### Składowa liniowo zmienna po wysokości przekroju

(6) Wyznaczenie składowej liniowo zmiennej po wysokości przekroju sprowadza się do odczytania wartości zmian temperatur dla odpowiedniego rodzaju pomostu z tab. 6.1 normy [11] i ich ewentualnej modyfikacji ze względu na grubość nawierzchni. Wartości zmian temperatur zamieszczone w tab. 6.1 normy [11] odpowiadają nawierzchni na pomoście o grubości 50 mm. W przypadku innej grubości nawierzchni (100 mm w analizowanym przykładzie) wartości te należy zmodyfikować za pomocą współczynnika  $k_{sur}$  według tab. 6.2 normy [11]:

$$\Delta T_{M,heat} = 15^{\circ}\text{C} \times k_{sur} = 15^{\circ}\text{C} \times 0,7 = 10,5^{\circ}\text{C} - \text{powierzchnia g\u00f3rna cieplejsza ni\u017c dolna},$$

$$\Delta T_{M,cool} = 8^{\circ}\text{C} \times k_{sur} = 8^{\circ}\text{C} \times 1,0 = 8^{\circ}\text{C} - \text{powierzchnia dolna cieplejsza ni\u017c g\u00f3rna}.$$

Wyznaczone zmiany temperatury konstrukcji przedstawiono na rys. 7.2.1.3.1.



Rys. 7.2.1.3.1. Wyznaczone wartości temperatur konstrukcji

### 7.2.1.4. Kombinacje obciążeń i oddziaływań

(1) Kombinacje obciążeń i oddziaływań należy wykonać zgodnie z zaleceniami Załącznika A2 do normy [9] dotyczącego zastosowań w mostach. W stanach granicznych nośności typu STR kombinacje obliczeniowe należy wyznaczyć, korzystając ze zbioru B częściowych współczynników bezpieczeństwa dla obciążeń i oddziaływań  $\gamma$  zamieszczonych w tab. A2.4(B) normy [9].

(2) Wyb\u00f3r pomi\u0119dzy r\u00f3wnaniem (6.10) a zestawem r\u00f3wna\u0144 (6.10a) i (6.10b) do wyznaczania kombinacji w stanach granicznych nośności powinien by\u0107 wskazany w Załączniku Krajowym do normy [9]. Z uwagi na brak odpowiednich postanowie\u0144 krajowych dotycz\u0105cych most\u00f3w nale\u017cy stosowa\u0107 r\u00f3wnanie (6.10) jako to daj\u0105ce najbardziej niekorzystne efekty. W niektórych krajach, np. w Wielkiej Brytanii i Francji, narzuca si\u0119 stosowanie wy\u0142\u0105cznie r\u00f3wnania (6.10) do projektowania most\u00f3w [32, 44]. Kombinacje obliczeniowe w niniejszym przyk\u0142adzie wyznaczono z r\u00f3wnania (6.10) normy [9]:

$$1,35 G_{kj,sup} + 1,20 G_{set} + 1,0 P + 1,35 (TS + UDL + q_{fk}) + 1,5 \times 0,6 T \text{ lub}$$

$$1,35 G_{kj,sup} + 1,20 G_{set} + 1,0 P + 1,5 T + 1,35 (0,75 TS + 0,4 UDL + 0,4 q_{fk}) \text{ lub}$$

$$1,35 G_{kj,sup} + 1,20 G_{set} + 1,0 P + 1,35 MLC + 1,5 \times 0,6 T.$$



Kombinacja podstawowa z oddziaływaniem cyklicznym do sprawdzania stanu granicznego zmęczenia według równania (6.68) normy [14] ma postać:

$$G_{kj,sup} + G_{set} + P + 0,6 T + 1,4 FLM3.$$

(3) W stanach granicznych użyteczności rozpatruje się trzy kombinacje (tab. A2.6 normy [9]): charakterystyczną, częstą i quasi-stałą, które różnią się współczynnikami  $\psi$  dla oddziaływań zmiennych. Wartości współczynników  $\psi$  dla mostów drogowych zamieszczono w tab. A2.1 w normie [9]. W SGU nie uwzględnia się współczynników bezpieczeństwa  $\gamma$ . Kombinacja charakterystyczna według równania (6.14a) normy [9] wynosi:

$$G_{kj,sup} + G_{set} + P + (TS + UDL + q_{fk}) + 0,6 T \text{ lub}$$

$$G_{kj,sup} + G_{set} + P + T + (0,75 TS + 0,4 UDL + 0,4 q_{fk}), \text{ lub}$$

$$G_{kj,sup} + G_{set} + P + MLC + 0,6 T.$$

Kombinację częstą oblicza się z zależności (6.15a) normy [9]:

$$G_{kj,sup} + G_{set} + P + (0,75 TS + 0,4 UDL + 0,4 q_{fk}) + 0,5 T,$$

a kombinację quasi-stałą z równania (6.16a) tej normy [9]:

$$G_{kj,sup} + G_{set} + P + 0,5 T.$$

## 7.2.2. Analiza konstrukcji

### 7.2.2.1. Charakterystyki geometryczne przekrojów

#### Podstawowe parametry geometryczne

(1) Dźwigary nośne konstrukcji zaprojektowano jako trapezowe o parametrach geometrycznych przedstawionych w tab. 7.2.2.1.1 (por. rys. 7.1.1.2).

Tab. 7.2.2.1.1. Podstawowe parametry geometryczne dźwigarów

Parametr	Symbol i wartość
Wysokość konstrukcyjna	$h = 2,0 \text{ m}$
Szerokość dźwigara u dołu	$b_{wd} = 1,1 \text{ m}$
Szerokość dźwigara przy połączeniu z płytą	$b_{wg} = 1,6 \text{ m}$
Średnia szerokość dźwigara	$b_w = 1,35 \text{ m}$
Grubość płyty (pomiędzy dźwigarami)	$h_p = 0,35 \text{ m}$
Szerokość płyty (przypadająca na jeden dźwigar)	$b = 6,69 \text{ m}$
Wysięg wspornika płyty	$b_1 = 3,34 \text{ m}$
Połowa rozpiętości płyty pomiędzy dźwigarami	$b_2 = 1,75 \text{ m}$
Pole przekroju brutto	$A_{cb} = 4,41 \text{ m}^2$
Obwód przekroju kontaktujący się z atmosferą	$u = 9,78 \text{ m}$

#### Szerokość efektywna płyty pomostu

(2) Efektywną szerokość półek dźwigarów teowych wyznacza się według pkt 5.3.2.1 normy [14] z odległości  $l_0$  pomiędzy miejscami zerowymi momentów zginających, którą można określić na podstawie rys. 5.2 normy [14] w zależności od schematu statycznego i rozpiętości poszczególnych przęseł.

Dla belki dwuprzęsłowej o rozpiętościach przęseł  $L = L_1 = L_2 = 30 \text{ m}$  odległość  $l_0$  w przęśle wynosi:  $l_0 = 0,85 L = 25,5 \text{ m}$ , a nad podporą:  $l'_0 = 0,15(L_1 + L_2) = 9 \text{ m}$ .

(3) Szerokość efektywną określa się za pomocą wzorów (5.7) i (5.7a), do których oznaczenia zamieszczono na rys. 5.3 normy [14], a w analizowanym przypadku podano w tab. 7.2.2.1.1:

$$b_{eff1} = \min[(0,2 b_1 + 0,1 l_0); 0,2 l_0; b_1],$$

$$b_{eff2} = \min[(0,2 b_2 + 0,1 l_0); 0,2 l_0; b_2],$$

$$b_{eff} = \min[(b_{eff1} + b_{eff2} + b_{wg}); b].$$

Szerokość efektywna w przęśle wynosi (rys. 7.2.2.1.1):

$$b_{eff1} = \min[(0,2 \times 3,34 + 0,1 \times 25,5); 0,2 \times 25,5; 3,34] = 3,22 \text{ m},$$

$$b_{eff2} = \min[(0,2 \times 1,75 + 0,1 \times 25,5); 0,2 \times 25,5; 1,75] = 1,75 \text{ m},$$

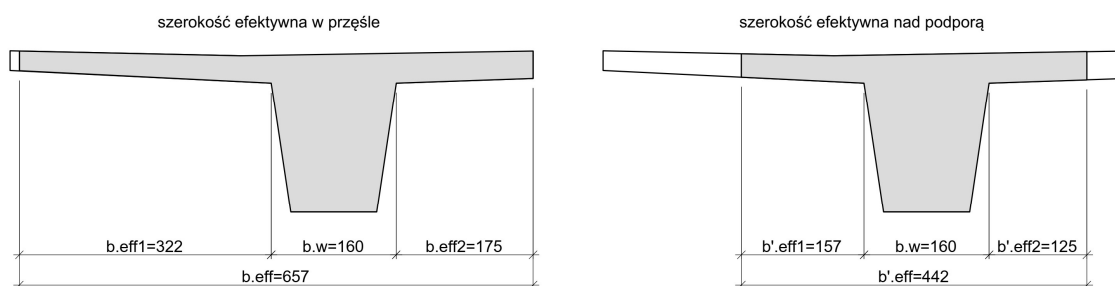
$$b_{eff} = \min[(3,22 + 1,75 + 1,60); 6,69] = 6,57 \text{ m},$$

a nad podporą (rys. 7.2.2.1.1):

$$b'_{eff1} = \min[(0,2 \times 3,34 + 0,1 \times 9); 0,2 \times 9; 3,34] = 1,57 \text{ m},$$

$$b'_{eff2} = \min[(0,2 \times 1,75 + 0,1 \times 9); 0,2 \times 9; 1,75] = 1,25 \text{ m},$$

$$b'_{eff} = \min[(1,57 + 1,25 + 1,60); 6,69] = 4,42 \text{ m}.$$



Rys. 7.2.2.1.1. Szerokość efektywna płyty pomostu

## Sprężenie

(4) Przyjęto, że do sprężenia każdego dźwigara zostanie użytych  $n = 5$  kabli 27-splotowych o polu przekroju  $A_{p,k} = 40,5 \text{ cm}^2$  każdy, a średnica osłonki kanału kablowego  $d_0 = 110 \text{ mm}$ . Całkowite pole przekroju cięgien sprężających wynosi zatem:

$$A_p = n \times A_{p,k} = 5 \times 40,5 \text{ cm}^2 = 202,5 \text{ cm}^2.$$

Kanały kablowe należy rozmieszczać z zachowaniem zasad określonych w pkt 8.10.1.3 normy [14]. W przypadku kanałów kablowych stosowanych w mostach (o stosunkowo dużej średnicy) minimalne odstępstwa w świetle pomiędzy kanałami powinny być równe średnicy kanałów (rys. 8.15 normy [14]).

(5) Trasa kabli sprężających składa się z odcinków parabolicznych i została tak dobrana, aby spełnić warunki SGN i SGU we wszystkich przekrojach na długości dźwigarów. Odległości środków ciężkości kabli sprężających od dolnej krawędzi dźwigara wynoszą:  $a_k = 0,55 \text{ m}$  – w przekroju przęsłowym ( $0,4L$ ),  $a'_k = 1,55 \text{ m}$  – w przekroju nad podporą pośrednią. Widok trasy kabli na długości obiektu przedstawiono na rys. 7.2.2.3.3.

## Zbrojenie

(6) Zbrojenie miękkie w dźwigarze można wyznaczać na podstawie minimalnego ze względu na kruche zniszczenie elementu (pkt 5.10.1(5)P normy [14] i pkt 6.1(109)b normy [15]), ze względu na zarysowanie (pkt 7.3.2 normy [15]) oraz z warunków konstrukcyjnych na minimalne i maksymalne zbrojenie (pkt 9.2.1.1 normy [14]).

Jako zbrojenie dolne w dźwigarze przyjęto 12 prętów  $\phi 25 \text{ mm}$  o polu przekroju  $A_{s1} = 58,9 \text{ cm}^2$ , a jako zbrojenie górne (podłużne w płycie pomostu) pręty  $\phi 16 \text{ mm}$  rozmieszczone w górnej i dolnej siatce w rozstawie  $15 \text{ cm}$ , o polu przekroju  $A_{s2} = 176 \text{ cm}^2$ . Zbrojenie poprzeczne w płycie pomostu określono na podstawie obliczeń w stanach granicznych nośności i użyteczności (pkt 7.2.4. i 7.2.6). Na zbrojenie dolne przyjęto pręty  $\phi 16 \text{ mm}$  w rozstawie co  $20 \text{ cm}$ , o polu przekroju  $A_{s1,p} = 10,05 \text{ cm}^2$  na metr szerokości płyty, a na zbrojenie górne pręty  $\phi 16 \text{ mm}$  w rozstawie co  $10 \text{ cm}$ , o polu przekroju  $A_{s2,p} = 20,1 \text{ cm}^2$  na metr szerokości płyty.

## Charakterystyki geometryczne przekrojów

(7) W tab. 7.2.2.1.2 podano charakterystyki geometryczne przekroju przęsłowego (0,4L) i podporowego (nad podporą pośrednią) wyznaczone przy założeniach przedstawionych w poprzednich punktach i parametrów reologicznych określonych w pkt 7.2.2.1.

Tab. 7.2.2.1.2. Charakterystyki geometryczne przekrojów

Parametr	Przekrój przęsłowy	Przekrój podporowy
	symbol i wartość	
<b>Przekrój sprowadzony w fazie 0 (bez cięgien sprężających)</b>		
Pole przekroju	$A_{cs0} = 4,44 \text{ m}^2$	$A'_{cs0} = 4,44 \text{ m}^2$
Moment bezwładności	$I_{cs0} = 1,55 \text{ m}^4$	$I'_{cs0} = 1,38 \text{ m}^4$
Odległość dolnej krawędzi od środka ciężkości	$y_{ds0} = 1,36 \text{ m}$	$y'_{ds0} = 1,26 \text{ m}$
Odległość górnej krawędzi od środka ciężkości	$y_{gs0} = 0,64 \text{ m}$	$y'_{gs0} = 0,74 \text{ m}$
Dolny wskaźnik wytrzymałości	$W_{ds0} = 1,14 \text{ m}^3$	$W'_{ds0} = 1,10 \text{ m}^3$
Górny wskaźnik wytrzymałości	$W_{gs0} = 2,40 \text{ m}^3$	$W'_{gs0} = 1,85 \text{ m}^3$
Mimośród cięgien sprężających	$z_{s0} = 0,81 \text{ m}$	$z'_{s0} = -0,29 \text{ m}$
<b>Przekrój sprowadzony w fazie 2. dla obciążeń krótkotrwałych</b>		
Pole przekroju	$A_{cs} = 4,89 \text{ m}^2$	$A'_{cs} = 4,89 \text{ m}^2$
Moment bezwładności	$I_{cs} = 1,67 \text{ m}^4$	$I'_{cs} = 1,43 \text{ m}^4$
Odległość dolnej krawędzi od środka ciężkości	$y_{ds} = 1,24 \text{ m}$	$y'_{ds} = 1,15 \text{ m}$
Odległość górnej krawędzi od środka ciężkości	$y_{gs} = 0,76 \text{ m}$	$y'_{gs} = 0,85 \text{ m}$
Dolny wskaźnik wytrzymałości	$W_{ds} = 1,34 \text{ m}^3$	$W'_{ds} = 1,24 \text{ m}^3$
Górny wskaźnik wytrzymałości	$W_{gs} = 2,20 \text{ m}^3$	$W'_{gs} = 1,69 \text{ m}^3$
Mimośród cięgien sprężających	$z_s = 0,69 \text{ m}$	$z'_s = -0,40 \text{ m}$
<b>Przekrój sprowadzony w fazie 2. dla obciążeń długotrwałych</b>		
Pole przekroju	$A_{csd} = 5,55 \text{ m}^2$	$A'_{csd} = 5,55 \text{ m}^2$
Moment bezwładności	$I_{csd} = 1,92 \text{ m}^4$	$I'_{csd} = 1,65 \text{ m}^4$
Odległość dolnej krawędzi od środka ciężkości	$y_{dsd} = 1,14 \text{ m}$	$y'_{dsd} = 1,07 \text{ m}$
Odległość górnej krawędzi od środka ciężkości	$y_{gsd} = 0,86 \text{ m}$	$y'_{gsd} = 0,93 \text{ m}$
Dolny wskaźnik wytrzymałości	$W_{dsd} = 1,69 \text{ m}^3$	$W'_{dsd} = 1,55 \text{ m}^3$
Górny wskaźnik wytrzymałości	$W_{gsd} = 2,23 \text{ m}^3$	$W'_{gsd} = 1,77 \text{ m}^3$
Mimośród cięgien sprężających	$z_{sd} = 0,59 \text{ m}$	$z'_{sd} = -0,48 \text{ m}$

Pola przekroju potrzebne do wyznaczenia naprężeń wywołanych siłą osiową obliczono bez uwzględniania szerokości efektywnej. Pozostałe charakterystyki wyznaczone z uwzględnieniem tej szerokości odpowiednio dla przekroju przęsłowego i podporowego. Charakterystyki geometryczne w fazie 2. obliczono dla przekrojów sprowadzonych z wykorzystaniem następujących wartości stosunków modułów sprężystości stali i betonu:

- 1)  $\alpha_p = 4,39$  – stosunek modułów sprężystości stali sprężającej oraz betonu (obciążenia krótkotrwałe),
- 2)  $\alpha_s = 4,50$  – stosunek modułów sprężystości stali zbrojeniowej oraz betonu (obciążenia krótkotrwałe),
- 3)  $\alpha_{pd} = 9,66$  – stosunek modułów sprężystości stali sprężającej oraz betonu (obciążenia długotrwałe),
- 4)  $\alpha_{sd} = 9,91$  – stosunek modułów sprężystości stali zbrojeniowej oraz betonu (obciążenia długotrwałe).

(8) Aby uprościć obliczenia oraz ze względu na niepewną współpracę cięgien sprężających w osłonach kanałów kablowych wypełnionych zaczynem iniekcyjnym, w konstrukcjach kablobetonowych można także przyjmować charakterystyki przekrojów betonowych brutto.

### 7.2.2.2. Siła sprężająca

#### Siła sprężająca w czasie naciągu

(1) Maksymalny poziom naprężeń na czynnym końcu cięgna w czasie naciągu nie powinien przekraczać (pkt 5.10.2.1(1)P normy [14]):

- 1) 80% wytrzymałości stali sprężającej na rozciąganie oraz
- 2) 90% umownej 0,1% granicy plastyczności stali sprężającej:

$$\sigma_{p,max} = \min(0,8f_{pk}; 0,9f_{p0,1k})$$

Maksymalne naprężenia w chwili naciągu cięgien dla stali Y1860S7 (por. tab. 7.1.3.3.1) wynoszą (decydujące jest ograniczenie do  $0,9f_{p0,1k}$ ):

$$\sigma_{p,max} = \min(0,8 \times 1860; 0,9 \times 1600) = \min(1488; 1440) = 1440 \text{ MPa.}$$

(2) Przyjęto, że każdy dźwigar zostanie sprężony siłą o wartości początkowej równej  $P_0 = 26 \text{ MN}$ . Pole powierzchni cięgien sprężających dobrano tak, aby nie zostały przekroczone maksymalne naprężenia w chwili naciągu. Do sprężenia przyjęto pięć kabli 27-splotowych o polu przekroju  $A_p = 202,5 \text{ cm}^2$ . Naprężenia w cięgnach w chwili naciągu wynoszą:

$$\sigma_{p0} = \frac{P_0}{A_p} = \frac{26 \text{ MN}}{202,5 \text{ cm}^2} = 1280 \text{ MPa.}$$

Warunek na maksymalne naprężenia w cięgnach w chwili naciągu jest spełniony, gdyż:

$$\sigma_{p0} = 1280 \text{ MPa} < \sigma_{p,max} = 1440 \text{ MPa.}$$

#### Straty doraźne siły sprężającej

##### Straty spowodowane tarcie w kanale kablowym

(3) Straty od tarcia są spowodowane zakrzywieniem i niedoskonałością kształtu kanałów kablowych. Straty te można szacować, stosując wzór (5.45) normy [14], pkt 5.10.5.2:

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{max}(1 - e^{-\mu(\theta+kx)}),$$

gdzie:

$\theta$  – suma kątów zakrzywienia trasy cięgna na długości  $x$  (niezależnie od kierunku i znaku),

$\mu$  – współczynnik tarcia między cięgnem i jego kanałem, którego wartość powinna być podana w Europejskiej Aprobacie Technicznej (w przypadku braku dokładnych danych, wartości tego współczynnika można zaczerpnąć z tab. 5.1 normy [14]),

$k$  – suma kątów niezamierzonych zakrzywień trasy cięgien na jednostkę długości, której wartość również powinna być podana w EAT (w przypadku braku dokładnych danych można przyjmować w zakresie 0,005–0,01 radiana na metr; uwaga: w programach komputerowych zwykle podaje się wartość w stopniach na metr),

$x$  – odległość od zakotwienia czynnego mierzona wzdłuż cięgna.

(4) W analizowanym przykładzie straty spowodowane tarcie określono, przyjmując wartości współczynników  $\mu = 0,19$  i  $k = 0,005 \text{ rad/m}$ . Wyznaczenie przykładowej wartości dla cięgna wypadkowego w odległości  $0,4L$  od podpory skrajnej ( $x = 12,6 \text{ m}$ ) przedstawiono poniżej. Suma kątów zakrzywienia trasy cięgna wypadkowego w tym miejscu wynosi  $\theta = 0,077 \text{ rad}$ :

$$\Delta P_{\mu}(0,4L) = P_0(1 - e^{-\mu(\theta+kx)}) = 26 \text{ MN} \times (1 - e^{-0,19(0,077+0,005 \times 12,6)}) = 681 \text{ kN.}$$

##### Straty spowodowane doraźnymi odkształceniami betonu

(5) W przypadku kolejnego naprężania kabli straty spowodowane odkształceniami sprężystymi betonu mają różne wartości dla poszczególnych kabli sprężających. Zgodnie z pkt 5.10.5.1 normy [14] można przyjmować, że strata w każdym cięgnie jest równa średniej ze strat w poszczególnych cięgnach i obliczać sumaryczną stratę od naciągu wszystkich cięgien ze wzoru:

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \frac{j \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)},$$

gdzie:

$\Delta \sigma_c(t)$  – zmiana naprężenia w betonie na poziomie środka ciężkości cięgien wywołana przez cięgna działające w chwili  $t$ ,

$j = \frac{n-1}{2n}$  – współczynnik, w którym  $n$  jest liczbą jednakowych, sprężanych sukcesywnie cięgien.

(6) Ponieważ straty spowodowane odkształceniami sprężystymi betonu można w prosty sposób skompensować, przewidując odpowiednie zróżnicowanie sił sprężających dla poszczególnych kabli w programie sprężania, pominięto ich wpływ przy wyznaczaniu siły sprężającej. Uwaga: norma [14] zaleca przyjmowanie we wzorze (5.44) modułu sprężystości betonu w wieku  $t$  właściwego dla przekazania sprężenia na beton. Może to powodować większe oszacowanie strat od doraźnego odkształcenia betonu w porównaniu ze starszymi normami [6, 7], w których w analogicznych wzorach obowiązywała wartość efektywnego modułu sprężystości  $E_{cm}$  po 28 dniach.

### Straty w zakotwieniu

(7) Wartość straty w zakotwieniu jest uzależniona od wartości poślizgu cięgien w szczękach zakotwień, który jest indywidualną cechą konkretnego typu zakotwienia. Wartości poślizgów powinny być podane w Europejskich Aprobatach Technicznych. W przypadku braku dokładnych danych można przyjmować wartość 5 mm [43]. Zasięg wpływu poślizgu na straty siły sprężającej zależy od intensywności tarcia i krzywizny trasy kabla, zwykle ogranicza się do około 20 m [43].

(8) Norma [14] nie podaje wytycznych do obliczania wartości strat w zakotwieniu. Stosowne wzory można znaleźć np. w normie [6] lub przedmiotowej literaturze [43, 49].

(9) W analizowanym przykładzie przyjęto wartość poślizgu  $\alpha_{sl} = 5$  mm. Przykładową wartość wyznaczono w odległości  $0,4L$  od podpory skrajnej. Promień zakrzywienia trasy cięgną wypadkowego w tym miejscu wynosi  $r_w = 165$  m. Zasięg wpływu poślizgu w zakotwieniu na stratę siły sprężającej wynosi:

$$x_0 = \frac{r_w}{\mu} \ln \left( \frac{1}{1 - \sqrt{\frac{\alpha_{sl} \mu E_p A_p}{P_0 r_w}}} \right) = \frac{165 \text{ m}}{0,19} \ln \left( \frac{1}{1 - \sqrt{\frac{5 \text{ mm} \times 0,19 \times 195 \text{ GPa} \times 202,5 \text{ cm}^2}{26 \text{ MN} \times 165 \text{ m}}}} \right) = 26,1 \text{ m}.$$

Zasięg wpływu poślizgu w zakotwieniu jest większy niż odległość analizowanego przekroju ( $x = 12,6$  m) od zakotwienia, zatem strata od poślizgu cięgien w zakotwieniu występuje w tym przekroju i wynosi:

$$\Delta P_{sl}(0,4L) = 2\alpha_{sl} \frac{x_0 - x}{x_0^2} E_p A_p = 2 \times 5 \text{ mm} \frac{26,1 \text{ m} - 12,6 \text{ m}}{(26,1 \text{ m})^2} 195 \text{ GPa} \times 202,5 \text{ cm}^2 = 783 \text{ kN}.$$

### Siła sprężająca po stratach doraźnych

(10) Wartość siły sprężającej po stratach doraźnych wyznaczono, uwzględniając straty od tarcia i poślizgu w zakotwieniu. W odległości  $0,4L$  od podpory skrajnej straty te stanowią 5,6% początkowej wartości siły sprężającej  $P_0$ :

$$P_{m0}(0,4L) = P_0 - \Delta P_{\mu}(0,4L) - \Delta P_{sl}(0,4L) = 26 \text{ MN} - 681 \text{ kN} - 783 \text{ kN} = 24,5 \text{ MN}.$$

(11) Poziom naprężeń w cięgnach bezpośrednio po naciągu i zakotwieniu nie powinien przekraczać (pkt 5.10.3(2) normy [4]):

- 1) 75% wytrzymałości na rozciąganie oraz
- 2) 85% umownej 0,1% granicy plastyczności stali sprężającej:

$$\sigma_{pm0,max} = \min(0,75f_{pk}; 0,85f_{p0,1k}).$$

Maksymalny poziom naprężeń po naciągu i zakotwieniu cięgien dla stali Y1860S7 (por. tab. 7.1.3.3.1) wynosi (decydujące jest ograniczenie do  $0,85f_{p0,1k}$ ):

$$\sigma_{pm0,max} = \min(0,75 \times 1860; 0,85 \times 1600) = \min(1395; 1360) = 1360 \text{ MPa}.$$

Naprężenia w cięgnach po stratach doraźnych w analizowanym przypadku mają wartość:

$$\sigma_{pm0}(0,4L) = \frac{P_{m0}(0,4L)}{A_p} = \frac{24,5 \text{ MN}}{202,5 \text{ cm}^2} = 1210 \text{ MPa}.$$

Warunek na maksymalne naprężenia w przekroju przęsłowym ( $0,4L$ ) bezpośrednio po naciągu i zakotwieniu jest spełniony, gdyż:

$$\sigma_{pm0}(0,4L) = 1210 \text{ MPa} < \sigma_{pm0,max} = 1360 \text{ MPa}.$$

## Straty reologiczne siły sprężającej

(12) Straty reologiczne (opóźnione) siły sprężającej są spowodowane: pełzaniem i skurczem betonu oraz relaksacją stali sprężającej.

### Pełzanie betonu

(13) Wartość współczynnika pełzania można określać w sposób uproszczony, korzystając z rys. 3.1 normy [14] lub dokładniej za pomocą wzorów z Załącznika B do normy [14]. W przypadku gdy w wieku  $t_0$  naprężenia ściskające w betonie przekraczają wartość  $0,45f_{ck}(t_0)$ , powinno się uwzględnić nieliniowość pełzania. Umowny współczynnik pełzania nieliniowego należy określać ze wzoru (3.7) normy [14].

(14) W analizowanym przykładzie naprężenia w chwili sprężenia  $t_0 = 14$  dni są w każdym przekroju mniejsze od  $0,45f_{ck}(t_0)$ . Wartości współczynnika pełzania wyznaczono na podstawie Załącznika B do normy [14].

(15) Wpływ rodzaju cementu na współczynnik pełzania uwzględnia się, modyfikując we wzorze (B.5) normy [14] wiek betonu w chwili obciążenia, na podstawie zależności (B.9) z normy [14], w której wartość współczynnika  $\alpha$  dla cementu klasy R wynosi 1:

$$t_{0,R} = t_0 \left( \frac{9}{2+t_0^{1,2}} + 1 \right)^\alpha = 14 \left( \frac{9}{2+14^{1,2}} + 1 \right)^1 = 19 \text{ dni.}$$

(16) Współczynnik zależny od wieku betonu w momencie obciążenia określono ze wzoru (B.5) normy [14]:

$$\beta(t_{0,R}) = \frac{1}{0,1+t_{0,R}^{0,2}} = \frac{1}{0,1+19^{0,2}} = 0,53,$$

a współczynniki zależne od wytrzymałości betonu ze wzorów (B.8c) tej normy [14]:

$$\alpha_1 = \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,7} = \left( \frac{35}{58} \right)^{0,7} = 0,7,$$

$$\alpha_2 = \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,2} = \left( \frac{35}{58} \right)^{0,2} = 0,9,$$

$$\alpha_3 = \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5} = \left( \frac{35}{58} \right)^{0,5} = 0,78.$$

(17) Miarodajny wymiar elementu obliczony ze wzoru (B.6) normy [14] wynosi:

$$h_0 = 2 \frac{A_{cb}}{u} = 2 \frac{4,41 \text{ m}^2}{9,78 \text{ m}} = 902 \text{ mm.}$$

Współczynnik zależny od wpływu wilgotności wyznaczono ze wzorów (B.3a), (B.3b) normy [14] (przyjęto  $RH = 80\%$ ):

$$\varphi_{RH} = \left( 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{1 - \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right) \alpha_2 = \left( 1 + \frac{1 - \frac{80}{100}}{1 - \sqrt[3]{902}} \times 0,7 \right) \times 0,9 = 1,04,$$

a współczynnik uwzględniający wpływ wytrzymałości betonu ze wzoru (B.4) tej normy [14]:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{58}} = 2,21.$$

(18) Podstawowy współczynnik pełzania obliczony ze wzoru (B.2) normy [14] wynosi:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_{0,R}) = 1,04 \times 2,21 \times 0,53 = 1,2,$$

a współczynnik zależny od wilgotności względnej powietrza i miarodajnego wymiaru elementu (wzory (B.8a), (B.8b) normy [14]):

$$\beta_H = \min\{1,5[1 + (0,012RH)^{18}]h_0 + 250\alpha_3; 1500\alpha_3\} \\ = \min\{1,5[1 + (0,012 \times 80)^{18}] \times 902 + 250 \times 0,78; 1500 \times 0,78\} = 1165.$$

(19) Funkcja charakteryzująca przebieg pełzania w czasie jest określona wzorem (B.7) normy [14]:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3}, \text{ dla } t = t_n = 100 \text{ lat: } \beta_c(t_n, t_0) = 1,$$

współczynnik pełzania natomiast ze wzoru (B.1) tej normy wynosi:



$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0), \text{ dla } t = t_n = 100 \text{ lat: } \varphi(t_n, t_0) = 1,2 \times 1 = 1,2.$$

### Skurcz betonu

(20) Wartość nominalnych odkształceń skurczowych spowodowanych wysychaniem  $\varepsilon_{cd,0}$  można wyznaczyć z tab. 3.2 normy [14] lub obliczyć z zależności (B.11) z Załącznika B do normy [14], w której wartości współczynników zależnych od rodzaju cementu dla cementu klasy R wynoszą  $\alpha_{ds1} = 6$ ,  $\alpha_{ds} = 0,11$ , a współczynnik zależny od wilgotności otoczenia dla  $RH = 80\%$  według wzoru (B.12) normy [14] jest równy:

$$\beta_{RH} = 1,55 \left( 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) = 1,55 \left( 1 - \left( \frac{80}{100} \right)^3 \right) = 0,76,$$

stąd wartość nominalnych odkształceń skurczowych według wzoru (B.11) [14] wynosi:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd,0} &= 0,85(220 + 110\alpha_{ds1}) \exp\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \beta_{RH} \times 10^{-6}, \\ &= 0,85(220 + 110 \times 6) \exp\left(-0,11 \frac{58}{10}\right) 0,76 \times 10^{-6} = 0,299\text{‰}. \end{aligned}$$

(21) Odkształcenia skurczowe spowodowane wysychaniem w zależności od czasu określone są wzorem (3.9) normy [14]:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \varepsilon_{cd,0},$$

w którym współczynnik  $k_h$  określa się z tab. 3.3 normy [14] na podstawie miarodajnego wymiaru elementu, a  $\beta_{ds}(t, t_s)$  oblicza się ze wzoru (3.10) tej normy:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0,04 \sqrt{h_0^3}}$$

Odkształcenia skurczowe spowodowane wysychaniem przy założeniu wieku betonu na początku procesu wysychania  $t_s = 3$  dni w chwili sprężenia wynoszą:

$$\beta_{ds}(t_0, t_s) = \frac{14 - 3}{14 - 3 + 0,04 \sqrt{902^3}} = 0,01,$$

$$\varepsilon_{ca}(t_0) = 0,01 \times 0,7 \times 0,299\text{‰} = 0,002\text{‰},$$

a na końcu okresu użytkowania:

$$\beta_{ds}(t_n, t_s) = \frac{36500 - 3}{36500 - 3 + 0,04 \sqrt{902^3}} = 0,97,$$

$$\varepsilon_{ca}(t_n) = 0,97 \times 0,7 \times 0,299\text{‰} = 0,203\text{‰}.$$

(22) Odkształcenia skurczu autogenicznego określone są wzorem (3.11) normy [14]:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty),$$

gdzie:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = 2,5(50 - 10) \times 10^{-6} = 0,1\text{‰},$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}).$$

Odkształcenia skurczu autogenicznego w chwili sprężenia wynoszą:

$$\beta_{as}(t_0) = 1 - \exp(-0,2 \times 14^{0,5}) = 0,53,$$

$$\varepsilon_{ca}(t_0) = 0,53 \times 0,1\text{‰} = 0,053\text{‰},$$

a na końcu okresu użytkowania:

$$\beta_{as}(t_n) = 1,$$

$$\varepsilon_{ca}(t_n) = 1 \times 0,1\text{‰} = 0,1\text{‰}.$$

(23) Całkowite odkształcenia skurczowe zgodnie ze wzorem (3.8) normy [14] w chwili sprężenia wynoszą:

$$\varepsilon_{cs}(t_0) = \varepsilon_{ca}(t_0) + \varepsilon_{ca}(t_0) = 0,002\text{‰} + 0,053\text{‰} = 0,055\text{‰},$$

a na końcu okresu użytkowania:

$$\varepsilon_{cs}(t_n) = \varepsilon_{ca}(t_n) + \varepsilon_{ca}(t_n) = 0,203\text{‰} + 0,1\text{‰} = 0,303\text{‰}.$$

Przyrost całkowitych odkształceń skurczowych od chwili sprężenia do zakończenia okresu użytkowania, mający wpływ na stratę reologiczną siły sprężającej, wynosi:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cs}(t_n) - \varepsilon_{cs}(t_0) = 0,303\% - 0,055\% = 0,248\%.$$

### Relaksacja stali sprężającej

(24) Zgodnie z pkt 3.3.2(5) normy [14] obliczenia strat spowodowanych relaksacją powinny być oparte na wartości  $\rho_{1000}$ , którą można przyjmować z certyfikatu stali sprężającej lub według pkt 3.3.2(6) normy [14]. Dla stali o niskiej relaksacji (klasa 2)  $\rho_{1000} = 2,5\%$ . Stratę spowodowaną relaksacją w przypadku splotów klasy 2. można wyznaczyć ze wzoru (3.29) normy [14]:

$$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} 0,66 \rho_{1000} e^{9,1\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \times 10^{-5}.$$

Wartości końcowe strat od relaksacji oblicza się przy przyjęciu czasu  $t = 500\,000$  godzin, czyli około 57 lat (pkt 3.3.2(8) normy [14]). Przy określonym poziomie naprężeń po stratach doraźnych

$\sigma_{pi} = \sigma_{pm0} = 1210$  MPa i  $\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = \frac{1210}{1860} = 0,65$  wartość straty spowodowanej relaksacją stali sprężającej wynosi:

$$\Delta\sigma_{pr} = 1210 \times 0,66 \times 2,5 \times e^{9,1 \times 0,65} \left(\frac{500000}{1000}\right)^{0,75(1-0,65)} \times 10^{-5} = 38 \text{ MPa}.$$

### Całkowite straty reologiczne

(25) W normie [14] podano przybliżoną metodę oceny strat reologicznych, które oblicza się łącznie od wszystkich wymienionych wpływów ze wzoru (5.46) [14]. Współzależność relaksacji stali i odkształceń betonu spowodowanych pełzaniem i skurczem została uwzględniona w tym wzorze za pomocą współczynnika redukcji o wartości 0,8:

$$\Delta\sigma_{c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p A_p}{E_{cm} A_{cs}} (1 + \frac{A_{cs} z_s^2}{I_{cs}}) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]}$$

(26) Naprężenia w betonie wywołane sprężeniem i obciążeniami quasi-stałymi na poziomie środka ciężkości cięgien dla przyjętych parametrów przekroju poprzecznego (por. tab. 7.2.2.1) wynoszą:  $\sigma_{c,QP} = 6,8$  MPa (wartość tych naprężeń jest zmienna w czasie, a na długości belki, w przypadku wstępnego szacowania strat reologicznych można przyjmować tylko naprężenia wywołane osiową siłą sprężającą [35]). Wartość strat reologicznych w przekroju przęsłowym (0,4L) wynosi:

$$\Delta\sigma_{c+s+r} = \frac{0,248\% \times 195 \text{ GPa} + 0,8 \times 38 \text{ MPa} + \frac{195 \text{ GPa}}{44,4 \text{ GPa}} \times 1,2 \times 6,8 \text{ MPa}}{1 + \frac{195 \text{ GPa} \times 202,5 \text{ cm}^2}{44,4 \text{ GPa} \times 4,89 \text{ m}^2} (1 + \frac{4,89 \text{ m}^2}{1,67 \text{ m}^4} (0,69 \text{ m})^2) [1 + 0,8 \times 1,2]} = 106 \text{ MPa},$$

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta\sigma_{c+s+r} = 202,5 \text{ cm}^2 \times 106 \text{ MPa} = 2137 \text{ kN}.$$

### Siła sprężająca po stratach całkowitych

(27) Trwała wartość siły sprężającej (po stratach doraźnych i reologicznych) w przekroju przęsłowym jest równa:

$$P_{mt} = P_{m0} - \Delta P_{c+s+r} = 24,5 \text{ MN} - 2137 \text{ kN} = 22,4 \text{ MN}.$$

Całkowite straty siły sprężającej są zatem na poziomie 13,8%:

$$\frac{P_0 - P_{mt}}{P_0} = \frac{26 - 22,4}{26} = 13,8\%.$$

Norma [14] w odróżnieniu od normy [6] nie nakłada ograniczenia na wartość trwałą siły sprężającej. Dokładne wartości strat siły sprężającej we wszystkich przekrojach wyznaczono w modelu numerycznym. Wykresy wartości siły sprężającej po stratach doraźnych i całkowitych na długości dźwigarów przedstawiono na rys. 7.2.2.3.5 i 7.2.2.3.6. Trwała siła sprężająca w przekroju podporowym wynosi:  $P'_{mt} = 21,8$  MN.

### Wartości siły sprężającej w stanach granicznych

(28) W przypadku sprawdzania stanów granicznych nośności należy stosować obliczeniową wartość siły sprężającej określoną jako (pkt 5.10.8(1) normy [14]):

$$P_{d,t}(x) = \gamma_P P_{m,t}(x),$$

gdzie:

$P_{m,t}(x)$  – średnia wartość siły sprężającej w przekroju  $x$  w chwili  $t$  określona według pkt 5.10.3(4) normy [14],

$\gamma_P$  – współczynnik częściowy przy sprężeniu określony w pkt 2.4.2.2 normy [14].

(29) Sprężenie projektuje się z zamiarem uzyskania efektów korzystnych. W związku z tym na ogół przy sprawdzaniu stanów granicznych nośności należy stosować współczynnik  $\gamma_{P, fav}$ . Jego wartość może być określona w Załączniku Krajowym. W pkt 2.4.2.2(1) normy [14] zalecono stosowanie wartości  $\gamma_{P, fav} = 1,0$  dla trwałych i przejściowych sytuacji obliczeniowych oraz do sprawdzania zmęczenia.

(30) Przy sprawdzaniu stanu granicznego stateczności elementów ze sprężeniem zewnętrznym oraz lokalnych efektów sprężenia, kiedy zwiększenie siły sprężającej może być niekorzystne, powinno się stosować współczynnik  $\gamma_{P, unfav}$ . Wartości tych współczynników mogą być również określone w Załączniku Krajowym. W pkt 2.4.2.2(2) i 2.4.2.2(3) normy [14] zalecono wartości  $\gamma_{P, unfav} = 1,3$  do sprawdzania stanu granicznego stateczności i  $\gamma_{P, unfav} = 1,2$  do sprawdzania efektów lokalnych.

(31) Zgodnie z pkt 5.10.9 normy [14] w przypadku sprawdzania stanów granicznych użyteczności i zmęczenia należy uwzględniać możliwe odchylenia siły sprężającej przez analizowanie dwóch wartości charakterystycznych siły sprężającej:

$P_{k, sup} = r_{sup} P_{m,t}(x)$  – górna wartość charakterystyczna,

$P_{k, inf} = r_{inf} P_{m,t}(x)$  – dolna wartość charakterystyczna.

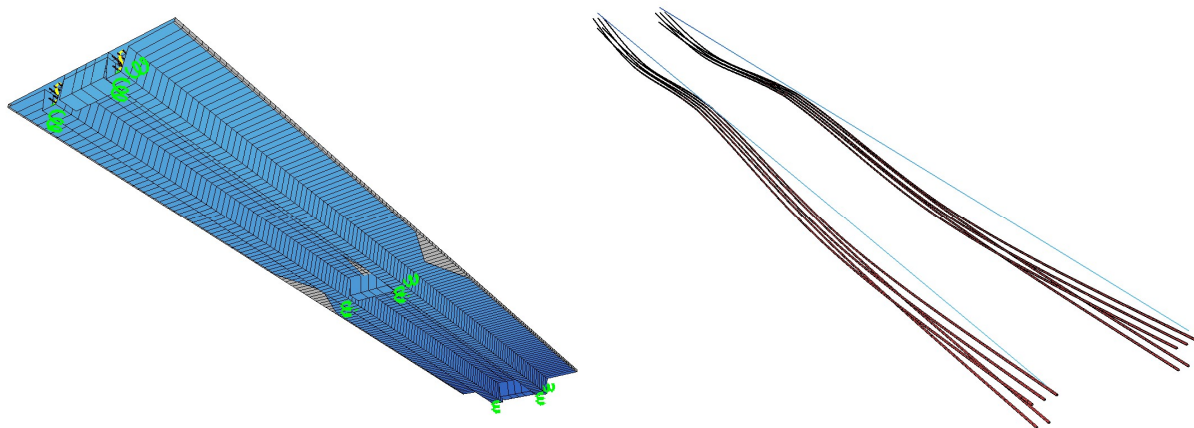
Współczynniki  $r_{sup}$  i  $r_{inf}$  przyjmuje się w zależności od rodzaju sprężenia konstrukcji. Dla konstrukcji kablobetonowych norma [14] zaleca wartości:  $r_{sup} = 1,1$  i  $r_{inf} = 0,9$ .

### 7.2.2.3. Analiza statyczna

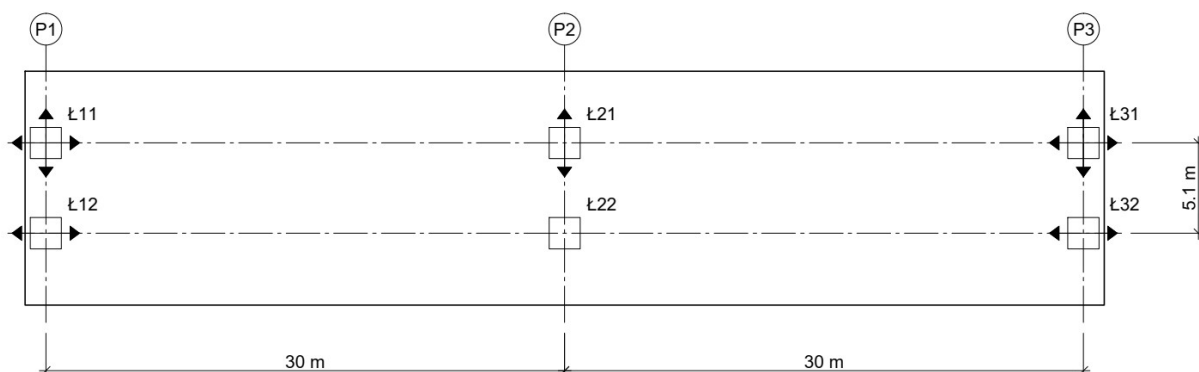
#### Opis modelu numerycznego

(1) Model numeryczny konstrukcji opracowano z zastosowaniem metody elementów skończonych (rys. 7.2.2.3.1). Wykonano model składający się z elementów prętowych w przestrzeni trójwymiarowej (klasa  $e^1, p^3$ ), przy czym przęśło odwzorowane zostało przez płaski ruszt belkowy ( $e^1, p^2$ ).

Elementy podłużne reprezentują dźwigary kablobetonowe, elementy poprzeczne – pasma płyty pomostu oraz poprzecznice podporowe. W modelu uwzględniono szerokość efektywną obliczoną w pkt 7.2.2.1 obliczeń. Na długości  $0,85L$  każdego przęśła od podpory skrajnej przyjęto wartość wyznaczoną jak dla przekroju przęsłowego, na odcinkach o długości  $0,15L$  od podpory środkowej wartości interpolowano pomiędzy wyznaczonymi jak dla przęśła i przekroju podporowego (rys. 7.2.2.3.1). Rzeczywiste miejsca oparcia przęseł na łożyskach odwzorowano zgodnie ze schematem łożyskowania (rys. 7.2.2.3.2) za pomocą podparcia węzłów w poziomie dolnych krawędzi dźwigarów przy użyciu elementów sprężystych. Węzły łożysk połączono z węzłami siatki rusztu za pomocą więzów kinematycznych.

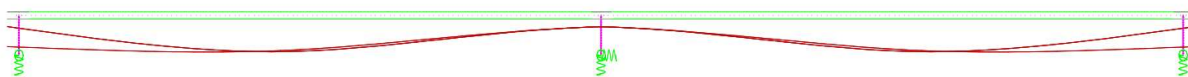


Rys. 7.2.2.3.1. Widok modelu numerycznego konstrukcji

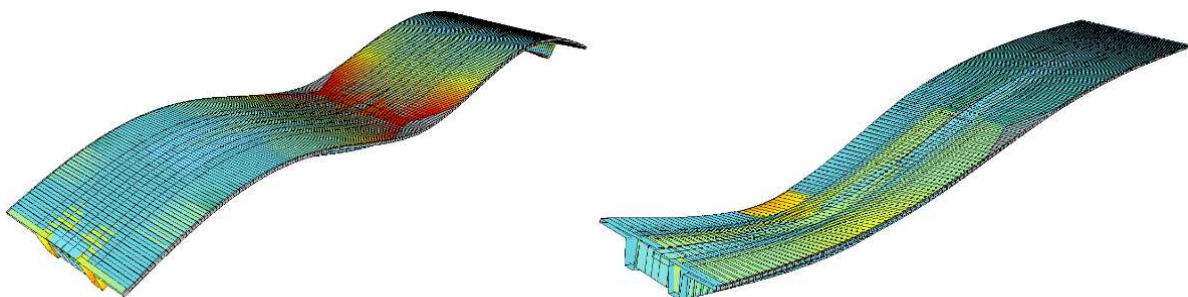


Rys. 7.2.2.3.2. Schemat łożyskowania obiektu

(2) Geometria tras kabli sprężających została odwzorowana w modelu numerycznym (rys. 7.2.2.3.1 i 7.2.2.3.3) i uwzględniona w analizie statycznej jako układ obciążeń zastępczych [42]. Straty doraźne siły sprężającej określono, przyjmując parametry opisane w pkt 7.2.2.2. Efekty reologiczne wyznaczono w module oprogramowania służącym do analizy faz pracy konstrukcji na podstawie parametrów obliczonych w pkt 7.2.2.2. Model poddano obciążeniom zgodnie z zestawieniem przedstawionym w pkt 7.2.1 obliczeń. Deformacje modelu numerycznego pod wpływem sprężenia oraz przykładowego ustawienia obciążenia zmiennego w postaci tandemu TS przedstawia rys. 7.2.2.3.4.



Rys. 7.2.2.3.3. Trasa kabli sprężających

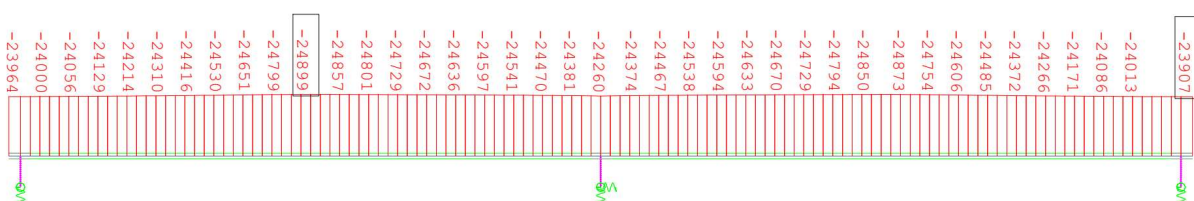


Rys. 7.2.2.3.4. Deformacja modelu numerycznego konstrukcji na skutek sprężenia i przykładowego ustawienia tandemu TS

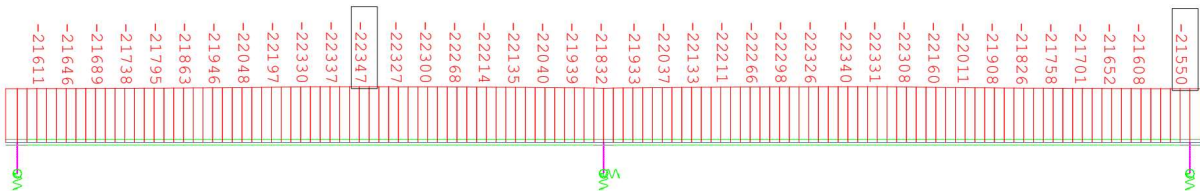
## Wyniki analizy statycznej

### Siły osiowe

(3) Straty siły sprężającej w poszczególnych punktach na długości cięgien wyznaczono w modelu numerycznym analogicznie do przedstawionego w pkt 7.2.2.2. Wartości siły sprężającej po stratach doraźnych i całkowitych pokazano odpowiednio na rys. 7.2.2.3.5 i 7.2.2.3.6.



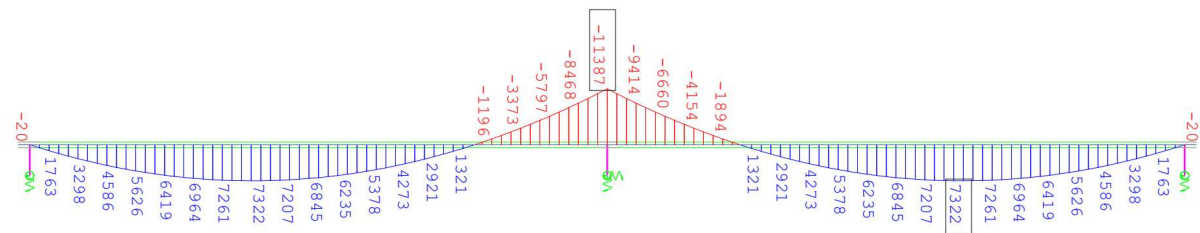
Rys. 7.2.2.3.5. Siła sprężająca po stratach doraźnych



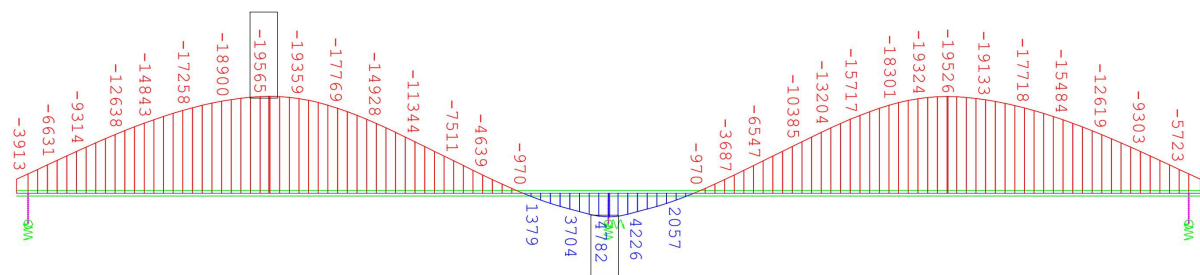
Rys. 7.2.2.3.6. Siła sprężająca po stratach całkowitych (doraźnych i reologicznych)

**Momenty zginające**

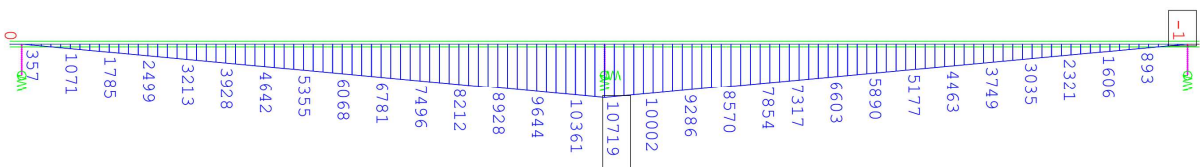
(4) Na rys. 7.2.2.3.7–7.2.2.3.19 przedstawiono wykresy charakterystycznych momentów zginających pochodzących od poszczególnych obciążeń.



