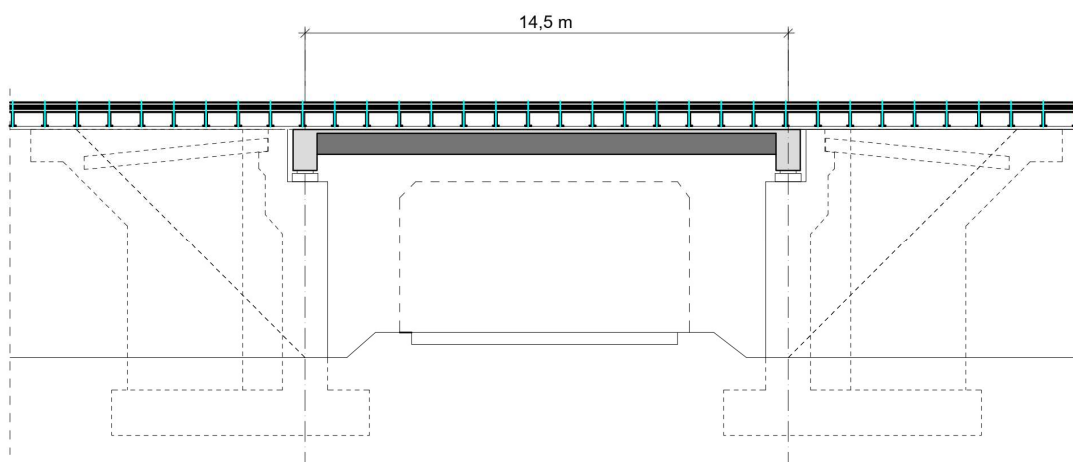


5. Wiadukt z belek prefabrykowanych o schemacie belki swobodnie podpartej

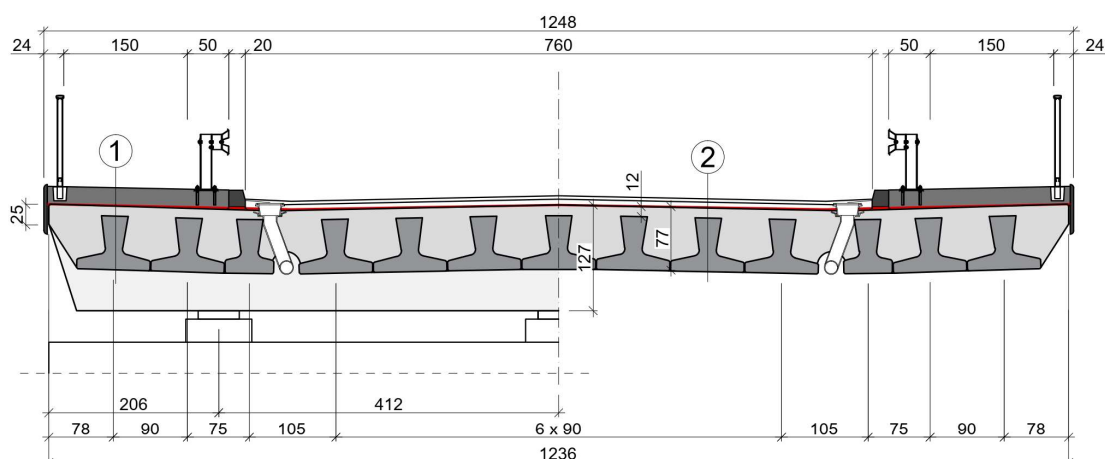
5.1. Opis obiektu i założenia do obliczeń

5.1.1. Rozwiązanie konstrukcyjne

(1) Przedmiotem obliczeń jest wiadukt drogowy nad drogą klasy G o schemacie statycznym belki swobodnie podpartej i rozpiętości przęsła 14,5 m (rys. 5.1.1.1.). Na obiekcie zlokalizowano drogę klasy Z z jezdnią o szerokości 7,6 m w świetle krawężników oraz dwa chodniki o szerokości użytkowej 1,5 m. Ustrój nośny składa się z 13 prefabrykowanych belek strunobetonowych typu „odwrócone T”, połączonych z betonem układanym in-situ. Łączna wysokość konstrukcyjna przęsła wynosi 0,77 m (belka o wysokości 0,65 m + nadbeton płyty 0,12 m) (rys. 5.1.1.2.). Zaprojektowano poprzecznice podporowe o wysokości 1,27 m i szerokości 0,75 m.



Rys. 5.1.1.1. Widok z boku



① WARSTWY CHODNIKA

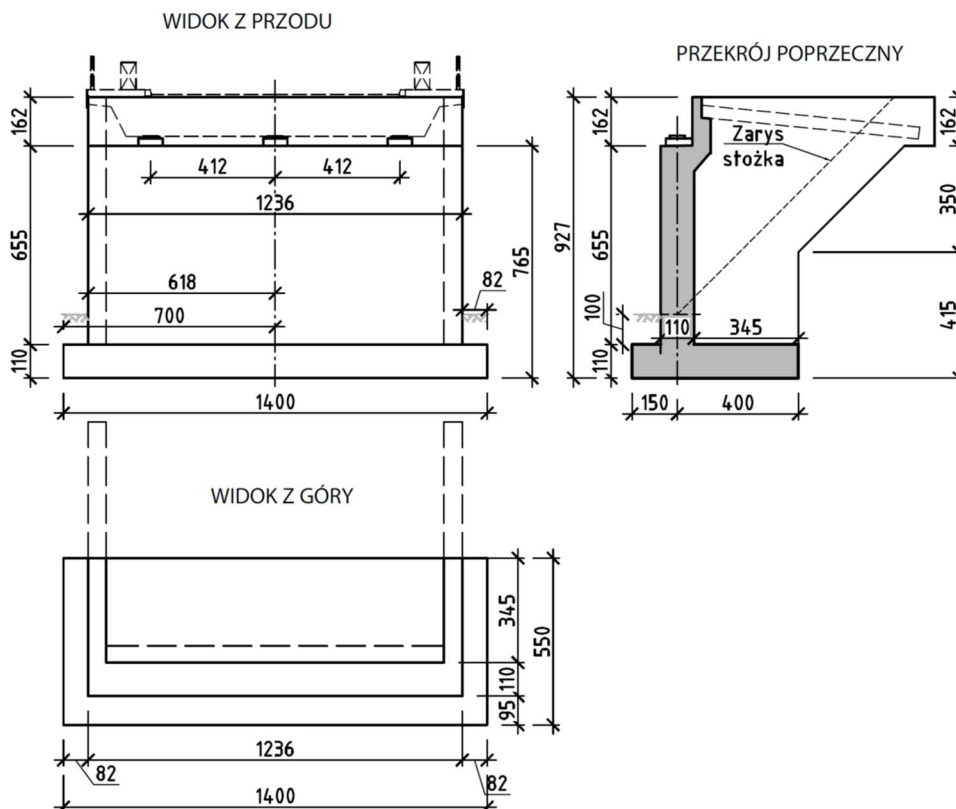
nawierzchnia epoksydowa	10 mm
kapa chodnikowa z betonu C30/37	230 mm
izolacja termozgrzewalna	10 mm
płyta żelbetowa	120 mm
belki strunobetonowe	650 mm

② WARSTWY JEZDNI

warstwa ścieralna SMA	40 mm
warstwa wiążąca asfalt twardolany	50 mm
izolacja termozgrzewalna	10 mm
płyta żelbetowa	120 mm
belki strunobetonowe	650 mm

Rys. 5.1.1.2. Przekrój poprzeczny

(2) Przyczółek mostowy zaprojektowano o korpusie pełnościennym, połączony z ławą fundamentową, posadowioną bezpośrednio w gruntach niespoistych, piaskach średnich o średnim zagęszczeniu. Ściany boczne przyczółka zaprojektowano jako pełnościennie monolitycznie połączone z korpusem oraz ławą fundamentową. Wysokość całkowita korpusu wynosi 8,17 m, a jego grubość 1,1 m. W górnej części korpus ma postać ścianki zapleczej o wysokości 1,62 m oraz grubości 0,5 m. Grubość skrzydeł przyczółka jest stała po wysokości korpusu i wynosi 0,6 m. Żelbetowa ława fundamentowa ma wymiary rzutu poziomego 5,5 × 14,0 m oraz grubość równą 1,1 m. Gabaryty przyczółka przyjęto według karty katalogowej Z8-PH9 WR-M-21-1. Na rys. 5.1.1.3 pokazano schemat podpory przyczółka mostowego.



Rys. 5.1.1.3. Gabaryty podpory przyczółka mostowego

5.1.2. Technologia budowy

(1) W opracowaniu przyjęto tradycyjną technologię budowy betonu monolitycznego podpór mostowych. Kolejność prowadzenia robót w trakcie wykonywania przyczółka mostowego:

- 1) wykonanie robót ziemnych – wykopy, zabezpieczenie wykopów,
- 2) częściowa realizacja nasypu do obiektu mostowego, bez strefy przejściowej,
- 3) wykonanie podkładu z betonu niekonstrukcyjnego przed realizacją ławy fundamentowej,
- 4) deskowanie i zbrojenie ławy fundamentowej,
- 5) betonowanie ławy fundamentowej,
- 6) wykonanie izolacji ławy fundamentowej,
- 7) zasypanie ławy fundamentowej do górnego poziomu,
- 8) montaż zbrojenia i deskowanie korpusu przyczółka oraz skrzydeł,
- 9) betonowanie przyczółka mostowego,
- 10) wykonanie izolacji przyczółka mostowego,
- 11) realizacja drenażu zasyпки przyczółka mostowego,
- 12) wykonanie zasyпки mostowej za przyczółkiem,
- 13) wykonanie ciosów podłożyskowych.

(2) Ustrój nośny obiektu jest wykonywany z prefabrykowanych belek strunobetonowych (zrealizowanych w wytwórni i dostarczonych na miejsce budowy) oraz nadbetonu płyty pomostu

układanego na budowie. Belki zostaną ułożone bezpośrednio na podwalinach, stanowiących fragmenty poprzecznic podporowych, bez użycia podpór tymczasowych. Sprężenie jest wykonywane w wytwórni jeden dzień po betonowaniu belek.

Założono, że belki zostaną obciążone betonem układanym na budowie 30 dni po betonowaniu, elementy wyposażenia zostaną zamontowane w ciągu trzech miesięcy po betonowaniu, a oddanie do użytkowania nastąpi po około siedmiu miesiącach od betonowania. Wiek betonu belek i płyty w kolejnych etapach realizacji obiektu zestawiono w tab. 5.1.2.1.

Tab. 5.1.2.1. Wiek betonu w kolejnych etapach realizacji

Etap	Wiek betonu belek	Wiek betonu płyty
Sprężenie belek	$t_0 = 1$ dzień	
Betonowanie płyty	$t_1 = 30$ dni	
Montaż elementów wyposażenia	$t_2 = 90$ dni	$t_2 - t_1 = 60$ dni
Oddanie do użytkowania	$t_3 = 210$ dni	$t_3 - t_1 = 180$ dni
Koniec okresu eksploatacji	$t_n = 100$ lat	$t_n = 100$ lat

5.1.3. Materiały

5.1.3.1. Beton

Podstawowe parametry betonu

(1) Belki strunobetonowe zaprojektowano z betonu klasy C50/60 na cemencie klasy R. Płytę pomostu, poprzecznicę oraz elementy podpór i fundamentów zaprojektowano z betonu klasy C30/37 (minimalna klasa betonu do stosowania w mostach) na cemencie klasy N. W przypadku elementów przęśla zastosowano kruszywo bazaltowe, dla elementów podpór – kruszywo kwarcytowe. Wartości właściwości mechanicznych betonu belek i płyty potrzebne do projektowania odczytano z tab. 3.1 normy [14] i zestawiono w tab. 5.1.3.1.1. Zgodnie z pkt 3.1.3(2) normy [14] wartość modułu sprężystości odczytaną z tab. 3.1 zwiększono o 20% ze względu na zastosowanie kruszywa bazaltowego.

Tab. 5.1.3.1.1. Właściwości mechaniczne betonów na kruszywie bazaltowym według normy [14]

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

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 belek w chwili sprężenia.

Zgodnie z pkt 5.1.3.1 przyjęto, że konstrukcja zostanie sprężona po jednym dniu 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 zaleceniami pkt 3.1.2(6) normy [14].

(3) Wartości właściwości mechanicznych betonu w chwili sprężenia określono za pomocą funkcji zamieszczonych w pkt 3.1 normy [14]. Wpływ obróbki termicznej betonu uwzględniono, przyjmując zmodyfikowany wiek betonu t_T , określony ze wzoru (B.10) z Załącznika B normy [14].

$$t_{0,T} = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \exp \left[- \left(\frac{4000}{273 + \Delta t_i} - 13,65 \right) \right],$$

gdzie:

$T(\Delta t_i)$ – temperatura w okresie czasu Δt_i [°C],

Δt_i – liczba dni, w których przeważa temperatura T .

Dla uproszczenia przyjęto, że belki będą poddane działaniu podwyższonej temperatury o stałej wartości $T(\Delta t_i) = 45^\circ\text{C}$ przez $\Delta t_i = 1$ dzień. Zmodyfikowany wiek betonu obliczono ze wzoru (B.10) z Załącznika B do normy [14].

$$t_{0,T} = 1 \times \exp \left[- \left(\frac{4000}{273 + 1} - 13,65 \right) \right] = 3 \text{ dni.}$$

Współczynnik zależny od wieku betonu wyznaczono ze wzoru (3.2) normy [14].

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left[s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right]; \quad \beta_{cc}(t_{0,T}) = 0,45.$$

Wytrzymałość średnia betonu na ściskanie według wzoru (3.1) normy [14] wynosi:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm}, \quad f_{cm}(t_{0,T}) = 26,1 \text{ MPa.}$$

Wytrzymałość charakterystyczną betonu na ściskanie w pierwszych trzech dniach dojrzewania należy określać na podstawie badań. Wytrzymałość średnią betonu na rozciąganie obliczono ze wzoru (3.4) normy [14].

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^{\alpha} \times f_{ctm}, \quad f_{ctm}(t_{0,T}) = 1,8 \text{ MPa.}$$

Moduł sprężystości określony wzorem (3.5) z normy [14] wynosi:

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} \times E_{cm}, \quad E_{cm}(t_{0,T}) = 35,0 \text{ GPa.}$$

Klasy ekspozycji i grubości otulenia

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

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

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

(6) Grubości otulenia cięgien sprężających i prętów zbrojeniowych dobrano zgodnie z zapisami pkt 4.4.1 norm [14, 15], na podstawie 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 tab. 2.1 normy [9], równą 100 lat. Nominalną grubość otulenia c_{nom} określa się ze wzoru (4.1) normy [14], w zależności od minimalnego otulenia c_{min} wyznaczonego ze wzoru (4.2) tej normy oraz przyjętej wartości odchyłki Δc_{dev} . Dobór nominalnej grubości otulenia c_{nom} wraz z odwołaniami poszczególnych elementów normy [14] przedstawiono w tab. 5.1.3.1.2. Zgodnie z pkt 4.4.1.1(1)P normy [14] otulenie nominalne dotyczy zbrojenia, które znajduje się najbliżej krawędzi betonu (np. strzemion, prętów rozdzielczych). Otulenie cięgien sprężających oraz zbrojenia w belkach strunobetonowych przyjęto według katalogu belek [45]. Przy założeniu zapewnienia specjalnej kontroli jakości betonu (tab. 4.3N normy [14]) wraz z pomiarem grubości otulenia i przyjęciu odchyłki wykonawczej o wartości 5 mm przyjęte grubości otulenia spełniają wymagania normy [14].

Tab. 5.1.3.1.2. Dobór grubości otulenia według norm [14, 15]

Zbrojenie	Klasa ekspozycji	Klasa konstrukcji	$c_{min,b}$	$c_{min,dur}$	Δc_{dev}	c_{nom}
Odwołanie 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	S4	23	45	5	50
Zbrojenie dolne w belkach	XD1	S4	25	35	5	40
Zbrojenie górne w płycie	XC3	S5	16	30	10	40
Zbrojenie w korpusach	XC4, XD1	S5	32	40	10	50
Zbrojenie w ławach	XC2, XA1	S6	32	35	10	50*

* przyjęto jednakową otulinę w korpusach i ławach fundamentowych.

5.1.3.2. Stal zbrojeniowa

(1) Na zbrojenie miękkie 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} w zakresie 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. 5.1.3.2.1. Zgodnie z pkt 3.2.7(4) normy [14] przyjęto obliczeniową wartość modułu sprężystości dla stali zbrojeniowej równą 200 GPa.

Tab. 5.1.3.2.1 Właściwości mechaniczne stali zbrojeniowej według normy [14]

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

5.1.3.3. Stal sprężająca

(1) W analizowanym obiekcie cięgna sprężające belek są wykonane ze splotów 7-drutowych ze stali Y1860S7 według normy prEN 10138-3 [27] (klasa 2. o niskiej relaksacji).

Właściwości mechaniczne cięgien sprężających podano w tab. 5.1.3.3.1. Obliczeniową wartość modułu sprężystości dla cięgien wykonanych ze splotów przyjęto równą 195 GPa według normy PN-EN 1992-1-1 [14], pkt 3.3.6(3).

Tab. 5.1.3.3.1. Właściwości mechaniczne stali sprężającej według norm [14, 27]

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

5.1.3.4. 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: $\gamma_c = 1,4$ – dla betonu, $\gamma_s = 1,15$ – dla stali zbrojeniowej, $\gamma_s = 1,15$ – dla stali sprężającej.

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

1) obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu belek

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

2) obliczeniowa wytrzymałość na rozciąganie betonu belek

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

3) obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu płyty

$$f_{cd,p} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck,p}}{\gamma_c} = 0,85 \frac{30 \text{ MPa}}{1,4} = 18,2 \text{ MPa},$$

4) obliczeniowa wytrzymałość na rozciąganie betonu płyty

$$f_{ctd,p} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0,05,p}}{\gamma_c} = 1,0 \frac{2,0 \text{ MPa}}{1,4} = 1,43 \text{ MPa},$$

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: podczas obliczania wytrzymałości zmęczeniowej betonu należy stosować współczynnik $\alpha_{cc} = 1,0$ [34].

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

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

5.1.4. Sytuacje obliczeniowe

(1) Sprawdzenie stanów granicznych nośności (SGN) i stanów granicznych użytkowalności (SGU) przęśła i podpór przeprowadzono dla trwałej sytuacji obliczeniowej (w fazie eksploatacji).

5.1.5. Zakres obliczeń

(1) Zakres obliczeń konstrukcji przęśła obejmuje:

- 1) zestawienie obciążeń (stałych i zmiennych),
- 2) określenie wpływu efektów reologicznych i wyznaczenie wartości charakterystyk geometrycznych dla poszczególnych faz pracy konstrukcji,
- 3) analizę wartości siły sprężającej w kolejnych fazach pracy konstrukcji i wyznaczenie strat doraźnych i reologicznych,
- 4) sprawdzenie stanów granicznych nośności na zginanie, ścinanie i zmęczenie,
- 5) sprawdzenie stanów granicznych użytkowalności w zakresie ograniczenia naprężeń, rys i ugięć przęśła w kierunku podłużnym i poprzecznym.

(2) Obliczenia w stanie granicznym nośności na zginanie i zmęczenie zaprezentowano dla przekroju w środku rozpiętości przęśła, a stan graniczny nośności na ścinanie sprawdzono

w przekrojach podporowych – w osi podpory oraz na połączeniu belek z poprzecznicą. W stanach granicznych użyteczności przedstawiono obliczenia analityczne naprężeń w przekroju przęsłowym belki w fazie eksploatacji z podziałem na dwa etapy (w czasie t_3 – po oddaniu do użytkowania i w czasie t_n – na końcu okresu użytkowania). Naprężenia w pozostałych przekrojach na długości belek wyznaczono w modelu numerycznym i przedstawiono na wykresach. Ponadto sprawdzono stany graniczne konstrukcji przęsła dla przekroju żelbetowego pomiędzy belkami w kierunku poprzecznym.

(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.

(4) W zakresie podpór sprawdzono w stanie granicznym użyteczności osiadanie fundamentu oraz przechył fundamentu. Sprawdzono również w stanie granicznym zarysowania (quasi-stała kombinacja obciążeń) nośność 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 elementów żelbetowych powierzchniowych (ławy fundamentowe, korpus) przeprowadzono w programie komputerowym zgodnym z wymaganiami norm [14, 15], w którym wykonano modele obliczeniowe podpór mostowych.

5.2. Przęsło

5.2.1. Zestawienie obciążeń i oddziaływań

5.2.1.1. 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^3 ,
- 2) kapy chodnikowe – 25 kN/m^3 ,
- 3) krawężniki – 27 kN/m^3 ,
- 4) deski gzymsowe – 25 kN/m^3 ,
- 5) izolacja – 23 kN/m^3 ,
- 6) nawierzchnia jezdni – 23 kN/m^3 ,
- 7) nawierzchnia chodnika – 23 kN/m^3 ,
- 8) balustrady – $0,5 \text{ kN/m}$,
- 9) bariery ochronne – $1,0 \text{ kN/m}$.

(2) Obciążenia stałe przyłożono w modelu obliczeniowym zgodnie z lokalizacją poszczególnych elementów. Wartości obciążeń stałych pochodzące od ciężaru własnego belek, płyty oraz elementów wyposażenia zdefiniowano jako osobne przypadki obciążenia ze względu na fakt, 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 $-20\%/+40\%$ (gdy dodatkowe warstwy nie są uwzględniane w wartości nominalnej). Jeśli dodatkowe warstwy są ujęte w wartości nominalnej, należy przyjmować odchylenia $\pm 20\%$.

(4) W fazie budowy wzięto pod uwagę ciężar mokrego nadbetonu płyty pomostu (zwiększenie ciężaru objętościowego betonu o 1 kN/m^3) oraz ciężar deskowań o wartości 1 kN/m przyłożony do skrajnych belek. Usunięcie tych obciążeń po związaniu nadbetonu płyty pomostu zostało odpowiednio uwzględnione w modelu obliczeniowym.

5.2.1.2. Obciążenia ruchome

(1) Wyznaczenie wartości obciążeń ruchomych oparto na normie [13] i przepisach 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 zaleceń pkt 4.2.3 normy [13]. W analizowanym przykładzie jezdnię o szerokości w świetle krawężników równej 7,6 m podzielono na dwa pasy umowne trzymetrowej szerokości (pasy nr 1 i nr 2) oraz obszar pozostały o szerokości 1,6 m (rys. 5.2.1.2.1). W analizie belek strunobetonowych 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/m² zgodnie z tab. 4.4 normy [13] (rys. 5.2.1.2.1). W analizie płyty pomostu uwzględniono modele obciążenia LM1 i 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. 5.2.1.2.2). Ustawienia pasów w przekroju poprzecznym należy każdorazowo dobierać tak, aby wygenerować ekstremalne wartości sił wewnętrznych w analizowanych elementach konstrukcji (pas nr 1 może się znajdować przy lewym lub prawym krawężniku oraz na środku jezdni, obciążenie równomiernie rozłożone należy ustawiać tylko na obszarach, gdzie działa ono niekorzystnie dla wyliczanej wielkości).

(2) Podstawowe wartości obciążeń charakterystycznych modeli LM1 i LM2 zamieszczono odpowiednio 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.

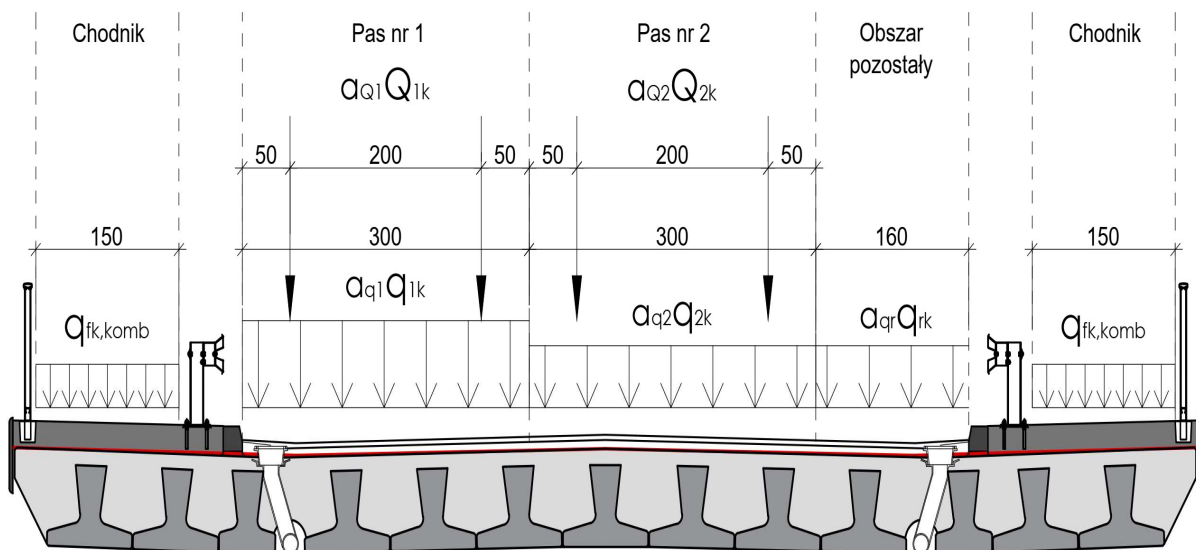
Wartości współczynników dostosowawczych dla analizowanego obiektu przyjęto zgodnie z przepisami techniczno-budowlanymi jak dla klasy II obciążenia pojazdami samochodowymi (odpowiadającej drodze klasy Z):

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

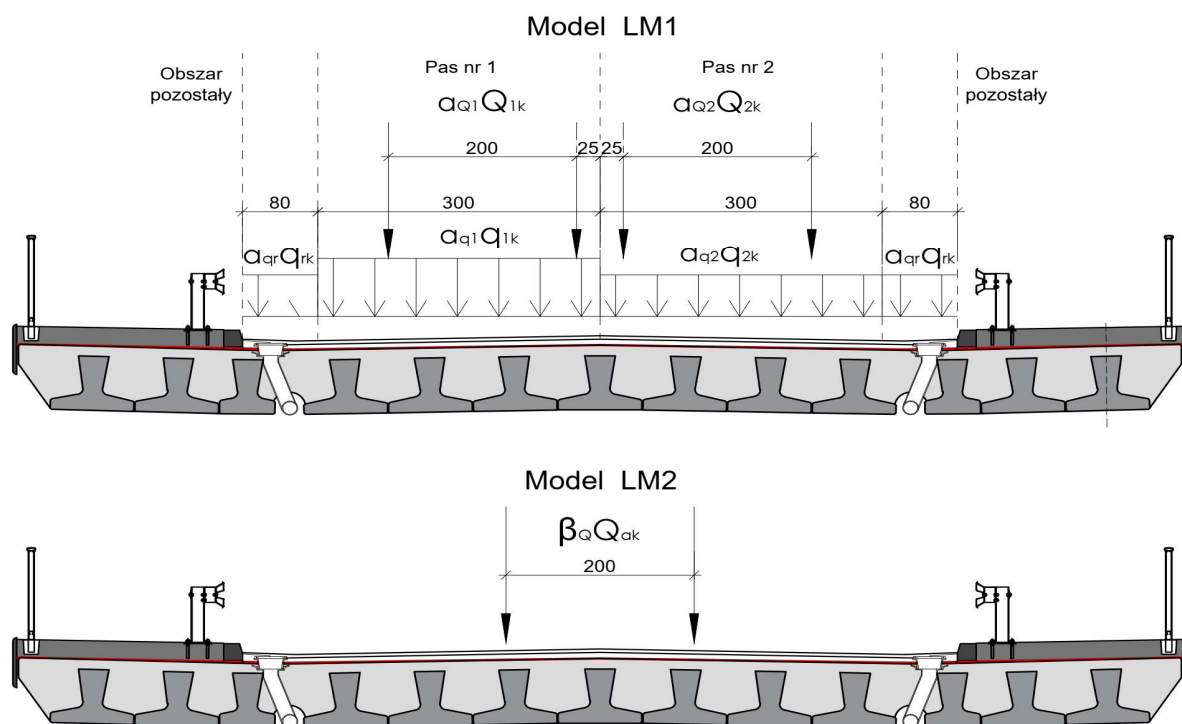
(4) Dodatkowo obiekt obciążono pojazdami specjalnymi zgodnie z przepisami techniczno-budowlanymi. Pod uwagę wzięto następujące przypadki obciążenia MLC, odpowiadające klasie II obciążenia pojazdami samochodowymi:

- 1) przejazd pojazdów kołowych klasy MLC 120 w jednej kolumnie,
- 2) przejazd pojazdów kołowych klasy MLC 80 w dwóch kolumnach,
- 3) przejazd pojazdów gąsienicowych klasy MLC 100 w jednej kolumnie,
- 4) przejazd pojazdów gąsienicowych klasy MLC 60 w dwóch kolumnach.

(5) 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 $\gamma_Q = 1,35$.



Rys. 5.2.1.2.1. Podział jezdni na pasy umowne i przykładowe ustawienie obciążenia ruchomego (gr 1a) w przekroju poprzecznym do analizy przęśła w kierunku podłużnym



Rys. 5.2.1.2.2. Przykładowe ustawienia obciążenia ruchomego w przekroju poprzecznym do analizy przęśła w kierunku poprzecznym

5.2.1.3. 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 względem osi y-y,
- 3) składową liniowo zmienną różnicy temperatury względem osi z-z,
- 4) składową nieliniowo zmienną różnicy temperatury.

(2) Ze względu na schemat statyczny obiektu (belka swobodnie podparta) oddziaływania termiczne nie będą wywoływać sił wewnętrznych w kierunku podłużnym. W analizowanym przykładzie dla tego kierunku istotne są jedynie efekty oddziaływania składowej liniowej. Na jej

podstawie należy wyznaczać zakresy przemieszczeń łożysk i urządzeń dylatacyjnych. Składowa liniowo zmienna po wysokości będzie powodować zmiany sił wewnętrznych w kierunku poprzecznym do osi mostu. Norma [11] nie podaje szczegółowych wytycznych do uwzględniania efektów termicznych w poszczególnych elementach konstrukcyjnych mostów. W analizie płyty pomostu w kierunku poprzecznym uwzględniono część liniowego rozkładu temperatury po wysokości przekroju przypadającą na wysokość płyty (rys. 5.2.1.3.1).

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 Warszawie na wysokości $H = 100$ 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: $T_{max} = 40^{\circ}\text{C}$ i $T_{min} = -30^{\circ}\text{C}$.

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] wynosi:

$$T_{max.p} = 1,04 T_{max} = 41,6^{\circ}\text{C},$$

$$T_{min.p} = 1,08 T_{min} = -32,4^{\circ}\text{C}.$$

Korektę ze względu na wysokość n.p.m. obliczono ze wzorach z Załącznika Krajowego do normy [11]:

$$T_{max}(H) = -0,0053 \times (^{\circ}\text{C}/\text{m}) \times H + T_{max.p} = 41,1^{\circ}\text{C},$$

$$T_{min}(H) = -0,0035 \times (^{\circ}\text{C}/\text{m}) \times H + T_{min.p} = -32,8^{\circ}\text{C}.$$

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

$$T_{e,max} = T_{max}(H) + 2 = 43,1^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,min} = T_{min}(H) + 8 = -24,8^{\circ}\text{C}$$

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

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 35,1^{\circ}\text{C},$$

a dla skrócenia konstrukcji:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 32,8^{\circ}\text{C} \text{ dla skrócenia konstrukcji.}$$

(5) W przypadku doboru łożysk i urządzeń dylatacyjnych zgodnie z 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]. W przypadku betonu $\alpha_T = 10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$. W analizowanym przykładzie zakresy przemieszczeń łożysk i urządzeń dylatacyjnych do wydłużenia i skrócenia konstrukcji od oddziaływań termicznych wynoszą odpowiednio:

$$\Delta L_{exp} = (\Delta T_{N,exp} + 20^{\circ}\text{C}) \alpha_T L = 55,1^{\circ}\text{C} \times 10 \times \frac{10^{-6}}{^{\circ}\text{C}} \times 14,5 \text{ m} = 8,0 \text{ mm},$$

$$\Delta L_{con} = (\Delta T_{N,con} + 20^{\circ}\text{C}) \alpha_T L = 52,8^{\circ}\text{C} \times 10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C} \times 14,5 \text{ m} = 7,6 \text{ mm}.$$

Wartości te należy zwiększyć o przemieszczenia wynikające z odkształceń skurczowych.

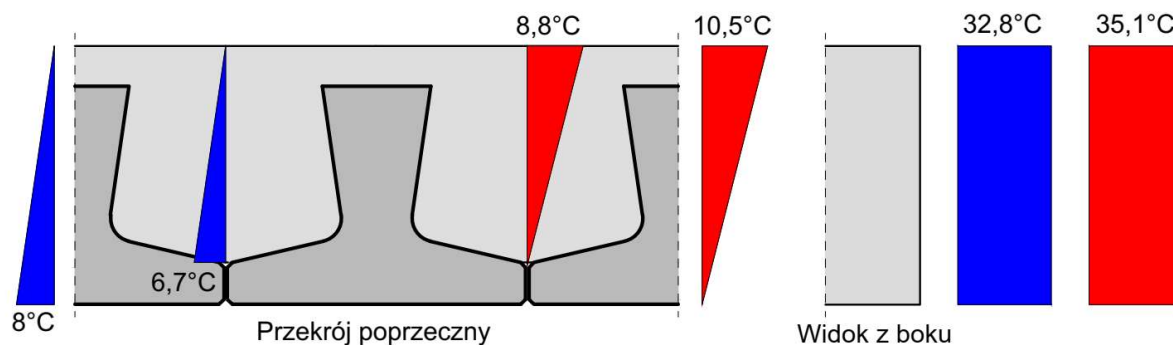
Składowa liniowo zmienna po wysokości przekroju

(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 danych zestawionych w tab. 6.2 normy [11]:

- 1) powierzchnia górna cieplejsza niż dolna
 $\Delta T_{M,heat} = 15^{\circ}C \times k_{sur} = 15^{\circ}C \times 0,7 = 10,5^{\circ}C$,
- 2) powierzchnia dolna cieplejsza niż górna
 $\Delta T_{M,cool} = 8^{\circ}C \times k_{sur} = 8^{\circ}C \times 1,0 = 8^{\circ}C$.

Wyznaczone zmiany temperatury konstrukcji przedstawiono na rys. 5.2.1.3.1.



Rys. 5.2.1.3.1. Wyznaczone wartości zmian temperatur konstrukcji

5.2.1.4. Kombinacje obciążeń i oddziaływań

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

(2) Wybór pomiędzy równaniem (6.10) a zestawem równań (6.10a) i (6.10b) do wyznaczenia kombinacji w stanach granicznych nośności powinien być wskazany w Załączniku Krajowym do normy [9]. Z uwagi na brak odpowiednich postanowień krajowych dotyczących mostów należy stosować równanie (6.10) jako dające bardziej niekorzystne efekty. W niektórych krajach, np. w Wielkiej Brytanii i Francji, narzuca się stosowanie wyłącznie równania (6.10) do projektowania mostów [36, 49]. Kombinacje obliczeniowe w niniejszym przykładzie wyznaczono ze wzoru (6.10) normy [9]:

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

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

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

(3) W stanach granicznych użyteczności rozpatruje się trzy kombinacje według tab. A2.6 normy [9], tj.: charakterystyczną, częstą i quasi-stałą, które różnią się współczynnikami ψ dla oddziaływań zmiennych. Wartości współczynników ψ dla mostów drogowych zamieszczono w tab. A2.1 tej normy.

W SGU nie uwzględnia się współczynników bezpieczeństwa γ . Kombinację charakterystyczną obliczono z równania (6.14a) normy [9]:

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

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

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

kombinację częstą z równania (6.15a) normy [9]:

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

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

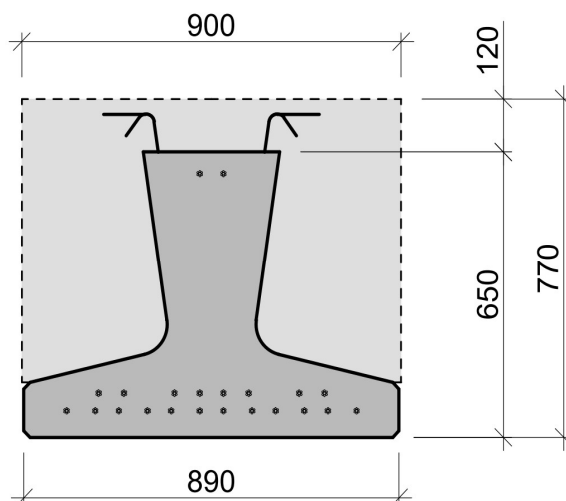
$$G_{kj,sup} + P + 0,5 T.$$

5.2.2. Analiza konstrukcji

5.2.2.1. Charakterystyki geometryczne przekrojów

Podstawowe parametry geometryczne

(1) Ustrój nośny konstrukcji stanowią prefabrykowane belki strunobetonowe w kształcie odwróconej litery T połączone z betonem płyty pomostu układanym in-situ. Parametry geometryczne belek przyjęto na podstawie rysunków z katalogu [45] oraz przedstawiono na rys. 5.2.2.1.1 i w tab. 5.2.2.1.1.



Rys. 5.2.2.1.1. Podstawowe parametry geometryczne przekroju

Tab. 5.2.2.1.1. Podstawowe parametry geometryczne przekroju

Parametr	Symbol i wartość
Wysokość belki (przekroju niezespalonego)	$h_N = 0,65$ m
Wysokość przekroju zespolonego (belki z płytą)	$h_Z = 0,77$ m
Szerokość belki u dołu	$b_b = 0,89$ m
Szerokość płyty (rozstaw belek)	$b_p = 0,90$ m
Pole przekroju belki	$A_{cb} = 0,2691$ m ²
Pole przekroju płyty	$A_{cp} = 0,4222$ m ²
Pole przekroju całego pomostu	$A_c = 9,01$ m ²
Obwód przekroju kontaktujący się z atmosferą (dla całego pomostu)	$u = 13,24$ m

Sprężenie

(2) Parametry sprężenia belek przyjęto zgodnie z katalogiem [45]. Sprężenie każdej belki stanowią $n = 22$ sploty siedmiodrutowe o polu przekroju $A_{p,s} = 150$ mm² każdy, przy czym dwa cięgna są zlokalizowane w górnej strefie przekroju, a pozostałe 20 cięgien w strefie dolnej. Całkowite pole przekroju cięgien sprężających wynosi:

$$A_p = n \times A_{p,s} = 22 \times 150 \text{ mm}^2 = 3300 \text{ mm}^2.$$

(3) Wartość siły naciągu cięgien (po stratach technologicznych) przyjęto zgodnie z katalogiem [45] równą $P_{0,s} = 140,5$ kN dla każdego cięgna. Łączna siła naciągu cięgien przed przekazaniem sprężenia na belkę wynosi:

$$P_0 = n \times P_{0,s} = 22 \times 140,5 \text{ kN} = 3091 \text{ kN}.$$

(4) Cięgna w strunobetonie należy rozmieszczać z zachowaniem zasad określonych w pkt 8.10.1.2 normy [14]. Odległości pomiędzy cięgnami są uzależnione od średnicy cięgien oraz

maksymalnego wymiaru kruszywa oraz wymiarów minimalnych podanych na rys. 8.14 normy [14]. Trasa cięgien sprężających w belkach ma przebieg prostoliniowy. Odległość środka ciężkości cięgien od dolnej krawędzi przekroju wynosi $a_p = 0,124$ m.

Zbrojenie

(5) Zbrojenie belek przyjęto zgodnie z katalogiem [45]. Zbrojenie dolne każdej belki stanowią dwa pręty $\phi 16$ mm i sześć prętów $\phi 10$ mm o łącznym polu przekroju $A_{s1,b} = 8,7$ cm². Jako zbrojenie górne płyty w strefach przęsłowych w kierunku podłużnym przyjęto pręty $\phi 10$ m w rozstawie co 10 cm, o polu przekroju $A_{s2,px} = 7,9$ cm²/m [45]. Zbrojenie w kierunku poprzecznym wyznaczono na podstawie obliczeń stanów granicznych zamieszczonych w pkt 5.2.4. Na zbrojenie dolne w kierunku poprzecznym przyjęto dwa pręty $\phi 16$ mm umieszczone w otworach w środkach belek w rozstawie co 33 cm, o polu przekroju $A_{s1,py} = 12,2$ cm²/m. Zbrojenie górne w kierunku poprzecznym stanowią pręty $\phi 12$ mm w rozstawie co 10 cm, o polu przekroju: $A_{s2,py} = 11,3$ cm²/m.

Pełzanie i skurcz betonu

Pełzanie betonu

(6) Wartość współczynnika pełzania można określać w sposób uproszczony, korzystając z rys. 3.1 normy [14] lub dokładniej ze wzorów z Załącznika B do tej normy. Jeżeli 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 wówczas określać ze wzoru (3.7) z normy [14]. W analizowanym przypadku maksymalne naprężenia wywołane sprężeniem po stratach doraźnych (por. pkt 5.2.2.2) wynoszą (pominięto wpływ ciężaru własnego):

$$\sigma_{cd}(t_0) = \frac{P_{m0}}{A_{cN}} + \frac{P_{m0} z_{sN} \gamma_{dN}}{I_{cN}} = \frac{2883 \text{ kN}}{0,289 \text{ m}^2} + \frac{2883 \text{ kN} \times 0,111 \text{ m} \times 0,235 \text{ m}}{0,0116 \text{ m}^4} = 16,2 \text{ MPa}.$$

(7) W celu uniknięcia nieliniowego pełzania określono minimalną charakterystyczną wytrzymałość betonu na ściskanie w chwili zwolnienia naciągu, która wynosi:

$$f_{ck,min}(t_0) = \frac{\sigma_{cd}(t_0)}{0,45} = \frac{16,2 \text{ MPa}}{0,45} = 36 \text{ MPa}.$$

(8) Wytrzymałość charakterystyczną betonu w chwili sprężenia należy określać na podstawie badań. Założono, że sprężenie belek nastąpi przy wytrzymałości powyżej $f_{ck,min}(t_0)$.

(9) Poniżej przedstawiono procedurę wyznaczania współczynnika pełzania na przykładzie belki obciążonej sprężeniem i ciężarem własnym w rzeczywistym wieku betonu $t_0 = 1$ dzień. Wpływ rodzaju cementu i podwyższonej temperatury w okresie dojrzewania betonu na współczynnik pełzania można uwzględnić, modyfikując we wzorze (B.5) normy [14] wiek betonu w chwili obciążenia na podstawie zależności (B.9) i (B.10) z tej normy.

Zmodyfikowany wiek betonu ze względu na podwyższoną temperaturę w okresie dojrzewania określono ze wzoru (B.10) normy [14], pkt 5.1.3.1 obliczeń: $t_{0,T} = 3$ dni. Otrzymany wiek betonu następnie podstawiono do równania (B.9) normy [14] (wartość współczynnika α dla cementu klasy R wynosi 1):

$$t_{0,R} = t_{0,T} \left(\frac{9}{2+t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha = 1 \times \left(\frac{9}{2+3^{1,2}} + 1 \right)^1 = 8 \text{ dni}.$$

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

$$\beta(t_{0,R}) = \frac{1}{0,1+t_{0,R}^{0,2}} = \frac{1}{0,1+8^{0,2}} = 0,62,$$

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

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

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

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

(12) Miarodajny wymiar elementu określono ze wzoru (B.6) normy [14] (przyjęto jak dla całej szerokości przęsła – po wykonaniu nadbetonu płyty):

$$h_0 = 2 \frac{A_c}{u} = 2 \frac{9,01 \text{ m}^2}{13,24 \text{ m}} = 1361 \text{ mm}.$$

(13) Współczynnik zależny od wpływu wilgotności wyznaczony z równań (B.3a) i (B.3b) normy [14] (przyjęto RH = 80%) wynosi:

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{1 - \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1\right) \alpha_2 = \left(1 + \frac{1 - \frac{80}{100}}{1 - \sqrt[3]{1361}} \times 0,7\right) \times 0,9 = 1,02,$$

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

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

(14) Podstawowy współczynnik pełzania według wzoru (B.2) normy [14] wynosi:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_{0,R}) = 1,02 \times 2,21 \times 0,62 = 1,4.$$

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

$$\begin{aligned} \beta_H &= \min\{1,5[1 + (0,012RH)^{18}]h_0 + 250\alpha_3; 1500\alpha_3\} \\ &= \min\{1,5[1 + (0,012 \times 80)^{18}] \times 1361 + 250 \times 0,78; 1500 \times 0,78\} = 1500. \end{aligned}$$

(16) Funkcję charakteryzującą przebieg pełzania w czasie określa się wzorem (B.7) normy [14]:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3},$$

gdzie:

t – wiek betonu w rozważanej chwili,

t_0 – rzeczywisty wiek betonu w chwili obciążenia,

$t - t_0$ – niezmodyfikowany okres trwania obciążenia.

(17) Współczynnik pełzania w zależności od czasu trwania obciążenia wyznacza się ze wzoru (B.1) normy [14]:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0).$$

Wartość współczynnika pełzania od obciążenia sprężeniem i ciężarem własnym w zmodyfikowanym wieku $t_{0,R} = 8$ dni w chwili oddania obiektu do użytkowania ($t_3 = 210$ dni) wynosi:

$$\beta_c(t_3, t_0) = \left[\frac{210 - 1}{1500 + 210 - 1} \right]^{0,3} = 0,53,$$

$$\varphi(t_3, t_0) = 1,4 \times 0,53 = 0,74,$$

a na końcu okresu użytkowania ($t_n = 100$ lat):

$$\beta_c(t_n, t_0) = 1,0,$$

$$\varphi(t_n, t_0) = 1,4 \times 1,0 = 1,4.$$

(18) Analogicznie można wyznaczyć współczynniki pełzania dla pozostałych obciążeń, które są przykładane do poszczególnych elementów w kolejnych etapach budowy obiektu.

Tab. 5.2.2.1.2. Współczynniki pełzania w zależności od wieku betonu w chwili obciążenia i czasu trwania obciążenia

Element	Obciążenie	Wiek betonu w momencie przyłożenia obciążenia t_0	$\beta(t_0)$	φ_0	Wiek betonu w momencie analizy t	$\beta_c(t, t_0)$	$\varphi(t, t_0)$
Belka	sprężenie, ciężar własny belki	$t_{0,R} = 8$ dni	0,62	1,4	$t_3 = 210$ dni	0,53	0,74
					$t_n = 100$ lat	1,0	1,4
	ciężar własny płyty	$t_1 = 30$ dni	0,48	1,08	$t_3 = 210$ dni	0,51	0,55
					$t_n = 100$ lat	1,0	1,08
	ciężar wyposażenia	$t_2 = 90$ dni	0,39	0,88	$t_3 = 210$ dni	0,46	0,40
					$t_n = 100$ lat	1,0	0,88
Płyta	ciężar wyposażenia	$t_2 - t_1 = 60$ dni	0,42	1,33	$t_3 - t_1 = 180$ dni	0,46	0,61
					$t_n = 100$ lat	1,0	1,33

Skurcz betonu

(19) Wartość nominalnych odkształceń skurczowych spowodowanych wysychaniem $\varepsilon_{cd,0}$ można wyznaczyć z tab. 3.2 normy [14] lub obliczyć z zależności (B.11) Załącznika B do tej normy. W przypadku belek prefabrykowanych, gdzie zastosowano cement klasy R, wartości współczynników zależnych od rodzaju cementu wynoszą $\alpha_{ds1} = 6$, $\alpha_{ds2} = 0,11$, a współczynnik zależny od wilgotności otoczenia dla RH = 80% (wzór (B.12) normy [14]):

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

Wartość nominalnych odkształceń skurczowych obliczona ze wzoru (B.11) normy [14] wynosi:

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

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

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

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

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

(21) W przypadku belki odkształcenia skurczowe spowodowane wysychaniem, przy założeniu wieku betonu na początku procesu wysychania $t_s = 3$ dni, w chwili oddania obiektu do użytkowania ($t_3 = 210$ dni) wynoszą:

$$\beta_{ds}(t_3, t_s) = \frac{210 - 3}{210 - 3 + 0,04 \sqrt{1361^3}} = 0,0934,$$

$$\varepsilon_{cd}(t_3) = 0,0934 \times 0,7 \times 0,299\text{‰} = 0,0196\text{‰},$$

a na końcu okresu użytkowania ($t_n = 100$ lat):

$$\beta_{ds}(t_n, t_s) = \frac{36500}{36500 - 3 + 0,04 \sqrt{1361^3}} = 0,948,$$

$$\varepsilon_{cd}(t_n) = 0,948 \times 0,7 \times 0,299\text{‰} = 0,198\text{‰}.$$

(22) Zgodnie z pkt 10.3.1.2(3) normy [14] w elementach prefabrykowanych poddanych obróbce cieplnej odkształcenia skurczu autogenicznego można pominąć. Na całkowite odkształcenia skurczowe w belce składają się więc tylko odkształcenia spowodowane wysychaniem ($\varepsilon_{cs,b}(t) = \varepsilon_{cd}(t)$).

(23) W przypadku płyty (cement klasy N) wartości współczynników zależnych od rodzaju cementu wynoszą $\alpha_{ds} = 4$, $\alpha_{ds2} = 0,12$, a współczynnik zależny do wilgotności otoczenia dla RH

= 80% zgodnie ze wzorem (B.12) normy [14] jest równy $\beta_{RH} = 0,76$, stąd nominalne odkształcenia skurczowe $\varepsilon_{cd,0}$ według wzoru (B.11) tej normy wynoszą:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{cd,0} &= 0,85(220 + 110 \alpha_{ds1}) \exp\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \beta_{RH} \times 10^{-6} \\ &= 0,85(220 + 110 \times 4) \exp\left(-0,12 \frac{38}{10}\right) \times 0,76 \times 10^{-6} = 0,269\text{‰}\end{aligned}$$

(24) W płycie odkształcenia skurczowe spowodowane wysychaniem, przy założeniu czasu zakończenia procesu wysychania $t_s = 1$ dzień, w chwili oddania obiektu do użytkowania ($t_3 - t_1 = 180$ dni) wynoszą:

$$\begin{aligned}\beta_{ds}(t_3, t_s) &= \frac{180-1}{180-1 + 0,4\sqrt{1361^3}} = 0,135, \\ \varepsilon_{cd}(t_3) &= 0,135 \times 0,7 \times 0,269\text{‰} = 0,0254\text{‰},\end{aligned}$$

a na końcu okresu użytkowania ($t_n = 100$ lat):

$$\begin{aligned}\beta_{ds}(t_n, t_s) &= \frac{36500-1}{36500-1+0,04\sqrt{1361^3}} = 0,969, \\ \varepsilon_{cd}(t_n) &= 0,969 \times 0,7 \times 0,269\text{‰} = 0,183\text{‰}.\end{aligned}$$

(25) Odkształcenia skurczu autogenicznego wyznaczone są ze wzoru (3.11) normy [14]:

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

w którym nominalne odkształcenia skurczu autogenicznego określone na podstawie wytrzymałości betonu na ściskanie wynoszą:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = 2,5(30 - 10) \times 10^{-6} = 0,05\text{‰},$$

a przyrost odkształceń skurczu autogenicznego określa zależność:

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

(26) W przypadku płyty odkształcenia skurczu autogenicznego w chwili oddania obiektu do użytkowania ($t_3 - t_1 = 180$ dni) mają zatem wartość:

$$\begin{aligned}\beta_{as}(t_3 - t_1) &= 1 - \exp(-0,2 \times 180^{0,5}) = 0,932, \\ \varepsilon_{ca}(t_3 - t_1) &= 0,932 \times 0,05\text{‰} = 0,0466\text{‰},\end{aligned}$$

a na końcu okresu użytkowania ($t_n = 100$ lat):

$$\begin{aligned}\beta_{as}(t_n) &= 1,0, \\ \varepsilon_{ca}(t_n) &= 1,0 \times 0,05\text{‰} = 0,05\text{‰}.\end{aligned}$$

(27) Całkowite odkształcenia skurczowe płyty zgodnie ze wzorem (3.8) normy [14] w chwili oddania obiektu do użytkowania ($t_3 - t_1 = 180$ dni) są równe:

$$\varepsilon_{cs,p}(t_3 - t_1) = \varepsilon_{cd}(t_3 - t_1) + \varepsilon_{ca}(t_3 - t_1) = 0,0254\text{‰} + 0,0466\text{‰} = 0,0720\text{‰},$$

a na końcu okresu użytkowania ($t_n = 100$ lat):

$$\varepsilon_{cs,p}(t_n) = \varepsilon_{cd}(t_n) + \varepsilon_{ca}(t_n) = 0,183\text{‰} + 0,05\text{‰} = 0,233\text{‰}.$$

(28) Różnica odkształceń betonu płyty i belki w chwili oddania obiektu do użytkowania ($t_3 = 210$ dni) wynosi:

$$\Delta\varepsilon_{cs}(t_3) = \varepsilon_{cs,p}(t_3 - t_1) - \varepsilon_{cs,b}(t_3) = 0,0720\text{‰} - 0,0196\text{‰} = 0,0524\text{‰},$$

a na końcu okresu użytkowania ($t_n = 100$ lat):

$$\Delta\varepsilon_{cs}(t_n) = \varepsilon_{cs,p}(t_n) - \varepsilon_{cs,b}(t_n) = 0,233\text{‰} - 0,198\text{‰} = 0,034\text{‰}.$$

Charakterystyki geometryczne przekrojów sprowadzonych

(29) Dokładna analiza konstrukcji zespolonej typu beton-beton wymaga określenia różnych charakterystyk geometrycznych przekrojów sprowadzonych z uwzględnieniem wpływu stali zbrojeniowej, sprężającej i reologii dla poszczególnych czasów przykładania obciążeń oraz etapów analizy. Uwzględniając współczynniki pełzania zestawione w tab. 5.2.2.1.2, wyznaczono efektywne wartości modułów sprężystości betonu belki i płyty z zależności:

$$E_{c,eff}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1+\varphi(t, t_0)}$$

(30) Następnie, korzystając z efektywnych wartości modułów sprężystości betonu, wyznaczono charakterystyki geometryczne przekrojów sprowadzonych, odpowiednie dla poszczególnych etapów analizy naprężeń.

Tab. 5.2.2.1.3. Charakterystyki geometryczne przekrojów sprowadzonych dla przekroju niezespalonego

Parametr	Obciążenia krótkotrwałe (charakterystyki podstawowe)	Obciążenia długotrwałe			
		sprężenie i ciężar własny		nadbeton płyty	
		$t_3 = 210$ dni	$t_n = 100$ lat	$t_3 = 210$ dni	$t_n = 100$ lat
Moduł sprężystości betonu belki	$E_{cm,b} = 44,4$ GPa	$E_{cm,bs}(t_3) = 25,5$ GPa	$E_{cm,bs}(t_n) = 18,5$ GPa	$E_{cm,bp}(t_3) = 28,6$ GPa	$E_{cm,bp}(t_n) = 21,3$ GPa
Pole przekroju	$A_{cN} = 0,289$ m ²	$A_{cNs}(t_3) = 0,308$ m ²	$A_{cNs}(t_n) = 0,325$ m ²	$A_{cNp}(t_3) = 0,303$ m ²	$A_{cNp}(t_n) = 0,317$ m ²
Moment bezwładności	$I_{cN} = 0,0116$ m ⁴	$I_{cNs}(t_3) = 0,0125$ m ⁴	$I_{cNs}(t_n) = 0,0134$ m ⁴	$I_{cNp}(t_3) = 0,0123$ m ⁴	$I_{cNp}(t_n) = 0,0130$ m ⁴
Odległość dolnej krawędzi od środka ciężkości	$y_{dN} = 0,235$ m	$y_{dNs}(t_3) = 0,229$ m	$y_{dNs}(t_n) = 0,225$ m	$y_{dNp}(t_3) = 0,231$ m	$y_{dNp}(t_n) = 0,227$ m
Odległość górnej krawędzi od środka ciężkości	$y_{gN} = 0,415$ m	$y_{gNs}(t_3) = 0,421$ m	$y_{gNs}(t_n) = 0,425$ m	$y_{gNp}(t_3) = 0,419$ m	$y_{gNp}(t_n) = 0,423$ m
Mimośród cięgien sprężających	$z_{sN} = 0,111$ m	$z_{sNs}(t_3) = 0,106$ m	$z_{sNs}(t_n) = 0,101$ m	$z_{sNp}(t_3) = 0,107$ m	$z_{sNp}(t_n) = 0,103$ m

(31) Aby uprościć obliczenia analityczne, podczas wyznaczania naprężeń pominięto udział obciążenia różnicą ciężaru mokrego i suchego betonu płyty oraz różnicą skurczu płyty i belki. Efekty te uwzględniono w modelu numerycznym. W tab. 5.2.2.1.3 i 5.2.2.1.4 podano charakterystyki geometryczne odpowiednio dla przekroju niezespalonego (belka) i zespolonego (belka z płytą) dla poszczególnych obciążeń w chwili oddania obiektu do użytkowania ($t_3 = 210$ dni) oraz na końcu okresu eksploatacji ($t_n = 100$ lat).

Tab. 5.2.2.1.4. Charakterystyki geometryczne przekrojów sprowadzonych dla przekroju zespolonego

Parametr	Obciążenia krótkotrwałe (charakterystyki podstawowe)	Obciążenia długotrwałe	
		wyposażenie	
		$t_3 = 210$ dni	$t_n = 100$ lat
Moduł sprężystości betonu belki	$E_{cm,b} = 44,4$ GPa	$E_{cm,bw}(t_3) = 29,7$ GPa	$E_{cm,bw}(t_n) = 23,6$ GPa
Moduł sprężystości betonu płyty	$E_{cm,p} = 38,4$ GPa	$E_{cm,pw}(t_3) = 23,8$ GPa	$E_{cm,pw}(t_n) = 16,5$ GPa
Pole przekroju	$A_{cZ} = 0,654$ m ²	$A_{cZw}(t_3) = 0,640$ m ²	$A_{cZw}(t_n) = 0,607$ m ²
Moment bezwładności	$I_{cZ} = 0,0393$ m ⁴	$I_{cZw}(t_3) = 0,0427$ m ⁴	$I_{cZw}(t_n) = 0,0451$ m ⁴
Odległość dolnej krawędzi od środka ciężkości*	$y_{dz} = 0,370$ m	$y_{dzw}(t_3) = 0,361$ m	$y_{dzw}(t_n) = 0,349$ m
Odległość górnej krawędzi belki od środka ciężkości*	$y_{gbz} = 0,280$ m	$y_{gbzw}(t_3) = 0,289$ m	$y_{gbzw}(t_n) = 0,301$ m
Odległość górnej krawędzi płyty od środka ciężkości*	$y_{gppz} = 0,400$ m	$y_{gppzw}(t_3) = 0,409$ m	$y_{gppzw}(t_n) = 0,421$ m
Mimośród cięgien sprężających*	$z_{sZ} = 0,247$ m	$z_{sZw}(t_3) = 0,238$ m	$z_{sZw}(t_n) = 0,226$ m

* dotyczy środka ciężkości sprowadzonego przekroju zespolonego.

5.2.2.2. Siła sprężająca

Siła sprężająca w czasie naciągu

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

- 1) 80% wytrzymałości stali sprężającej na rozciąganie oraz
- 2) 90% umownej 0,1% granicy plastyczności stali sprężającej: $\sigma_{p,max} = \min(0,8f_{pk}; 0,9f_{p0,1k})$.

(2) Maksymalne naprężenia w chwili naciągu cięgien dla stali Y1860S7 (por. tab. 5.1.3.3.1) wynoszą (decydujące jest ograniczenie do $0,9f_{p0,1k}$):

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

(3) Zgodnie z pkt 5.2.2.1 sprężenie belek stanowią 22 cięgna (sploty) o polu przekroju $A_p = 3300 \text{ mm}^2$, a łączna siła naciągu cięgien przed przekazaniem sprężenia na belkę wynosi $P_0 = 3091 \text{ kN}$. Naprężenia w cięgnach w chwili naciągu mają wartość:

$$\sigma_{p0} = \frac{P_0}{A_p} = \frac{3091 \text{ kN}}{3300 \text{ mm}^2} = 937 \text{ MPa.}$$

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

$$\sigma_{p0} = 937 \text{ MPa} < \sigma_{p,max} = 1440 \text{ MPa.}$$

(4) Ze względu na zastosowanie w przykładzie stali Y1860S7 (innej niż przyjęta w katalogu belek [45]), przy zachowaniu liczby cięgien i wartości siły sprężającej naprężenia w cięgnach mają stosunkowo małe wartości (dalekie od granicznych). W związku z tym ich wykorzystanie jest niewielkie. W świetle wymagań normy [14] można zatem zmniejszyć liczbę potrzebnych cięgien sprężających względem [45] w celu osiągnięcia racjonalnego poziomu wykorzystania stali sprężającej. Maksymalna wartość siły sprężającej jedno cięgno w chwili naciągu wynosi:

$$P_{0,max} = \sigma_{p,max} \times A_{p,s} = 1440 \text{ MPa} \times 150 \text{ mm}^2 = 216 \text{ kN.}$$

(5) Podczas określania maksymalnej siły w chwili naciągu cięgien należy brać pod uwagę technologiczne straty siły sprężającej występujące na etapie sprężania belek strunobetonowych (np. straty w urządzeniach naciągowych, od poślizgu w zakotwieniach).

W dalszych obliczeniach przyjęto, że początkowa siła sprężająca $P_0 = 3091 \text{ kN}$ jest siłą przyłożoną do belki w chwili przekazania sprężenia, po uwzględnieniu powyższych strat.

Straty doraźne siły sprężającej

Straty spowodowane doraźnymi odkształceniami betonu

(6) Straty spowodowane odkształceniami sprężystymi betonu można określać ze wzoru (5.44) normy [14]:

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

gdzie:

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

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

W analizowanym przypadku zmiana naprężenia w betonie wynosi:

$$\Delta \sigma_c(t) = \frac{P_0}{A_{cN}} + \frac{P_0 z_s N^2}{I_{cN}} = \frac{3091 \text{ kN}}{0,289 \text{ m}^2} + \frac{3091 \text{ kN} \times (0,111 \text{ m})^2}{0,0116 \text{ m}^4} = 14,0 \text{ MPa}.$$

(7) Przy sprężaniu belki strunobetonowej zwolnienie naciągu wszystkich cięgien następuje niemal jednocześnie, stąd $j = 1$. Strata siły sprężającej spowodowana odkształceniami sprężystymi betonu wynosi:

$$\Delta P_{el} = 3300 \text{ mm}^2 \times 195 \text{ GPa} \frac{1 \times 14,0 \text{ MPa}}{35,0 \text{ GPa}} = 258 \text{ kN}.$$

Strata spowodowana odkształceniem sprężystym betonu stanowi 8,3% wartości początkowej siły sprężającej:

$$\frac{\Delta P_{el}}{P_0} = \frac{258}{3091} = 8,3\%.$$

(8) 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. W obliczeniach przyjęto moduł sprężystości betonu określony dla wieku $t_{0,T} = 3$ dni (zmodyfikowanego ze względu na obróbkę termiczną).

Strata termiczna spowodowana obróbką cieplną prefabrykatu

(9) W normie [14], pkt 10.5.2(1) podano wzór (10.3) do oszacowania straty termicznej wywołanej zmniejszeniem naciągu cięgien wskutek podwyższonej temperatury, występującej podczas obróbki cieplnej prefabrykatu:

$$\Delta P_{\theta} = 0,5 A_p E_p \alpha_c (T_{max} - T_0),$$

gdzie:

α_c – współczynnik liniowej rozszerzalności termicznej betonu,

$T_{max} - T_0$ – różnica między maksymalną i początkową temperaturą betonu blisko cięgną.

W analizowanym przykładzie przyjęto, że ciągną będą wstępnie podgrzewane. Wówczas, zgodnie z pkt 10.5.2(1) normy PN-EN 1992-1-1 [14], stratę termiczną w tym miejscu można pominąć. Wpływ różnicy temperatur cięgien sprężających i bloków oporowych powinien być uwzględniony na etapie obliczeń strat technologicznych (w programie sprężania belek).

Siła sprężająca po stratach doraźnych

(10) Wartość siły sprężającej po stratach doraźnych wyznaczono, uwzględniając straty od odkształcenia sprężystego betonu:

$$P_{m0} = P_0 - \Delta P_{el} = 3091 - 258 = 2833 \text{ kN}.$$

(11) Zgodnie z pkt 5.10.3(2) normy [14] poziom naprężeń w cięgnach bezpośrednio po przekazaniu sprężenia na beton nie powinien przekraczać:

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

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

(12) Maksymalny poziom naprężeń po naciągu i zakotwieniu cięgien dla stali Y1860S7 (por. tab. 5.1.3.3.1.) 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 wynoszą:

$$\sigma_{pm0} = \frac{P_{m0}}{A_p} = \frac{2833 \text{ kN}}{3300 \text{ mm}^2} = 859 \text{ MPa.}$$

Warunek na maksymalne naprężenia po przekazaniu sprężenia na beton jest spełniony, gdyż:

$$\sigma_{pm0} = 859 \text{ MPa} < \sigma_{pm0,max} = 1360 \text{ MPa.}$$

Straty reologiczne siły sprężającej

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

Pełzanie betonu

(14) Współczynniki pełzania wyznaczono w pkt 5.2.2.1 obliczeń. Wartość współczynnika pełzania od obciążenia sprężeniem wynosi $\varphi(t_3, t_0) = 0,74$ w chwili oddania obiektu do użytkowania oraz $\varphi(t_n, t_0) = 1,4$ na końcu okresu użytkowania.

Skurcz betonu

(15) Wartości odkształceń skurczowych wyznaczono w pkt 5.2.2.1 obliczeń. Całkowite odkształcenia skurczowe belki wynoszą $\varepsilon_{cs,b}(t_3) = 0,0196\text{‰}$ w chwili oddania obiektu do użytkowania oraz $\varepsilon_{cs,b}(t_n) = 0,198\text{‰}$ na końcu okresu użytkowania.

Relaksacja stali sprężającej

(16) Zgodnie z normą [14], pkt 3.3.2(5) straty spowodowane relaksacją oblicza się na podstawie wartości ρ_{1000} , którą można przyjmować z certyfikatu stali sprężającej lub według wytycznych pkt 3.3.2(6) tej normy. Dla stali o niskiej relaksacji (klasa 2.): $\rho_{1000} = 2,5\%$. Stratę spowodowaną relaksacją w przypadku splotów klasy 2. można obliczać na podstawie wzoru (3.29) normy [14]:

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

(17) Przy określonym poziomie naprężeń w chwili naciągu (zmniejszonym o straty technologiczne sprężenia zgodnie z pkt 5.10.4(1) (I)):

$$\sigma_{pi} = \sigma_{pm0} = 937 \text{ MPa} \text{ i } \mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = \frac{937}{1860} = 0,50$$

wartość straty spowodowanej relaksacją stali sprężającej w chwili oddania obiektu do użytkowania wynosi:

$$\Delta\sigma_{pr}(t_3) = 937 \times 0,66 \times 2,5 \times e^{9,1 \times 0,50} \left(\frac{210 \times 24}{1000}\right)^{0,75(1-0,50)} \times 10^{-5} = 2,8 \text{ MPa.}$$

(18) 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]). Wartość straty spowodowanej relaksacją stali sprężającej na końcu okresu użytkowania wynosi:

$$\Delta\sigma_{pr}(t_n) = 937 \times 0,66 \times 2,5 \times e^{9,1 \times 0,50} \left(\frac{500000}{1000}\right)^{0,75(1-0,50)} \times 10^{-5} = 15,3 \text{ MPa.}$$

Całkowite straty reologiczne

(19) W normie [14] podano przybliżoną metodę oceny strat reologicznych, które oblicza się łącznie od wszystkich wymienionych wpływów ze wzoru (5.46) tej normy.