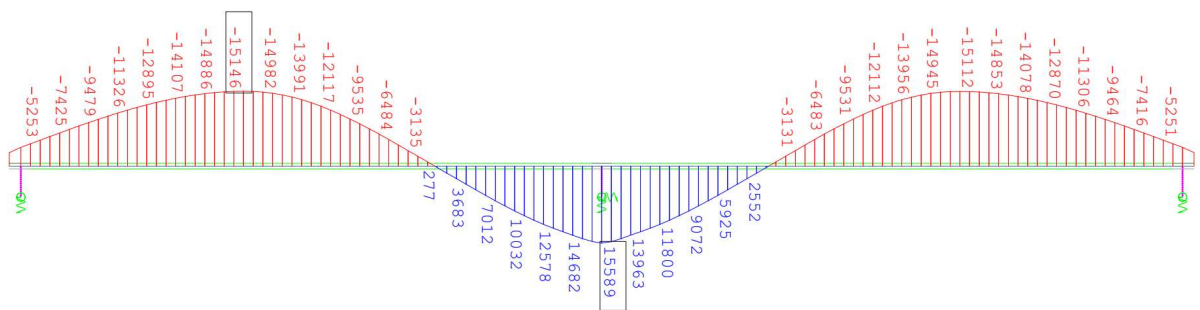
Rys. 7.2.2.3.7. Charakterystyczne momenty zginające od ciężaru własnego konstrukcji



Rys. 7.2.2.3.8. Charakterystyczne momenty zginające od sprężenia (pierwotne, po stratach doraźnych)

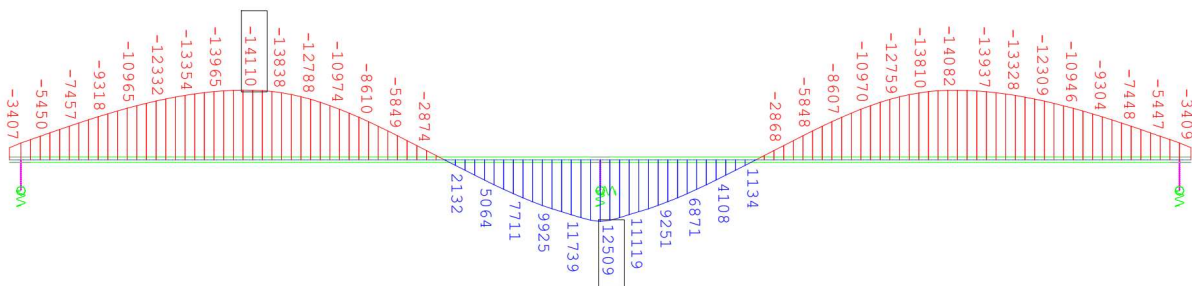


Rys. 7.2.2.3.9. Charakterystyczne momenty zginające od sprężenia (wzbudzone, po stratach doraźnych)

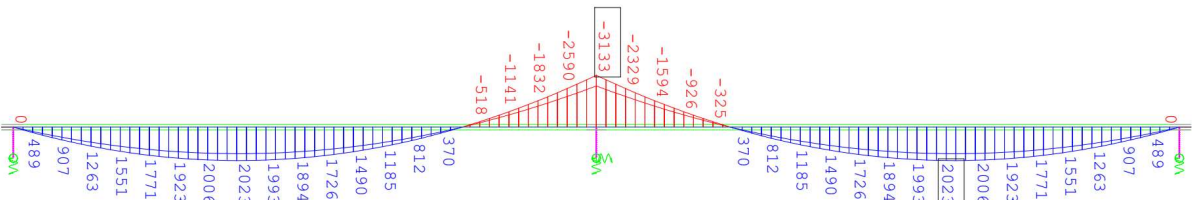


Rys. 7.2.2.3.10. Charakterystyczne momenty zginające od sprężenia (pierwotne + wzbudzone, po stratach doraźnych)

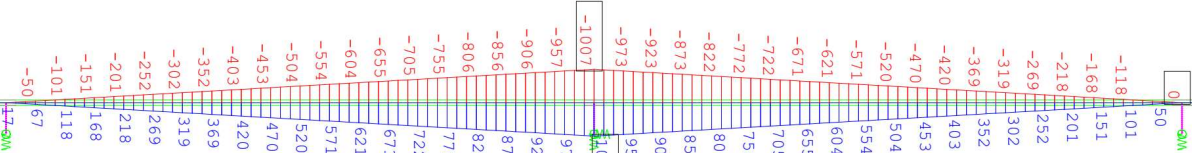




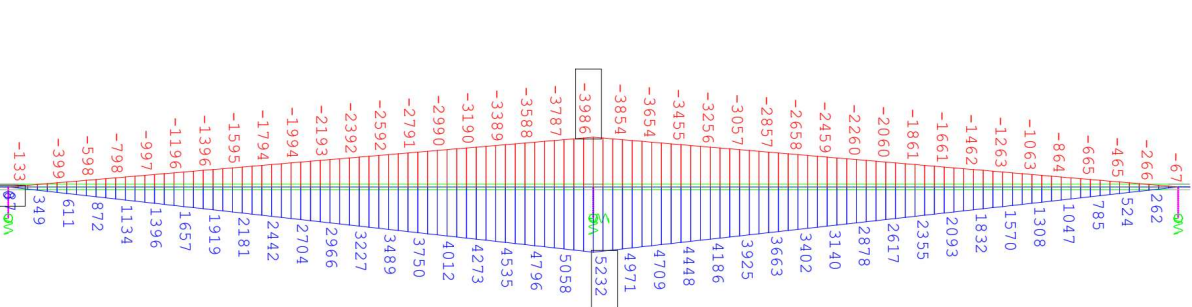
Rys. 7.2.2.3.11. Charakterystyczne momenty zginające od sprzężenia (pierwotne + wzbudzone, po stratach całkowitych)



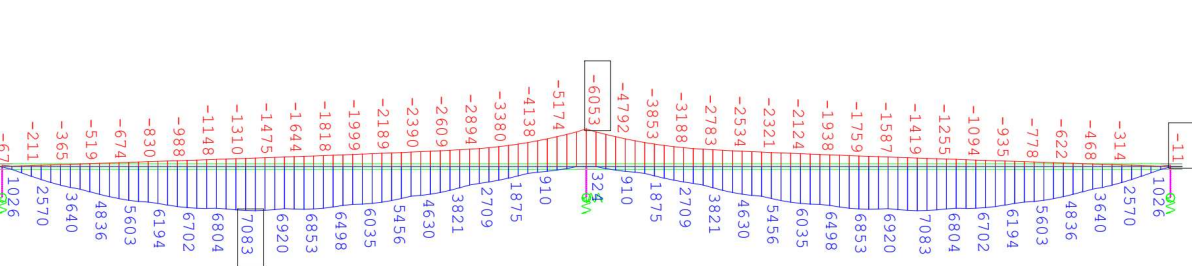
Rys. 7.2.2.3.12. Charakterystyczne momenty zginające od ciężaru elementów wyposażenia



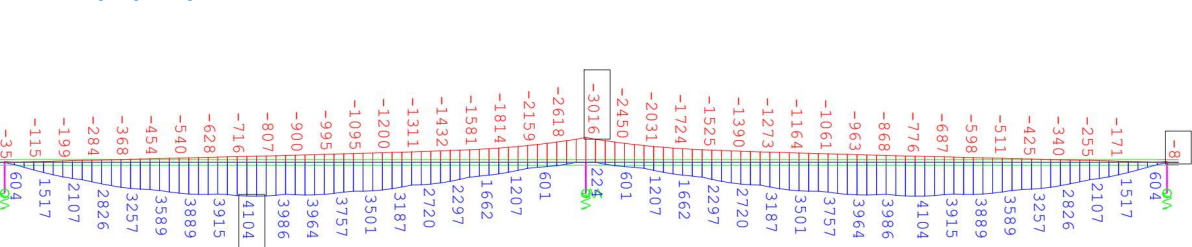
Rys. 7.2.2.3.13. Charakterystyczne momenty zginające od nierównomiernego osiadania podpór (z uwzględnieniem pełzania)



Rys. 7.2.2.3.14. Charakterystyczne momenty zginające od oddziaływań termicznych

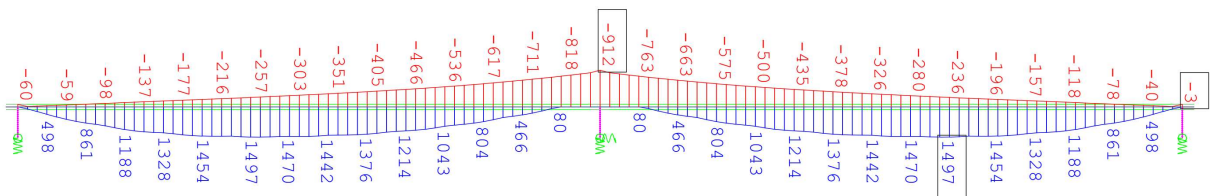


Rys. 7.2.2.3.15. Obwiednia momentów zginających od obciążeń ruchomych (gr1a z normy [13]) o wartościach charakterystycznych

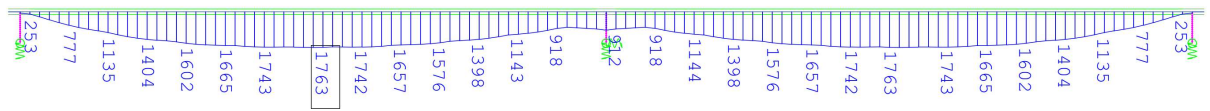


Rys. 7.2.2.3.16. Obwiednia momentów zginających od obciążeń ruchomych (gr1a z normy [13]) o wartościach częstych

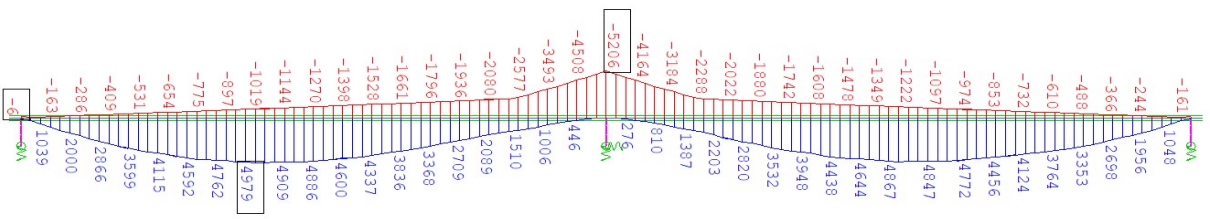




Rys. 7.2.2.3.17. Obwiednia momentów zginających od obciążenia modelem zmęczeniowym FLM3 [13]



Rys. 7.2.2.3.18. Zakres zmiany momentów zginających od obciążenia modelem zmęczeniowym FLM3 [13]



Rys. 7.2.2.3.19. Obwiednia momentów zginających od obciążeń ruchomymi pojazdami wojskowymi, MLC według przepisów techniczno-budowlanych

### Reakcje podporowe

(5) W tab. 7.2.2.3.1 i 7.2.2.3.2 zestawiono wartości reakcji podporowych na kierunku pionowym ( $P_z$ ), poziomym wzdłuż osi mostu ( $P_x$ ) oraz poziomym poprzecznie do osi mostu ( $P_y$ ) odpowiednio na podporach P1 (przyczółek) i P2 (filar). Podano maksymalne wartości reakcji wiodących od poszczególnych obciążeń na analizowanym łożysku oraz kierunku wraz z odpowiednimi wartościami towarzyszącymi na pozostałych łożyskach i kierunkach.

Tab. 7.2.2.3.1. Zestawienie reakcji podporowych na podporze P1 (przyczółek)

Reakcja wiodąca	Rodzaj obciążenia	Oznaczenie łożyska według rys. 7.2.2.3.2		
		Ł11	Ł12	
		$P_z$	$P_y$	$P_x$
Ł11	Ciężar własny	1432	-2	1432
$P_{z,max}$	Wyposażenie	371	-1	371
	Sprężenie	357	1	357
	UDL + tłum	782	3	19
	TS	770	-2	206
	MLC	1066	-1	21
	Temperatura	174	0	174
	Reologia	-44	7	-44
	Hamowanie	14	27	13
	Osiadanie	34	0	34

Ł12	Ciężar własny	1432	-2	1432
$P_{y,max}$	Wyposażenie	371	-1	371
	Sprężenie	357	1	357
	UDL + tłum	81	8	0
	TS	-44	4	-8
	MLC	-72	7	79
	Temperatura	174	0	174
	Reologia	-44	2	-44
	Hamowanie	13	-27	14
	Osiadanie	34	0	34
Ł12	Ciężar własny	1432	-2	1432
$P_{z,max}$	Wyposażenie	371	-1	371
	Sprężenie	357	1	357
	UDL + tłum	19	-4	782
	TS	205	-2	770
	MLC	21	-1	1066
	Temperatura	174	0	174
	Reologia	-44	2	-44
	Hamowanie	13	-27	14
	Osiadanie	34	0	34

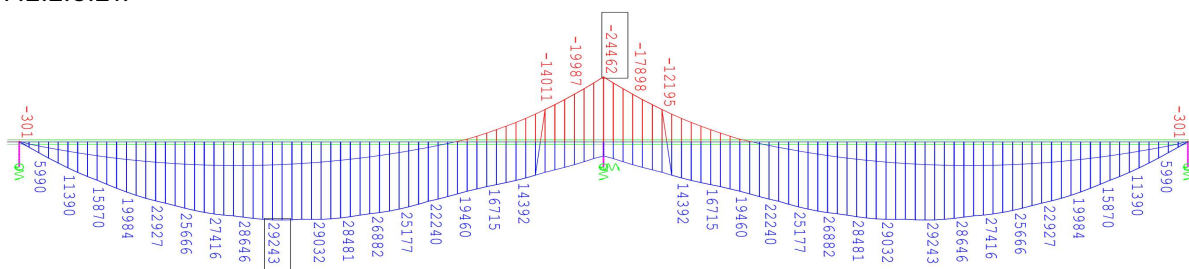
Tab. 7.2.2.3.2. Zestawienie reakcji podporowych na podporze P2 (filar)

Reakcja wiodąca	Rodzaj obciążenia	Oznaczenie łożyska według rys. 7.2.2.3.2.				
		Ł21		Ł22		
		$P_x$	$P_z$	$P_x$	$P_y$	$P_z$
Ł21	Ciężar własny	0	4155	0	-3	4155
$P_{x,max}$	Wyposażenie	0	1123	0	-2	1123
	Sprężenie	0	-714	0	0	-714
	UDL + tłum	8	427	-8	-4	876
	TS	3	202	-3	-5	605
	MLC	7	125	-7	0	931
	Temperatura	0	265	0	0	265
	Reologia	0	173	0	-1	173
	Hamowanie	296	0	284	0	0
	Osiadanie	0	34	0	0	34
Ł21	Ciężar własny	0	4155	0	-3	4155
$P_{z,max}$	Wyposażenie	0	1123	0	-2	1123
	Sprężenie	0	-714	0	0	-714
	UDL + tłum	0	1824	0	8	588
	TS	1	748	-1	6	229
	MLC	0	1699	0	12	226
	Temperatura	0	265	0	0	265
	Reologia	0	173	0	-1	173
	Hamowanie	296	0	284	0	0
	Osiadanie	0	67	0	0	67

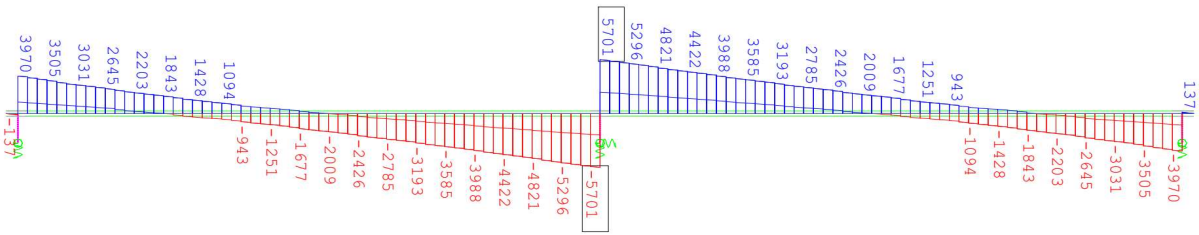
Ł22	Ciążar własny	0	4155	0	-3	4155
$P_{x,max}$	Wyposażenie	0	1123	0	-2	1123
	Sprężenie	0	-714	0	0	-714
	UDL + tłum	-8	427	-8	-4	876
	TS	3	202	-3	-5	605
	MLC	-7	931	-7	-8	931
	Temperatura	0	265	0	0	265
	Reologia	0	173	0	-1	173
	Hamowanie	296	0	284	0	0
	Osiadanie	0	34	0	0	34
Ł22	Ciążar własny	0	4155	0	-3	4155
$P_{y,max}$	Wyposażenie	0	1123	0	-2	1123
	Sprężenie	0	-714	0	0	-714
	UDL + tłum	0	0	0	14	177
	TS	-1	748	1	6	229
	MLC	3	145	-1	13	148
	Temperatura	0	265	0	0	265
	Reologia	0	89	0	-3	87
	Hamowanie	-296	0	-284	0	0
	Osiadanie	0	67	0	0	67
Ł22	Ciążar własny	0	4155	0	-3	4155
$P_{z,max}$	Wyposażenie	0	1123	0	-2	1123
	Sprężenie	0	-714	0	0	-714
	UDL + tłum	0	588	0	-9	1824
	TS	1	229	-1	-6	748
	MLC	0	226	0	-13	1699
	Temperatura	0	265	0	0	265
	Reologia	0	173	0	-1	173
	Hamowanie	-296	0	-284	0	0
	Osiadanie	0	67	0	0	67

### Zestawienie wartości sił wewnętrznych

(6) Na rys. 7.2.2.3.20 przedstawiono obwiednię momentów zginających od kombinacji obliczeniowej oddziaływań dla sprawdzenia stanu granicznego nośności na zginanie. Wykres ten uwzględnia obliczeniowe momenty wzbudzone od sprężenia konstrukcji. Wartości sił poprzecznych od kombinacji obliczeniowej bez uwzględniania wpływu sprężenia prezentuje rys. 7.2.2.3.21.

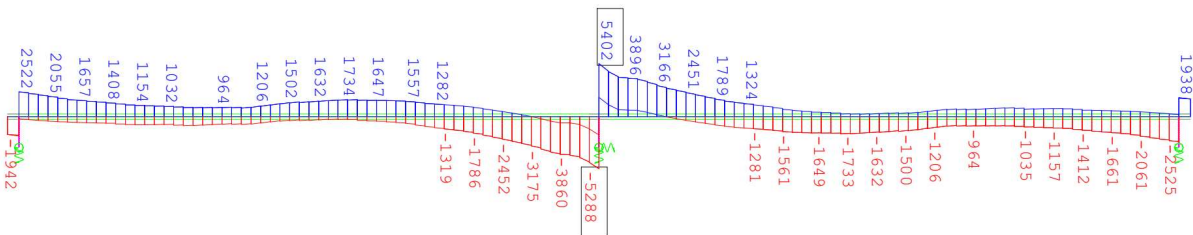


Rys. 7.2.2.3.20. Obwiednia momentów zginających od kombinacji obliczeniowej (z uwzględnieniem momentów wzbudzonych od sprężenia)



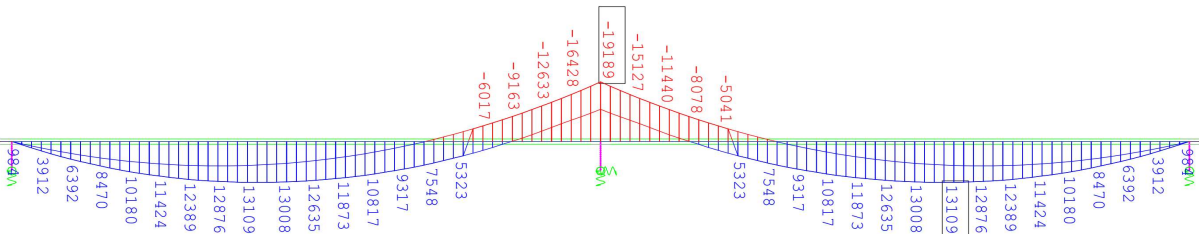
Rys. 7.2.2.3.21. Obwiednia sił poprzecznych od kombinacji obliczeniowej bez wpływu sprężenia

(7) Siła poprzeczna ulega redukcji na skutek działania pionowej składowej siły sprężającej [49]. Wykres sił poprzecznych z uwzględnieniem redukcji spowodowanej efektami sprężenia (pierwotnymi i wzbudzonymi) przedstawiono na rys. 7.2.2.3.22.

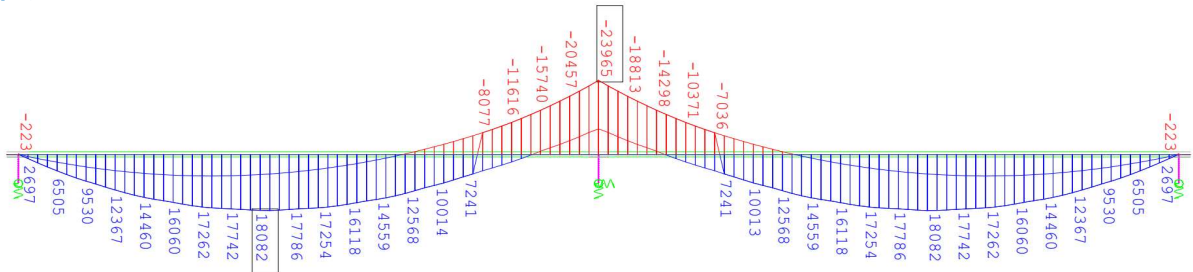


Rys. 7.2.2.3.22. Obwiednia sił poprzecznych od kombinacji obliczeniowej z uwzględnieniem sprężenia

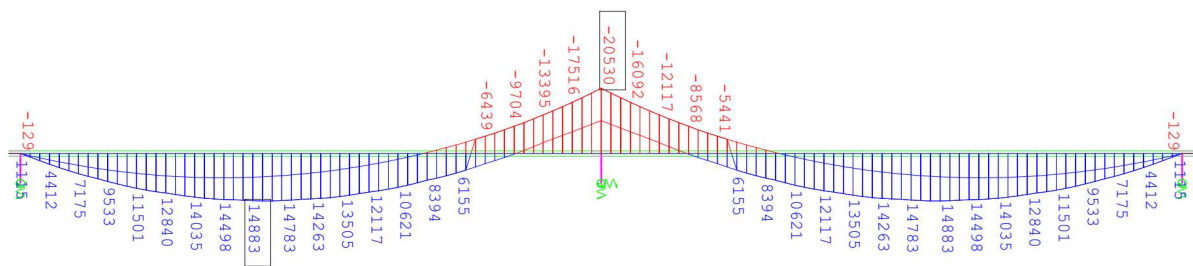
(8) Obwiednie momentów zginających od kombinacji podstawowej z oddziaływaniem cyklicznym do sprawdzenia stanu granicznego nośności na zmęczenie oraz obwiednie od kombinacji charakterystycznej, częstej i quasi-stałej do sprawdzenia stanów granicznych użyteczności przedstawiono na rys. 7.2.2.3.23–7.2.2.3.26. Wykresy te nie uwzględniają efektów sprężenia konstrukcji, ponieważ w analizie SGU naprężenia obliczane są osobno od obciążeń zewnętrznych i od sprężenia.



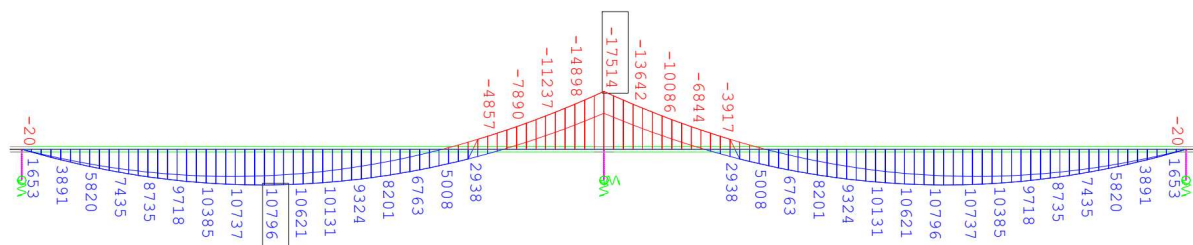
Rys. 7.2.2.3.23. Obwiednia momentów zginających od kombinacji podstawowej z oddziaływaniem cyklicznym (bez sprężenia)



Rys. 7.2.2.3.24. Obwiednia momentów zginających od kombinacji charakterystycznej (bez sprężenia)

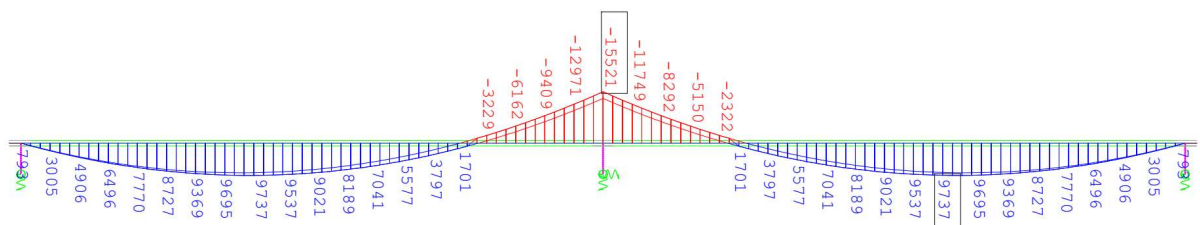


Rys. 7.2.2.3.25. Obwiednia momentów zginających od kombinacji częstej (bez sprężenia)



Rys. 7.2.2.3.26. Obwiednia momentów zginających od kombinacji quasi-stałej (bez sprężenia)

(9) W stanach granicznych użyteczności do obliczania naprężeń wykorzystano charakterystyki geometryczne przekrojów sprowadzonych. Z tego względu rozdzielono wpływ oddziaływań długotrwałych i krótkotrwałych. Na rys. 7.2.2.3.27 przedstawiono wykres momentów zginających od obciążeń długotrwałych w fazie 2. Wartości momentów zginających od obciążeń krótkotrwałych dla poszczególnych kombinacji otrzymuje się przez odjęcie wartości momentów od obciążeń długotrwałych z wykresu na rys. 7.2.2.3.27 od wartości momentów z odpowiednich wykresów pokazanych na rys. 7.2.2.3.23–7.2.2.3.26.



Rys. 7.2.2.3.27. Obwiednia momentów zginających od oddziaływań długotrwałych w fazie 2.

(10) Wartości sił wewnętrznych do sprawdzania stanów granicznych nośności dźwigara głównego wynoszą:

- 1)  $M_{Pdt} = \gamma_p M_{Pmt} = 1,0 \times 14,1 \text{ MNm} = 14,1 \text{ MNm}$  – obliczeniowy moment zginający wywołany trwałą siłą sprężającą w przekroju przęsłowym (0,4L),
- 2)  $M_{Gdo} = \gamma_{G,sup} M_{Gk} = 1,35 \times 7,3 \text{ MNm} = 9,9 \text{ MNm}$  – obliczeniowy moment zginający od ciężaru własnego w przekroju przęsłowym (0,4L),
- 3)  $M_{Ed}(0,4L) = 29,2 \text{ MNm}$  – obliczeniowy moment zginający (z uwzględnieniem momentu wzbudzonego od sprężenia) w przekroju przęsłowym (0,4L),
- 4)  $M'_{Ed} = 24,5 \text{ MNm}$  – obliczeniowy moment zginający (z uwzględnieniem momentu wzbudzonego od sprężenia) w przekroju podporowym,
- 5)  $V_{Ed,p} = 5400 \text{ kN}$  – obliczeniowa siła ścinająca w osi podparcia,
- 6)  $V_{Ed,ds} = 3800 \text{ kN}$  – obliczeniowa siła ścinająca w odległości  $d_s$  od podpory,
- 7)  $M_{freq,max} = 14,8 \text{ MNm}$  – maksymalny moment zginający od kombinacji częstej w przekroju przęsłowym (0,4L),
- 8)  $M_{freq,min} = 7,6 \text{ MNm}$  – minimalny moment zginający od kombinacji częstej w przekroju przęsłowym (0,4L),
- 9)  $\Delta M_{fat} = 1763 \text{ kNm}$  – maksymalna zmiana momentu zginającego od modelu zmęczeniowego FLM3.



(11) Wartości sił wewnętrznych do sprawdzenia stanów granicznych użyteczności dźwigara głównego w przekroju przęsłowym (0,4L) wynoszą:

- 1)  $P_{m0} = 24,5$  MN – siła sprężająca po stratach doraźnych,
- 2)  $P_{mt} = 22,4$  MN – siła sprężająca po stratach całkowitych,
- 3)  $M_{Pm0} = 15,1$  MNm – moment zginający wywołany siłą sprężającą po stratach doraźnych,
- 4)  $M_{Pmt} = 14,1$  MNm – moment zginający wywołany siłą sprężającą po stratach całkowitych,
- 5)  $M_{Gk0} = 7,3$  MNm – moment zginający od obciążeń stałych w fazie 0,
- 6)  $M_{Gk2} = 9,7$  MNm – maksymalny moment zginający od obciążeń stałych (długotrwałych) w fazie 2.,
- 7)  $M_{rare} = 17,9$  MNm – maksymalny moment zginający od kombinacji charakterystycznej,
- 8)  $M_{Q,rare} = 8,2$  MNm – maksymalny moment zginający od obciążeń krótkotrwałych w kombinacji charakterystycznej,
- 9)  $M_{freq} = 14,8$  MNm – maksymalny moment zginający od kombinacji częstej,
- 10)  $M_{Q,freq} = 5,1$  MNm – maksymalny moment zginający od obciążeń krótkotrwałych w kombinacji częstej,
- 11)  $M_{perm} = 10,8$  MNm – maksymalny moment zginający od kombinacji quasi-stałej,
- 12)  $M_{Q,perm} = 1,0$  MNm – maksymalny moment zginający od obciążeń krótkotrwałych w kombinacji quasi-stałej.

(12) Wartości sił wewnętrznych w płycie pomostu w kierunku poprzecznym do osi mostu wyznaczono na podstawie modelu numerycznego dla pasma płyty o szerokości:  $b_p = 1,0$  m. Obciążenia ruchome uwzględniono zgodnie z opisem zawartym w pkt 7.2.1.2. Poniżej podano charakterystyczne i obliczeniowe wartości sił wewnętrznych w przekroju przęsłowym i podporowym płyty pomostu do sprawdzenia stanów granicznych.

(13) Siły wewnętrzne w przekroju przęsłowym płyty dla pasma obliczeniowego  $b_p \times h_p = 1,0 \times 0,35$  m wynoszą:

- 1)  $M_{p,Ed} = 70,4$  kNm – maksymalny moment zginający od kombinacji obliczeniowej,
- 2)  $M_{p,fat,max} = 9,3$  kNm – maksymalny moment zginający od obciążenia modelem zmęczeniowym FLM3,
- 3)  $M_{p,fat,min} = -0,9$  kNm – minimalny moment zginający od obciążenia modelem zmęczeniowym FLM3,
- 4)  $M_{p,rare} = 49,2$  kNm – maksymalny moment zginający od kombinacji charakterystycznej,
- 5)  $M_{p,freq,max} = 19,7$  kNm – maksymalny moment zginający od kombinacji częstej,
- 6)  $M_{p,freq,min} = -4,6$  kNm – minimalny moment zginający od kombinacji częstej,
- 7)  $M_{p,perm} = -7,8$  kNm – maksymalny moment zginający od kombinacji quasi-stałej.

(14) Siły wewnętrzne w przekroju podporowym płyty dla pasma obliczeniowego  $b_p \times h_p = 1,0 \times 0,35$  m wynoszą:

- 1)  $M'_{p,Ed} = -173$  kNm – maksymalny moment zginający od kombinacji obliczeniowej,
- 2)  $V_{p,Ed} = 169$  kN – maksymalna siła poprzeczna od kombinacji obliczeniowej,
- 3)  $M'_{p,fat,max} = 6,8$  kNm – maksymalny moment zginający od obciążenia modelem zmęczeniowym FLM3,
- 4)  $M'_{p,fat,min} = -15,6$  kNm – minimalny moment zginający od obciążenia modelem zmęczeniowym FLM3,
- 5)  $M'_{p,rare} = -128$  kNm – minimalny moment zginający od kombinacji charakterystycznej,
- 6)  $M'_{p,freq,max} = 9,9$  kNm – maksymalny moment zginający od kombinacji częstej,
- 7)  $M'_{p,freq,min} = -52,4$  kNm – minimalny moment zginający od kombinacji częstej,
- 8)  $M'_{p,perm} = -35,4$  kNm – minimalny moment zginający od kombinacji quasi-stałej.

## 7.2.3. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – dźwigar główny

### 7.2.3.1. Nośność na zginanie

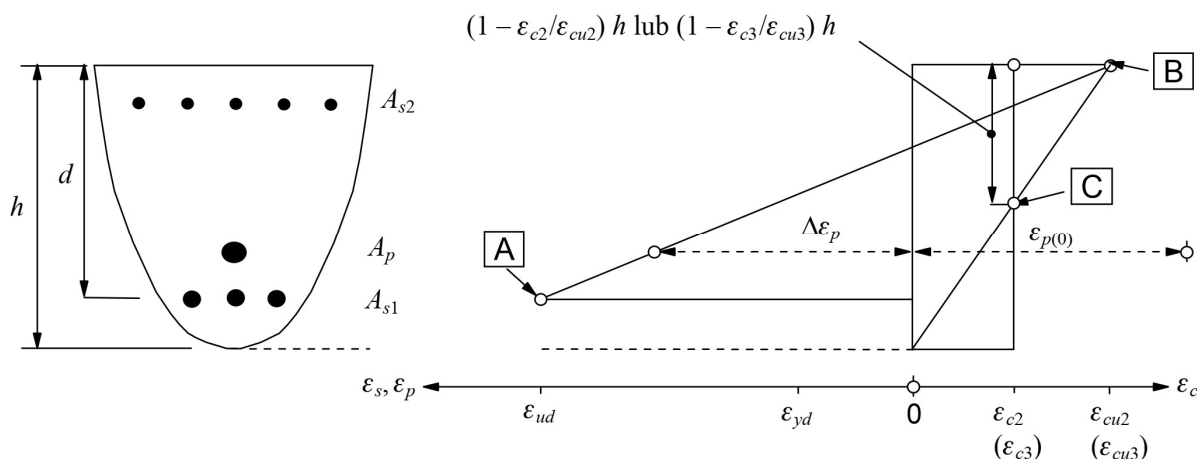
(1) Wyznaczając nośność graniczną przekrojów sprężonych na zginanie, przyjmuje się następujące założenia (zgodnie z pkt 6.1(2)P normy [14]):

- 1) obowiązuje zasada płaskich przekrojów,
- 2) odkształcenie zbrojenia jest równe odkształceniu otaczającego je betonu,
- 3) pomija się wytrzymałość betonu na rozciąganie,



- 4) naprężenia wyznacza się na podstawie zależności  $\sigma$ - $\varepsilon$  podanych w rozdziale trzecim normy [4],
- 5) obliczając naprężenia w cięgnach sprężających, uwzględnia się początkowe odkształcenie cięgien.

(2) Na rys. 6.1 normy [14] podano rozkłady odkształceń, które mogą powstać w stanie granicznym nośności (rys. 7.2.3.1.1): A – graniczne wydłużenie stali zbrojeniowej, B – graniczne skrócenie betonu, C – graniczne odkształcenie betonu przy ściskaniu osiowym.



Rys. 7.2.3.1.1. Rozkłady odkształceń, które mogą powstać w stanie granicznym nośności (rys. 6.1 normy [14])

(3) Ekstrema momentów zginających od kombinacji obciążeń w przęśle występują w odległości około  $0,4 L$  od podpory skrajnej. W związku z tym sprawdzenie dźwigara w SGN na zginanie przeprowadzono w tym przekroju oraz w przekroju nad podporą pośrednią.

(4) Obliczeniową nośność przekroju na zginanie wyznaczono w sposób iteracyjny przy użyciu procedury zaproponowanej w publikacji [49] (inne podejście przedstawiono np. w pracy [46]). Najpierw poszukuje się wysokości strefy ściskanej, dla której spełnione będzie równanie równowagi sił poziomych. Następnie, po spełnieniu tego warunku, z równania równowagi momentów wyznacza się nośność graniczną przekroju.

(5) Przyjęto następujące dane wejściowe do obliczeń:

- 1)  $d_s = 1,92$  m – wysokość użyteczna przekroju (dla stali zbrojeniowej),
- 2)  $d_p = 1,45$  m – wysokość użyteczna przekroju (dla stali sprężającej),
- 3)  $f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \frac{50}{1,4} = 30,4$  MPa – obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu (por. pkt 7.1.3.4),
- 4)  $P_{dt} = \gamma_p P_{mt} = 1,0 \times 22,4$  MN = 22,4 MN – obliczeniowa wartość trwałej siły sprężającej,
- 5)  $M_{Gd0} = \gamma_{G,sup} M_{Gk0} = 1,35 \times 7,3$  MNm = 9,9 MNm – obliczeniowy moment zginający od ciężaru własnego,
- 6)  $M'_{Ed}(0,4L) = 29,2$  MNm – obliczeniowy moment zginający (z uwzględnieniem momentu wzbudzonego od sprężenia) w przekroju przęsłowym ( $0,4L$ ),
- 7)  $M'_{Ed} = 24,5$  MNm – obliczeniowy moment zginający (z uwzględnieniem momentu wzbudzonego od sprężenia) w przekroju podporowym.

(6) Wstępnie założono odkształcenia w betonie i stali zbrojeniowej równe:  $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu3} = 3,5\text{‰}$ ,  $\varepsilon_{s1} = 10\text{‰}$ , dla których wysokość strefy ściskanej  $x$  wynosi:

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_{s1}} d_s = \frac{3,5}{3,5 + 10} \times 1,92 = 0,5 \text{ m.}$$

(7) Naprężenia w stali zbrojeniowej na podstawie zależności  $\sigma_s$ - $\varepsilon_s$  (rys. 3.8 normy [14]) mają wartość:

$$\sigma_{s1} = \sigma_s(\varepsilon_{s1}) = 443 \text{ MPa.}$$

(8) Odkształcenie stali sprężającej wywołane trwałą siłą sprężającą wynosi:

$$\varepsilon_{pm} = \frac{P_{dt}}{A_p E_p} = \frac{22,4 \text{ MN}}{202,5 \text{ cm}^2 \times 195 \text{ GPa}} = 5,67\text{‰},$$

a odkształcenie stali sprężającej przy likwidacji naprężenia w betonie powstałego od sprężenia i ciężaru własnego na poziomie stali sprężającej:

$$\sigma_{cp} = \frac{P_{dt}}{A_{csd}} + \frac{P_{dt} z_{sd}^2}{I_{csd}} - \frac{M_{Gd0} z_{sd}}{I_{csd}} = \frac{22,4 \text{ MN}}{5,55 \text{ m}^2} + \frac{22,4 \text{ MN} \times (0,59 \text{ m})^2}{1,92 \text{ m}^4} - \frac{9,9 \text{ MNm} \times 0,59 \text{ m}}{1,92 \text{ m}^4} = 5,0 \text{ MPa},$$

$$\Delta' \varepsilon_p = \frac{\alpha_p \sigma_{cp}}{E_p} = \frac{4,39 \times 5,0 \text{ MPa}}{195 \text{ GPa}} = 0,11\text{‰}.$$

(9) Dalszy przyrost odkształcenia w stali sprężającej aż do stanu granicznego nośności jest równy:

$$\Delta'' \varepsilon_p = \frac{d_p - x}{x} \varepsilon_c = \frac{1,45 - 0,5}{0,5} \times 3,5 = 6,70\text{‰}$$

Zmiana naprężeń w stali sprężającej na podstawie zależności  $\sigma_p - \varepsilon_p$  (rys. 3.10 normy [14]) wynosi:

$$\Delta \sigma_p = \sigma_p(\varepsilon_{pm} + \Delta' \varepsilon_p + \Delta'' \varepsilon_p) - \sigma_p(\varepsilon_{pm}) = 1445 - 1106 = 339 \text{ MPa}.$$

Pole powierzchni ściskanej dla efektywnej wysokości strefy ściskanej ma wartość:

$$x_{eff} = \lambda x = 0,8 \times 0,5 = 0,4 \text{ m}, A_c = A_c(x_{eff}) = 2,23 \text{ m}^2.$$

(10) Graniczna siła podłużna przenoszona przez przekrój wynosi:

$$N_{Rd} = A_c f_{cd} - A_p \Delta \sigma_p - A_{s1} \sigma_{s1} = 2,23 \text{ m}^2 \times 30,4 \text{ MPa} - 202,5 \text{ cm}^2 \times 339 \text{ MPa} - 58,9 \text{ cm}^2 \times 443 \text{ MPa} = 58,1 \text{ MN},$$

a obliczeniowa siła podłużna w przekroju:  $N_{Ed} = P_{mt} = 22,4 \text{ MN}$ .

Graniczna siła podłużna przenoszona przez przekrój jest zatem większa od obliczeniowej siły w przekroju  $N_{Rd} > N_{Ed}$ . Oznacza to, że pole powierzchni strefy ściskanej jest zbyt duże. Poszukuje się mniejszej wysokości strefy ściskanej przez „obrót wokół punktu A” według rys. 7.2.3.1.1. (rys. 6.1 normy [14]). Odkształcenie w stali zbrojeniowej pozostaje bez zmian:  $\varepsilon_{s1} = 10\text{‰}$ .

(11) Wyznacza się nowe pole powierzchni ściskanej betonu:

$$A'_c = \frac{1}{f_{cd}} (N_{Ed} + A_p \Delta \sigma_p + A_{s1} \sigma_{s1}) \\ = \frac{1}{30,4 \text{ MPa}} (22,4 \text{ MN} + 202,5 \text{ cm}^2 \times 339 \text{ MPa} + 58,9 \text{ cm}^2 \times 443 \text{ MPa}) = 1,05 \text{ m}^2$$

oraz nową wysokość strefy ściskanej:  $x' = x(A'_c)$ . Jeżeli strefa ściskana obejmuje tylko płytę pomostu, to:

$$x' = \frac{A'_c}{\lambda b_{eff}} = \frac{1,05 \text{ m}^2}{0,8 \times 6,57 \text{ m}} = 0,2 \text{ m}.$$

Nowe odkształcenie w betonie wynosi:

$$\varepsilon'_c = \frac{x'}{d_s + x'} \varepsilon_{s1} = \frac{0,2}{1,92 + 0,2} \times 10 = 1,16\text{‰},$$

a nowy przyrost odkształcenia w stali sprężającej:

$$\Delta'' \varepsilon'_p = \frac{d_p - x'}{x'} \varepsilon'_c = \frac{1,45 - 0,2}{0,2} \times 1,16 = 7,27\text{‰}.$$

(12) Zmiana naprężeń w stali sprężającej na podstawie zależności  $\sigma_p - \varepsilon_p$  (rys. 3.10 normy [14]) wynosi:

$$\Delta \sigma'_p = \sigma_p(\varepsilon_{pm} + \Delta' \varepsilon_p + \Delta'' \varepsilon'_p) - \sigma_p(\varepsilon_{pm}) = 1447 - 1106 = 341 \text{ MPa}.$$

Graniczną siłę podłużną przenoszoną przez przekrój oblicza się z równania równowagi sił poziomych w przekroju:

$$N'_{Rd} = A'_c f_{cd} - A_p \Delta \sigma'_p - A_{s1} \sigma_{s1} = 1,05 \text{ m}^2 \times 30,4 \text{ MPa} - 202,5 \text{ cm}^2 \times 341 \text{ MPa} - 58,9 \text{ cm}^2 \times 443 \text{ MPa} \\ = 22,4 \text{ MN}.$$

(13) Dla nowego pola powierzchni ściskanej graniczna siła podłużna przenoszona przez przekrój jest równa obliczeniowej sile w przekroju:  $N_{Rd} = N_{Ed}$ . Obliczeniową nośność przekroju na zginanie można następnie wyznaczyć z równania równowagi momentów względem środka ciężkości cięgien sprężających lub strefy ściskanej betonu. Nośność przekroju przęsłowego wynosi:

$$M_{Rd}(0,4L) = A'_c f_{cd} \left( d_p - \frac{\lambda x'}{2} \right) + A_{s1} \sigma_{s1} (d_s - d_p) = 1,05 \text{ m}^2 \times 30,4 \text{ MPa} \times \left( 1,45 \text{ m} - \frac{0,8 \times 0,2 \text{ m}}{2} \right) + 58,9 \text{ cm}^2 \times 443 \text{ MPa} \times (1,92 \text{ m} - 1,45 \text{ m}) = 44,9 \text{ MNm}.$$

Obliczeniowy moment zginający (z uwzględnieniem momentu wzbudzonego od sprężenia) w przekroju przęsłowym (0,4L) wynosi:  $M_{Ed}(0,4L) = 29,2 \text{ MNm}$ . Nośność w tym przekroju jest zatem zapewniona, a wykorzystanie nośności granicznej przekroju na zginanie wynosi 65%.

(14) Nośność przekroju podporowego wyznaczono analogicznie do przekroju przęsłowego, uwzględniając położenie cięgien sprężających w górnej strefie przekroju oraz strefy ściskanej w strefie dolnej. Nośność przekroju podporowego  $M'_{Rd} = 41,9 \text{ MNm}$  i jest mniejsza od obliczeniowej wartości momentu zginającego  $M'_{Ed} = 24,5 \text{ MNm}$ . Wykorzystanie nośności przekroju podporowego wynosi 58%. Decydujące na dobór układu sprężenia są warunki stanów granicznych użyteczności.

### Minimalne zbrojenie ze względu na kruche zniszczenie elementu

(15) Zgodnie z pkt 5.10.1(5)P normy [14] oraz pkt 5.10.1(106) normy [15] należy zapobiegać kruchemu zniszczeniu elementu, które mogłoby nastąpić na skutek zerwania cięgien sprężających. Realizacja tego postulatu w przypadku mostów może być zapewniona m.in. przez zastosowanie minimalnego zbrojenia (pkt 6.1(109)b) normy [14]).

(16) Minimalne zbrojenie ze względu na kruche zniszczenie wyznacza się ze wzoru (6.101a) normy [15]:

$$A_{s,min} = \frac{M_{rep}}{z_s f_{yk}'}$$

gdzie:

$f_{ctx} = f_{ctm,b} = 4,1 \text{ MPa}$  – naprężenie rozciągające w skrajnym włóknie rozciągającym przekroju,

$$M_{rep} = \frac{f_{ctx} l_{cs}}{y_{ds}} = \frac{4,1 \text{ MPa} \times 1,67 \text{ m}^4}{1,24 \text{ m}} = 4670 \text{ kNm} \text{ – moment rysujący z pominięciem efektów sprężenia,}$$

$d_s = 1,92 \text{ m}$  – wysokość czynna przekroju dla stali zbrojeniowej,

$$z_s = \left( d_s - \frac{x_{eff}}{2} \right) = \left( 1,92 \text{ m} - \frac{0,20 \text{ m}}{2} \right) = 1,82 \text{ m} \text{ – ramię sił wewnętrznych w stanie granicznym nośności odniesione do stali zbrojeniowej.}$$

Minimalne zbrojenie ze względu na kruche zniszczenie wynosi zatem:

$$A_{s,min} = \frac{M_{rep}}{z_s f_{yk}} = \frac{4670 \text{ kNm}}{1,82 \text{ m} \times 500 \text{ MPa}} = 51,3 \text{ cm}^2.$$

(17) W celu zabezpieczenia przed kruchym zniszczeniem jako zbrojenie dolne dźwigara przyjęto 12 prętów  $\phi 25 \text{ mm}$  o polu przekroju  $A_{s1} = 58,9 \text{ cm}^2$ . Zgodnie z pkt 6.1(109) normy [15] zabezpieczenie przed kruchym zniszczeniem może także być zapewnione (alternatywnie do stosowania zbrojenia minimalnego) przez sprawdzenie nośności przy zredukowanej powierzchni sprężenia (pkt 6.1(109)a) normy [15]) lub zapewnienie dostatecznych dowodów dotyczących niezawodności cięgien (pkt 6.1(109)c) normy [15]).

### 7.2.3.2. Nośność na ścinanie

(1) Sprawdzenie nośności na ścinanie według normy [14] opiera się na trzech wielkościach (pkt 6.2.1(1)P):  $V_{Rd,c}$  – obliczeniowej nośności na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie,  $V_{Rd,s}$  – obliczeniowej wartości siły poprzecznej, która powstaje, gdy w zbrojeniu na ścinanie osiąga się granicę plastyczności,  $V_{Rd,max}$  – obliczeniowej wartości maksymalnej siły poprzecznej, która może być przeniesiona przez element ze względu na zmiążdżenie ściskanych krzyżulców betonowych.

(2) W pierwszej kolejności sprawdza się, czy nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie jest wystarczająca do przeniesienia obliczeniowej siły ścinającej. Jeżeli  $V_{Ed} < V_{Rd,c}$ , to stosuje się minimalne zbrojenie na ścinanie określone w pkt 9.2.2 normy [14]. W przeciwnym razie element wymaga obliczeniowego zbrojenia na ścinanie. Należy dobrać takie zbrojenie, aby zapewnić odpowiednią nośność na ścinanie  $V_{Rd}$ , która jest uzależniona od wartości  $V_{Rd,s}$  i  $V_{Rd,max}$  (pkt

6.2.3(103) normy [14]. Obliczeniowa siła poprzeczna musi wówczas spełniać niezależnie obydwie warunki:  $V_{Ed} < V_{Rd,s}$  oraz  $V_{Ed} < V_{Rd,max}$ .

(3) Zgodnie z zaleceniami pkt 6.2.1(8) normy [14] przy dominującym obciążeniu równomiernie rozłożonym nie ma konieczności sprawdzania ścinania w przekrojach, które leżą bliżej niż  $d_s$  (wysokość użyteczna przekroju) od podpory. Zbrojenie obliczone w odległości  $d_s$  stosuje się także na odcinku przypodporowym. W takim przypadku dodatkowo należy sprawdzić, czy siła poprzeczna na podporze nie przekracza  $V_{Rd,max}$ .

(4) Obliczeniowa siła ścinająca po uwzględnieniu redukcji na skutek sprężenia w przekroju nad podporą pośrednią oraz w odległości  $d_s$  od podpory wynosi:  $V_{Ed,p} = 5400$  kN,  $V_{Ed,d_s} = 3800$  kN.

### Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie

(5) Obliczeniową nośność na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie  $V_{Rd,c}$  określa się jako większą z wyliczonych na podstawie wzorów (6.2a) i (6.2b) normy [15]:

$$V_{Rd,c1} = \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d_s,$$

$$V_{Rd,c2} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d_s,$$

gdzie:

$$k = \min \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d_s}} \right); 2,0 \right] = \min \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{1920}} \right); 2,0 \right] = 1,32,$$

$$\rho_l = \min \left[ \left( \frac{A_{sl}}{b_w d_s} \right); 0,02 \right] = \min \left[ \left( \frac{17600}{1350 \times 1920} \right); 0,02 \right] = 6,79\text{‰},$$

$$\sigma_{cp} = \min \left[ \left( \frac{N'_{Ed}}{A'_{cs}} \right); 0,2 f_{cd} \right] = \min \left[ \left( \frac{21,8 \text{ MN}}{4,89 \text{ m}^2} \right); 0,2 \times 30,4 \text{ MPa} \right] = 4,54 \text{ MPa},$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,4} = 0,13,$$

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,32^{\frac{3}{2}} \times 50^{\frac{1}{2}} = 0,38 \text{ MPa}.$$

Stąd:

$$V_{Rd,c1} = \left[ 0,13 \times 1,32 \times (100 \times 0,00679 \times 50)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 4,54 \right] \times 1350 \times 1920 = 3200 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c2} = (0,38 + 0,15 \times 4,54) \times 1350 \times 1920 = 2750 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}) = \max(3200; 2750) = 3200 \text{ kN}.$$

(6) Obliczeniowa siła poprzeczna w analizowanym przekroju jest większa od obliczeniowej nośności na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie:

$$V_{Ed,d_s} = 3800 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 3200 \text{ kN}.$$

Element wymaga więc zbrojenia na ścinanie.

### Nośność zbrojenia na ścinanie

(7) Zbrojenie na ścinanie mogą stanowić strzemiona, pręty odgięte lub kombinacje obu tych form (pkt 9.2.2(101) normy [15]). Zbrojenie na ścinanie powinno tworzyć z osią podłużną elementu kąt  $\alpha$  w zakresie  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ .

(8) Przyjęto zbrojenie prostopadłe do osi dźwigara w postaci strzemion czterociętych  $\phi 16$  mm o polu przekroju  $A_{sw} = 8,04 \text{ cm}^2$  w rozstawie  $s = 15 \text{ cm}$ . Następnie wyznaczono maksymalną siłę przenoszoną przez strzemiona  $V_{Rd,s}$ , korzystając ze wzoru (6.8) normy [15]:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot(\theta),$$

gdzie:

$$z = 1,47 \text{ m} - \text{ramię sił wewnętrznych},$$

$f_{ywd} = 0,8f_{yk} = 400$  MPa – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia na ścinanie (zredukowana zgodnie z uwagą 1. do pkt 6.2.3(103) normy [15]).

$\theta = 35^\circ$  ( $\cot(\theta) = 1,43$ ) – kąt między ściskany krzyżulcem betonowym a osią belki przyjmowany zgodnie z pkt 6.2.3(2) i Załącznikiem Krajowym do normy [14] (pkt NA.4), tak aby  $\cot(\theta)$  mieścił się w zakresie  $1,0 \leq \cot(\theta) \leq 2,0$ .

Uwaga: wartość kąta  $\theta$  ma bardzo istotny wpływ na obliczaną nośność  $V_{Rd,s}$ . Dla skrajnych wartości  $\cot(\theta)$  z dopuszczonego w normie przedziału wyznaczone nośności  $V_{Rd,s}$  różnią się dwukrotnie. Więcej informacji na temat przyjmowania kąta  $\theta$  można znaleźć np. w pracach [30, 44]).

$$V_{Rd,s} = \frac{8,04 \text{ cm}^2}{15 \text{ cm}} 1,47 \text{ m} \times 400 \text{ MPa} \times 1,43 = 4500 \text{ kN}.$$

Nośność na ścinanie w odległości  $d_s$  od podpory jest więc zapewniona:

$$V_{Ed,d_s} = 3800 \text{ kN} < V_{Rd,s} = 4500 \text{ kN}.$$

### Nośność ściskanych krzyżulców betonowych

(9) Ostatnim etapem obliczania nośności na ścinanie jest w tym przypadku sprawdzenie maksymalnej siły przenoszonej przez ściskane krzyżulce betonowe  $V_{Rd,max}$  nad podporą, wyznaczonej ze wzoru (6.9) normy [15]):

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)},$$

gdzie:

$\alpha_{cw} = 1,15$  – współczynnik uwzględniający współdziałanie naprężenia w krzyżulcu ściskany i dowolnego przyłożonego naprężenia ściskającego obliczany ze wzorów (6.11.aN)–(6.11.cN) normy [15]),

$v_1 = 0,6$  – współczynnik redukcji wytrzymałości betonu przy zarysowaniu na skutek ścinania na podstawie wzorów (6.10.aN), (6.11.bN) normy [15]),

$$V_{Rd,max} = \frac{1,15 \times 1,35 \text{ m} \times 1,47 \text{ m} \times 0,6 \times 30,4 \text{ MPa}}{1,43 + 0,7} = 19500 \text{ kN}.$$

(10) Nośność na ścinanie nad podporą jest zatem zapewniona:

$$V_{Ed,p} = 5400 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 19500 \text{ kN}.$$

### Minimalne zbrojenie na ścinanie

(11) Przyjęty stopień zbrojenia na ścinanie wynosi (wzór (9.4N) normy [14]):

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w \sin(\alpha)} = \frac{8,04 \text{ cm}^2}{15 \text{ cm} \times 135 \text{ cm} \times 1} = 3,97\%.$$

Minimalny stopień zbrojenia na ścinanie oblicza się ze wzoru (9.5N) normy [14]):

$$\rho_{w,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \frac{\sqrt{50}}{500} = 1,13\%.$$

Przyjęte zbrojenie spełnia zatem wymagania minimalnego.

(12) Maksymalny podłużny rozstaw strzemion wyznaczony ze wzoru (9.6N) normy [14] wynosi:

$$s_{l,max} = 0,75d_s(1 + \cot(\alpha)) = 0,75 \times 1,92 \text{ m} \times (1 + 0) = 1,44 \text{ m}.$$

Przyjęty rozstaw strzemion  $s = 15$  cm jest mniejszy od maksymalnego.

(13) Maksymalny poprzeczny rozstaw ramion strzemion określony ze wzoru (9.8N) normy [14] wynosi:

$$s_{t,max} = \min(0,75d_s; 0,6 \text{ m}) = 0,6 \text{ m}.$$

Przyjęto strzemiona czterocięte, dla których poprzeczny rozstaw ramion wynosi w najszerszym miejscu dźwigara około 0,5 m.

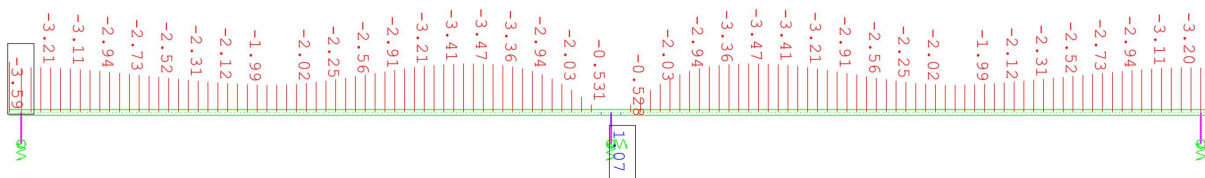


### 7.2.3.3. Nośność na zmęczenie

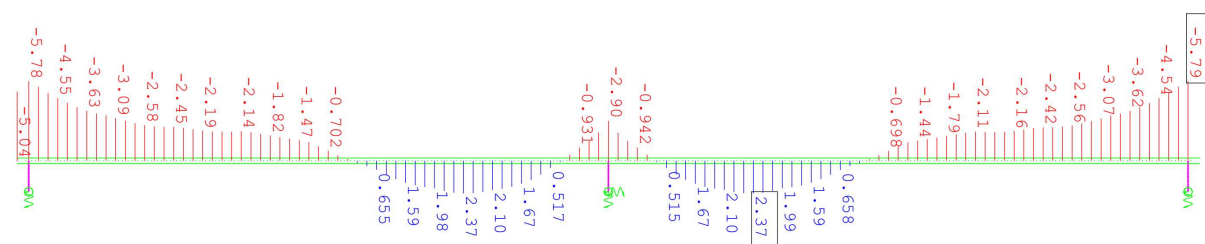
(14) Sprawdzenie zmęczenia przeprowadza się dla elementów konstrukcji poddanych regularnym cyklom obciążenia (pkt 6.8.1(1) normy [14] i pkt 6.8.1(102) normy [15]). Sprawdzenie to wykonuje się oddzielnie dla stali i betonu. W uwadze do pkt 6.8.1(102) normy [15] wyszczególniono elementy mostów, dla których sprawdzanie zmęczenia nie jest konieczne. Jednym z tych elementów jest stal sprężająca i zbrojeniowa w obszarach, w których przy częstej kombinacji oddziaływań i wartości charakterystycznej siły sprężającej  $P_k$  w skrajnych włóknach betonu występują tylko naprężenia ściskające. Nie doprecyzowano przy tym, czy chodzi o średnią wartość siły sprężającej  $P_k = 1,0 \times P_{m,t}(x)$ , czy należy rozpatrywać górną i dolną wartość charakterystyczną  $P_{k,sup} = r_{sup} P_{m,t}(x)$  i  $P_{k,inf} = r_{inf} P_{m,t}(x)$ . W załącznikach krajowych mogą być zdefiniowane dodatkowe reguły, np. we Francji nie ma konieczności sprawdzania odpowiednich warunków zmęczenia w mostach drogowych, jeżeli pod wpływem kombinacji charakterystycznej obciążeń naprężenia w betonie nie przekraczają  $0,6 f_{ck}$ , a naprężenia w stali zbrojeniowej są mniejsze niż 300 MPa [44], co znacznie upraszcza obliczenia.

(15) Naprężenia przy sprawdzaniu zmęczenia należy obliczać przy założeniu, że przekroje poprzeczne są zarysowane, pomijając wytrzymałość betonu na rozciąganie, ale spełniając warunki zgodności odkształceń (pkt 6.8.2(1)P normy [14]). Nie doprecyzowano przy tym, czy dotyczy to wyłącznie konstrukcji żelbetowych, czy również sprężonych i czy takie podejście należy stosować w sprawdzeniu warunków dla wszystkich materiałów (betonu, stali zbrojeniowej i sprężającej), ani których metod opisanych w normach [14, 15] ono dotyczy.

Można przyjmować, po stronie bezpiecznej, że dotyczy to wszystkich sprawdzeń i podanych metod [34]. Takie założenie w niektórych przypadkach wydaje się jednak zbyt konserwatywne, jak na przykład w analizowanym przykładzie dźwigara sprężonego, gdzie wszystkie inne sprawdzenia są wykonywane na podstawie charakterystyk geometrycznych przekroju niezarysowanego, a minimalne naprężenia na całej długości belki pod wpływem częstej kombinacji obciążeń nie przekraczają średniej wytrzymałości betonu na rozciąganie  $f_{ctm} = 4,1$  MPa (analogicznie do sprężenia ograniczonego według normy [6]). W analizowanym przykładzie stan graniczny zmęczenia dźwigara sprawdzono więc, wyznaczając naprężenia na podstawie charakterystyk geometrycznych przekroju niezarysowanego.



Rys. 7.2.3.3.1. Naprężenia na krawędzi górnej betonu na długości dźwigarów od kombinacji częstej i dolnej wartości charakterystycznej siły sprężającej  $P_{k,inf}$



Rys. 7.2.3.3.2. Naprężenia na krawędzi dolnej betonu na długości dźwigarów od kombinacji częstej i dolnej wartości charakterystycznej siły sprężającej  $P_{k,inf}$

(16) Oddziaływania w kombinacji częstej wywołują naprężenia rozciągające w górnych włóknach betonu nad podporą pośrednią oraz w dolnych włóknach betonu w przęsłach (rys. 7.2.3.3.1 i 7.2.3.3.2). W świetle zapisów pkt 6.8.1(102) normy [15] należy zatem sprawdzić stan graniczny zmęczenia w betonie oraz w stali zbrojeniowej i sprężającej w tych obszarach. Dalej przedstawiono sprawdzenie zmęczenia na przykładzie przekroju przęsłowego.

## Sprawdzenie zmęczenia w betonie

(17) Sprawdzenie zmęczenia w betonie zaleca się przeprowadzać, stosując dane z ruchu, krzywe Wöhlera i modele obciążeń określone przez władze krajowe (pkt 6.8.7(101) normy PN-EN 1992-2 [15]). Takie podejście znacznie komplikuje obliczenia, a brak odpowiednich modeli obciążeń określonych w Załączniku Krajowym i danych o rzeczywistym ruchu obecnie je uniemożliwia. Zastosowanie mogą mieć również metody uproszczone z Załącznika NN do normy [15] (pkt 6.8.7(101)), przy czym dotyczą one tylko mostów kolejowych. Uproszczoną metodę sprawdzania zmęczenia w betonie podano w pkt 6.8.7(2) normy [14], zgodnie z którym wytrzymałość betonu na zmęczenie przy ściskaniu jest wystarczająca, gdy spełnione są warunki określone wzorami (6.77) [14]. Uwaga: w normie [14] w drugim warunku błędnie wstawiono wartość  $f_{ck}$  jako mnożnik wartości 0,9 i 0,8, prawidłowa zależność przedstawia się następująco:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}},$$
$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq \begin{cases} 0,9 \text{ dla } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 0,8 \text{ dla } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases}$$

gdzie:

$\sigma_{c,max}$  – maksymalne naprężenie ściskające w rozpatrywanym włóknie betonu pod wpływem częstej kombinacji obciążeń,

$\sigma_{c,min}$  – minimalne naprężenie ściskające w tym samym włóknie betonu, w którym wystąpiło  $\sigma_{c,max}$  (jeżeli  $\sigma_{c,min}$  jest naprężeniem rozciągającym, należy przyjąć  $\sigma_{c,min} = 0$ ),

$f_{cd,fat}$  – obliczeniowa wytrzymałość zmęczeniowa betonu określona wzorem (6.76) normy [14]:

$$f_{cd,fat} = k_1 \beta_{cc}(t_0) f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right),$$

w którym:

$f_{ck}, f_{cd}$  – charakterystyczna i obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie (przy wyznaczaniu wytrzymałości obliczeniowej należy stosować współczynnik  $\alpha_{cc} = 1,0$  [34]),

$k_1$  – współczynnik, który może być określony w Załączniku Krajowym; wartość zalecana dla  $N = 10^6$  cykli według normy [14] wynosi 0,85,

$t_0$  – wiek betonu na początku obciążenia cyklicznego wyrażony w dniach,

$\beta_{cc}(t_0)$  – współczynnik wytrzymałości betonu przy pierwszym obciążeniu (pkt 3.1.2(6) [14]; por. pkt 7.1.3.1 obliczeń).

(18) Sprawdzenie wytrzymałości betonu na zmęczenie przeprowadzono dla górnych włókien betonu dźwigara w przekroju przęsłowym w chwili oddania obiektu do użytkowania. Maksymalny i minimalny moment zginający od kombinacji częstej wynoszą odpowiednio:  $M_{freq,max} = 14,8 \text{ MNm}$ ,  $M_{freq,min} = 7,6 \text{ MNm}$ . Pozostałe oznaczenia przyjęto według pkt 7.2.5.1 obliczeń oraz tab. 7.2.2.1.2.

Maksymalne i minimalne naprężenia w betonie na górnej krawędzi przekroju od kombinacji częstej w chwili oddania obiektu do użytkowania wynoszą odpowiednio:

$$\sigma_{c,max} = \frac{r_{inf} P_{m0}}{A_{cs}} - \frac{r_{inf} M_{Pm0}}{W_{gs}} + \frac{M_{freq,max}}{W_{gs}} = \frac{0,9 \times 24,5 \text{ MN}}{4,89 \text{ m}^2} - \frac{0,9 \times 15,1 \text{ MNm}}{2,20 \text{ m}^3} + \frac{14,8 \text{ MNm}}{2,20 \text{ m}^3} = 5,1 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{c,min} = \frac{r_{sup} P_{m0}}{A_{cs}} - \frac{r_{sup} M_{Pm0}}{W_{gs}} + \frac{M_{freq,min}}{W_{gs}} = \frac{1,1 \times 24,5 \text{ MN}}{4,89 \text{ m}^2} - \frac{1,1 \times 15,1 \text{ MNm}}{2,20 \text{ m}^3} + \frac{7,6 \text{ MNm}}{2,20 \text{ m}^3} = 1,4 \text{ MPa}.$$

(20) Współczynnik wytrzymałości betonu, przy pierwszym obciążeniu cyklicznym w chwili oddania obiektu do użytkowania (w czasie  $t_1 = 194$  dni), przy przyjęciu współczynnika  $s = 0,2$  dla cementu klasy R ma wartość:

$$\beta_{cc}(t_3) = \exp \left[ s \left( 1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right] = \exp \left[ 0,2 \times \left( 1 - \sqrt{\frac{28}{194}} \right) \right] = 1,13.$$

(21) Obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu przy przyjęciu współczynnika  $\alpha_{cc} = 1,0$  wynosi:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1,0 \frac{50 \text{ MPa}}{1,4} = 35,7 \text{ MPa},$$

a obliczeniowa wytrzymałość zmęczeniowa betonu określona ze wzoru (6.76) normy [14]:

$$f_{cd,fat} = k_1 \beta_{cc}(t_1) f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,85 \times 1,13 \times 35,7 \times \left(1 - \frac{50}{250}\right) = 27,5 \text{ MPa.}$$

(22) Stosunek maksymalnych naprężeń na górnej krawędzi dźwigara od kombinacji częstej do obliczeniowej wytrzymałości zmęczeniowej betonu wynosi:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} = \frac{5,1}{27,5} = 0,18$$

i jest mniejszy od wartości granicznych:

$$0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} = 0,5 + 0,45 \frac{1,4}{27,5} = 0,52 \text{ lub } 0,9 \text{ dla } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa.}$$

### **Sprawdzenie zmęczenia w stali zbrojeniowej**

(23) Sprawdzenie nośności na zmęczenie stali zbrojeniowej można przeprowadzić na podstawie zaleceń pkt 6.8.6(1) normy [14], który mówi, że jeżeli w niespajanych prętach zbrojenia rozciąganego zakres naprężeń pod częstym obciążeniem cyklicznym, przy jednoczesnym działaniu obciążeń kombinacji podstawowej, spełnia warunek  $\Delta\sigma_s \leq k_1$ , to można przyjąć, że wytrzymałość zmęczeniowa jest wystarczająca. Wartość  $k_1$  może być podana w Załączniku Krajowym. Wartością zalecaną w normie [14] jest  $k_1 = 70 \text{ MPa}$ . W przypadku prętów spajanych stosuje się analogiczne porównanie do wartości  $k_2$ , którą w normie [14] zalecono przyjmować na poziomie  $k_2 = 35 \text{ MPa}$ . Sprawdzenie to można uprościć, stosując kombinację częstą obciążeń do wyznaczania wartości naprężeń (pkt 6.8.6(2) normy [14]). Jeżeli wymagania są spełnione, to żadne dalsze sprawdzenia nie są konieczne.

(24) W analizowanym przypadku maksymalne naprężenia w stali zbrojeniowej od kombinacji częstej obciążeń wyznaczone z modelu numerycznego wynoszą  $\sigma_s = 9,1 \text{ MPa}$ . Są zatem znacznie mniejsze od wartości granicznej wynoszącej (według pkt 6.8.6(1) normy [14])  $k_1 = 70 \text{ MPa}$ .

### **Sprawdzenie zmęczenia w stali sprężającej**

(25) Normy [14, 15] nie podają metody uproszczonego sprawdzenia nośności zmęczeniowej stali sprężającej. W związku z tym należy wykonać sprawdzenie przez zastosowanie ekwiwalentnego zakresu naprężeń według pkt 6.8.5 normy [14]. Zgodnie z pkt 6.8.5(3) tej normy nośność na zmęczenie stali zbrojeniowej lub sprężającej i łączników uważa się za odpowiednią, jeżeli spełniona jest nierówność określona wzorem (6.71) [14]:

$$\gamma_{F,fat} \Delta\sigma_{s,eq}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{s,Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}},$$

gdzie:

$\Delta\sigma_{s,eq}(N^*)$  – równoważny ze względu na uszkodzenie, zakres naprężeń zależny od rodzaju zbrojenia i liczby cykli obciążenia  $N^*$ ,

$\Delta\sigma_{s,Rsk}(N^*)$  – zakres naprężeń przy  $N^*$  cyklach według odpowiedniej krzywej zmęczenia S-N, określonej na podstawie rys. 6.30 oraz tab. 6.3N i 6.4N normy [14] (dla ciągnien zakrzywionych w ostonach stalowych w kablubetonie  $\Delta\sigma_{s,Rsk}(10^6) = 120 \text{ MPa}$ ),

$\gamma_{F,fat}$  – współczynnik częściowy oddziaływań zmęczeniowych (pkt 2.4.2.3 normy [14], który może być określony w Załączniku Krajowym), zalecana wartość  $\gamma_{F,fat} = 1,0$ ,

$\gamma_{s,fat}$  – współczynnik częściowy stali zbrojeniowej lub sprężającej przy obciążeniu zmęczeniowym; zgodnie z pkt 2.4.2.4(1) normy [14] przy sprawdzaniu zmęczenia należy przyjmować współczynniki z tab. 2.1N (tab. NA.2 Załącznika Krajowego do normy [14], tak jak dla trwałej sytuacji obliczeniowej,  $\gamma_{s,fat} = 1,15$ .

(26) Metoda naprężeń równoważnych do sprawdzenia zmęczenia w mostach jest opisana w Załączniku NN do normy [15]. Zgodnie z pkt NN.2.1(101) w przypadku mostów drogowych stosuje się zmodyfikowany model obciążenia zmęczeniowego FLM3 (pkt 4.6.4 normy [13]). Modyfikacja polega na zwiększeniu obciążenia na oś względem wartości podanych w normie [13] przez przemnożenie ich przez następujące współczynniki: 1,75 – w przypadku sprawdzania podpór pośrednich mostów ciągłych (uwaga: zapis ten w normie [15] jest nieprecyzyjny i sugeruje, że chodzi o same podpory, podczas gdy według pkt 6.8.1(102) normy [15] nie ma konieczności sprawdzania na zmęczenie filarów i słupów, które nie są w sposób sztywny

połączone z konstrukcją przęsła); współczynnik 1,75 należy przyjmować również dla sprawdzania konstrukcji przęseł w przekrojach nad podporami pośrednimi [34, 44]) oraz 1,4 – w przypadku sprawdzania innych obszarów konstrukcji przęsła.

(27) W analizowanym przypadku sprawdzeniu poddano przekrój przęsłowy. Przyjęto zatem współczynnik 1,4, co daje obciążenie na oś modelu FLM3 równe  $1,4 \times 120 \text{ kN} = 168 \text{ kN}$ . Zakres naprężeń równoważnych należy obliczać na podstawie wzoru (NN.101) normy [15]:

$$\Delta\sigma_{s, equ} = \Delta\sigma_{s, Ec} \lambda_s,$$

gdzie:

$\Delta\sigma_{s, Ec}$  – zakres naprężenia zmęczeniowego od modelu obciążenia FLM3 według normy [13] przy zwiększonym obciążeniu na oś według pkt NN.2.1(101) normy [15], przy założeniu kombinacji obciążeń według pkt 6.8.3 normy [14],

$\lambda_s$  – równoważny współczynnik zmęczenia uwzględniający warunki, w tym natężenie ruchu na moście, projektowany okres użytkowania i rozpiętość elementu.

(28) Równoważny współczynnik zmęczenia  $\lambda_s$  wyznacza się ze wzoru (NN.102) normy [15]:

$$\lambda_s = \varphi_{fat} \lambda_{s,1} \lambda_{s,2} \lambda_{s,3} \lambda_{s,4},$$

w którym:

$\varphi_{fat}$  – współczynnik wpływu równoważnego uszkodzenia wywołanego nierównościami nawierzchni określany według Załącznika B do normy [13], wynoszący 1,2 w przypadku powierzchni o dobrej szorstkości lub 1,4 w przypadku powierzchni o średniej szorstkości (przyjęto  $\varphi_{fat} = 1,2$ ),

$\lambda_{s,1}$  – współczynnik zależny od rodzaju elementu (np. belka ciągła) oraz uwzględniający efekt uszkodzeń spowodowanych ruchem, w zależności od długości linii wpływu według rys. NN.1 i NN.2 normy [15] (przyjęto dla przęsła  $\lambda_{s,1} = 1,35$ ),

$\lambda_{s,2}$  – współczynnik uwzględniający natężenie ruchu określony wzorem (NN.103) normy [15]:

$$\lambda_{s,2} = \bar{Q}^{k_2} \sqrt[2,0]{N_{obs}},$$

gdzie:

$N_{obs}$  – liczba samochodów ciężarowych na rok (w milionach, na pas ruchu powolnego) zgodnie z tab. 4.5 normy [13],

$k_2$  – pochylenie odpowiedniej krzywej Wöhlera według tab. 6.3N i 6.4N normy [13] (w kablabetonie dla zakrzywionych cięgien w osłonkach stalowych  $k_2 = 7$ ),

$\bar{Q}$  – współczynnik uwzględniający rodzaj ruchu według tab. NN.1 normy [15] (przyjęto jak dla ruchu długodystansowego  $\bar{Q} = 1,0$ ),

$\lambda_{s,3}$  – współczynnik określający projektowany okres użytkowania mostu określony wzorem (NN.104) normy [15]:

$$\lambda_{s,3} = \sqrt[2,0]{\frac{k_2 N_{years}}{100}}, \text{ dla okresu użytkowania } N_{years} = 100 \text{ lat } \lambda_{s,3} = 1,0,$$

$\lambda_{s,4}$  – współczynnik stosowany w przypadku, gdy element konstrukcyjny jest obciążony ruchem na więcej niż jednym pasie, określony wzorem (NN.105) normy [15]:

$$\lambda_{s,4} = \sqrt[2,0]{\frac{\sum N_{obs,i}}{N_{obs,1}}},$$

gdzie:

$N_{obs,i}$  – liczba samochodów ciężarowych na rok oczekiwanych na pasie  $i$ ,

$N_{obs,1}$  – liczba samochodów ciężarowych na rok na pasie ruchu powolnego.

(29) Wartości  $N_{obs}$  można określać w załącznikach krajowych. Przykładowe liczby ciężkich pojazdów przewidywanych przez rok na jednym pasie ruchu powolnego podano w tab. 4.5 normy [13]. Zgodnie z uwagą 1. do pkt 4.6.1(3) normy [13] na każdym pasie ruchu szybkiego (tzn. używanym głównie przez samochody osobowe) można dodatkowo uwzględnić 10%  $N_{obs}$ . Na

analizowanym obiekcie zlokalizowana jest droga klasy G z dwoma pasami ruchu, przy czym oba należy uznać za pasy ruchu powolnego (po jednym w każdym kierunku). Na podstawie danych z tab. 4.5 normy [13] przyjęto po  $N_{obs,i} = 0,5 \times 10^6$  pojazdów ciężkich rocznie na każdym pasie (jak dla dróg i autostrad ze średnim udziałem potoku samochodów ciężarowych). Stąd:

$$N_{obs} = N_{obs,1} = 0,5 \times 10^6 \text{ i } \sum N_{obs,i} = 0,5 \times 10^6 + 0,5 \times 10^6 = 1,0 \times 10^6.$$

(30) Współczynniki  $\lambda_{s,2}$  i  $\lambda_{s,4}$  wynoszą zatem:

$$\lambda_{s,2} = \bar{Q}^{k_2} \sqrt{\frac{N_{obs}}{2,0}} = 1,0 \times \sqrt[7]{\frac{0,5}{2,0}} = 0,82,$$

$$\lambda_{s,4} = \sqrt[7]{\frac{\sum N_{obs,i}}{N_{obs,1}}} = \sqrt[7]{\frac{1,0}{0,5}} = 1,1,$$

a równoważny współczynnik zmęczenia  $\lambda_s$ :

$$\lambda_s = \varphi_{fat} \lambda_{s,1} \lambda_{s,2} \lambda_{s,3} \lambda_{s,4} = 1,2 \times 1,35 \times 0,82 \times 1,0 \times 1,1 = 1,47.$$

(31) W przypadku elementów żelbetowych zakres naprężenia zmęczeniowego  $\Delta\sigma_{s,Ec}$  można wyznaczać, stosując wyłącznie zmodyfikowany model obciążenia FLM3 według normy [13] i obliczając naprężenia z wykorzystaniem charakterystyk przekroju zarysowanego zgodnie z pkt 6.8.2(1)P normy [14]. Jednak w przypadku elementów sprężonych model FLM3 powinien być zastosowany wraz z kombinacją podstawową oddziaływań niecyklicznych (pkt 6.8.3 normy [14]) (kombinacja częsta bez obciążeń ruchomych – por. pkt 7.2.1.4 obliczeń), ponieważ wpływ ciężaru własnego i pozostałych obciążeń determinuje, czy przekrój jest zarysowany czy nie, co z kolei wpływa na wartość naprężeń w ciągnach [35].

(32) W analizowanym przypadku wartości momentów zginających od obciążenia kombinacją podstawową obciążeń z oddziaływaniem cyklicznym w postaci zmodyfikowanego modelu obciążenia zmęczeniowego ( $1,4 \times$  FLM3) według normy [14] są mniejsze od wartości w kombinacji częstej oddziaływań (por. rys. 7.2.2.3.23 z rys. 7.2.2.3.25).

W związku z tym przekrój pod obciążeniem tą kombinacją również pozostanie niezarysowany (naprężenia na krawędziach betonu będą mniejsze od przedstawionych na rys. 7.2.3.1.1 i rys. 7.2.3.2.2).

Zakres naprężenia zmęczeniowego można zatem wyznaczyć na podstawie zmian momentu zginającego od samego modelu zmęczeniowego FLM3, na podstawie charakterystyk przekroju niezarysowanego. Maksymalna zmiana momentu zginającego wynosi:  $\Delta M_{fat} = 1,4 \times 1763 \text{ kNm} = 2468 \text{ kNm}$ , a zakres naprężenia zmęczeniowego w ciągnach sprężających:

$$\Delta\sigma_{s,Ec} = \alpha_p \frac{\Delta M_{fat}}{I_{cs}} z_s = 4,39 \times \frac{2468 \text{ kNm}}{1,67 \text{ m}^4} \times 0,69 \text{ m} = 4,5 \text{ MPa}.$$

(33) Po pomnożeniu przez współczynnik  $\lambda_s$  zakres naprężeń równoważny ze względu na uszkodzenie według wzoru (NN.101) normy [15] wynosi:

$$\Delta\sigma_{s,equ} = \Delta\sigma_{s,Ec} \lambda_s = 4,5 \text{ MPa} \times 1,47 = 6,6 \text{ MPa}.$$

(34) Zgodnie ze wzorem (6.71) normy [14] nośność na zmęczenie stali sprężającej jest zapewniona, gdyż:

$$\gamma_{F,fat} \Delta\sigma_{s,equ}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{s,Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}},$$

$$1,0 \times 6,6 \text{ MPa} \leq \frac{120 \text{ MPa}}{1,15},$$

$$6,6 \text{ MPa} \leq 104 \text{ MPa}.$$

## 7.2.4. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – płyta pomostu

### 7.2.4.1. Nośność na zginanie

(1) Do analizy przekrojów żelbetowych w elementach zginanych można stosować metodę ogólną opartą na liniowym rozkładzie odkształceń w przekroju i paraboliczno-prostokątnym rozkładzie naprężeń w betonie lub metodę uproszczoną, w której przyjmuje się efektywną wysokość strefy ściskanej i prostokątny rozkład naprężeń w betonie [57]. W niniejszym przykładzie nośność na zginanie przekrojów płyty pomostu wyznaczono metodą uproszczoną.



(2) Maksymalne momenty zginające od kombinacji obliczeniowej w przekroju przęsłowym i podporowym płyty pomostu wynoszą odpowiednio:

$$M_{p,Ed} = 70,4 \text{ kNm}, M'_{p,Ed} = -173 \text{ kNm}.$$

(3) W metodzie uproszczonej przyjmuje się, że efektywna wysokość strefy ściskanej wynosi:

$$x_{eff} = \lambda x, \text{ gdzie } \lambda = 0,8 \text{ dla } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa},$$

a naprężenia w betonie i stali:

$$\sigma_c = \eta f_{cd} = 30,4 \text{ MPa}, \text{ gdzie } \eta = 1,0 \text{ dla } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa},$$

$$\sigma_s = f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ MPa}}{1,15} = 435 \text{ MPa}.$$

(4) Odształcenie w zbrojeniu odpowiadające obliczeniowej granicy plastyczności jest równe:

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435 \text{ MPa}}{200 \text{ GPa}} = 2,17\text{‰}.$$

(5) Wysokość użyteczna w przekroju przęsłowym płyty dla przyjętego w pkt 7.1.3.1 otulenia i przy założeniu zbrojenia w postaci prętów o średnicy  $\phi = 16 \text{ mm}$  wynosi:

$$d_{p1} = h_p - c_{nom,pd} - 0,5\phi = 350 - 45 - 8 = 297 \text{ mm}.$$

Graniczna wysokość strefy ściskanej jest zatem równa:

$$x_{lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} d_{p1} = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,17} \times 29,7 \text{ cm} = 14,7 \text{ cm}.$$

(6) Z równania równowagi momentów w przekroju wyznaczono efektywną wysokość strefy ściskanej:

$$M_{p,Ed} = b_p x_{eff} \eta f_{cd} (d_{p1} - 0,5x_{eff}),$$

$$70,4 \text{ kNm} = 100 \text{ cm} \times x_{eff} \times 1,0 \times 30,4 \text{ MPa} \times (29,7 \text{ cm} - 0,5x_{eff}).$$

Po rozwiązaniu równania kwadratowego otrzymano:  $x_{eff} = 0,79 \text{ cm} \leq x_{lim} = 14,7 \text{ cm}$ .

(7) Następnie z równania równowagi sił poziomych wyznaczono potrzebne pole przekroju zbrojenia rozciąganego:

$$A_{s1,req} = \frac{b_p x_{eff} \eta f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{100 \text{ cm} \times 0,79 \text{ cm} \times 1,0 \times 30,4 \text{ MPa}}{435 \text{ MPa}} = 5,5 \text{ cm}^2.$$

(8) W przekroju przęsłowym przyjęto pręty  $\phi 16 \text{ mm}$  w rozstawie co  $20 \text{ cm}$  o polu przekroju  $A_{s1,p} = 10,05 \text{ cm}^2$  na metr szerokości płyty.

(9) Analogicznie wyznaczono zbrojenie w przekroju podporowym płyty. Wymagane pole przekroju zbrojenia rozciąganego ze względu na stan graniczny nośności na zginanie w przekroju tym wynosi:  $A_{s2,req} = 13,4 \text{ cm}^2$ . Przyjęto pręty  $\phi 16 \text{ mm}$  w rozstawie co  $10 \text{ cm}$  o polu przekroju:  $A_{s2,p} = 20,11 \text{ cm}^2$  na metr szerokości płyty.

(10) Wyznaczone zbrojenie powinno spełniać wymagania konstrukcyjne określone w pkt 9.2.1.1 normy [14]. Minimalne pole przekroju zbrojenia rozciąganego obliczono ze wzoru (9.1N) tej normy:

$$A_{s,min} = \max\left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_p d_{p1}; 0,0013 b_p d_{p1}\right) = \max\left(0,26 \times \frac{4,1 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} \times 100 \text{ cm} \times 29,7 \text{ cm}; 0,0013 \times 100 \text{ cm} \times 29,7 \text{ cm}\right) = 6,3 \text{ cm}^2,$$

a maksymalne pole przekroju zbrojenia nie powinno być większe niż (pkt 9.2.1.1(3) normy [14]):

$$A_{s,max} = 0,04 b_p h_p = 0,04 \times 100 \text{ cm} \times 35 \text{ cm} = 140 \text{ cm}^2.$$

Przyjęte zbrojenie spełnia zatem warunki konstrukcyjne.

### 7.2.4.2. Nośność na ścinanie

(1) Wymiarowanie elementu żelbetowego na ścinanie przeprowadza się analogicznie do sposobu opisanego w pkt 7.2.3.2 obliczeń dotyczącym dźwigara, przy czym w tym przypadku nie ma wpływu sprężenia w postaci redukcji siły poprzecznej ani naprężeń od siły osiowej. Ze względu na znaczny udział obciążeń o charakterze skupionym przy generowaniu siły poprzecznej w płycie pomostu (reguła 6.2.1(8) normy [14] nie ma zastosowania) sprawdzenie stanu granicznego nośności na ścinanie przeprowadzono w przekroju podporowym (w miejscu połączenia płyty z dźwigarem). Maksymalna siła poprzeczna od kombinacji obliczeniowej wynosi:  $V_{p,Ed} = 169$  kN.

#### Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie

(2) Wysokość użyteczna w przekroju podporowym płyty dla przyjętego w pkt 7.2.3.1 otulenia i prętów zbrojenia rozciąganego o średnicy  $\phi = 16$  mm wynosi:

$$d_{p2} = h_p - c_{nom,pg} - 0,5\phi = 350 - 35 - 8 = 307 \text{ mm.}$$

(3) Obliczeniową nośność na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie  $V_{Rd,c}$  określa się jako większą z wyliczonych ze wzorów (6.2a) i (6.2b) normy [15]:

$$V_{Rd,c1} = \left[ C_{Rd,c} k (100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_p d_{p2},$$

$$V_{Rd,c2} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_p d_{p2},$$

gdzie:

$$k = \min \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{p2}}} \right); 2,0 \right] = \min \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{307}} \right); 2,0 \right] = 1,81,$$

$$\rho_l = \min \left[ \left( \frac{A_{sl}}{b_p d_{p2}} \right); 0,02 \right] = \min \left[ \left( \frac{2011}{1000 \times 307} \right); 0,02 \right] = 6,55\%,$$

$$\sigma_{cp} = 0 \text{ MPa,}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,4} = 0,13,$$

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,81^{\frac{3}{2}} \times 50^{\frac{1}{2}} = 0,60 \text{ MPa.}$$

Stąd:

$$V_{p,Rd,c1} = \left[ 0,13 \times 1,81 \times (100 \times 0,00655 \times 50)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0 \right] \times 1000 \times 307 = 228 \text{ kN,}$$

$$V_{p,Rd,c2} = (0,60 + 0,15 \times 0) \times 1000 \times 307 = 185 \text{ kN,}$$

$$V_{p,Rd,c} = \max(V_{p,Rd,c1}; V_{p,Rd,c2}) = \max(228; 185) = 228 \text{ kN.}$$

(4) Obliczeniowa siła poprzeczna w analizowanym przekroju jest mniejsza od obliczeniowej nośności na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie:

$$V_{p,Ed} = 169 \text{ kN} < V_{p,Rd,c} = 228 \text{ kN.}$$

Element nie wymaga więc obliczeniowego zbrojenia na ścinanie. Zgodnie z pkt 6.2.1(4) normy [14] w elementach takich jak płyty można nie stosować minimalnego zbrojenia na ścinanie.

### 7.2.4.3. Nośność na zmęczenie

(1) Sprawdzenie zmęczenia w płycie pomostu przeprowadzono w przekroju podporowym w sposób analogiczny do przedstawionego w pkt 7.2.3.2 obliczeń, przy czym naprężenia w betonie i stali wyznaczono dla charakterystyk przekroju zarysowanego płyty żelbetowej. Wysokość strefy ściskanej i moment bezwładności przekroju zarysowanego wynoszą:  $x_{p1} = 5,5$  cm,  $I_{p1} = 43900$  cm<sup>4</sup>.

## Sprawdzenie zmęczenia w betonie

(2) Sprawdzenie wytrzymałości betonu na zmęczenie przeprowadzono dla dolnych włókien betonu płyty w przekroju podporowym w chwili oddania obiektu do użytkowania. Maksymalny i minimalny moment zginający od kombinacji częstej wynoszą odpowiednio:

$$M'_{p,freq,max} = 9,9 \text{ kNm}, M'_{p,freq,min} = -52,4 \text{ kNm}.$$

Pozostałe oznaczenia przyjęto według pkt 7.2.6.1 obliczeń oraz tab. 7.2.2.1.2.

Maksymalne naprężenia w betonie na dolnej krawędzi przekroju płyty od kombinacji częstej w chwili oddania obiektu do użytkowania wynoszą:

$$\sigma_{c,max} = \frac{|M'_{p,freq,min}| x_{p1}}{I_{p1}} = \frac{52,4 \text{ kNm} \times 5,5 \text{ cm}}{43900 \text{ cm}^4} = 6,6 \text{ MPa}.$$

W związku z tym, że ekstremalne wartości momentu zginającego mają różne znaki naprężenia minimalne  $\sigma_{c,min}$  będą rozciągające. Należy więc przyjąć  $\sigma_{c,min} = 0$  (pkt 6.8.7(2) normy [14]).

(3) Obliczeniowa wytrzymałość zmęczeniowa betonu wyznaczona w pkt 7.2.3.3 obliczeń jest równa  $f_{cd,fat} = 27,5 \text{ MPa}$ . Stosunek maksymalnych naprężeń na dolnej krawędzi płyty od kombinacji częstej do obliczeniowej wytrzymałości zmęczeniowej betonu belki wynosi:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} = \frac{6,6}{27,5} = 0,24.$$

Otrzymana wartość jest mniejszy od wartości granicznych:

$$0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} = 0,5 + 0,45 \frac{0}{27,5} = 0,50 \text{ lub } 0,9 \text{ dla } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}.$$

## Sprawdzenie zmęczenia w stali zbrojeniowej

(4) Naprężenia w górnych prętach zbrojenia płyty wywołane minimalną wartością momentu zginającego od kombinacji częstej w przekroju podporowym wynoszą:

$$\sigma_s = \alpha_{s1} \frac{|M'_{p,freq,min}|}{I_{p1}} (d_{p2} - x_{p1}) = 4,5 \times \frac{52,4 \text{ kNm}}{43900 \text{ cm}^4} \times (30,7 \text{ cm} - 5,5 \text{ cm}) = 135 \text{ MPa}.$$

Wartość ta jest zatem większa od wartości granicznej  $k_1 = 70 \text{ MPa}$ , zalecanej według normy [14] przy sprawdzaniu zmęczenia na podstawie kombinacji częstej. W celu uniknięcia dokładnego sprawdzania płyty pomostu ze względu na zmęczenie stali zbrojeniowej konieczne byłoby około dwukrotne zwiększenie pola przekroju prętów zbrojeniowych. Należy zatem dokonać dokładnego sprawdzenia przez zastosowanie ekwiwalentnego zakresu naprężenia, analogicznie do przypadku cięgien sprężających w dźwigarze.

(5) Maksymalny i minimalny moment zginający od obciążenia modelem zmęczeniowym FLM3 w przekroju podporowym płyty:

$$M'_{p,fat,max} = 6,8 \text{ kNm}, M'_{p,fat,min} = -15,6 \text{ kNm}.$$

Zmiana momentu zginającego wywołanego zmodyfikowanym modelem obciążenia 1,4×FLM3 wynosi zatem:

$$\Delta M'_{p,fat} = 1,4 \times (M'_{p,fat,max} - M'_{p,fat,min}) = 1,4 \times (6,8 \text{ kNm} - (-15,6 \text{ kNm})) = 31,3 \text{ kNm},$$

a zakres naprężenia zmęczeniowego w stali zbrojeniowej:

$$\Delta \sigma_{s,Ec} = \alpha_{s1} \frac{\Delta M'_{p,fat}}{I_{p1}} (d_{p2} - x_{p1}) = 4,5 \times \frac{31,3 \text{ kNm}}{43900 \text{ cm}^4} \times (30,7 \text{ cm} - 5,5 \text{ cm}) = 81 \text{ MPa}.$$

(6) Równoważny współczynnik zmęczenia  $\lambda_s$  wyznaczono analogicznie do stali sprężającej w dźwigarze (por. pkt 7.2.3.3), przy czym dla przekroju podporowego płyty przyjęto  $\lambda_{s1} = 1,15$ , a pozostałe współczynniki  $\lambda_{s,i}$  wyznaczono z wykorzystaniem wykładnika naprężenia  $k_2 = 9$  odpowiedniego dla prętów prostych według tab. 6.3N normy [14]. Stąd:

$$\lambda_s = \varphi_{fat} \lambda_{s,1} \lambda_{s,2} \lambda_{s,3} \lambda_{s,4} = 1,2 \times 1,15 \times 0,86 \times 1,0 \times 1,08 = 1,28.$$

Po pomnożeniu przez współczynnik  $\lambda_s$  zakres naprężeń równoważny ze względu na uszkodzenie wg wzoru (NN.101) normy [15] wynosi:

$$\Delta \sigma_{s,equ} = \Delta \sigma_{s,Ec} \lambda_s = 81 \text{ MPa} \times 1,28 = 103 \text{ MPa}.$$

Zakres naprężenia przy  $N^* = 10^6$  cykli obciążeń dla prostych prętów zbrojeniowych według tab. 6.3N normy [14]:  $\Delta\sigma_{s,Rsk}(10^6) = 162,5$  MPa.

(7) Zgodnie ze wzorem (6.71) normy [14] nośność na zmęczenie stali zbrojeniowej jest zapewniona, gdyż:

$$\gamma_{F,fat} \Delta\sigma_{s,eq}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{s,Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}},$$

$$1,0 \times 103 \text{ MPa} \leq \frac{162,5 \text{ MPa}}{1,15},$$

$$103 \text{ MPa} \leq 141 \text{ MPa}.$$

## 7.2.5. Sprawdzenie stanów granicznych użyteczności – dźwigar główny

### 7.2.5.1. Ograniczenie naprężeń

(1) Sprawdzenie stanów granicznych użyteczności elementów sprężonych według norm [14, 15] obejmuje: ograniczenie naprężeń w betonie, stali zbrojeniowej i sprężającej, ograniczenie rys oraz ograniczenie ugięć.

(2) Wyznaczając naprężenia i ugięcia, można zakładać, że przekroje poprzeczne są niezarysowane, jeżeli naprężenia rozciągające są mniejsze od  $f_{ct,eff}$  (pkt 7.1(2) normy [14]). Wartość  $f_{ct,eff}$  należy przyjmować jako  $f_{ctm}$  lub  $f_{ctm,fl}$  (w zależności od tego, na której wartości oparto obliczanie minimalnego zbrojenia rozciąganego).

(3) Zgodnie z normą [15], pkt 7.2(102) (jeśli nie podjęto innych środków zabezpieczających przed ograniczeniem trwałości wskutek pojawienia się rys podłużnych) naprężenia w betonie pod wpływem charakterystycznej kombinacji oddziaływań (w obszarach, gdzie przyjęto klasy ekspozycji XD, XF i XS) nie powinny być większe niż 60% charakterystycznej wytrzymałości betonu na ściskanie. Ponadto norma [14], pkt 5.10.2.2(5) zaleca ograniczenie naprężeń w betonie spowodowanych siłą sprężającą i innymi obciążeniami działającymi w chwili naciągu lub w chwili zwolnienia sprężenia do 60% charakterystycznej wytrzymałości betonu na ściskanie osiągniętej w chwili przekazania siły sprężającej na beton:  $\sigma_c \leq 0,6 f_{ck}(t)$ .

(4) Jeżeli naprężenia w betonie od obciążeń quasi-stałych są większe niż 45% charakterystycznej wytrzymałości betonu, to pełzanie uznaje się za nieliniowe (pkt 5.10.2.2(5), 7.2(3) normy [14]). W przeciwnym wypadku można zakładać liniowość pełzania (por. pkt 7.2.2.2):  $\sigma_c \leq 0,45 f_{ck}(t)$ .

(5) Naprężenia w stali zbrojeniowej i sprężającej sprawdza się pod wpływem charakterystycznej kombinacji obciążeń (pkt 7.2(5) normy [14]). Naprężenia w zbrojeniu powinny być ograniczone do:  $\sigma_s \leq 0,8 f_{yk}$  (lub  $1,0 f_{yk}$ , jeżeli są spowodowane odkształceniami wymuszonymi). Średnia wartość naprężenia w cięgnach sprężających nie powinna przekraczać:  $\sigma_p \leq 0,75 f_{pk}$ .

(6) Naprężenia od poszczególnych kombinacji oddziaływań w zależności od rozpatrywanego przypadku i analizowanej fazy pracy konstrukcji wyznaczono, biorąc pod uwagę:

- 1) efekty sprężenia wywołane górną lub dolną wartością charakterystyczną siły sprężającej  $P_{k,sup}$  i  $P_{k,inf}$  w zależności od tego, czy działanie sprężenia ma niekorzystny, czy korzystny wpływ na wyliczaną wartość,
- 2) wartości siły sprężającej po stratach doraźnych lub całkowitych,
- 3) odpowiednie wartości charakterystyk geometrycznych przekrojów w zależności od przypadku obciążenia (uwzględnienie szerokości efektywnej dla zginania, pełne pole przekroju dla ściskania od siły osiowej), fazy pracy (odpowiedni przekrój sprowadzony) oraz charakteru obciążenia (długotrwałe, krótkotrwałe).

W przypadku obliczania naprężeń w cięgnach sprężających należy brać pod uwagę średnie wartości efektów sprężenia (bez uwzględniania współczynników  $r_{sup}$  i  $r_{inf}$ ) [44].

(7) W analizowanym przykładzie wartości naprężeń wyznaczono, uwzględniając charakterystyki przekrojów niezarysowanych (naprężenia rozciągające nie przekraczają wartości  $f_{ctm}$ ). Obliczenia naprężeń dla przykładowego przekroju przęsłowego w odległości  $0,4L$  od podpory skrajnej (przekrój, w którym występują maksymalne momenty od obciążeń zewnętrznych) przedstawiono w trzech analizowanych sytuacjach obliczeniowych: w fazie 0 – budowy oraz

w fazie 2. – użytkowania (w czasie  $t_1$  – po oddaniu obiektu do użytkowania i w czasie  $t_n$  – na końcu okresu eksploatacji).

(8) Przyjęto następujące dane wejściowe do obliczeń naprężeń w przekroju przęsłowym (0,4 L):

- 1)  $P_{m0} = 24,5$  MN – siła sprężająca po stratach doraźnych,
- 2)  $P_{mt} = 22,4$  MN – siła sprężająca po stratach całkowitych,
- 3)  $r_{sup} = 1,1$  – współczynnik dla górnej wartości charakterystycznej siły sprężającej,
- 4)  $r_{inf} = 0,9$  – współczynnik dla dolnej wartości charakterystycznej siły sprężającej,
- 5)  $M_{Pm0} = 15,1$  MNm – moment zginający wywołany siłą sprężającą po stratach doraźnych,
- 6)  $M_{Pmt} = 14,1$  MNm – moment zginający wywołany siłą sprężającą po stratach całkowitych,
- 7)  $M_{Gk0} = 7,3$  MNm – moment zginający od obciążeń stałych w fazie 0,
- 8)  $M_{Gk2} = 9,7$  MNm – maksymalny moment zginający od obciążeń stałych (długotrwałych) w fazie 2.,
- 9)  $M_{rare} = 17,9$  MNm – maksymalny moment zginający od kombinacji charakterystycznej,
- 10)  $M_{Q,rare} = 8,2$  MNm – maksymalny moment zginający od obciążeń krótkotrwałych w kombinacji charakterystycznej,
- 11)  $M_{perm} = 10,8$  MNm – maksymalny moment zginający od kombinacji quasi-stałej,
- 12)  $M_{Q,perm} = 1,0$  MNm – maksymalny moment zginający od obciążeń krótkotrwałych w kombinacji quasi-stałej,
- 13)  $A, W, I, y$  – charakterystyki geometryczne przekroju zestawione w tab. 7.2.2.1.2.

### Naprężenia w betonie w fazie 0 (budowy) w czasie $t_0$

(9) W fazie budowy w przekroju przęsłowym krawędź dolna przekroju jest narażona na działanie większych naprężeń ściskających. Siła sprężająca (po stratach doraźnych – nie wystąpiły jeszcze straty reologiczne) działa w tym przypadku niekorzystnie, dlatego zastosowano współczynnik zwiększający  $r_{sup}$ . Wykorzystano charakterystyki przekroju sprowadzonego bez uwzględnienia cięgien sprężających.

(10) Naprężenia w betonie na dolnej krawędzi przekroju od obciążeń charakterystycznych wynoszą:

$$\sigma_{cd0} = \frac{r_{sup} P_{m0}}{A_{cso}} + \frac{r_{sup} M_{Pm0}}{W_{dso}} - \frac{M_{Gk0}}{W_{dso}} = \frac{1,1 \times 24,5 \text{ MN}}{4,44 \text{ m}^2} + \frac{1,1 \times 15,1 \text{ MNm}}{1,14 \text{ m}^3} - \frac{7,3 \text{ MNm}}{1,14 \text{ m}^3} = 14,2 \text{ MPa},$$

a naprężenia w betonie w fazie 0 powinny być mniejsze od  $0,6f_{ck}(t_0)$ :

$$\sigma_{cd0} = 14,2 \text{ MPa} < 0,6f_{ck}(t_0) = 27,2 \text{ MPa}.$$

Jednocześnie są to naprężenia od obciążeń quasi-stałych, dlatego dodatkowo powinny spełniać warunek:

$$\sigma_{cd0} = 14,2 \text{ MPa} < 0,45f_{ck}(t_0) = 20,4 \text{ MPa}.$$

### Naprężenia w betonie w fazie 2. (użytkowania) w czasie $t_1$

(11) W fazie eksploatacji w przekroju przęsłowym na działanie większych naprężeń ściskających od maksymalnych (dodatnich) momentów zginających narażona jest górna krawędź przekroju. Siła sprężająca (nadal po stratach doraźnych – zakłada się, że wartości strat reologicznych są jeszcze niewielkie) działa wówczas korzystnie, dlatego zastosowano współczynnik zmniejszający  $r_{inf}$ . Wykorzystano charakterystyki przekroju sprowadzonego z uwzględnieniem cięgien sprężających (jak dla obciążeń krótkotrwałych).

(12) Naprężenia w betonie na górnej krawędzi przekroju od kombinacji charakterystycznej wynoszą:

$$\sigma_{cg1} = \frac{r_{inf} P_{m0}}{A_{cs}} - \frac{r_{inf} M_{Pm0}}{W_{gs}} + \frac{M_{rare}}{W_{gs}} = \frac{0,9 \times 24,5 \text{ MN}}{4,89 \text{ m}^2} - \frac{0,9 \times 15,1 \text{ MNm}}{2,20 \text{ m}^3} + \frac{17,9 \text{ MNm}}{2,20 \text{ m}^3} = 6,5 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{cg1} = 6,5 \text{ MPa} < 0,6f_{ck} = 30 \text{ MPa},$$

a naprężenia w betonie na górnej krawędzi przekroju od kombinacji quasi-stałej:

$$\sigma_{cgp1} = \frac{r_{inf} P_{m0}}{A_{cs}} - \frac{r_{inf} M_{Pm0}}{W_{gs}} + \frac{M_{perm}}{W_{gs}} = \frac{0,9 \times 24,5 \text{ MN}}{4,89 \text{ m}^2} - \frac{0,9 \times 15,1 \text{ MNm}}{2,20 \text{ m}^3} + \frac{10,8 \text{ MNm}}{2,20 \text{ m}^3} = 3,2 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{cgp1} = 3,2 \text{ MPa} < 0,45f_{ck} = 22,5 \text{ MPa}.$$



## Naprężenia w betonie w fazie 2. (użytkowania) w czasie $t_n$

(13) W czasie  $t_n$  – na końcu okresu eksploatacji, podobnie jak w poprzednim przypadku, w przekroju przęsłowym na działanie większych naprężeń ściskających od maksymalnych (dodatnich) momentów zginających narażona jest górna krawędź przekroju. Siła sprężająca (po stratach całkowitych) działa korzystnie – przyjmuje się współczynnik  $r_{inf}$ . Wykorzystano charakterystyki przekroju sprowadzonego z uwzględnieniem ciągnięć sprężających i z rozróżnieniem na działanie obciążeń długotrwałych i krótkotrwałych.

(14) Naprężenia w betonie na górnej krawędzi przekroju od kombinacji charakterystycznej:

$$\sigma_{cg2} = \frac{r_{inf} P_{mt}}{A_{csd}} - \frac{r_{inf} M_{Pmt}}{W_{gsd}} + \frac{M_{Gk2}}{W_{gsd}} + \frac{M_{Q,rare}}{W_{gs}} = \frac{0,9 \times 22,4 \text{ MN}}{5,55 \text{ m}^2} - \frac{0,9 \times 14,1 \text{ MNm}}{2,23 \text{ m}^3} + \frac{9,7 \text{ MNm}}{2,23 \text{ m}^3} + \frac{8,2 \text{ MNm}}{2,20 \text{ m}^3} = 6,0 \text{ MPa},$$

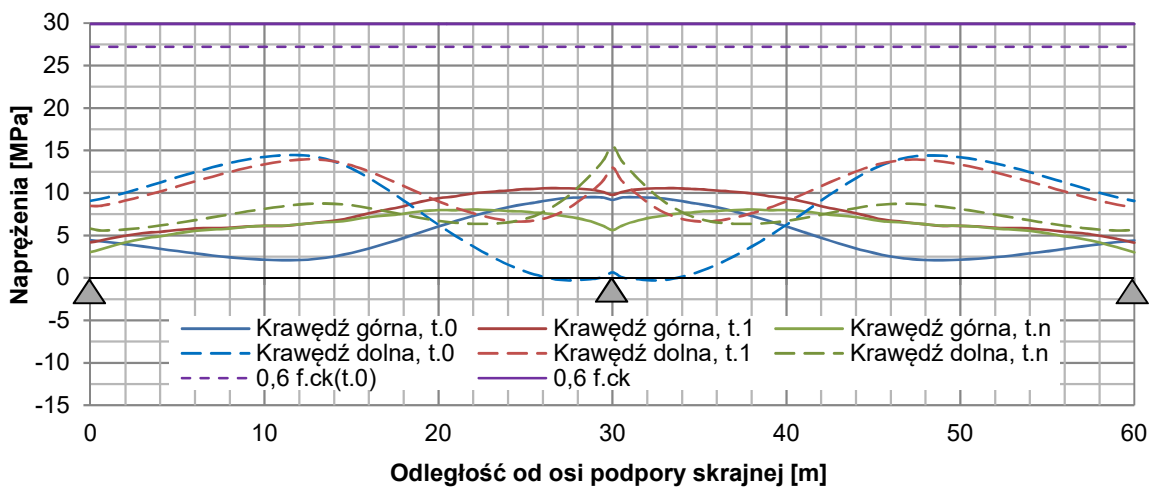
$$\sigma_{cg2} = 6,0 \text{ MPa} < 0,6 f_{ck} = 30 \text{ MPa},$$

a naprężenia w betonie na górnej krawędzi przekroju od kombinacji quasi-stałej:

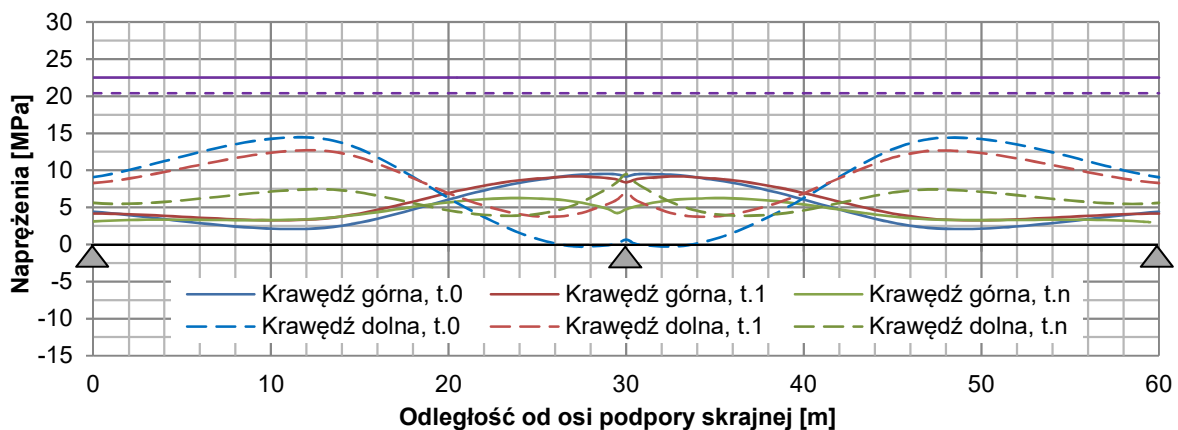
$$\sigma_{cgp2} = \frac{r_{inf} P_{mt}}{A_{csd}} - \frac{r_{inf} M_{Pmt}}{W_{gsd}} + \frac{M_{Gk2}}{W_{gs}} + \frac{M_{Q,perm}}{W_{gs}} = \frac{0,9 \times 22,4 \text{ MN}}{5,55 \text{ m}^2} - \frac{0,9 \times 14,1 \text{ MNm}}{2,23 \text{ m}^3} + \frac{9,7 \text{ MNm}}{2,23 \text{ m}^3} + \frac{1,0 \text{ MNm}}{2,20 \text{ m}^3} = 2,8 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{cgp2} = 2,8 \text{ MPa} < 0,45 f_{ck} = 22,5 \text{ MPa}.$$

(15) Poza obliczonymi przykładowymi wartościami naprężeń w betonie należy sprawdzić wartości na pozostałych krawędziach przekroju (górnej w fazie 0 oraz dolnej w fazie 2. dla momentów minimalnych, z uwzględnieniem odpowiednio korzystnego i niekorzystnego wpływu efektów sprężenia). Na rys. 7.2.5.1.1. i 7.2.5.1.2 przedstawiono wykresy naprężeń w betonie od kombinacji charakterystycznej i quasi-stałej na górnych i dolnych krawędziach przekroju na długości dźwigarów wyznaczone w modelu numerycznym. W żadnym przypadku naprężenia nie przekraczają  $0,6 f_{ck}(t)$  i  $0,45 f_{ck}(t)$ .



Rys. 7.2.5.1.1. Naprężenia w betonie na długości dźwigarów od kombinacji charakterystycznej



Rys. 7.2.5.1.2. Naprężenia w betonie na długości dźwigarów od kombinacji quasi-stałej

## Naprężenia w stali zbrojeniowej

(16) Ze względu na charakter pracy konstrukcji (sprężona, niezarysowana) naprężenia w stali zbrojeniowej mają bardzo małe wartości (ściskanie lub niewielkie rozciąganie), dalekie od wartości granicznych. W żadnym przypadku warunek  $\sigma_s \leq 0,8 f_{yk}$  nie jest przekroczony.

## Naprężenia w stali sprężającej

(17) Naprężenia w stali sprężającej w fazie 0 (budowy) w czasie  $t_0$  wynoszą:

$$\sigma_{p0} = \frac{P_{m0}}{A_p} + \alpha_p \frac{M_{Gk0}}{I_{cs0}} z_{s0} = \frac{24,5 \text{ MN}}{202,5 \text{ cm}^2} + 4,39 \times \frac{7,3 \text{ MNm}}{1,55 \text{ m}^4} \times 0,81 \text{ m} = 1211 + 17 = 1228 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{p0} = 1228 \text{ MPa} < 0,75 f_{pk} = 1395 \text{ MPa},$$

naprężenia w stali sprężającej w fazie 2. (użytkowania) w czasie  $t_1$ :

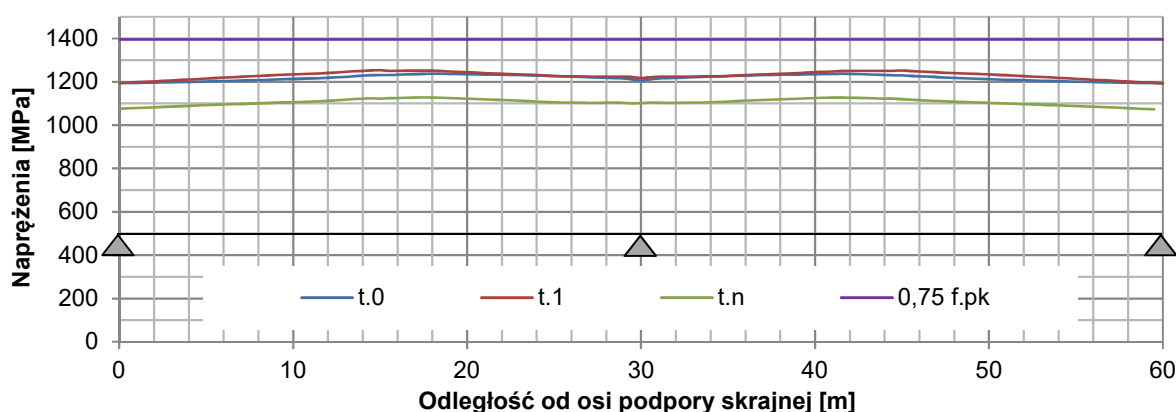
$$\sigma_{p1} = \frac{P_{m0}}{A_p} + \alpha_p \frac{M_{rare}}{I_{cs}} z_s = \frac{24,5 \text{ MN}}{202,5 \text{ cm}^2} + 4,39 \times \frac{17,9 \text{ MNm}}{1,67 \text{ m}^4} \times 0,69 \text{ m} = 1211 + 33 = 1244 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{p1} = 1244 \text{ MPa} < 0,75 f_{pk} = 1395 \text{ MPa},$$

natomiast naprężenia w stali sprężającej w fazie 2. (użytkowania) w czasie  $t_n$ :

$$\sigma_{p2} = \frac{P_{mt}}{A_p} + \alpha_{pd} \frac{M_{Gk}}{I_{csd}} z_{sd} + \alpha_p \frac{M_{Q,rare}}{I_{cs}} z_s = \frac{24,5 \text{ MN}}{202,5 \text{ cm}^2} + 9,66 \times \frac{9,7 \text{ MNm}}{1,92 \text{ m}^4} \times 0,59 \text{ m} + 4,39 \times \frac{8,2 \text{ MNm}}{1,67 \text{ m}^4} \times 0,69 \text{ m} = 1106 + 29 + 15 = 1140 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{p2} = 1140 \text{ MPa} < 0,75 f_{pk} = 1395 \text{ MPa}.$$

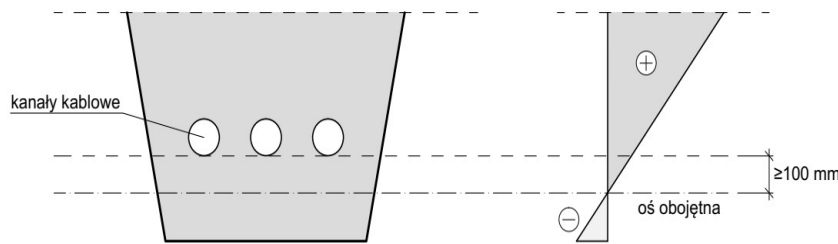


Rys. 7.2.5.1.3. Naprężenia w cięgnach sprężających na długości dźwigarów od kombinacji charakterystycznej

(18) Wykresy maksymalnych naprężeń w cięgnach sprężających na długości dźwigarów wyznaczone w modelu numerycznym przedstawiono na rys. 7.2.5.1.3. Naprężenia w cięgnach nie przekraczają  $0,75 f_{pk}$ .

## 7.2.5.2. Ograniczenie rys

(1) Sprawdzenie stanu granicznego użytkowalności ograniczenia rys według norm [14, 15] jest uzależnione od typu elementu konstrukcyjnego (żelbetowe, sprężone cięgnami bez przyczepności lub z przyczepnością) oraz klasy ekspozycji (tab. 7.101N [15]). W przypadku elementów sprężonych cięgnami z przyczepnością i przyjętej klasy ekspozycji XD1 należy sprawdzić tzw. warunek dekompresji (odprężenia) pod wpływem częstej kombinacji obciążeń. Zgodnie z pkt 7.3.1(105) normy [15] warunek dekompresji wymaga, aby w odległości 100 mm od krawędzi kanałów kablowych naprężenia w betonie od odpowiedniej kombinacji obciążeń pozostały ściskające (rys. 7.2.5.2.1).



Rys. 7.2.5.2.1. Graficzne przedstawienie warunku dekompresji

(2) Sprawdzenie dekompresji przedstawiono na przykładzie przekroju przęsłowego. Odległości włókien, w których należy sprawdzić warunek dekompresji od środka ciężkości przekroju sprowadzonego, dla obciążeń krótkotrwałych wynoszą:

$$y_{de,s} = y_{ds} - a_k + 0,5d_0 + 100 \text{ mm} = 1,24 - 0,55 + 0,5 \times 0,11 + 0,1 = 0,85 \text{ m},$$

a dla obciążeń długotrwałych:

$$y_{de,sd} = y_{dsd} - a_k + 0,5d_0 + 100 \text{ mm} = 1,14 - 0,55 + 0,5 \times 0,11 + 0,1 = 0,74 \text{ m}.$$

(3) Momenty zginające do sprawdzenia warunku dekompresji mają wartość:  $M_{freq} = 14,8 \text{ MNm}$  – maksymalny moment zginający od kombinacji częstej,  $M_{Q,freq} = 5,1 \text{ MNm}$  – maksymalny moment zginający od obciążeń krótkotrwałych w kombinacji częstej. Pozostałe oznaczenia przyjęto według pkt 7.2.5.1 obliczeń oraz tab. 7.2.2.2.1.