Współzależność relaksacji stali i odkształceń betonu spowodowanych pełzaniem i skurczem została uwzględniona w tym wzorze za pomocą współczynnika redukcji o wartości 0,8:

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

(20) Naprężenia w betonie wywołane sprężeniem i obciążeniami quasi-stalnymi na poziomie środka ciężkości cięgien wynoszą $\sigma_{c,QP} = 7,7 \text{ MPa}$ (Wartość tych naprężeń jest zmienna w czasie oraz na długości belki, w przypadku wstępnego szacowania strat reologicznych można

przyjmować tylko naprężenia wywołane osiową siłą sprężającą [39]. W analizowanym przypadku naprężenia wyznaczono na podstawie wartości doraźnej siły sprężającej, obciążeń ciężarem własnym belki, płyty i elementów wyposażenia w środku rozpiętości oraz podstawowych charakterystyk geometrycznych przekroju). Wartości strat reologicznych w środku rozpiętości przeszła w chwili oddania obiektu do użytkowania ($t_3 = 210$ dni) i na końcu okresu użytkowania ($t_n = 100$ lat) wynoszą:

$$\Delta\sigma_{c+s+r}(t_3) = \frac{0,0196\% \times 195 \text{ GPa} + 0,8 \times 2,8 \text{ MPa} + \frac{195 \text{ GPa}}{44,4 \text{ GPa}} \times 0,74 \times 7,7 \text{ MPa}}{1 + \frac{195 \text{ GPa} \times 3300 \text{ mm}^2}{44,4 \text{ GPa} \times 0,289 \text{ m}^2} \left(1 + \frac{0,289 \text{ m}^2}{0,0116 \text{ m}^4} (0,111 \text{ m})^2\right) [1 + 0,8 \times 0,74]} = 28 \text{ MPa},$$

$$\Delta P_{c+s+r}(t_3) = A_p \Delta\sigma_{c+s+r}(t_3) = 3300 \text{ mm}^2 \times 28 \text{ MPa} = 93 \text{ kN},$$

$$\Delta\sigma_{c+s+r}(t_n) = \frac{0,198\% \times 195 \text{ GPa} + 0,8 \times 15,3 \text{ MPa} + \frac{195 \text{ GPa}}{44,4 \text{ GPa}} \times 1,4 \times 7,7 \text{ MPa}}{1 + \frac{195 \text{ GPa} \times 3300 \text{ mm}^2}{44,4 \text{ GPa} \times 0,289 \text{ m}^2} \left(1 + \frac{0,289 \text{ m}^2}{0,0116 \text{ m}^4} (0,111 \text{ m})^2\right) [1 + 0,8 \times 1,4]} = 87 \text{ MPa},$$

$$\Delta P_{c+s+r}(t_n) = A_p \Delta\sigma_{c+s+r}(t_n) = 3300 \text{ mm}^2 \times 87 \text{ MPa} = 286 \text{ kN}.$$

Siła sprężająca po stratach całkowitych

(21) Trwała wartość siły sprężającej (po stratach doraźnych i reologicznych) w chwili oddania obiektu do użytkowania i na końcu okresu użytkowania wynosi:

$$P_{mt}(t_3) = P_{m0} - \Delta P_{c+s+r}(t_3) = 2833 - 93 = 2740 \text{ kN},$$

$$P_{mt}(t_n) = P_{m0} - \Delta P_{c+s+r}(t_n) = 2833 - 286 = 2548 \text{ kN}.$$

Całkowite straty siły sprężającej na końcu okresu użytkowania są na poziomie 17,6%:

$$\frac{P_0 - P_{mt}(t_n)}{P_0} = \frac{3091 - 2548}{3091} = 17,6\%.$$

(22) Na podstawie porównania z wartością podaną w katalogu belek [45], równą 2335 kN można zauważyć, że różnica pomiędzy procedurami zawartymi w normach [6, 14] wynosi około 8%. Norma [14] w odróżnieniu od normy [6] nie nakłada ograniczenia na wartość trwałą siły sprężającej. Wykresy wartości siły sprężającej po stratach doraźnych i całkowitych na długości dźwigarów wyznaczone w modelu numerycznym przedstawiono na rys. 5.2.2.3.5–5.2.2.3.7.

Wartości siły sprężającej w stanach granicznych

(23) Zgodnie z normą [14], pkt 5.10.8(1) w przypadku sprawdzania stanów granicznych nośności należy stosować obliczeniową wartość siły sprężającej określoną jako:

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

gdzie:

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

γ_P – współczynnik częściowy przy sprężeniu, pkt 2.4.2.2 normy [14].

(24) 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 normie [14], pkt 2.4.2.2(1) zalecono stosowanie wartości $\gamma_{P, fav} = 1,0$ dla trwałych i przejściowych sytuacji obliczeniowych oraz do sprawdzania zmęczenia.

(25) Podczas sprawdzania 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.

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

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

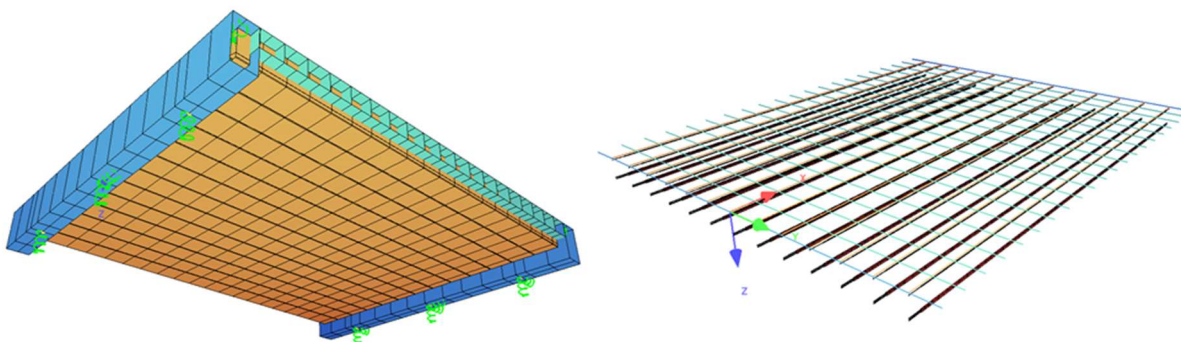
$$P_{k, inf} = r_{inf} P_{m,t}(x) \text{ – dolna wartość charakterystyczna.}$$

Współczynniki r_{sup} i r_{inf} przyjmuje się w zależności od rodzaju sprężenia konstrukcji. W przypadku konstrukcji strunobetonowych norma [14] zaleca: $r_{sup} = 1,05$, $r_{inf} = 0,95$.

5.2.2.3. Analiza statyczna

Opis modelu numerycznego

(1) Model numeryczny konstrukcji opracowano z zastosowaniem metody elementów skończonych (rys. 5.2.2.3.1). Wykonano model składający się z elementów belkowych w przestrzeni trójwymiarowej (klasa e^1 , p^3), przy czym przęśło odwzorowane zostało przez płaski ruszt belkowy (e^1 , p^2).

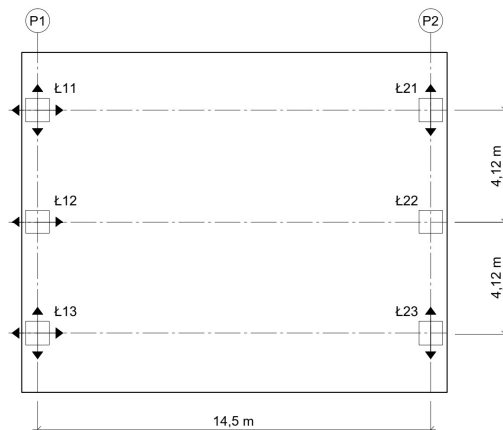


Rys. 5.2.2.3.1. Widok modelu numerycznego konstrukcji

Elementy podłużne reprezentują belki strunobetonowe (wraz z przypadającym przekrojem nadbetonu uaktywnionym w odpowiednich fazach), elementy poprzeczne reprezentują pasma nadbetonu płyty pomostu oraz poprzecznice podpopyrowe.

Rzeczywiste miejsca oparcia przęseł na łożyskach odwzorowano zgodnie ze schematem łożyskowania za pomocą podparcia węzłów w poziomie dolnych krawędzi dźwigarów przy użyciu elementów sprężystych. Węzły łożysk połączono z węzłami siatki rusztu za pomocą więzów kinematycznych.

(2) Geometria cięgien sprężających została odwzorowana w modelu numerycznym zgodnie z katalogiem [45]. Cięgna leżące w jednakowej odległości od środka ciężkości przekroju zostały zgrupowane, a ich oddziaływanie zostało przyłożone za pomocą zastępczych pojedynczych cięgien reprezentujących pracę całej grupy (rys. 5.2.2.3.1 i 5.2.2.3.3) i uwzględnione w analizie statycznej jako układ obciążeń równoważnych [42]. Do modelu wprowadzono siłę sprężającą po stratach doraźnych od odkształcenia sprężystego betonu, określoną w pkt 5.2.2.2 obliczeń. Efekty reologiczne wyznaczono w module oprogramowania służącym do analizy faz pracy konstrukcji, w którym odwzorowano technologię budowy opisaną w pkt 5.1.2. Model poddano obciążeniom zgodnie z zestawieniem przedstawionym w pkt 5.2.1.



Rys. 5.2.2.3.2. Schemat łożyskowania obiektu



Rys. 5.2.2.3.3. Trasa cięgien sprężających

Fazy obliczeń

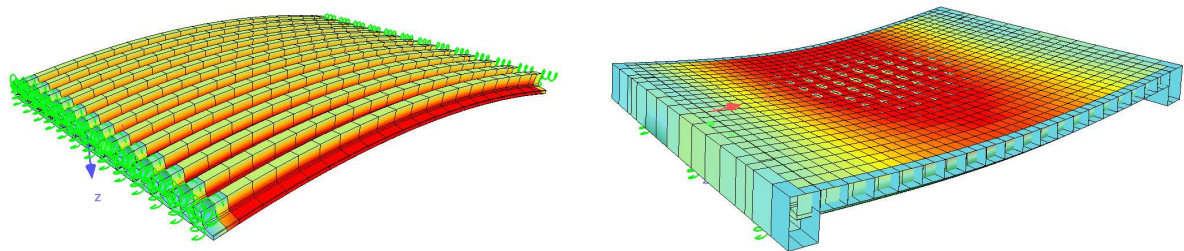
(3) Obliczenia przeprowadzono w dwóch fazach pracy konstrukcji. W pierwszej fazie (budowy) belki strunobetonowe pracują niezależnie i są poddawane oddziaływaniu sprężenia i ciężaru własnego oraz ciężaru mokrego nadbetonu płyty i deskowań. W drugiej fazie (użytkowa), po związaniu nadbetonu płyty i poprzecznic, ustrój pracuje jako zespolony i jest poddany pozostałym oddziaływaniom (efekty reologiczne, ciężar elementów wyposażenia, oddziaływania termiczne, obciążenia ruchome). Na rys. 5.2.2.3.4 przedstawiono deformacje modelu numerycznego pod wpływem sprężenia oraz przykładowego ustawienia obciążenia zmiennego w postaci tandemu TS.

Wyniki analizy statycznej

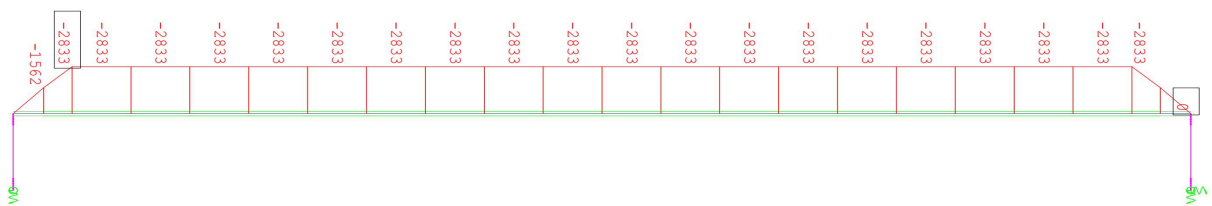
(4) W niniejszym punkcie przedstawiono wykresy sił wewnętrznych od poszczególnych obciążeń na długości obiektu dla najbardziej wytężonej belki.

Siły osiowe

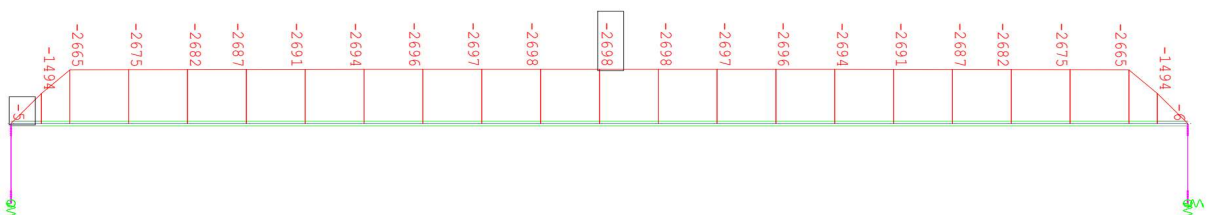
(5) Straty siły sprężającej w poszczególnych punktach na długości cięgien wyznaczono w modelu numerycznym w sposób analogiczny do przedstawionego w pkt 5.2.2.2. Wartości siły sprężającej po stratach doraźnych i całkowitych przedstawiono odpowiednio na rys. 5.2.2.3.5–5.2.2.3.7.



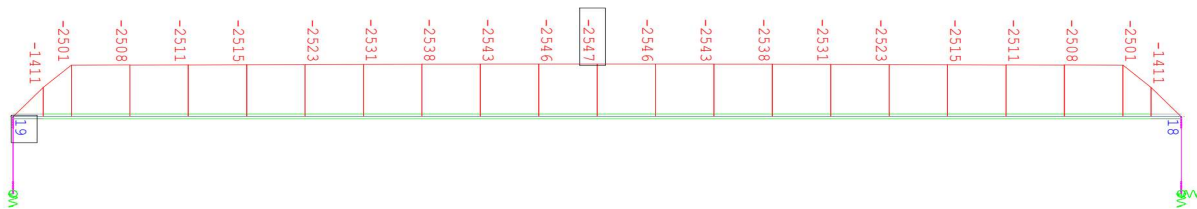
Rys. 5.2.2.3.4. Deformacja modelu numerycznego konstrukcji na skutek sprężenia w fazie budowy (z lewej) i przykładowego ustawienia tandemu TS w fazie eksploatacji (z prawej)



Rys. 5.2.2.3.5. Siła sprężająca po stratach doraźnych



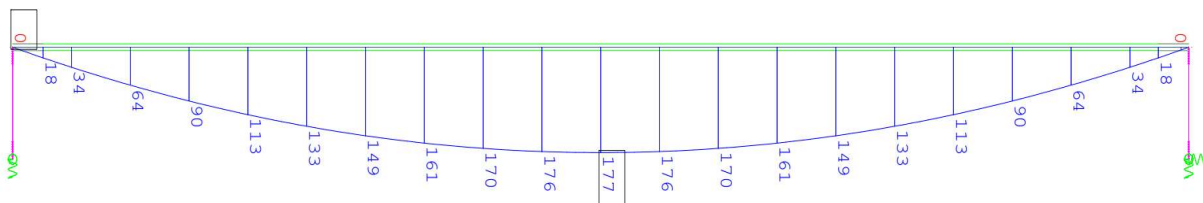
Rys. 5.2.2.3.6. Siła sprężająca po stratach całkowitych (doraźnych i reologicznych) w chwili oddania obiektu do użytkowania



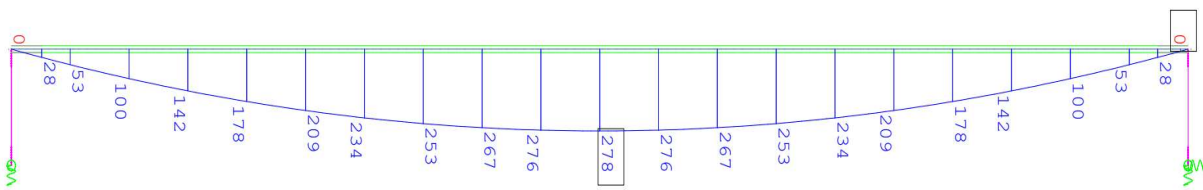
Rys. 5.2.2.3.7. Siła sprężająca po stratach całkowitych (doraźnych i reologicznych) na końcu okresu użytkowania

Momenty zginające

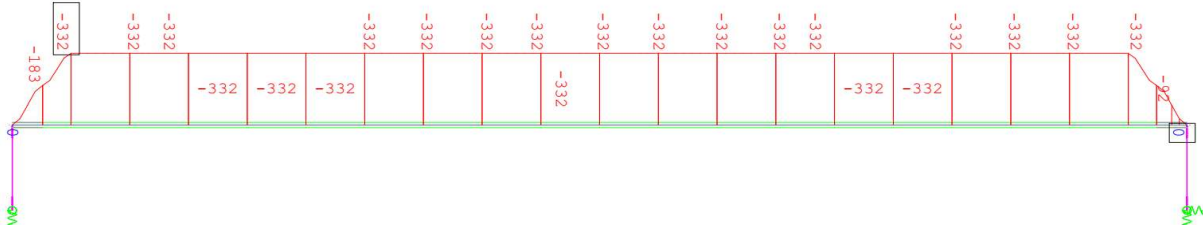
(6) Wykresy charakterystycznych momentów zginających pochodzących od poszczególnych obciążeń przedstawiono na rys. 5.2.2.3.8–5.2.2.3.15.



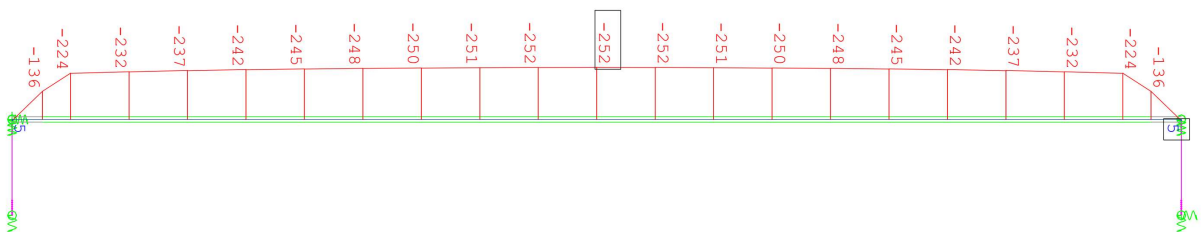
Rys. 5.2.2.3.8. Charakterystyczne momenty zginające od ciężaru własnego belki



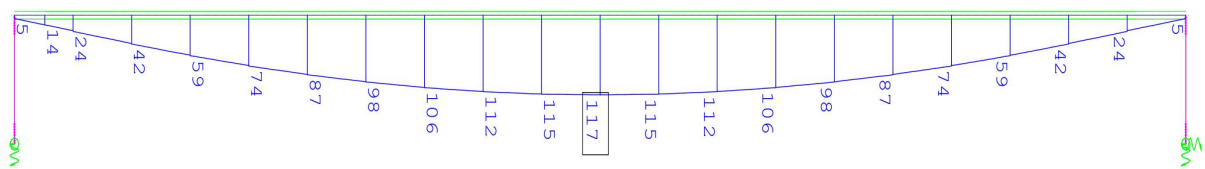
Rys. 5.2.2.3.9. Charakterystyczne momenty zginające od ciężaru własnego nadbetonu płyty



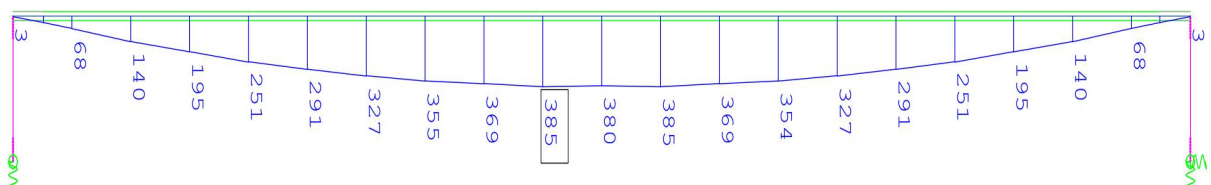
Rys. 5.2.2.3.10. Charakterystyczne momenty zginające od sprężenia (po stratach doraźnych)



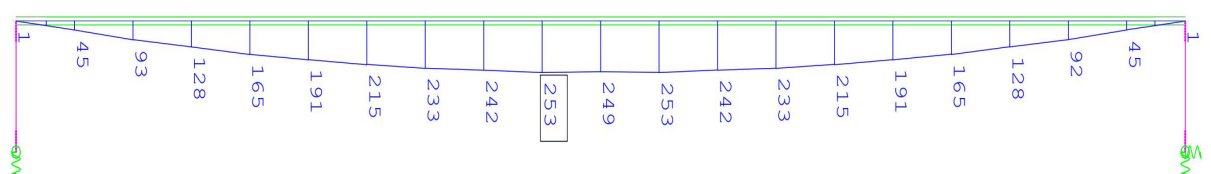
Rys. 5.2.2.3.11. Charakterystyczne momenty zginające od sprężenia (po stratach całkowitych)



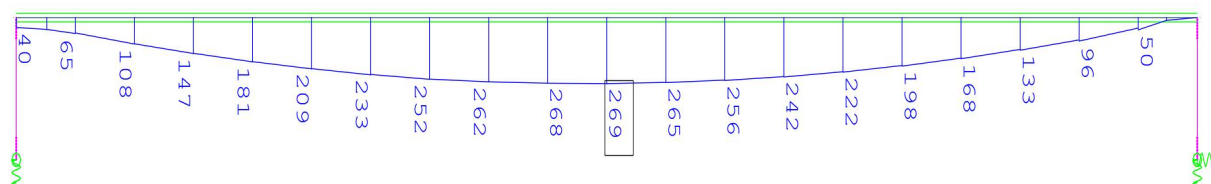
Rys. 5.2.2.3.12. Charakterystyczne momenty zginające od ciężaru elementów wyposażenia



Rys. 5.2.2.3.13. Obwiednia momentów zginających od obciążeń ruchomych (gr1a według normy [13]) o wartościach charakterystycznych



Rys. 5.2.2.3.14. Obwiednia momentów zginających od obciążeń ruchomych (gr1a według normy [13]) o wartościach częstych



Rys. 5.2.2.3.15. Obwiednia momentów zginających od obciążeń ruchomych pojazdami wojskowymi (MLC według przepisów techniczno-budowlanych)

Tab. 5.2.2.3.1. Zestawienie reakcji podporowych na podporze P2 (przyciótek z łożyskiem stałym)

Reakcja wiodąca	Rodzaj obciążenia	Oznaczenie łożyska według rys. 5.2.2.3.2.						
		Ł21		Ł22			Ł23	
		P_x	P_z	P_x	P_y	P_z	P_x	P_z
$P_{x,max}$	Ł21							
	Ciążar własny	0	639	0	0	652	0	639
	Wyposażenie	0	159	0	0	108	0	159
	Sprężenie	0	0	0	0	0	0	0
	UDL + tłum	4	149	0	-2	83	-4	-3
	TS	4	231	2	-3	234	-6	83
	MLC	6	303	2	-4	249	8	30
	Temperatura	0	0	0	0	0	0	0
	Reologia	1	21	-2	0	-43	1	21
	Hamowanie	160	16	133	48	16	106	13
	Osiadanie	0	0	0	0	0	0	0
$P_{z,max}$	Ł21							
	Ciążar własny	0	639	0	0	652	0	639
	Wyposażenie	0	159	0	0	108	0	159
	Sprężenie	0	0	0	0	0	0	0
	UDL + tłum	-4	157	0	2	110	4	15
	TS	1	370	1	-1	431	-2	129
	MLC	6	343	1	-4	286	-7	35
	Temperatura	0	0	0	0	0	0	0
	Reologia	1	21	-2	0	-43	1	21
	Hamowanie	160	16	133	48	16	106	13
	Osiadanie	0	0	0	0	0	0	0
$P_{x,max}$	Ł22							
	Ciążar własny	0	639	0	0	652	0	639
	Wyposażenie	0	159	0	0	108	0	159
	Sprężenie	0	0	0	0	0	0	0
	UDL + tłum	2	122	0	-1	110	-2	26
	TS	-4	155	3	1	343	1	244
	MLC	1	237	2	-1	326	-3	175
	Temperatura	0	0	0	0	0	0	0
	Reologia	0	-23	1	0	47	0	-23
	Hamowanie	141	14	134	15	19	125	13
	Osiadanie	0	0	0	0	0	0	0
$P_{y,max}$	Ł22							
	Ciążar własny	0	639	0	0	652	0	639
	Wyposażenie	0	159	0	0	108	0	159
	Sprężenie	0	0	0	0	0	0	0
	UDL + tłum	-2	0	0	1	41	2	74
	TS	-4	138	3	1	290	1	216
	MLC	6	303	2	-4	249	8	30
	Temperatura	0	0	0	0	0	0	0
	Reologia	0	-23	1	0	47	0	-23
	Hamowanie	160	16	133	48	16	106	13
	Osiadanie	0	0	0	0	0	0	0

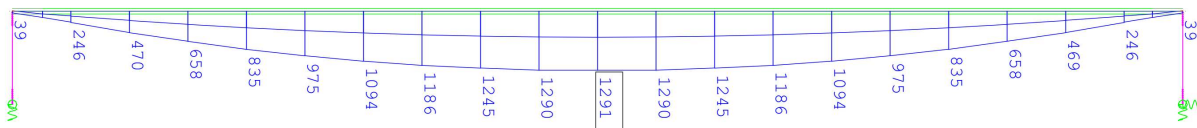
Ł22 $P_{z,max}$	Ciążar własny	0	639	0	0	652	0	639
	Wyposażenie	0	159	0	0	108	0	159
	Sprężenie	0	0	0	0	0	0	0
	UDL + tłum	0	116	1	0	137	-1	91
	TS	-1	184	1	0	452	0	293
	MLC	-1	234	2	0	379	-1	266
	Temperatura	0	0	0	0	0	0	0
	Reologia	0	-23	1	0	47	0	-23
	Hamowanie	141	14	134	15	19	125	13
	Osiadanie	0	0	0	0	0	0	0
Ł23 $P_{x,max}$	Ciążar własny	0	639	0	0	652	0	639
	Wyposażenie	0	159	0	0	108	0	159
	Sprężenie	0	0	0	0	0	0	0
	UDL + tłum	-4	-3	0	-2	83	4	149
	TS	-6	83	2	-3	234	4	231
	MLC	8	30	2	-4	249	6	303
	Temperatura	0	0	0	0	0	0	0
	Reologia	1	21	-2	0	-43	1	21
	Hamowanie	106	13	133	48	16	160	16
	Osiadanie	0	0	0	0	0	0	0
Ł23 $P_{z,max}$	Ciążar własny	0	639	0	0	652	0	639
	Wyposażenie	0	159	0	0	108	0	159
	Sprężenie	0	0	0	0	0	0	0
	UDL + tłum	4	15	0	2	110	-4	157
	TS	-2	129	1	-1	431	1	370
	MLC	-7	35	1	-4	286	6	343
	Temperatura	0	0	0	0	0	0	0
	Reologia	1	21	-2	0	-43	1	21
	Hamowanie	106	13	133	48	16	160	16
	Osiadanie	0	0	0	0	0	0	0

Reakcje podporowe

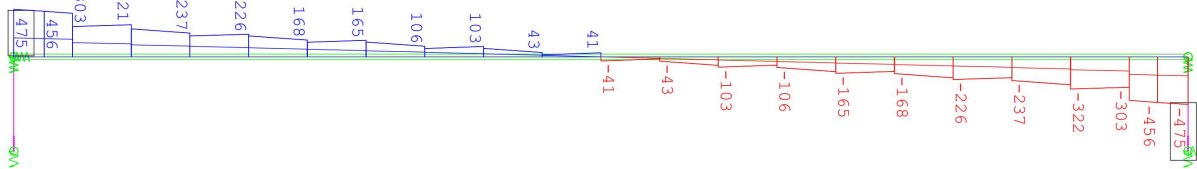
(7) W tab. 5.2.2.3.1 zestawiono wartości reakcji podporowych na kierunku pionowym (P_z), poziomym wzdłuż osi mostu (P_x) oraz poziomym poprzecznie do osi mostu (P_y) na podporze P2, na której zlokalizowano łożysko stałe. Podano maksymalne wartości reakcji wiodących od poszczególnych obciążeń na analizowanym łożysku i kierunku wraz z odpowiednimi wartościami towarzyszącymi na pozostałych łożyskach i kierunkach.

Zestawienie wartości sił wewnętrznych

(8) Na rys. 5.2.2.3.16 i 5.2.2.3.17 przedstawiono obwiednie momentów zginających i sił poprzecznych od kombinacji obliczeniowej obciążeń w sytuacji trwałej do sprawdzania stanów granicznych nośności. Aby uprościć analizę w stanach granicznych nośności, wartości sił wewnętrznych zsumowano z fazy budowy (przekrój niezespólny) i fazy użytkowej (przekrój zespolony). Podejście to jest uzasadnione tym, że po uplastycznieniu stali i betonu przy osiągnięciu nośności granicznej przekroju zespolonego następuje redystrybucja obciążeń całość obciążeń jest przenoszona przez przekrój zespolony [35].



Rys. 5.2.2.3.16. Obwiednia momentów zginających od kombinacji obliczeniowej (suma z fazy budowy i użytkowej)



Rys. 5.2.2.3.17. Obwiednia sił poprzecznych od kombinacji obliczeniowej (suma z fazy budowy i użytkowej)

(9) W obliczaniu naprężeń w stanach granicznych użyteczności należy uwzględnić odpowiednie przekroje poprzeczne (niezespólny, zespolony) w poszczególnych fazach pracy obiektu. W analizowanym przypadku naprężenia wyznaczono osobno dla poszczególnych obciążeń z uwzględnieniem odpowiednich charakterystyk geometrycznych przekrojów sprowadzonych, korzystając z przedstawionych wykresów.

(10) Poniżej zestawiono wybrane wartości sił wewnętrznych w przekroju przęsłowym stosowane w dalszej części obliczeń do sprawdzania stanów granicznych. Wartości sił wewnętrznych do sprawdzenia stanów granicznych nośności dźwigara głównego w kierunku podłużnym do osi mostu wynoszą:

- 1) $M_{Ed,A} = 1291 \text{ kNm}$ – obliczeniowy moment zginający w przekroju przęsłowym w sytuacji trwałej (suma momentów od poszczególnych obciążeń dla przekroju niezespólnego i zespolonego),
- 2) $V_{Ed,p} = 475 \text{ kN}$ – obliczeniowa siła ścinająca w osi podparcia,
- 3) $V_{Ed,b} = 456 \text{ kN}$ – obliczeniowa siła ścinająca na połączeniu belki z poprzecznicą.

Siły wewnętrzne do sprawdzania stanów granicznych użyteczności dźwigara głównego w kierunku podłużnym mają wartość:

- 1) $P_{mt}(t_3) = 2740 \text{ kN}$ – siła sprężająca po stratach w czasie t_3 ,
- 2) $P_{mt}(t_n) = 2548 \text{ kN}$ – siła sprężająca po stratach w czasie t_n ,
- 3) $M_{Gk,b} = 177 \text{ kNm}$ – moment zginający od ciężaru własnego belki,
- 4) $M_{Gk,p} = 278 \text{ kNm}$ – moment zginający od ciężaru własnego nadbetonu płyty,
- 5) $M_{Gk,w} = 117 \text{ kNm}$ – moment zginający od ciężaru elementów wyposażenia,
- 6) $M_{Q,rare} = 380 \text{ kNm}$ – moment zginający od wartości charakterystycznych obciążeń ruchomych,
- 7) $M_{Q,freq} = 249 \text{ kNm}$ – moment zginający od wartości częstych obciążeń ruchomych.

(11) Wartości sił wewnętrznych w kierunku poprzecznym do osi mostu wyznaczono za pomocą modelu numerycznego dla pasma nadbetonu płyty o szerokości $b_p = 725 \text{ mm}$ (podział na 20 elementów skończonych na długości przęsa).

Wartości obciążeń i kombinacje uwzględniono zgodnie z opisem zamieszczonym w pkt 5.1. Dalej podano ekstremalne wartości sił wewnętrznych od kombinacji obliczeniowej, charakterystycznej i quasi-stałej do sprawdzenia stanów granicznych.

Maksymalne siły wewnętrzne (rozciąganie w strefie dolnej przekroju) w kierunku poprzecznym dla pasma obliczeniowego $b_p \times h_p = 725 \times 645 \text{ mm}$:

- 1) $M_{p,Ed} = 152 \text{ kNm}$ – moment zginający od kombinacji obliczeniowej,
- 2) $V_{p,Ed} = 139 \text{ kN}$ – siła poprzeczna od kombinacji obliczeniowej,
- 3) $M_{p,rare} = 106 \text{ kNm}$ – moment zginający od kombinacji charakterystycznej,
- 4) $M_{p,perm} = 45,3 \text{ kNm}$ – moment zginający od kombinacji quasi-stałej.

Minimalne siły wewnętrzne (rozciąganie w strefie górnej przekroju) w kierunku poprzecznym dla pasma obliczeniowego $b_p \times h_p = 725 \times 645 \text{ mm}$:

- 1) $M'_{p,Ed} = -114 \text{ kNm}$ – obliczeniowy moment zginający w sytuacji trwałej,
- 2) $M'_{p,rare} = -77,5 \text{ kNm}$ – moment zginający od kombinacji charakterystycznej,
- 3) $M'_{p,perm} = -38,5 \text{ kNm}$ – moment zginający od kombinacji quasi-stałej.

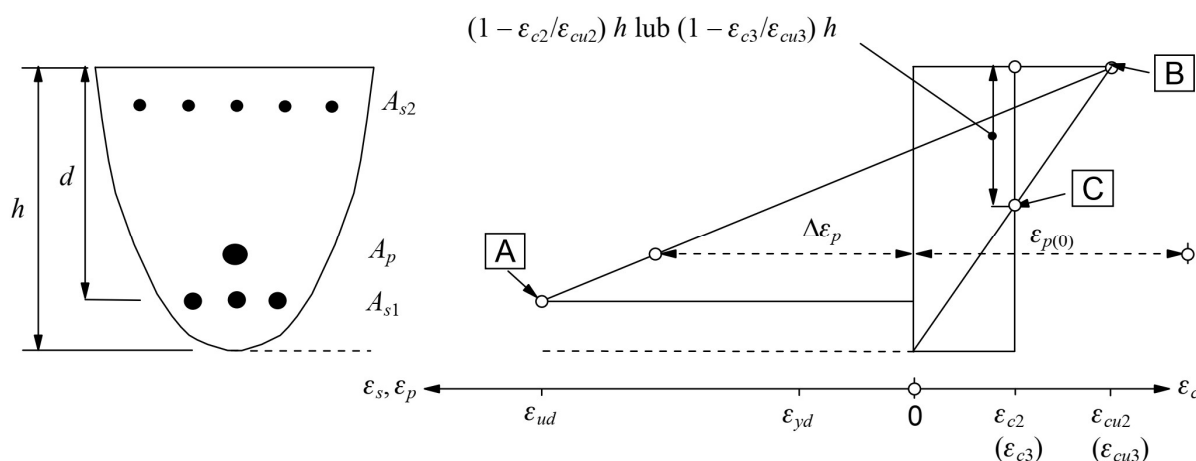
5.2.3. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – dźwigar główny w kierunku podłużnym

5.2.3.1. Nośność na zginanie

(1) Według zaleceń normy [14], pkt 6.1(2)P podczas wyznaczania nośności granicznej przekrojów sprężonych na zginanie przyjmuje się następujące założenia:

- 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 σ - ε podanych w rozdziale trzecim normy [14],
- 5) w obliczaniu naprężenia w cięgnach sprężających uwzględnia się początkowe odkształcenie cięgien.