#### Dekompresja w fazie 0 (budowy) w czasie $t_0$

(4) W fazie budowy w przekroju przęsłowym nie ma zagrożenia dekompresją, ponieważ naprężenia na dolnej krawędzi (w pobliżu cięgien sprężających) pozostają ściskające wskutek działania sprężenia (por. pkt 7.2.5.1)

#### Dekompresja w fazie 2. (użytkowania) w czasie $t_1$

(5) Naprężenia w betonie w odległości 100 mm od kanałów kablowych od kombinacji częstej:

$$\sigma_{cde1} = \frac{r_{inf} P_{m0}}{A_{cs}} + \frac{r_{inf} M_{Pm0}}{I_{cs}} y_{de,s} - \frac{M_{freq}}{I_{cs}} y_{de,s} = \frac{0,9 \times 24,5 \text{ MN}}{4,89 \text{ m}^2} + \frac{0,9 \times 15,1 \text{ MNm}}{1,67 \text{ m}^4} \times 0,85 \text{ m} - \frac{14,8 \text{ MNm}}{1,67 \text{ m}^4} \times 0,85 \text{ m} = 3,9 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{cde1} = 3,9 \text{ MPa} \geq 0 \text{ MPa}.$$

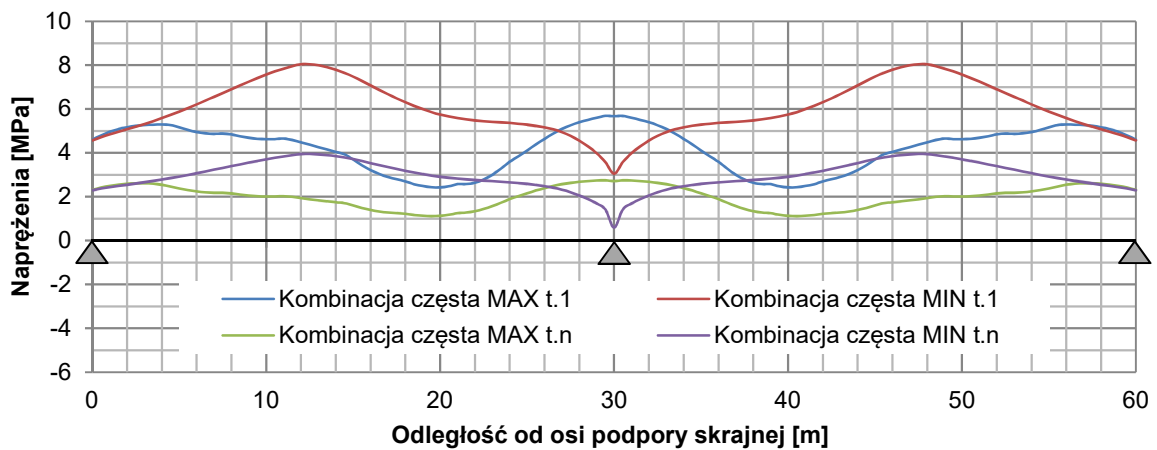
#### Dekompresja w fazie 2. (użytkowania) w czasie $t_n$

(6) Naprężenia w betonie w odległości 100 mm od kanałów kablowych od kombinacji częstej:

$$\sigma_{cde2} = \frac{r_{inf} P_{mt}}{A_{csd}} + \frac{r_{inf} M_{Pmt}}{I_{csd}} y_{de,sd} - \frac{M_{Gk2}}{I_{csd}} y_{de,sd} - \frac{M_{Q,freq}}{I_{cs}} y_{de,s} = \frac{0,9 \times 22,4 \text{ MN}}{5,55 \text{ m}^2} - \frac{0,9 \times 14,1 \text{ MNm}}{1,92 \text{ m}^4} \times 0,74 \text{ m} - \frac{9,7 \text{ MNm}}{1,92 \text{ m}^4} \times 0,74 \text{ m} - \frac{5,1 \text{ MNm}}{1,67 \text{ m}^4} \times 0,85 \text{ m} = 2,2 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{cde2} = 2,2 \text{ MPa} \geq 0 \text{ MPa}.$$

Na rys. 7.2.5.2.2 przedstawiono naprężenia w betonie w odległości 100 mm od krawędzi kanałów kablowych na długości dźwigarów wyznaczone w modelu numerycznym. We wszystkich przekrojach naprężenia pozostają ściskające.



Rys. 7.2.5.2.2. Naprężenia w betonie na długości dźwigarów od kombinacji częstej

### 7.2.5.3. Ograniczenie ugięć

(1) Norma [15] nie definiuje konkretnych kryteriów dla stanu granicznego ugięć w odniesieniu do mostów. Wytyczne w tym zakresie mogą być określone w Załączniku Krajowym lub stosownej specyfikacji zamawiającego. Zgodnie z pkt 7.4.1 normy [14] odkształcenia konstrukcji lub jej elementów nie powinny wpływać negatywnie na ich działanie lub wygląd, a wartości graniczne ugięć należy ustalić, biorąc pod uwagę przeznaczenie i rodzaj konstrukcji. W myśl tej zasady ugięcia od obciążeń stałych należy ograniczać do poziomu zapewniającego zachowanie prawidłowej niwelety jezdni oraz odpowiednie odprowadzenie wód opadowych z powierzchni pomostu.

(2) W normach [14, 15] nie zdefiniowano również kombinacji obciążeń, pod której wpływem należałoby wyliczać ugięcia konstrukcji. Biorąc pod uwagę podstawy kalibracji modeli obciążeń ruchomych zestawione w tab. 2.1 normy [13], gdzie wartość charakterystyczna odpowiada 1000-letniemu okresowi powrotu (lub prawdopodobieństwu przekroczenia o 5% w ciągu 50 lat) ruchu na głównych drogach w Europie (przyjmując współczynniki dostosowawcze  $\alpha$  równe 1), a wartość częsta odpowiada tygodniowemu okresowi powrotu, zdaniem autora, zasadne wydaje się obliczanie ugięć dla wartości częstych obciążeń ruchomych. Prawdopodobieństwo wystąpienia obciążenia o wartości charakterystycznej jest bardzo niewielkie. Wyznaczanie ugięć od kombinacji częstej obciążeń sugeruje także uwaga do pkt 6.5.3(2)b normy [9], która mówi, że kombinacja ta jest zazwyczaj stosowana do odwracalnych stanów granicznych.

(3) Pewnym punktem odniesienia może być norma [15], gdzie zdefiniowano graniczne ugięcia od obciążeń ruchomych mostów w zależności od typu konstrukcji. W analizowanym przykładzie porównano ugięcia pochodzące od obciążeń ruchomych o wartościach charakterystycznych i częstych z dopuszczalnymi według normy [6]. Takie porównanie nie jest do końca adekwatne ze względu na różnice w modelach obciążeń ruchomych występujące w obu systemach norm, ale w świetle braku dokładnych wytycznych w normach [14, 15] stanowi pewien poziom odniesienia i pozwala w przybliżeniu ocenić wartości ugięć.

(4) Dopuszczalne ugięcia od obciążeń ruchomych dla belkowych mostów drogowych z betonu sprężonego o schemacie statycznym belek ciągłych według normy [6] wynoszą:

$$f_{dop} = \frac{L}{800} = \frac{30 \text{ m}}{800} = 37,5 \text{ mm}.$$

Ugięcia konstrukcji wyznaczone na podstawie modelu numerycznego wynoszą 9,4 mm i 5,2 mm odpowiednio dla wartości charakterystycznych i częstych obciążeń ruchomych, co stanowi 25% i 14% ugięć dopuszczalnych według normy [6]. Można zatem uznać, że wyznaczone wartości ugięć są na odpowiednim poziomie.

## 7.2.6 Sprawdzenie stanów granicznych użytkowalności – płyta pomostu

### 7.2.6.1. Ograniczenie naprężeń

(1) Sprawdzenie stanów granicznych użytkowalności żelbetowej płyty pomostu obejmuje ograniczenie naprężeń, rys oraz ugięć. Ze względu na większe wartości sił wewnętrznych sprawdzenie w stanach granicznych użytkowalności wykonano dla przekroju podporowego płyty pomostu. Wartości momentów zginających od kombinacji charakterystycznej i quasi-stałej wynoszą w tym przekroju odpowiednio:  $M'_{p,rare} = -128 \text{ kNm}$ ,  $M'_{p,perm} = -35,4 \text{ kNm}$ .

(2) W pierwszej kolejności należy sprawdzić, czy przekrój jest zarysowany (pkt 7.1(2) normy [15]). Położenie osi obojętnej i moment bezwładności przekroju niezarysowanego płyty są równe:

$$x_{p0} = \frac{h_p}{2} = \frac{0,35}{2} = 0,175 \text{ m},$$

$$I_{p0} = \frac{b_p h_p^3}{12} = \frac{1,0 \times 0,35^3}{12} = 0,00357 \text{ m}^4.$$

Naprężenia od kombinacji charakterystycznej na krawędzi rozciąganej dla przekroju niezarysowanego wynoszą:

$$\sigma_{c0} = \frac{|M'_{p,rare}| x_{p0}}{I_{p0}} = \frac{128 \text{ kNm} \times 0,175 \text{ m}}{0,00357 \text{ m}^4} = 6,27 \text{ MPa}$$

i są większe od średniej wytrzymałości betonu na rozciąganie:  $\sigma_{c0} = 6,27 \text{ MPa} > f_{ctm} = 4,1 \text{ MPa}$ .

Obliczone naprężenia wyznaczono dla charakterystyk geometrycznych przekroju zarysowanego z pominięciem betonu w strefie rozciąganej.

#### Ograniczenie naprężeń w betonie w czasie $t$ ,

(3) W pierwszej kolejności sprawdzono naprężenia w chwili oddania obiektu do użytkowania. Pominięto wpływ pełzania betonu i przyjęto jako efektywny – moduł sprężystości betonu dla obciążeń krótkotrwałych:

$$E_{c,eff1} = E_{cm} = 44,4 \text{ GPa}.$$

Stosunek modułów sprężystości stali i betonu jest równy:

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{c,eff1}} = \frac{200}{44,4} = 4,5.$$

Wysokość strefy ściskanej betonu i moment bezwładności zarysowanego przekroju sprowadzonego (w odniesieniu do charakterystyk stali zbrojeniowej) [34]:

$$x_{p1} = \frac{-A_{s2,p} E_s + \sqrt{(A_{s2,p} E_s)^2 + 2b_p A_{s2,p} E_s E_{c,eff1} d_{p2}}}{b_p E_{c,eff1}} = \frac{-2,1 \text{ cm}^2 \times 200 \text{ GPa} + \sqrt{(2,1 \text{ cm}^2 \times 200 \text{ GPa})^2 + 2 \times 100 \text{ cm} \times 20,1 \text{ cm}^2 \times 200 \text{ GPa} \times 44,4 \text{ GPa} \times 30,7 \text{ cm}}}{100 \text{ cm} \times 44,4 \text{ GPa}} = 6,6 \text{ cm},$$

$$I_{p1} = \frac{1}{3} b_p x_{p1}^3 + \alpha_{s1} A_{s2,p} (d_{p2} - x_{p1})^2 = \frac{1}{3} \times 100 \text{ cm} \times (5,5 \text{ cm})^3 + 4,5 \times 20,1 \text{ cm}^2 \times (30,7 \text{ cm} - 5,5 \text{ cm})^2 = 62200 \text{ cm}^4.$$

(4) Naprężenia w betonie od kombinacji charakterystycznej wynoszą:

$$\sigma_{c1} = \frac{|M'_{p,rare}| x_{p1}}{I_{p1}} = \frac{128 \text{ kNm} \times 6,6 \text{ cm}}{62200 \text{ cm}^4} = 13,6 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{c1} = 13,6 \text{ MPa} < 0,6 f_{ck} = 30 \text{ MPa},$$

a naprężenia w betonie od kombinacji quasi-stałej:

$$\sigma_{cp1} = \frac{|M'_{p,perm}| x_{p1}}{I_{p1}} = \frac{35,4 \text{ kNm} \times 6,6 \text{ cm}}{62200 \text{ cm}^4} = 3,8 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{cp} = 3,8 \text{ MPa} < 0,45 f_{ck} = 22,5 \text{ MPa}.$$



### Ograniczenie naprężeń w betonie w czasie $t_n$

(5) Wyznaczono naprężenia na końcu okresu użytkowania konstrukcji z uwzględnieniem wpływu pełzania. Wartość efektywnego modułu sprężystości betonu wyznaczono w zależności od stosunku obciążeń długotrwałych i krótkotrwałych [34]:

$$E_{c,eff2} = \frac{M'_{p,rare} E_{cm}}{(M'_{p,rare} - M'_{p,perm}) + (1 + \varphi(t, t_0)) \times M'_{p,perm}} = \frac{128 \text{ kNm} \times 44,4 \text{ GPa}}{(128 \text{ kNm} - 35,4 \text{ kNm}) + (1 + 1,2) \times 35,4 \text{ kNm}} = 33,4 \text{ GPa}.$$

Stosunek modułów sprężystości stali i betonu wynosi:

$$\alpha_{s2} = \frac{E_s}{E_{c,eff2}} = \frac{200}{33,4} = 6,0.$$

(6) Wysokość strefy ściskanej betonu i moment bezwładności zarysowanego przekroju sprowadzonego wyznaczone analogicznie do poprzedniego przypadku wynoszą:  $x_{p2} = 7,5 \text{ cm}$ ,  $I_{p2} = 78900 \text{ cm}^4$ . Naprężenia w betonie od kombinacji charakterystycznej są równe:

$$\sigma_{c2} = \frac{M'_{p,rare} x_{p2}}{I_{p2}} = \frac{128 \text{ kNm} \times 7,5 \text{ cm}}{78900 \text{ cm}^4} = 12,1 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{c2} = 12,1 \text{ MPa} < 0,6 f_{ck} = 30 \text{ MPa},$$

a naprężenia w betonie od kombinacji quasi-stałej:

$$\sigma_{cp2} = \frac{M'_{p,perm} x_{p2}}{I_{p2}} = \frac{35,4 \text{ kNm} \times 7,5 \text{ cm}}{78900 \text{ cm}^4} = 3,4 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{cp} = 3,4 \text{ MPa} < 0,45 f_{ck} = 22,5 \text{ MPa}.$$

### Ograniczenie naprężeń w stali zbrojeniowej

(7) Naprężenia w stali zbrojeniowej w czasie  $t_1$  wynoszą:

$$\sigma_{s1} = \alpha_{s1} \frac{|M'_{p,rare}|}{I_{p1}} (d_{p2} - x_{p1}) = 4,5 \times \frac{128 \text{ kNm}}{62200 \text{ cm}^4} \times (30,7 \text{ cm} - 6,5 \text{ cm}) = 223 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{s1} = 223 \text{ MPa} < 0,8 f_{yk} = 400 \text{ MPa},$$

a w czasie  $t_n$ :

$$\sigma_{s2} = \alpha_{s2} \frac{M'_{p,rare}}{I_{p2}} (d_{p2} - x_{p2}) = 6,0 \times \frac{128 \text{ kNm}}{78900 \text{ cm}^4} \times (30,7 \text{ cm} - 7,5 \text{ cm}) = 226 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{s2} = 226 \text{ MPa} < 0,8 f_{yk} = 400 \text{ MPa}.$$

Warunki ograniczenia naprężeń dla betonu i stali zbrojeniowej są więc spełnione.

#### 7.2.6.2. Ograniczenie rys

(1) W przypadku elementów żelbetowych sprawdzenie stanu granicznego użyteczności ograniczenia rys według norm [14, 15] sprowadza się do wyznaczenia szerokości rysy powstającej pod wpływem działania kombinacji quasi-stałej obciążeń (pkt 7.3.4 normy [14], która nie powinna przekraczać wartości granicznej 0,3 mm (tab. 7.101N normy [15])). Ponadto, zgodnie z pkt 7.3.2(1)P normy [14], w obszarach rozciąganych należy zastosować zbrojenie minimalne ze względu na zarysowanie, które można obliczać według pkt 7.3.2(102) normy [15].

#### Obliczeniowa szerokość rys

(2) Szerokość rysy oblicza się ze wzoru (7.8) normy [14]:

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}),$$

gdzie:

$s_{r,max}$  – maksymalny rozstaw rys,

$\varepsilon_{sm}$  – średnie odkształcenie stali zbrojeniowej,

$\varepsilon_{cm}$  – średnie odkształcenie betonu pomiędzy rysami.

(3) Różnicę pomiędzy średnim odkształceniem zbrojenia i średnim odkształceniem betonu pomiędzy rysami można obliczać ze wzoru (7.9) normy [14]:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \max\left(\frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s}; 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}\right),$$

w którym:

$$\sigma_s = \alpha_{s2} \frac{|M'_{p,perm}|}{I_{p2}} (d_{p2} - x_{p2}) = 6,0 \times \frac{34,4 \text{ kNm}}{78900 \text{ cm}^4} \times (30,7 \text{ cm} - 7,5 \text{ cm}) = 62 \text{ MPa} - \text{naprężenie w zbrojeniu rozciągającym obliczone przy założeniu, że przekrój jest zarysowany},$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{s2,p}}{A_{c,eff}} = \frac{20,1 \text{ cm}^2}{926 \text{ cm}^2} = 0,0219, \text{ przy czym } A_{c,eff} \text{ jest określone według pkt 7.3.2(3) normy [14],}$$

$\alpha_e = \alpha_{s2} = 6,0$  – stosunek modułów sprężystości stali i betonu,

$k_t = 0,4$  – współczynnik zależny od czasu trwania obciążenia (dla obciążeń długotrwałych).

(4) Różnica odkształceń w stali i betonie wynosi:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \max\left(\frac{62 \text{ MPa} - 0,4 \times \frac{4,1 \text{ MPa}}{0,0219} \times (1 + 6,0 \times 0,0219)}{200 \text{ GPa}}; 0,6 \frac{62 \text{ MPa}}{200 \text{ GPa}}\right) = \max(-0,11\text{‰}; 0,19\text{‰}) = 0,19\text{‰}.$$

Zgodnie z pkt 7.3.4(3) normy [14], jeżeli rozstaw zbrojenia nie przekracza  $5(c + \phi/2)$ , maksymalny rozstaw rys można obliczać ze wzoru (7.11) normy [14]:

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}},$$

w którym:

$c = c_{nom,pd} = 35 \text{ mm}$  – grubość otulenia zbrojenia podłużnego w płycie według tab. 7.1.3.1.2,

$k_1 = 0,8$  – współczynnik zależny od przyczepności zbrojenia (dla prętów o wysokiej przyczepności),

$k_2 = 0,5$  – współczynnik zależny od rozkładu odkształceń (dla zginania),

$k_3 = 3,4$ ,  $k_4 = 0,425$  – współczynniki zgodnie z uwagą do pkt 7.3.4(3) normy [14].

(5) W analizowanym przypadku maksymalny rozstaw rys ma wartość:

$$s_{r,max} = 3,4 \times 35 \text{ mm} + 0,8 \times 0,5 \times 0,425 \times \frac{16 \text{ mm}}{0,0219} = 243 \text{ mm}.$$

Obliczeniowa szerokość rysy w przekroju podporowym płyty wynosi zatem:

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 234 \text{ mm} \times 0,19\text{‰} = 0,05 \text{ mm}$$

i jest mniejsza od wartości granicznej:

$$w_k = 0,05 \text{ mm} < w_{max} = 0,3 \text{ mm}.$$

### Minimalne pole przekroju zbrojenia ze względu na zarysowanie

(6) Pole przekroju zbrojenia w obszarach rozciąganych powinno być większe od minimalnego obliczonego według wzoru (7.1) normy [15]:

$$A_{s,min} = \frac{k_c k f_{ct,eff} A_{ct}}{\sigma_s},$$

gdzie:

$A_{ct} = 0,5 h_p b_p = 0,5 \times 35 \times 100 = 1750 \text{ cm}^2$  – pole powierzchni strefy rozciąganej betonu tuż przed pojawieniem się pierwszej rysy,

$\sigma_s = 240 \text{ MPa}$  – wartość bezwzględna maksymalnego naprężenia dopuszczalnego w zbrojeniu natychmiast po utworzeniu się pierwszej rysy (na podstawie tab. 7.2N i 7.3N normy [14] dla prętów  $\phi 16 \text{ mm}$  w rozstawie  $150 \text{ mm}$ ),

$k = 0,65$  – współczynnik zależny od wpływu nierównomiernych, samorównoważących się naprężeń, które prowadzą do zmniejszenia sił od odkształceń wymuszonych (jak dla półek o szerokości większej niż  $800 \text{ mm}$ ),

$k_c = 0,4$  – współczynnik uwzględniający postać rozkładu naprężeń wewnątrz przekroju tuż przed zarysowaniem oraz zmianę ramienia sił wewnętrznych, który dla przekrojów zginanych, bez udziału siły osiowej, przyjmuje wartość  $0,4$ .

(7) Minimalne pole przekroju zbrojenia wynosi w tym przypadku:

$$A_{s,min} = \frac{0,4 \times 0,65 \times 4,1 \text{ MPa} \times 1750 \text{ cm}^2}{240 \text{ MPa}} = 7,8 \text{ cm}^2.$$

Pola przekroju zbrojenia wyznaczone w stanie granicznym nośności na zginanie zarówno dla przekroju przęsłowego, jak i podporowego są większe od wymaganego minimalnego pola przekroju zbrojenia ze względu na zarysowanie.

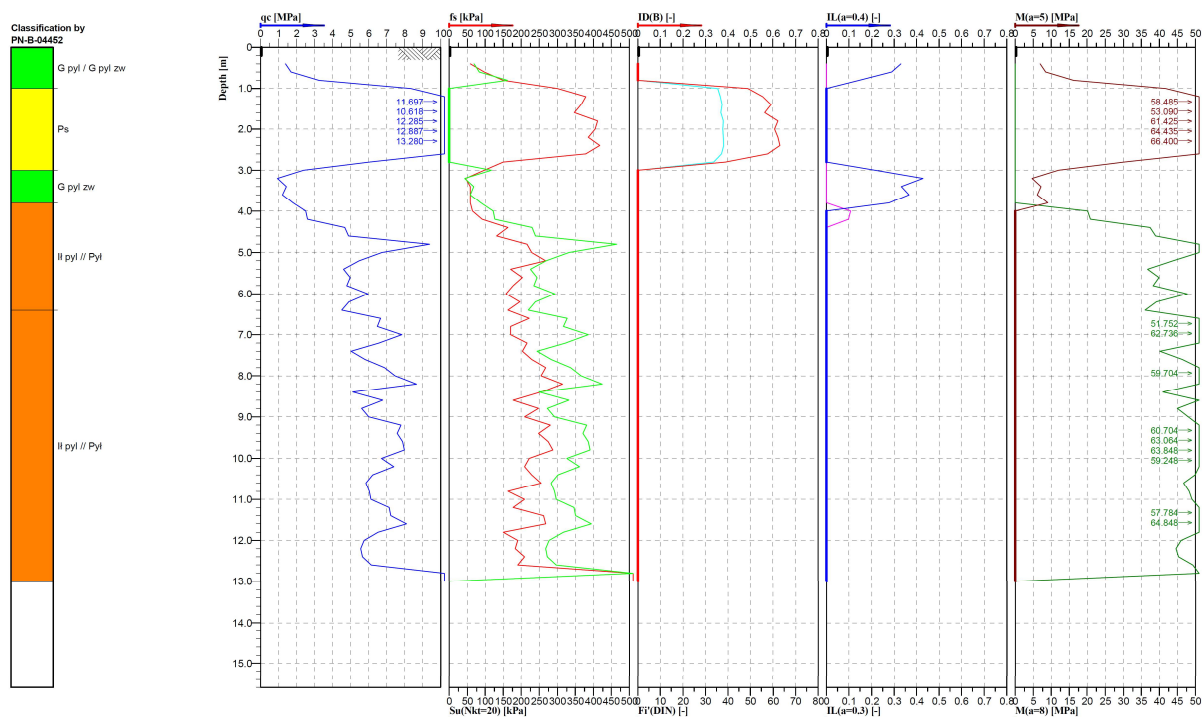
### 7.2.6.3. Ograniczenie ugięć

(1) Stan graniczny ograniczenia ugięć omówiono w pkt 7.2.5.3. Sformułowania norm [14, 15] w tym zakresie są jednakowe dla elementów sprężonych i żelbetowych. Ze względu na brak kryteriów dotyczących granicznych wartości ugięć w normach [14, 15], a także brak odpowiednich wartości granicznych w normie [6] zrezygnowano ze sprawdzania stanu granicznego ograniczenia ugięć płyty pomostu. Graniczne wartości ugięć można wyznaczyć, określając na przykład minimalne spadki poprzeczne pomostu w celu zapewnienia właściwego odprowadzenia wód opadowych.

## 7.3. Przyciółek

### 7.3.1. Założenia geotechniczne

(1) Założenia geotechniczne odnoszą się do gruntów zalegających w podłożu. Obliczeniowo podłoże gruntowe w miejscu posadowienia przyciółka mostowego ma budowę warstwową, na którą składają się głównie grunty spójne o średniej i niskiej wytrzymałości na ścinanie. Układ warstw geotechnicznych oparto na wynikach badań sondowania CPT podłoża gruntowego (rys. 7.3.1.1).



Rys. 7.3.1.1. Wynik sondowania podłoża metodą CPT w miejscu posadowienia przyciółka mostowego

(2) Obliczenia posadowienia bezpośredniego fundamentu przyciółka mostowego wykonano przy założeniu wzmocnienia istniejącego podłoża, np. za pomocą kolumn DSM zwieńczonych matracem geosyntetycznym. W sprawdzeniu stanów granicznych podłoża GEO odniesiono się do warunków charakterystycznych dla występowania piasków średnich zagęszczonych. W przypadku sprawdzenia przemieszczeń podpory mostowej wzmocnienie kolumnami DSM tak dobrano, aby uśredniony moduł ściśliwości podłoża wynosił 95 MPa zgodnie z wytycznymi podanymi w katalogu WR-M-21-1. W tab. 7.3.1.1 podano charakterystyczne parametry geotechniczne dla gruntu w podłożu do zaprojektowania fundamentu bezpośredniego.

Tab. 7.3.1.1. Oszacowane parametry geotechniczne gruntów przyjętych do projektowania, na podstawie [61]

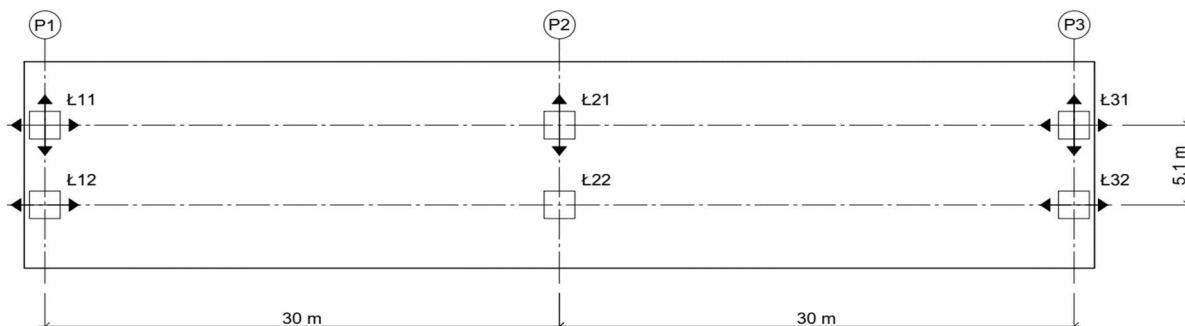
Warstwa	Nazwa gruntu	Stan gruntu IL/ID	Kąt tarcia wewnętrznego	Spójność	Ciężar objętościowy	Moduł ścisłości	Liczba Poissona
[-]	[-]	[-]	[stopnie]	[kPa]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[MPa]	[-]
I	piasek średni	0,7	35	0	18,5	95	0,3

## 7.3.2. Zestawienie obciążeń

### 7.3.2.1. Zestawienie obciążeń z przęsła mostu

(1) Do wymiarowania i zestawienia obciążeń na podporę wybrano przyczółek, na którym umieszczono łożysko wielokierunkowo przesuwne oraz jednokierunkowo przesuwne (rys. 7.3.2.1.1), tj. podporę nr 1. W obciążeniach z przęsła mostu uwzględniono: ciężar własny konstrukcji, ciężar własny wyposażenia, obciążenie zmienne użytkowe równomiernie rozłożone od modelu UDL oraz tłumy pieszych, obciążenie zmienne użytkowe od modelu TS, różnicę temperatury po wysokości przekroju konstrukcji, skurcz, nierównomierne osiadanie podpór mostu, tarcie na łożyskach od termicznego wydłużania/skracania się przęseł mostu.

(2) W tab. 7.3.2.1.1 i 7.3.2.1.2 zestawiono wybrane wartości charakterystycznych reakcji maksymalnych działających na łożyska w przyczółku mostowym. Przeanalizowano łącznie sześć przypadków zestawienia reakcji z mostu na przyczółek mostowy: dwa dla łożyska Ł11 (maksymalna i minimalna dla PZ) oraz cztery dla łożyska Ł12 (maksymalna i minimalna dla PZ i PY). Wartości reakcji zostały opracowane na podstawie obliczeń numerycznych przęseł obiektu mostowego sprężonego o rozpiętości przęseł 30 + 30 m dla drogi klasy G na obiekcie według karty katalogowej Z7-2-2PG/GP WR-M-21-1, przyjmując w miejscu łożysk podparcia sztywne przegubowe zgodne ze schematem łożyskowania. Oddziaływanie związane z tarciem konstrukcji na łożyskach wyznaczono na podstawie 10% siły pionowej przypadającej na łożysko od obciążenia stałego.



Rys. 7.3.2.1.1. Przyjęty schemat łożyskowania w obiekcie mostowym

Tab. 7.3.2.1.1. Maksymalne reakcje na łożyska dla maksymalnych reakcji pionowych na kierunku Z łożyska Ł11

Kombinacja	Rodzaj obciążenia	Reakcja na poszczególne łożyska w przyczółku					
		Ł11			Ł12		
		$P_x$	$P_y$	$P_z$	$P_x$	$P_y$	$P_z$
Ł11	Ciężar własny konstrukcji	-	-	1432	-	-2	1432
$P_{z,max}$	Ciężar własny wyp.	-	-	371	-	-1	371
	Sprężenie	-	-	357	-	1	357
	UDL + tłum	-	-	782	-	3	19
	TS	-	-	770	-	-2	206
	MLC	-	-	1066	-	-1	21
	Temperatura	-	-	174	-	0	174
	Reologia	-	-	-44	-	7	-44
	Hamowanie	-	-	14	-	27	13
	Osiadanie	-	-	34	-	0	34
	Tarcie na łożyskach	216	-	0	216	0	0

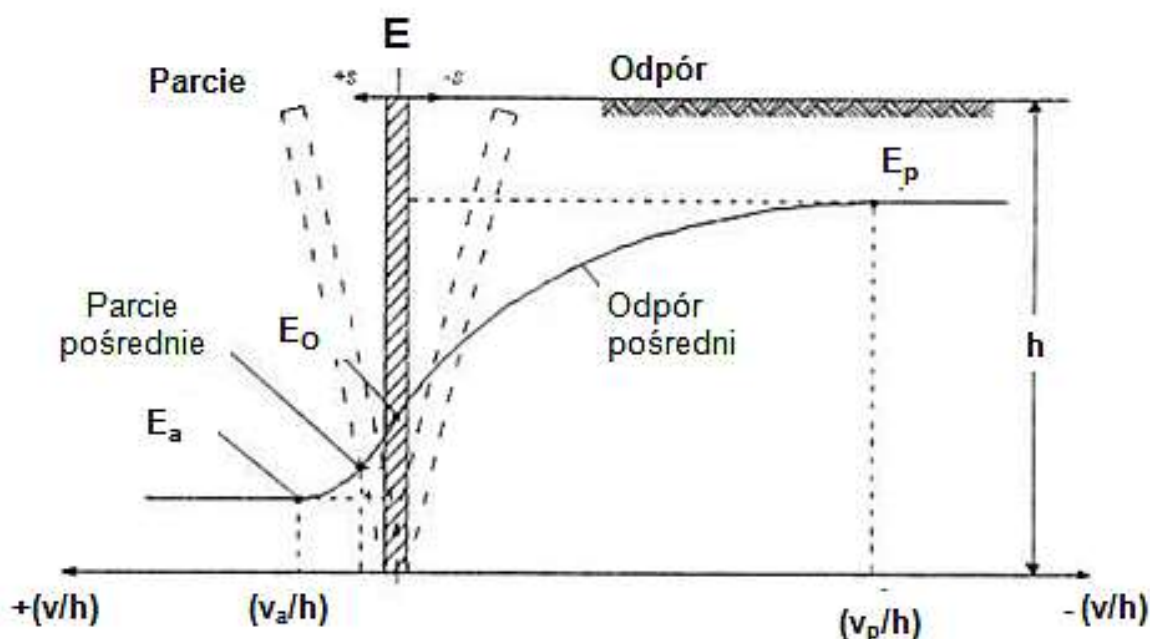
Tab. 7.3.2.1.2. Maksymalne reakcje na łożyska dla maksymalnych reakcji pionowych na kierunku Z łożyska Ł12

Kombinacja	Rodzaj obciążenia	Reakcja na poszczególne łożyska w przyczółku					
		Ł11			Ł12		
		$P_x$	$P_y$	$P_z$	$P_x$	$P_y$	$P_z$
Ł12	Ciężar własny konstrukcji	-	-	1432	-	-2	1432
$P_{z,max}$	Ciężar własny wyp.	-	-	371	-	-1	371
	Sprężenie	-	-	357	-	1	357
	UDL + tłum	-	-	19	-	-4	782
	TS	-	-	205	-	-2	770
	MLC	-	-	21	-	-1	1066
	Temperatura	-	-	174	-	0	174
	Reologia	-	-	-44	-	2	-44
	Hamowanie	-	-	13	-	-27	14
	Osiadanie	-	-	34	-	0	34
	Tarcie na łożyskach	216	-	0	216	0	0

### 7.3.2.2. Parcie gruntu zasypki

(1) Norma [23] zaleca wyznaczać wartości parcia i odporu gruntu w zależności od maksymalnych przemieszczeń ściany czołowej konstrukcji oporowej  $v$  (rys. 7.3.2.2.1):

- 1) parcie spoczynkowe – należy przyjmować przy braku przemieszczeń ściany, tzn. gdy stosunek przemieszczenia ściany  $v$  do jej wysokości  $h$  jest równy zeru:  $v/h = 0$ ,
- 2) parcie graniczne czynne – należy przyjmować jako minimalne parcie przy względnych przemieszczeniach ściany (w kierunku od gruntu) powyżej wartości granicznej  $v_a/h$ :  $v/h \geq v_a/h$ ,
- 3) parcie pośrednie – należy przyjmować, gdy przemieszczenia ściany mieszczą się w przedziale:  $0 < v/h < v_a/h$ ,
- 4) odpór graniczny – należy przyjmować przy względnych przemieszczeniach ściany (w kierunku do gruntu) powyżej wartości granicznej  $v_p/h$ :  $v/h \geq v_p/h$ ,
- 5) odpór pośredni – należy przyjmować, gdy przemieszczenia ściany (w kierunku do gruntu) mieszczą się w przedziale:  $0 < v/h < v_p/h$ .



Rys. 7.3.2.2.1. Zasada określania parcia i odporu gruntu w zależności od przemieszczeń ściany

(2) W tab. 7.3.2.2.1 zestawiono przykładowe przemieszczenia potrzebne do wzbudzenia parcia i odporu granicznego dla ściany pionowej podtrzymującej grunt niespoisty w warunkach z drenażem.

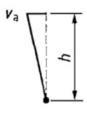
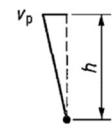
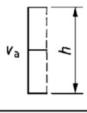
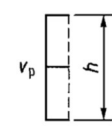
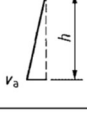
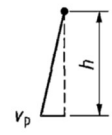
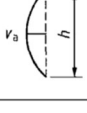
(3) W przypadku tradycyjnych przyczółków wspornikowych o relatywnie wysokich korpusach mamy do czynienia z charakterem parcia granicznego czynnego. W przypadku niskich przyczółków zatopionych w nasypie przemieszczenia względne korpusu przyczółka zwykle są mniejsze, co warunkuje charakter parcia czynnego pośredniego. W przypadku przyczółków zintegrowanych/ramowych należy projektować korpusy na działanie parcia spoczynkowego i/lub biernego pośredniego.

Działanie parcia biernego granicznego praktycznie nie jest spotykane w mostownictwie. W zależności od konstrukcji przyczółka i spodziewanych jego przemieszczeń poziomych należy wstępnie założyć charakter parcia gruntu, a później go zweryfikować. W przedmiotowym przykładzie obliczeniowym założono wstępnie działanie parcia granicznego czynnego.

(4) Obliczenia granicznych wartości parcia gruntu działającego na korpus przyczółka mostowego oparto na danych z pkt C1 załącznika C, korzystając ze wzorów normy [23], z uwzględnieniem poprawki do [24]. Dane do projektowania, parametry tradycyjnej zasypki mostowej z piasku średniego zagęszczonego podano w tab. 7.3.2.2.2.



**Tab. 7.3.2.2.1. Wartości przemieszczeń  $v_a/h$  potrzebne do wzbudzenia parcia granicznego (ściana pionowa, grunt niespoisty z odprowadzeniem wody) – tabela lewa; wartości przemieszczeń  $v_p/h$  i  $v/h$  potrzebne do wzbudzenia odporu granicznego (ściana pionowa, grunt niespoisty z odprowadzeniem wody) – tabela prawa według [23]**

Rodzaj przemieszczenia ściany		$v_a/h$ grunty luźne %	$v_a/h$ grunty zagęszczone %	Rodzaj przemieszczenia ściany	$v_p/h$ grunty luźne %	$v_p/h$ grunty zagęszczone %	
a)		od 0,4 do 0,5	od 0,1 do 0,2	a)		od 7 (1,5) do 25 (4,0)	od 5 (1,1) do 10 (2,0)
b)		0,2	0,05 do 0,1	b)		od 5 (0,9) do 10 (1,5)	od 3 (0,5) do 6 (1,0)
c)		od 0,8 do 1,0	od 0,2 do 0,5	c)		od 6 (1,0) do 15 (1,5)	od 5 (0,5) do 6 (1,3)
d)		od 0,4 do 0,5	od 0,1 do 0,2				
gdzie: $v_a$ przemieszczenie ściany wzbudza parcie graniczne $h$ wysokość ściany				gdzie: $v_p$ przemieszczenie ściany wzbudza odpór graniczny $h$ wysokość ściany			

**Tab. 7.3.2.2.2. Dane do projektowania parcia gruntu zasypki mostowej z piasku średniego zagęszczonego**

Cecha	Wartość	Uwagi
[ - ]	[ - ]	[ - ]
Kąt tarcia wewnętrznego gruntu zasypowego	$\varphi_n = 35^\circ$	-
Spójność gruntu zasypowego	$c = 0$ kPa	pominięto, grunt niespoisty
Ciężar objętościowy gruntu zasypowego	$\gamma = 18,5$ kN/m <sup>3</sup>	-
Pionowe obciążenie naziomu	$q = 0$ kPa	analiza bez obciążenia naziomem
Kąt tarcia gruntu o ścianę przyczółka	$\delta = 0^\circ$	nie uwzględniono tarcia gruntu o ścianę
Przyczepność (adhezja) pomiędzy gruntem i korpusem	$a = 0$ kPa	pominięto, grunt niespoisty
Ciśnienie wody w porach gruntu	$u = 0$ kPa	pominięto, zapewniono drenaż
Naziom płaski/ściana korpusu pionowa	$\alpha = 0^\circ / \beta = 0^\circ$	parametry pomocnicze dla rozwiązania empirycznego

(5) W Załączniku C do normy [23] są podane wzory do wyznaczania wartości jednostkowego parcia granicznego gruntu:

$$\sigma_a(z) = K_a \times \left[ \int_0^z \gamma dz + q - u \right] + u - c \times K_{ac},$$

$$K_{ac} = 2 \times \sqrt{K_a \times \left( 1 + \frac{a}{c} \right)} \text{ oraz } K_{ac} \leq 2,56 \times \sqrt{K_a},$$

gdzie:

$\int_0^z \gamma dz$  – całka od powierzchni terenu do głębokości  $z$  [kPa],

$q$  – równomierne obciążenie pionowe naziomu [kPa],

$c$  – kohezja, spójność gruntu [kPa];

$a$  – adhezja, przyczepność pomiędzy gruntem i ścianą [kPa];

$K_a$  – współczynnik poziomego parcia granicznego gruntu,

$z$  – głębokość wzdłuż powierzchni ściany [m],

$\gamma$  – ciężar objętościowy gruntu za ścianą [kN/m<sup>3</sup>],

$u$  – ciśnienie wody w porach gruntu [kPa].

(6) Wartości  $K_a$  można odczytać z wykresów podanych w Załączniku C do normy [23] lub wyznaczyć ze wzorów empirycznych. Dla warunków podanych w tab. 7.3.2.2.1 wartość współczynnika parcia czynnego wynosi:

$$K_a = \frac{\cos(\alpha - \varphi_n)^2}{\cos(\alpha)^2 \times \cos(\alpha + \delta) \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_n + \delta) \times \sin(\varphi_n - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \times \cos(\alpha - \beta)}}\right)^2} = \frac{\cos(0^\circ - 35^\circ)^2}{\cos(0^\circ)^2 \times \cos(0^\circ + 0^\circ) \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(35^\circ + 0^\circ) \times \sin(35^\circ - 0^\circ)}{\cos(0^\circ + 0^\circ) \times \cos(0^\circ - 0^\circ)}}\right)^2} = \frac{1 - \sin 35^\circ}{1 + \sin 35^\circ} = \frac{1 - 0,573}{1 + 0,573} = 0,271.$$

Ostatecznie dla przedmiotowego przykładu jednostkowe parcie graniczne działające na korpus przyczółka ma wartość:

$$\sigma_a(h_{max}) = K_a \times \gamma \times z = 0,271 \times 18,5 \times 10,1 = 50,63 \text{ kPa}.$$

(7) W przypadku ścian bocznych przyczółka parcie będzie działać tylko na wysokości korpusu 8,9 m.

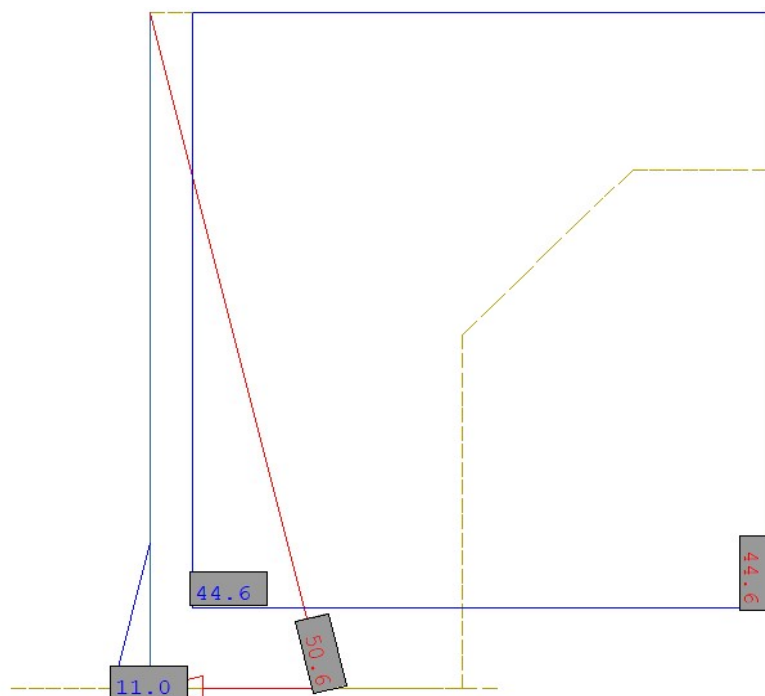
Ostatecznie dla przedmiotowego przykładu jednostkowe parcie graniczne działające na ściany boczne wynosi:

$$\sigma_a(h_{max}) = K_a \times \gamma \times z = 0,271 \times 18,5 \times 8,9 = 44,62 \text{ kPa}.$$

(8) W modelu obliczeniowym przyjęto również parcie działające od strony niższego naziomu – różnica poziomów 2,2 m. Ostatecznie dla przedmiotowego przykładu jednostkowe parcie graniczne działające od strony niższego naziomu:

$$\sigma_a(h_{max}) = K_a \times \gamma \times z = 0,271 \times 18,5 \times 2,2 = 11,03 \text{ kPa}.$$

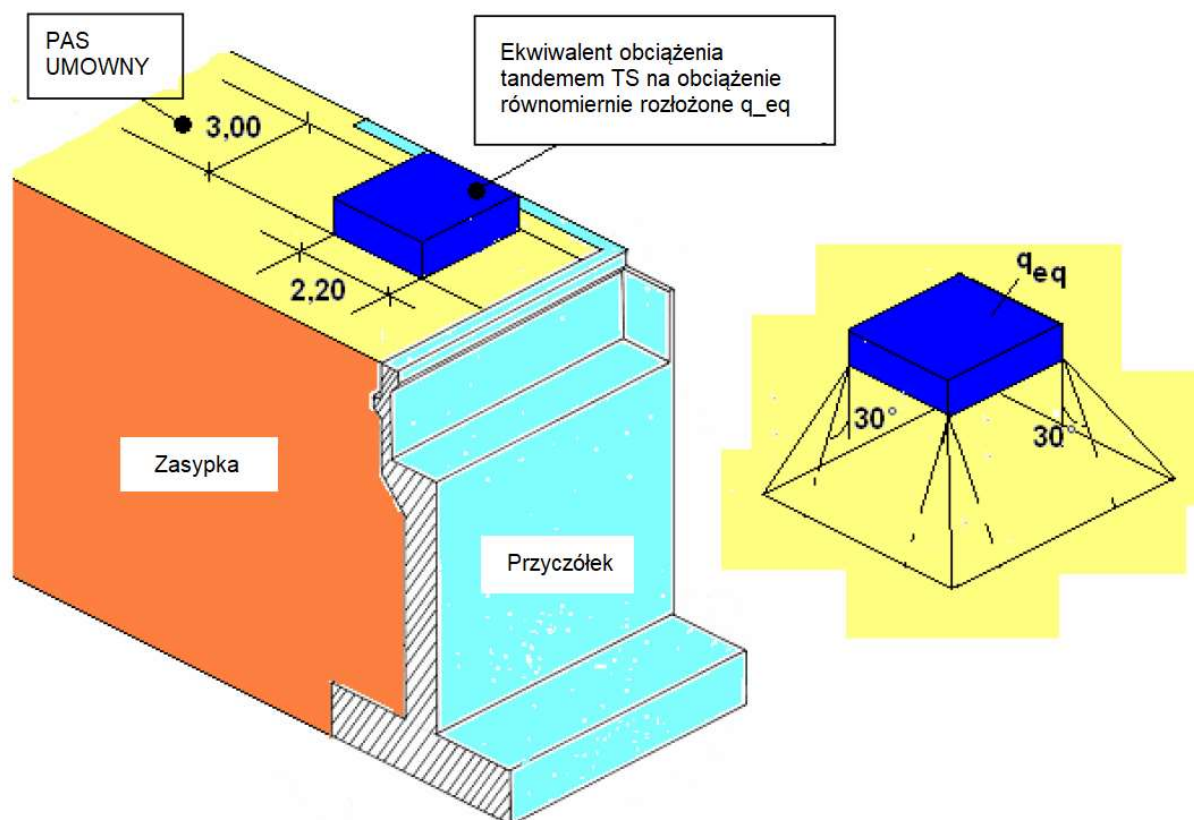
Przyjęcie parcia granicznego czynnego od strony niższego naziomu jest bardzo konserwatywne, zaprojektowano w stronę bezpieczną z uwagi na możliwość częściowego odkopania przyczółka. W ogólnym przypadku można przyjąć działanie parcia spoczynkowego. Przyłożenie parcia od zasypki w przyczółku pokazano na rys. 7.3.2.2.2.



Rys. 7.3.2.2.2. Przyłożenie parć od zasypki do przyczółka mostowego – widok z boku [kPa]

### 7.3.2.3. Parcie od obciążenia naziomu na korpus przyczółka

(1) Jezdnia położona za przyczółkiem została obciążona modelem obciążenia LM1 (rys. 7.3.2.3.1). Dla uproszczenia obliczeń obciążenia od układu tandemowego zastąpiono równoważnym obciążeniem oznaczonym  $q_{ed}$ , rozłożonym na powierzchni prostokąta o szerokości 3,0 m i długości 2,20 m dla każdego pasa umownego zgodnie z normą [13] i uśredniono dla całej szerokości jezdni.



Rys. 7.3.2.3.1. Schemat rozkładu obciążenia użytkowego naziomu przyczółka według norm [13]

(2) Przedmiotowy przykład obliczeniowy dotyczy obiektu mostowego, po którym jest przeprowadzona droga klasy G. Dla danej kategorii drogi należy odczytać współczynniki dostosowawcze do modelu obciążenia LM1 (tab. 7.3.2.3.1).

Tab. 7.3.2.3.1. Współczynniki dostosowawcze dla modelu LM1

Klasa obciążenia mostu	Współczynniki dostosowawcze					
	$\alpha_{Q1}$	$\alpha_{Qi, i \geq 2}$	$\alpha_{q1}$	$\alpha_{q2}$	$\alpha_{qi, i \geq 3}$	$\alpha_{qr}$
Klasa I - droga A, S, GP, G	1,0	1,0	1,33	2,4	1,2	1,2
Klasa II - droga Z, L, D	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Obciążenie osi pojazdem TS na pasie umownym nr 1 i nr 2 wynoszą odpowiednio:

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN} \times \alpha_{Q1} = 300 \times 1,0 = 300 \text{ kN},$$

$$Q_{2k} = 200 \text{ kN} \times \alpha_{Q2} = 200 \times 1,0 = 200 \text{ kN}.$$

Szerokość jezdni:  $w_j = 8,6 \text{ m}$ . Na jedni wydzielono dwa pasy umowne po 3,0 m szerokości każdy oraz obszar pozostały o szerokości 2,6 m.

Równoważne obciążenie  $q_{ed}$  od pojazdu TS ma wartość:

$$q_{ed,TS} = \frac{2 \times Q_{1k} + 2 \times Q_{2k}}{2 \times 2,2 \text{ m} \times 3,0 \text{ m}} = \frac{2 \times 300 + 2 \times 200}{2 \times 2,2 \text{ m} \times 3,0 \text{ m}} = 75,76 \text{ kPa.}$$

Obciążenie UDL na pasie umownym nr 1 wynosi:

$$q_{1k} = 9 \text{ kPa} \times \alpha_{q1} = 9 \times 1,33 = 11,97 \text{ kPa,}$$

obciążenie UDL na pasie umownym nr 2:

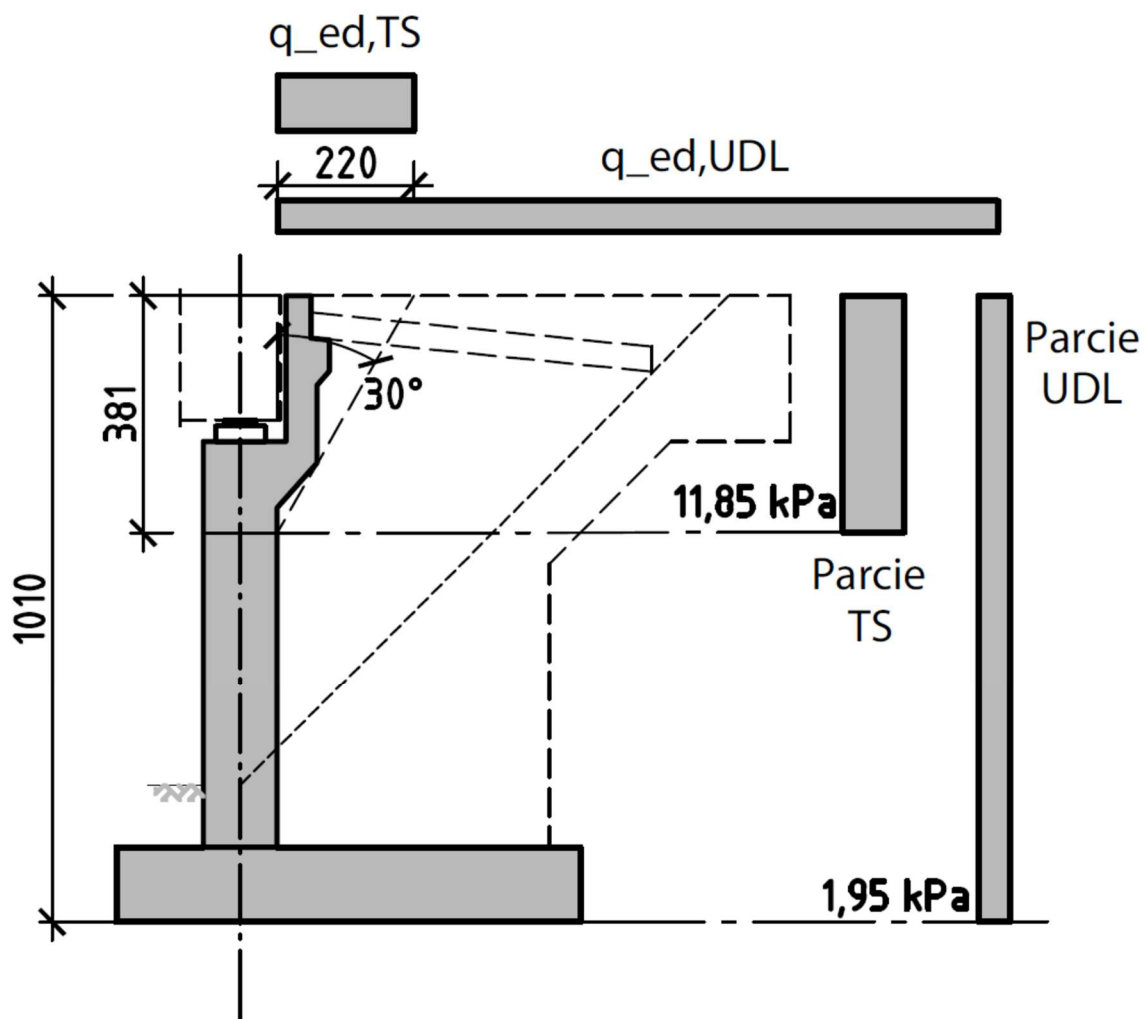
$$q_{2k} = 2,5 \text{ kPa} \times \alpha_{q2} = 2,5 \times 2,4 = 6,0 \text{ kPa,}$$

a obciążenie UDL na obszarze pozostałym:

$$q_{rk} = 2,5 \text{ kPa} \times \alpha_{qr} = 2,5 \times 1,2 = 3,0 \text{ kPa.}$$

Równoważne obciążenie  $q_{ed}$  od UDL na szerokości jezdni wynosi:

$$q_{ed,UDL} = \frac{q_{1k} \times 3 \text{ m} + q_{2k} \times 3 \text{ m} + q_{rk} \times 2,6}{w_j} = \frac{11,97 \times 3 \text{ m} + 6,0 \times 3 \text{ m} + 3,0 \times 2,6}{8,6} = 7,18 \text{ kPa}$$



Rys. 7.3.2.3.2. Rozkład parcia na korpus od obciążenia naziomu

Wysokość od góry korpusu, na którą działa parcie gruntu od modelu TS, jest równa (rys. 7.3.2.3.2):

$$h_{TS} = \frac{2,2 \text{ m}}{\tan 30^\circ} = 3,81 \text{ m.}$$

Parcie jednostkowe gruntu od obciążenia naziemu równomiernie rozłożonego  $q$  na całej długości klina odłamu (od UDL) obliczono ze wzoru:

$$\sigma_{Q,UDL}(z) = K_a \times q_{ed,UDL} = 0,271 \times 7,18 = 1,95 \text{ kPa.}$$

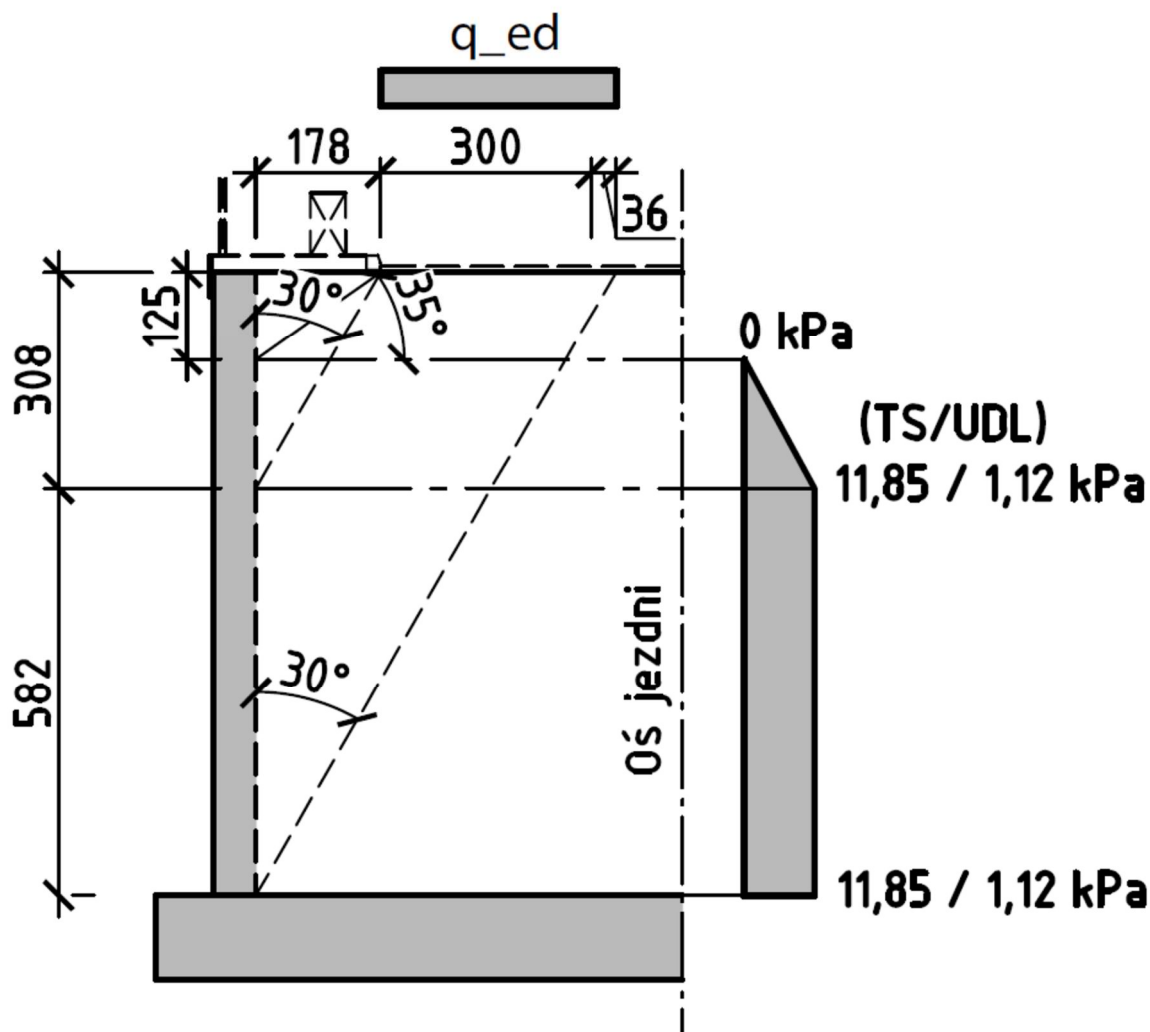
W przypadku modelu TS parcie jednostkowe wynosi:

$$\sigma_{Q,TS}(z) = \frac{K_a \times q_{ed,TS} \times 2,2 \text{ m}}{h_{TS}} = \frac{0,271 \times 75,76 \times 2,2 \text{ m}}{3,81 \text{ m}} = 11,85 \text{ kPa.}$$

(3) Uśrednione siły parcia z modelu TS przyłożono w modelu obliczeniowym na szerokości pasów umownych, tj. 6 m, a uśrednione siły parcia od modelu UDL przyłożono w modelu obliczeniowym na szerokości jezdni, tj. 8,6 m. Nie rozkładano dodatkowo obciążenia poziomo na korpus pod kątem  $30^\circ$ , projektując w stronę bezpieczną.

#### 7.3.2.4. Parcie od obciążenia naziemu na ściany boczne przyczółka

(1) Parcie na skrzydła od obciążenia naziemu wyznaczono analogicznie do korpusu przyczółka, opierając się na kącie rozkładu obciążenia  $30^\circ$  oraz kącie tarcia wewnętrznego zasypki równym  $35^\circ$ . Wyniki obliczeń pokazano na **Rysrys.** 7.3.2.4.1.



**Rys. 7.3.2.4.1** Wyznaczenie rozkładów parcia na ścianę boczną przyczółka od obciążenia na naziemie – schemat uproszczony

Odległość pasa umownego nr 1 od krawędzi skrzydła:  $B_{Pas,1} = 1,78$  m. Głębokość, na której zaczyna występować parcie wynosi:

$$h_{Pas,1} = \frac{B_{Pas,1}}{\tan(90^\circ - \varphi_n)} = \frac{1,78}{\tan(90^\circ - 35^\circ)} = 1,25 \text{ m,}$$

natomiast głębokość, na której parcie przyjmuje wartość maksymalną:

$$h_{Pas,1,max} = \frac{B_{Pas,1}}{\tan(30^\circ)} = \frac{1,78}{0,577} = 3,08 \text{ m.}$$

Wysokość, na której działa parcie stałe uśrednione dla wszystkich pasów umownych:

$$h_{TS/UDL} = \frac{3,36 \text{ m}}{\tan(30^\circ)} = 5,82 \text{ m.}$$

Parcie jednostkowe maksymalne gruntu od obciążenia naziomu równomiernie rozłożonego  $q$  pochodzącego od obciążenia UDL:

$$\sigma_{Q,UDL} = \frac{K_a \times q_{ed,UDL} \times 2,94 \text{ m}}{h_{TS/UDL}} = \frac{0,271 \times 7,18 \times 3,36 \text{ m}}{5,82} = 1,12 \text{ kPa,}$$

natomiast parcie jednostkowe maksymalne gruntu od obciążenia naziomu równomiernie rozłożonego  $q$  pochodzącego od obciążenia TS:

$$\sigma_{Q,TS} = \frac{K_a \times q_{ed,TS} \times 2,94 \text{ m}}{h_{TS/UDL}} = \frac{0,271 \times 75,76 \times 3,36 \text{ m}}{5,82} = 11,85 \text{ kPa.}$$

(2) Uśrednione siły parcia z modelu TS przyłożono w modelu obliczeniowym na szerokości 2,2 m na ścianach bocznych przyczółków, a uśrednione siły parcia od modelu UDL przyłożono w modelu obliczeniowym na całej szerokości ścian bocznych przyczółków. Nie rozkładano dodatkowo obciążenia od sił parcia z modelu TS poziomo na korpus ścian bocznych pod kątem  $30^\circ$ , projektując w stronę bezpieczną.

#### 7.3.2.5. Pozostałe obciążenia

(1) Pozostałe obciążenia na przyczółek mostowy obejmują:

- 1) ciężary własne podpory (ława fundamentowa, korpus, skrzydła),
- 2) ciężary stałe od gruntu zalegającego na odsadzkach ławy,
- 3) obciążenia zmienne od obciążenia naziomu na odsadzkach ławy,
- 4) oddziaływania reologiczne – skurcz i pęcznienie,
- 5) obciążenia termiczne – liniowa różnica temperatury pomiędzy przeciwległymi powierzchniami zewnętrznymi betonu korpusu przyczółka równa  $15^\circ\text{C}$ .

(2) Ciężary własne podpory zostały automatycznie przyjęte w modelu numerycznym na podstawie wiernego odwzorowania geometrii podpory i ciężarów objętościowych żelbetu równych  $25 \text{ kN/m}^3$ . Obciążenia stałe od gruntu zalegającego na odsadzkach ławy fundamentowej zostały przyjęte na podstawie ciężaru objętościowego gruntu z uwzględnieniem jego zwiększenia związanym z występowaniem płyty przejściowej oraz umocnienia stożka nasypu o wartości jak dla zagęszczonych gruntów budowlanych  $19 \text{ kN/m}^3$  (jako uśrednienie ciężaru gruntu zasypki, ciężaru płyty przejściowej, warstw nawierzchni itd.). Oddziaływania reologiczne zostały automatycznie przyjęte w modelu obliczeniowym na podstawie geometrii, wieku betonu przed obciążeniem przęsłem, ustalonej wilgotności powietrza i klasy betonu.

#### 7.3.3. Kombinacje obciążeń dla przyczółka

(1) Norma [23] powinna mieć zastosowanie do projektowania fundamentów i wszystkich innych konstrukcji współdziałających z podłożem gruntowym. Zgodnie z zapisami normowymi podane zasady projektowania geotechnicznego dotyczą wszystkich budowli, więc także filarów i przyczółków mostowych. Obliczeniowe wytrzymałości materiałów konstrukcyjnych oraz obliczeniowe nośności elementów konstrukcyjnych należy przyjmować zgodnie z innymi normami konstrukcyjnymi PN-EN dla poszczególnych rodzajów konstrukcji oraz według normy [9]. Norma [23] wyróżnia trzy tzw. podejścia obliczeniowe (DA – *Design Approach*) uznane za dopuszczone do stosowania w projektowaniu fundamentów w różnych krajach UE (DA1, DA2, DA3).

Każde podejście obliczeniowe charakteryzują związane z nimi odpowiednie kombinacje częściowych współczynników bezpieczeństwa stosowanych do oddziaływań, parametrów geotechnicznych i oporów podłoża. Zgodnie z postanowieniem podanym w Załączniku Krajowym



do normy [23] w Polsce przyjęto do stosowania dwa podejścia obliczeniowe: DA2 i DA3. Podejście obliczeniowe DA3 należy stosować przy sprawdzaniu stateczności ogólnej, natomiast podejście obliczeniowe DA2 przy sprawdzaniu pozostałych stanów granicznych. W wybranych podejściach obliczeniowych uwzględnia się odpowiednie zestawy współczynników częściowych z grup: A (oddziaływania), M (parametry geotechniczne), R (opory) (tab. 7.3.3.1).

**Tab. 7.3.3.1. Kombinacje częściowych współczynników bezpieczeństwa stosowane w podejściach obliczeniowych w Polsce**

Podejście obliczeniowe drugie (DA2)	Podejście obliczeniowe trzecie (DA3)
Kombinacja: <b>A1 + M1 + R2</b>	Kombinacja: <b>(A1* lub A2<sup>†</sup>) + M2 + R3</b>

(2) Współczynniki częściowe należy stosować do oddziaływań lub efektów oddziaływań od konstrukcji, jak również do parametrów gruntu i materiałów. To podejście obliczeniowe zakłada jednoczesne przyjęcie najwyższych z możliwych współczynników częściowych zarówno do oddziaływań, jak i parametrów geotechnicznych. W normie używa się określenia „sytuacje obliczeniowe” do opisu wariantów obciążeń konstrukcji i związanych z tym wartości współczynników częściowych w warunkach trwałych, przejściowych lub wyjątkowych. W tab. 7.3.3.2–7.3.3.4 zestawiono wartości współczynników częściowych z grup: A, M, R stosowanych w projektowaniu fundamentów bezpośrednich.

**Tab. 7.3.3.2. Współczynniki częściowe do oporów/nośności  $\gamma_R$  dotyczące fundamentów bezpośrednich**

Nośność	Symbol	Zestaw	
		R1	R2
Nośność podłoża	$\gamma_{R,v}$	1,4	1,0
Przesunięcie (poślizg)	$\gamma_{R,h}$	1,1	1,0

**Tab. 7.3.3.3. Współczynniki częściowe do oddziaływań  $\gamma_F$  lub do efektów oddziaływań  $\gamma_E$**

Oddziaływanie		Symbol	Zestaw w stanie GEO i STR		Zestaw w stanie EQU
			A1	A2	A
Stałe	niekorzystne	$\gamma_G$	<b>1,35</b>	1,0	1,1
	korzystne		<b>1,0</b>	1,0	0,9
Zmienne	niekorzystne	$\gamma_Q$	<b>1,5</b>	1,3	1,5
Wyjątkowe	niekorzystne	$\gamma_F$	<b>1,0</b>	1,0	0,0

**Tab. 7.3.3.4. Współczynniki częściowe do parametrów geotechnicznych  $\gamma_M$**

Parametr gruntu	Symbol	Zestaw	
		M1	M2
Tangens kąta tarcia wewnętrznego	$\tan\varphi'$	<b>1,0</b>	1,25
Efektywna spójność	$\gamma_c'$	<b>1,0</b>	1,25
Wytrzymałość na ścinanie bez odpływu	$\gamma_{cu}$	<b>1,0</b>	1,4
Wytrzymałość na jednoosiowe ściskanie	$\gamma_{qu}$	<b>1,0</b>	1,4
Ciężar objętościowy	$\gamma_\gamma$	<b>1,0</b>	1,0

(3) Norma [23] wymienia następujące rodzaje stanów granicznych:

- 1) (EQU) utratę stanu równowagi statycznej,
- 2) (GEO) zniszczenie lub nadmierne odkształcenie podłoża gruntowego;
- 3) (STR) zniszczenie wewnętrzne lub nadmierne odkształcenie konstrukcji, względnie elementów konstrukcyjnych, w tym również podstaw fundamentów, pali, ścian,
- 4) (UPL) utratę równowagi konstrukcji lub gruntu spowodowaną siłami wyporu wody,
- 5) (HYD) pęcznienie wodne, erozję wewnętrzną i przebicie hydrauliczne,
- 6) (STA) utratę stateczności podłoża w przypadku posadowienia na zboczu lub w pobliżu jego krawędzi.

(4) W przedmiotowym przykładzie uwzględniono w obliczeniach stan graniczny GEO oraz STR, pozostałe stany graniczne nośności z uwagi na korzystne warunki gruntowo-wodne w podłożu nie zostaną sprawdzone. W kombinacjach obciążeń uwzględniono również zapisy normy [13] dotyczące łączenia obciążeń użytkowych obiektów mostowych w grupy. Poniżej podano wybrane podstawowe kombinacje obciążeń do sprawdzenia stanów granicznych nośności przyczółka mostowego w sytuacji trwałej.

### Sytuacja trwała (GEO i STR)

(5) Kombinacja obliczeniowa – sprawdzenie elementów przyczółka:

$$1,35 \times G_{sup}(\text{lub } 1,0G_{inf}) + (1,2 \text{ lub } 0,0) \times G_{set} + \gamma_p \times P + (1,0 \text{ lub } 0,0) \times S + 1,35 \times \{UDL_k + Q_{fk} + TS_k + 0 \times Q_{lk}\} + 1,5 \times \{0,6T_k\},$$

$$1,35 \times G_{sup}(\text{lub } 1,0G_{inf}) + (1,2 \text{ lub } 0,0) \times G_{set} + \gamma_p \times P + (1,0 \text{ lub } 0,0) \times S + 1,35 \{0,4 UDL_k + 0,4 Q_{fk} + 0,75 TS_k + Q_{lk}\} + 1,5 * 0,6 \{T_k\}.$$

### Stan graniczny użyteczności (SLS)

(6) Kombinacja charakterystyczna – sprawdzenie naprężeń i/lub przemieszczeń podpory mostowej:

$$1,0 \times G_{sup}(\text{lub } 1,0G_{inf}) + (1,0 \text{ lub } 0,0) \times G_{set} + P + (1,0 \text{ lub } 0,0) \times S + 1,0 \times \{UDL_k + Q_{fk} + TS_k + 0 \times Q_{lk}\} + 1,0 \times \{0,6T_k\},$$

$$1,0 \times G_{sup}(\text{lub } 1,0G_{inf}) + (1,0 \text{ lub } 0,0) \times G_{set} + P + (1,0 \text{ lub } 0,0) \times S + 1,0 \{0,4 UDL_k + 0,4 Q_{fk} + 0,75 TS_k + Q_{lk}\} + 1,0 * 0,6 \{T_k\}.$$

(7) Kombinacja quasi stała – sprawdzenie stanu zarysowania w betonie:

$$1,0 \times G_{sup}(\text{lub } 1,0G_{inf}) + (1,0 \text{ lub } 0,0) \times G_{set} + P + (1,0 \text{ lub } 0,0) \times S + 1,0 \times \{0,5T_k\},$$

gdzie:

$G_{k,sup}$  – wartość charakterystyczna niekorzystnych oddziaływań stałych (nominalny ciężar własny oraz maksymalny ciężar wyposażenia mostu) uwzględniający fazy budowy; do tej grupy zalicza się również inne oddziaływania stałe, tj. parcie gruntu zasypki,

$G_{k,inf}$  – wartość charakterystyczna korzystnych oddziaływań stałych (nominalny ciężar własny oraz minimalny ciężar wyposażenia mostu) uwzględniający fazy budowy, do tej grupy zalicza się również inne oddziaływania stałe, tj. parcie gruntu zasypki,

$G_{set}$  – wartość charakterystyczna oddziaływań wywołanych nierównomiernym osiadaniem konstrukcji podpór,

$S$  – obwiednia wartości charakterystycznych sił wewnętrznych (lub odkształceń) wywołanych oddziaływaniem skurczowym betonu,

$P$  – obwiednia wartości charakterystycznych sił wewnętrznych (lub odkształceń) wywołanych sprężeniem,

$T_k$  – obwiednia wartości charakterystycznych sił wewnętrznych (lub odkształceń) wywołanych zmianami temperatury, w tej grupie należy również uwzględnić obciążenia quasi-stałe wywołane zmianami temperatury, tj. tarcie konstrukcji na łożyskach, przy czym w kombinacji obliczeniowej należy przyjąć współczynnik częściowy równy 1,35 jak dla obciążeń stałych,

$TS_k$  – obwiednia wartości charakterystycznych sił wewnętrznych (lub odkształceń) wywołanych obciążeniem układem tandemowym modelu obciążenia nr 1, do tej grupy zalicza się również parcie gruntu zasyпки od ustawienia modelu obciążenia na naziomie,

$UDL_k$  – obwiednia wartości charakterystycznych sił wewnętrznych (lub odkształceń) wywołanych obciążeniem równomiernie rozłożonym modelu obciążenia nr 1; do tej grupy zalicza się również parcie gruntu zasyпки od ustawienia modelu obciążenia na naziomie,

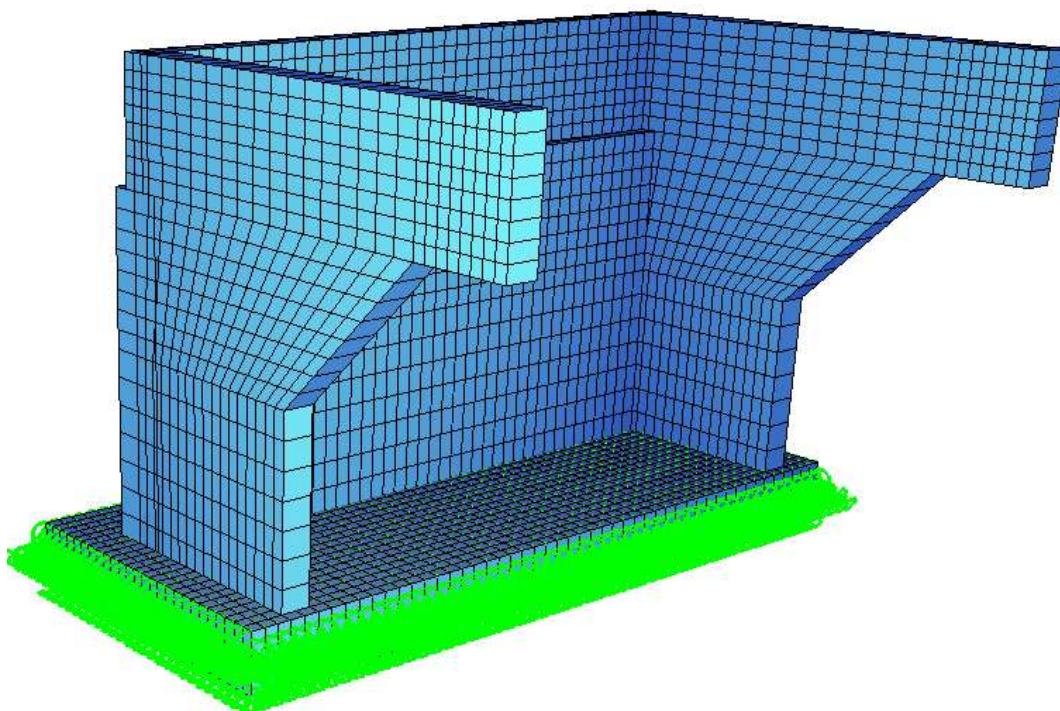
$Q_{fk}$  – obwiednia wartości charakterystycznych sił wewnętrznych (lub odkształceń) wywołanych obciążeniem równomiernie rozłożonym pochodzącym od tłumy na chodnikach i ścieżkach rowerowych,

$Q_k$  – obwiednia wartości charakterystycznych sił wewnętrznych (lub odkształceń) wywołanych obciążeniem poziomym pochodzącym od hamowania lub przyspieszania pojazdów na obiekcie mostowym.

## 7.3.4. Analiza statyczna

### 7.3.4.1. Model obliczeniowy

(1) Do obliczeń stanu granicznego nośności GEO (nośność na wyparcie podłoża spod fundamentu, nośność na przesunięcie) wykorzystano analityczne wzory empiryczne. Do wymiarowania elementów konstrukcyjnych wykonano model konstrukcyjny składający się z elementów dwuwymiarowych opisanych w przestrzeni trójwymiarowej (e2p3). Ławę fundamentową, korpus oraz skrzydła zamodelowano za pomocą elementów płytowych (QUAD) o określonej grubości (rys. 7.3.4.1.1). Interakcja fundamentowego z podłożem została odwzorowana przy użyciu podpór sprężystych o odpowiedniej sztywności.



Rys. 7.3.4.1.1. Wizualizacja modelu numerycznego przyczółka mostowego

#### Dobór sztywności podparć sprężystych

(2) Zastosowano model interakcji pomiędzy ławą fundamentową a gruntem, polegający na użyciu jednowymiarowych sprężyn o charakterystyce odpowiadającej modelowi Winklera dla podłoża jednowarstwowego. W ogólnym podejściu należy wyznaczyć sztywność pionową podłoża sprężystego. Jednym z rozwiązań jest zastosowanie hipotezy Winklera, według której osiadanie podłoża sprężystego  $s$  jest proporcjonalne do działającego obciążenia  $q$ :

$$q = k_z \times s,$$

gdzie:

$q$  – obciążenie równomierne działające na fundament [kPa],

$s$  – osiadanie fundamentu [m]

$k_z$  – sztywność pionowa gruntu pod fundamentem, współczynnik podatności [kN/m<sup>3</sup>].

Wartość współczynnika podatności dla gruntu jednorodnego do głębokości aktywnej można wyznaczyć ze wzoru [56]:

$$k_z = \frac{E_0}{\alpha \times \omega \times B \times (1 - \nu^2)},$$

gdzie:

$E_0$  – moduł ściśliwości gruntu (pierwotny) [MPa],

$\omega$  – współczynnikiem wpływu zależny od kształtu obciążonego obszaru (fundamentu), dobierany według nomogramów [56],

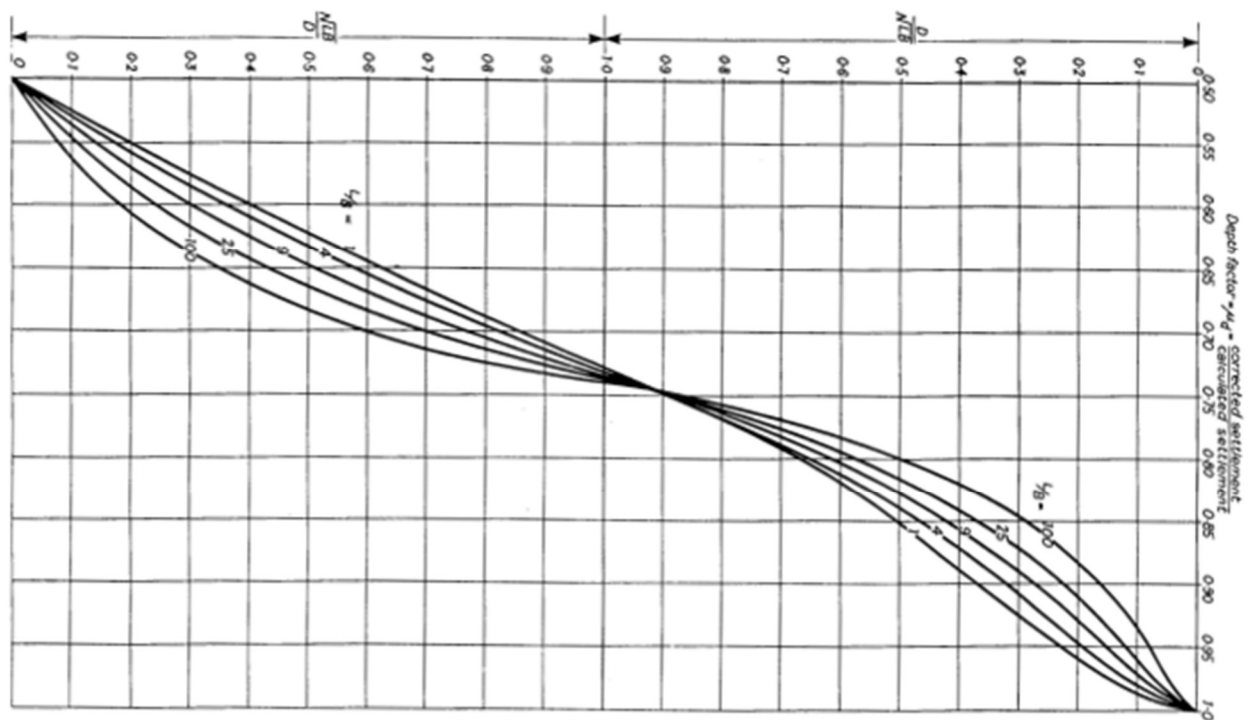
$B$  – szerokość fundamentu [m],

$\nu$  – liczba Poissona

$\alpha$  – współczynnik wpływu głębokości przyjmowany na podstawie nomogramu Foxa [56].

(2) W przypadku fundamentów bezpośrednich posadowionych płytko współczynnik wpływu głębokości dla tradycyjnych ław fundamentów mostowych przyjmuje wartości z przedziału 0,85÷1,0. Na rys. 7.3.4.1.2 pokazano tabelę i nomogram według [56] celem przyjęcia współczynników wpływu  $\omega$  oraz wpływu głębokości  $\alpha$ .

Kształt podstawy fundamentu	Fundament wiotki			Fundament sztywny
	osiadanie środka powierzchni obciążonej	osiadanie punktu narożnego	wartość średnia osiadania	osiadanie fundamentu
Koło	1,00	0,64	0,85	0,79
Kwadrat	1,12	0,56	0,95	0,88
Prostokąt				
L/B=1,5	1,36	0,68	1,15	1,08
L/B=2	1,53	0,77	1,30	1,22
L/B=3	1,78	0,89	1,53	1,44
L/B=4	1,96	0,98	1,70	1,61
L/B=5	2,10	1,05	1,83	1,72
L/B=10	2,53	1,27	2,25	2,12
L/B=20	2,95	1,48	2,64	---
L/B=100	4,00	2,00	3,69	---



Rys. 7.3.4.1.2. Współczynnik wpływu  $\omega$  (górną), współczynnik wpływu głębokości (dół) według [56]

Fundamenty mostowe (również posadowione bezpośrednio) zaliczamy do grupy fundamentów sztywnych:  $L = 15,0$  m – długość fundamentu,  $B = 7,0$  m – szerokość fundamentu:

$$\frac{L}{B} = \frac{15,0}{7,0} = 2,14 \rightarrow \omega = 1,25.$$

Współczynnik  $\alpha$  wpływu głębokości oblicza się ze wzoru:

$$\frac{D}{\sqrt{L \times B}} = \frac{2,2}{\sqrt{15 \times 7,0}} = 0,215 \rightarrow \alpha = 0,95.$$

Współczynnik podatności wynosi:

$$k_z = \frac{E_0}{\alpha \times \omega \times B \times (1 - \nu^2)} = \frac{95000}{0,95 \times 1,25 \times 7,0 \times (1 - 0,3^2)} = 12540 \text{ kN/m}^3.$$

(3) Sztywność boczną fundamentu bezpośredniego  $k_x$  dla typowych warunków gruntów normalnie skonsolidowanych zwykle przyjmuje się w zakresie od  $0,3$  do  $0,7k_z$  sztywności pionowej. W zakresie sprężystym sztywność boczna gruntu uzależniona jest od współczynnika rozporu bocznego, wyprowadzanego z współczynnika rozszerzalności bocznej (liczba Poissona) oraz pochodząca od sił tarcia między podłożem a ławą fundamentową. W obliczeniach założono brak możliwości podmycia podpory mostowej.

(4) Bezpośrednio pod ławą fundamentową jest warstwa wyrównawcza z betonu niekonstrukcyjnego C12/15 grubości 15 cm oraz podłoże stanowiące warstwę geotechniczną z piasków średnich. Do obliczeń przyjęto wartość połowy tarcia generowanego między ławą fundamentową a podłożem oraz tarcie pochodzące tylko od obciążeń stałych. Przy chropowatej powierzchni betonowej zwykle kąt tarcia gruntu o konstrukcję wynosi  $0,67 \pm 1,0$  wartości kąta tarcia wewnętrznego gruntu. Może również dojść do częściowego zawilgocenia powierzchni poślizgu między ławą a podłożem, zmniejszając efektywne tarcie. Przyjęcie wartości połowy tarcia należy uznać na poprawną, co ma odzwierciedlenie również we współczynnikach tarcia według wycofanej już normy [4].

(5) Uśrednione naciski ławy przyczółka mostowego na podłoże od charakterystycznych obciążeń stałych wynoszą:  $\sigma_{stałe} = 216,41$  kPa (na podstawie obliczeń z modelu). Kąt tarcia ławy o podłoże przyjęto na poziomie  $\alpha = 35^\circ$ , tak jak dla piasków średnich. Tarcie generowane na styku ława fundamentowa – podłoże wynosi:

$$T_{ława} = 0,5 \times \sigma_{stałe} \times \tan \alpha = 0,5 \times 216,41 \text{ kPa} \times \tan 35^\circ = 75,77 \text{ kPa}.$$



Dopuszczalne przemieszczenie boczne ławy fundamentowej wynosi:  $\Delta_{dop} = 0,01$  m, a sztywność boczna ławy fundamentowej:

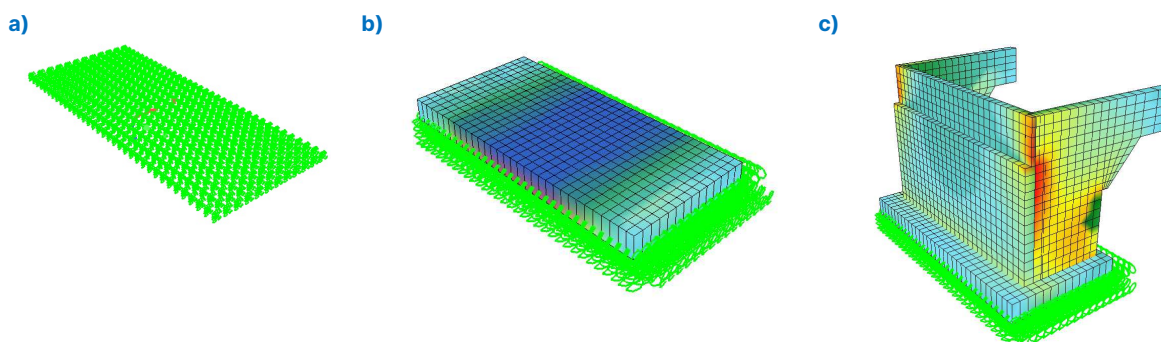
$$k_{x,ława} = \frac{T_{ława}}{\Delta_{dop}} = \frac{75,77}{0,01} = 7577 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}.$$

### 7.3.4.2. Fazy budowy (obliczeń)

(1) Model numeryczny uwzględnia obliczeniowe fazy budowy związane z przyjętą technologią budowy podpory mostowej. W modelu zostało uwzględniono łącznie trzy obliczeniowe fazy budowy (rys. 7.3.4.2.1):

- 1) faza 1. – odwzorowanie podłoża za pomocą podparć sprężystych (rys. 7.3.4.2.1a),
- 2) faza 2. – betonowanie ław fundamentowych przyczółka (rys. 7.3.4.2.1b),
- 3) faza 3. – betonowanie korpusu i ścian bocznych przyczółka (rys. 7.3.4.2.1c).

(2) Po wystąpieniu każdej z faz budowy od 2 do 3 uwzględniono oddziaływania skurczu i pęcznienia elementów przyczółka. Czasy budowy związane z betonowaniem elementów podpory wynoszą 14 dni. Po 28 dniach od betonowania korpusu zostały przyłożone pozostałe obciążenia stałe (reakcje z przęsła, parcie od zasyпки, ciężar zasyпки na odsadzkach), od których również uwzględniono oddziaływania pęcznienia w okresie użytkowania obiektu.



Rys. 7.3.4.2.1. Wizualizacja modelu numerycznego przyczółka z podziałem na: a) fazę 1., b) fazę 2., c) fazę 3. budowy

### 7.3.4.3. Wyniki analizy statycznej

(1) W tab. 7.3.4.3.1–7.3.4.3.3 zestawiono maksymalne wartości sił wewnętrznych dla kombinacji w stanie granicznym nośności dla poszczególnych elementów konstrukcyjnych przyczółka mostowego (korpus, ława fundamentowa). Na rys. 7.3.4.3.1–7.3.4.3.3 zestawiono wybrane wyniki kombinacyjnych sił wewnętrznych w elementach przyczółka z modelu numerycznego. W kombinacjach obciążeń uwzględniono dodatkowo dwa przypadki obciążeń: obciążenie użytkowe na obiekcie oraz obciążenie użytkowe na dojeździe.

Tab. 7.3.4.3.1. Kombinacyjne siły do wymiarowania korpusu przyczółka w stanie granicznym nośności

Wymiarowanie korpusu przyczółka (pominięto przekrój ścianki zapleczej)		
maksymalny moment zginający MXX	maksymalny moment zginający MYY	maksymalna siła poprzeczna
[kNm]	[kNm]	[kN]
626,8	991,6	590

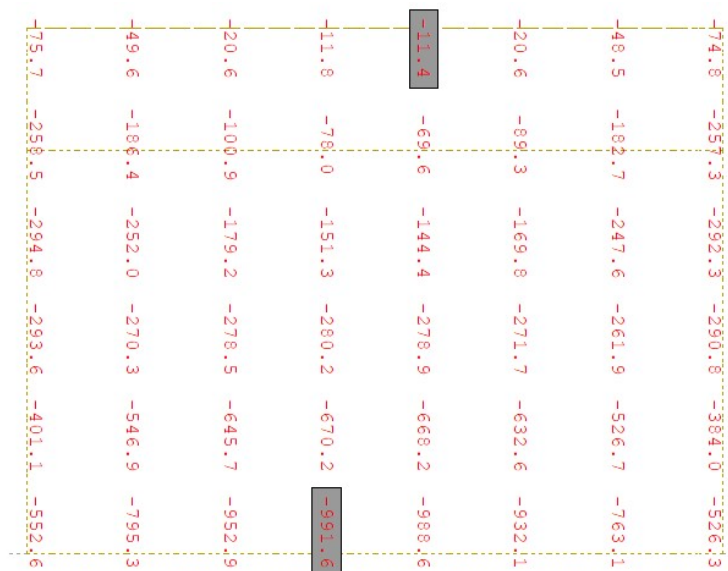
Tab. 7.3.4.3.2. Kombinacyjne siły do wymiarowania ścian bocznych przyczółka w stanie granicznym nośności

Wymiarowanie ścian bocznych przyczółka		
maksymalny moment zginający MXX	maksymalny moment zginający MYY	maksymalna siła poprzeczna
[kNm]	[kNm]	[kN]
293,6	442,0	341,6

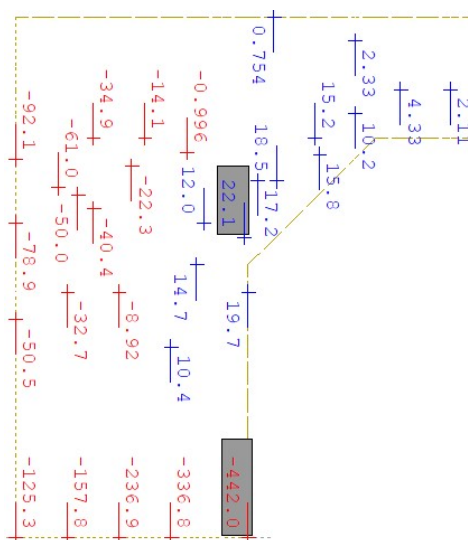


Tab. 7.3.4.3.3. Kombinacyjne siły do wymiarowania ławy fundamentowej w stanie granicznym nośności

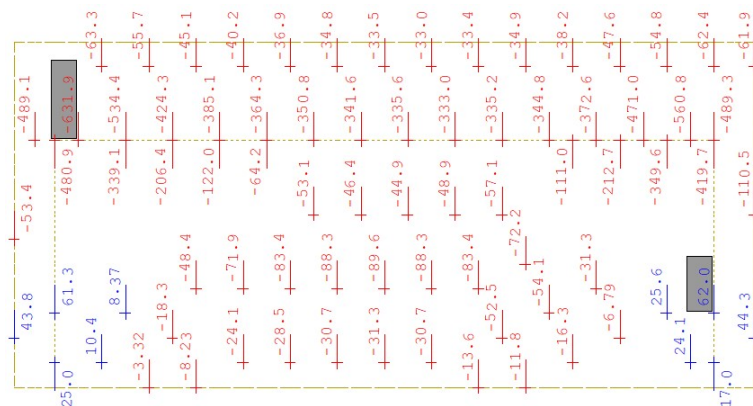
Wymiarowanie ławy fundamentowej		
maksymalny moment zginający MXX	maksymalny moment zginający MYY	maksymalna siła poprzeczna
[kNm]	[kNm]	[kN]
631,9	544,3	885,8



Rys. 7.3.4.3.1. Wartości momentów zginających w korpusie przyczółka – maksymalny moment na kierunku MYY (pionowy)



Rys. 7.3.4.3.2. Wartości momentów zginających w ścianie bocznej przyczółka – maksymalny moment na kierunku MYY (pionowy)



**Rys. 7.3.4.3.3. Wartości momentów zginających w ławie fundamentowej – maksymalny moment na kierunku MXX (pionowy)**

(2) W tab. 7.3.4.3.4 i 7.3.4.3.5 zestawiono siły działające na środek fundamentu ławy niezbędne do sprawdzenia stanów granicznych podłoża (GEO) oraz do wyznaczenia mimośrodków obciążeń. Wartości podane w tych tabelach opracowano na podstawie obliczeń w modelu numerycznym, zakładając pojedyncze podparcie sztywne zamiast równomiernego podparcia sprężystego w środku ciężkości rzutu ławy fundamentowej.

**Tab. 7.3.4.3.4. Zbiornicze zestawienie ekstremalnych wartości reakcji względem środka ciężkości ławy fundamentowej**

Kombinacja charakterystyczna		
Reakcja	maksymalna	minimalna
Reakcja pozioma – X [kN]	3650	3038
Reakcja pozioma – Y [kN]	(-)	(-)
Reakcja pionowa – Z [kN]	19466	17341
Moment MX [kNm]	3376	(-)
Moment MY [kNm]	4809	(-)
Moment MZ [kNm]	(-)	(-)
(-)wartości pomijalne/nieistotne w analizie		

**Tab. 7.3.4.3.5. Obliczeniowe wartości reakcji względem środka ciężkości ławy fundamentowej**

Reakcja	Kombinacja obliczeniowa GEO	
	maksymalna	minimalna
Reakcja pozioma – X [kN]	4928	2930
Reakcja pozioma – Y [kN]	(-)	(-)
Reakcja pionowa – Z [kN]	26311	17322
(-) wartości pomijalne/nieistotne w analizie		

## 7.3.5. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – korpus

### 7.3.5.1. Nośność na zginanie

(1) Dominującym kierunkiem na zginanie jest kierunek y-y wzdłuż wysokości korpusu. Zbrojenie przyjęto symetryczne z obu stron. W kierunku poprzecznym założono zbrojenie symetryczne na maksymalnie wyliczone momenty zginające MXX lub zbrojenie minimalne. Przyjęto wstępny dobór rozstawu prętów głównych w liczbie 6÷8 na 1 m szerokości korpusu.

(2) Przyjęto następujące charakterystyki materiałowe – beton C30/37:

- 1)  $f_{ck} = 30$  MPa – charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie betonu,
- 2)  $\gamma_c = 1,4$  – współczynnik częściowy do betonu,

- 3)  $\alpha_{cc} = 0,85$  – współczynnik uwzględniający efekty obciążenia długotrwałego na wytrzymałość betonu (pkt 3.1.6 normy [15]),
  - 4)  $f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 18,21$  MPa – obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu,
  - 5)  $E_{cm} = 32$  GPa – moduł sprężystości betonu,
  - 6)  $f_{ctm} = 2,9$  MPa – charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie betonu,
  - 7)  $\varepsilon_{cu,2} = 0,0035$  – odkształcenie graniczne w betonie,
  - 8)  $\lambda = 0,8$  – współczynnik wysokości bloku strefy ściskanej betonu,
  - 9)  $\eta = 1,0$  – współczynnik kształtu rozkładu naprężeń w strefie ściskanej betonu.
- (3) Przyjęto następujące charakterystyki materiałowe – stal zbrojeniowa 500 MPa, klasa C:
- 1)  $f_{yk} = 500$  MPa – charakterystyczna granica plastyczności stali zbrojeniowej,
  - 2)  $\gamma_s = 1,15$  – współczynnik częściowy dla stali zbrojeniowej,
  - 3)  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435$  MPa – obliczeniowa granica plastyczności stali zbrojeniowej,
  - 4)  $E_s = 200$  GPa – moduł sprężystości stali zbrojeniowej,
  - 5)  $\varepsilon_{yd} = 0,00217$  – odkształcenie dla obliczeniowej granicy plastyczności w stali zbrojeniowej.

### Zbrojenie główne na kierunku y-y (pionowym)

(1) Wstępny dobór zbrojenia w korpusie przyczółka:

- 1)  $c_{nom} = 50$  mm – nominalna otulina zbrojenia,
- 2)  $\varphi_{st} = 16$  mm – średnica prętów rozdzielczych/strzemion,
- 3)  $\varphi_{gt} = 25$  mm – średnica prętów zbrojenia głównego,
- 4)  $h = 1,2$  m – grubość korpusu.

(2) Wysokość użyteczna przekroju jest równa:

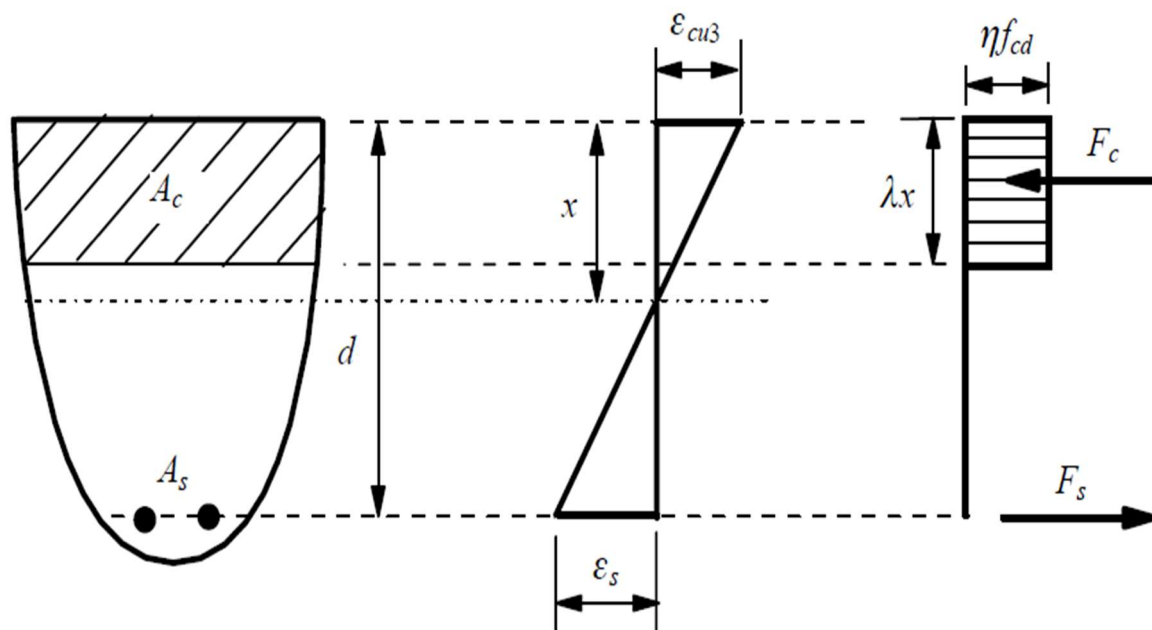
$$d = h - c_{nom} - \varphi_{st} - \frac{\varphi_{gt}}{2} = 1,2 - 0,05 - 0,016 - \frac{0,025}{2} = 1,121 \text{ m,}$$

$b = 1,0$  m – wymiarowanie na 1 m szerokości korpusu.

(3) Obliczeniowe siły wewnętrzne do wymiarowania wynoszą (tab. 7.3.4.3.1):

$M_{Ed,y} = 992$  kNm – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku x,

$M_{Ed,x} = 626,8$  kNm – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku y.



Rys. 7.3.5.1.1. Schemat do obliczania nośności przekroju zginanego żelbetowego

(4) Graniczna wysokość strefy ściskanej wynosi:

$$x_{lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} d = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5+2,17} \times 1,121 \text{ m} = 0,56 \text{ m},$$

a względna graniczna wysokość strefy ściskanej:

$$\xi_{eff,lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5+2,17} = 0,493.$$

(5) Efektywną wysokość strefy ściskanej wyznaczono na podstawie równania równowagi momentów zginających:

$$f_{cd} \times b \times x_{eff} \times (d - 0,5x_{eff}) - M_{Ed,y} = 0 \text{ – równanie równowagi sił}$$

$$18,21 \times 1 \times x_{eff} \times (1,121 - 0,5x_{eff}) - 0,992 = 0$$

$$x_{eff} = 0,050 \text{ m} \text{ – efektywna wysokość strefy ściskanej (rozwiązanie równania kwadratowego)}$$

$$\xi_{eff} = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{0,050}{1,121} = 0,044 \leq \xi_{eff,lim} \text{ – przekrój pojedynczo zbrojony}$$

(6) Zbrojenie na zginanie określono ze wzoru:

$$\sum F_x = 0 \rightarrow A_{s1} \times f_{yd} - f_{cd} \times x_{eff} \times b = 0.$$

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed,y}}{(d - 0,5x_{eff}) \times f_{yd}} = \frac{0,992}{(1,121 - 0,5 \times 0,050) \times 435} = 20,80 \text{ cm}^2.$$

(7) Przyjęto sześć prętów  $\phi 22$  mm na 1 m szerokości korpusu o  $A_{s1} = 22,81 \text{ cm}^2$ , w rozstawie do 15 cm. Minimalne pole przekroju poprzecznego zbrojenia:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1,0 \times 1,121 = 16,91 \text{ cm}^2 \leq A_{s1},$$

$$\text{lecz nie mniej niż: } 0,0013 \times b \times d = 0,0013 \times 1,0 \times 1,121 = 14,58 \text{ cm}^2 \leq A_{s1}.$$

Na zbrojenie minimalne przyjęto sześć prętów  $\phi 20$  mm na 1 m szerokości korpusu  $A_{s,min} = 18,85 \text{ cm}^2$ , w rozstawie do 15 cm.

### Zbrojenie główne na kierunku x-x

(8) Przyjęto identyczną procedurę wymiarowania, przy czym w pierwszej kolejności sprawdzono nośność zbrojenia minimalnego. Nośność zbrojenia minimalnego w korpusie przyczółka oblicza się ze wzoru:

$$M_{Rd} = f_{yd} \times A_{s,min} \times \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right) = 435 \times 18,85 \times \left(1,121 - \frac{0,05}{2}\right) = 890 \text{ kNm} \geq M_{Ed,x-x}.$$

W kierunku x-x przyjąć symetryczne zbrojenie minimalne w siatce górnej i dolnej, sześć prętów  $\phi 20$  mm na 1 m szerokości płyty o  $A_{s,min} = 18,85 \text{ cm}^2$ , w rozstawie do 15 cm.

### 7.3.5.2. Nośność na ścinanie

(1) Sprawdzenie nośności na ścinanie według normy [14] opiera się na trzech wielkościach (pkt 6.2.1(1)P):  $V_{Rd,c}$  – obliczeniowej nośności na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie,  $V_{Rd,s}$  – obliczeniowej wartości siły poprzecznej, która powstaje, gdy w zbrojeniu na ścinanie osiąga się granicę plastyczności,  $V_{Rd,max}$  – obliczeniowej wartości maksymalnej siły poprzecznej, która może być przeniesiona przez element ze względu na zmiażdżenie ściskanych krzyżulców betonowych – dla elementów masywnych podpór warunek zawsze spełniony.

(2) Na wstępie należy sprawdzić, czy nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie jest wystarczająca do przeniesienia obliczeniowej siły ścinającej. Jeżeli  $V_{Ed} < V_{Rd,c}$ , to stosuje się minimalne zbrojenie na ścinanie określone w normie [14], pkt 9.2.2. W przeciwnym razie element wymaga obliczeniowego zbrojenia na ścinanie. Należy dobrać takie zbrojenie, aby zapewnić odpowiednią nośność na ścinanie  $V_{Rd}$ , która jest uzależniona od wartości  $V_{Rd,s}$  i  $V_{Rd,max}$  (pkt 6.2.3(103) normy [14]).

(3) W niniejszym przykładzie ze względu na znaczący udział obciążeń skupionych dokonano wymiarowania przekroju na maksymalną siłę poprzeczną zdefiniowaną na 1 m szerokości korpusu, która wyniosła (tab. 7.4.4.3.1):  $V_{Ed} = 590 \text{ kN}$  – maksymalna siła poprzeczna.

(4) Przyjęto następujące dane wejściowe do obliczeń:

- 1) wysokość całkowita przekroju – 1200 mm,
- 2) analizowana szerokość korpusu – 1000 mm,
- 3) średnica prętów rozciąganego zbrojenia głównego – 22 mm,
- 4) wysokość użyteczna przekroju podporowego –  $d = 1121$  mm,
- 5) pozostałe dane wejściowe zgodnie z nośnością na zginanie.

### Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie

(5) Obliczeniową nośność na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie  $V_{Rd,c}$  określa się jako większą z wyliczonych ze wzorów (6.2a) i (6.2b) normy [15]:

$$V_{Rd,c1} = \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d,$$

$$V_{Rd,c2} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d,$$

gdzie:

$$k = \min \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{a}} \right); 2,0 \right] = \min \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{1121}} \right); 2,0 \right] = 1,42,$$

$$\rho_l = \min \left[ \left( \frac{A_{sl}}{b_w d} \right); 0,02 \right] = \min \left[ \left( \frac{22,81}{100 \times 1121} \right); 0,02 \right] = 0,20\%,$$

$$\sigma_{cp} = \min \left[ \left( \frac{N_{Ed}}{A_c} \right); 0,2 f_{cd} \right] = 0,0 \text{ MPa} - \text{pominięto wpływ siły podłużnej},$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,4} = 0,13,$$

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,42^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} = 0,325 \text{ MPa}.$$

Stąd

$$V_{Rd,c1} = \left[ 0,13 \times 1,42 \times (100 \times 0,0020 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0 \right] \times 1000 \times 1121 = 374 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c2} = (0,325 + 0,15 \times 0) \times 1000 \times 1121 = 365 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}) = \max(365; 374) = 374 \text{ kN}.$$

(6) Obliczeniowa siła poprzeczna w analizowanym przekroju jest większa od obliczeniowej nośności na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie.

$$V_{Ed} = 590 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 374 \text{ kN}.$$

Przekrój wymaga więc zbrojenia na ścinanie.

### Nośność zbrojenia na ścinanie

(1) Zbrojenie na ścinanie mogą stanowić strzemiona, pręty odgięte lub kombinacje obu tych form (pkt 9.2.2(101) normy [14]). Zbrojenie na ścinanie powinno tworzyć z osią podłużną elementu kąt  $\alpha$  w zakresie  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ . Przyjęto strzemiona jednocięte  $\phi 18$  mm o  $A_{sw} = 2,55 \text{ cm}^2$ .

Maksymalną siłę przenoszoną przez strzemiona  $V_{Rd,s}$  wyznaczono ze wzoru (6.8) normy [15]:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot(\theta),$$

gdzie:

$z = 0,9d$  – ramię sił wewnętrznych,

$f_{ywd} = 0,8 f_{yk} = 400 \text{ MPa}$  – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia na ścinanie (zredukowana zgodnie z uwagą 1. do pkt 6.2.3(103) normy [15]).

Przyjęto kąt  $\varphi$ , taki że  $\cot \varphi = 2,0$ , zgodnie z pkt 6.2.3(2) normy [14] i Załącznikiem Krajowym do pkt NA.4, tak aby  $\cot(\theta)$  mieścił się w zakresie  $1,0 \leq \cot(\theta) \leq 2,0$ . Rozstaw strzemion wynosi:

$$s \leq \frac{A_{sw} \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times \cot \varphi}{V_{Rd,s}} = \frac{2,55 \times 0,9 \times 1121 \times 40 \times 2,0}{590} = 34,8 \text{ cm}.$$

Przyjęto rozstaw strzemion  $s = 30$  cm (co drugi pręt poziomy w korpusie przyczółka).

Minimalne zbrojenie na ścinanie przyjęto w formie strzemion w rozstawie co 90 cm. Przyjęty stopień zbrojenia na ścinanie wynosi (wzór (9.4N) normy [14]):

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w \sin(\alpha)} = \frac{2,55 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} \times 90 \text{ cm} \times 1} = 0,94\%$$

Minimalny stopień zbrojenia na ścinanie obliczony ze wzoru (9.5N) normy [14] jest równy:

$$\rho_{w,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \frac{\sqrt{30}}{500} = 0,88\%$$

Przyjęte zbrojenie spełnia zatem wymagania zbrojenia minimalnego.

Maksymalny podłużny rozstaw strzemion wyznaczony z zależności (9.6N) normy [14] nie powinien przekraczać:

$$s_{t,max} = 0,75d(1 + \cot(\alpha)) = 0,75 \times 1,121 \text{ m} \times (1 + 0) = 0,84 \text{ m}.$$

Przyjęty rozstaw strzemion  $s = 30$  cm jest mniejszy od maksymalnego.

Maksymalny poprzeczny rozstaw ramion strzemion obliczony ze wzoru (9.8N) normy [14] nie powinien być większy niż:

$$s_{t,max} = \min(0,75d; 0,6 \text{ m}) = 0,6 \text{ m}.$$

(3) Zbrojenie na ścinanie należy przyjmować w strefie połączenia z korpusu z ławą na wysokości występowania wewnętrznej siły poprzecznej większej od nośności korpusu na ścinanie bez obliczeniowego zbrojenia na ścinanie i dalej przyjąć zbrojenie konstrukcyjne.

## 7.3.6. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – ława fundamentowa

### 7.3.6.1. Nośność na zginanie

(1) Dominującym kierunkiem na zginanie dołem jest kierunek x-x wzdłuż długości mostu. W kierunku poprzecznym przyjęto zbrojenie symetryczne na maksymalnie wyliczone momenty zginające M<sub>YY</sub> lub zbrojenie minimalne. Założono wstępny dobór rozstawu prętów głównych w liczbie 6÷8 na 1 m szerokości ławy.

(2) Przyjęto następujące charakterystyki materiałowe – beton C30/37:

- 1)  $f_{ck} = 30$  MPa – charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie betonu,
- 2)  $\gamma_c = 1,4$  – współczynnik częściowy do betonu,
- 3)  $\alpha_{cc} = 0,85$  – współczynnik uwzględniający efekty obciążenia długotrwałego na wytrzymałość betonu (pkt 3.1.6 normy [15]),
- 4)  $f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 18,21$  MPa – obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu,
- 5)  $E_{cm} = 32$  GPa – moduł sprężystości betonu,
- 6)  $f_{ctm} = 2,9$  MPa – charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie betonu,
- 7)  $\varepsilon_{cu,2} = 0,0035$  – odkształcenie graniczne w betonie,
- 8)  $\lambda = 0,8$  – współczynnik wysokości bloku strefy ściskanej betonu,
- 9)  $\eta = 1,0$  – współczynnik kształtu rozkładu naprężeń w strefie ściskanej betonu.

(3) Przyjęto następujące charakterystyki materiałowe – stal zbrojeniowa 500 MPa, klasa C:

- 1)  $f_{yk} = 500$  MPa – charakterystyczna granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 2)  $\gamma_s = 1,15$  – współczynnik częściowy dla stali zbrojeniowej,
- 3)  $f_{yk} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435$  MPa – obliczeniowa granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 4)  $E_s = 200$  GPa – moduł sprężystości stali zbrojeniowej,
- 5)  $\varepsilon_{yd} = 0,00217$  – odkształcenie dla obliczeniowej granicy plastyczności w stali zbrojeniowej.

### Zbrojenie główne na kierunku x-x (poprzeczny)

(4) Wstępny dobór zbrojenia w ławie przyczółka:

- 1)  $c_{nom} = 50$  mm – nominalna otulina zbrojenia,
- 2)  $\varphi_{st} = 16$  mm – średnica prętów rozdzielczych/strzemion,
- 3)  $\varphi_{gł} = 25$  mm – średnica prętów zbrojenia głównego,
- 4)  $h = 1,2$  m – grubość ławy fundamentowej.



(5) Wysokość użyteczna przekroju wynosi:

$$d = h - c_{nom} - \varphi_{st} - \frac{\varphi_{g1}}{2} = 1,2 - 0,05 - 0,016 - \frac{0,025}{2} = 1,121 \text{ m},$$

$b = 1,0 \text{ m}$  – wymiarowanie na 1 m szerokości ławy fundamentowej.

(6) Obliczeniowe siły wewnętrzne do wymiarowania (tab. 7.3.4.3.3):

$M_{Ed,x} = 632,0 \text{ kNm}$  – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku x,

$M_{Ed,y} = 544,3 \text{ kNm}$  – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku y.