Na rys. 6.1 normy [14] podano rozkłady odkształceń, które mogą powstać w stanie granicznym nośności (rys. 5.): A – graniczne wydłużenie stali zbrojeniowej, B – graniczne skrócenie betonu, C – graniczne odkształcenie betonu przy ściskaniu osiowym.



Rys. 5.2.3.1.1. Rozkłady odkształceń, jakie mogą powstać w stanie granicznym nośności (rys. 6.1 normy [14])

(2) Obliczeniową nośność przekroju na zginanie wyznaczono, wykorzystując prostokątny rozkład naprężeń w betonie i zależność naprężenie-odkształcenie w stali sprężającej z poziomą gałęzią górną. Pominięto wpływ cięgien sprężających w strefie ściskanej oraz zbrojenia miękkiego.

Przyjęto następujące dane wejściowe do obliczeń:

- 1) $d_p = 0,69$ m – odległość środka ciężkości cięgien w strefie rozciąganej od górnej krawędzi przekroju,
- 2) $d_{p2} = 0,67$ m – odległość drugiego rzędu cięgien w strefie rozciąganej od górnej krawędzi przekroju,
- 3) $f_{cd,p} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck,p}}{\gamma_c} = 0,85 \frac{30 \text{ MPa}}{1,4} = 18,2 \text{ MPa}$ – obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu płyty (por. pkt 5.2.4),
- 4) $M_{Ed} = 1291 \text{ kNm}$ – obliczeniowy moment zginający w przekroju przęsłowym w sytuacji trwałej (suma momentów od poszczególnych obciążeń dla przekroju niezespalonego i zespolonego).

(3) Wstępnie przyjęto, że wszystkie cięgna w strefie rozciąganej ulegną uplastycznieniu. Całkowita siła w cięgnach strefy rozciąganej wynosi wówczas:

$$F_p = \frac{A_p f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{20 \times 150 \text{ mm}^2 \times 1600 \text{ MPa}}{1,15} = 4174 \text{ kN},$$

a efektywną wysokość strefy ściskanej określono z zależności:

$$x_{eff} = \lambda x = \frac{F_p}{b_p \eta f_{cd,p}} = \frac{4174 \text{ kN}}{0,9 \text{ m} \times 1,0 \times 18,2 \text{ MPa}} = 0,25 \text{ m}.$$

(4) Wyznaczona wysokość strefy ściskanej obejmuje warstwę nadbetonu płyty oraz fragment środnika belki strunobetonowej. Aby uprościć obliczenia, przyjęto wyłącznie właściwości betonu

płyty w strefie ściskanej. Dla wyznaczonej wysokości strefy ściskanej należy sprawdzić, czy założenie o uplastycznieniu wszystkich cięgien jest spełnione. Przyrost odkształceń na poziomie środka ciężkości drugiego rzędu cięgien od górnej krawędzi przekroju (d_{p2}) wynosi:

$$\Delta \varepsilon_p = \varepsilon_{cu3} \frac{d_{p2} - \frac{x_{eff}}{\lambda}}{\frac{x_{eff}}{\lambda}} = 3,5\% \times \frac{0,67 \text{ m} - \frac{0,25 \text{ m}}{0,8}}{\frac{0,25 \text{ m}}{0,8}} = 3,87\%$$

(5) Odkształcenia wywołane naciągiem cięgien po stratach doraźnych i reologicznych są równe:

$$\varepsilon_p(t_n) = \frac{\sigma_{pmt}(t_n) \gamma_{p,fav}}{E_p} = \frac{(859 -) \times 1,0}{195000} = 3,96\%$$

Całkowite odkształcenia w drugim rzędzie cięgien są sumą odkształceń wywołanych sprężeniem oraz przyrostu odkształceń w stanie granicznym nośności i wynoszą:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_p(t_n) + \Delta \varepsilon_p = 3,87 + 3,96 = 7,83\%$$

Minimalne obliczeniowe odkształcenia stali sprężającej odpowiadające uplastycznieniu mają wartość:

$$\varepsilon_{p,lim,d} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s E_p} = \frac{1600}{1,15 \times 195000} = 7,13\%$$

$$\varepsilon_p > \varepsilon_{p,lim,d}$$

(6) Założenie o uplastycznieniu cięgien jest zatem spełnione. gdyby cięgna nie były uplastycznione, wysokość strefy ściskanej i naprężenia w cięgnach należy wyznaczyć na podstawie liniowego rozkładu odkształceń w przekroju.

(7) Obliczeniową nośność przekroju wyznaczono z warunku równowagi momentów względem środka ciężkości strefy ściskanej przekroju:

$$M_{Rd} = F_p \left(d_{pt} - \frac{x_{eff}}{2} \right) = 4174 \text{ kN} \times \left(0,69 \text{ m} - \frac{0,25 \text{ m}}{2} \right) = 2365 \text{ kNm}$$

Obliczeniowy moment zginający w zespolonym przekroju przęsłowym wynosi: $M_{Ed} = 1291 \text{ kNm}$. Nośność jest zatem zapewniona, a wykorzystanie nośności granicznej przekroju wynosi 55%.

Minimalne zbrojenie ze względu na kruche zniszczenie elementu

(8) Zgodnie z pkt 5.10.1(5)P normy [14] oraz 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 [15]).

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 rozciąganym przekroju,

$M_{rep} = \frac{f_{ctx} I_{cz}}{y_{dZ}} = \frac{4,1 \text{ MPa} \times 0,0393 \text{ m}^4}{0,370 \text{ m}} = 432 \text{ kNm}$ – moment rysujący z pominięciem efektów sprężenia,

$d_s = 0,71 \text{ m}$ – wysokość czynna przekroju dla stali zbrojeniowej,

$z_s = \left(d_s - \frac{x_{eff}}{2} \right) = \left(0,71 \text{ m} - \frac{0,25 \text{ m}}{2} \right) = 0,64 \text{ m}$ – ramię sił wewnętrznych w stanie granicznym nośności odniesione do stali zbrojeniowej.

Minimalne zbrojenie ze względu na kruche zniszczenie wynosi zatem:

$$A_{s,min} = \frac{M_{rep}}{z_s f_{yk}} = \frac{432 \text{ kNm}}{0,64 \text{ m} \times 500 \text{ MPa}} = 14,8 \text{ cm}^2$$

(9) Według zaleceń pkt 6.1(109)b normy [15] do $A_{s,min}$ można włączyć zbrojenie przewidziane do innych celów. Zbrojenie miękkie w strefie rozciąganej belki strunobetonowej stanowią dwa pręty $\phi 16 \text{ mm}$ i sześć prętów $\phi 10 \text{ mm}$ o łącznym polu przekroju $A_{s1,b} = 8,7 \text{ cm}^2$. Pole przekroju samego zbrojenia miękkiego jest zatem niewystarczające do zapewnienia zabezpieczenia przed kruchym zniszczeniem. Zgodnie z pkt 6.1(110)ii normy [15] w elementach strunobetonowych za zbrojenie

efektywne w $A_{s,min}$ uważa się ciągną z otuliną betonową równą co najmniej k_{cm} razy wartość minimalna określona według pkt 4.4.1.2 normy [14] (k_{cm} może być określone w Załączniku Krajowym, wartością zalecaną według normy [15] jest 2,0). W analizowanym przypadku za efektywne można uznać ciągną leżące w drugim rzędzie od dolnej krawędzi przekroju o polu $A_{p2} = n_2 \times A_{p,s} = 8 \times 150 \text{ mm}^2 = 12 \text{ cm}^2$. Wówczas we wzorze (6.101a) normy [15] uwzględnia się odpowiednie dla analizowanych cięgien ramię sił wewnętrznych, a granicę plastyczności stali zbrojeniowej f_{yk} zastępuje umowną 0,1% granicą plastyczności stali sprężającej $f_{p0,1k}$. Wzór ten przyjmuje wówczas postać:

$$A_{s,min} = \frac{M_{rep}}{z_{p2} f_{p0,1k}},$$

gdzie $z_{p2} = \left(d_{p2} - \frac{x_{eff}}{2}\right) = \left(0,67 \text{ m} - \frac{0,25 \text{ m}}{2}\right) = 0,54 \text{ m}$ – ramię sił wewnętrznych w stanie granicznym nośności odniesione do drugiego rzędu cięgien sprężających.

Minimalne pole przekroju cięgien sprężających ze względu na kruche zniszczenie wynosi wówczas:

$$A_{s,min} = \frac{M_{rep}}{z_{p2} f_{p0,1k}} = \frac{432 \text{ kNm}}{0,54 \text{ m} \times 1600 \text{ MPa}} = 5,0 \text{ cm}^2,$$

$$A_{p2} = 12 \text{ cm}^2 > A_{s,min} = 5,0 \text{ cm}^2.$$

Warunek zabezpieczenia przed kruchym zniszczeniem elementu jest zatem spełniony.

(10) 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 według pkt 6.1(109)a) normy [15] lub zapewnienie dostatecznych dowodów dotyczących niezawodności cięgien (pkt 6.1(109)c) normy [15]).

5.2.3.2. 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 zmiażdżenie 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 [15]). Obliczeniowa siła poprzeczna musi wówczas spełniać niezależnie obydwa warunki: $V_{Ed} < V_{Rd,s}$ oraz $V_{Ed} < V_{Rd,max}$.

(3) Zgodnie z 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) Nośność na ścinanie sprawdzono w przekroju podporowym (w osi podparcia) oraz w miejscu połączenia belki z poprzecznicą. Obliczeniowa siła ścinająca na połączeniu belki z poprzecznicą wynosi: $V_{Ed,b} = 456 \text{ kN}$, a w osi podparcia: $V_{Ed,p} = 475 \text{ kN}$.

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]:

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

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

w których:

$$k = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d_s}} \right); 2,0 \right] = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{720}} \right); 2,0 \right] = 1,53,$$

$$\rho_l = \min \left[\left(\frac{A_{sl}}{b_w d_s} \right); 0,02 \right] = \min \left[\left(\frac{790}{900 \times 720} \right); 0,02 \right] = 1,23\text{‰},$$

$$\sigma_{cp} = \min \left[\left(\frac{N_{Ed}}{A_c} \right); 0,2 f_{cd} \right] = 0 \text{ MPa (udział siły sprężającej przy podporze jest niewielki, można pominąć),}$$

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

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,53^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} = 0,36 \text{ MPa.}$$

Stąd:

$$V_{Rd,c1} = \left[0,13 \times 1,53 \times (100 \times 0,00123 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0 \right] \times 900 \times 720 = 329 \text{ kN,}$$

$$V_{Rd,c2} = (0,36 + 0,15 \times 0) \times 900 \times 720 = 231 \text{ kN,}$$

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}) = \max(329; 231) = 329 \text{ kN.}$$

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

$$V_{Ed,b} = 456 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 329 \text{ kN.}$$

Element wymaga więc zbrojenia na ścinanie.

Nośność zbrojenia na ścinanie

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

(8) Zbrojenie na ścinanie belek przyjęto zgodnie z katalogiem [45]. W strefie przypodporowej zbrojenie na ścinanie stanowią podwójne strzemiona dwucięte z prętów $\phi 10$ mm o polu przekroju $A_{sw} = 3,14 \text{ cm}^2$ w rozstawie $s = 8,7 \text{ cm}$.

(9) Maksymalną obliczeniową siłę poprzeczną $V_{Rd,s}$, która powstaje, gdy w zbrojeniu na ścinanie osiąga się granicę plastyczności (nośność strzemion), wyznacza się ze wzoru (6.8) normy [15]:

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

gdzie:

$$z = 0,9 d_s = 0,9 \times 0,72 \text{ m} = 0,64 \text{ m} - \text{ramię sił wewnętrznych,}$$

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

$\theta = 45^\circ$ ($\cot(\theta) = 1,0$) – 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 $\cot(\theta)$ był w zakresie $1,0 \leq \cot(\theta) \leq 2,0$.

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

(10) W analizowanym przypadku maksymalna siła przenoszona przez strzemiona wynosi:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot(\theta) = \frac{3,14 \text{ cm}^2}{8,7 \text{ cm}} \times 0,64 \text{ m} \times 400 \text{ MPa} \times 1,0 = 929 \text{ kN.}$$

Nośność na ścinanie w odległości d_s od podpory jest zapewniona:

$$V_{Ed,b} = 456 \text{ kN} < V_{Rd,s} = 929 \text{ kN.}$$

Nośność ściskanych krzyżulców betonowych

(11) 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:

$\alpha_{cw} = 1,0$ – współczynnik uwzględniający współdziałanie naprężenia w krzyżulcu ściskany i dowolnego przyłożonego naprężenia ściskającego obliczany ze wzorów (6.11.aN)-(6.11.cN) [15],

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

$z = 0,9 d_{s2} = 0,9 \times 1,22 \text{ m} = 1,09 \text{ m}$ – ramię sił wewnętrznych w osi podpory,

$$V_{Rd,max} = \frac{1,0 \times 0,9 \text{ m} \times 1,09 \text{ m} \times 0,6 \times 18,2 \text{ MPa}}{1,0 + 1,0} = 5378 \text{ kN.}$$

Nośność na ścinanie nad podporą jest zapewniona:

$$V_{Ed,p} = 475 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 5378 \text{ kN.}$$

Minimalne zbrojenie na ścinanie

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

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w \sin(\alpha)} = \frac{1,57 \text{ cm}^2}{8,7 \text{ cm} \times 90 \text{ cm} \times 1} = 2,01\text{‰}.$$

Minimalny stopień zbrojenia na ścinanie wyznaczony ze wzoru (9.5N) normy [14] jest równy:

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

Przyjęte zbrojenie na ścinanie jest zatem większe od minimalnego.

(13) Maksymalny podłużny rozstaw strzemion obliczony ze wzoru (9.6N) normy [14] nie powinien przekraczać:

$$s_{l,max} = 0,75 d_s (1 + \cot(\alpha)) = 0,75 \times 0,72 \text{ m} \times (1 + 0) = 0,54 \text{ m.}$$

Przyjęty rozstaw strzemion $s = 8,7 \text{ cm}$ jest więc mniejszy od maksymalnego.

Maksymalny poprzeczny rozstaw ramion strzemion wyznaczony ze wzoru (9.8N) normy [14] nie powinien być większy niż:

$$s_{t,max} = \min(0,75 d_s; 0,6 \text{ m}) = 0,54 \text{ m.}$$

Rozstaw ramion strzemion w belkach strunobetonowych spełnia to wymaganie.

5.2.3.3. Nośność na zmęczenie

(1) 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, co znacznie upraszcza obliczenia.

(2) W pkt 6.8.2(1)P normy [14] podano, że naprężenia podczas sprawdzania zmęczenia należy obliczać przy założeniu, że przekroje poprzeczne są zarysowane, pomijając wytrzymałość betonu na rozciąganie, ale spełniając warunki zgodności odkształceń. Nie doprecyzowano jednak, czy dotyczy to wyłącznie konstrukcji żelbetonowych, 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. Jednak w niektórych przypadkach takie założenie wydaje się zbyt konserwatywne, tak jak np. w analizowanym przykładzie, gdzie cały przekrój pod wpływem częstej kombinacji obciążeń jest ściskany (analogicznie do sprężenia pełnego według normy [6]). Dlatego w analizowanym przykładzie stan graniczny zmęczenia sprawdzono, wyznaczając naprężenia na podstawie charakterystyk geometrycznych przekroju niezarysowanego.

(3) W pkt 5.2.5.2 obliczeń wyznaczono naprężenia na krawędziach betonu od kombinacji częstej obciążeń oraz dolnej i górnej wartości charakterystycznej siły sprężającej $P_{k,inf}$ i $P_{k,sup}$, a więc bardziej niekorzystne niż dla P_k . Naprężenia te na całej długości przęsła są ściskające (por. rys. 5.2.5.2.2). Sprawdzenie stanu granicznego nośności na zmęczenie w stali sprężającej i zbrojeniowej nie jest zatem wymagane.

(4) W świetle braku dodatkowych postanowień krajowych sprawdzenie zmęczenia jest wymagane dla betonu. Normy [15], pkt 6.8.7(101) zaleca sprawdzenie zmęczenia w betonie z zastosowaniem danych z ruchu, krzywych Wöhlera i modeli obciążeń określonych przez władze krajowe. Takie podejście znacznie komplikuje obliczenia, a brak odpowiednich modeli obciążeń określonych w Załączniku Krajowym przy braku danych o rzeczywistym ruchu obecnie je uniemożliwia. Norma [15], pkt 6.8.7(101) wskazuje również możliwość stosowania metod uproszczonych z Załącznika NN do normy [15], 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) normy [14]. Uwaga: w normie [14], w drugim warunku błędnie wstawiono wartość f_{ck} jako mnożnik wartości 0,9 i 0,8, prawidłowa jest zależność:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}}$$

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

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 w tym przypadku 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 według pkt 3.1.2(6) normy [14] (por. pkt 5.1.3.1 obliczeń).

(5) Ze względu na występowanie maksymalnych naprężeń sprawdzenie wytrzymałości betonu na zmęczenie przeprowadzono dla włókien górnych belki oraz płyty w środku rozpiętości przęsła w chwili oddania obiektu do użytkowania.

(6) Maksymalny i minimalny moment zginający od wartości częstych obciążeń ruchomych wynoszą odpowiednio:

$$M_{Q,freq,max} = 249 \text{ kNm},$$

$$M_{Q,freq,min} = 0 \text{ kNm (brak udziału obciążeń ruchomych)}.$$

Pozostałe oznaczenia przyjęto według pkt 5.2.4 obliczeń oraz tab. 5.2.2.1.3 i 5.2.2.1.4.

Sprawdzenie wytrzymałości zmęczeniowej betonu belki

(7) Naprężenia maksymalne i minimalne na górnej krawędzi betonu belki od kombinacji częstej w chwili oddania obiektu do użytkowania ($t_3 = 210$ dni) wynoszą odpowiednio:

$$\sigma_{cb,max} = \frac{r_{inf} P_{mt}(t_3)}{A_{cNs}(t_3)} - \frac{r_{inf} P_{mt}(t_3) z_{sNs}(t_3) y_{gNs}(t_3)}{I_{cNs}(t_3)} + \frac{M_{Gk,b} y_{gNs}(t_3)}{I_{cNs}(t_3)} + \frac{M_{Gk,p} y_{gNp}(t_3)}{I_{cNp}(t_3)} + \frac{M_{Gk,w} y_{gbZw}(t_3)}{I_{cZw}(t_3)} + \frac{M_{Q,freq,max} y_{gbZ}}{I_{cZ}} = \frac{0,95 \times 2740 \text{ kN}}{0,308 \text{ m}^2} - \frac{0,95 \times 2740 \text{ kN} \times 0,106 \text{ m} \times 0,421 \text{ m}}{0,0125 \text{ m}^4} + \frac{177 \text{ kNm} \times 0,421 \text{ m}}{0,0125 \text{ m}^4} + \frac{278 \text{ kNm} \times 0,419 \text{ m}}{0,0123 \text{ m}^4} + \frac{117 \text{ kNm} \times 0,289 \text{ m}}{0,0427 \text{ m}^4} + \frac{249 \text{ kNm} \times 0,280 \text{ m}}{0,0393 \text{ m}^4} = 17,2 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{cb,min} = \frac{r_{sup} P_{mt}(t_3)}{A_{cNs}(t_3)} - \frac{r_{sup} P_{mt}(t_3) z_{sNs}(t_3) y_{gNs}(t_3)}{I_{cNs}(t_3)} + \frac{M_{Gk,b} y_{gNs}(t_3)}{I_{cNs}(t_3)} + \frac{M_{Gk,p} y_{gNp}(t_3)}{I_{cNp}(t_3)} + \frac{M_{Gk,w} y_{gbZw}(t_3)}{I_{cZw}(t_3)} + \frac{M_{Q,freq,min} y_{gbZ}}{I_{cZ}} = \frac{1,05 \times 2740 \text{ kN}}{0,308 \text{ m}^2} - \frac{1,05 \times 2740 \text{ kN} \times 0,106 \text{ m} \times 0,421 \text{ m}}{0,0125 \text{ m}^4} + \frac{177 \text{ kNm} \times 0,421 \text{ m}}{0,0125 \text{ m}^4} + \frac{278 \text{ kNm} \times 0,419 \text{ m}}{0,0123 \text{ m}^4} + \frac{117 \text{ kNm} \times 0,289 \text{ m}}{0,0427 \text{ m}^4} + \frac{0 \text{ kNm} \times 0,280 \text{ m}}{0,0393 \text{ m}^4} = 15,4 \text{ MPa}.$$

(8) Współczynnik wytrzymałości betonu belki przy pierwszym obciążeniu cyklicznym belki w czasie $t_3 = 210$ dni, przy przyjęciu współczynnika $s = 0,2$ dla cementu klasy R wynosi:

$$\beta_{cc}(t_3) = \exp \left[s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right] = \exp \left[0,2 \times \left(1 - \sqrt{\frac{28}{210}} \right) \right] = 1,14.$$

Obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu belki przy przyjęciu współczynnika $\alpha_{cc} = 1,0$:

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

natomiast obliczeniowa wytrzymałość zmęczeniowa betonu belki (wzór (6.76) normy [14]):

$$f_{cdb,fat} = k_1 \beta_{cc}(t_3) f_{cd,b} \left(1 - \frac{f_{ck,b}}{250} \right) = 0,85 \times 1,14 \times 35,7 \times \left(1 - \frac{50}{250} \right) = 27,6 \text{ MPa}.$$

(9) Stosunek maksymalnych naprężeń na górnej krawędzi belki od kombinacji częstej do obliczeniowej wytrzymałości zmęczeniowej betonu belki jest równy:

$$\frac{\sigma_{cb,max}}{f_{cdb,fat}} = \frac{17,2}{27,6} = 0,62$$

i jest mniejszy od wartości granicznych, które wynoszą:

$$0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{cb,min}}{f_{cdb,fat}} = 0,5 + 0,45 \frac{15,4}{27,6} = 0,75 \text{ lub } 0,9 \text{ dla } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}.$$

Sprawdzenie wytrzymałości zmęczeniowej betonu płyty

(10) Naprężenia maksymalne i minimalne na górnej krawędzi betonu płyty od kombinacji częstej w chwili oddania obiektu do użytkowania ($t_3 = 210$ dni, beton płyty w wieku $t_3 - t_1 = 180$ dni) wynoszą odpowiednio:

$$\sigma_{cp,max} = \alpha_{bw}(t_3) \frac{M_{Gk,w} y_{gpZw}(t_3)}{I_{cZw}(t_3)} + \alpha_b \frac{M_{Q,freq,max} y_{gpZ}}{I_{cZ}} = 0,8 \times \frac{117 \text{ kNm} \times 0,409 \text{ m}}{0,0427 \text{ m}^4} + 0,86 \times \frac{249 \text{ kNm} \times 0,400 \text{ m}}{0,0393 \text{ m}^4} = 3,1 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{cp,min} = \alpha_{bw}(t_3) \frac{M_{Gk,w} y_{gpZw}(t_3)}{I_{cZw}(t_3)} + \alpha_b \frac{M_{Q,freq,min} y_{gpZ}}{I_{cZ}} = 0,8 \times \frac{117 \text{ kNm} \times 0,409 \text{ m}}{0,0427 \text{ m}^4} + 0,86 \times \frac{0 \text{ kNm} \times 0,400 \text{ m}}{0,0393 \text{ m}^4} = 0,9 \text{ MPa}.$$

(11) Współczynnik wytrzymałości betonu płyty przy pierwszym obciążeniu cyklicznym płyty w czasie $t_3 - t_1 = 180$ dni i przy przyjęciu współczynnika $s = 0,25$ dla cementu klasy N wynosi:

$$\beta_{cc}(t_3 - t_1) = \exp \left[s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right] = \exp \left[0,25 \times \left(1 - \sqrt{\frac{28}{180}} \right) \right] = 1,16.$$

Obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu płyty przy przyjęciu współczynnika $\alpha_{cc} = 1,0$ ma wartość:

$$f_{cd,p} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck,p}}{\gamma_c} = 1,0 \frac{30 \text{ MPa}}{1,4} = 21,4 \text{ MPa},$$

a obliczeniowa wytrzymałość zmęczeniowa betonu belki (wzór (6.76) normy [14]):

$$f_{cdp,fat} = k_1 \beta_{cc} (t_3 - t_1) f_{cd,p} \left(1 - \frac{f_{ck,p}}{250}\right) = 0,85 \times 1,16 \times 21,4 \times \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 18,6 \text{ MPa}.$$

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

$$\frac{\sigma_{cp,max}}{f_{cdp,fat}} = \frac{3,1}{18,6} = 0,17$$

i jest mniejszy od wartości granicznych:

$$0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{cp,min}}{f_{cdp,fat}} = 0,5 + 0,45 \frac{0,9}{18,6} = 0,52 \text{ lub } 0,9 \text{ dla } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}.$$

5.2.4. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – nadbeton płyty w kierunku poprzecznym

5.2.4.1. 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. W niniejszym przykładzie nośność na zginanie przekrojów płyty pomostu w kierunku poprzecznym wyznaczono metodą uproszczoną. Przyjęto następujące dane wejściowe do obliczeń:

- 1) $d_{p1} = 470 \text{ mm}$ – wysokość użyteczna przekroju podporowego dla zbrojenia dolnego nadbetonu płyty,
- 2) $d_{p2} = 599 \text{ mm}$ – wysokość użyteczna przekroju podporowego dla zbrojenia górnego nadbetonu płyty,
- 3) $M_{p,Ed} = 152 \text{ kNm}$ – maksymalny obliczeniowy moment zginający w kierunku poprzecznym,
- 4) $M'_{p,Ed} = -114 \text{ kNm}$ – minimalny obliczeniowy moment zginający w kierunku poprzecznym.

(2) Wartości sił wewnętrznych wyznaczono za pomocą modelu numerycznego dla pasma nadbetonu płyty o szerokości $b_p = 725 \text{ mm}$ (podział na 20 elementów skończonych na długości przęsła). Sprawdzenia stanów granicznych w kierunku poprzecznym do osi mostu dokonano dla przekroju pasma płytowego między belkami, przyjmując jego wysokość $h_p = 645 \text{ mm}$ (do górnej krawędzi dolnej półki belki) (rys. 5.4.4.1.1).

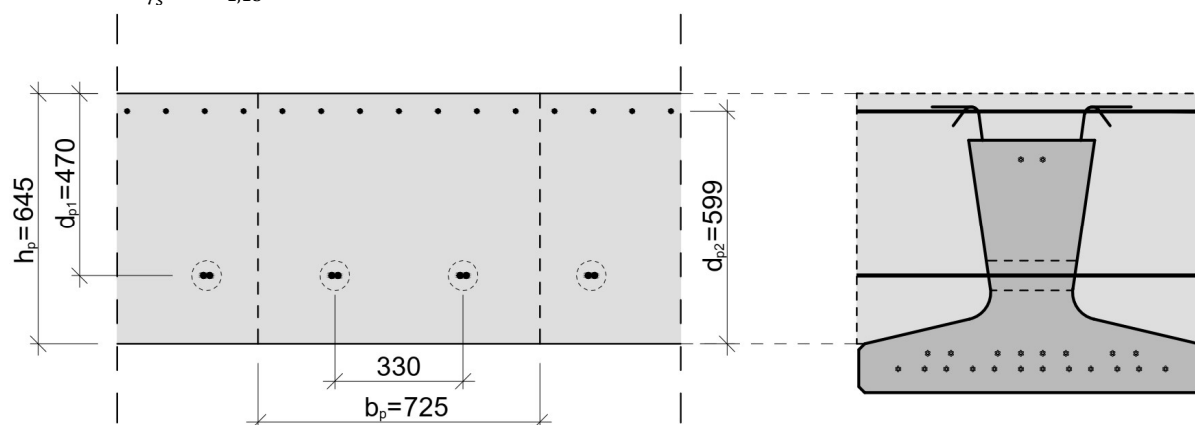
(3) W metodzie uproszczonej przyjmuje się, że efektywna wysokość strefy ściskanej wynosi:

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

a naprężenia w betonie i stali wynoszą:

$$\sigma_c = \eta f_{cd,p} = 18,2 \text{ MPa}, \text{ gdzie } \eta = 1,0 \text{ dla } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa},$$

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



Rys. 5.1.1.1. Przekrój obliczeniowy płyty pomostu w kierunku poprzecznym

Odształcenie w zbrojeniu odpowiadające obliczeniowej granicy plastyczności jest równe:

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

Wysokość użyteczna przekroju dla zbrojenia dolnego płyty usytuowanej w otworach w środnikach belek prefabrykowanych wynosi: $d_{p1} = 47 \text{ cm}$.

Graniczna wysokość strefy ściskanej jest równa:

$$x_{lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} d_{p1} = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,17} \times 47 \text{ cm} = 23,2 \text{ cm}.$$

Z równania równowagi momentów w przekroju względem środka ciężkości zbrojenia rozciąganego wyznaczono efektywną wysokość strefy ściskanej:

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

$$152 \text{ kNm} = 72,5 \text{ cm} \times x_{eff} \times 1,0 \times 18,2 \text{ MPa} \times (47 \text{ cm} - 0,5x_{eff}).$$

Po rozwiązaniu równania kwadratowego:

$$x_{eff} = 2,52 \text{ cm} \leq x_{lim} = 23,2 \text{ cm}.$$

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

$$A_{s1,req} = \frac{b_p x_{eff} \eta f_{cd,p}}{f_{yd}} = \frac{72,5 \text{ cm} \times 2,52 \text{ cm} \times 1,0 \times 18,2 \text{ MPa}}{435 \text{ MPa}} = 7,64 \text{ cm}^2.$$

(4) Jako zbrojenie dolne przyjęto po dwa pręty $\phi 16 \text{ mm}$ umieszczone w otworach w środnikach belek w rozstawie co 33 cm o polu przekroju $A_{s1,p} = 8,83 \text{ cm}^2$ na szerokość płyty b_p (co daje $12,2 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Minimalne pole przekroju zbrojenia dolnego (wzór (9.1N) normy [14]) wynosi:

$$A_{s1,min} = \max(0,26 \frac{f_{ctm,p}}{f_{yk}} b_p d_{p1}; 0,0013 b_p d_{p1}) = \max(0,26 \times \frac{2,9 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} \times 72,5 \text{ cm} \times 47 \text{ cm}; 0,0013 \times 72,5 \text{ cm} \times 47 \text{ cm}) = 7,08 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{s,max} = 0,04 b_p h_p = 0,04 \times 72,5 \text{ cm} \times 64,5 \text{ cm} = 258 \text{ cm}^2.$$

Przyjęte zbrojenie spełnia warunki konstrukcyjne.

(5) Analogicznie na podstawie momentów minimalnych wyznaczono zbrojenie górne płyty. Wymagane pole przekroju zbrojenia górnego ze względu na stan graniczny nośności na zginanie jest równe: $A_{s2,req} = 4,45 \text{ cm}^2$.

Minimalne pole przekroju zbrojenia górnego obliczone ze wzoru (9.1N) normy [14] wynosi: $A_{s2,min} = 6,5 \text{ cm}^2$. Przyjęto pręty $\phi 12 \text{ mm}$ w rozstawie co 10 cm o polu przekroju $A_{s2,p} = 8,2 \text{ cm}^2$ na szerokość płyty b_p (co daje $11,3 \text{ cm}^2/\text{m}$).

5.2.4.2. Nośność na ścinanie

(1) Wymiarowanie elementu żelbetowego na ścinanie przeprowadza się analogicznie do sposobu opisanego w pkt 5.2.3.2 obliczeń dotyczącym sprawdzenia dźwigara w kierunku podłużnym. 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.

Obliczeniowa wartość siły poprzecznej w płycie wynosi: $V_{p,Ed} = 139 \text{ kN}$.

Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie

(2) 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]:

$$V_{Rd,c1} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_p d_{p1},$$

$$V_{Rd,c2} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_p d_{p1},$$

gdzie:

$$k = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d_{p1}}} \right); 2,0 \right] = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{470}} \right); 2,0 \right] = 1,65,$$

$$\rho_l = \min \left[\left(\frac{A_{sl}}{b_p d_{p1}} \right); 0,02 \right] = \min \left[\left(\frac{1340}{725 \times 470} \right); 0,02 \right] = 2,59\text{‰},$$

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

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

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,65^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} = 0,41 \text{ MPa}.$$

Stąd:

$$V_{p,Rd,c1} = \left[0,13 \times 1,65 \times (100 \times 0,00259 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0 \right] \times 725 \times 470 = 143 \text{ kN},$$

$$V_{p,Rd,c2} = (0,41 + 0,15 \times 0) \times 725 \times 470 = 139 \text{ kN},$$

$$V_{p,Rd,c} = \max(V_{p,Rd,c1}; V_{p,Rd,c2}) = \max(143; 139) = 143 \text{ kN}.$$

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

$$V_{p,Ed} = 139 \text{ kN} < V_{p,Rd,c} = 143 \text{ kN}.$$

Element nie wymaga 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.

5.2.4.3. Nośność na zmęczenie

(1) Sprawdzenie nośności na zmęczenie stali zbrojeniowej można przeprowadzić na podstawie zaleceń przedstawionych w pkt 6.8.6(1) normy [14]. 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 $k_2 = 35 \text{ MPa}$. Zgodnie z pkt 6.8.6(2) normy [14] sprawdzenie to można uprościć, stosując kombinację częstą obciążeń do wyznaczenia wartości naprężeń. Jeżeli wtedy wymagania są spełnione, to żadne dalsze sprawdzenia nie są konieczne.