(7) Graniczna wysokość strefy ściskanej wynosi:

$$x_{lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} d = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,17} \times 1,121 \text{ m} = 0,56 \text{ m},$$

a względną graniczną wysokość strefy ściskanej:

$$\xi_{eff,lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,17} = 0,493.$$

(8) Efektywną wysokość strefy ściskanej wyznaczono na podstawie równania równowagi momentów zginających:

$$f_{cd} \times b \times x_{eff} \times (d - 0,5x_{eff}) - M_{Ed,x} = 0 \text{ – równanie równowagi sił},$$

$$18,21 \times 1 \times x_{eff} \times (1,121 - 0,5x_{eff}) - 0,632 = 0,$$

$x_{eff} = 0,031 \text{ m}$  – efektywna wysokość strefy ściskanej (rozwiązanie równania kwadratowego),

$$\xi_{eff} = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{0,031}{1,121} = 0,028 \leq \xi_{eff,lim} \text{ – przekrój pojedynczo zbrojony.}$$

(9) Zbrojenie na zginanie określono ze wzoru:

$$\sum F_x = 0 \rightarrow A_{s1} \times f_{yd} - f_{cd} \times x_{eff} \times b = 0$$

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed,x}}{(d - 0,5x_{eff}) \times f_{yd}} = \frac{0,632}{(1,121 - 0,5 \times 0,031) \times 435} = 13,14 \text{ cm}^2.$$

Przyjęto sześć prętów  $\phi 20 \text{ mm}$  na 1 m szerokości płyty o  $A_{s1} = 18,85 \text{ cm}^2$ , w rozstawie co 15 cm. Minimalne pole przekroju poprzecznego zbrojenia:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1,0 \times 1,121 = 16,91 \text{ cm}^2 \leq A_{s1},$$

lecz nie mniej niż:  $0,0013 \times b \times d = 0,0013 \times 1,0 \times 1,121 = 14,58 \text{ cm}^2 \leq A_{s1}$ . Na zbrojenie minimalne przyjęto sześć prętów  $\phi 20 \text{ mm}$  na 1 m szerokości płyty o  $A_{s,min} = 18,85 \text{ cm}^2$ , pręty w rozstawie co 15 cm.

### Zbrojenie główne na kierunku y-y (podłużny)

(10) Przyjęto identyczną z poprzednią procedurę wymiarowania, przy czym w pierwszej kolejności sprawdzono nośność zbrojenia minimalnego. Nośność zbrojenia minimalnego w ławie przyczółka:

$$M_{Rd} = f_{yd} \times A_{s,min} \times \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right) = 435 \times 18,85 \times \left(1,121 - \frac{0,031}{2}\right) = 901 \text{ kNm} \geq M_{Ed,x-x}.$$

W kierunku x-x należy przyjąć symetryczne zbrojenie minimalne w siatce górnej i dolnej, sześć prętów  $\phi 20 \text{ mm}$  na 1 m szerokości płyty o  $A_{s,min} = 18,85 \text{ cm}^2$ , w rozstawie co 15 cm.

### 7.3.6.2. Nośność na ścinanie

(1) Sprawdzenie nośności na ścinanie według normy [14] opiera się na trzech wielkościach (pkt 6.2.1(1)P):  $V_{Rd,c}$  – obliczeniowej nośności na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie,  $V_{Rd,s}$  – obliczeniowej wartości siły poprzecznej, która powstaje, gdy w zbrojeniu na ścinanie osiąga się granicę plastyczności,  $V_{Rd,max}$  – obliczeniowej wartości maksymalnej siły poprzecznej, która może być przeniesiona przez element ze względu na zmiążdżenie ściskanych krzyżulców betonowych – dla elementów masywnych podpór warunek jest zawsze spełniony.

(2) Na wstępie sprawdzania nośności na ścinanie należy sprawdzić, czy nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie jest wystarczająca do przeniesienia obliczeniowej siły ścinającej. Jeżeli  $V_{Ed} < V_{Rd,c}$ , to stosuje się minimalne zbrojenie na ścinanie określone według normy [14], pkt 9.2.2.

W przeciwnym razie element wymaga obliczeniowego zbrojenia na ścinanie. Należy dobrać takie zbrojenie, aby zapewnić odpowiednią nośność na ścinanie  $V_{Rd}$ , która jest uzależniona od wartości  $V_{Rd,s}$  i  $V_{Rd,max}$  (pkt 6.2.3(103) normy [14]).

(3) W niniejszym przykładzie ze względu na znaczący udział obciążeń skupionych dokonano wymiarowania przekroju na maksymalną siłę poprzeczną zdefiniowaną na 1 m szerokości korpusu, która wyniosła (tab. 7.3.3.4):  $V_{Ed} = 886$  kN.

(4) Przyjęto następujące dane wejściowe do obliczeń:

- 1) wysokość całkowita przekroju – 1200 mm,
- 2) analizowana szerokość ławy – 1000 mm,
- 3) średnica prętów rozciąganego zbrojenia głównego – 20 mm,
- 4) wysokość użyteczna przekroju podporowego –  $d = 1120$  mm,
- 5) pozostałe dane wejściowe zgodnie z nośnością na zginanie.

#### Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie

(5) Obliczeniową nośność na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie  $V_{Rd,c}$  określa się jako większą z obliczonych ze wzorów (6.2a) i (6.2b) normy [15]:

$$V_{Rd,c1} = \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d,$$

$$V_{Rd,c2} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d,$$

gdzie:

$$k = \min \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right); 2,0 \right] = \min \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{1120}} \right); 2,0 \right] = 1,42,$$

$$\rho_l = \min \left[ \left( \frac{A_{sl}}{b_w d} \right); 0,02 \right] = \min \left[ \left( \frac{18,85}{100 \times 112} \right); 0,02 \right] = 0,17\%,$$

$$\sigma_{cp} = \min \left[ \left( \frac{N_{Ed}}{A_c} \right); 0,2 f_{cd} \right] = 0,0 \text{ MPa} - \text{ pominięto wpływ siły podłużnej,}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,4} = 0,13,$$

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,42^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} = 0,325 \text{ MPa.}$$

Stąd

$$V_{Rd,c1} = \left[ 0,13 \times 1,42 \times (100 \times 0,0017 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0 \right] \times 1000 \times 1120 = 351 \text{ kN,}$$

$$V_{Rd,c2} = (0,325 + 0,15 \times 0) \times 1000 \times 1120 = 364 \text{ kN,}$$

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}) = \max(351; 364) = 364 \text{ kN.}$$

Obliczeniowa siła poprzeczna w analizowanym przekroju jest większa od obliczeniowej nośności na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie:

$$V_{Ed} = 886 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 364 \text{ kN.}$$

Przekrój wymaga zbrojenia na ścinanie.

#### Nośność zbrojenia na ścinanie

(6) Zbrojenie na ścinanie mogą stanowić strzemiona, pręty odgięte lub kombinacje obu tych form (pkt 9.2.2(101) normy [14]). Zbrojenie na ścinanie powinno tworzyć z osią podłużną elementu kąt  $\alpha$  w zakresie  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ . Przyjęto strzemiona dwucięte  $\phi 16$  mm o  $A_{sw} = 4,02 \text{ cm}^2$ .

Maksymalną siłę przenoszoną przez strzemiona  $V_{Rd,s}$  wyznaczono ze wzoru (6.8) normy [14]:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot(\theta),$$

gdzie:

$z = 0,9d$  – ramię sił wewnętrznych,

$f_{ywd} = 0,8f_{yk} = 400$  MPa – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia na ścinanie (zredukowana zgodnie z uwagą 1. do pkt 6.2.3(103) normy [15]).

Przyjęto kąt  $\varphi$ , taki że  $ctg\varphi = 2,0$ , zgodnie z pkt 6.2.3(2) normy [14] i Załącznikiem Krajowym do pkt NA.4, tak aby  $cot(\theta)$  był w zakresie  $1,0 \leq cot(\theta) \leq 2,0$ . Rozstaw strzemion wynosi:

$$s \leq \frac{A_{sw} \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times ctg\varphi}{V_{Rd,s}} = \frac{4,02 \times 0,9 \times 112 \times 40 \times 2,0}{886} = 36,6 \text{ cm.}$$

Przyjęto rozstaw strzemion  $s = 30$  cm (co drugi pręt poziomy w ławie).

Zbrojenie minimalne na ścinanie dla szerokości ławy fundamentowej równej 7,0 m:

$$A_{sw,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \times s \times b_w = 0,08 \frac{\sqrt{30}}{500} \times 30 \times 700 = 18,40 \text{ cm}^2 \leq 5 \times A_{sw} = 20,1 \text{ cm}^2.$$

Należy przyjąć pięć strzemion po szerokości ławy. Maksymalny podłużny rozstaw strzemion obliczony ze wzoru (9.6N) normy [14] nie powinien przekraczać:

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + cot(\alpha)) = 0,75 \times 1,112 \text{ m} \times (1 + 0) = 0,84 \text{ m.}$$

Przyjęty rozstaw strzemion  $s = 30$  cm jest mniejszy od maksymalnego.

Maksymalny poprzeczny rozstaw ramion strzemion obliczony ze wzoru (9.8N) normy [14] nie powinien być większy niż:  $s_{t,max} = \min(0,75d; 0,6 \text{ m}) = 0,6 \text{ m}$ .

(7) Zbrojenie na ścinanie należy przyjmować w strefie połączenia z korpusu z ławą na szerokości występowania wewnętrznej siły poprzecznej większej od nośności ławy na ścinanie bez obliczeniowego zbrojenia na ścinanie i dalej przyjąć zbrojenie konstrukcyjne.

### 7.3.6.3. Nośność podłoża gruntowego

#### Nośność na wyparcie gruntu spod fundamentu

(1) Obliczając podłoże pod fundamentem, należy sprawdzić, czy spełniona jest nierówność (pkt 6.5.2.1 normy [23]):

$$V_d \leq R_d,$$

gdzie:

$R_d$  – obliczeniowa wartość oporu podłoża dla warunków „z odpływem”,

$V_d$  – obliczeniowa wartość obciążenia, która powinna uwzględniać ciężar fundamentu i nadkładu gruntu zasypowego oraz parcie gruntu (siły korzystne lub niekorzystne); ciśnienie wody niespowodowane naciskiem fundamentu należy w tym przypadku włączyć do obliczeń jako oddziaływanie.

Uwaga: warunki „z odpływem” są zapewnione ze względu na przewidziany w projekcie sprawny drenaż konstrukcji wraz z odwodnieniem.

(2) Charakterystyczny opór graniczny podłoża ( $R_k$ ) wyrażony jest się za pomocą wzoru (D.2) z Załącznika D do normy [23]:

$$R_k = \left( \frac{R_i}{A'} \right) \times A',$$

gdzie:

$\left( \frac{R_i}{A'} \right)$  – wartość charakterystyczna jednostkowego oporu podłoża,

$A'$  – pole efektywnej powierzchni fundamentu.

(3) Jednostkowy opór podłoża w warunkach „z odpływem” wyznacza się ze wzoru:

$$\left( \frac{R_i}{A'} \right) = c_k' \times N_c \times b_c \times s_c \times i_c + q' \times N_q \times b_q \times s_q \times i_q + 0,5 \times \gamma' \times B' \times N_\gamma \times b_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma,$$

gdzie:

$c_k'$  – spójność gruntu,

$\phi'$  – kąt tarcia wewnętrznego,

$\gamma'$  – ciężar gruntu,

$q'$  – efektywna wartość naprężenia w poziomie posadowienia fundamentu,

$B'$  – efektywna szerokość fundamentu:  $B' = B - 2 \times e_B$ ,

$L'$  – efektywna długość fundamentu:  $L' = L - 2 \times e_L$ ,

$e_B, e_L$  – mimośrodowość działania wypadkowej siły  $V$  w stosunku do środka ciężkości fundamentu,

$N_c, N_q, N_\gamma$  – współczynniki nośności (bezwymiarowe):

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right),$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi',$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi',$$

$b_c, b_q, b_\gamma$  – współczynniki dla podstawy pochylonej (bezwymiarowe):

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \times \tan \phi')^2,$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \times \tan \phi''),$$

$s_c, s_q, s_\gamma$  – współczynniki kształtu podstawy (bezwymiarowe):

$$s_q = 1 + \left( \frac{B'}{L'} \right) \sin \phi' \text{ dla prostokąta; } s_q = 1 + \sin \phi' \text{ dla kwadratu lub koła,}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \left( \frac{B'}{L'} \right) \text{ dla prostokąta; } s_\gamma = 0,7 \text{ dla kwadratu lub koła,}$$

$$s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1),$$

$i_c, i_q, i_\gamma$  – współczynniki wpływu obciążenia siłą poziomą (bezwymiarowe):

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \times \tan \phi''),$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{H}{V + A' \times c' \times \cot \phi'} \right]^m,$$

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{H}{V + A' \times c' \times \cot \phi'} \right]^{m+1},$$

$$m = m_b = \left[ 2 + \left( \frac{B'}{L'} \right) \right] / \left[ 1 + \left( \frac{B'}{L'} \right) \right], \text{ gdy siła pozioma } H \text{ działa w kierunku } B',$$

$$m = m_L = \left[ 2 + \left( \frac{L'}{B'} \right) \right] / \left[ 1 + \left( \frac{L'}{B'} \right) \right], \text{ gdy siła pozioma } H \text{ działa w kierunku } L'.$$

(3) Obliczenia wykonuje się na wartościach charakterystycznych obciążeń. W ramach przykładu obliczeniowego założono, projektując w stronę bezpieczną, występowanie maksymalnych reakcji od momentów przy występowaniu minimalnej sile pionowej (tab. 7.3.4.3.4).

Mimośród  $e_B$  wynosi:

$$e_B = \frac{|M_{0,x}|}{V_{ch}} = \frac{|3376|}{17322} = 0,195 \leq \frac{B}{6} = \frac{7}{6} = 1,17 \text{ m,}$$

a mimośród  $e_L$ :

$$e_L = \frac{|M_{0,y}|}{V_{ch}} = \frac{|4809|}{17322} = 0,278 \leq \frac{L}{6} = \frac{15}{6} = 2,5 \text{ m.}$$

Warunek jest zatem spełniony. Wymiary fundamentu dobrano odpowiednio:

$$L' = L - 2 \times e_L = 15 - 2 \times 0,228 = 14,44 \text{ m,}$$

$$B' = B - 2 \times e_B = 7,0 - 2 \times 0,195 = 6,61 \text{ m,}$$

$$A' = B' \times L' = 6,61 \text{ m} \times 14,44 \text{ m} = 95,48 \text{ m}^2.$$

(4) Współczynniki nośności mają wartość:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) = e^{\pi \tan 35} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{35}{2} \right) = 33,3,$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' = (33,3 - 1) \times \cot(35) = 46,1,$$

$$N_y = 2(N_q - 1) \operatorname{tg} \phi' = 2(33,3 - 1) \operatorname{tg} 35 = 45,2,$$

(5) Współczynniki kształtu fundamentu (dla prostokąta):

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right) \sin \phi' = 1 + \frac{6,61}{14,44} \times \sin 35 = 1,26,$$

$$s_y = 1 - 0,3 \left(\frac{B'}{L'}\right) = 1 - 0,3 \times \frac{6,61}{14,44} = 0,86,$$

$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1,26 \times 33,3 - 1}{33,3 - 1} = 1,27.$$

(6) Współczynniki nachylenia podstawy fundamentu oblicza się w następujący sposób:

Podstawa fundamentu jest płaska, więc kąt nachylenia podstawy do poziomu wynosi  $\alpha = 0$ :

$$b_q = b_y = (1 - \alpha \times \operatorname{tg} \phi')^2 = (1 - 0 \times \operatorname{tg} 35)^2 = 1,00,$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \times \operatorname{tg} \phi') = 1,0 - (1 - 1,0) / (46,1 \times \operatorname{tg} 35) = 1,00,$$

(7) Współczynnik nachylenia obciążenia (względem szerokości fundamentu):

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right]} = \frac{\left[2 + \left(\frac{6,61}{14,44}\right)\right]}{\left[1 + \left(\frac{6,61}{14,44}\right)\right]} = 1,69.$$

Przy sile poziomej  $H = 3650$  kN:

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A' \times c' \times \cot \phi'}\right]^m = \left[1 - \frac{3650}{17322 + 81,3 \times 0 \times \cot 35}\right]^{1,69} = 0,671,$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \times \operatorname{tg} \phi'} = 0,671 - \frac{1 - 0,671}{38,64 \times \operatorname{tg} 35} = 0,661,$$

$$i_y = \left[1 - \frac{H}{V + A' \times c' \times \cot \phi'}\right]^{m+1} = \left[1 - \frac{3650}{17322 + 95,48 \times 0 \times \cot 35}\right]^{1,69+1} = 0,53.$$

(8) Fundament przyczółka zagłębiony jest 2,2 m poniżej poziomu terenu pierwotnego. Naprężenia pierwotne w poziomie posadowienia wynoszą:

$$q' = \gamma_{\text{grunt}} \times d_{\text{fundament}} = 18,5 \times 2,2 = 40,7 \text{ kPa.}$$

(9) Ostatecznie otrzymuje się:

$$\left(\frac{R_i}{A'}\right) = c_k' \times N_c \times b_c \times s_c \times i_c + q' \times N_q \times b_q \times s_q \times i_q + 0,5 \times \gamma' \times B' \times N_y \times b_y \times s_y \times i_y = 0 \times 46,1 \times 1,0 \times 1,27 \times 0,661 + 40,7 \times 33,3 \times 1,00 \times 1,26 \times 0,671 + 0,5 \times 18,5 \times 6,61 \times 45,2 \times 1,0 \times 0,86 \times 0,53 = 2411 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$R_k = \left(\frac{R_i}{A'}\right) \times A' = 2411 \times 95,48 = 230\,262 \text{ kN,}$$

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{R,v}} = \frac{230\,262}{1,4} = 164\,473 \text{ kN.}$$

Obliczeniowe obciążenie pionowe fundamentu:  $V_d^{\max} = 26311$  kN.

W kolejnym kroku sprawdza się warunek:

$$V_d^{\max} = 26311 \text{ kN} < R_d = 164\,473 \text{ kN.}$$

Wykorzystanie nośności wynosi:

$$\frac{V_d^{\max}}{R_d} \times 100\% = 16,0\%.$$

Warunek nośności podłoża na wyparcie jest zachowany. W przypadku posadowienia bezpośredniego obiektów mostowych decydującym warunkiem dotyczącym wymiarów fundamentu są zazwyczaj dopuszczalne osiadania pod fundamentem.

### Nośność na przesunięcie fundamentu

(10) W przypadku działania obciążenia na kierunku stycznym do podstawy fundamentu należy sprawdzić przesunięcie po gruncie zgodnie ze wzorem (6.2) normy [23]:

$$H_d \leq R_d + R_{p,d},$$

gdzie:

$R_d$  – obliczeniowy opór na przesunięcie,

$H_d$  – obliczeniowa wartość obciążenia poziomego uwzględniająca wszystkie aktywne siły wywierane na fundament,

$R_{p,d}$  – wartość obliczeniowa siły utrzymującej wywołanej przez odpór gruntu na bocznej powierzchni fundamentu. W niniejszym przykładzie obliczeniowym pominięto działanie odporu gruntu, projektując w stronę bezpieczną.

(11) W przypadku fundamentów posadowionych na gruntach spoistych w obrębie stref sezonowych zmian objętościowych w analizach obliczeniowych należy wziąć pod uwagę możliwość odspojenia gruntu od pionowych części fundamentów na skutek skurczu. Ponadto należy przewidzieć możliwość odkopania fundamentu wskutek działalności człowieka lub wyerodowania gruntu.

W warunkach z odpływem obliczeniowy opór ścinania  $R_d$  należy obliczać ze wzoru:

$$R_d = V_{d'} \times \tan \delta_d$$

$$\text{lub } R_d = (V_{d'} \times \tan \delta_k) / \gamma_{R,h},$$

gdzie:

$\gamma_{R,h}$  – częściowy współczynnik bezpieczeństwa równy 1,1,

$V_{d'}$  – wartość obliczeniowa efektywnego oddziaływania pionowego lub składowej całkowitego oddziaływania skierowanej prostopadle do podstawy fundamentu,

$\delta_k; \delta_d$  – odpowiednio charakterystyczna i obliczeniowa wartość kąta tarcia na styku fundamentu i gruntu; kąt  $\delta_d$  można przyjąć za równy obliczeniowemu efektywnemu kątowi tarcia wewnętrznego w stanie krytycznym  $\varphi_{cv,d'}$  – dla betonowych fundamentów formowanych na gruncie lub równy  $2/3 \varphi_{cv,d}$  - dla gładkich fundamentów prefabrykowanych. Efektywną spójność gruntu można pominąć.

W niniejszym przykładzie założono bezpiecznie kąt  $\delta_d = 2/3 \varphi_{cv,d}$ .

(12) W warunkach bez odpływu obliczeniowy opór ścinania  $R_d$  należy obliczać z zależności:

$$R_d = A_c \times c_{u,d}$$

$$\text{lub } R_d = (A_c \times c_{u,d}) / \gamma_{R,h}$$

gdzie:

$\gamma_{R,h}$  – częściowy współczynnik bezpieczeństwa równy 1,1;

$A_c$  – pole całkowitej powierzchni fundamentu przekazującej nacisk na grunt,

$c_{u,d}$  – wartość obliczeniowa wytrzymałości na ścinanie gruntu bez odpływu.

(13) Ponadto, jeżeli istnieje możliwość powstania szczeliny (dostania się wody) pomiędzy fundament i niezdrenowane podłoże spoiste, należy dodatkowo sprawdzić warunek:

$$R_d \leq 0,4 \times V_d.$$

(14) W przedmiotowym przykładzie występują warunki z odpływem z uwagi na zapewnienie sprawnego drenażu podłoża i występowanie w podłożu gruntów niespoistych. Uwzględniając powyższe, warunek nośności na przesunięcie fundamentu polega na sprawdzeniu nierówności:

$$H_d \leq R_d = \frac{V_{d,min} \times \tan \left( \frac{2}{3} \times \varphi_{cv,d} \right)}{\gamma_{R,h}} = \frac{17322 \times \tan \left( \frac{2}{3} \times 35 \right)}{1,1} = 6793 \text{ kN.}$$

Maksymalna obliczeniowa siła pozioma wynosi:  $H_d = 4928 \text{ kN}$ . Sprawdzenie warunku nośności:

$$H_d = 4928 \text{ kN} \leq R_d = 6793 \text{ kN.}$$

Wykorzystanie nośności:

$$\frac{H_d}{R_d} \times 100\% = 72,5 \text{ \%}.$$

Warunek na przesunięcie fundamentu jest spełniony.



## 7.3.7. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – ściana boczna przyczółka

### 7.3.7.1. Nośność na zginanie

(1) Dominującym kierunkiem na zginanie jest kierunek y-y wzdłuż wysokości ściany bocznej. Zbrojenie przyjęto symetryczne z obu stron. W kierunku poprzecznym przyjęto zbrojenie symetryczne na maksymalnie wyliczone momenty zginające MXX lub zbrojenie minimalne. Założono wstępny dobór rozstawu prętów głównych w liczbie 6÷8 na 1 m szerokości korpusu.

(2) Przyjęto następujące charakterystyki materiałowe – beton C30/37:

- 1)  $f_{ck} = 30$  MPa – charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie betonu,
- 2)  $\gamma_c = 1,4$  – współczynnik częściowy do betonu,
- 3)  $\alpha_{cc} = 0,85$  – współczynnik uwzględniający efekty obciążenia długotrwałego na wytrzymałość betonu (pkt 3.1.6 normy [15]),
- 4)  $f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 18,21$  MPa – obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu,
- 5)  $E_{cm} = 32$  GPa – moduł sprężystości betonu,
- 6)  $f_{ctm} = 2,9$  MPa – charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie betonu,
- 7)  $\varepsilon_{cu,2} = 0,0035$  – odkształcenie graniczne w betonie,
- 8)  $\lambda = 0,8$  – współczynnik wysokości bloku strefy ściskanej betonu,
- 9)  $\eta = 1,0$  – współczynnik kształtu rozkładu naprężeń w strefie ściskanej betonu.

(3) Przyjęto następujące charakterystyki – stal zbrojeniowa 500 MPa, klasa C:

- 1)  $f_{yk} = 500$  MPa – charakterystyczna granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 2)  $\gamma_s = 1,15$  – współczynnik częściowy dla stali zbrojeniowej,
- 3)  $f_{yk} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435$  MPa – obliczeniowa granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 4)  $E_s = 200$  GPa – moduł sprężystości stali zbrojeniowej,
- 5)  $\varepsilon_{yd} = 0,00217$  – odkształcenie w przypadku obliczeniowej granicy plastyczności w stali zbrojeniowej.

#### Zbrojenie główne na kierunku y-y (pionowym)

(4) Wstępny dobór zbrojenia w ścianie bocznej przyczółka:

- 1)  $c_{nom} = 50$  mm – nominalna otulina zbrojenia,
- 2)  $\varphi_{st} = 20$  mm – średnica prętów rozdzielczych/strzemion,
- 3)  $\varphi_{gl} = 25$  mm – średnica prętów zbrojenia głównego,
- 4)  $h = 0,6$  m – grubość skrzydeł.

(5) Wysokość użyteczna przekroju wynosi:

$$d = h - c_{nom} - \varphi_{st} - \frac{\varphi_{gl}}{2} = 0,6 - 0,05 - 0,020 - \frac{0,025}{2} = 0,517 \text{ m},$$

$b = 1,0$  m – wymiarowanie na 1 m szerokości korpusu.

(6) Obliczeniowe siły wewnętrzne do wymiarowania (tab.7.3.4.3.2):

$M_{Ed,y} = 442$  kNm – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku y,

$M_{Ed,x} = 294$  kNm – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku x.

(7) Graniczna wysokość strefy ściskanej wynosi:

$$x_{lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} d = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,17} \times 0,517 \text{ m} = 0,255 \text{ m},$$

a względna graniczna wysokość strefy ściskanej:

$$\xi_{eff,lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,17} = 0,493.$$

(8) Efektywną wysokość strefy ściskanej wyznaczono na podstawie równania równowagi momentów zginających:

$$f_{cd} \times b \times x_{eff} \times (d - 0,5x_{eff}) - M_{Ed,y} = 0 \text{ – równanie równowagi sił,}$$

$$18,21 \times 1 \times x_{eff} \times (0,517 - 0,5x_{eff}) - 0,442 = 0,$$

$x_{eff} = 0,049$  m – efektywna wysokość strefy ściskanej (rozwiązanie równania kwadratowego),

$$\xi_{eff} = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{0,049}{0,517} = 0,095 \leq \xi_{eff,lim} - \text{przekrój pojedynczo zbrojony.}$$

(9) Zbrojenia na zginanie wyznacza się z zależności:

$$\sum F_x = 0 \rightarrow A_{s1} \times f_{yd} - f_{cd} \times x_{eff} \times b = 0,$$

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed,y}}{(d - 0,5x_{eff}) \times f_{yd}} = \frac{0,442}{(0,517 - 0,5 \times 0,049) \times 435} = 20,63 \text{ cm}^2.$$

Przyjęto sześć prętów  $\phi 25$  mm na 1 m szerokości korpusu o  $A_{s1} = 29,45 \text{ cm}^2$ , w rozstawie co 15 cm. Minimalne pole przekroju poprzecznego zbrojenia wynosi:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1,0 \times 0,517 = 7,8 \text{ cm}^2 \leq A_{s1},$$

lecz nie mniej niż:  $0,0013 \times b \times d = 0,0013 \times 1,0 \times 0,517 = 6,72 \text{ cm}^2 \leq A_{s1}$ . Na zbrojenie minimalne przyjęto sześć prętów  $\phi 20$  mm na 1 m szerokości korpusu o  $A_{s,min} = 18,85 \text{ cm}^2$ , w rozstawie co 15 cm.

### Zbrojenie główne na kierunku x-x

(10) Przyjęto identyczną z poprzednią procedurę wymiarowania, przy czym w pierwszej kolejności sprawdzono nośność zbrojenia minimalnego. Nośność zbrojenia minimalnego w ścianie bocznej przyczółka wynosi:

$$M_{Rd} = f_{yd} \times A_{s,min} \times \left( d - \frac{x_{eff}}{2} \right) = 435 \times 18,85 \times \left( 0,517 - \frac{0,049}{2} \right) = 395 \text{ kNm} \geq M_{Ed,x-x}.$$

W kierunku x-x należy przyjąć symetryczne zbrojenie minimalne w siatce górnej i dolnej, sześć prętów  $\phi 20$  mm na 1 m szerokości płyty o  $A_{s,min} = 18,85 \text{ cm}^2$ , w rozstawie co 15 cm.

### 7.3.7.2. Nośność na ścinanie

(1) Sprawdzenie nośności na ścinanie według normy [14] opiera się na trzech wielkościach (pkt 6.2.1(1)P):  $V_{Rd,c}$  – obliczeniowej nośności na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie,  $V_{Rd,s}$  – obliczeniowej wartości siły poprzecznej, która powstaje, gdy w zbrojeniu na ścinanie osiąga się granicę plastyczności,  $V_{Rd,max}$  – obliczeniowej wartości maksymalnej siły poprzecznej, która może być przeniesiona przez element ze względu na zmiażdżenie ściskanych krzyżulców betonowych – dla elementów masywnych podpór warunek zawsze jest spełniony.

(2) Na wstępie należy sprawdzić, czy nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie jest wystarczająca do przeniesienia obliczeniowej siły ścinającej. Jeżeli  $V_{Ed} < V_{Rd,c}$ , to stosuje się minimalne zbrojenie na ścinanie określone według normy [14], pkt 9.2.2. W przeciwnym razie element wymaga obliczeniowego zbrojenia na ścinanie. Należy dobrać takie zbrojenie, aby zapewnić odpowiednią nośność na ścinanie  $V_{Rd}$ , która jest uzależniona od wartości  $V_{Rd,s}$  i  $V_{Rd,max}$  (pkt 6.2.3(103) normy [14]).

(3) W niniejszym przykładzie ze względu na znaczący udział obciążeń skupionych dokonano wymiarowania przekroju na maksymalną siłę poprzeczną zdefiniowaną na 1 m szerokości korpusu, która wyniosła (tab. 7.3.4.3.2):  $V_{Ed} = 342 \text{ kN}$ .

(4) Przyjęto następujące dane wejściowe do obliczeń:

- 1) wysokość całkowita przekroju – 600 mm,
- 2) analizowana szerokość korpusu – 1000 mm,
- 3) średnica prętów rozciąganego zbrojenia głównego – 25 mm,
- 4) wysokość użyteczna przekroju podporowego –  $d = 517$  mm,
- 5) pozostałe dane wejściowe zgodnie z nośnością na zginanie.

### Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie

(5) Obliczeniową nośność na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie  $V_{Rd,c}$  określa się jako większą z wyliczonych ze wzorów (6.2a) i (6.2b) normy [15]:

$$V_{Rd,c1} = \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d,$$

$$V_{Rd,c2} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d,$$

gdzie:

$$k = \min \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right); 2,0 \right] = \min \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{517}} \right); 2,0 \right] = 1,62,$$

$$\rho_l = \min \left[ \left( \frac{A_{sl}}{b_w d} \right); 0,02 \right] = \min \left[ \left( \frac{29,45}{100 \times 51,7} \right); 0,02 \right] = 0,57\%,$$

$$\sigma_{cp} = \min \left[ \left( \frac{N_{Ed}}{A_c} \right); 0,2 f_{cd} \right] = 0,0 \text{ MPa} - \text{pominięto wpływ siły podłużnej},$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,4} = 0,13,$$

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,62^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} = 0,394 \text{ MPa}.$$

Stąd

$$V_{Rd,c1} = \left[ 0,13 \times 1,62 \times (100 \times 0,0057 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0 \right] \times 1000 \times 517 = 278 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c2} = (0,394 + 0,15 \times 0) \times 1000 \times 517 = 207 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}) = \max(278; 207) = 278 \text{ kN}.$$

Obliczeniowa siła poprzeczna w analizowanym przekroju jest większa od obliczeniowej nośności na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie:

$$V_{Ed} = 342 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 278 \text{ kN}.$$

Przekrój wymaga zbrojenia na ścinanie.

### Nośność zbrojenia na ścinanie

(6) Zbrojenie na ścinanie mogą stanowić strzemiona, pręty odgięte lub kombinacje obu tych form (pkt 9.2.2(101) normy [14]). Zbrojenie na ścinanie powinno tworzyć z osią podłużną elementu kąt  $\alpha$  w zakresie  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ . Przyjęto strzemiona jednocięte  $\phi 20$  mm o  $A_{sw} = 3,14 \text{ cm}^2$ .

Maksymalną siłę przenoszoną przez strzemiona  $V_{Rd,s}$  wyznaczono ze wzoru (6.8) normy [15]:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot(\theta),$$

gdzie:

$$z = 0,9d - \text{ramię sił wewnętrznych},$$

$f_{ywd} = 0,8 f_{yk} = 400 \text{ MPa}$  – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia na ścinanie (zredukowana zgodnie z uwagą 1. do pkt 6.2.3(103) według normy [15]).

Przyjęto kąt  $\varphi$  taki, że  $\cot \varphi = 2,0$  zgodnie z pkt 6.2.3(2) normy [15] i Załącznikiem Krajowym do pkt NA.4, tak aby  $\cot(\theta)$  mieścił się w zakresie  $1,0 \leq \cot(\theta) \leq 2,0$ . Rozstaw strzemion wynosi:

$$s \leq \frac{A_{sw} \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times \cot \varphi}{V_{Rd,s}} = \frac{3,14 \times 0,9 \times 51,7 \times 40 \times 2,0}{342} = 34,2 \text{ cm}.$$

Przyjęto rozstaw strzemion  $s = 30 \text{ cm}$  (co drugi pręt poziomy w korpusie ściany bocznej).

Minimalne zbrojenie na ścinanie przyjęto w rozstawie co 100 cm. Założony stopień zbrojenia na ścinanie wynosi (wzór (9.4N) normy [14]):

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w \sin(\alpha)} = \frac{3,14 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} \times 1} = 1,04\%.$$

Minimalny stopień zbrojenia na ścinanie wyznacza się ze wzoru (9.5N) normy [14]:

$$\rho_{w,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \frac{\sqrt{30}}{500} = 0,88\%.$$

Przyjęte zbrojenie spełnia zatem wymagania minimalnego.

Maksymalny podłużny rozstaw strzemion obliczony ze wzoru (9.6N) normy [14] nie powinien przekraczać:

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot(\alpha)) = 0,75 \times 0,517 \text{ m} \times (1 + 0) = 0,39 \text{ m}.$$

Przyjęty rozstaw strzemion  $s = 30$  cm jest mniejszy od maksymalnego. Maksymalny poprzeczny rozstaw ramion strzemion wyznaczony ze wzoru (9.8N) normy [14] nie powinien być większy niż:

$$s_{t,max} = \min(0,75d; 0,6 m) = 0,39 m.$$

(7) Zbrojenie na ścinanie należy przyjmować w strefie połączenia skrzydła z ławą na wysokości występowania wewnętrznej siły poprzecznej większej od nośności skrzydła na ścinanie bez obliczeniowego zbrojenia na ścinanie i dalej przyjęć zbrojenie konstrukcyjne.

## 7.3.8. Sprawdzenie stanów granicznych użyteczności

### 7.3.8.1. Ograniczenie naprężeń/ograniczenie rys

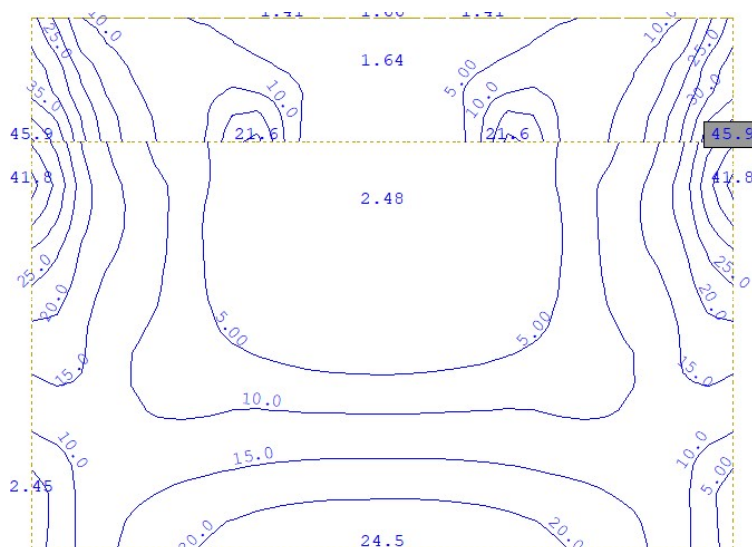
(1) Procedurę analityczną sprawdzenia stanu granicznego użyteczności elementów żelbetowych (ograniczenie naprężeń/ograniczenie rys) pokazano w rozdziale trzecim – wiadukt żelbetowy o schemacie ramowym. Poniżej wykonano sprawdzenie stanu granicznego użyteczności żelbetu dla poszczególnych elementów podpory z zastosowaniem oprogramowania komputerowego zgodnym z wymaganiami norm [14, 15].

(2) Przyjęto następujące warunki:

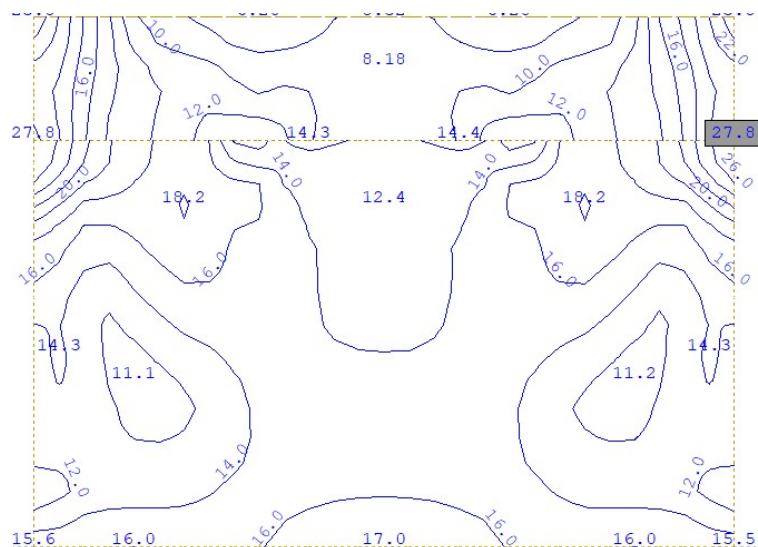
- 1) ograniczenie naprężeń w stali zbrojeniowej do  $\sigma_{dop} = 0,8 \times f_{yk} = 400$  MPa,
- 2) ograniczenie naprężeń ściskających w betonie do  $\sigma_{dop} = 0,6 \times f_{ck} = 18$  MPa,
- 3) ograniczenie rozwartości rys od  $w = 0,3$  mm.

#### Korpus przyczółka

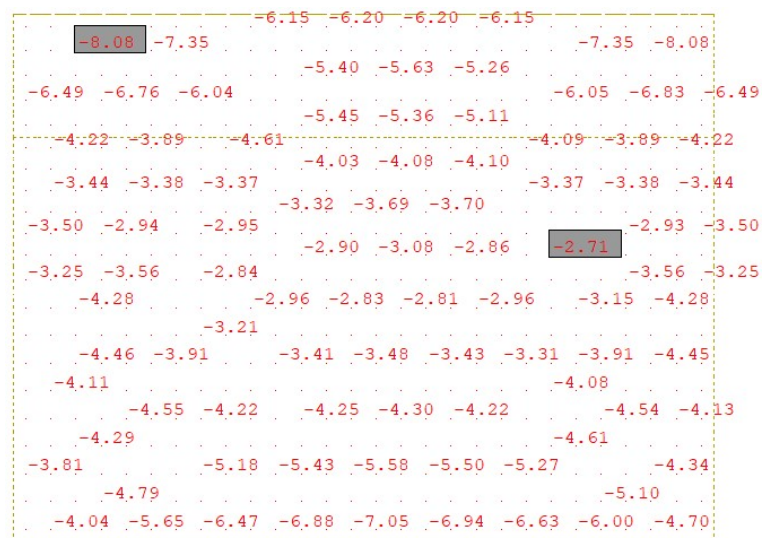
(3) Na rys. 7.3.8.1.1–7.3.8.1.3 zestawiono mapy niezbędnej ilości zbrojenia w korpusie oraz naprężenia ściskające w betonie.



Rys. 7.3.8.1.1. Mapa zbrojenia pionowego w korpusie przyczółka w stanie granicznym zarysowania [cm<sup>2</sup>/m]



Rys. 7.3.8.1.2. Mapa zbrojenia poziomego w korpusie przyczółka w stanie granicznym zarysowania [cm<sup>2</sup>/m]



Rys. 7.3.8.1.3. Naprężenia ściskające w betonie od charakterystycznej kombinacji obciążeń [MPa]

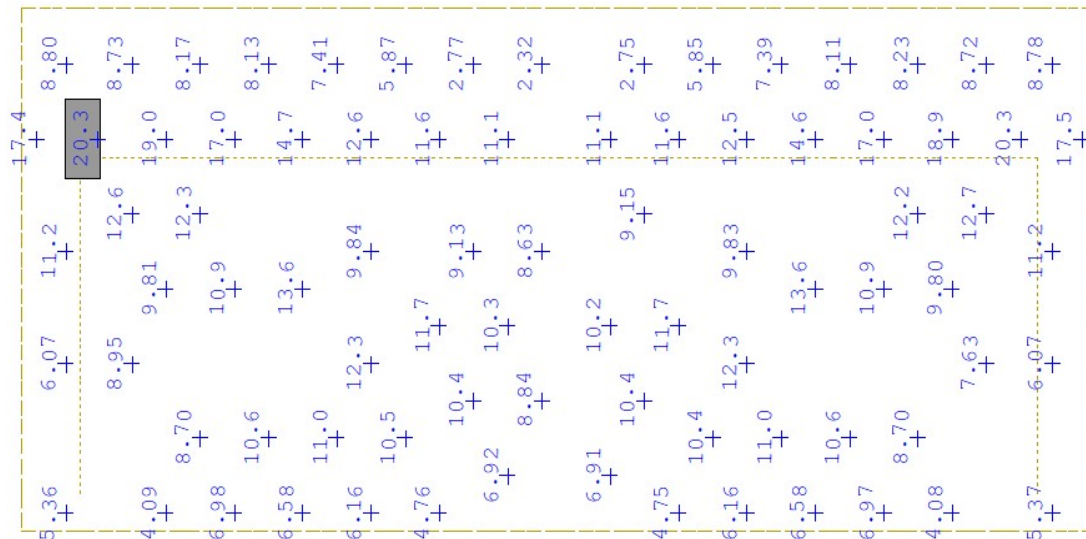
(4) Wyłączono z analizy otrzymanych map zbrojenia miejsca połączenia skrzydeł z korpusem z uwagi na koncentrację materiału oraz akceptowalne niedokładności numeryczne modelu obliczeniowego. Ponadto w strefach połączenia korpusu ze ścianami bocznymi oraz korpusu z ławą fundamentową zbrojenie jest w znacznym stopniu dublowane ze względu na zakłady prętów. Ostatecznie przyjęto następujący układ zbrojenia w korpusie:

- 1) pręty pionowe  $\phi 25$  mm w rozstawach co 15 cm,
- 2) pręty poziome  $\phi 20$  mm w rozstawach co 15 cm,
- 3) strzemiona jednocięte z pręta  $\phi 18$  mm co 90 cm szerokości korpusu w rozstawach co 30 cm po wysokości korpusu,
- 4) zbrojenie ścianki zapleczonej pręty pionowe  $\phi 16$  mm w rozstawach co 15 cm, pręty poziome  $\phi 16$  mm w rozstawach co 15 cm.

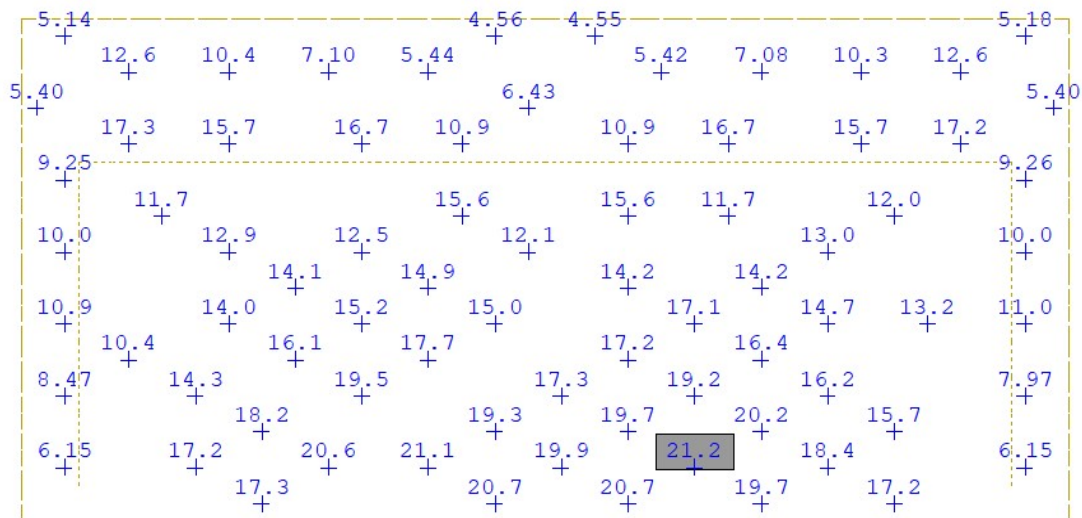
#### Ława fundamentowa

(5) Na rys. 7.3.8.1.4–7.3.8.1.7 zestawiono mapy niezbędnej ilości zbrojenia w ławie oraz naprężenia ściskające w betonie.

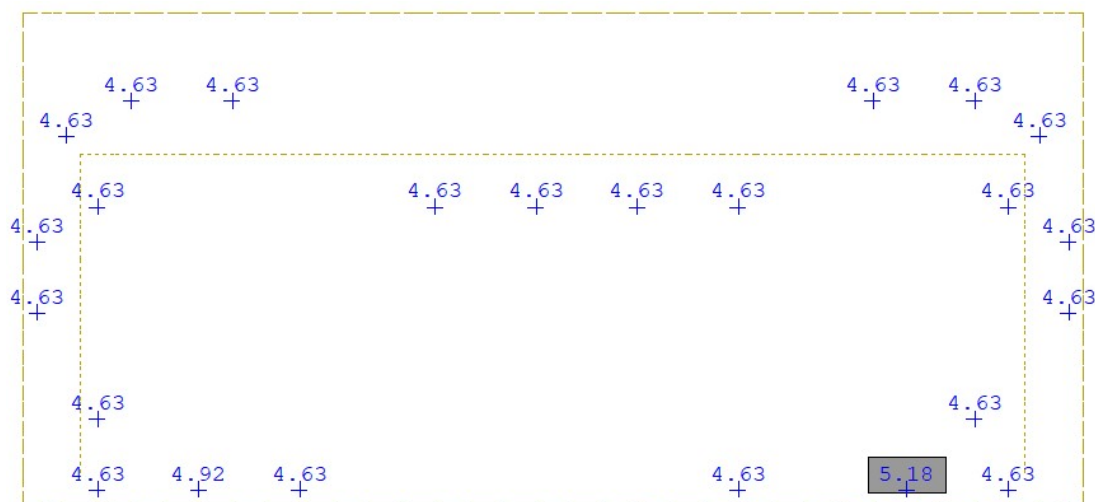




**Rys. 7.3.8.1.4. Mapa zbrojenia poprzecznego w ławie przyczółka maksymalna z ULS oraz stanu granicznego zarysowania [cm²/m]**

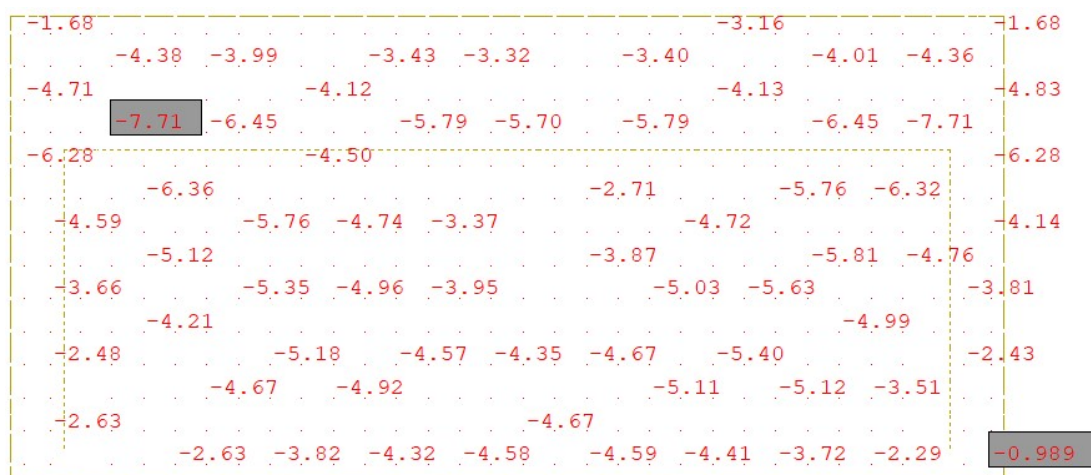


**Rys. 7.3.8.1.5. Mapa zbrojenia podłużnego w ławie przyczółka maksymalna z ULS oraz stanu granicznego zarysowania [cm²/m]**



**Rys. 7.3.8.1.6. Niezbędna ilość zbrojenia na ścianie w ławie [cm²/m²]**





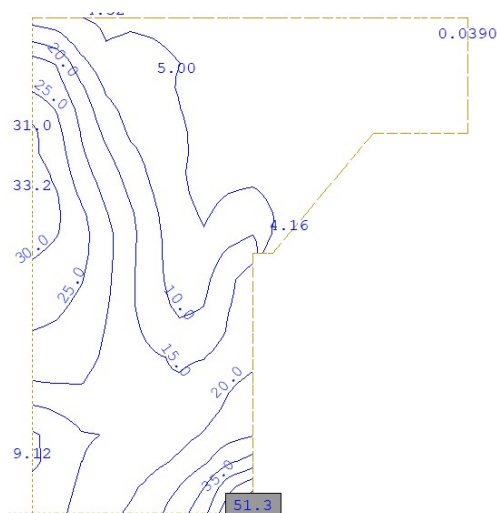
Rys. 7.3.8.1.7. Naprężenia ściskające w betonie od charakterystycznej kombinacji obciążeń [MPa]

(6) Z analizy otrzymanych map zbrojenia wyłączono miejsca połączenia skrzydeł z ławą z uwagi na koncentrację materiału i akceptowalne niedokładności numeryczne modelu obliczeniowego. Ostatecznie przyjęto następujący układ zbrojenia w ławie:

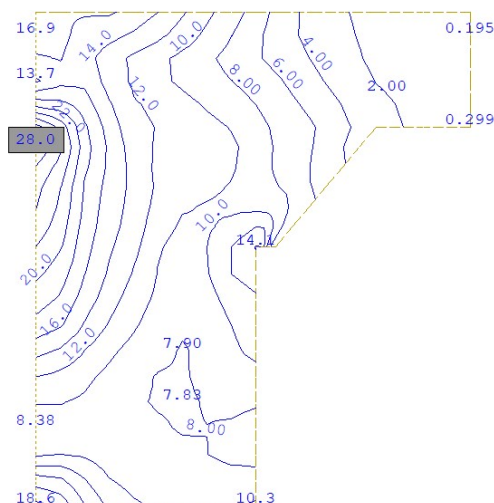
- 1) pręty poprzeczne  $\phi 20$  mm w rozstawach co 15 cm,
- 2) pręty podłużne  $\phi 20$  mm w rozstawach co 14 cm (siedem prętów na 1 mb),
- 3) pięć strzemion dwuciętych z pręta  $\phi 16$  mm na szerokości ławy w rozstawach co 30 cm po długości ławy.

### Ściana boczna przyczółka

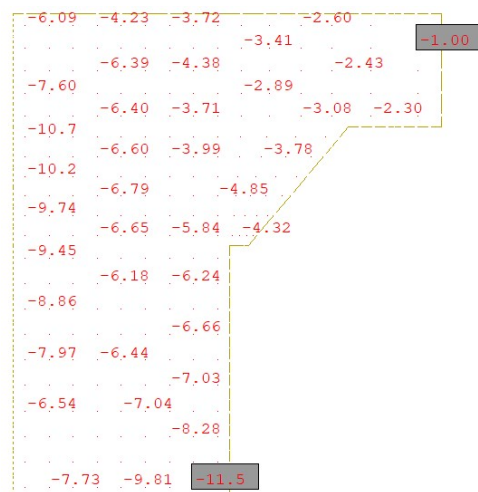
(7) Na rys. 7.3.8.1.8–7.3.8.1.10 zestawiono mapy niezbędnej ilości zbrojenia w ścianie bocznej przyczółka oraz naprężenia ściskające w betonie.



Rys. 7.3.8.1.8. Mapa zbrojenia pionowego w ścianie bocznej maksymalna z ULS i stanie granicznym zarysowania [cm<sup>2</sup>/m]



Rys. 7.3.8.1.9. Mapa zbrojenia poziomego w ścianie bocznej maksymalna z ULS i stanie granicznym zarysowania [cm²/m]



Rys. 7.3.8.1.10. Naprężenia ściskające w betonie od charakterystycznej kombinacji obciążeń [MPa]

(8) Z analizy otrzymanych map zbrojenia wyłączono miejsca połączenia skrzydeł z korpusem z uwagi na koncentrację materiału oraz akceptowalne niedokładności numeryczne modelu obliczeniowego. Ponadto w strefach połączenia korpusu ze ścianami bocznymi oraz skrzydeł z łąwą fundamentową zbrojenie jest w znacznym stopniu dublowane z uwagi na zakłady prętów.

Ostatecznie przyjęto następujący układ zbrojenia w korpusie:

- 1) pręty pionowe  $\phi 25$  mm w rozstawach co 15 cm, do połowy wysokości skrzydła później pręty  $\phi 16$  mm w rozstawach co 15 cm,
- 2) pręty poziome  $\phi 16$  mm w rozstawach co 15 cm,
- 3) jednocięte strzemię z pręta  $\phi 20$  mm na każdy metr długości skrzydła w rozstawach co 30 cm po wysokości skrzydła.

### 7.3.8.2. Ograniczenie przemieszczeń podpory

(1) Dla przyjętego modelu numerycznego przyczółka mostowego jego przemieszczenia pionowe i poziome będą uzależnione od układu obciążenia oraz układu sztywności podpór sprężystych w poziomie łąwy fundamentowej. W niniejszym przykładzie ograniczono się do sprawdzenia przemieszczenia fundamentu na podstawie wykonanego modelu obliczeniowego z analitycznym doбором sztywności podpór sprężystych.

(2) Projektując posadowienie konstrukcji (w tym mostowych), należy wykluczyć możliwość wystąpienia nadmiernych osiadań i przechyleń fundamentu, które mogłyby doprowadzić do niedopuszczalnych przemieszczeń konstrukcji w okresie użytkowania obiektu. Stan graniczny użyteczności powinien zatem obejmować obliczenie osiadania fundamentu z wyznaczeniem

wskaźników osiadań i różnic osiadań, po to, aby można je porównać z dopuszczalnymi wartościami granicznymi.

Norma [23] nie podaje wskaźników przemieszczeń dla obiektów mostowych. W normie [12] wskazano dopuszczalną różnicę o poziomach podparcia na łożyskach mostów wykonywanych w metodzie nasuwania podłużnego równą w kierunku podłużnym 10 mm, a w kierunku poprzecznym 2,5 mm. W Załączniku Krajowym NA do normy [24] podano jedynie wartości wskaźników przemieszczeń dla budynków (tab. 7.3.8.2.1).

**Tab. 7.3.8.2.1. Graniczne wskaźniki przemieszczeń i odkształceń dla budynków**

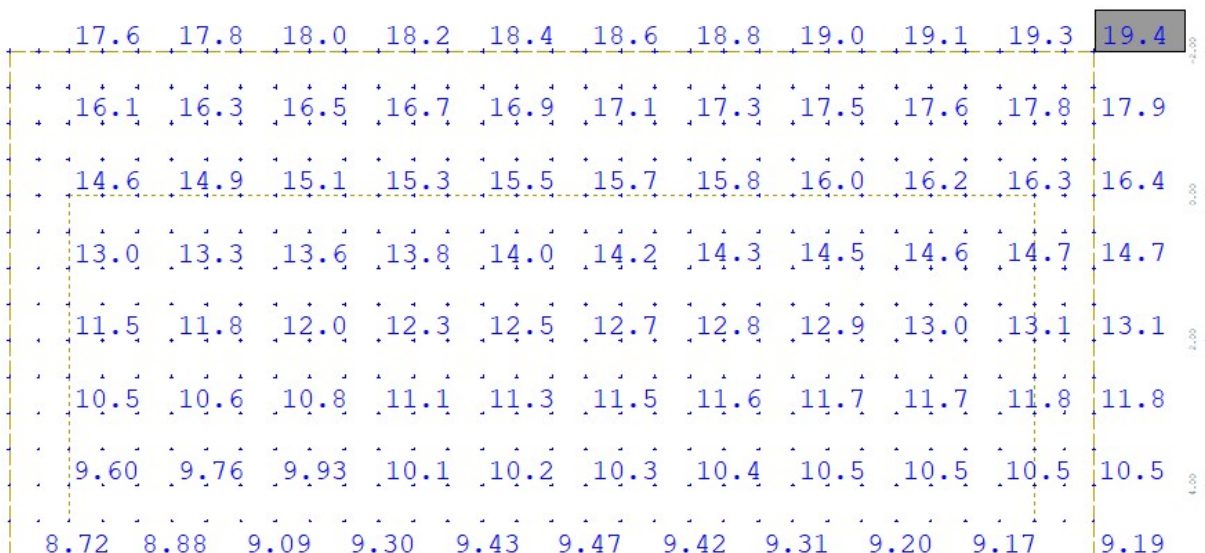
<b>Maksymalne osiadanie <math>S_{\max}</math></b> <b>[mm]</b>	<b>Maksymalny obrót <math>\theta_{\max}</math></b> <b>[rad]</b>	<b>Strzałka wygięcia <math>\Delta_{\max}</math></b> <b>[mm]</b>	<b>Przechylenie <math>\omega</math></b> <b>[rad]</b>
50	0,002	10	0,003

(3) Analiza tych zapisów może sugerować, że skoro w budynkach (zwykle obciążonych głównie statycznie) poszczególne fundamenty lub ich grupy nie powinny wykazywać różnicy przechyleń o 10 mm, to również poszczególne fundamenty obiektów mostowych (głównie obciążanych dynamicznie) nie powinny wykazywać większej różnicy w osiadaniu. Dla obiektów mostowych zasadne wydaje się stwierdzenie, że zmienność parametrów gruntów w podłożu może być większa niż w przypadku budynków. Wskaźniki przemieszczeń i odkształceń o wartościach podanych w tab. 7.3.8.2.1 są zbliżone do wartości podanych w wycofanej normie [4].