(2) W niniejszym przykładzie wartości naprężeń w kierunku poprzecznym do osi mostu są bardzo małe (por. tab. 5.2.6.1.1). Wyznaczone w pkt 5.2.6 naprężenia w stali zbrojeniowej od kombinacji charakterystycznej (dającej większe wartości niż kombinacja częsta) wynoszą 11 MPa i są znacznie mniejsze od wartości granicznej równej 70 MPa. W związku z tym warunek dla naprężeń od kombinacji częstej, a tym bardziej od częstego obciążenia cyklicznego, będzie spełniony i nie potrzeba wykonywać dodatkowego sprawdzenia. W przypadku betonu naprężenia od kombinacji charakterystycznej również są niewielkie i wynoszą maksymalnie 2,07 MPa. Stanowią one 0,11 wytrzymałości zmęczeniowej betonu płyty, która wynosi $f_{cdp,fat} = 18,6 \text{ MPa}$. Stosunek ten jest daleki od wartości granicznej dla kombinacji częstej wynoszącej $0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}}$ lub 0,9 dla $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ (czyli minimum 0,5). W związku z tym sprawdzenie pod częstą kombinacją obciążeń, dla której wartości naprężeń będą miały mniejsze wartości, nie jest konieczne.

(3) Zdaniem autora istnieje potrzeba doprecyzowania i uproszczenia warunków sprawdzania stanu granicznego nośności na zmęczenie mostów betonowych według norm [14, 15] przez wprowadzenie stosownych zapisów w Załączniku Krajowym (np. wzorem Francji), gdyż obecnie obowiązujące zapisy tych norm są nieprecyzyjne i niejednokrotnie mogą niepotrzebnie komplikować obliczenia.

5.2.5. Sprawdzenie stanów granicznych użytkowości – dźwigar główny w kierunku podłużnym

5.2.5.1. Ograniczenie naprężeń

(1) Sprawdzenie stanów granicznych użytkowości elementów sprężonych według norm [14, 15] obejmuje:

- 1) ograniczenie naprężeń w betonie, stali zbrojeniowej i sprężającej,
- 2) ograniczenie rys,
- 3) ograniczenie ugięć.

Podczas wyznaczania naprężeń i ugięć 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).

(2) Zgodnie z pkt 7.2(102) normy [15] (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 sprężenia do 60% charakterystycznej wytrzymałości betonu na ściskanie osiągniętej w chwili t , w której następuje przekazanie sprężenia na beton:

$$\sigma_c \leq 0,6 f_{ck}(t).$$

W elementach strunobetonowych, jeżeli na podstawie doświadczeń lub wyników badań wiadomo, że nie wystąpi podłużne zarysowanie, limit ten można zwiększyć do wartości:

$$\sigma_c \leq 0,7 f_{ck}(t).$$

(3) 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 5.2.2.2):

$$\sigma_c \leq 0,45 f_{ck}(t).$$

(4) Krytyczny przekrój do sprawdzenia tych warunków w chwili sprężenia zlokalizowany jest w odległości równej długości transmisji siły sprężającej od końca elementu, gdzie siła sprężająca ma maksymalną wartość, a wpływ ciężaru własnego belki jest pomijalnie mały. Długość transmisji oblicza się według zaleceń pkt 8.10.2.2 normy [14]. W analizowanym przypadku przyjęto, że przekazanie sprężenia na beton nastąpi po osiągnięciu wytrzymałości na ściskanie $f_{ck,min}(t_0) = 36 \text{ MPa}$ (por. pkt. 5.2.2.1 obliczeń). W związku z tym powyższe warunki w chwili przekazania sprężenia na beton zostaną zachowane.

(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 należy wyznaczać, 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) zmienną wartość siły sprężającej w czasie (po stratach doraźnych, reologicznych),
- 3) odpowiednie wartości charakterystyk geometrycznych przekrojów w zależności od: wieku betonu w momencie obciążenia i analizy, fazy pracy (przekrój niezespółony, zespółony) oraz charakteru obciążenia (długotrwałe, krótkotrwałe).

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

(7) W analizowanym przykładzie wartości naprężeń normalnych wyznaczono, uwzględniając charakterystyki przekrojów niezarysowanych (naprężenia rozciągające nie przekraczają wartości f_{ctm}). Poniżej przedstawiono obliczenia naprężeń dla przekroju w środku rozpiętości przęsła w fazie użytkowej w dwóch analizowanych etapach pracy konstrukcji:

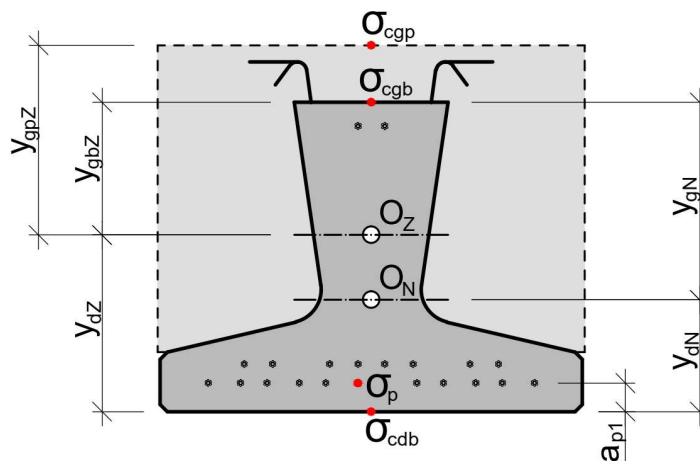
- 1) w czasie t_3 – w chwili oddania obiektu do użytkowania (z uwzględnieniem częściowej reologii),
- 2) w czasie t_n – na końcu okresu eksploatacji.

Przyjęto następujące dane wejściowe do obliczeń naprężeń w przekroju przęsłowym:

- 1) $P_{mt}(t_3) = 2740$ kN – siła sprężająca po stratach w czasie t_3 ,
- 2) $P_{mt}(t_n) = 2548$ kN – siła sprężająca po stratach w czasie t_n ,
- 3) $r_{sup} = 1,05$ – współczynnik dla górnej wartości charakterystycznej siły sprężającej,
- 4) $r_{inf} = 0,95$ – współczynnik dla dolnej wartości charakterystycznej siły sprężającej,
- 5) $M_{Gk,b} = 177$ kNm – moment zginający od ciężaru własnego belki,
- 6) $M_{Gk,p} = 278$ kNm – moment zginający od ciężaru własnego nadbetonu płyty,
- 7) $M_{Gk,w} = 117$ kNm – moment zginający od ciężaru elementów wyposażenia,
- 8) $M_{Q,rare} = 380$ kNm – moment zginający od wartości charakterystycznych obciążeń ruchomych,
- 9) $a_{p1} = 0,06$ m – odległość dolnego rzędu cięgien od dolnej krawędzi przekroju,
- 10) A, I, y – charakterystyki geometryczne przekroju zestawione w tab. 5.2.2.1.3 i 5.2.2.1.4,
- 11) $\alpha_b, \alpha_p, \alpha_s$ – stosunki modułów sprężystości betonu płyty, stali zbrojeniowej i sprężającej do modułu belki (np. $\alpha_{bw}(t_n) = \frac{E_{cm,pw}(t_n)}{E_{cm,bw}(t_n)} = \frac{16,5 \text{ GPa}}{23,6 \text{ GPa}} = 0,70$).

(8) W fazie eksploatacji, w przekroju przęsłowym na działanie większych naprężeń ściskających od maksymalnych (dodatnich) momentów zginających narażona jest górna krawędź przekroju. W tym przypadku siła sprężająca działa korzystnie, dlatego zastosowano współczynnik zmniejszający r_{inf} .

Obciążenia sprężeniem, ciężarem własnym belek i płyty oddziałują na przekrój niezespólny, natomiast obciążenia od ciężaru elementów wyposażenia oraz obciążenia ruchome na przekrój zespolony. Poniżej przedstawiono wyznaczenie wartości naprężeń w sposób analityczny. Jako dodatnie przyjęto naprężenia ściskające w betonie i rozciągające w stali sprężającej. Oznaczenia naprężeń w poszczególnych punktach w przekroju przedstawiono na rys. 5.2.5.1.1.



Rys. 5.2.5.1.1. Oznaczenia punktów w przekroju do sprawdzenia naprężeń (O_N i O_Z – odpowiednio środki ciężkości przekroju niezespólnego i zespolonego)

Naprężenia w betonie belki od kombinacji charakterystycznej

(9) Naprężenia w betonie od kombinacji charakterystycznej na górnej krawędzi belki w czasie t można obliczyć z zależności:

$$\sigma_{cgb,rare}(t) = \frac{r_{inf} P_{mt}(t)}{A_{cNs}(t)} - \frac{r_{inf} P_{mt}(t) z_{sNs}(t) y_{gNs}(t)}{I_{cNs}(t)} + \frac{M_{Gk,b} y_{gNs}(t)}{I_{cNs}(t)} + \frac{M_{Gk,p} y_{gNp}(t)}{I_{cNp}(t)} + \frac{M_{Gk,w} y_{gbZw}(t)}{I_{cZw}(t)} + \frac{M_{Q,rare} y_{gbZ}}{I_{cZ}}$$

Naprężenia w betonie od kombinacji charakterystycznej na górnej krawędzi belki w chwili oddania obiektu do użytkowania ($t_3 = 210$ dni) wynoszą:

$$\sigma_{cgb,rare}(t_3) = \frac{0,95 \times 2740 \text{ kN}}{0,308 \text{ m}^2} - \frac{0,95 \times 2740 \text{ kN} \times 0,106 \text{ m} \times 0,421 \text{ m}}{0,0125 \text{ m}^4} + \frac{177 \text{ kNm} \times 0,421 \text{ m}}{0,0125 \text{ m}^4} + \frac{278 \text{ kNm} \times 0,419 \text{ m}}{0,0123 \text{ m}^4} + \frac{117 \text{ kNm} \times 0,289 \text{ m}}{0,0427 \text{ m}^4} + \frac{380 \text{ kNm} \times 0,280 \text{ m}}{0,0393 \text{ m}^4} = 18,14 \text{ MPa},$$

a naprężenia w betonie od kombinacji charakterystycznej na górnej krawędzi belki na końcu okresu eksploatacji ($t_n = 100$ lat):

$$\sigma_{cgb,rare}(t_n) = \frac{0,95 \times 2548 \text{ kN}}{0,325 \text{ m}^2} - \frac{0,95 \times 2548 \text{ kN} \times 0,101 \text{ m} \times 0,425 \text{ m}}{0,0134 \text{ m}^4} + \frac{177 \text{ kNm} \times 0,425 \text{ m}}{0,0134 \text{ m}^4} + \frac{278 \text{ kNm} \times 0,423 \text{ m}}{0,0130 \text{ m}^4} + \frac{117 \text{ kNm} \times 0,301 \text{ m}}{0,0451 \text{ m}^4} + \frac{380 \text{ kNm} \times 0,280 \text{ m}}{0,0393 \text{ m}^4} = 17,87 \text{ MPa}.$$

Naprężenia w betonie belki od kombinacji charakterystycznej nie powinny przekraczać wartości: $0,6 f_{ck,b} = 30$ MPa. W obu przypadkach warunek ten jest spełniony.

Naprężenia w betonie belki od kombinacji quasi-stałej

(10) Naprężenia w betonie od kombinacji quasi-stałej na górnej krawędzi belki w czasie t można obliczyć z zależności:

$$\sigma_{cgb,perm}(t) = \frac{r_{inf} P_{mt}(t)}{A_{cNs}(t)} - \frac{r_{inf} P_{mt}(t) z_{sNs}(t) y_{gNs}(t)}{I_{cNs}(t)} + \frac{M_{Gk,b} y_{gNs}(t)}{I_{cNs}(t)} + \frac{M_{Gk,p} y_{gNp}(t)}{I_{cNp}(t)} + \frac{M_{Gk,w} y_{gbZw}(t)}{I_{cZw}(t)}$$

Naprężenia w betonie od kombinacji quasi-stałej na górnej krawędzi belki w chwili oddania obiektu do użytkowania ($t_3 = 210$ dni) wynoszą:

$$\sigma_{cgb,perm}(t_3) = \frac{0,95 \times 2740 \text{ kN}}{0,308 \text{ m}^2} - \frac{0,95 \times 2740 \text{ kN} \times 0,106 \text{ m} \times 0,421 \text{ m}}{0,0125 \text{ m}^4} + \frac{177 \text{ kNm} \times 0,421 \text{ m}}{0,0125 \text{ m}^4} + \frac{278 \text{ kNm} \times 0,419 \text{ m}}{0,0123 \text{ m}^4} + \frac{117 \text{ kNm} \times 0,289 \text{ m}}{0,0427 \text{ m}^4} = 15,44 \text{ MPa},$$

a naprężenia w betonie od kombinacji quasi-stałej na górnej krawędzi belki na końcu okresu eksploatacji ($t_n = 100$ lat):

$$\sigma_{cgb,perm}(t_n) = \frac{0,95 \times 2548 \text{ kN}}{0,325 \text{ m}^2} - \frac{0,95 \times 2548 \text{ kN} \times 0,101 \text{ m} \times 0,425 \text{ m}}{0,0134 \text{ m}^4} + \frac{177 \text{ kNm} \times 0,425 \text{ m}}{0,0134 \text{ m}^4} + \frac{278 \text{ kNm} \times 0,423 \text{ m}}{0,0130 \text{ m}^4} + \frac{117 \text{ kNm} \times 0,301 \text{ m}}{0,0451 \text{ m}^4} = 15,16 \text{ MPa}.$$

Naprężenia w betonie belki od kombinacji quasi-stałej nie powinny przekraczać wartości: $0,45 f_{ck,b} = 22,5$ MPa. W obu przypadkach warunek ten jest spełniony.

Naprężenia w betonie płyty od kombinacji charakterystycznej

(11) Naprężenia w betonie od kombinacji charakterystycznej na górnej krawędzi płyty w czasie t można obliczyć z zależności:

$$\sigma_{cgp,rare}(t) = \alpha_{bw}(t) \frac{M_{Gk,w} y_{gpZw}(t)}{I_{cZw}(t)} + \alpha_b \frac{M_{Q,rare} y_{gpZ}}{I_{cZ}}$$

Naprężenia w betonie od kombinacji charakterystycznej na górnej krawędzi płyty w chwili oddania obiektu do użytkowania ($t_3 = 210$ dni, beton płyty w wieku $t_3 - t_1 = 180$ dni) wynoszą:

$$\sigma_{cgp,rare}(t_3) = 0,8 \times \frac{117 \text{ kNm} \times 0,409 \text{ m}}{0,0427 \text{ m}^4} + 0,86 \times \frac{380 \text{ kNm} \times 0,400 \text{ m}}{0,0393 \text{ m}^4} = 4,24 \text{ MPa},$$

a naprężenia w betonie od kombinacji charakterystycznej na górnej krawędzi płyty na końcu okresu eksploatacji ($t_n = 100$ lat):

$$\sigma_{cgp,rare}(t_n) = 0,7 \times \frac{117 \text{ kNm} \times 0,421 \text{ m}}{0,0451 \text{ m}^4} + 0,86 \times \frac{380 \text{ kNm} \times 0,400 \text{ m}}{0,0393 \text{ m}^4} = 4,11 \text{ MPa}.$$

Naprężenia w betonie płyty od kombinacji charakterystycznej nie powinny przekraczać wartości: $0,6 f_{ck,p} = 18$ MPa. W obu przypadkach warunek ten jest spełniony.

Naprężenia w betonie płyty od kombinacji quasi-stałej

(12) Naprężenia w betonie od kombinacji quasi-stałej na górnej krawędzi płyty w czasie t można obliczyć z zależności:

$$\sigma_{cgp,perm}(t) = \alpha_{bw}(t) \frac{M_{Gk,w} y_{gpZw}(t)}{I_{cZw}(t)}$$

Naprężenia w betonie od kombinacji quasi-stałej na górnej krawędzi płyty w chwili oddania obiektu do użytkowania ($t_3 = 210$ dni, beton płyty w wieku $t_3 - t_1 = 180$ dni) wynoszą:

$$\sigma_{cgp,perm}(t_3) = 0,8 \times \frac{117 \text{ kNm} \times 0,409 \text{ m}}{0,0427 \text{ m}^4} = 0,90 \text{ MPa},$$

a naprężenia w betonie od kombinacji quasi-stałej na górnej krawędzi płyty na końcu okresu eksploatacji ($t_n = 100$ lat):

$$\sigma_{cgp,perm}(t_n) = 0,7 \times \frac{117 \text{ kNm} \times 0,421 \text{ m}}{0,0451 \text{ m}^4} = 0,76 \text{ MPa}.$$

Naprężenia w betonie płyty od kombinacji quasi-stałej nie powinny przekraczać wartości: $0,45 f_{ck,p} = 13,5$ MPa. W obu przypadkach warunek ten jest spełniony.

Naprężenia w stali sprężającej od kombinacji charakterystycznej

(13) Naprężenia w stali sprężającej od kombinacji charakterystycznej w dolnym rzędzie cięgien w czasie t można wyznaczyć z zależności:

$$\sigma_p(t) = \frac{P_{mt}(t)}{A_p} + \alpha_{ps}(t) \frac{M_{Gk,b} (y_{dNs}(t) - a_{p1})}{I_{cNs}(t)} + \alpha_{pp}(t) \frac{M_{Gk,p} (y_{dNp}(t) - a_{p1})}{I_{cNp}(t)} + \alpha_{pw}(t) \frac{M_{Gk,w} (y_{dZw}(t) - a_{p1})}{I_{cZw}(t)} + \alpha_p \frac{M_{Q,rare} (y_{dZ} - a_{p1})}{I_{cZ}}$$

Naprężenia w dolnym rzędzie cięgien sprężających od kombinacji charakterystycznej w chwili oddania obiektu do użytkowania ($t_3 = 210$ dni) wynoszą:

$$\sigma_p(t_3) = \frac{2740 \text{ kN}}{3300 \text{ mm}^2} + 7,65 \times \frac{177 \text{ kNm} \times (0,229 \text{ m} - 0,06 \text{ m})}{0,0125 \text{ m}^4} + 6,83 \times \frac{278 \text{ kNm} \times (0,231 \text{ m} - 0,06 \text{ m})}{0,0123 \text{ m}^4} + \frac{117 \text{ kNm} \times (0,361 \text{ m} - 0,06 \text{ m})}{0,0427 \text{ m}^4} + 4,39 \times \frac{380 \text{ kNm} \times (0,370 \text{ m} - 0,06 \text{ m})}{0,0393 \text{ m}^4} = 894 \text{ MPa},$$

a naprężenia w dolnym rzędzie cięgien sprężających od kombinacji charakterystycznej na końcu okresu eksploatacji ($t_n = 100$ lat):

$$\sigma_p(t_n) = \frac{2548 \text{ kN}}{3300 \text{ mm}^2} + 10,56 \times \frac{177 \text{ kNm} \times (0,225 \text{ m} - 0,06 \text{ m})}{0,0134 \text{ m}^4} + 9,15 \times \frac{278 \text{ kNm} \times (0,227 \text{ m} - 0,06 \text{ m})}{0,0130 \text{ m}^4} + \frac{117 \text{ kNm} \times (0,349 \text{ m} - 0,06 \text{ m})}{0,0451 \text{ m}^4} + 4,39 \times \frac{380 \text{ kNm} \times (0,370 \text{ m} - 0,06 \text{ m})}{0,0393 \text{ m}^4} = 847 \text{ MPa}.$$

Naprężenia w stali sprężającej od kombinacji charakterystycznej nie powinny przekraczać wartości: $0,75 f_{pk} = 1395$ MPa. W obu przypadkach warunek ten jest spełniony.

Naprężenia w stali zbrojeniowej od kombinacji charakterystycznej

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

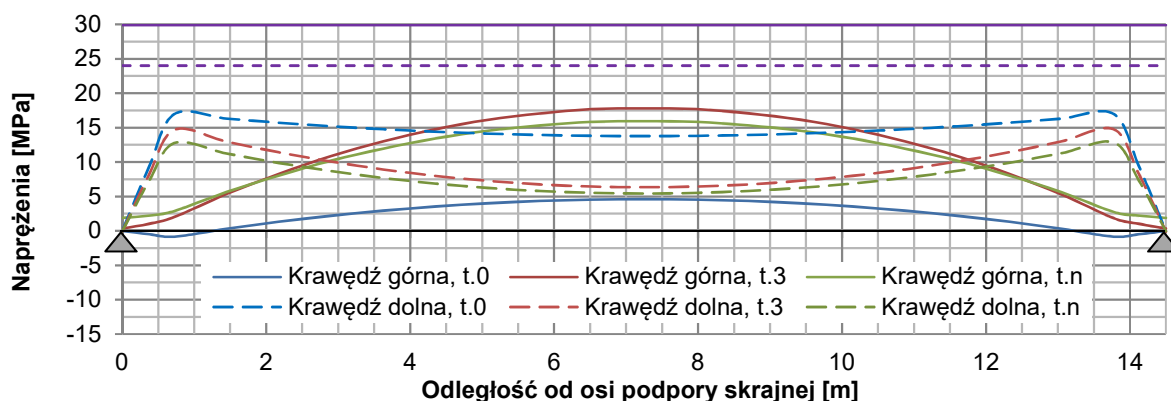
(15) Norma [14] pozwala na wyznaczenie wartości współczynnika pełzania w zależności od wieku betonu w chwili przyłożenia obciążenia oraz w chwili analizy. Na tej podstawie można określić zmienne dla poszczególnych obciążeń i etapów analizy charakterystyki geometryczne przekrojów sprowadzonych i dokładnie określić naprężenia dla danych kombinacji obciążeń w stanach granicznych użyteczności (jak to przedstawiono wcześniej). Takie podejście jest jednak pracochłonne przy obliczeniach analitycznych, a wyniki najczęściej znacznie się nie różnią w stosunku do wartości wyznaczonych na podstawie jednego zestawu charakterystyk geometrycznych określonych dla wieku betonu przy pierwszym obciążeniu (w tym przypadku sprężeniem i ciężarem własnym).

W analizowanym przypadku różnice w wartościach naprężeń ściskających w betonie nie przekraczają kilku procent. Pominięcie wpływu historii obciążenia w analizie naprężeń może jednak powodować niewielkie niedoszacowanie wartości naprężeń dekompresji. W przypadku bardziej złożonych konstrukcji z belek prefabrykowanych warto wspomagać obliczenia arkuszami kalkulacyjnymi lub programami wykorzystującymi MES, które pozwalają na analizę

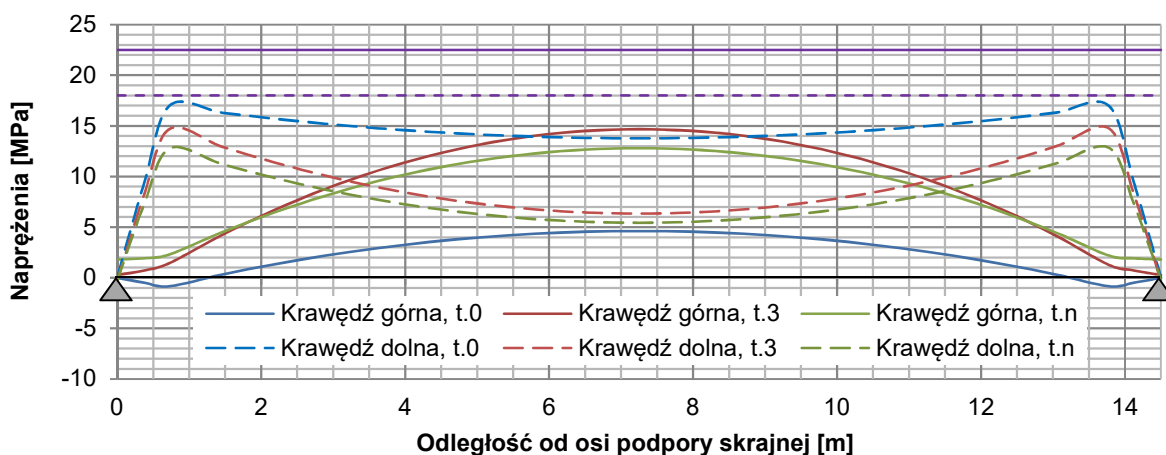
konstrukcji w poszczególnych fazach budowy i przyrostowe uwzględnianie efektów reologicznych.

(16) Na rys. 5.2.5.1.2–5.2.5.1.6 pokazano wykresy naprężeń wyznaczonych w modelu numerycznym na długości przęsła. Poza obliczonymi przykładowymi wartościami naprężeń wyznaczono wartości na pozostałych krawędziach przekroju oraz w czasie t_0 – po sprężeniu belki. Ekstremalne wartości naprężeń w poszczególnych punktach charakterystycznych w przekroju uzyskano przy uwzględnieniu maksymalnych i minimalnych wartości momentów zginających oraz odpowiednio korzystnych ($P_{k,inf}$) i niekorzystnych ($P_{k,sup}$) efektów sprężenia.

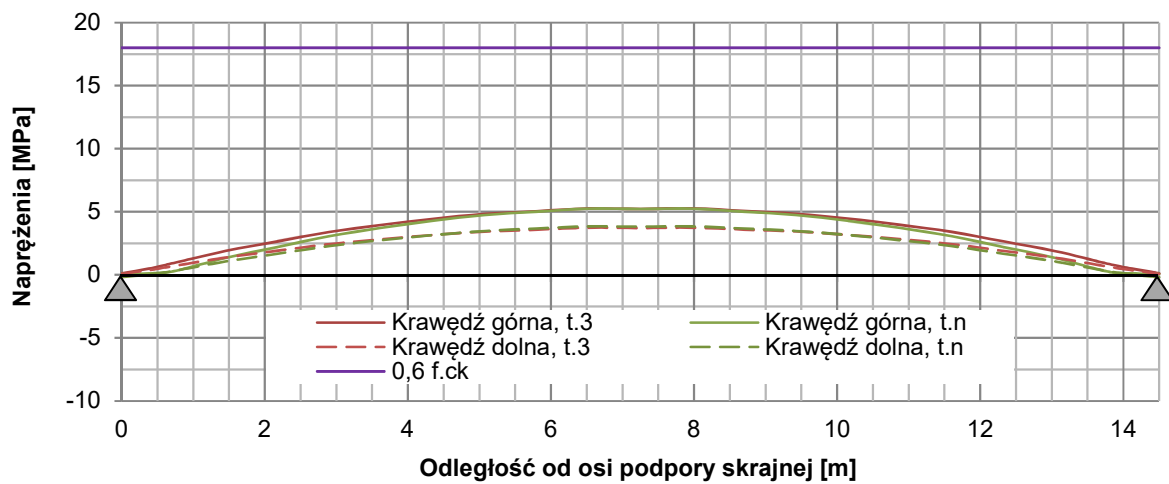
Rys. 5.2.5.1.2–5.2.5.1.6 przedstawiają wykresy naprężeń w betonie belek i płyty od kombinacji charakterystycznej i quasi-stałej, a rys. 5.2.5.1.5 wykres naprężeń w cięgnach sprężających od kombinacji charakterystycznej. Podczas wyznaczania naprężeń w modelu numerycznym uwzględniono wszystkie etapy pracy konstrukcji, wiek betonu belek i płyty w chwilach przykładania poszczególnych obciążeń, a także wpływ efektów reologicznych. W żadnym przypadku naprężenia nie przekraczają wartości granicznych.



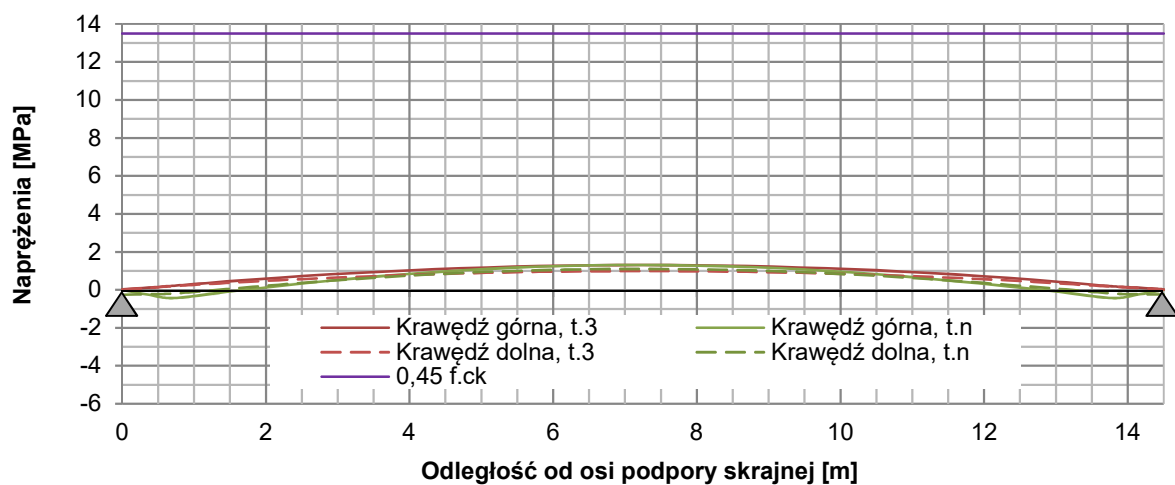
Rys. 5.2.5.1.2. Naprężenia w betonie belek na długości przęsła od kombinacji charakterystycznej



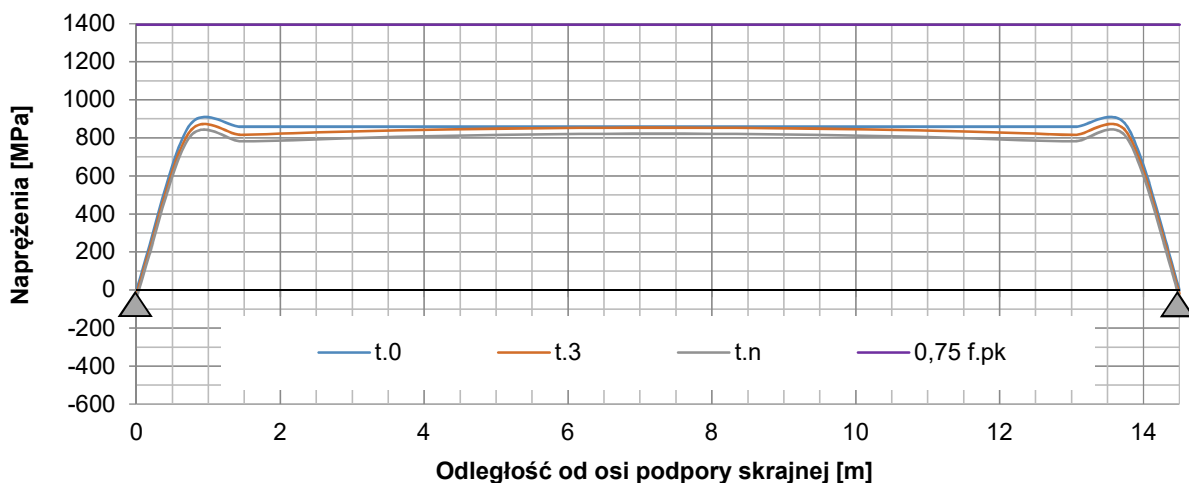
Rys. 5.2.5.1.3. Naprężenia w betonie belek na długości przęsła od kombinacji quasi-stałej



Rys. 5.2.5.1.4. Napężenia w betonie płyty na długości przęsła od kombinacji charakterystycznej



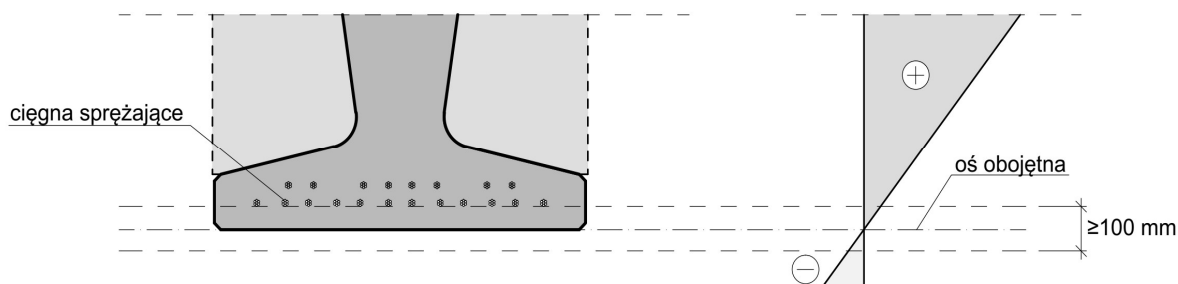
Rys. 5.2.5.1.5. Napężenia w betonie płyty na długości przęsła od kombinacji quasi-stałej



Rys. 5.2.5.1.6. Napężenia w cięgnach sprężających na długości przęsła od kombinacji charakterystycznej

5.2.5.2. Ograniczenie rys

(1) Sprawdzenie stanu granicznego użytkowości 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 normy [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 cięgien sprężających naprężenia w betonie od odpowiedniej kombinacji obciążeń pozostały ściskające. W przypadku belek strunobetonowych najczęściej sprowadza się to do sprawdzenia naprężeń na krawędzi przekroju.



Rys. 5.2.5.2.1. Graficzne przedstawienie warunku dekompresji w przypadku odległości cięgien od krawędzi <100 mm

(2) W fazie eksploatacji, w przekroju przęsłowym na dekompresję narażone są cięgna leżące najbliżej dolnej krawędzi przekroju. Ponieważ krawędź dolna leży w odległości <100 mm od cięgien, miarodajne jest sprawdzenie na krawędzi przekroju. Siła sprężająca działa korzystnie dla tego warunku, dlatego zastosowano współczynnik zmniejszający r_{inf} . Naprężenia wyznaczono w sposób analogiczny do przedstawionego w poprzednim punkcie. Moment zginający od wartości częstych obciążeń ruchomych wynosi $M_{Q,freq} = 249$ kNm. Pozostałe oznaczenia przyjęto według punktu 5.2.5.1 obliczeń oraz tab. 5.2.2.1.3 i 5.2.2.1.4.

Sprawdzenie warunku dekompresji

(3) Naprężenia w betonie od kombinacji częstej na dolnej krawędzi belki w czasie t można obliczyć z zależności:

$$\sigma_{cdb,freq}(t) = \frac{r_{inf} P_{mt}(t)}{A_{cNs}(t)} + \frac{r_{inf} P_{mt}(t) z_{sNs}(t) \gamma_{dNs}(t)}{I_{cNs}(t)} - \frac{M_{Gk,b} \gamma_{dNs}(t)}{I_{cNs}(t)} - \frac{M_{Gk,p} \gamma_{dNp}(t)}{I_{cNp}(t)} - \frac{M_{Gk,w} \gamma_{dZw}(t)}{I_{cZw}(t)} - \frac{M_{Q,freq} \gamma_{dZ}}{I_{cZ}}$$

Naprężenia w betonie od kombinacji częstej na dolnej krawędzi belki w chwili oddania obiektu do użytkowania ($t_3 = 210$ dni) wynoszą:

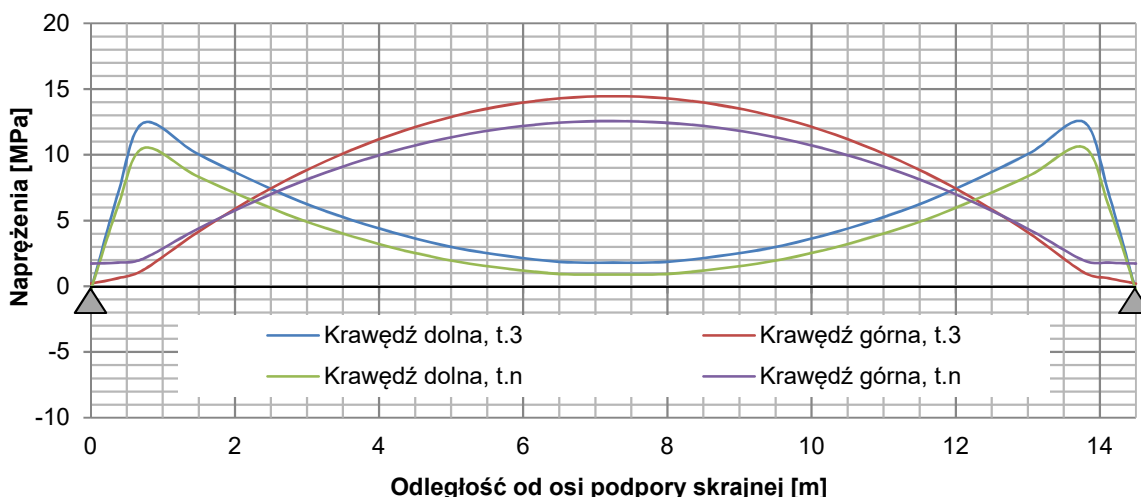
$$\sigma_{cdb,freq}(t_3) = \frac{0,95 \times 2740 \text{ kN}}{0,308 \text{ m}^2} + \frac{0,95 \times 2740 \text{ kN} \times 0,106 \text{ m} \times 0,229 \text{ m}}{0,0125 \text{ m}^4} - \frac{177 \text{ kNm} \times 0,229 \text{ m}}{0,0125 \text{ m}^4} - \frac{278 \text{ kNm} \times 0,231 \text{ m}}{0,0123 \text{ m}^4} - \frac{117 \text{ kNm} \times 0,361 \text{ m}}{0,0427 \text{ m}^4} - \frac{249 \text{ kNm} \times 0,370 \text{ m}}{0,0393 \text{ m}^4} = 1,69 \text{ MPa},$$

a naprężenia w betonie od kombinacji częstej na dolnej krawędzi belki na końcu okresu eksploatacji ($t_n = 100$ lat):

$$\sigma_{cdb,freq}(t_n) = \frac{0,95 \times 2548 \text{ kN}}{0,325 \text{ m}^2} + \frac{0,95 \times 2548 \text{ kN} \times 0,101 \text{ m} \times 0,225 \text{ m}}{0,0134 \text{ m}^4} - \frac{177 \text{ kNm} \times 0,225 \text{ m}}{0,0134 \text{ m}^4} - \frac{278 \text{ kNm} \times 0,227 \text{ m}}{0,0130 \text{ m}^4} - \frac{117 \text{ kNm} \times 0,349 \text{ m}}{0,0451 \text{ m}^4} - \frac{249 \text{ kNm} \times 0,370 \text{ m}}{0,0393 \text{ m}^4} = 0,47 \text{ MPa}.$$

Naprężenia w betonie belki od kombinacji częstej powinny być większe od 0 (ściskanie). W obu przypadkach warunek ten jest spełniony.

(4) Naprężenia w betonie belek od kombinacji częstej na długości przęsła wyznaczone w modelu numerycznym. W fazie użytkowej zarówno na dolnej, jak i górnej krawędzi belki naprężenia pozostają ściskające.



Rys. 5.2.5.2.2. Naprężenia w betonie belek na długości przęsła od kombinacji częstej

5.2.5.3. 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 w stosownej specyfikacji zamawiającego. Zgodnie z wytycznymi 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 wpływem której 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 (przy przyjęciu współczynników dostosowawczych α równych 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 [6], w której 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 pozwalający w przybliżeniu ocenić wartości ugięć.

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

$$f_{dop} = \frac{L}{500} = \frac{14,5 \text{ m}}{500} = 29 \text{ mm.}$$

Ugięcia konstrukcji wyznaczone na podstawie modelu numerycznego wynoszą 17,2 mm i 14,9 mm odpowiednio dla wartości charakterystycznych i częstych obciążeń ruchomych, co stanowi 59% i 51% ugięć dopuszczalnych według normy [6]. Można zatem uznać, że wyznaczone wartości ugięć są na odpowiednim poziomie.

5.2.6. Sprawdzenie stanów granicznych użytkowalności – nadbeton płyty w kierunku poprzecznym

5.2.6.1. Ograniczenie naprężeń

(1) Sprawdzenie stanów granicznych użytkowalności elementów żelbetowych według wytycznych normy [15] obejmuje ograniczenie naprężeń, rys oraz ugięć. Przyjęto następujące dane wejściowe do obliczeń:

- 1) $M_{p,rare} = 106$ kNm – maksymalny moment zginający od kombinacji charakterystycznej,
- 2) $M_{p,perm} = 45,3$ kNm – maksymalny moment zginający od kombinacji quasi-stałej,
- 3) $M'_{p,rare} = -77,5$ kNm – minimalny moment zginający od kombinacji charakterystycznej,
- 4) $M'_{p,perm} = -38,5$ kNm – minimalny moment zginający od kombinacji quasi-stałej.

(2) Przed wyznaczeniem naprężeń w pierwszej kolejności należy sprawdzić, czy przekrój jest zarysowany (pkt 7.1(2) normy [14]). Położenie osi obojętnej i moment bezwładności niezarysowanego przekroju sprowadzonego płyty wynoszą: $x_{p0} = 0,32$ m, $I_{p0} = 0,0165$ m⁴.

(3) Naprężenia od kombinacji charakterystycznej na krawędzi rozciąganej dla przekroju niezarysowanego mają wartość:

$$\sigma_{c0} = \frac{M_{p,rare} x_{p0}}{I_{p0}} = \frac{106 \text{ kNm} \times 0,32 \text{ m}}{0,0165 \text{ m}^4} = 2,07 \text{ MPa}$$

i są mniejsze od średniej wytrzymałości betonu płyty na rozciąganie: $\sigma_{c0} = 2,07 \text{ MPa} < f_{ctm,p} = 2,9 \text{ MPa}$.

(4) Naprężenia w płycie w kierunku poprzecznym obliczono dla charakterystyk geometrycznych przekroju niezarysowanego na początku i na końcu okresu eksploatacji.

Wyznaczone wartości naprężeń porównano z wartościami granicznymi, które wynoszą:

- 1) dla kombinacji charakterystycznej – w betonie płyty $0,6 f_{ck,p} = 18$ MPa, a w stali zbrojeniowej $0,8 f_{yk} = 400$ MPa,
- 2) dla kombinacji quasi-stałej – w betonie płyty $0,45 f_{ck,p} = 13,5$ MPa.

Tab. 5.2.6.1.1. Wartości naprężeń w stanach granicznych użytkowalności w płycie w kierunku poprzecznym [MPa]

Kombinacja obciążeń	Krawędź górna płyty	Krawędź dolna płyty	Zbrojenie dolne	Zbrojenie górne
	σ_{cg}	σ_{cd}	σ_{s1}	σ_{s2}
Charakterystyczna	2,07	1,52	8,0	11,0
Quasi-stała	0,89	0,75	-	-
Wartość graniczna	18/13,5		400	

5.2.6.2. Ograniczenie rys

(1) Naprężenia w betonie i zbrojeniu nadbetonu płyty w kierunku poprzecznym przyjmują bardzo małe wartości, dalekie do wartości granicznych. Przekrój pracuje w fazie niezarysowanej zarówno pod charakterystyczną, jak i pod quasi-stałą kombinacją obciążeń. Sprawdzenie ograniczenia rys, które wykonuje się dla kombinacji quasi-stałej obciążeń, nie jest zatem konieczne.

5.2.6.3. Ograniczenie ugięć

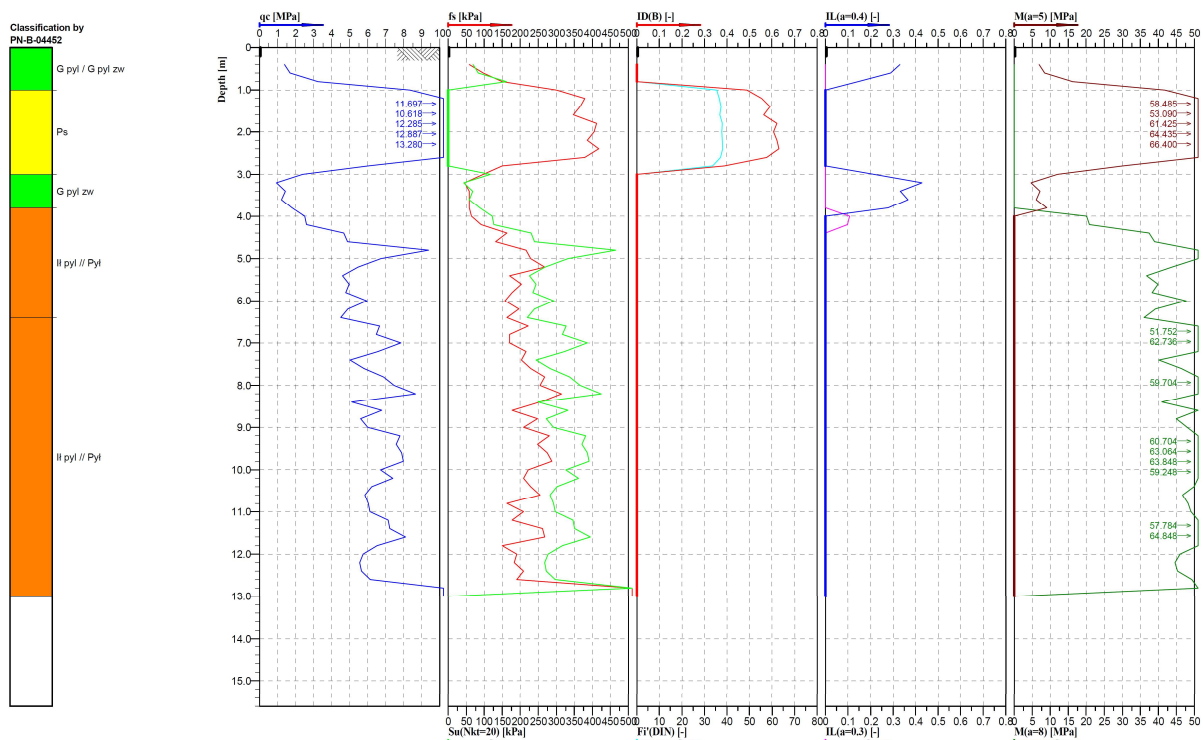
(1) Stan graniczny ograniczenia ugięć omówiono w pkt 5.2.5.3. Sformułowania norm [14, 15] w tym zakresie są jednakowe dla elementów sprężonych i żelbetowych. Ze względu na brak kryteriów dotyczących granicznych wartości ugięć w normach [14, 15], brak odpowiednich wartości granicznych w normie [6] zrezygnowano ze sprawdzenia stanu granicznego ograniczenia ugięć w kierunku poprzecznym.

Graniczne wartości ugięć można wyznaczyć, określając minimalne spadki poprzeczne pomostu w celu zapewnienia właściwego odprowadzenia wód opadowych.

5.3. Przyczółek

5.3.1. Założenia geotechniczne

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 spójne o średniej i niskiej wytrzymałości na ścinanie. Układ warstw geotechnicznych oparto na wynikach badań sondowania CPT podłoża gruntowego (rys. 5.3.1.1).



Rys. 5.3.1.1. Wynik sondowania podłoża metodą CPT w miejscu posadowienia przyczółka mostowego

Obliczenia posadowienia bezpośredniego fundamentu przyczółka mostowego wykonano przy założeniu wzmocnienia istniejącego podłoża, np. za pomocą kolumn DSM zwieńczonych matracem geosyntetycznym. W sprawdzaniu stanów granicznych podłoża GEO odniesiono się do warunków takich jak dla występowania piasków średnich zagęszczonych. W przypadku sprawdzania przemieszczeń podpory mostowej wzmocnienie kolumnami DSM tak dobrano, aby uśredniony moduł ścisłości podłoża wynosił 95 MPa zgodnie z wytycznymi podanymi w katalogu WR-M-21-1. W tab. 5.3.1.1 podano charakterystyczne parametry geotechniczne dla gruntu w podłożu do zaprojektowania fundamentu bezpośredniego.

Tab. 5.3.1.1. Parametry geotechniczne gruntów przyjętych do projektowania według katalogu WR-M-21-1

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

5.3.2. Zestawienie obciążeń

5.3.2.1. Zestawienie obciążeń z przęsła mostu

(1) Do wymiarowania i zestawienia obciążeń na podporę wybrano przyczółek, na którym umieszczono łożysko stałe oraz jednokierunkowo przesuwne, tj. podporę nr 2.

Tab. 5.3.2.1.1. Maksymalne reakcje na łożyska w odniesieniu do maksymalnych reakcji pionowych na kierunku Z łożyska Ł21

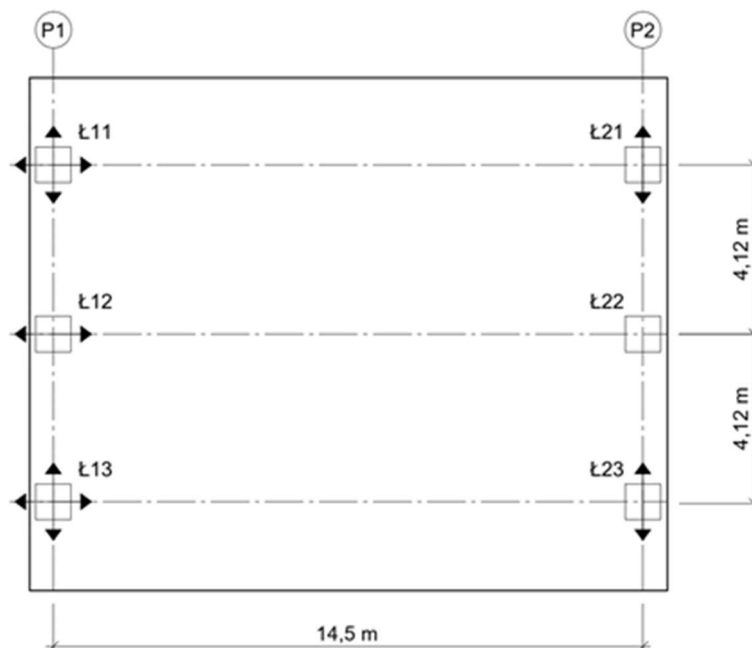
Kombinacja	Rodzaj obciążenia	Reakcja na poszczególne łożyska w przyczółku								
		Ł21			Ł22			Ł23		
		P_x	P_y	P_z	P_x	P_y	P_z	P_x	P_y	P_z
Ł21	Ciężar własny konstrukcji	0	-	639	0	0	652	0	-	639
$P_{z,max}$	Ciężar własny wyp.	0	-	159	0	0	108	0	-	159
	Sprężenie	0	-	0	0	0	0	0	-	0
	UDL + tłum	-4	-	157	0	2	110	4	-	15
	TS	1	-	370	1	-1	431	-2	-	129
	MLC	6	-	343	1	-4	286	-7	-	35
	Temperatura	0	-	0	0	0	0	0	-	0
	Reologia	1	-	21	-2	0	-43	1	-	21
	Hamowanie	160	-	16	133	48	16	106	-	13
	Osiadanie	0	-	0	0	0	0	0	-	0

Tab. 5.3.2.1.2. Maksymalne reakcje na łożyska, w odniesieniu do maksymalnych reakcji pionowych na kierunku Z łożyska Ł22

Kombinacja	Rodzaj obciążenia	Reakcja na poszczególne łożyska w przyczółku								
		Ł21			Ł22			Ł23		
		P_x	P_y	P_z	P_x	P_y	P_z	P_x	P_y	P_z
Ł22	Ciężar własny konstrukcji	0	-	639	0	0	652	0	-	639
$P_{z,max}$	Ciężar własny wyp.	0	-	159	0	0	108	0	-	159
	Sprężenie	0	-	0	0	0	0	0	-	0
	UDL + tłum	0	-	116	1	0	137	-1	-	91
	TS	-1	-	184	1	0	452	0	-	293
	MLC	-1	-	234	2	0	379	-1	-	266
	Temperatura	0	-	0	0	0	0	0	-	0
	Reologia	0	-	-23	1	0	47	0	-	-23
	Hamowanie	141	-	14	134	15	19	125	-	13
	Osiadanie	0	-	0	0	0	0	0	-	0

(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, nierównomierne osiadanie podpór mostu, hamowanie na obiekcie mostowym od obciążenia użytkowego. W tab. 5.3.2.1.1 i 5.3.2.1.2 zestawiono wartości charakterystycznych reakcji maksymalnych działających na łożyska w przyczółku mostowym.

(3) Przeanalizowano łącznie 10 przypadków zestawienia reakcji z mostu na przyczółek mostowy: cztery dla łożyska Ł21 (maksymalna i minimalna dla PZ i PX), sześć dla łożyska Ł22 (maksymalna i minimalna dla PZ, PY, PX). Wartości reakcji zostały opracowane na podstawie obliczeń numerycznych przęsła obiektu mostowego z belek prefabrykowanych strunobetonowych typu odwrócone T o rozpiętości 14,5 m dla drogi klasy Z na obiekcie według karty katalogowej Z5-PZ WR-M-21-1, przyjmując w miejscu łożysk podparcia sztywne przegubowe zgodne ze schematem łożyskowania.



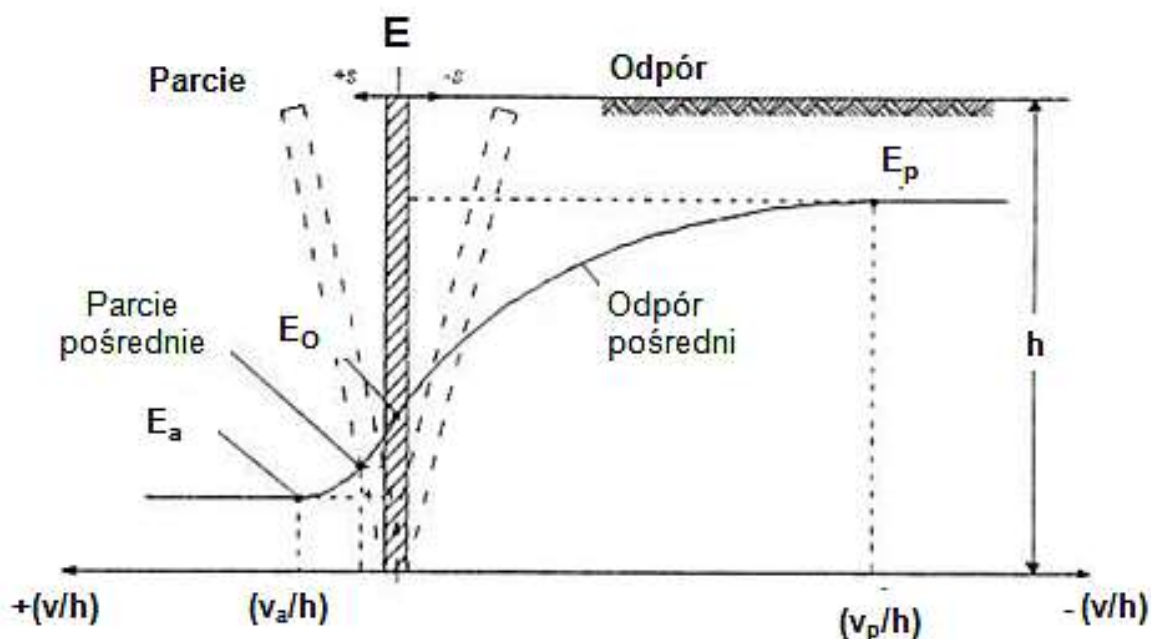
Rys. 5.3.2.1.1. Przyjęty schemat łożyskowania w obiekcie mostowym

5.3.2.2. Parcie gruntu zasypki

(1) Norma [23] zaleca, aby wartości parcia i odporu gruntu wyznaczać w zależności od maksymalnych przemieszczeń ściany czołowej konstrukcji oporowej v (rys. 5.3.2.2.1):

- 1) parcie spoczynkowe – należy przyjmować przy braku przemieszczeń ściany, tzn. gdy stosunek przemieszczenia ściany v do jej wysokości h jest równy zero; $v/h = 0$,
- 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: $0 < v/h < v_p/h$.

(2) W tab. 5.3.2.2.1 zestawiono przykładowe przemieszczenia potrzebne do wzbudzenia parcia i oporu granicznego dla ściany pionowej podtrzymującej grunt niespoisty w warunkach z drenażem.



Rys. 5.3.2.2.1. Zasada określania parcia i oporu gruntu w zależności od przemieszczeń ściany

Tab. 5.3.2.2.1. 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 oporu granicznego (ściana pionowa, grunt niespoisty z odprowadzeniem wody) – tabela prawa [23]

Rodzaj przemieszczenia ściany		v_a/h grunty luźne %	v_a/h grunty zagęszczone %
a)		od 0,4 do 0,5	od 0,1 do 0,2
b)		0,2	0,05 do 0,1
c)		od 0,8 do 1,0	od 0,2 do 0,5
d)		od 0,4 do 0,5	od 0,1 do 0,2
gdzie: v_a przemieszczenie ściany wzbudza parcie graniczne h wysokość ściany			

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

(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, uwarunkowując 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.

Tab. 5.3.2.2.2. 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 ³	-
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

(4) Graniczne wartości parcia gruntu działającego na korpus przyczółka mostowego obliczono, opierając się na założeniach punktu C1 załącznika C ze wzorów normy [23], z uwzględnieniem poprawki do normy [24]. Dane do projektowania – parametry tradycyjnej zasypki mostowej z piasku średniego zagęszczonego podano w tab. 5.3.2.2.2.

(5) W Załączniku C normy [24] zostały 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 a ścianą [kPa],

K_a – współczynnik poziomego parcia granicznego gruntu,

z – głębokość wzdłuż powierzchni ściany [m],

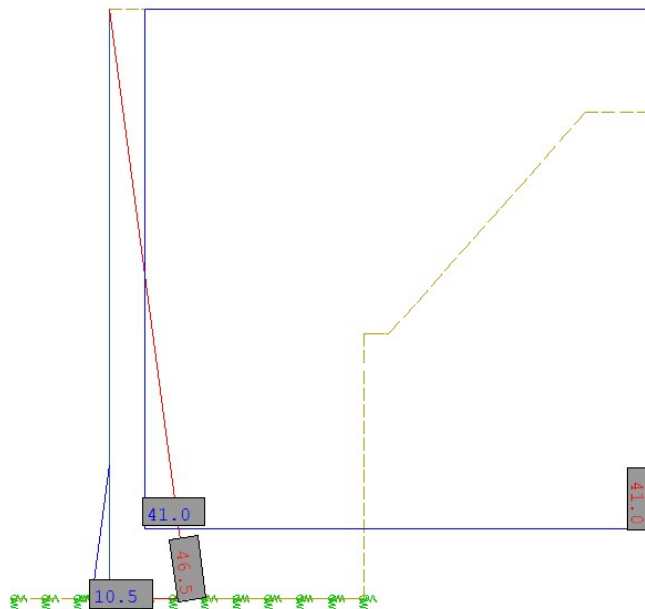
γ – ciężar objętościowy gruntu za ścianą [kN/m³],

u – ciśnienie wody w porach gruntu [kPa].

Wartości K_a można odczytać z wykresów podanych w Załączniku C normy [24] lub wyznaczyć z wzorów empirycznych. Dla warunków podanych w tab. 5.3.2.2.2 wartość współczynnika parcia czynnego wynosi:

$$K_a = \frac{\cos(\alpha - \varphi_n)^2}{\cos(\alpha)^2 \times \cos(\alpha + \delta) \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_n + \delta) \times \sin(\varphi_n - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \times \cos(\alpha - \beta)}}\right)^2} =$$

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



Rys. 5.3.2.2.2. Przyłożenie parć od zasyпки do przyczółka mostowego – widok z boku [kPa]

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

$$\sigma_a(h_{max}) = K_a \times \gamma \times z = 0,271 \times 18,5 \times 9,27 = 46,46 \text{ kPa.}$$

W przypadku ścian bocznych przyczółka parcie będzie działać tylko na wysokości korpusu, tj. 8,17 m. Ostatecznie dla przedmiotowego przykładu jednostkowe parcie graniczne działające na ściany boczne wynosi:

$$\sigma_a(h_{max}) = K_a \times \gamma \times z = 0,271 \times 18,5 \times 8,17 = 40,96 \text{ kPa.}$$

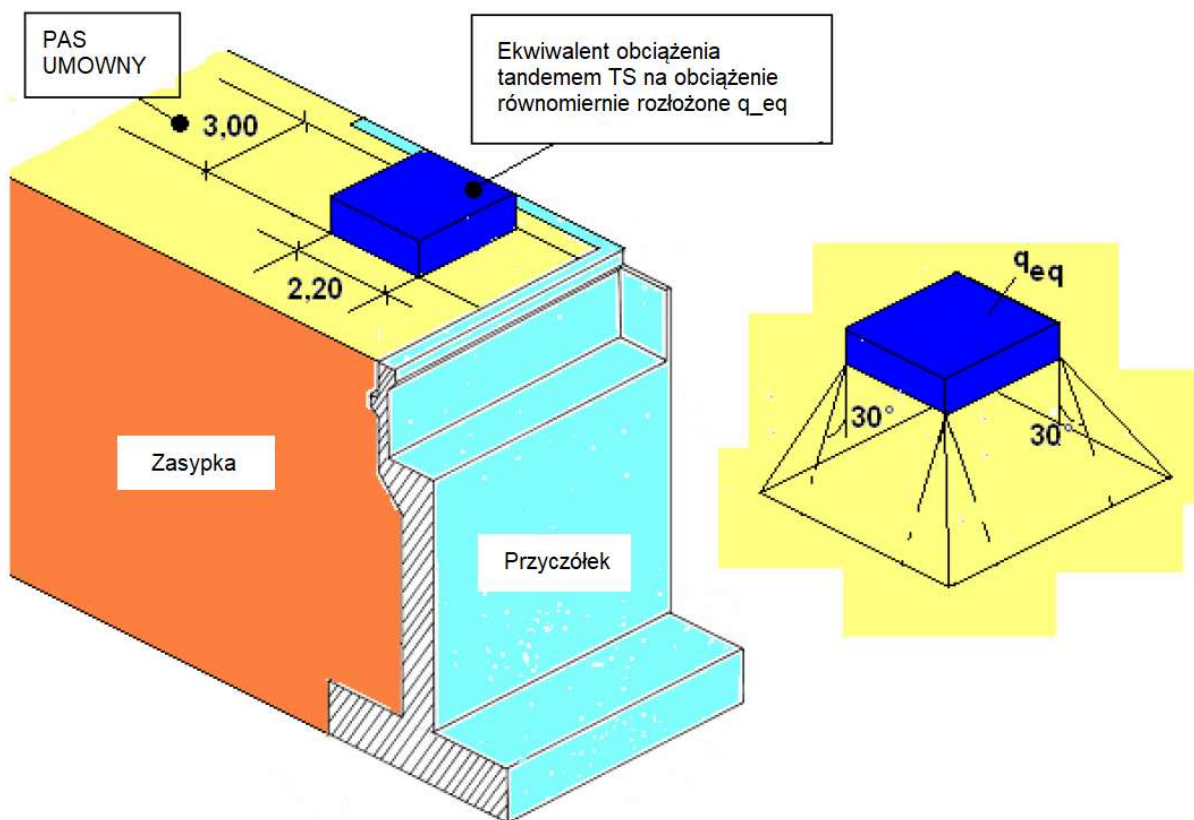
(6) W modelu obliczeniowym przyjęto również parcie działające od strony niższego naziomu – różnica poziomów 2,1 m. Ostatecznie dla przedmiotowego przykładu jednostkowe parcie graniczne działające od strony niższego naziomu:

$$\sigma_a(h_{max}) = K_a \times \gamma \times z = 0,271 \times 18,5 \times 2,10 = 10,53 \text{ kPa.}$$

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. Na rys. 5.3.2.2.2 pokazano przyłożenie parcia od zasyпки w przyczółku.

5.3.2.3. Parcie od obciążenia naziomu na korpus przyczółka

(1) Jezdnia położona za przyczółkiem została obciążona modelem obciążenia LM1 (rys. 5.3.2.3.1). Aby uprościć obliczenia, 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. 5.3.2.3.1. Schemat rozkładu obciążenia użytkowego naziemu przyciółka, na podstawie [13]

(2) Przedmiotowy przykład obliczeniowy dotyczy obiektu mostowego, po którym przeprowadzona jest droga klasy Z. Dla danej kategorii drogi należy odczytać współczynniki dostosowawcze do modelu obciążenia LM1 (tab. 5.3.2.3.1).

Tab. 5.3.2.3.1. Współczynniki dostosowawcze dla modelu LM1 według [29]

Klasa obciążenia mostu	Współczynniki dostosowawcze					
	α_{Q1}	$\alpha_{Qi, i \geq 2}$	α_{q1}	α_{q2}	$\alpha_{qi, i \geq 3}$	α_{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 wynosi:

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

natomiast obciążenie osi pojazdem TS na pasie umownym nr 2:

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

a szerokość jezdni: $w_j = 7,6 \text{ m}$.

(3) Na jezdni wydzielono dwa pasy umowne po 3,0 m szerokości każdy oraz obszar pozostały o szerokości 1,6 m. Równoważne obciążenie q_{ed} od pojazdu TS:

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

obciążenie UDL na pasie umownym nr 1 wynosi:

$$q_{1k} = 9 \text{ kPa} \times \alpha_{q1} = 9 \times 1,0 = 9 \text{ kPa},$$

obciążenie UDL na pasie umownym nr 2:

$$q_{2k} = 2,5 \text{ kPa} \times \alpha_{q2} = 2,5 \times 1,0 = 2,5 \text{ kPa},$$

a obciążenie UDL na obszarze pozostałym:

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

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

$$q_{ed,UDL} = \frac{q_{1k} \times 3 \text{ m} + q_{2k} \times 3 \text{ m} + q_{rk} \times 2,6}{w_j} = \frac{9 \times 3 \text{ m} + 2,5 \times 3 \text{ m} + 2,5 \times 1,6}{7,6} = 5,40 \text{ kPa}.$$

Wysokość od góry korpusu, na którą działa parcie gruntu od modelu TS (rys. 5.3.2.3.2):

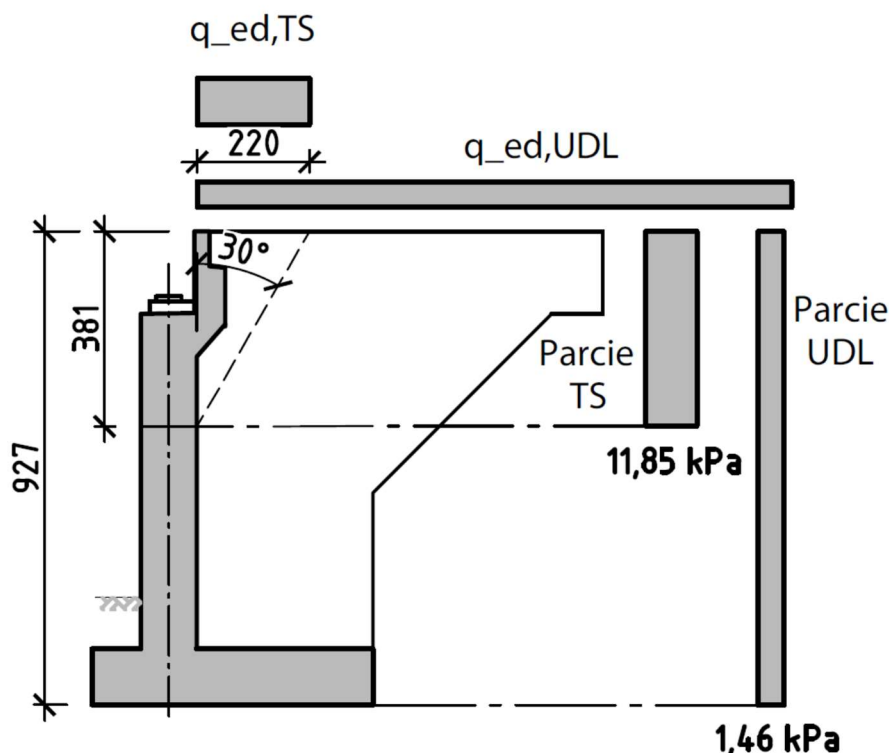
$$h_{TS} = \frac{2,2 \text{ m}}{\tan 30^\circ} = 3,81 \text{ m}.$$

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

$$\sigma_{Q,UDL}(z) = K_a \times q_{ed,UDL} = 0,271 \times 5,40 = 1,46 \text{ kPa}.$$

W przypadku modelu TS parcie jednostkowe wynosi:

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



Rys. 5.3.2.3.2. Rozkład parcia na korpus od obciążenia naziemu

(4) Uśrednione siły parcia z modelu TS przyłożono w modelu obliczeniowym na szerokości pasów umownych, tj. 6 m, a uśrednione siły parcia od modelu UDL w modelu obliczeniowym na szerokości jezdni, tj. 7,6 m. Nie rozkładano dodatkowo obciążenia poziomo na korpus pod kątem 30°, projektując w stronę bezpieczną.