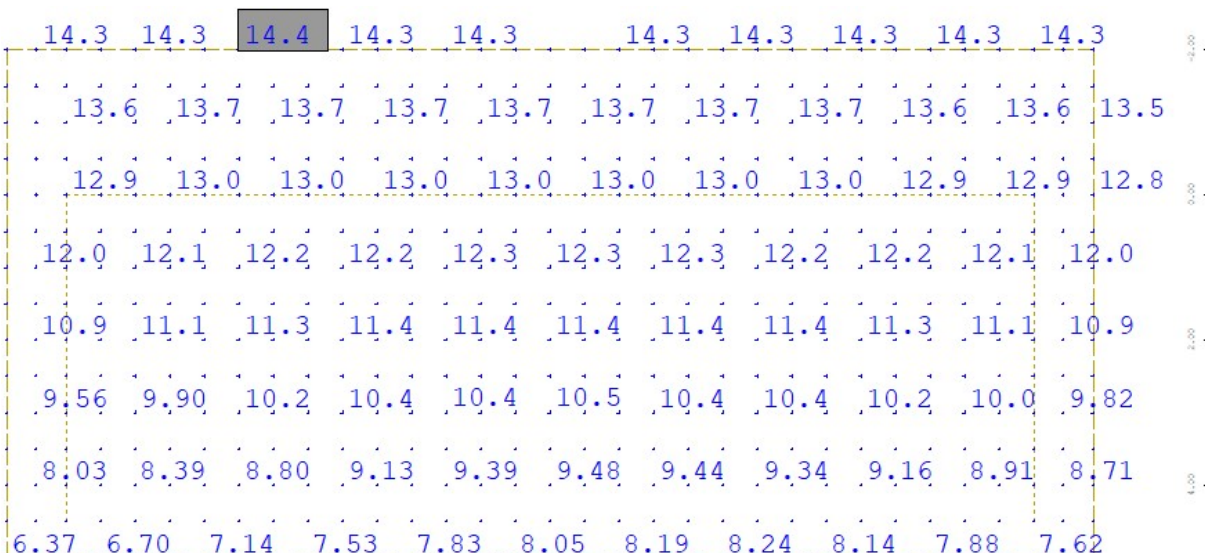
(4) W niniejszym przykładzie obliczeniowym założono niepewność modelu podłoża gruntowego przez przyjęcie nierównomiernych osiadań pomiędzy poszczególnymi podporami obiektu mostowego równymi 10 mm, co jest zgodne z sytuacją przejściową wykonywania obiektów mostowych metodą nasuwania podłużnego. Ponadto wycofana norma obciążeniowa dla mostów [5], pkt 5.3 podaje wytyczne dotyczące osiadań podłoża:

- 1) jeżeli normy projektowania nie przewidują inaczej, należy dla układów statycznie niewyznaczalnych uwzględnić obciążenia lub przewidzieć rozwiązania konstrukcyjne eliminujące lub ograniczające te obciążenia przy założeniu możliwości różnicy osiadań sąsiednich podpór o 1,0 cm oraz
- 2) przemieszczeń poziomych podpór o 1,0 cm.

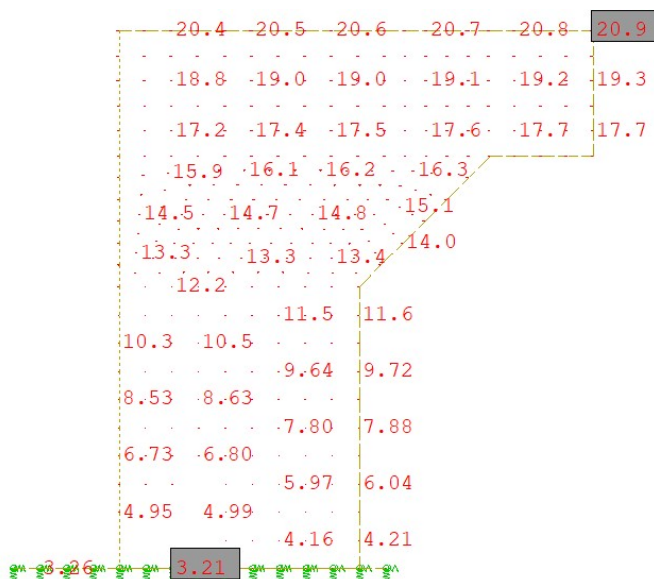
(5) Ponieważ przedmiotowy most jest belką ciągłą, założono dopuszczalne osiadania podpór (ław fundamentowych) równe 20 mm oraz przemieszczenia poziome podpór równe 10 mm. Ograniczono również różnice w przemieszczeniu przeciwległych części ławy fundamentowej o wartość 1,0 cm oraz pochylenia fundamentu i korpusu do 0,003 rad. Na rys. 7.3.8.2.1–7.3.8.2.3 pokazano wartości kombinacyjne przemieszczeń podpory mostowej.



Rys. 7.3.8.2.1. Maksymalne przemieszczenia pionowe ławy fundamentowej – kombinacja charakterystyczna obciążeń



Rys. 7.3.8.2.2. Minimalne przemieszczenia pionowe ławy fundamentowej – kombinacja charakterystyczna obciążeń



Rys. 7.3.8.2.3. Maksymalne przemieszczenia boczne na kierunku x-x w podporze mostowej

(6) Osiadanie łań fundamentowych:

$$s_{max} = 19,2 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm} = s_{dop}.$$

Warunek ustalany jest po obliczeniu osiadań dla wszystkich podpór mostu (przyczółek i filar) oraz dojazdu do obiektu mostowego. Sprawdzenie maksymalnych osiadań w fundamencie ławy jest zachowane.

(7) Przechylenia względne fundamentu łań wynoszą:

$$\Delta s_{min} = 7,3 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} = s_{dop},$$

$$\Delta s_{max} = 10,2 \text{ mm} \geq 10 \text{ mm} = s_{dop}.$$

Warunki można uznać częściowo za spełnione z uwagi na niewielkie przekroczenia.

$$\omega_{max} = \text{atan}\left(\frac{\Delta s}{B_{\text{ława}}}\right) = \text{atan}\left(\frac{10,2 \text{ mm}}{7,0 \text{ m}}\right) = 0,0014 \text{ [rad]} \leq 0,003 \text{ [rad]} = \omega_{dop},$$

$$\omega_{max} = \text{atan}\left(\frac{\Delta s}{H_{\text{korp}}}\right) = \text{atan}\left(\frac{17,7 \text{ mm}}{10,1 \text{ m}}\right) = 0,0018 \text{ [rad]} \leq 0,003 \text{ [rad]} = \omega_{dop},$$

gdzie  $\Delta s$  – różnica wychyleń w korpucie/różnica przemieszczeń pionowych w ławie.

Sprawdzenie maksymalnych przechyłów w fundamencie bezpośrednim oraz korpucie jest zachowane.

(8) Sprawdzenie bocznych przemieszczeń fundamentu:

$$\Delta_x = 3,3 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} = \Delta_{x,dop},$$

gdzie  $\Delta_x$  – maksymalne przesunięcie boczne fundamentu (ławy).

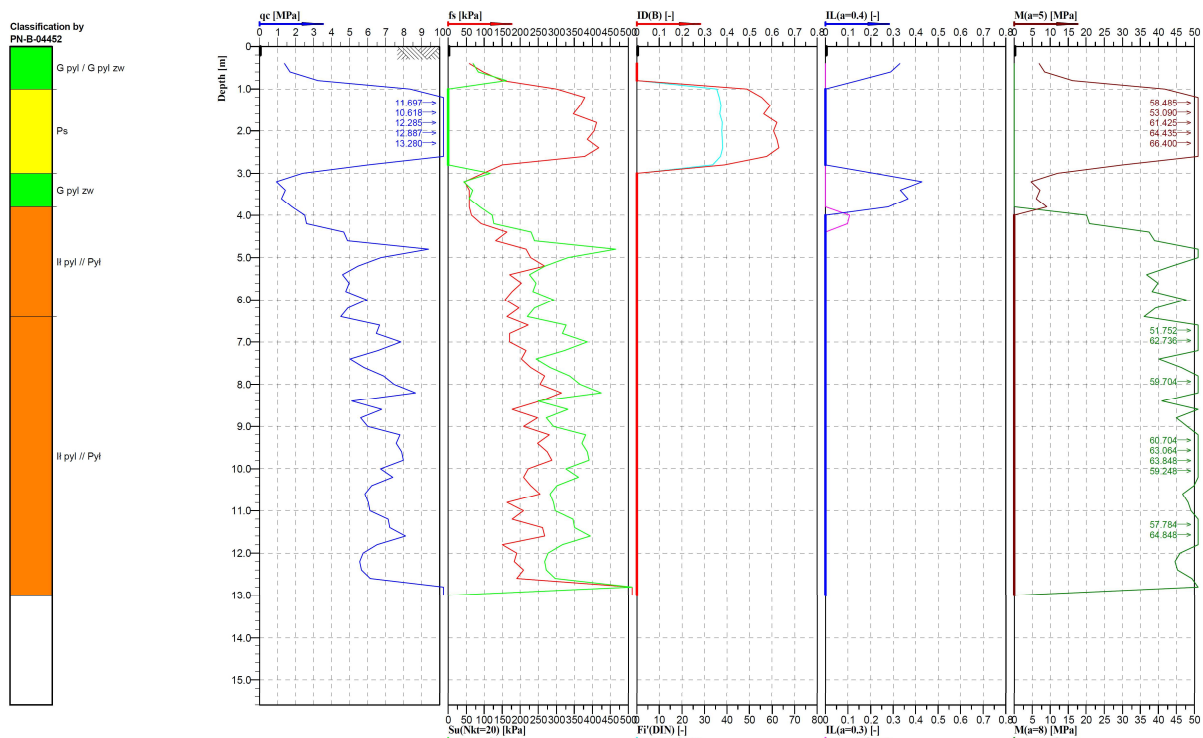
Sprawdzenie maksymalnych przemieszczeń bocznych w poziomie fundamentu jest zachowane.



## 7.4. Filar

### 7.4.1. Założenia geotechniczne

(1) Założenia geotechniczne odnoszą się do gruntów zalegających w podłożu. Obliczeniowo podłoże gruntowe w miejscu posadowienia przyczółka mostowego ma budowę warstwową, na którą składają się głównie grunty spoiste o średniej i niskiej wytrzymałości na ścinanie. Układ warstw geotechnicznych oparto na wynikach badań sondowania CPT podłoża gruntowego (rys. 7.4.1.1).



Rys. 7.4.1.1. Wynik sondowania podłoża metodą CPT w miejscu posadowienia filara mostowego

(2) Obliczenia posadowienia bezpośredniego fundamentu przyczółka mostowego wykonano przy założeniu wzmocnienia istniejącego podłoża, np. za pomocą kolumn DSM zwieńczonych matracem geosyntetycznym. W sprawdzeniu stanów granicznych podłoża GEO odniesiono się do warunków takich jak dla występowania piasek średnich zagęszczonych. W przypadku sprawdzenia przemieszczeń podpory mostowej wzmocnienie kolumnami DSM dobrano w taki sposób, aby uśredniony moduł ścisłości podłoża wynosił 95 MPa zgodnie z wytycznymi podanymi w katalogu WR-M-21-1. W tab. 7.4.1.1 podano charakterystyczne parametry geotechniczne dla gruntu w podłożu do zaprojektowania fundamentu bezpośredniego.

Tab. 7.4.1.1. Oszacowane parametry geotechniczne gruntów przyjętych do projektowania, na podstawie [61]

Warstwa	Nazwa gruntu	Stan gruntu IL/ID	Kąt tarcia wewnętrznego	Spójność	Ciężar objętościowy	Moduł ścisłości	Liczba Poissona
[-]	[-]	[-]	[stopnie]	[kPa]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[MPa]	[-]
I	piasek średni	0,7	35	0	18,5	95	0,3

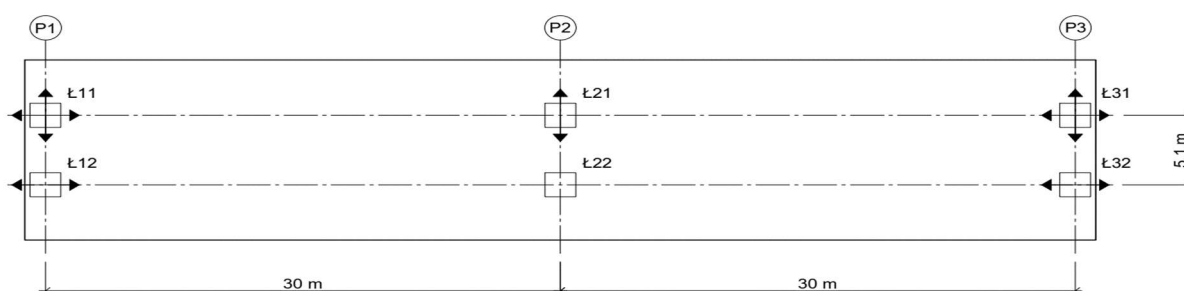


## 7.4.2. Zestawienie obciążeń

### 7.4.2.1. Zestawienie obciążeń z przęsła mostu

(1) Do wymiarowania i zestawienia obciążeń na podporę wybrano filar, na którym umieszczono łożysko stałe (rys. 7.4.2.1.1), tj. podporę nr 2. W obciążeniach z przęsła mostu uwzględniono: ciężar własny konstrukcji, ciężar własny wyposażenia, obciążenie zmienne użytkowe równomiernie rozłożone od modelu UDL oraz tłumy pieszych, obciążenie zmienne użytkowe od modelu TS, różnicę temperatury po wysokości przekroju konstrukcji, skurcz, hamowanie od modelu LM1, nierównomierne osiadanie podpór mostu.

W tab. 7.4.2.1.1 i 7.4.2.1.2 zestawiono wybrane wartości charakterystycznych reakcji maksymalnych działających na łożyska w filarze mostowym. Przeanalizowano łącznie 10 przypadków zestawienia reakcji z mostu na przyczółek mostowy: cztery dla łożyska Ł21 (maksymalna i minimalna dla PZ i PY), sześć dla łożyska Ł22 (maksymalna i minimalna dla PZ, PY i PX). Wartości reakcji zostały opracowane na podstawie obliczeń numerycznych przęseł obiektu mostowego sprężonego o rozpiętości przęseł 30 + 30 m dla drogi klasy G na obiekcie według karty katalogowej Z7-2-2PG/GP WR-M-21-1, przyjmując w miejscu łożysk podparcia sztywne przegubowe zgodne ze schematem łożyskowania. W obliczeniach dla obciążenia od hamowania pojazdów uwzględniono współpracę w przenoszeniu obciążeń poziomych przez tarcie na łożyskach przesuwnych na przyczółkach. Przyjęto bezpiecznie współczynnik tarcia na łożyskach skrajnych od obciążenia stałego równy 0,01. Uwzględnienie tych danych dla ciężaru przęsła pozwala na redukcję sił poziomych od hamowania działających na filar o 30%.



Rys. 7.4.2.1.1. Przyjęty schemat łożyskowania w obiekcie mostowym

Tab. 7.4.2.1.1. Maksymalne reakcje na łożyska dla maksymalnych reakcji pionowych na kierunku Z łożyska Ł21

Kombinacja	Rodzaj obciążenia	Reakcja na poszczególne łożyska w przyczółku					
		Ł21			Ł22		
		$P_x$	$P_y$	$P_z$	$P_x$	$P_y$	$P_z$
Ł21	Ciężar własny konstrukcji	0	-	4155	0	-3	4155
$P_{z,max}$	Ciężar własny wyp.	0	-	1123	0	-2	1123
	Sprężenie	0	-	-714	0	0	-714
	UDL + tłum	0	-	1824	0	8	588
	TS	1	-	748	-1	6	229
	MLC	0	-	1699	0	12	226
	Temperatura	0	-	265	0	0	265
	Reologia	0	-	173	0	-1	173
	Hamowanie	296	-	0	284	0	0
	Osiadanie	0	-	67	0	0	67

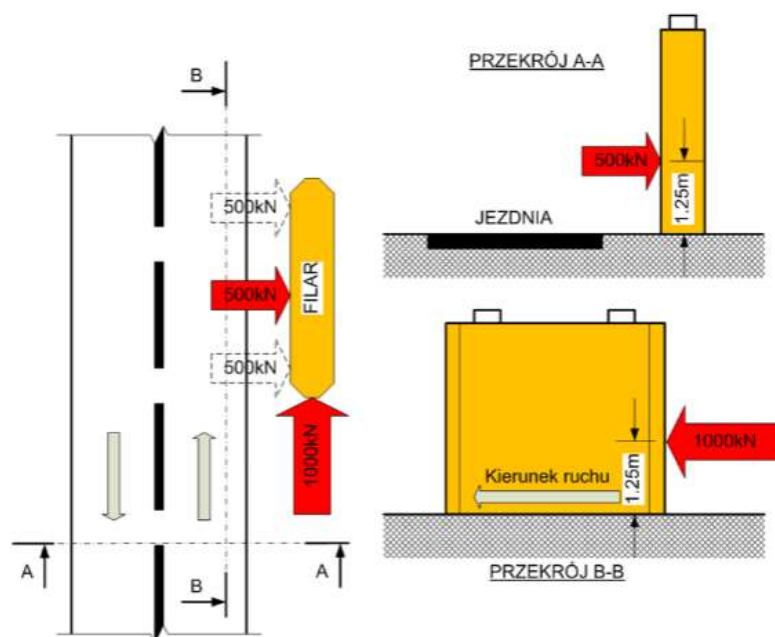
Tab. 7.4.2.1.2. Maksymalne reakcje na łożyska dla maksymalnych reakcji pionowych na kierunku Z łożyska Ł22

Kombinacja	Rodzaj obciążenia	Reakcja na poszczególne łożyska w przyczółku					
		Ł21			Ł22		
		$P_x$	$P_y$	$P_z$	$P_x$	$P_y$	$P_z$
Ł22	Ciążar własny konstrukcji	0	-	4155	0	-3	4155
$P_{z,max}$	Ciążar własny wyp.	0	-	1123	0	-2	1123
	Sprężenie	0	-	-714	0	0	-714
	UDL + tłum	0	-	588	0	-9	1824
	TS	1	-	229	-1	-6	748
	MLC	0	-	226	0	-13	1699
	Temperatura	0	-	265	0	0	265
	Reologia	0	-	173	0	-1	173
	Hamowanie	-296	-	0	-284	0	0
	Osiadanie	0	-	67	0	0	67

#### 7.4.2.2. Pozostałe obciążenia

(1) Pozostałe obciążenia na filar mostowy obejmują:

- 1) ciężary własne podpory (ława fundamentowa, korpus filara),
- 2) ciężary stałe od gruntu zalegającego na odsadzkach ławy – przyjęto wysokość gruntu na odsadzce równą 1 m,
- 3) obciążenia termiczne – liniowa różnica temperatury pomiędzy przeciwległymi powierzchniami zewnętrznymi betonu korpusu filara równa 5°C,
- 4) oddziaływania reologiczne – skurcz i pęcznienie,
- 5) obciążenie wyjątkowe, uderzenie pojazdów o filary (rys. 7.4.2.2.1).



Rys. 7.4.2.2.1. Schemat przyjmowania obciążenia wyjątkowego od uderzenia pojazdów w filar mostowy

(2) Ciężary własne podpory zostały automatycznie przyjęte w modelu numerycznym na podstawie wiernego odwzorowania geometrii podpory oraz ciężarów objętościowych żelbetu równego 25 kN/m<sup>3</sup>. Obciążenia stałe od gruntu na odsadzkach przyjęto na podstawie ciężaru

objętościowego gruntu – zagęszczone grunty budowlane 19 kN/m<sup>3</sup> (jako uśrednienie ciężaru gruntu na odsadzkach i ewentualnego umocnienia wierzchniej warstwy narzutem kamiennym). Oddziaływania reologiczne zostały automatycznie przyjęte w modelu obliczeniowym na podstawie geometrii, wieku betonu przed obciążeniem przęsłem, ustalonej wilgotności powietrza i klasy betonu.

### 7.4.3. Kombinacje obciążeń dla filara

(1) Norma [23] powinna mieć zastosowanie do projektowania fundamentów i wszystkich innych konstrukcji współdziałających z podłożem gruntowym. Zgodnie z zapisami normowymi podane zasady projektowania geotechnicznego dotyczą wszystkich budowli, więc także filarów i przyczółków mostowych. Obliczeniowe wytrzymałości materiałów konstrukcyjnych oraz obliczeniowe nośności elementów konstrukcyjnych należy przyjmować zgodnie z innymi normami konstrukcyjnymi PN-EN dla poszczególnych rodzajów konstrukcji oraz według normy [9]. Norma [23] wyróżnia trzy tzw. podejścia obliczeniowe (DA – *Design Approach*) uznane za dopuszczone do stosowania w projektowaniu fundamentów w różnych krajach UE (DA1, DA2, DA3). Każde podejście obliczeniowe charakteryzują związane z nimi odpowiednie kombinacje częściowych współczynników bezpieczeństwa stosowanych do oddziaływań, parametrów geotechnicznych i oporów podłoża.

Zgodnie z postanowieniem podanym w Załączniku Krajowym do normy [23] w Polsce przyjęto do stosowania dwa podejścia obliczeniowe: DA2 i DA3. Podejście obliczeniowe DA3 należy stosować przy sprawdzaniu stateczności ogólnej, natomiast podejście obliczeniowe DA2 w sprawdzaniu pozostałych stanów granicznych. W wybranych podejściach obliczeniowych uwzględnia się odpowiednie zestawy współczynników częściowych z grup: A (oddziaływania), M (parametry geotechniczne), R (opory) zestawione w tab. 7.4.3.1.

**Tab. 7.4.3.1. Kombinacje częściowych współczynników bezpieczeństwa stosowane w podejściach obliczeniowych w Polsce**

Podejście obliczeniowe drugie (DA2)	Podejście obliczeniowe trzecie (DA3)
Kombinacja: <b>A1 + M1 + R2</b>	Kombinacja: <b>(A1* lub A2<sup>†</sup>) + M2 + R3</b>

(2) Współczynniki częściowe należy stosować do oddziaływań lub efektów oddziaływań od konstrukcji, jak również do parametrów gruntu i materiałów. To podejście obliczeniowe zakłada jednoczesne przyjęcie najwyższych z możliwych współczynników częściowych zarówno do oddziaływań, jak i parametrów geotechnicznych. W normie używa się określenia „sytuacje obliczeniowe” do opisu wariantów obciążeń konstrukcji i związanych z tym wartości współczynników częściowych w warunkach trwałych, przejściowych lub wyjątkowych. W tab. 7.4.3.2–7.4.3.4 zestawiono wartości współczynników częściowych z grup: A, M, R stosowanych w projektowaniu fundamentów bezpośrednich.

**Tab. 7.4.3.2. Współczynniki częściowe do oddziaływań  $\gamma_F$  lub do efektów oddziaływań  $\gamma_E$**

Oddziaływanie		Symbol	Zestaw w stanie GEO i STR		Zestaw w stanie EQU
			A1	A2	A
Stałe	niekorzystne	$\gamma_G$	<b>1,35</b>	1,0	1,1
	korzystne		<b>1,0</b>	1,0	0,9
Zmienne	niekorzystne	$\gamma_Q$	<b>1,5</b>	1,3	1,5
wyjątkowe	niekorzystne	$\gamma_F$	<b>1,0</b>	1,0	0,0

**Tab. 7.4.3.3. Współczynniki częściowe do parametrów geotechnicznych  $\gamma_M$**

Parametr gruntu	Symbol	Zestaw	
		M1	M2
Tangens kąta tarcia wewnętrznego	$\tan\varphi'$	1,0	1,25
Efektywna spójność	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Wytrzymałość na ścinanie bez odpływu	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Wytrzymałość na jednoosiowe ściskanie	$\gamma_{qu}$	1,0	1,4
Ciężar objętościowy	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tab. 7.4.3.4. Współczynniki częściowe do oporów/nośności  $\gamma_R$  dotyczące fundamentów bezpośrednich**

Nośność	Symbol	Zestaw	
		R1	R2
Nośność podłoża	$\gamma_{R,v}$	1,4	1,0
Przesunięcie (poślizg)	$\gamma_{R,h}$	1,1	1,0

(3) Norma [23] wymienia następujące rodzaje stanów granicznych:

- 1) (EQU) utratę stanu równowagi statycznej,
- 2) (GEO) zniszczenie lub nadmierne odkształcenie podłoża gruntowego,
- 3) (STR) zniszczenie wewnętrzne lub nadmierne odkształcenie konstrukcji względnie elementów konstrukcyjnych, w tym również podstaw fundamentów, pali, ścian,
- 4) (UPL) utratę równowagi konstrukcji lub gruntu spowodowaną siłami wyporu wody,
- 5) (HYD) pęcznienie wodne, erozję wewnętrzną i przebicie hydrauliczne,
- 6) (STA) utratę stateczności podłoża w przypadku posadowienia na zboczu lub w pobliżu jego krawędzi.

(4) W przedmiotowym przykładzie w obliczeniach uwzględniono stany graniczne GEO i STR, pozostałe stany graniczne nośności z uwagi na korzystne warunki gruntowo-wodne w podłożu nie zostaną sprawdzone. W kombinacjach obciążeń wzięto również pod uwagę zapisy normy [13] dotyczące łączenia obciążeń użytkowych obiektów mostowych w grupy. Poniżej podano wybrane podstawowe kombinacje obciążeń do sprawdzenia stanów granicznych nośności filara mostowego w sytuacji trwałej oraz wyjątkowej.

#### **Sytuacja trwała (GEO i STR)**

Sprawdzenie stanu granicznego nośności (ULS) elementów filara mostowego:

(5) Kombinacja obliczeniowa:

$$1,35 \times G_{sup}(\text{lub } 1,0G_{inf}) + (1,2 \text{ lub } 0,0) \times G_{set} + \gamma_p \times P + (1,0 \text{ lub } 0,0) \times S + 1,35 \times \{UDL_k + Q_{fk} + TS_k + 0 \times Q_{lk}\} + 1,5 \times \{0,6T_k\},$$

$$1,35 \times G_{sup}(\text{lub } 1,0G_{inf}) + (1,2 \text{ lub } 0,0) \times G_{set} + \gamma_p \times P + (1,0 \text{ lub } 0,0) \times S + 1,35 \{0,4 UDL_k + 0,4 Q_{fk} + 0,75 TS_k + Q_{lk}\} + 1,5 * 0,6 \{T_k\}.$$

Stan graniczny użyteczności (SLS) dla elementów filara mostowego:

(6) Kombinacja charakterystyczna – sprawdzenie naprężeń i/lub przemieszczeń podpory mostowej:

$$1,0 \times G_{sup}(\text{lub } 1,0G_{inf}) + (1,0 \text{ lub } 0,0) \times G_{set} + P + (1,0 \text{ lub } 0,0) \times S + 1,0 \times \{UDL_k + Q_{fk} + TS_k + 0 \times Q_{lk}\} + 1,0 \times \{0,6T_k\},$$

$$1,0 \times G_{sub}(\text{lub } 1,0G_{inf}) + (1,0 \text{ lub } 0,0) \times G_{set} + P + (1,0 \text{ lub } 0,0) \times S + 1,0 \{0,4 UDL_k + 0,4 Q_{fk} + 0,75 TS_k + Q_{lk}\} + 1,0 * 0,6 \{T_k\}.$$

(7) Kombinacja prawie stała – sprawdzenie stanu zarysowania w betonie:

$$1,0 \times G_{sup}(\text{lub } 1,0G_{inf}) + (1,0 \text{ lub } 0,0) \times G_{set} + P + (1,0 \text{ lub } 0,0) \times S + 1,0 \times \{0,5T_k\}$$

Sytuacja wyjątkowa – uderzenie w filar (GEO i STR)

(8) Kombinacja obliczeniowa:

$$1,0 G_{sup}(lub 1,0G_{inf}) + (1,0 lub 0,0) \times G_{set} + P + A_d + (1,0 lub 0,0) \times S + 1,0 \times \{0,6T_k\},$$

$$1,0 \times G_{sup}(lub 1,0G_{inf}) + (1,0 lub 0,0) \times G_{set} + P + (1,0 lub 0,0) \times S + A_d \\ + 1,0 \{0,4 UDL_k + 0,4 Q_{fk} + 0,75 TS_k\} + 0,5 \{T_k\},$$

gdzie:

$G_{k,sup}$  – wartość charakterystyczna niekorzystnych oddziaływań stałych (nominalny ciężar własny oraz maksymalny ciężar wyposażenia mostu) uwzględniający fazy budowy; do tej grupy zalicza się również inne oddziaływania stałe, tj. parcie gruntu zasyпки,

$G_{k,inf}$  – wartość charakterystyczna korzystnych oddziaływań stałych (nominalny ciężar własny oraz minimalny ciężar wyposażenia mostu) uwzględniający fazy budowy, do tej grupy zalicza się również inne oddziaływania stałe, tj. parcie gruntu zasyпки,

$G_{set}$  – wartość charakterystyczna oddziaływań wywołanych nierównomiernym osiadaniem konstrukcji podpór,

$S$  – obwiednia wartości charakterystycznych sił wewnętrznych (lub odkształceń) wywołanych oddziaływaniem skurczowym betonu,

$P$  – obwiednia wartości charakterystycznych sił wewnętrznych (lub odkształceń) wywołanych sprężeniem,

$T_k$  – obwiednia wartości charakterystycznych sił wewnętrznych (lub odkształceń) wywołanych zmianami temperatury; tej grupie należy również uwzględnić obciążenia quasi-stałe wywołane zmianami temperatury, tj. tarcie konstrukcji na łożyskach,

$TS_k$  – obwiednia wartości charakterystycznych sił wewnętrznych (lub odkształceń) wywołanych obciążeniem układem tandemowym modelu obciążenia nr 1; do tej grupy zalicza się również parcie gruntu zasyпки od ustawienia modelu obciążenia na naziemie,

$UDL_k$  – obwiednia wartości charakterystycznych sił wewnętrznych (lub odkształceń) wywołanych obciążeniem równomiernie rozłożonym modelu obciążenia nr 1, do tej grupy zalicza się również parcie gruntu zasyпки od ustawienia modelu obciążenia na naziemie,

$Q_{fk}$  – obwiednia wartości charakterystycznych sił wewnętrznych (lub odkształceń) wywołanych obciążeniem równomiernie rozłożonym pochodzącym od tłumy na chodnikach i ścieżkach rowerowych,

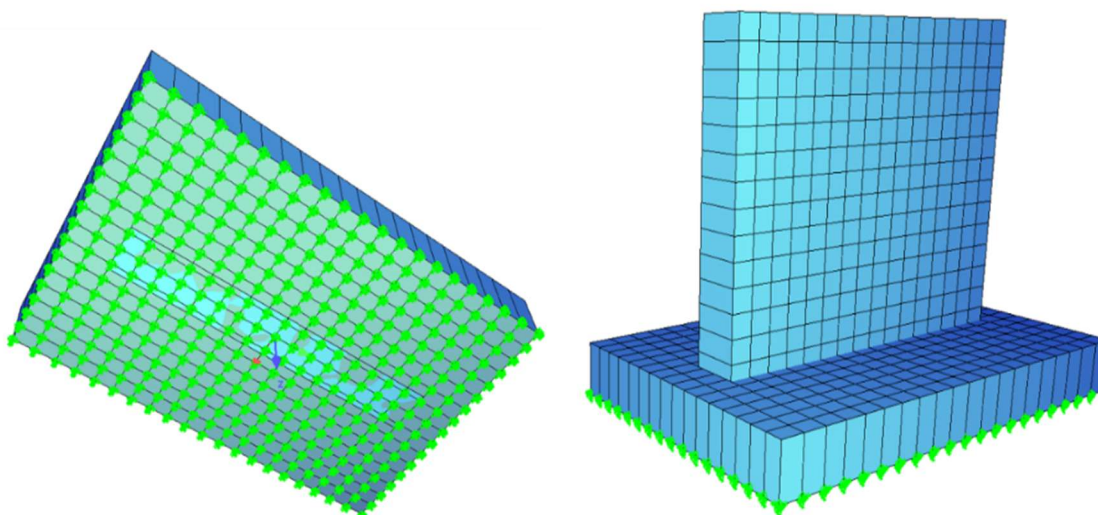
$Q_k$  – obwiednia wartości charakterystycznych sił wewnętrznych (lub odkształceń) wywołanych obciążeniem poziomym pochodzącym od hamowania lub przyspieszania pojazdów na obiekcie mostowym,

$A_d$  – obwiednia wartości charakterystycznych sił wewnętrznych (lub odkształceń) wywołanych obciążeniem wyjątkowym; w analizowanym przypadku uderzenie pojazdu o filar.

## 7.4.4. Analiza statyczna

### 7.4.4.1. Model obliczeniowy

(1) Do obliczeń stanu granicznego nośności GEO (nośność na wyparcie podłoża spod fundamentu, nośność na przesunięcie) zastosowano analityczne wzory empiryczne. Do wymiarowania elementów konstrukcyjnych wykonano model konstrukcyjny składający się z elementów dwuwymiarowych opisanych w przestrzeni trójwymiarowej (e2p3). Ławę fundamentową oraz korpus zamodelowano przy użyciu elementów płytowych (QUAD) o określonej grubości (rys. 7.4.4.1.1). Interakcja fundamentowego z podłożem została odwzorowana za pomocą podpór sprężystych o odpowiedniej sztywności.



Rys. 7.4.4.1.1. Wizualizacja modelu numerycznego filara mostowego

### Dobór sztywności podparć sprężystych

(2) Pomiędzy ławą fundamentową a gruntem zastosowano model interakcji polegający na wykorzystaniu jednowymiarowych sprężyn o charakterystyce odpowiadającej modelowi Winklera dla podłoża jednowarstwowego. W ogólnym podejściu należy wyznaczyć sztywność pionową podłoża sprężystego. Jednym z rozwiązań jest zastosowanie hipotezy Winklera, według której osiadanie podłoża sprężystego  $s$  jest proporcjonalne do działającego obciążenia  $q$ :

$$q = k_z \times s,$$

gdzie:

$q$  – obciążenie równomierne działające na fundament [kPa],

$s$  – osiadanie fundamentu [m],

$k_z$  – sztywność pionowa gruntu pod fundamentem, współczynnik podatności [kN/m<sup>3</sup>].

(3) Wartość współczynnika podatności dla gruntu jednorodnego do głębokości aktywnej można wyznaczyć według wzoru [56]:

$$k_z = \frac{E_0}{\alpha \times \omega \times B \times (1 - \nu^2)},$$

gdzie:

$E_0$  – moduł ściśliwości gruntu (pierwotny) [MPa],

$\omega$  – współczynnik wpływu zależny od kształtu obciążonego obszaru (fundamentu), dobierany według nomogramów [56]

$B$  – szerokość fundamentu [m],

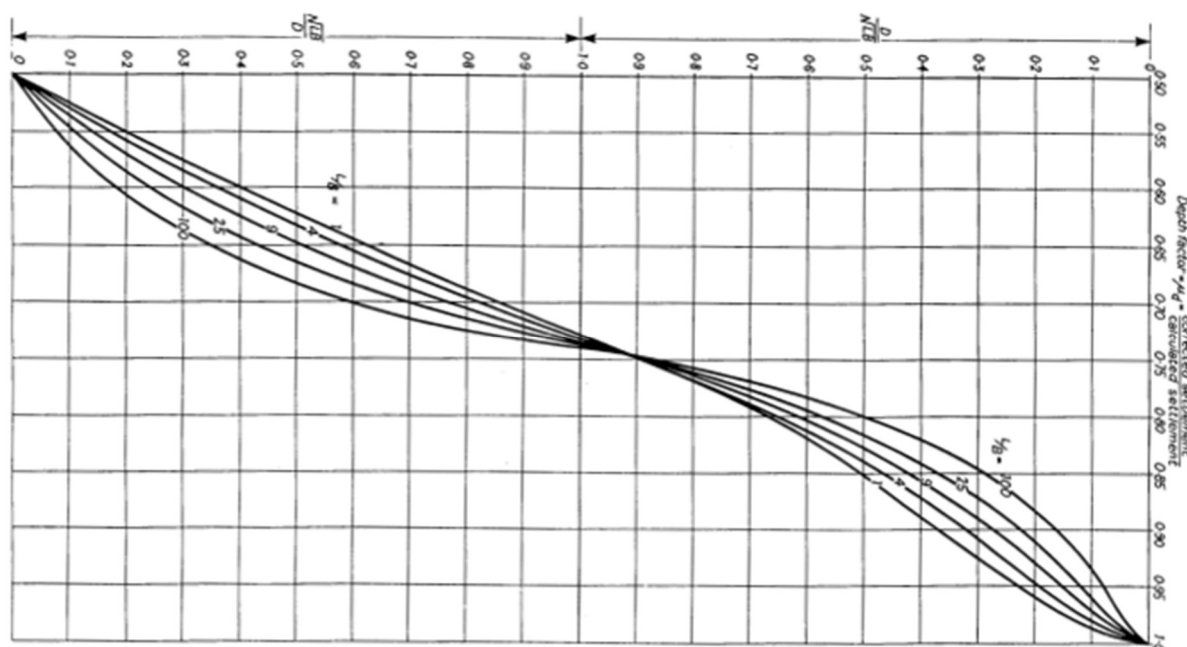
$\nu$  – liczba Poissona,

$\alpha$  – współczynnik wpływu głębokości przyjmowany na podstawie nomogramu Foxa [56].

(4) W przypadku fundamentów bezpośrednich posadowionych płytko współczynnik wpływu głębokości dla tradycyjnych ław fundamentów mostowych przyjmuje wartości z przedziału 0,85÷1,0. Na rys. 7.4.4.1.2 pokazano tabelę i nomogram [56] celem przyjęcia współczynników wpływu  $\omega$  oraz wpływu głębokości  $\alpha$ .



Kształt podstawy fundamentu	Fundament wiotki			Fundament sztywny
	osiadanie środka powierzchni obciążonej	osiadanie punktu narożnego	wartość średnia osiadania	osiadanie fundamentu
Koło	1,00	0,64	0,85	0,79
Kwadrat	1,12	0,56	0,95	0,88
Prostokąt				
L/B=1,5	1,36	0,68	1,15	1,08
L/B=2	1,53	0,77	1,30	1,22
L/B=3	1,78	0,89	1,53	1,44
L/B=4	1,96	0,98	1,70	1,61
L/B=5	2,10	1,05	1,83	1,72
L/B=10	2,53	1,27	2,25	2,12
L/B=20	2,95	1,48	2,64	---
L/B=100	4,00	2,00	3,69	---



Rys. 7.4.4.1.2. Współczynnik wpływu  $\omega$  (górze), współczynnik wpływu głębokości ( $\alpha$ ) według [56]

Fundamenty mostowe (również posadowione bezpośrednio) zalicza się do grupy fundamentów sztywnych:  $L = 9,4$  m – długość fundamentu,  $B = 4,0$  m – szerokość fundamentu:

$$\frac{L}{B} = \frac{9,4}{4,0} = 2,35 \rightarrow \omega = 1,3.$$

Współczynnik  $\alpha$  wpływu głębokości oblicza się ze wzoru:

$$\frac{D}{\sqrt{L \times B}} = \frac{2,0}{\sqrt{9,4 \times 4,0}} = 0,326 \rightarrow \alpha = 0,92,$$

a współczynnik podatności wynosi:

$$k_z = \frac{E_0}{\alpha \times \omega \times B \times (1 - \nu^2)} = \frac{95000}{0,92 \times 1,3 \times 4,0 \times (1 - 0,3^2)} = 21870 \text{ kN/m}^3.$$

(5) Sztywność boczną fundamentu bezpośredniego  $k_x$  dla typowych warunków gruntów normalnie skonsolidowanych zwykle przyjmuje się w przedziale  $0,3 \div 0,7 k_z$  sztywności pionowej. W zakresie sprężystym sztywność boczna gruntu uzależniona jest od współczynnika rozporu

bocznego, wyprowadzanego z współczynnika rozszerzalności bocznej (liczba Poissona) oraz pochodząca od sił tarcia między podłożem a ławą fundamentową. W obliczeniach założono brak możliwości podmycia podpory mostowej.

(6) Bezpośrednio pod ławą fundamentową znajduje się warstwa wyrównawcza z betonu niekonstrukcyjnego C12/15 grubości 15 cm oraz podłoże stanowiące warstwę geotechniczną z piasków średnich. Do obliczeń przyjęto wartość połowy tarcia generowanego między ławą fundamentową a podłożem oraz tarcie pochodzące tylko od obciążeń stałych. Przy chropowatej powierzchni betonowej zwykle kąt tarcia gruntu o konstrukcję wynosi  $0,67 \div 1,0$  wartości kąta tarcia wewnętrznego gruntu. Może również dojść do częściowego zawilgocenia powierzchni poślizgu między ławą a podłożem, zmniejszając efektywne tarcie. Przyjęcie wartości połowy tarcia należy uznać za poprawną, co ma odzwierciedlenie również we współczynnikach tarcia według wycofanej już normy [4].

(7) Uśrednione naciski ławy przyczółka mostowego na podłoże od charakterystycznych obciążeń stałych:  $\sigma_{sta\acute{l}e} = 320,21$  kPa (na podstawie obliczeń z modelu). Kąt tarcia ławy o podłoże przyjęto na poziomie  $\alpha = 35^\circ$  (tak jak dla piasków średnich). Tarcie generowane na styku ława fundamentowa – podłoże wynosi:

$$T_{\acute{l}awa} = 0,5 \times \sigma_{sta\acute{l}e} \times \tan \alpha = 0,5 \times 320,21 \text{ kPa} \times \tan 35^\circ = 112,1 \text{ kPa}.$$

Dopuszczalne przemieszczenie boczne ławy fundamentowej jest równe:  $\Delta_{dop} = 0,01$  m.

Sztywność boczna ławy fundamentowej ma wartość:

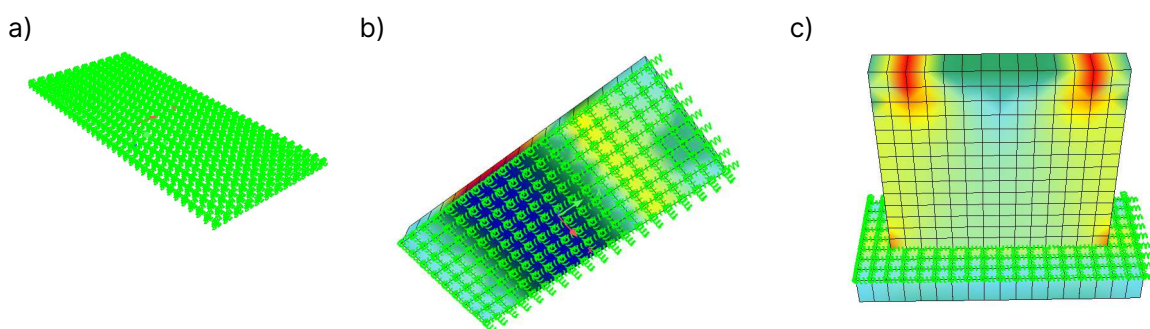
$$k_{x,\acute{l}awa} = \frac{T_{\acute{l}awa}}{\Delta_{dop}} = \frac{112,1}{0,01} = 11210 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}.$$

#### 7.4.4.2. Fazy budowy (obliczeń)

(1) Model numeryczny uwzględnia obliczeniowe fazy budowy związane z przyjętą technologią budowy podpory mostowej. W modelu uwzględniono łącznie trzy obliczeniowe fazy budowy (rys. 7.3.4.2.1):

- 1) faza 1. – odwzorowanie podłoża za pomocą podparć sprężystych (rys. 7.3.4.2.1a),
- 2) faza 2. – betonowanie ław fundamentowych filara (rys. 7.3.4.2.1b),
- 3) faza 3. – betonowanie korpusu filara (rys. 7.3.4.2.1c).

(2) Po wystąpieniu każdej z faz budowy od 2. do 3. wzięto pod uwagę oddziaływania skurczu i pęcznienia elementów przyczółka. Czasy budowy związane z betonowaniem elementów podpory wynoszą 14 dni. Po 28 dniach od betonowania korpusu zostały przyłożone pozostałe obciążenia stałe (reakcje z przęsła, ciężar zasypki na odsadzkach), od których również uwzględniono oddziaływania pęcznienia w okresie użytkowania obiektu.



Rys. 7.4.4.2.1. Wizualizacja modelu numerycznego filara z podziałem na fazy budowy: a) fazę 1., b) fazę 2., c) fazę 3.

#### 7.4.4.3. Wyniki analizy statycznej

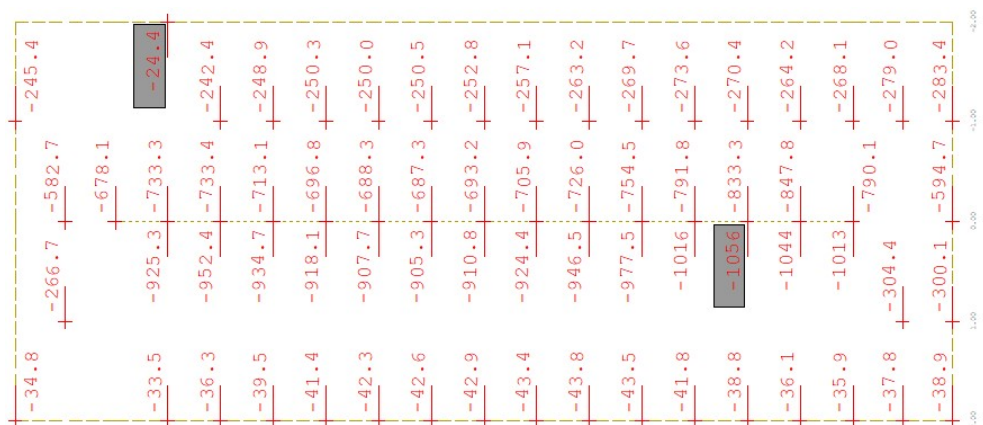
(1) W tab. 7.4.4.3.1 i 7.4.4.3.2 zestawiono maksymalne wartości sił wewnętrznych dla kombinacji w stanie granicznym nośności dla poszczególnych elementów konstrukcyjnych filara mostowego (korpus, ława fundamentowa). Na rys. 7.4.4.3.1 i 7.4.4.3.2 pokazano wybrane wyniki kombinacyjnych sił wewnętrznych w elementach filara z modelu numerycznego.

Tab. 7.4.4.3.1. Kombinacyjne siły do wymiarowania korpusu filara w stanie granicznym nośności

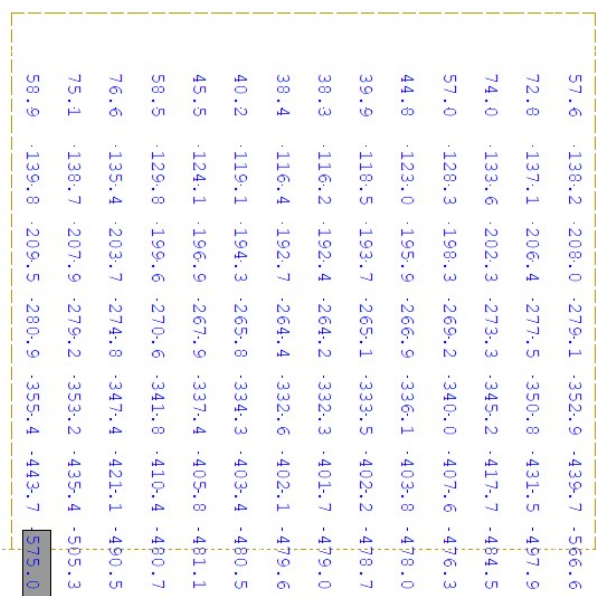
Wymiarowanie korpusu filara		
maksymalny moment zginający MXX	maksymalny moment zginający MYY	maksymalna siła poprzeczna
[kNm]	[kNm]	[kN]
95,3	575,0	272,6

Tab. 7.4.4.3.2. Kombinacyjne siły do wymiarowania ławy fundamentowej w stanie granicznym nośności

Wymiarowanie ławy fundamentowej		
maksymalny moment zginający MXX	maksymalny moment zginający MYY	maksymalna siła poprzeczna
[kNm]	[kNm]	[kN]
1056	447,6	1483



Rys. 7.4.4.3.1. Wartości momentów zginających w ławie fundamentowej – maksymalny moment na kierunku MXX (pionowy)



Rys. 7.4.4.3.2. Wartości momentów zginających w korpusie filara – maksymalny moment na kierunku MYY (pionowy)

(2) W tab. 7.4.4.3.3 i 7.4.4.3.4 zestawiono siły działające na środek fundamentu ławy niezbędne do sprawdzenia stanów granicznych podłoża (GEO) oraz do wyznaczenia mimośrodków obciążeń. Wartości podane w tych tabelach opracowano na podstawie obliczeń w modelu numerycznym, zakładając pojedyncze podparcie sztywne zamiast równomiernego podparcia sprężystego w środku ciężkości rzutu ławy fundamentowej.

**Tab. 7.4.4.3.3. Zbiornicze zestawienie ekstremalnych wartości reakcji względem środka ciężkości ławy fundamentowej**

Kombinacja charakterystyczna		
Reakcja	maksymalna	minimalna
Reakcja pozioma – X [kN]	406	0
Reakcja pozioma – Y [kN]	(-)	(-)
Reakcja pionowa – Z [kN]	16227	12040
Moment MX – [kNm]	4387	(-)
Moment MY – [kNm]	2761	(-)
Moment MZ – [kNm]	(-)	(-)
(-)– wartości pomijalne/nieistotne w analizie		

**Tab. 7.4.4.3.4. Obliczeniowe wartości reakcji względem środka ciężkości ławy fundamentowej**

Reakcja	Kombinacja obliczeniowa GEO	
	maksymalna	minimalna
Reakcja pozioma – X [kN]	548,1	0
Reakcja pozioma – Y [kN]	1000*	(-)
Reakcja pionowa – Z [kN]	21813	12040
(-)– wartości pomijalne/nieistotne w analizie		
(*)– uwzględniono uderzenie pojazdu w filar		

## 7.4.5. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – korpus

### 7.4.5.1. Nośność na zginanie

(1) Dominującym kierunkiem na zginanie jest kierunek y-y wzdłuż wysokości korpusu. Zbrojenie przyjęto symetryczne z obu stron. W kierunku poprzecznym założono zbrojenie symetryczne na maksymalnie wyliczone momenty zginające MXX lub zbrojenie minimalne. Przyjęto wstępny dobór rozstawu prętów głównych w liczbie 6÷8 na 1 m szerokości korpusu.

(2) Przyjęto następujące charakterystyki materiałowe – beton C30/37:

- 1)  $f_{ck} = 30$  MPa – charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie betonu,
- 2)  $\gamma_c = 1,4$  – współczynnik częściowy do betonu,
- 3)  $\alpha_{cc} = 0,85$  – współczynnik uwzględniający efekty obciążenia długotrwałego na wytrzymałość betonu (pkt 3.1.6 normy [15]),
- 4)  $f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 18,21$  MPa – obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu,
- 5)  $E_{cm} = 32$  GPa – moduł sprężystości betonu,
- 6)  $f_{ctm} = 2,9$  MPa – charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie betonu,
- 7)  $\varepsilon_{cu,2} = 0,0035$  – odkształcenie graniczne w betonie,
- 8)  $\lambda = 0,8$  – współczynnik wysokości bloku strefy ściskanej betonu,
- 9)  $\eta = 1,0$  – współczynnik kształtu rozkładu naprężeń w strefie ściskanej betonu.

(3) Przyjęto następujące charakterystyki materiałowe – stal zbrojeniowa 500 MPa, klasa C:

- 1)  $f_{yk} = 500$  MPa – charakterystyczna granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 2)  $\gamma_s = 1,15$  – współczynnik częściowy dla stali zbrojeniowej,

- 3)  $f_{yk} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$  – obliczeniowa granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 4)  $E_s = 200 \text{ GPa}$  – moduł sprężystości stali zbrojeniowej,
- 5)  $\varepsilon_{yd} = 0,00217$  – odkształcenie dla obliczeniowej granicy plastyczności w stali zbrojeniowej.

#### Zbrojenie główne na kierunku y-y (pionowym)

(4) Wstępny dobór zbrojenia w korpusie przyczółka:

- 1)  $c_{nom} = 50 \text{ mm}$  – nominalna otulina zbrojenia,
- 2)  $\varphi_{st} = 16 \text{ mm}$  – średnica prętów rozdzielczych/strzemion,
- 3)  $\varphi_{gt} = 20 \text{ mm}$  – średnica prętów zbrojenia głównego,
- 4)  $h = 1,0 \text{ m}$  – grubość korpusu.

(5) Wysokość użyteczna przekroju wynosi:

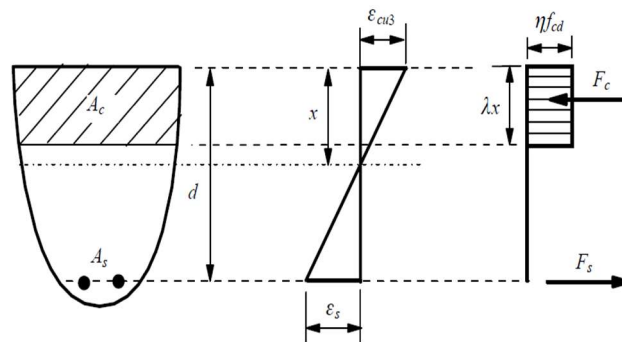
$$d = h - c_{nom} - \varphi_{st} - \frac{\varphi_{gt}}{2} = 1,0 - 0,05 - 0,016 - \frac{0,020}{2} = 0,924 \text{ m}$$

$b = 1,0 \text{ m}$  – wymiarowanie na 1 m szerokości korpusu.

(6) Obliczeniowe siły wewnętrzne do wymiarowania (tab. 7.4.4.3.1) mają wartość:

$M_{Ed,y} = 575 \text{ kNm}$  – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku x,

$M_{Ed,x} = 96 \text{ kNm}$  – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku y.



Rys. 7.4.5.1.1. Schemat do obliczania nośności przekroju zginanego żelbetowego

(7) Graniczna wysokość strefy ściskanej wynosi:

$$x_{lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} d = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,17} \times 0,924 \text{ m} = 0,46 \text{ m},$$

a względna graniczna wysokość strefy ściskanej:

$$\xi_{eff,lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,17} = 0,493.$$

(8) Efektywną wysokość strefy ściskanej wyznaczono na podstawie równania równowagi momentów zginających:

$$f_{cd} \times b \times x_{eff} \times (d - 0,5x_{eff}) - M_{Ed,y} = 0 \text{ – równanie równowagi sił,}$$

$$18,21 \times 1 \times x_{eff} \times (0,924 - 0,5x_{eff}) - 0,575 = 0,$$

$x_{eff} = 0,035 \text{ m}$  – efektywna wysokość strefy ściskanej (rozwiązanie równania kwadratowego),

$$\xi_{eff} = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{0,035}{0,924} = 0,038 \leq \xi_{eff,lim} \text{ – przekrój pojedynczo zbrojony.}$$

(9) Zbrojenie na zginanie określa się ze wzoru:

$$\sum F_x = 0 \rightarrow A_{s1} \times f_{yd} - f_{cd} \times x_{eff} \times b = 0,$$

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed,y}}{(d - 0,5x_{eff}) \times f_{yd}} = \frac{0,575}{(0,924 - 0,5 \times 0,035) \times 435} = 14,63 \text{ cm}^2.$$

Przyjęto sześć prętów  $\phi 20 \text{ mm}$  na 1 m szerokości korpusu o  $A_{s1} = 18,85 \text{ cm}^2$ , w rozstawie co 15 cm. Minimalne pole przekroju poprzecznego zbrojenia:



$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1,0 \times 0,924 = 13,90 \text{ cm}^2 \leq A_{s1},$$

lecz nie mniej niż:  $0,0013 \times b \times d = 0,0013 \times 1,0 \times 0,924 = 11,98 \text{ cm}^2 \leq A_{s1}$ .

Na zbrojenie minimalne przyjęto siedem prętów  $\phi 16$  mm na 1 m szerokości korpusu o  $A_{s,min} = 14,07 \text{ cm}^2$ , w rozstawie do 14 cm.

### Zbrojenie główne na kierunku x-x

(10) Przyjęto identyczną z poprzednią procedurę wymiarowania, przy czym w pierwszej kolejności sprawdzono nośność zbrojenia minimalnego. Nośność zbrojenia minimalnego w korpusie przyczółka wynosi:

$$M_{Rd} = f_{yd} \times A_{s,min} \times \left( d - \frac{x_{eff}}{2} \right) = 435 \times 14,07 \times \left( 0,924 - \frac{0,035}{2} \right) = 555 \text{ kNm} \geq M_{Ed,x-x}.$$

W kierunku x-x przyjęć symetryczne zbrojenie minimalne w siatce górnej i dolnej, siedem prętów  $\phi 16$  mm na 1 m szerokości płyty o  $A_{s,min} = 14,07 \text{ cm}^2$ , w rozstawie co 14 cm.

### 7.4.5.2. Nośność na ścinanie

(1) Sprawdzenie nośności na ścinanie według normy [14] opiera się na trzech wielkościach (pkt 6.2.1(1)P):  $V_{Rd,c}$  – obliczeniowej nośności na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie,  $V_{Rd,s}$  – obliczeniowej wartości siły poprzecznej, która powstaje, gdy w zbrojeniu na ścinanie osiąga się granicę plastyczności,  $V_{Rd,max}$  – obliczeniowej wartości maksymalnej siły poprzecznej, która może być przeniesiona przez element ze względu na zmiażdżenie ściskanych krzyżulców betonowych – dla elementów masywnych podpór warunki zawsze spełnione.