5.3.2.4. Parcie od obciążenia naziomu na ściany boczne przyczółka

(1) Parcie na skrzydła od obciążenia naziomu wyznaczono analogicznie do sposobu obliczania korpusu przyczółka, uwzględniając kąt rozkładu obciążenia 30° oraz kąt tarcia wewnętrzny zasypki równy 35°. Wyniki pokazano na rys. 5.3.2.4.1. Odległość pasa umownego nr 1 od krawędzi skrzydła: $B_{pas,1} = 1,78$ m. Głębokość, na której zaczyna występować parcie, wynosi:

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

a 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, jest równa:

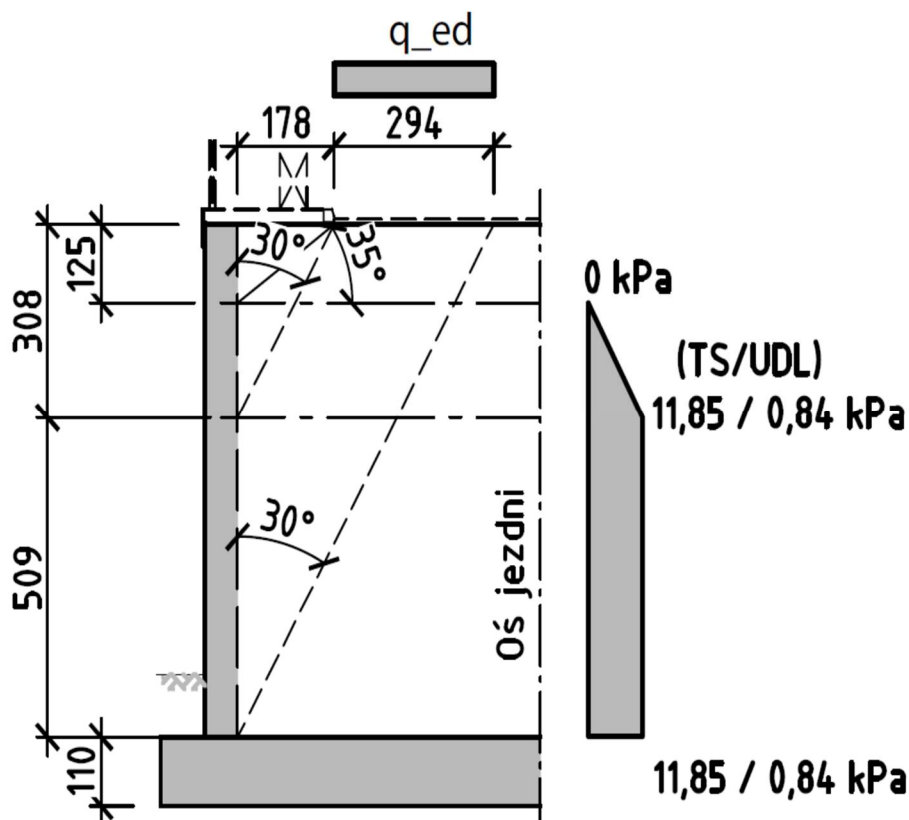
$$h_{TS/UDL} = \frac{2,94 \text{ m}}{\tan(30^\circ)} = 5,09 \text{ m.}$$

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

$$\sigma_{Q,UDL} = \frac{K_a \times q_{ed,UDL} \times 2,94 \text{ m}}{h_{TS/UDL}} = \frac{0,271 \times 5,40 \times 2,94 \text{ m}}{5,09} = 0,84 \text{ kPa,}$$

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

$$\sigma_{Q,TS} = \frac{K_a \times q_{ed,TS} \times 2,94 \text{ m}}{h_{TS/UDL}} = \frac{0,271 \times 75,76 \times 2,94 \text{ m}}{5,09} = 11,85 \text{ kPa.}$$



Rys. 5.3.2.4.1. Wyznaczenie rozkładów parcia na ścianę boczną przyczółka od obciążenia na naziemie – schemat uproszczony

(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 – 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°, projektując w stronę bezpieczną.

5.3.2.5. 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°C.

(2) Ciężary własne podpory zostały automatycznie przyjęte w modelu numerycznym na podstawie wiernego odwzorowania geometrii podpory oraz ciężarów objętościowych żelbetu równych 25 kN/m³. 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 kN/m³ (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.

5.3.2.6. Kombinacje obciążeń dla podpory

(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 i 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 podczas projektowania 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 dwa podejścia obliczeniowe: DA2 i DA3. Podejście obliczeniowe DA3 należy stosować podczas sprawdzania stateczności ogólnej, natomiast podejście obliczeniowe DA2 do sprawdzania 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. 5.3.2.6.1.

Tab. 5.3.2.6.1. Kombinacje częściowych współczynników bezpieczeństwa stosowane w podejściach obliczeniowych w Polsce

Podejście obliczeniowe drugie (DA2)	Podejście obliczeniowe trzecie (DA3)
Kombinacja: A1 + M1 + R2	Kombinacja: (A1*^{lub} A2[†]) + M2 + R3

(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. 5.3.2.6.2–5.3.2.6.4 zestawiono wartości współczynników częściowych z grup: A, M, R stosowanych w projektowaniu fundamentów bezpośrednich.

Tab. 5.3.2.6.2. Współczynniki częściowe do oddziaływań γ_F lub do efektów oddziaływań γ_E

Oddziaływanie		Symbol	Zestaw w stanie GEO i STR		Zestaw w stanie EQU
			A1	A2	A
Stałe	niekorzystne	γ_G	1,35	1,0	1,1
	korzystne		1,0	1,0	0,9
Zmienne	niekorzystne	γ_Q	1,5	1,3	1,5
Wyjątkowe	niekorzystne	γ_F	1,0	1,0	0,0

Tab. 5.3.2.6.3. Współczynniki częściowe do parametrów geotechnicznych γ_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 odplywu	γ_{cu}	1,0	1,4
Wytrzymałość na jednoosiowe ściskanie	γ_{qu}	1,0	1,4
Ciężar objętościowy	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 5.3.2.6.4. Współczynniki częściowe do oporów/nośności γ_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 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 korpusu przyczółka:

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

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

Stan graniczny użytkowalności (SLS)

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

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

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

(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 grupy tej 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 grupy tej 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; 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 grupy tej 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 grupy tej 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.

5.3.3. Analiza statyczna

5.3.3.1. Model obliczeniowy

(1) Do obliczeń stanu granicznego nośności GEO (nośność na wyparcie podłoża spod fundamentu, nośność na przesunięcie, obrót fundamentu) zastosowano 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 z użyciem elementów płytowych (QUAD) o określonej grubości (Rys.). Interakcja fundamentowego z podłożem została odwzorowana za pomocą podpór sprężystych o odpowiedniej sztywności.

Dobór sztywności podparć sprężystych

(2) Pomiędzy ławą fundamentową a gruntem zastosowano model interakcji 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:

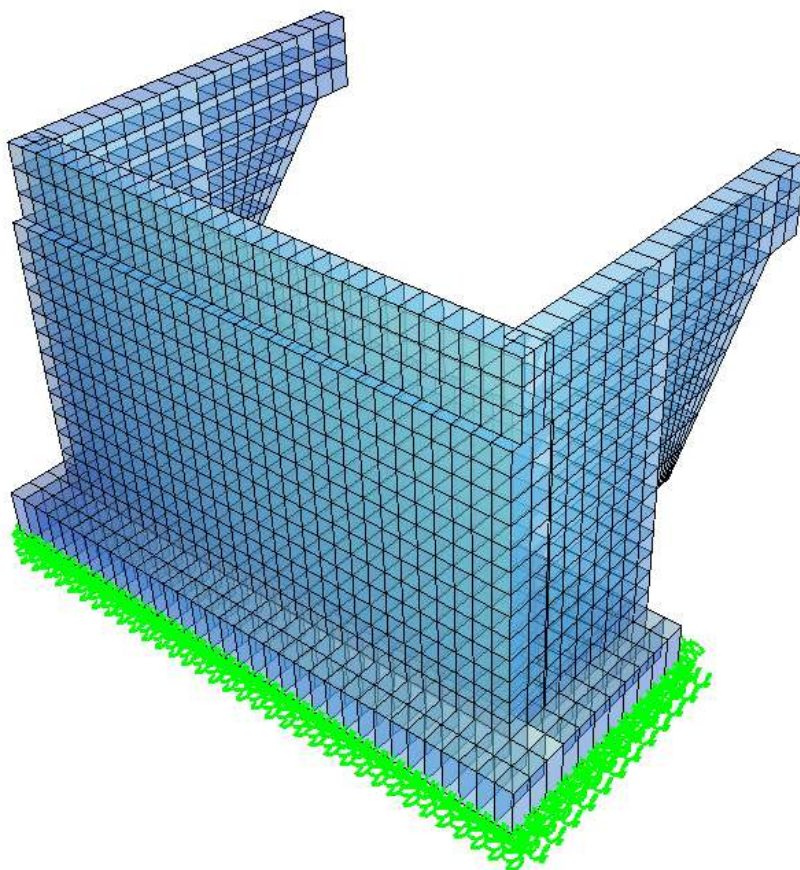
$$q = k_z \times s,$$

gdzie:

q – obciążenie równomierne działające na fundament [kPa],

s – osiadanie fundamentu [m]

k_z – sztywność pionowa gruntu pod fundamentem, współczynnik podatności [kN/m³].



Rys. 5.3.3.1.1. Wizualizacja modelu numerycznego przyczółka mostowego

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

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

gdzie:

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

ω – współczynnik wpływu zależny od kształtu obciążonego obszaru (fundamentu) dobierany według nomogramów [56],

B – szerokość fundamentu [m],

ν – liczba Poissona,

α – współczynnik wpływu głębokości przyjmowany na podstawie nomogramu Foxa według [56].

(3) W przypadku fundamentów bezpośrednich posadowionych płytko współczynnik wpływu głębokości dla tradycyjnych ław fundamentów mostowych przyjmuje wartości z przedziału 0,85–1,0. Na rys. 5.3.3.1.2 pokazano tabelę i nomogram według [56] celem przyjęcia współczynników wpływu ω oraz wpływu głębokości α .

Fundamenty mostowe (również posadowione bezpośrednio) zaliczamy do grupy fundamentów sztywnych, przy czym $L = 14,0$ m – długość fundamentu, $B = 5,5$ m – szerokość fundamentu:

$$\frac{L}{B} = \frac{14}{5,5} = 2,54 \rightarrow \omega = 1,34.$$

Współczynnik α wpływu głębokości wynosi:

$$\frac{D}{\sqrt{L \times B}} = \frac{2,1}{\sqrt{14 \times 5,5}} = 0,239 \rightarrow \alpha = 0,95,$$

a współczynnik podatności:

$$k_z = \frac{E_0}{\alpha \times \omega \times B \times (1 - \nu^2)} = \frac{95000}{0,95 \times 1,34 \times 5,5 \times (1 - 0,3^2)} = 14910 \text{ kN/m}^3.$$

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. 5.3.3.1.2. Współczynnik wpływu ω (góra), współczynnik wpływu głębokości (dół) [56]

(4) Sztywność boczną fundamentu bezpośredniego k_x dla typowych warunków gruntów normalnie skonsolidowanych zwykle przyjmuje się $0,3\text{--}0,7k_z$ 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. Założono w obliczeniach brak możliwości podmycia podpory mostowej.

(5) Bezpośrednio pod ławą fundamentową znajdują 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. W przypadku chropowatej powierzchni betonowej kąt tarcia gruntu o konstrukcję zazwyczaj wynosi $0,67\text{--}1,0$ 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].

(6) Uśrednione naciski ławy przyczółka mostowego na podłoże od charakterystycznych obciążeń stałych mają wartość: $\sigma_{state} = 147,44$ 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:

$$T_{ława} = 0,5 \times \sigma_{state} \times \tan \alpha = 0,5 \times 147,44 \times \tan 35^\circ = 51,62 \text{ kPa}.$$

Dopuszczalne przemieszczenie boczne ławy fundamentowej: $\Delta_{dop} = 0,01$ m, a sztywność boczna ławy fundamentowej:

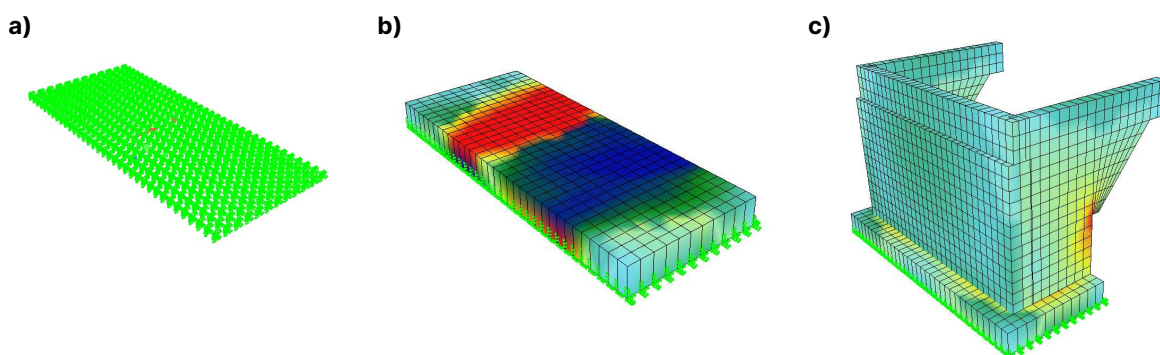
$$k_{x,ława} = \frac{T_{ława}}{\Delta_{dop}} = \frac{51,62}{0,01} = 5162 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

5.3.3.2. Fazy budowy (obliczeń)

(1) Model numeryczny uwzględnia obliczeniowe fazy budowy związane z przyjętą technologią budowy podpory mostowej. W modelu uwzględniono trzy obliczeniowe fazy budowy (rys. 5.3.3.2.1):

- 1) faza 1. – odwzorowanie podłoża za pomocą podparć sprężystych (rys. 5.3.3.2.1a),
- 2) faza 2. – betonowanie ław fundamentowych przyczółka (rys. 5.3.3.2.1b),
- 3) faza 3. – betonowanie korpusu i ścian bocznych przyczółka (rys. 5.3.3.2.1c).

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. 5.3.3.2.1. Wizualizacja modelu numerycznego przyczółka z podziałem na fazy budowy: a) faza 1., b) faza 2., c) faza 3.

5.3.3.3. Wyniki analizy statycznej

(1) W tab. 5.3.3.3.1–5.3.3.3.3 zestawiono maksymalne wartości sił wewnętrznych dla kombinacji w stanie granicznym nośności dla poszczególnych elementów konstrukcyjnych przyczółka mostowego (korpus, ława fundamentowa). Na rys. 5.3.3.3.1–5.3.3.3.3 przedstawiono natomiast 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. 5.3.3.3.1. Kombinacyjne siły do wymiarowania korpusu przyczółka w stanie granicznym nośności

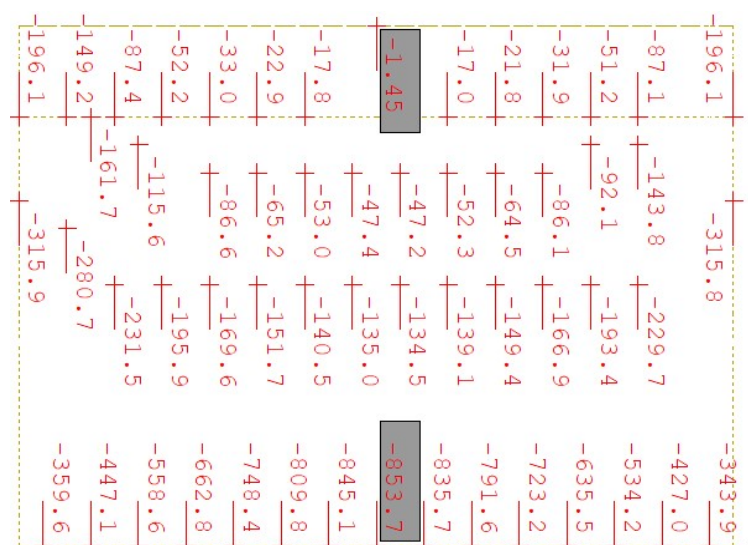
Wymiarowanie korpusu przyczółka (pominięto przekrój ścianki zapleczej)		
maksymalny moment zginający MXX	maksymalny moment zginający MYY	maksymalna siła poprzeczna
[kNm]	[kNm]	[kN]
422,3	853,7	516

Tab. 5.3.3.3.2. Kombinacyjne siły do wymiarowania ścian bocznych przyczółka w stanie granicznym nośności

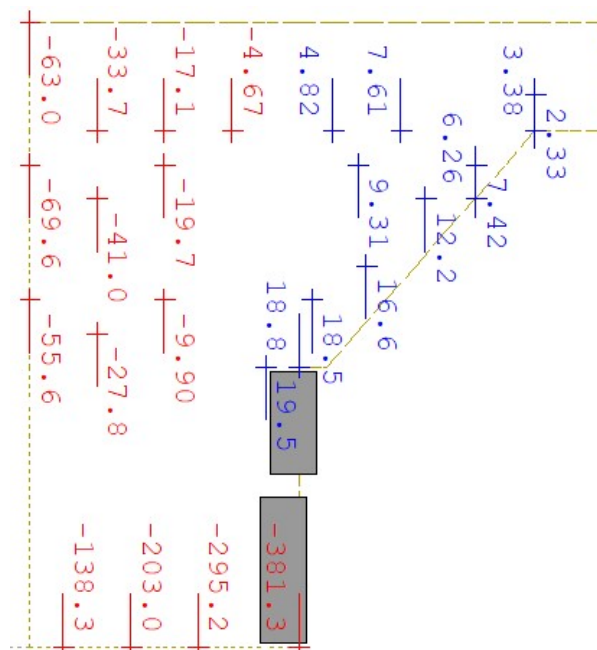
Wymiarowanie ścian bocznych przyczółka		
maksymalny moment zginający MXX	maksymalny moment zginający MYY	maksymalna siła poprzeczna
[kNm]	[kNm]	[kN]
280,4	381,3	332,4

Tab. 5.3.3.3.3. Kombinacyjne siły do wymiarowania łąwy fundamentowej w stanie granicznym nośności

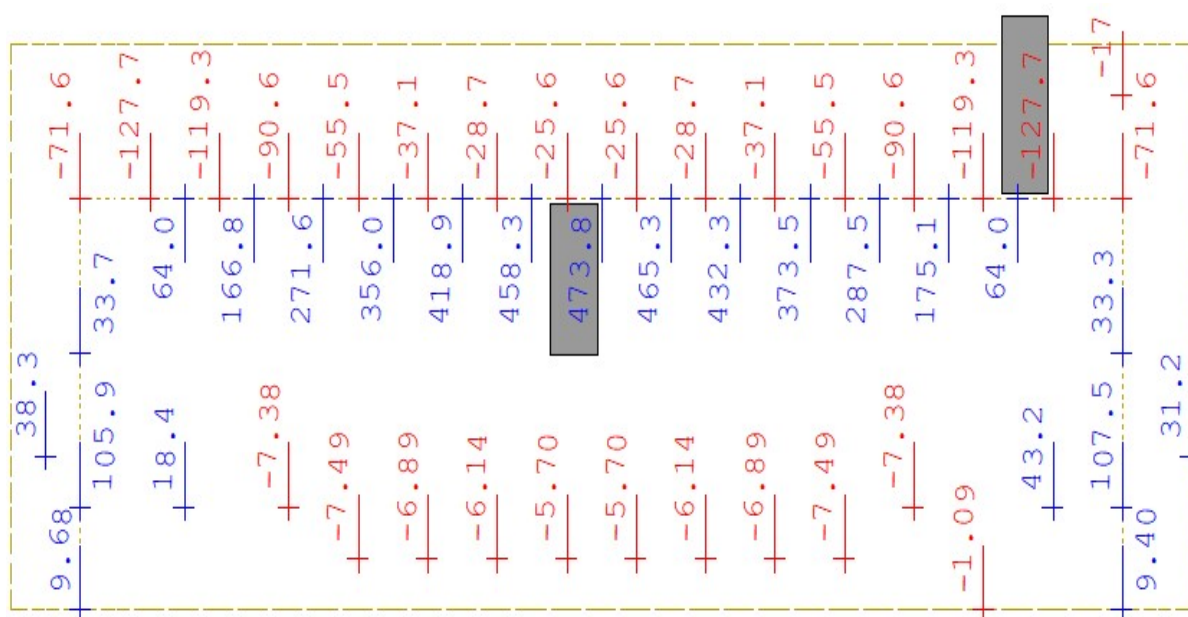
Wymiarowanie łąwy fundamentowej		
maksymalny moment zginający MXX	maksymalny moment zginający MYY	maksymalna siła poprzeczna
[kNm]	[kNm]	[kN]
473,8	659,4	777,5



Rys. 5.3.3.3.1. Wartości momentów zginających w korpusie przyczółka – maksymalny moment na kierunku MYY (pionowy)



Rys. 5.3.3.3.2. Wartości momentów zginających w ścianie bocznej przyczółka – maksymalny moment na kierunku MYY (pionowy)



Rys. 5.3.3.3.3. Wartości momentów zginających w ławie fundamentowej – maksymalny moment na kierunku MXX (pionowy)

(2) W tab. 5.3.3.3.4 i 5.3.3.3.5 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. 5.3.3.3.4. Zestawienie ekstremalnych wartości reakcji względem środka ciężkości ławy fundamentowej

Kombinacja charakterystyczna		
reakcja	maksymalna	minimalna
Reakcja pozioma – X [kN]	2810	2437
Reakcja pozioma – Y [kN]	(-)	(-)
Reakcja pionowa – Z [kN]	12690	11353
Moment MX [kNm]	1642	800
Moment MY [kNm]	6640	4706
Moment MZ [kNm]	(-)	(-)
(-) - wartości pomijalne/nieistotne w analizie		

Tab. 5.3.3.3.5. Obliczeniowe wartości reakcji względem środka ciężkości ławy fundamentowej

Reakcja	Kombinacja obliczeniowa GEO	
	maksymalna	minimalna
Reakcja pozioma – X [kN]	3829	2437
Reakcja pozioma – Y [kN]	(-)	(-)
Reakcja pionowa – Z [kN]	17130	11353
(-) - wartości pomijalne/nieistotne w analizie		

5.3.4. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – korpus

5.3.4.1. Nośność na zginanie

(1) Dominującym kierunkiem na zginanie jest kierunek y-y wzdłuż wysokości korpusu. Zbrojenie przyjęto symetryczne z obu stron. W kierunku poprzecznym przyjęto 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) $f_{yk} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435$ 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 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) $h = 1,1$ m – grubość korpusu.

Wysokość użyteczna przekroju wynosi:

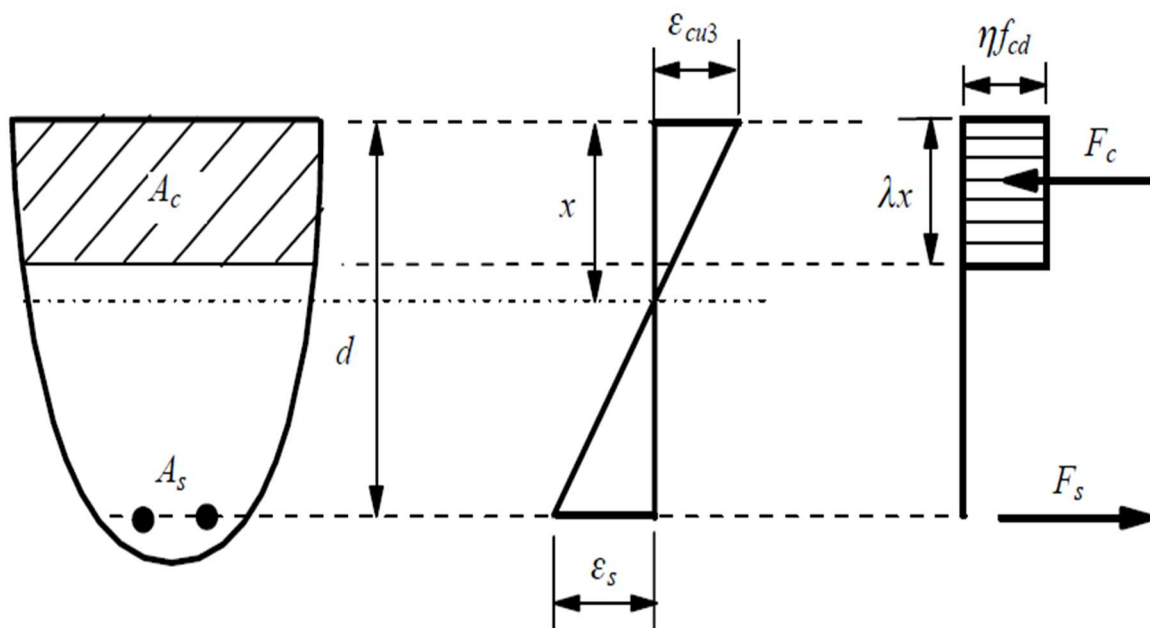
$$d = h - c_{nom} - \varphi_{st} - \frac{\varphi_{gt}}{2} = 1,1 - 0,05 - 0,016 - \frac{0,025}{2} = 1,022 \text{ m},$$

$b = 1,0$ m – wymiarowanie na 1 m szerokości korpusu.

(5) Obliczeniowe siły wewnętrzne do wymiarowania mają wartość (rys. 5.3.3.3.1):

$M_{Ed,y} = 854$ kNm – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku y,

$M_{Ed,x} = 422$ kNm – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku x.



Rys. 5.3.4.1.1. Schemat do obliczania nośności przekroju zginanego żelbetowego

(6) Graniczna wysokość strefy ściskanej wynosi:

$$x_{lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} d = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5+2,17} \times 1,022 \text{ m} = 0,511 \text{ m},$$

a względna graniczna wysokość strefy ściskanej:

$$\xi_{eff,lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5+2,17} = 0,493.$$

(7) Efektywną wysokość strefy ściskanej wyznaczono na podstawie równania równowagi momentów zginających:

$$f_{cd} \times b \times x_{eff} \times (d - 0,5x_{eff}) - M_{Ed,y} = 0 \text{ – równanie równowagi sił,}$$

$$18,21 \times 1 \times x_{eff} \times (1,022 - 0,5x_{eff}) - 0,854 = 0,$$

$x_{eff} = 0,047$ m – efektywna wysokość strefy ściskanej (rozwiązanie równania kwadratowego),

$$\xi_{eff} = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{0,047}{1,022} = 0,046 \leq \xi_{eff,lim} \text{ – przekrój pojedynczo zbrojony.}$$

(8) W kolejnym kroku określa się zbrojenie na zginanie:

$$\sum F_x = 0 \rightarrow A_{s1} \times f_{yd} - f_{cd} \times x_{eff} \times b = 0,$$

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed,y}}{(d - 0,5x_{eff}) \times f_{yd}} = \frac{0,854}{(1,022 - 0,5 \times 0,047) \times 435} = 19,65 \text{ cm}^2.$$

Przyjęto sześć prętów $\phi 22$ mm na 1 m szerokości korpusu o $A_{s1} = 22,81 \text{ cm}^2$, w rozstawie co 15 cm. Minimalne pole przekroju poprzecznego zbrojenia:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1,0 \times 1,022 = 15,40 \text{ cm}^2 \leq A_{s1},$$

$$\text{lecz nie mniej niż: } 0,0013 \times b \times d = 0,0013 \times 1,0 \times 1,022 = 13,28 \text{ cm}^2 \leq A_{s1}.$$

Na zbrojenie minimalne przyjęto sześć prętów $\phi 18$ mm na 1 m szerokości korpusu o $A_{s,min} = 15,27 \text{ cm}^2$, w rozstawieniu do 15 cm.

Zbrojenie główne na kierunku x-x

(9) Przyjęto identyczną procedurę wymiarowania, przy czym w pierwszej kolejności sprawdzono nośność zbrojenia minimalnego. Nośność zbrojenia minimalnego w korpusie przyczółka:

$$M_{Rd} = f_{yd} \times A_{s,min} \times \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right) = 435 \times 15,27 \times \left(1,022 - \frac{0,047}{2}\right) = 660 \text{ kNm} \geq M_{Ed,x-x}.$$

W kierunku x-x 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 do 15 cm.

5.3.4.2. Nośność na ścinanie

(1) Sprawdzenie nośności na ścinanie według normy [14] opiera się na trzech wielkościach (pkt 6.2.1(1)P): $V_{Rd,c}$ – obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie, $V_{Rd,s}$ – obliczeniowa wartość siły poprzecznej, która powstaje, gdy w zbrojeniu na ścinanie osiąga się granicę plastyczności, $V_{Rd,max}$ – obliczeniowa wartość 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 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: $V_{Ed} = 516 \text{ kN}$ – maksymalna siła poprzeczna. Przyjęto następujące dane wejściowe do obliczeń:

- 1) wysokość całkowita przekroju – 1100 mm,
- 2) analizowana szerokość korpusu – 1000 mm,
- 3) średnica prętów rozciąganego zbrojenia głównego – 25 mm,
- 4) wysokość użyteczna przekroju podporowego – $d = 1022$ mm.

Pozostałe dane wejściowe zgodnie z nośnością na zginanie.

Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie

(4) 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) według 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:

$$k = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right); 2,0 \right] = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{1022}} \right); 2,0 \right] = 1,44,$$

$$\rho_l = \min \left[\left(\frac{A_{sl}}{b_w d} \right); 0,02 \right] = \min \left[\left(\frac{22,81}{100 \times 102,2} \right); 0,02 \right] = 0,22\%,$$

$$\sigma_{cp} = \min \left[\left(\frac{N_{Ed}}{A_c} \right); 0,2f_{cd} \right] = 0,0 \text{ MPa} - \text{pominięto wpływ siły podłużnej},$$

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

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min} = 0,035k_1^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,44^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} = 0,332 \text{ MPa}.$$

Stąd

$$V_{Rd,c1} = \left[0,13 \times 1,44 \times (100 \times 0,0022 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0 \right] \times 1000 \times 1022 = 357 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c2} = (0,332 + 0,15 \times 0) \times 1000 \times 1022 = 339 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}) = \max(357; 339) = 357 \text{ kN}.$$

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

$$V_{Ed,p} = 516 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 357 \text{ kN}.$$

Przekrój wymaga więc zbrojenia na ścinanie.

Nośność zbrojenia na ścinanie

(6) Zgodnie z pkt 9.2.2(101) normy [14] zbrojenie na ścinanie mogą stanowić strzemiona, pręty odgięte lub kombinacje obu tych form. Zbrojenie na ścinanie powinno tworzyć z osią podłużną elementu kąt α w zakresie $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$. Przyjęto strzemiona jednocięte $\phi 18$ mm o $A_{sw} = 2,55 \text{ cm}^2$.

Wyznaczono maksymalną siłę przenoszoną przez strzemiona 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 φ , 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:

$$s \leq \frac{A_{sw} \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times \text{ctg}\varphi}{V_{Rd,s}} = \frac{2,55 \times 0,9 \times 102,2 \times 40 \times 2,0}{516} = 36,3 \text{ cm}.$$

Przyjęto rozstaw strzemion $s = 30 \text{ cm}$ (co drugi pręt poziomy w korpusie przyczółka).

W minimalnym zbrojeniu na ścinanie założono rozstaw co 90 cm. Przyjęty stopień zbrojenia na ścinanie wynosi (wzór (9.4N) normy [14]):

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w \sin(\alpha)} = \frac{2,55 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} \times 90 \text{ cm} \times 1} = 0,94\text{‰}.$$

Minimalny stopień zbrojenia na ścinanie obliczony ze wzoru (9.5N) normy [14] jest równy:

$$\rho_{w,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \frac{\sqrt{30}}{500} = 0,88\text{‰}.$$

Przyjęte zbrojenie spełnia zatem wymagania minimalnego.

Maksymalny podłużny rozstaw strzemion wyznaczony ze wzoru (9.6N) normy [14] nie powinien przekraczać:

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot(\alpha)) = 0,75 \times 1,022 \text{ m} \times (1 + 0) = 0,77 \text{ m}.$$

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 przyjąć zbrojenie konstrukcyjne.

5.3.5. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – ława fundamentowa

5.3.5.1. 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. Przyjęto wstępny dobór rozstawu prętów głównych w liczbie 6–8 na 1 m szerokości ławy.

(2) Przyjęto następujące charakterystyki materiałowe – beton C30/37:

- 1) $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ – 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) $f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 18,21 \text{ MPa}$ – obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu,
- 5) $E_{cm} = 32 \text{ GPa}$ – moduł sprężystości betonu,
- 6) $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$ – 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) $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ – 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 w przypadku obliczeniowej granicy plastyczności w stali zbrojeniowej.

Zbrojenie główne na kierunku x-x (poprzeczny)

(4) Wstępny dobór zbrojenia w ławie przyczółka:

- 1) $c_{nom} = 50 \text{ mm}$ – nominalna otulina zbrojenia,
- 2) $\varphi_{st} = 16 \text{ mm}$ – średnica prętów rozdzielczych/strzemion,
- 3) $\varphi_{gt} = 25 \text{ mm}$ – średnica prętów zbrojenia głównego,
- 4) $h = 1,1 \text{ m}$ – grubość ławy fundamentowej.

Wysokość użyteczna przekroju wynosi:

$$d = h - c_{nom} - \varphi_{st} - \frac{\varphi_{gt}}{2} = 1,1 - 0,05 - 0,016 - \frac{0,025}{2} = 1,022 \text{ m,}$$

$b = 1,0 \text{ m}$ – wymiarowanie na 1 m szerokości ławy fundamentowej.

(5) Obliczeniowe siły wewnętrzne do wymiarowania wynoszą (tab. 5.3.3.3.3):

$M_{Ed,x} = 474 \text{ kNm}$ – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku x,

$M_{Ed,y} = 680 \text{ kNm}$ – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku y.