(2) Na wstępie sprawdzania nośności na ścinanie należy sprawdzić, czy nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie jest wystarczająca do przeniesienia obliczeniowej siły ścinającej. Jeżeli  $V_{Ed} < V_{Rd,c}$ , to stosuje się minimalne zbrojenie na ścinanie określone według normy [14], pkt 9.2.2. W przeciwnym razie element wymaga obliczeniowego zbrojenia na ścinanie. Należy dobrać takie zbrojenie, aby zapewnić odpowiednią nośność na ścinanie  $V_{Rd}$ , która jest uzależniona od wartości  $V_{Rd,s}$  i  $V_{Rd,max}$  (pkt 6.2.3(103) normy [14]).

(3) W niniejszym przykładzie ze względu na znaczący udział obciążeń skupionych dokonano wymiarowania przekroju na maksymalną siłę poprzeczną zdefiniowaną na 1 m szerokości korpusu, która wyniosła:  $V_{Ed} = 273 \text{ kN}$ .

(4) Przyjęto następujące dane wejściowe do obliczeń:

- 1) wysokość całkowita przekroju – 1000 mm,
- 2) analizowana szerokość korpusu – 1000 mm,
- 3) średnica prętów rozciąganego zbrojenia głównego – 20 mm,
- 4) wysokość użyteczna przekroju podporowego –  $d = 924$  mm,
- 5) pozostałe dane wejściowe zgodnie z nośnością na zginanie.

### Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie

(5) Obliczeniową nośność na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie  $V_{Rd,c}$  określa się jako większą z wyliczonych ze wzorów (6.2a) i (6.2b) normy [15]:

$$V_{Rd,c1} = \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d,$$

$$V_{Rd,c2} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d,$$

gdzie:

$$k = \min \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right); 2,0 \right] = \min \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{924}} \right); 2,0 \right] = 1,46,$$

$$\rho_l = \min \left[ \left( \frac{A_{sl}}{b_w d} \right); 0,02 \right] = \min \left[ \left( \frac{18,85}{100 \times 92,4} \right); 0,02 \right] = 0,20\%,$$

$$\sigma_{cp} = \min \left[ \left( \frac{N_{Ed}}{A_c} \right); 0,2 f_{cd} \right] = 0,0 \text{ MPa} - \text{pominięto wpływ siły podłużnej},$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,4} = 0,13,$$

$$k_1 = 0,15,$$



$$v_{min} = 0,035k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,46^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} = 0,340 \text{ MPa.}$$

Stąd

$$V_{Rd,c1} = \left[ 0,13 \times 1,46 \times (100 \times 0,0020 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0 \right] \times 1000 \times 924 = 318 \text{ kN,}$$

$$V_{Rd,c2} = (0,340 + 0,15 \times 0) \times 1000 \times 924 = 314 \text{ kN,}$$

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}) = \max(318; 314) = 318 \text{ kN.}$$

Obliczeniowa siła poprzeczna w analizowanym przekroju jest większa od obliczeniowej nośności na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie:

$$V_{Ed} = 294 \text{ kN} < V_{Rd,c} = 318 \text{ kN.}$$

Przekrój nie wymaga więc zbrojenia na ścinanie. Dobrano zbrojenie konstrukcyjne.

### Nośność zbrojenia na ścinanie

(6) Zbrojenie na ścinanie mogą stanowić strzemiona, pręty odgięte lub kombinacje obu tych form (norma [14], pkt 9.2.2(101)). Zbrojenie na ścinanie powinno tworzyć z osią podłużną elementu kąt  $\alpha$  w zakresie  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ . Przyjęto strzemiona jednocięte  $\phi 20$  mm o  $A_{sw} = 3,14 \text{ cm}^2$ .

Maksymalną siłę przenoszoną przez strzemiona  $V_{Rd,s}$  wyznaczono ze wzoru (6.8) normy [15]:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot(\theta),$$

gdzie:

$z = 0,9d$  – ramię sił wewnętrznych,

$f_{ywd} = 0,8f_{yk} = 400 \text{ MPa}$  – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia na ścinanie (zredukowana zgodnie z uwagą 1. do pkt 6.2.3(103) normy [15]).

Przyjęto kąt  $\varphi$ , taki że  $\text{ctg}\varphi = 2,0$ , zgodnie z pkt 6.2.3(2) normy [14] i Załącznikiem Krajowym do pkt NA.4, tak aby  $\cot(\theta)$  mieścił się w zakresie  $1,0 \leq \cot(\theta) \leq 2,0$ .

Rozstaw strzemion wynosi:

$$s \leq \frac{A_{sw} \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times \text{ctg}\varphi}{V_{Rd,s}} = \frac{3,14 \times 0,9 \times 92,4 \times 40 \times 2,0}{294} = 45,5 \text{ cm.}$$

Przyjęto rozstaw strzemion  $s = 30 \text{ cm}$  (co drugi pręt poziomy w korpusie przyczółka).

Minimalne zbrojenie na ścinanie przyjęto w rozstawie strzemion co 100 cm. Przyjęty stopień zbrojenia na ścinanie wynosi (wzór (9.4N) normy [14]):

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w \sin(\alpha)} = \frac{3,14 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} \times 1} = 1,04\text{‰}.$$

Minimalny stopień zbrojenia na ścinanie wyznaczono ze wzoru (9.5N) normy [14]:

$$\rho_{w,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \frac{\sqrt{30}}{500} = 0,88\text{‰}.$$

Przyjęte zbrojenie spełnia zatem wymagania minimalnego.

Maksymalny podłużny rozstaw strzemion obliczony ze wzoru (9.6N) normy PN-EN 1992-1-1 [14] nie powinien przekraczać:

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot(\alpha)) = 0,75 \times 0,924 \text{ m} \times (1 + 0) = 0,69 \text{ m.}$$

Przyjęty rozstaw strzemion  $s = 30 \text{ cm}$  jest mniejszy od maksymalnego.

Maksymalny poprzeczny rozstaw ramion strzemion wyznaczony ze wzoru (9.8N) normy [14] nie powinien być większy niż:

$$s_{t,max} = \min(0,75d; 0,6 \text{ m}) = 0,6 \text{ m.}$$

(7) Zbrojenie na ścinanie należy przyjmować w strefie połączenia z korpusu z ławą na wysokości występowania wewnętrznej siły poprzecznej większej od nośności korpusu na ścinanie bez obliczeniowego zbrojenia na ścinanie i dalej założyć zbrojenie konstrukcyjne.

## 7.4.6. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – ława fundamentowa

### 7.4.6.1. Nośność na zginanie

(1) Dominującym kierunkiem na zginanie dołem jest kierunek x-x wzdłuż długości mostu. W kierunku poprzecznym przyjęto zbrojenie symetryczne na maksymalnie wyliczone momenty zginające MYY lub zbrojenie minimalne. Założono wstępny dobór rozstawu prętów głównych w liczbie  $6 \div 8$  na 1 m szerokości ławy.

(2) Przyjęto następujące charakterystyki materiałowe – beton C30/37:

- 1)  $f_{ck} = 30$  MPa – charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie betonu,
- 2)  $\gamma_c = 1,4$  – współczynnik częściowy do betonu,
- 3)  $\alpha_{cc} = 0,85$  – współczynnik uwzględniający efekty obciążenia długotrwałego na wytrzymałość betonu (pkt 3.1.6 normy [15]),
- 4)  $f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 18,21$  MPa – obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu,
- 5)  $E_{cm} = 32$  GPa – moduł sprężystości betonu,
- 6)  $f_{ctm} = 2,9$  MPa – charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie betonu,
- 7)  $\varepsilon_{cu,2} = 0,0035$  – odkształcenie graniczne w betonie,
- 8)  $\lambda = 0,8$  – współczynnik wysokości bloku strefy ściskanej betonu,
- 9)  $\eta = 1,0$  – współczynnik kształtu rozkładu naprężeń w strefie ściskanej betonu.

(3) Przyjęto następujące charakterystyki materiałowe – stal zbrojeniowa 500 MPa, klasa C:

- 1)  $f_{yk} = 500$  MPa – charakterystyczna granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 2)  $\gamma_s = 1,15$  – współczynnik częściowy dla stali zbrojeniowej,
- 3)  $f_{yk} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435$  MPa – obliczeniowa granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 4)  $E_s = 200$  GPa – moduł sprężystości stali zbrojeniowej,
- 5)  $\varepsilon_{yd} = 0,00217$  – odkształcenie dla obliczeniowej granicy plastyczności w stali zbrojeniowej.

#### Zbrojenie główne na kierunku x-x (poprzeczny)

(4) Wstępny dobór zbrojenia w ławie przyczółka:

- 1)  $c_{nom} = 50$  mm – nominalna otulina zbrojenia,
- 2)  $\varphi_{st} = 16$  mm – średnica prętów rozdzielczych/strzemion,
- 3)  $\varphi_{gl} = 25$  mm – średnica prętów zbrojenia głównego,
- 4)  $h = 1,0$  m – grubość ławy fundamentowej.

(5) Wysokość użyteczna przekroju wynosi:

$$d = h - c_{nom} - \varphi_{st} - \frac{\varphi_{gl}}{2} = 1,0 - 0,05 - 0,016 - \frac{0,025}{2} = 0,921 \text{ m},$$

$b = 1,0$  m – wymiarowanie na 1m szerokości ławy fundamentowej.

(6) Obliczeniowe siły wewnętrzne do wymiarowania mają wartość (tab. 7.4.4.3.2):

$M_{Ed,x} = 1056$  kNm – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku x,

$M_{Ed,y} = 448$  kNm – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku y.

(7) Graniczna wysokość strefy ściskanej wynosi:

$$x_{lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} d = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,17} \times 0,921 \text{ m} = 0,45 \text{ m},$$

a względna graniczna wysokość strefy ściskanej:

$$\xi_{eff,lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,17} = 0,493.$$

(8) Efektywną wysokość strefy ściskanej wyznaczono z równania równowagi momentów zginających:

$$f_{cd} \times b \times x_{eff} \times (d - 0,5x_{eff}) - M_{Ed,x} = 0 - \text{równanie równowagi sił},$$

$$18,21 \times 1 \times x_{eff} \times (0,921 - 0,5x_{eff}) - 1,056 = 0,$$

$x_{eff} = 0,065$  m – efektywna wysokość strefy ściskanej (rozwiązanie równania kwadratowego),

$$\xi_{eff} = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{0,065}{0,921} = 0,071 \leq \xi_{eff,lim} - \text{przekrój pojedynczo zbrojony}.$$

(9) Zbrojenia na zginanie oblicza się z zależności:

$$\sum F_x = 0 \rightarrow A_{s1} \times f_{yd} - f_{cd} \times x_{eff} \times b = 0,$$

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed,x}}{(d - 0,5x_{eff}) \times f_{yd}} = \frac{1,056}{(0,921 - 0,5 \times 0,065) \times 435} = 27,32 \text{ cm}^2.$$

Przyjęto sześć prętów  $\phi 25$  mm na 1 m szerokości ławy o  $A_{s1} = 29,45 \text{ cm}^2$ , w rozstawie co 15 cm.

Minimalne pole przekroju poprzecznego zbrojenia wynosi:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1,0 \times 0,921 = 13,90 \text{ cm}^2 \leq A_{s1},$$

lecz nie mniej niż:  $0,0013 \times b \times d = 0,0013 \times 1,0 \times 0,921 = 11,98 \text{ cm}^2 \leq A_{s1}$ .

Na zbrojenie minimalne przyjęto sześć prętów  $\phi 18$  mm na 1 m szerokości ławy o  $A_{s,min} = 15,27 \text{ cm}^2$ , w rozstawie co 15 cm.

### Zbrojenie główne na kierunku y-y (podłużny)

(10) Przyjęto identyczną procedurę, przy czym w pierwszej kolejności sprawdzono nośność zbrojenia minimalnego. Nośność zbrojenia minimalnego w ławie fundamentowej wynosi:

$$M_{Rd} = f_{yd} \times A_{s,min} \times \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right) = 435 \times 15,27 \times \left(0,921 - \frac{0,065}{2}\right) = 589 \text{ kNm} \geq M_{Ed,x-x}.$$

W kierunku y-y należy przyjąć symetryczne zbrojenie minimalne w siatce górnej i dolnej, sześć prętów  $\phi 18$  mm na 1 m szerokości płyty o  $A_{s,min} = 15,27 \text{ cm}^2$ , w rozstawie co 15 cm.

### 7.4.6.2. Nośność na ścinanie

(1) Sprawdzenie nośności na ścinanie według normy [14] opiera się na trzech wielkościach (pkt 6.2.1(1)P):  $V_{Rd,c}$  – obliczeniowej nośności na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie,  $V_{Rd,s}$  – obliczeniowej wartości siły poprzecznej, która powstaje, gdy w zbrojeniu na ścinanie osiąga się granicę plastyczności,  $V_{Rd,max}$  – obliczeniowej wartości maksymalnej siły poprzecznej, która może być przeniesiona przez element ze względu na zmiażdżenie ściskanych krzyżulców betonowych – dla elementów masywnych podpór warunek zawsze spełniony.

(2) Na wstępie należy sprawdzić, czy nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie jest wystarczająca do przeniesienia obliczeniowej siły ścinającej. Jeżeli  $V_{Ed} < V_{Rd,c}$ , to stosuje się minimalne zbrojenie na ścinanie określone według normy [14], pkt 9.2.2. W przeciwnym razie element wymaga obliczeniowego zbrojenia na ścinanie. Należy dobrać takie zbrojenie, aby zapewnić odpowiednią nośność na ścinanie  $V_{Rd}$ , która jest uzależniona od wartości  $V_{Rd,s}$  i  $V_{Rd,max}$  (pkt 6.2.3(103) normy [14]).

(3) W niniejszym przykładzie ze względu na znaczący udział obciążeń skupionych dokonano wymiarowania przekroju na maksymalną siłę poprzeczną zdefiniowaną na 1 m szerokości ławy fundamentowej, która wyniosła:  $V_{Ed} = 1483 \text{ kN}$ .

(4) Przyjęto następujące dane wejściowe do obliczeń:

- 1) wysokość całkowita przekroju – 1000 mm,
- 2) analizowana szerokość ławy – 1000 mm,
- 3) średnica prętów rozciąganego zbrojenia głównego – 25 mm,
- 4) wysokość użyteczna przekroju podporowego –  $d = 921$  mm.
- 5) pozostałe dane wejściowe zgodnie z nośnością na zginanie.

### Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie

(5) Obliczeniową nośność na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie  $V_{Rd,c}$  określa się jako większą z obliczonych ze wzorów (6.2a) i (6.2b) normy [15]:

$$V_{Rd,c1} = \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d,$$

$$V_{Rd,c2} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d,$$

gdzie:

$$k = \min \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right); 2,0 \right] = \min \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{921}} \right); 2,0 \right] = 1,47,$$

$$\rho_l = \min \left[ \left( \frac{A_{sl}}{b_w d} \right); 0,02 \right] = \min \left[ \left( \frac{29,45}{100 \times 92,1} \right); 0,02 \right] = 0,32\%$$

$$\sigma_{cp} = \min \left[ \left( \frac{N_{Ed}}{A_c} \right); 0,2 f_{cd} \right] = 0,0 \text{ MPa} - \text{ pominięto wpływ siły podłużnej,}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,4} = 0,13,$$

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,47^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} = 0,34 \text{ MPa.}$$

Stąd

$$V_{Rd,c1} = \left[ 0,13 \times 1,47 \times (100 \times 0,0032 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0 \right] \times 1000 \times 921 = 369 \text{ kN,}$$

$$V_{Rd,c2} = (0,34 + 0,15 \times 0) \times 1000 \times 921 = 313 \text{ kN,}$$

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}) = \max(369; 313) = 369 \text{ kN.}$$

Obliczeniowa siła poprzeczna w analizowanym przekroju jest większa od obliczeniowej nośności na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie.

$$V_{Ed} = 1483 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 369 \text{ kN.}$$

Przekrój wymaga zbrojenia na ścinanie.

### Nośność zbrojenia na ścinanie

(6) Zbrojenie na ścinanie mogą stanowić strzemiona, pręty odgięte lub kombinację obu tych form (pkt 9.2.2(101) normy [14]). Zbrojenie na ścinanie powinno tworzyć z osią podłużną elementu kąt  $\alpha$  w zakresie  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ . Przyjęto strzemiona sześciocięte (trzy strzemiona zamknięte)  $\phi 16$  mm o  $A_{sw} = 12,06 \text{ cm}^2$ .

Maksymalną siłę przenoszoną przez strzemiona  $V_{Rd,s}$  wyznaczono ze wzoru (6.8) normy [15]:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot(\theta),$$

gdzie:

$z = 0,9d$  – ramię sił wewnętrznych,

$f_{ywd} = 0,8 f_{yk} = 400 \text{ MPa}$  – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia na ścinanie (zredukowana zgodnie z uwagą 1. do pkt 6.2.3(103) normy [15]).

Przyjęto kąt  $\varphi$ , taki że  $\cot \varphi = 2,0$ , zgodnie z pkt 6.2.3(2) normy [14] i Załącznikiem Krajowym do pkt NA.4, tak aby  $\cot(\theta)$  mieścił się w zakresie  $1,0 \leq \cot(\theta) \leq 2,0$ . Rozstaw strzemion wynosi:

$$s \leq \frac{A_{sw} \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times \cot \varphi}{V_{Rd,s}} = \frac{12,06 \times 0,9 \times 91,2 \times 40 \times 2,0}{1483} = 54 \text{ cm.}$$

Przyjęto rozstaw strzemion  $s = 30 \text{ cm}$  (co drugi pręt poziomy w ławie).

(7) Zbrojenie minimalne na ścinanie dla szerokości ławy fundamentowej równej 4,0 m, wynosi:

$$A_{sw,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \times s \times b_w = 0,08 \frac{\sqrt{30}}{500} \times 30 \times 400 = 10,52 \text{ cm}^2 \leq 1 \times A_{sw} = 12,06 \text{ cm}^2.$$

Należy przyjąć trzy strzemiona dwucięte z pręta  $\phi 16$  mm po szerokości ławy.

Maksymalny podłużny rozstaw strzemion wyznaczony ze wzoru (9.6N) normy [14] nie powinien przekraczać:

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot(\alpha)) = 0,75 \times 0,921 \text{ m} \times (1 + 0) = 0,69 \text{ m.}$$

Przyjęty rozstaw strzemion  $s = 30 \text{ cm}$  jest mniejszy od maksymalnego.

Maksymalny poprzeczny rozstaw ramion strzemion obliczony ze wzoru (9.8N) normy [14] nie powinien być większy niż:

$$s_{t,max} = \min(0,75d; 0,6 \text{ m}) = 0,6 \text{ m.}$$

(8) Zbrojenie na ścinanie należy przyjmować w strefie połączenia z korpusu z ławą na szerokości występowania wewnętrznej siły poprzecznej większej od nośności ławy na ścinanie bez obliczeniowego zbrojenia na ścinanie i dalej przyjąć zbrojenie konstrukcyjne.

#### 7.4.6.3. Nośność podłoża gruntowego

##### Nośność na wyparcie gruntu spod fundamentu

(1) Obliczając podłoże pod fundamentem, należy sprawdzić, czy spełniona jest nierówność (pkt 6.5.2.1 normy [23]):

$$V_d \leq R_d,$$

gdzie:

$R_d$  – obliczeniowa wartość oporu podłoża dla warunków „z odpływem”,

$V_d$  – obliczeniowa wartość obciążenia, która powinna uwzględniać ciężar fundamentu i nadkładu gruntu zasypowego oraz parcie gruntu (siły korzystne lub niekorzystne), ciśnienie wody niespowodowane naciskiem fundamentu należy w tym przypadku włączyć do obliczeń jako oddziaływanie.

Uwaga: warunki „z odpływem” są zapewnione ze względu na przewidziany w projekcie sprawny drenaż konstrukcji wraz z odwodnieniem.

(2) Charakterystyczny opór graniczny podłoża ( $R_k$ ) wyrażony jest wzorem (D.2) w Załączniku D normy PN-EN 1997-1 [23]:

$$R_k = \left( \frac{R_i}{A'} \right) \times A',$$

gdzie:

$\left( \frac{R_i}{A'} \right)$  – wartość charakterystyczna jednostkowego oporu podłoża,

$A'$  – pole efektywnej powierzchni fundamentu.

Jednostkowy opór podłoża w warunkach „z odpływem” wyznacza się ze wzoru:

$$\left( \frac{R_i}{A'} \right) = c_k' \times N_c \times b_c \times s_c \times i_c + q' \times N_q \times b_q \times s_q \times i_q + 0,5 \times \gamma' \times B' \times N_\gamma \times b_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma$$

gdzie:

$c_k'$  – spójność gruntu,

$\phi'$  – kąt tarcia wewnętrznego,

$\gamma'$  – ciężar gruntu,

$q'$  – efektywna wartość naprężenia w poziomie posadowienia fundamentu,

$B'$  – efektywna szerokość fundamentu;  $B' = B - 2 \times e_B$ ,

$L'$  – efektywna długość fundamentu;  $L' = L - 2 \times e_L$ ,

$e_B, e_L$  – mimośrodowość działania wypadkowej siły  $V$  w stosunku do środka ciężkości fundamentu,

$N_c, N_q, N_\gamma$  – współczynniki nośności (bezwymiarowe):

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right),$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi',$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \operatorname{tg} \phi',$$

$b_c, b_q, b_\gamma$  – współczynniki dla podstawy pochylonej (bezwymiarowe):

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \times \operatorname{tg} \phi')^2,$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \times \operatorname{tg} \phi''),$$

$s_c, s_q, s_\gamma$  – współczynniki kształtu podstawy (bezwymiarowe):

$$s_q = 1 + \left( \frac{B'}{L'} \right) \sin \phi' \text{ dla prostokąta; } s_q = 1 + \sin \phi' \text{ dla kwadratu lub koła,}$$

$s_y = 1 - 0,3 \left(\frac{B'}{L'}\right)$  dla prostokąta;  $s_y = 0,7$  dla kwadratu lub koła,

$$s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1),$$

$i_c, i_q, i_y$  – współczynniki wpływu obciążenia siłą poziomą (bezwymiarowe):

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \times \operatorname{tg}^{\phi''}),$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A' \times c' \times \cot \phi''}\right]^m,$$

$$i_y = \left[1 - \frac{H}{V + A' \times c' \times \cot \phi''}\right]^{m+1},$$

$$m = m_b = \left[2 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right] / \left[1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right], \text{ gdy siła pozioma } H \text{ działa w kierunku } B',$$

$$m = m_L = \left[2 + \left(\frac{L'}{B'}\right)\right] / \left[1 + \left(\frac{L'}{B'}\right)\right], \text{ gdy siła pozioma } H \text{ działa w kierunku } L'.$$

### Określenie mimośrodów obciążeń $e_B$ i $e_L$

(3) Obliczenia wykonuje się na wartościach charakterystycznych obciążeń. W ramach przykładu obliczeniowego założono, projektując w stronę bezpieczną, występowanie maksymalnych reakcji od momentów przy występowaniu minimalnej sile pionowej (tab. 4.4.3.3).

Mimośród  $e_B$  wynosi:

$$e_B = \frac{|M_{0,x}|}{V_{ch}} = \frac{|4387|}{12040} = 0,364 \leq \frac{B}{6} = \frac{4}{6} = 0,667 \text{ m},$$

a mimośród  $e_L$ :

$$e_L = \frac{|M_{0,y}|}{V_{ch}} = \frac{|2761|}{12040} = 0,229 \leq \frac{L}{6} = \frac{9,4}{6} = 1,567 \text{ m}.$$

Warunek jest zatem spełniony. Wymiary fundamentu dobrane są odpowiednio.

$$L' = L - 2 \times e_L = 9,4 - 2 \times 0,229 = 8,94 \text{ m},$$

$$B' = B - 2 \times e_B = 4,0 - 2 \times 0,364 = 3,27 \text{ m},$$

$$A' = B' \times L' = 3,27 \text{ m} \times 8,94 \text{ m} = 29,25 \text{ m}^2.$$

(4) Współczynniki nośności wynoszą:

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg}^{\phi'}} \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) = e^{\pi \operatorname{tg} 35} \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{35}{2}\right) = 33,3,$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' = (33,3 - 1) \times \cot(35) = 46,1,$$

$$N_y = 2(N_q - 1) \operatorname{tg} \phi' = 2(33,3 - 1) \operatorname{tg} 35 = 45,2.$$

(5) Współczynniki kształtu fundamentu (dla prostokąta) są równe:

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right) \sin \phi' = 1 + \frac{3,27}{8,94} \times \sin 35 = 1,21,$$

$$s_y = 1 - 0,3 \left(\frac{B'}{L'}\right) = 1 - 0,3 \times \frac{3,27}{8,94} = 0,89,$$

$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1,21 \times 33,3 - 1}{33,3 - 1} = 1,21.$$

(6) Współczynniki nachylenia podstawy fundamentu oblicza się w następujący sposób: Podstawa fundamentu jest płaska, więc kąt nachylenia podstawy do poziomu wynosi  $\alpha = 0$ :

$$b_q = b_y = (1 - \alpha \times \operatorname{tg} \phi')^2 = (1 - 0 \times \operatorname{tg} 35)^2 = 1,00.$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \times \operatorname{tg}^{\phi''}) = 1,0 - (1 - 1,0) / (46,1 \times \operatorname{tg} 35) = 1,00.$$

(7) Współczynnik nachylenia obciążenia (względem szerokości fundamentu) wynosi:

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right]} = \frac{\left[2 + \left(\frac{6,61}{14,44}\right)\right]}{\left[1 + \left(\frac{6,61}{14,44}\right)\right]} = 1,73.$$

Przy sile poziomej  $H = 406 \text{ kN}$ :



$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A' \times c' \times \cot \phi'}\right]^m = \left[1 - \frac{406}{12040 + 2,25 \times 0 \times \cot 35}\right]^{1,73} = 0,942,$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \times t g \phi'} = 0,942 - \frac{1 - 0,942}{38,64 \times t g 35} = 0,941,$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A' \times c' \times \cot \phi'}\right]^{m+1} = \left[1 - \frac{406}{12040 + 29,25 \times 0 \times \cot 35}\right]^{1,73+1} = 0,911.$$

(8) Fundament filara zagłębiony jest 2,0 m poniżej poziomu terenu pierwotnego. Naprężenia pierwotne w poziomie posadowienia wynoszą:

$$q' = \gamma_{grunt} \times d_{fundament} = 18,5 \times 2,0 = 37 \text{ kPa.}$$

(9) Ostatecznie otrzymuje się:

$$\left(\frac{R_i}{A'}\right) = c_k' \times N_c \times b_c \times s_c \times i_c + q' \times N_q \times b_q \times s_q \times i_q + 0,5 \times \gamma' \times B' \times N_\gamma \times b_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma = 0 \times 46,1 \times 1,0 \times 1,21 \times 0,941 + 37 \times 33,3 \times 1,00 \times 1,21 \times 0,942 + 0,5 \times 18,5 \times 3,27 \times 45,2 \times 1,0 \times 0,89 \times 0,911 = 2513,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2},$$

$$R_k = \left(\frac{R_i}{A'}\right) \times A' = 2513,8 \times 29,25 = 73\,529 \text{ kN,}$$

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{R,v}} = \frac{73\,529}{1,4} = 52\,520 \text{ kN.}$$

Obliczeniowe obciążenie pionowe fundamentu:  $V_d^{max} = 21813 \text{ kN.}$

W kolejnym kroku sprawdza się warunek:

$$V_d^{max} = 21813 \text{ kN} < R_d = 52\,520 \text{ kN.}$$

Wykorzystanie nośności wynosi:

$$\frac{V_d^{max}}{R_d} \times 100\% = 41,5\%.$$

Warunek nośności podłoża na wyparcie jest zachowany. W przypadku posadowienia bezpośredniego obiektów mostowych decydującym warunkiem dotyczącym wymiarów fundamentu są zazwyczaj dopuszczalne osiadania pod fundamentem.

Nośność na przesunięcie fundamentu

(10) W przypadku działania obciążenia na kierunku stycznym do podstawy fundamentu należy sprawdzić przesunięcie po gruncie zgodnie ze wzorem (6.2) normy [23]:

$$H_d \leq R_d + R_{p,d},$$

gdzie:

$R_d$  – obliczeniowy opór na przesunięcie,

$H_d$  – obliczeniowa wartość obciążenia poziomego uwzględniająca wszystkie aktywne siły wywierane na fundament,

$R_{p,d}$  – wartość obliczeniowa siły utrzymującej wywołanej przez odpór gruntu na bocznej powierzchni fundamentu. W niniejszym przykładzie obliczeniowym pominięto działanie odporu gruntu, projektując w stronę bezpieczną.

(11) W przypadku fundamentów posadowionych na gruntach spoistych w obrębie stref sezonowych zmian objętościowych w analizach obliczeniowych należy wziąć pod uwagę możliwość odspojenia gruntu od pionowych części fundamentów na skutek skurczu. Ponadto należy przewidzieć możliwość odkopania fundamentu wskutek działalności człowieka lub wyerodowania gruntu. W warunkach z odplywem obliczeniowy opór ścinania  $R_d$  należy obliczać ze wzoru:

$$R_d = V_d' \times \tan \delta_d$$

$$\text{lub } R_d = (V_d' \times \tan \delta_k) / \gamma_{R,h},$$

gdzie:

$\gamma_{R,h}$  – częściowy współczynnik bezpieczeństwa równy 1,1,

$V_d'$  – wartość obliczeniowa efektywnego oddziaływania pionowego lub składowej całkowitego oddziaływania skierowanej prostopadle do podstawy fundamentu,

$\delta_k; \delta_d$  – odpowiednio charakterystyczna i obliczeniowa wartość kąta tarcia na styku fundamentu i gruntu; kąt  $\delta_d$  można przyjąć za równy obliczeniowemu efektywnemu kątowi tarcia wewnętrznego w stanie krytycznym  $\varphi_{cv,d}'$  – dla betonowych fundamentów formowanych na gruncie lub równy  $2/3 \varphi_{cv,d}$  – dla gładkich fundamentów prefabrykowanych; efektywną spójność gruntu można pominąć. W niniejszym przykładzie założono bezpiecznie kąt  $\delta_d = 2/3 \varphi_{cv,d}$ .

(12) W warunkach bez odpływu obliczeniowy opór ścinania  $R_d$  należy obliczyć ze wzoru:

$$R_d = A_c \times c_{u,d}$$

$$\text{lub } R_d = (A_c \times c_{u,d}) / \gamma_{R,h},$$

gdzie:

$\gamma_{R,h}$  – częściowy współczynnik bezpieczeństwa równy 1,1,

$A_c$  – pole całkowitej powierzchni fundamentu przekazującej nacisk na grunt,

$c_{u,d}$  – wartość obliczeniowa wytrzymałości na ścinanie gruntu bez odpływu.

(13) Ponadto, jeżeli istnieje możliwość powstania szczeliny (dostania się wody) pomiędzy fundament i niezdrutowane podłoże spoiste, należy dodatkowo sprawdzić warunek:

$$R_d \leq 0,4 \times V_d.$$

(14) W przedmiotowym przykładzie występują warunki z odpływem z uwagi na zapewnienie sprawnego drenażu podłoża i występowanie w podłożu gruntów niespoistych. Uwzględniając powyższe, warunek nośności na przesunięcie fundamentu sprowadza się do sprawdzenia nierówności:

$$H_d \leq R_d = \frac{V_{d,min} \times \tan\left(\frac{2}{3} \times \varphi_{cv,d}\right)}{\gamma_{R,h}} = \frac{12040 \times \tan\left(\frac{2}{3} \times 35\right)}{1,1} = 4714 \text{ kN.}$$

Maksymalna obliczeniowa siła pozioma:  $H_d = 1000 \text{ kN}$ . Sprawdzenie warunku nośności ma postać:

$$H_d = 1000 \text{ kN} \leq R_d = 4714 \text{ kN.}$$

Wykorzystanie nośności wynosi:

$$\frac{H_d}{R_d} \times 100\% = 21,2\%.$$

Warunek na przesunięcie fundamentu jest więc spełniony.

## 7.4.7. Sprawdzenie stanów granicznych użyteczności

### 7.4.7.1. Ograniczenie naprężeń/ograniczenie rys

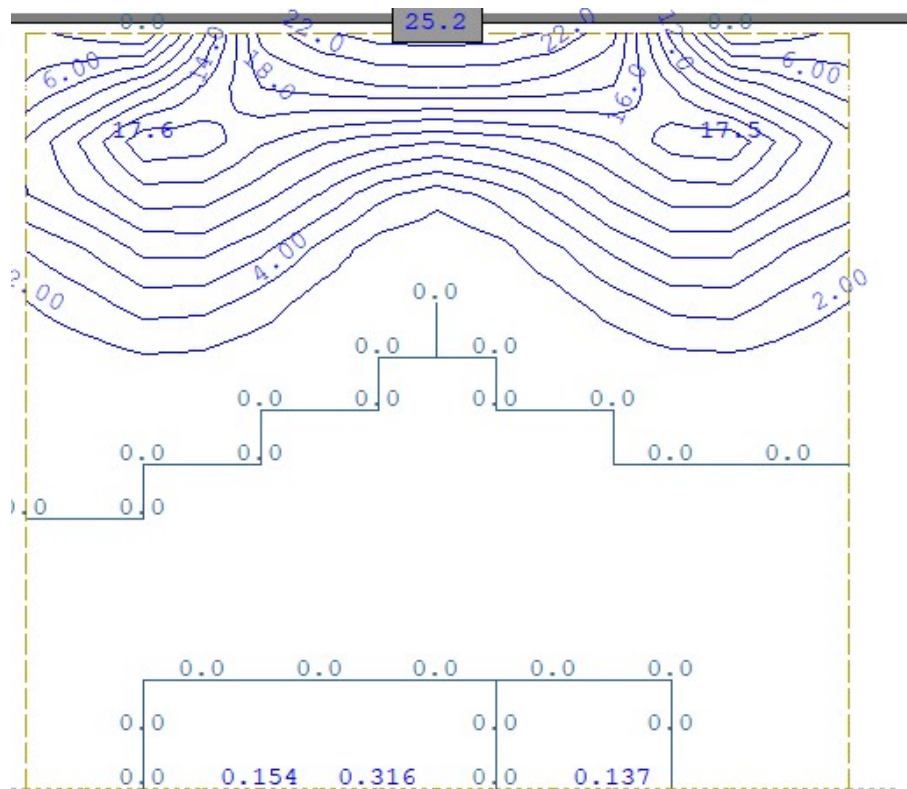
(1) Procedurę analityczną sprawdzenia stanu granicznego użyteczności elementów żelbetowych (ograniczenie naprężeń/ograniczenie rys) pokazano w rozdziale trzecim – wiadukt żelbetowy o schemacie ramowym.

(2) Stan graniczny użyteczności żelbetu sprawdzono dla poszczególnych elementów podpory z wykorzystaniem oprogramowania komputerowego zgodnym z wymaganiami norm [14, 15]. Przyjęto warunki:

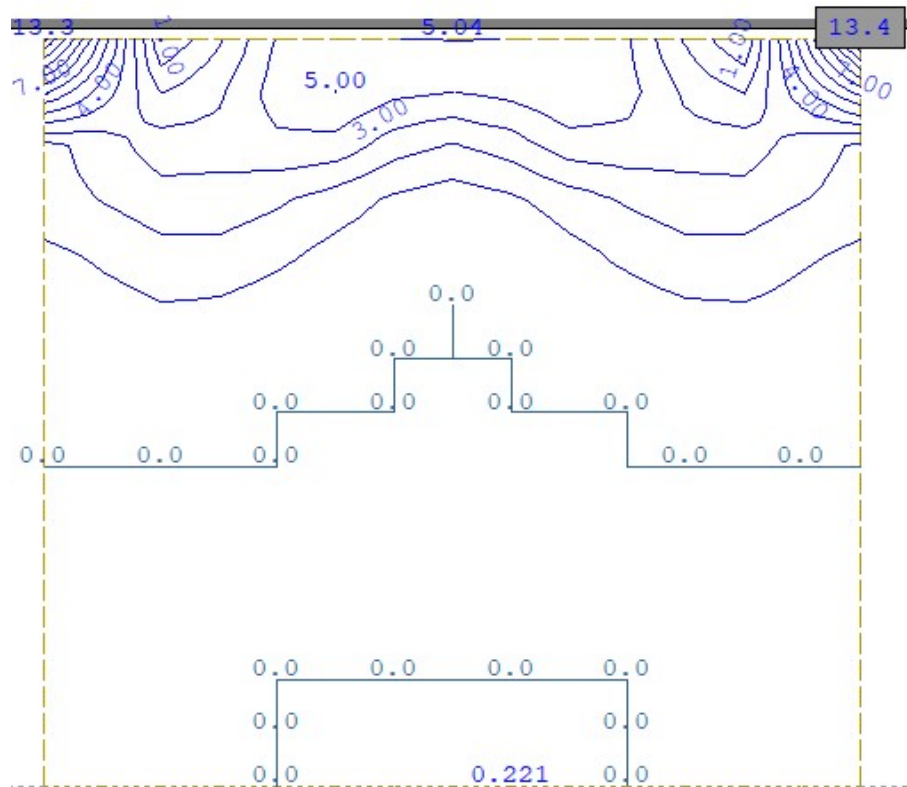
- 1) ograniczenie naprężeń w stali zbrojeniowej do  $\sigma_{dop} = 0,8 \times f_{yk} = 400 \text{ MPa}$ ,
- 2) ograniczenie naprężeń ściskających w betonie do  $\sigma_{dop} = 0,6 \times f_{ck} = 18 \text{ MPa}$ ,
- 3) ograniczenie rozwartości rys od  $w = 0,3 \text{ mm}$ .

#### Korpus filara

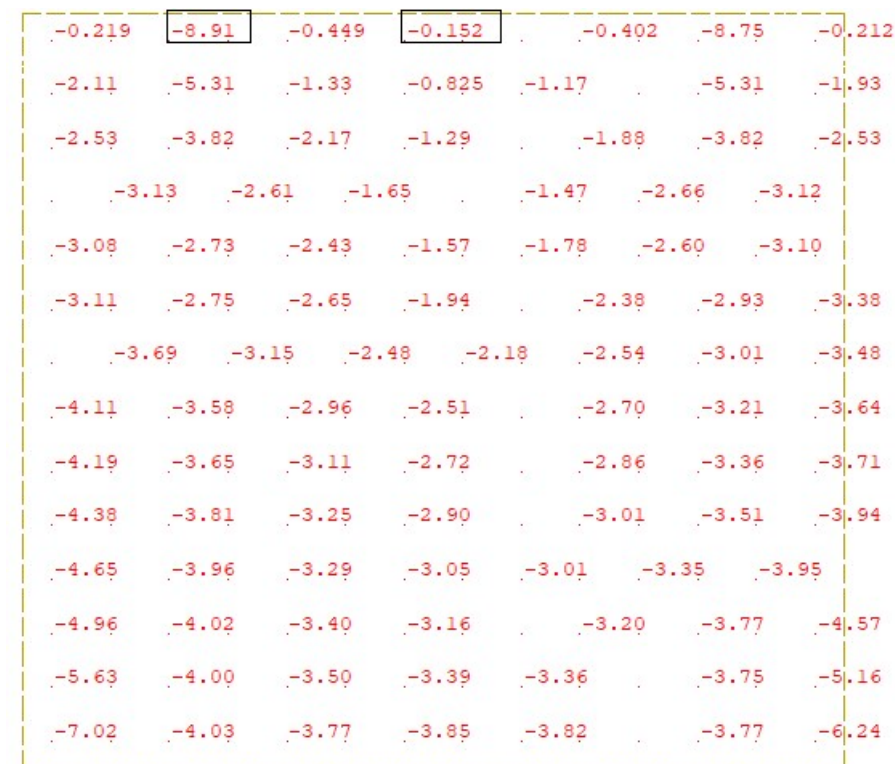
(3) Na rys. 7.4.7.1.1–7.4.7.1.3 zestawiono mapy niezbędnej ilości zbrojenia w korpusie oraz naprężenia ściskające w betonie.



Rys. 7.4.7.1.1. Mapa zbrojenia pionowego w korpusie filara w stanie granicznym zarysowania [cm<sup>2</sup>/m]



Rys. 7.4.7.1.2. Mapa zbrojenia poziomego w korpusie przyczółka w stanie granicznym zarysowania [cm<sup>2</sup>/m]



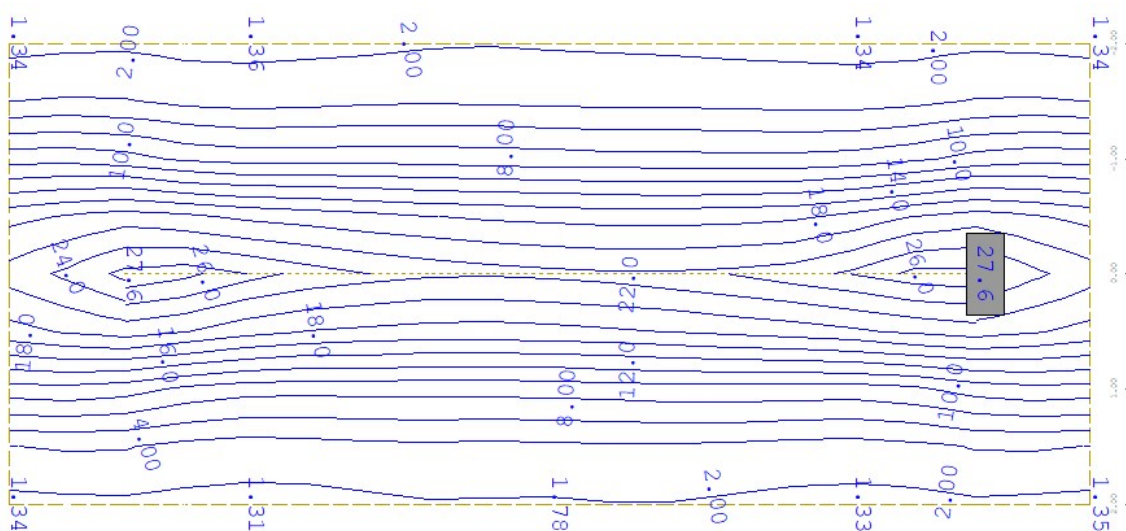
Rys. 7.4.7.1.3. Naprężenia ściskające w betonie od charakterystycznej kombinacji obciążeń [MPa]

(4) Ostatecznie przyjęto następujący układ zbrojenia w korpusie filara:

- 1) pręty poziome  $\phi 16$  mm co 15 cm od spodu filara do 2/3 wysokości filara, wyżej pręty  $\phi 22$  mm co 15 cm,
- 2) pręty pionowe  $\phi 20$  mm w rozstawach co 15 cm,
- 3) strzemiona jednocięte z pręta  $\phi 20$  mm co 100 cm na szerokości korpusu w rozstawach co 30 cm po wysokości korpusu.

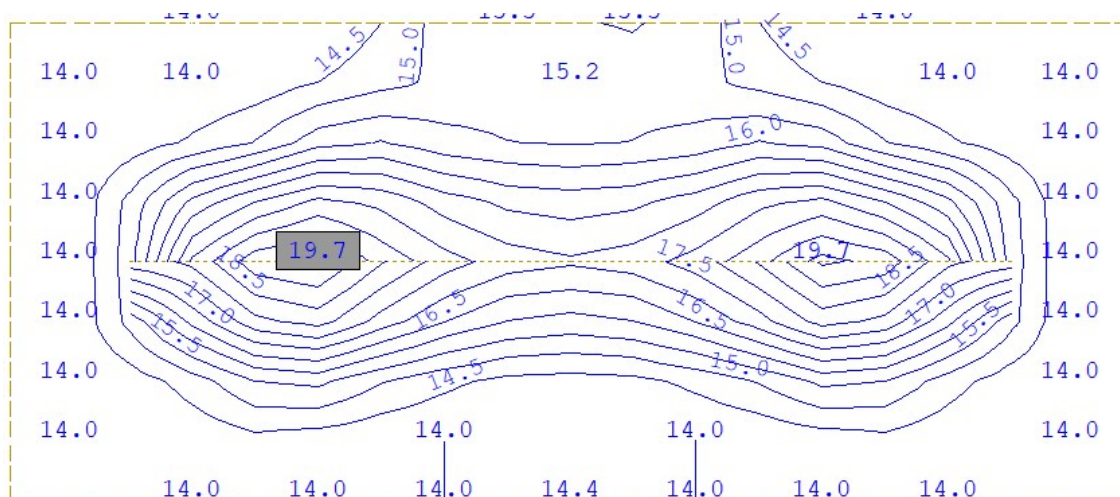
#### Ława fundamentowa

(5) Na rys. 7.4.7.1.4–7.4.7.1.7 zestawiono mapy niezbędnej ilości zbrojenia w ławie oraz naprężenia ściskające w betonie.

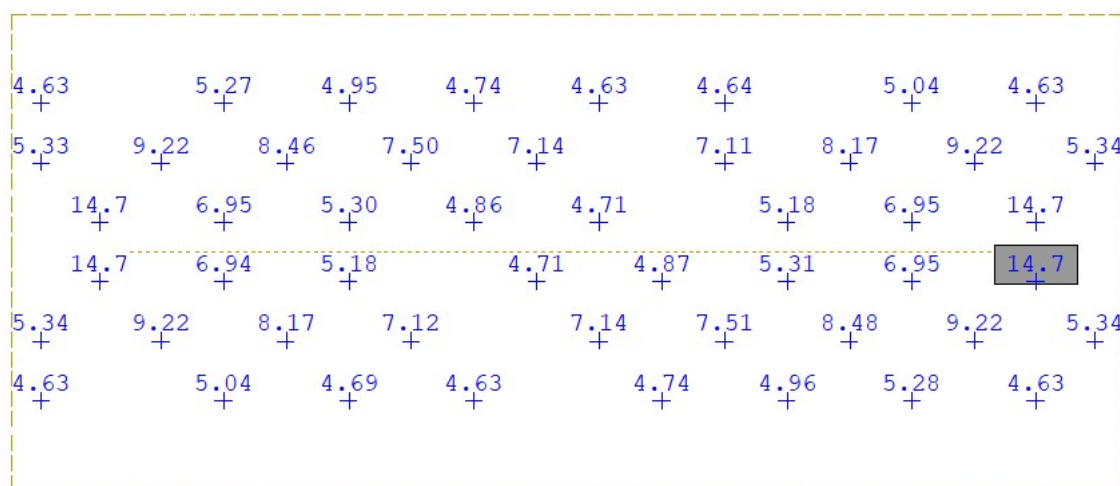


Rys. 7.4.7.1.4. Mapa zbrojenia poprzecznego w ławie przyczółka maksymalna z ULS oraz stanu granicznego zarysowania [cm<sup>2</sup>/m]

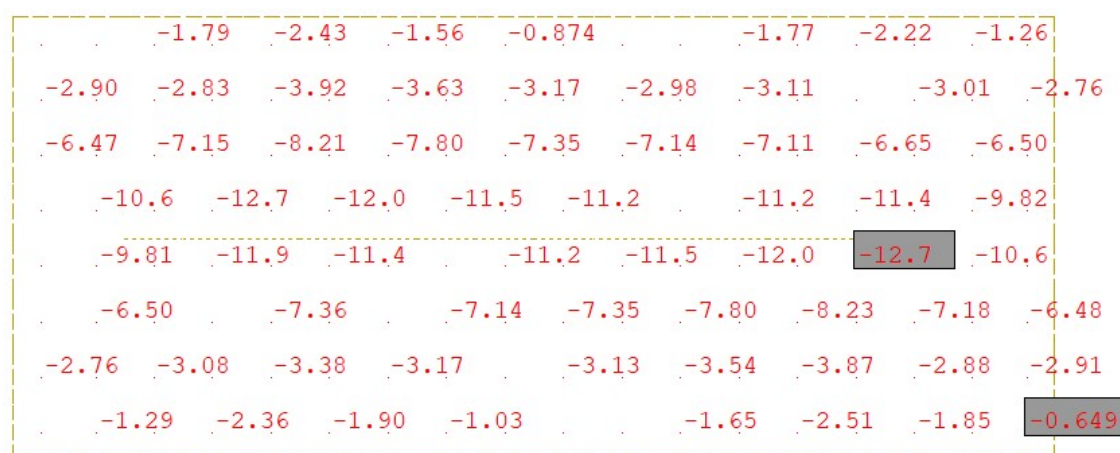




Rys. 7.4.7.1.5. Mapa zbrojenia podłużnego w ławie przyczółka maksymalna z ULS oraz stanu granicznego zarysowania [cm<sup>2</sup>/m]



Rys. 7.4.7.1.6. Niezbędna ilość zbrojenia na ścinanie w ławie [cm<sup>2</sup>/m<sup>2</sup>]



Rys. 7.4.7.1.7. Naprężenia ściskające w betonie od charakterystycznej kombinacji obciążeń [MPa]

(6) Ostatecznie przyjęto następujący układ zbrojenia w ławie:

- 1) pręty poprzeczne  $\phi 25$  mm co 15 cm, zaniedbano lokalne zwiększenie ilości zbrojenia na połączeniu ławy z korpusem z uwagi na dodatkowe zbrojenie dołem w korpusie oraz pręty łączące korpus z ławą,
- 2) pręty podłużne  $\phi 20$  mm w rozstawach co 15 cm,
- 3) trzy strzemiona dwuciętych z pręta  $\phi 16$  mm na szerokości ławy w rozstawach co 30 cm po długości ławy.

#### 7.4.7.2. Ograniczenie przemieszczeń podpory

(1) Dla przyjętego modelu numerycznego filara mostowego jego przemieszczenia pionowe i poziome będą uzależnione od układu obciążenia oraz układu sztywności podpór sprężystych w poziomie ławy fundamentowej. W niniejszym przykładzie ograniczono się do sprawdzenia przemieszczenia fundamentu na podstawie wykonanego modelu obliczeniowego z analitycznym doбором sztywności podpór sprężystych.

(2) Projektując posadowienie konstrukcji (w tym mostowych), należy wykluczyć możliwość wystąpienia nadmiernych osiadań i przechyleń fundamentu, które mogłyby doprowadzić do niedopuszczalnych przemieszczeń konstrukcji w okresie użytkowania obiektu. Stan graniczny użyteczności powinien zatem obejmować obliczenie osiadania fundamentu z wyznaczeniem wskaźników osiadań i różnic osiadań, po to aby można je porównać z dopuszczalnymi wartościami granicznymi.

Norma [23] nie podaje niestety wskaźników przemieszczeń dla obiektów mostowych. W normie [12] wskazano dopuszczalną różnicę o poziomach podparcia na łożyskach mostów wykonywanych w metodzie nasuwania podłużnego w kierunku podłużnym równą 10 mm, a w kierunku poprzecznym 2,5 mm.

(3) W Załączniku Krajowym NA do normy [23] podano jedynie wartości wskaźników przemieszczeń dla budynków i zestawiono w tab. 7.4.7.1.1.

Tab. 7.4.7.2.1. Graniczne wskaźniki przemieszczeń i odkształceń dla budynków

Maksymalne osiadanie $S_{\max}$ [mm]	Maksymalny obrót $\theta_{\max}$ [rad]	Strzałka wygięcia $\Delta_{\max}$ [mm]	Przechylenie $\omega$ [rad]
50	0,002	10	0,003

(4) Analiza powyższych zapisów może sugerować, że skoro w budynkach (obciążonych głównie statycznie) poszczególne fundamenty lub ich grupy nie powinny wykazywać różnicy przechyleń o 10 mm, to również poszczególne fundamenty obiektów mostowych (głównie obciążanych dynamicznie) nie powinny wykazywać większej różnicy w osiadaniu. Dla obiektów mostowych zasadne wydaje się stwierdzenie, że zmienność parametrów gruntów w podłożu może być większa niż w przypadku budynków. Wskaźniki przemieszczeń i odkształceń są zbliżone do wartości podanych w wycofanej normie [4].

(5) W niniejszym przykładzie obliczeniowym założono niepewność modelu podłoża gruntowego przez przyjęcie nierównomiernych osiadań pomiędzy poszczególnymi podporami obiektu mostowego równymi 10 mm, co jest zgodne dla sytuacji przejściowej wykonywania obiektów mostowych metodą nasuwania podłużnego. Ponadto wycofana norma obciążeniowa dla mostów [5], pkt 5.3 podaje wytyczne dotyczące osiadań podłoża:

- 1) jeżeli normy projektowania nie przewidują inaczej, należy dla układów statycznie niewyznaczalnych uwzględnić obciążenia lub przewidzieć rozwiązania konstrukcyjne eliminujące lub ograniczające te obciążenia przy założeniu możliwości różnicy osiadań sąsiednich podpór o 1,0 cm
- 2) oraz przemieszczeń poziomych podpór o 1,0 cm.

(6) Przedmiotowy most jest belką ciągłą. Założono dopuszczalne osiadania podpór (ławy fundamentowych) równe 25 mm oraz przemieszczenia poziome podpór 10 mm. Ograniczono również różnice w przemieszczeniu przeciwległych części ławy fundamentowej o wartość równą 1,0 cm, pochylenie fundamentu oraz korpusu do 0,003 rad. Na rys. 7.4.7.2.1–7.4.7.2.3 pokazano wartości kombinacyjne przemieszczeń podpory mostowej.

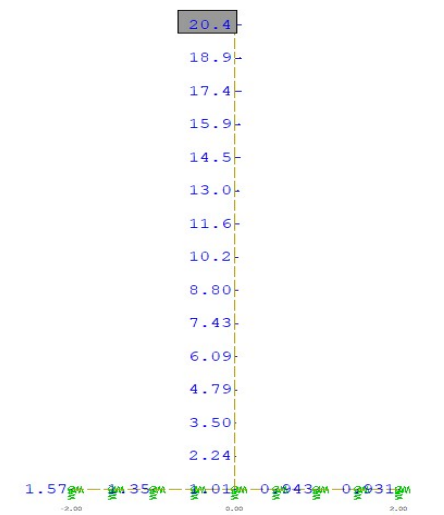


15.7	16.1	16.6	17.0	17.4	17.8	18.1	18.5	18.8	19.0
15.7	16.2	16.7	17.1	17.5	17.9	18.2	18.6	18.9	19.1
15.8	16.3	16.8	17.2	17.7	18.1	18.4	18.7	18.9	19.2
15.9	16.4	17.0	17.4	17.8	18.2	18.6	18.9	19.1	19.3
15.9	16.5	17.1	17.5	18.0	18.4	18.7	19.0	19.2	19.3
17.1	17.6	18.2	18.7	19.1	19.5	19.8	20.1	20.3	20.5
18.2	18.7	19.2	19.7	20.1	20.5	20.9	21.1	21.4	21.6
19.4	19.8	20.3	20.8	21.2	21.5	21.9	22.2	22.5	22.7
20.5	21.0	21.4	21.9	22.3	22.7	23.0	23.4	23.6	23.9

Rys. 7.4.7.2.1. Maksymalne przemieszczenia pionowe ławy fundamentowej – kombinacja charakterystyczna obciążeń

9.20	9.38	9.49	9.53	9.54	9.53	9.49	9.37	9.19
10.6	10.8	10.9	10.9	10.9	10.9	10.9	10.8	10.6
11.9	12.2	12.2	12.2	12.2	12.2	12.2	12.2	11.9
13.3	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5	13.3
14.6	14.8	14.8	14.8	14.8	14.8	14.8	14.8	14.6
14.5	14.7	14.7	14.8	14.8	14.8	14.7	14.7	14.5
14.4	14.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.6	14.4
14.2	14.4	14.6	14.6	14.6	14.6	14.6	14.4	14.2
14.0	14.2	14.4	14.4	14.5	14.4	14.4	14.2	14.0

Rys. 7.4.7.2.2. Minimalne przemieszczenia pionowe ławy fundamentowej – kombinacja charakterystyczna obciążeń



Rys. 7.4.7.2.3. Maksymalne przemieszczenia boczne na kierunku x-x w podporze mostowej

(7) Osiadanie ław fundamentowych:

$$s_{max} = 23,9 \text{ mm} \leq 25 \text{ mm} = s_{dop}$$

Warunek ustalany jest po obliczeniu osiadań dla wszystkich podpór mostu (przyczółek i filar) oraz dojazdu do obiektu mostowego. Sprawdzenie maksymalnych osiadań w fundamencie ławy jest zachowane.

(8) Przechylenia względne fundamentu ław wynosi:

$$\Delta s_{min} = 5,3 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} = s_{dop}, \quad \Delta s_{max} = 4,9 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} = s_{dop}$$

Warunki należy uznać za spełnione.

$$\omega_{max} = \operatorname{atan}\left(\frac{\Delta s}{B_{\text{ława}}}\right) = \operatorname{atan}\left(\frac{4,9 \text{ mm}}{4 \text{ m}}\right) = 0,0013 \text{ [rad]} \leq 0,003 \text{ [rad]} = \omega_{dop}$$

$$\omega_{max} = \operatorname{atan}\left(\frac{\Delta s}{H_{\text{korpus}}}\right) = \operatorname{atan}\left(\frac{19,4 \text{ mm}}{6,8 \text{ m}}\right) = 0,0028 \text{ [rad]} \leq 0,003 \text{ [rad]} = \omega_{dop}$$

gdzie  $\Delta s$  – różnica wychyleń w korpusie/różnica przemieszczeń pionowych w ławie. Sprawdzenie maksymalnych przechyłów w fundamencie bezpośrednim oraz korpusie jest zachowane.

(9) Sprawdzenie bocznych przemieszczeń fundamentu ma postać:

$$\Delta_x = 1,57 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} = \Delta_{x,dop}$$

w którym  $\Delta_x$  – maksymalne przesunięcie boczne fundamentu (ławy). Sprawdzenie maksymalnych przemieszczeń bocznych w poziomie fundamentu jest zachowane.