(6) Graniczna wysokość strefy ściskanej wynosi:

$$x_{lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} d = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,17} \times 1,022 \text{ m} = 0,511 \text{ m,}$$

a względna graniczna wysokość strefy ściskanej:

$$\xi_{eff,lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,17} = 0,493.$$

(7) Efektywną wysokość strefy ściskanej wyznaczono na podstawie równania równowagi momentów zginających:

$$f_{cd} \times b \times x_{eff} \times (d - 0,5x_{eff}) - M_{Ed,x} = 0 - \text{równanie równowagi sił,}$$

$$18,21 \times 1 \times x_{eff} \times (1,022 - 0,5x_{eff}) - 0,474 = 0,$$

$x_{eff} = 0,026$ m – efektywna wysokość strefy ściskanej (rozwiązanie równania kwadratowego),

$$\xi_{eff} = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{0,026}{1,022} = 0,025 \leq \xi_{eff,lim} - \text{przekrój pojedynczo zbrojony.}$$

(8) W kolejnym kroku określono zbrojenie na zginanie:

$$\Sigma F_x = 0 \rightarrow A_{s1} \times f_{yd} - f_{cd} \times x_{eff} \times b = 0,$$

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed,x}}{(d - 0,5x_{eff}) \times f_{yd}} = \frac{0,474}{(1,022 - 0,5 \times 0,026) \times 435} = 10,81 \text{ cm}^2.$$

Przyjęto sześć prętów $\phi 20$ mm na 1 m szerokości ławy o $A_{s1} = 18,85 \text{ cm}^2$, w rozstawie do 15 cm.

Minimalne pole przekroju poprzecznego zbrojenia:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1,0 \times 1,022 = 15,40 \text{ cm}^2 \leq A_{s1},$$

lecz nie mniej niż: $0,0013 \times b \times d = 0,0013 \times 1,0 \times 1,022 = 13,28 \text{ cm}^2 \leq A_{s1}$.

Na zbrojenie minimalne przyjęto sześć prętów $\phi 20$ mm na 1 m szerokości ławy o $A_{s,min} = 18,85 \text{ cm}^2$, w rozstawie do 15 cm.

Zbrojenie główne na kierunku y-y (podłużny)

(9) Przyjęto identyczną procedurę wymiarowania, przy czym w pierwszej kolejności sprawdzono nośność zbrojenia minimalnego. Nośność zbrojenia minimalnego w korpusie przyczółka

$$M_{Rd} = f_{yd} \times A_{s,min} \times \left(d - \frac{x_{eff}}{2} \right) = 435 \times 18,85 \times \left(1,022 - \frac{0,026}{2} \right) = 660 \text{ kNm} \geq M_{Ed,x-x}.$$

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.

5.3.5.2. 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 jest 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. 5.3.3.3.3): $V_{Ed} = 778 \text{ kN}$ – maksymalna siła poprzeczna.

(4) Przyjęto następujące dane wejściowe do obliczeń:

- 1) wysokość całkowita przekroju – 1100 mm,
- 2) analizowana szerokość ławy – 1000 mm,
- 3) średnica prętów rozciąganego zbrojenia głównego – 20 mm,
- 4) wysokość użyteczna przekroju podporowego – $d = 1022$ mm.

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) według 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:

$$k = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right); 2,0 \right] = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{1022}} \right); 2,0 \right] = 1,44,$$

$$\rho_l = \min \left[\left(\frac{A_{sl}}{b_w d} \right); 0,02 \right] = \min \left[\left(\frac{18,85}{100 \times 102,2} \right); 0,02 \right] = 0,18\%,$$

$$\sigma_{cp} = \min \left[\left(\frac{N_{Ed}}{A_c} \right); 0,2 f_{cd} \right] = 0,0 \text{ MPa} - \text{ pominięto wpływ siły podłużnej,}$$

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

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,44^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} = 0,332 \text{ MPa.}$$

Stąd

$$V_{Rd,c1} = \left[0,13 \times 1,44 \times (100 \times 0,0018 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0 \right] \times 1000 \times 1022 = 335 \text{ kN,}$$

$$V_{Rd,c2} = (0,332 + 0,15 \times 0) \times 1000 \times 1022 = 339 \text{ kN,}$$

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}) = \max(335; 339) = 339 \text{ kN.}$$

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

$$V_{Ed,p} = 778 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 357 \text{ kN}$$

Przekrój wymaga zatem zbrojenia na ścinanie.

Nośność zbrojenia na ścinanie

(6) Zgodnie z pkt 9.2.2(101) normy [14] zbrojenie na ścinanie mogą stanowić strzemiona, pręty odgięte lub kombinacje obu tych form. Zbrojenie na ścinanie powinno tworzyć z osią podłużną elementu kąt α w zakresie $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$. Przyjęto strzemiona dwucięte $\phi 16$ mm o $A_{sw} = 4,02 \text{ cm}^2$. 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:

$$z = 0,9d - \text{ ramię sił wewnętrznych,}$$

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

Przyjęto kąt φ , 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:

$$s \leq \frac{A_{sw} \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times \text{ctg}\varphi}{V_{Rd,s}} = \frac{4,02 \times 0,9 \times 102,2 \times 40 \times 2,0}{778} = 38,0 \text{ cm.}$$

Przyjęto rozstaw strzemion $s = 30 \text{ cm}$ (co drugi pręt poziomy w ławie)

Zbrojenie minimalne na ścinanie wynosi (szerokość ławy 5,5 m):

$$A_{sw,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \times s \times b_w = 0,08 \frac{\sqrt{30}}{500} \times 30 \times 550 = 14,46 \text{ cm}^2 \leq 4 \times A_{sw} = 16,08 \text{ cm}^2.$$

Należy przyjąć cztery strzemiona po szerokości ławy. Maksymalny podłużny rozstaw strzemion obliczony ze wzoru (9.6N) normy [14] nie powinien przekraczać:

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot(\alpha)) = 0,75 \times 1,022 \text{ m} \times (1 + 0) = 0,77 \text{ m.}$$

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:

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

(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.

5.3.5.3. 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 odpiływem”,

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 odpiływem” 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) z Załącznika D 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 odpiływem” 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,

ϕ' – kąt tarcia wewnętrznego,

γ' – 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_γ – współczynniki nośności (bezwymiarowe):

$$N_q = e^{\pi \text{tg}^{\phi'}} \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right),$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot^{\phi'},$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \text{tg}^{\phi'},$$

b_c, b_q, b_γ – współczynniki dla podstawy pochylonej (bezwymiarowe):

$$b_q = b_y = (1 - \alpha \times \operatorname{tg}^{\phi'})^2,$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q)/(N_c \times \operatorname{tg}^{\phi''}),$$

s_c, s_q, s_y – współczynniki kształtu podstawy (bezwymiarowe):

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right) \sin\phi' \text{ dla prostokąta; } s_q = 1 + \sin\phi' \text{ dla kwadratu lub koła,}$$

$$s_y = 1 - 0,3 \left(\frac{B'}{L'}\right) \text{ dla prostokąta; } s_y = 0,7 \text{ dla kwadratu lub koła,}$$

$$s_c = (s_q N_q - 1)/(N_q - 1),$$

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

(4) 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. 5.3.3.3.4). Mimośrodów e_B i e_L wynoszą:

$$e_B = \frac{|M_{0,x}|}{V_{ch}} = \frac{|1642|}{11353} = 0,145 \leq \frac{B}{6} = \frac{5,5}{6} = 0,92 \text{ m,}$$

$$e_L = \frac{|M_{0,y}|}{V_{ch}} = \frac{|6640|}{11353} = 0,585 \leq \frac{L}{6} = \frac{14}{6} = 2,33 \text{ m.}$$

Warunek jest zatem spełniony. Wymiary fundamentu są odpowiednio dobrane:

$$L' = L - 2 \times e_L = 14 - 2 \times 0,585 = 12,83 \text{ m,}$$

$$B' = B - 2 \times e_B = 5,5 - 2 \times 0,145 = 5,21 \text{ m,}$$

$$A' = B' \times L' = 5,21 \text{ m} \times 12,83 \text{ m} = 66,85 \text{ m}^2.$$

(5) Współczynniki nośności wynoszą:

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg}^{\phi'}} \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) = e^{\pi \operatorname{tg}^{35}} \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{35}{2}\right) = 33,3,$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot\phi' = (33,3 - 1) \times \cot(35) = 46,1,$$

$$N_y = 2(N_q - 1) \operatorname{tg}^{\phi'} = 2(33,3 - 1) \operatorname{tg}^{35} = 45,2,$$

a współczynniki kształtu fundamentu (dla prostokąta) mają wartość:

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right) \sin\phi' = 1 + \frac{5,21}{12,83} \times \sin 35 = 1,23,$$

$$s_y = 1 - 0,3 \left(\frac{B'}{L'}\right) = 1 - 0,3 \times \frac{5,21}{12,83} = 0,88,$$

$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1,23 \times 33,3 - 1}{33,3 - 1} = 1,24.$$

(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:

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \frac{B'}{L'}\right]}{\left[1 + \frac{B'}{L'}\right]} = \frac{\left[2 + \frac{5,21}{12,83}\right]}{\left[1 + \frac{5,21}{12,83}\right]} = 1,71.$$

Przy sile poziomej $H = 2810$ kN otrzymano:

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A' \times c' \times \cot \phi'}\right]^m = \left[1 - \frac{2810}{11353 + 66,85 \times 0 \times \cot 35^\circ}\right]^{1,71} = 0,615,$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \times t g \phi'} = 0,615 - \frac{1 - 0,671}{38,64 \times t g 33^\circ} = 0,603,$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A' \times c' \times \cot \phi'}\right]^{m+1} = \left[1 - \frac{2810}{11353 + 66,85 \times 0 \times \cot 35^\circ}\right]^{1,71+1} = 0,463.$$

(8) Fundament przyczółka zagłębiony jest 2,1 m poniżej poziomu terenu pierwotnego, naprężenia pierwotne w poziomie posadowienia wynoszą:

$$q' = \gamma_{grunt} \times d_{fundament} = 18,5 \times 2,1 = 38,85 \text{ kPa.}$$

Ostatecznie otrzymuje się:

$$\left(\frac{R_i}{A'}\right) = c_k' \times N_c \times b_c \times s_c \times i_c + q' \times N_q \times b_q \times s_q \times i_q + 0,5 \times \gamma' \times B' \times N_\gamma \times b_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma = 0 \times 46,1 \times 1,0 \times 1,24 \times 0,603 + 38,85 \times 33,3 \times 1,00 \times 1,23 \times 0,615 + 0,5 \times 18,5 \times 5,21 \times 45,2 \times 1,0 \times 0,88 \times 0,463 = 1866 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2},$$

$$R_k = \left(\frac{R_i}{A'}\right) \times A' = 1866 \times 66,85 = 124\,744 \text{ kN,}$$

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{R,v}} = \frac{124\,744}{1,4} = 89\,103 \text{ kN.}$$

Obliczeniowe obciążenie pionowe fundamentu: $V_d^{max} = 17130$ kN.

W kolejnym kroku sprawdza się warunek nośności podłoża:

$$V_d^{max} = 17130 \text{ kN} < R_d = 89\,103 \text{ kN.}$$

Wykorzystanie nośności wynosi:

$$\frac{V_d^{max}}{R_d} \times 100\% = 29,5\%.$$

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

(9) W przypadku działania obciążenia na kierunku stycznym do podstawy fundamentu należy sprawdzić przesunięcie po gruncie według wzoru (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.

(10) 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.

(11) 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 δ_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 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 niezdrenowane podłoże spoiste), należy dodatkowo sprawdzić warunek:

$$R_d \leq 0,4 \times V_d.$$

(14) W 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:

$$H_d \leq R_d = \frac{V_{d,min} \times \tan\left(\frac{2}{3} \times \varphi_{cv,d}\right)}{\gamma_{R,h}} = \frac{11353 \times \tan\left(\frac{2}{3} \times 35\right)}{1,1} = 4452 \text{ kN}.$$

Maksymalna obliczeniowa siła pozioma: $H_d = 3829 \text{ kN}$. Następnie sprawdza się warunek nośności podłoża na przesunięcie:

$$H_d = 3829 \text{ kN} \leq R_d = 4452 \text{ kN}.$$

Wykorzystanie nośności wynosi:

$$\frac{H_d}{R_d} \times 100\% = 86,0\%.$$

Warunek na przesunięcie fundamentu jest spełniony.

5.3.6. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – ściana boczna przyczółka

5.3.6.1. Nośność na zginanie

(1) Dominującym kierunkiem na zginanie jest kierunek y-y wzdłuż wysokości ściany bocznej. Zbrojenie przyjęto symetryczne z obu stron, a w kierunku poprzecznym – 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) $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ – 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) $f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 18,21 \text{ MPa}$ – obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu,
- 5) $E_{cm} = 32 \text{ GPa}$ – moduł sprężystości betonu,
- 6) $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$ – 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) $\varepsilon_{yd} = 0,00218$ – 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) $\varphi_{st} = 16$ mm – średnica prętów rozdzielczych/strzemion,
- 3) $\varphi_{gt} = 20$ mm – średnica prętów zbrojenia głównego,
- 4) $h = 0,6$ m – grubość skrzydeł.

Wysokość użyteczna przekroju wynosi:

$$d = h - c_{nom} - \varphi_{st} - \frac{\varphi_{gt}}{2} = 0,6 - 0,05 - 0,016 - \frac{0,02}{2} = 0,524 \text{ m},$$

$b = 1,0$ m – wymiarowanie na 1 m szerokości korpusu.

(5) Obliczeniowe siły wewnętrzne do wymiarowania mają wartość (tab. 5.3.3.3.2):

$M_{Ed,y} = 381$ kNm – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku y,

$M_{Ed,x} = 280$ kNm – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku x.

(6) Graniczna wysokość strefy ściskanej wynosi:

$$x_{lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} d = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,17} \times 0,524 \text{ m} = 0,259 \text{ m},$$

a względna graniczna wysokość strefy ściskanej:

$$\xi_{eff,lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,17} = 0,493.$$

(7) Efektywną wysokość strefy ściskanej wyznaczono na podstawie równania równowagi momentów zginających:

$$f_{cd} \times b \times x_{eff} \times (d - 0,5x_{eff}) - M_{Ed,y} = 0 \text{ – równanie równowagi sił},$$

$$18,21 \times 1 \times x_{eff} \times (0,524 - 0,5x_{eff}) - 0,381 = 0,$$

$x_{eff} = 0,042$ m – efektywna wysokość strefy ściskanej (rozwiązanie równania kwadratowego),

$$\xi_{eff} = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{0,042}{0,524} = 0,079 \leq \xi_{eff,lim} \text{ – przekrój pojedynczo zbrojony.}$$

(8) W kolejnym kroku określono zbrojenia na zginanie:

$$\sum F_x = 0 \rightarrow A_{s1} \times f_{yd} - f_{cd} \times x_{eff} \times b = 0,$$

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed,y}}{(d - 0,5x_{eff}) \times f_{yd}} = \frac{0,381}{(0,524 - 0,5 \times 0,042) \times 435} = 17,41 \text{ cm}^2.$$

Przyjęto sześć prętów $\phi 20$ mm na 1 m szerokości korpusu o $A_{s1} = 18,85$ cm², w rozstawieniu co 15 cm. Minimalne pole przekroju poprzecznego zbrojenia wynosi:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1,0 \times 0,524 = 7,9 \text{ cm}^2 \leq A_{s1},$$

lecz nie mniej niż: $0,0013 \times b \times d = 0,0013 \times 1,0 \times 0,524 = 6,8 \text{ cm}^2 \leq A_{s1}$.

Na zbrojenie minimalne przyjęto sześć prętów $\phi 18$ mm na 1 m szerokości korpusu o $A_{s,min} = 15,27$ cm², w rozstawieniu co 15 cm.

Zbrojenie główne na kierunku x-x

(9) Przyjęto identyczną procedurę wymiarowania, przy czym w pierwszej kolejności sprawdzono nośność zbrojenia minimalnego. Nośność zbrojenia minimalnego w ścianie bocznej przyczółka ma wartość:

$$M_{Rd} = f_{yd} \times A_{s,min} \times \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right) = 435 \times 15,27 \times \left(0,524 - \frac{0,042}{2}\right) = 332 \text{ kNm} \geq M_{Ed,x-x}.$$

W kierunku x-x 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.

5.3.6.2. 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 zmiażdżenie ściskanych krzyżulców betonowych. Dla elementów masywnych podpór warunek ten zawsze jest 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 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]).

(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. 5.3.3.3.2): $V_{Ed} = 332 \text{ kN}$ – maksymalna siła poprzeczna.

(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 – 20 mm,
- 4) wysokość użyteczna przekroju podporowego – $d = 524$ 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:

$$k = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right); 2,0 \right] = \min \left[\left(1 + \sqrt{\frac{200}{524}} \right); 2,0 \right] = 1,62,$$

$$\rho_l = \min \left[\left(\frac{A_{sl}}{b_w d} \right); 0,02 \right] = \min \left[\left(\frac{18,85}{100 \times 52,4} \right); 0,02 \right] = 0,36\%,$$

$$\sigma_{cp} = \min \left[\left(\frac{N_{Ed}}{A_c} \right); 0,2 f_{cd} \right] = 0,0 \text{ MPa} - \text{pominięto wpływ siły podłużnej},$$

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

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,62^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} = 0,394 \text{ MPa}.$$

Stąd

$$V_{Rd,c1} = \left[0,13 \times 1,62 \times (100 \times 0,0036 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0 \right] \times 1000 \times 524 = 241 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c2} = (0,394 + 0,15 \times 0) \times 1000 \times 524 = 207 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}) = \max(207; 241) = 241 \text{ kN}.$$

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

$$V_{Ed,p} = 332 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 241 \text{ kN}.$$

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 α w zakresie $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$. Przyjęto strzemiona jednocięte $\phi 20$ mm o $A_{sw} = 3,14 \text{ cm}^2$. 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:

$z = 0,9d$ – 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 φ , 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:

$$s \leq \frac{A_{sw} \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times \text{ctg}\varphi}{V_{Rd,s}} = \frac{3,14 \times 0,9 \times 52,4 \times 40 \times 2,0}{332} = 35,7 \text{ cm}.$$

Przyjęto rozstaw strzemion $s = 30 \text{ cm}$ (co drugi pręt poziomy w korpusie ściany bocznej). Minimalne zbrojenie na ścinanie założono w rozstawie 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 obliczony ze wzoru (9.5N) normy [14] jest równy:

$$\rho_{w,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \frac{\sqrt{30}}{500} = 0,88\text{‰}.$$

Przyjęte zbrojenie spełnia zatem wymagania minimalnego.

Maksymalny podłużny rozstaw strzemion wyznaczony ze wzoru (9.6N) normy [14] nie powinien przekraczać:

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot(\alpha)) = 0,75 \times 0,524 \text{ m} \times (1 + 0) = 0,39 \text{ m}.$$

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:

$$s_{t,max} = \min(0,75d; 0,6 \text{ m}) = 0,39 \text{ m}.$$

(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 przyjąć zbrojenie konstrukcyjne.

5.3.7. Sprawdzenie stanów granicznych użytkowalności

5.3.7.1. Ograniczenie naprężeń/ograniczenie rys

(1) Procedurę analityczną sprawdzenia stanu granicznego użytkowalności elementów żelbetowych (ograniczenie naprężeń/ograniczenie rys) pokazano w rozdziale trzecim – wiadukt żelbetowy o schemacie ramowym.

(2) Sprawdzenie stanu granicznego użytkowalności żelbetu wykonano dla poszczególnych elementów podpory za pomocą oprogramowania komputerowego zgodnego z wymaganiami norm [14, 15]. Przyjęto warunki:

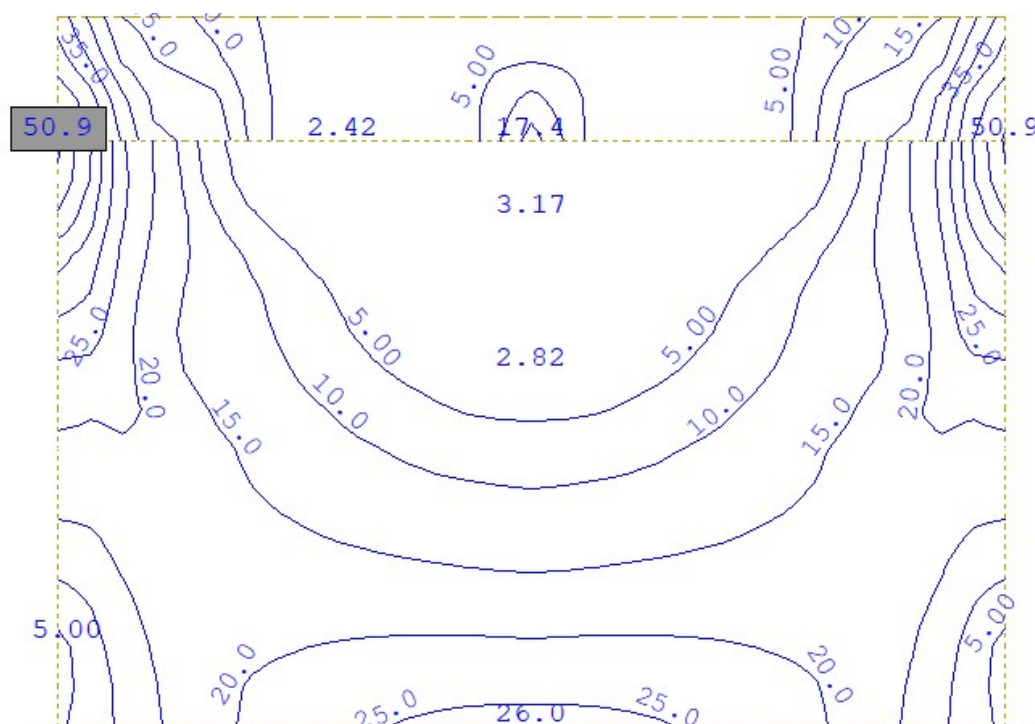
- 1) ograniczenie naprężeń w stali zbrojeniowej do $\sigma_{dop} = 0,8 \times f_{yk} = 400$ MPa,
- 2) ograniczenie naprężeń ściskających w betonie do $\sigma_{dop} = 0,6 \times f_{ck} = 18$ MPa,
- 3) ograniczenie rozwartości rys od $w = 0,3$ mm.

Korpus przyczółka

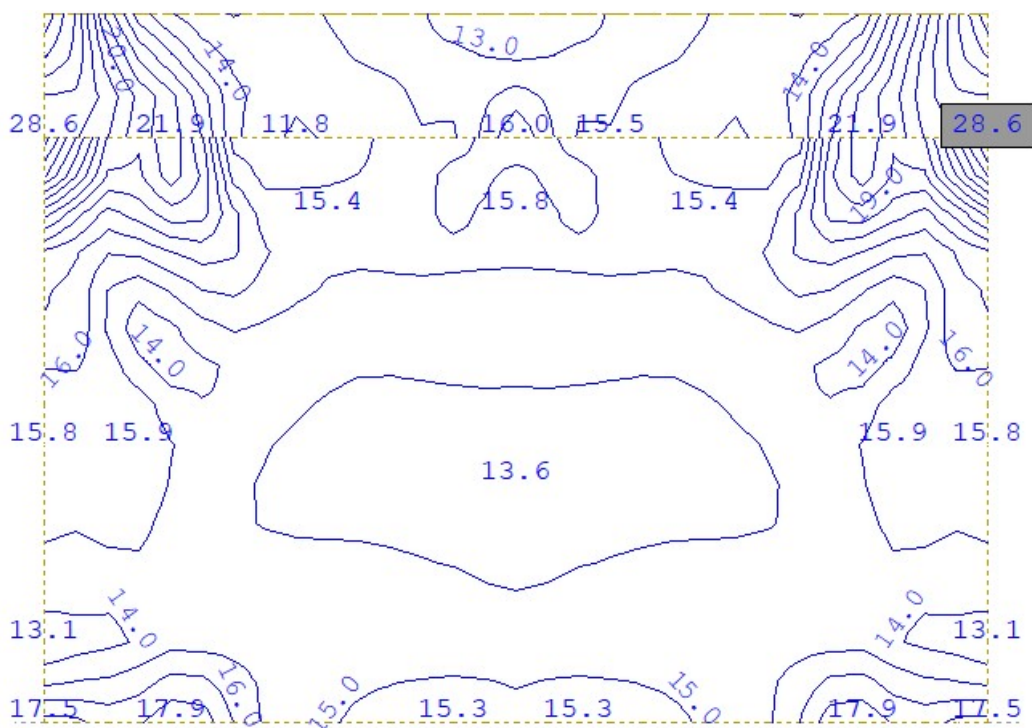
(3) Na rys. 5.3.7.1.1–5.3.7.1.3 zestawiono mapy niezbędnej ilości zbrojenia w korpusie oraz naprężenia ściskające w betonie.

(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 z uwagi na zakłady prętów. Ostatecznie przyjęto następujący układ zbrojenia w korpusie:

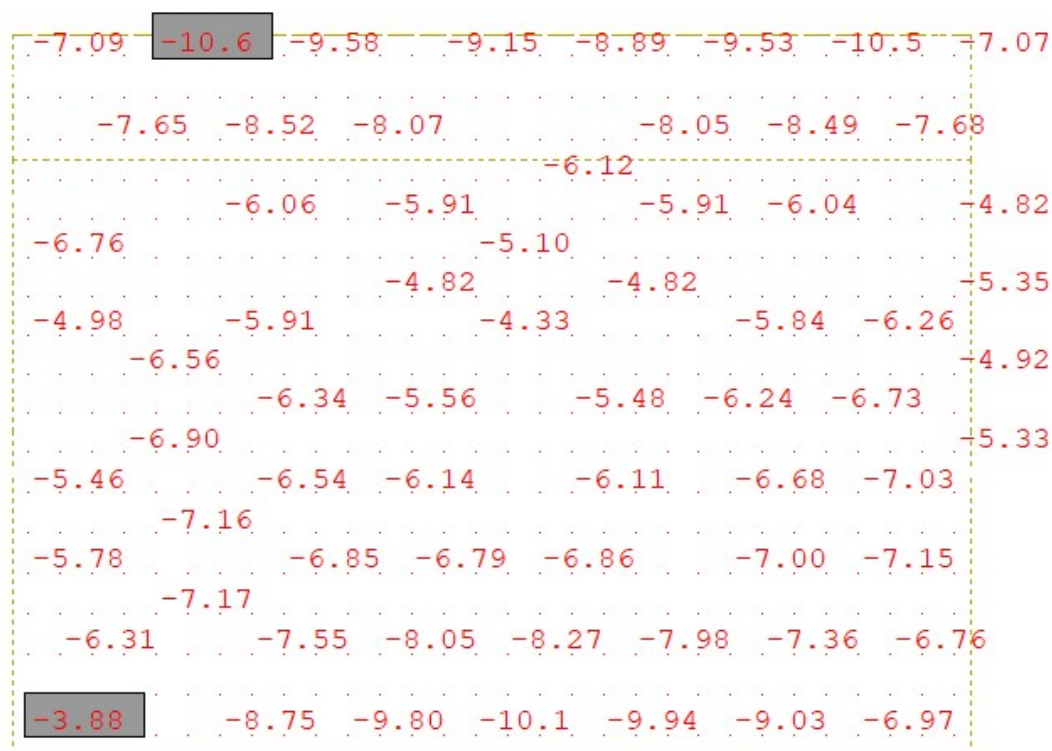
- 1) pręty pionowe $\phi 22$ mm w rozstawach co 15 cm,
- 2) pręty poziome $\phi 20$ mm w rozstawach co 15 cm,
- 3) strzemiona jednocięte z pręta $\phi 18$ mm co 90 cm długości korpusu w rozstawach co 30 cm po wysokości korpusu,
- 4) zbrojenie ścianki zapleczej – pręty pionowe $\phi 16$ mm w rozstawach co 15 cm, pręty poziome $\phi 16$ mm w rozstawach co 10 cm.



Rys. 5.3.7.1.1. Mapa zbrojenia pionowego w korpusie przyczółka w stanie granicznym zarysowania [cm²/m]



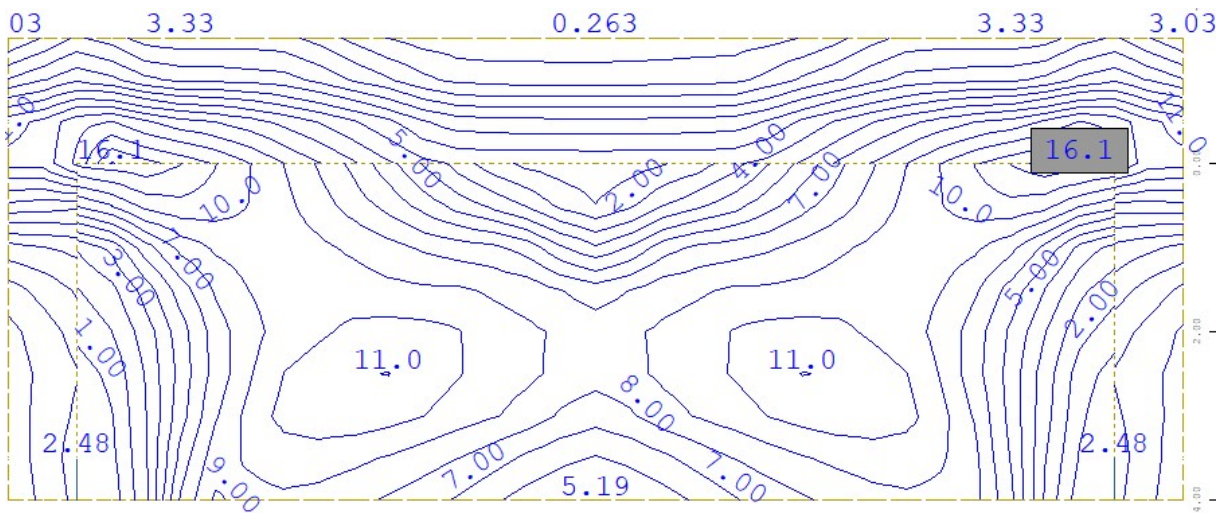
Rys. 5.3.7.1.2. Mapa zbrojenia poziomego w korpusie przyczółka w stanie granicznym zarysowania [cm²/m]



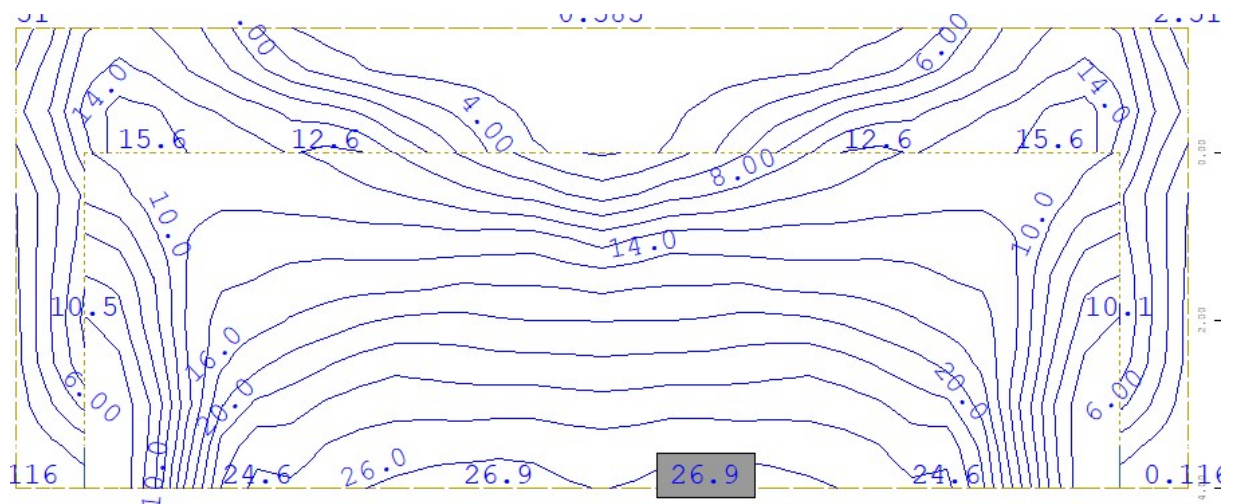
Rys. 5.3.7.1.3. Naprężenia ściskające w betonie od charakterystycznej kombinacji obciążeń [MPa]

Ława fundamentowa

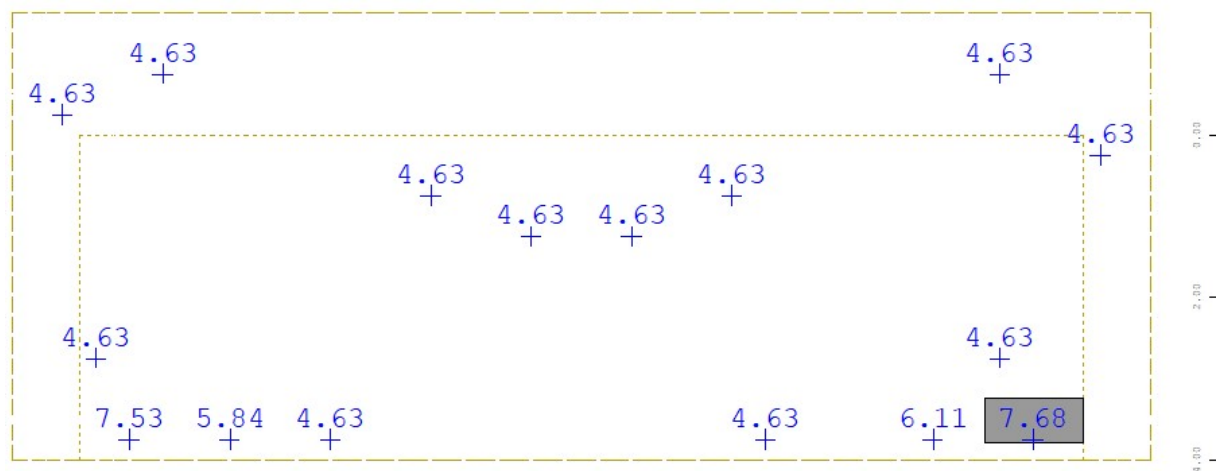
(5) Na rys. 5.3.7.1.4–5.3.7.1.7 przedstawiono mapy niezbędnej ilości zbrojenia w ławie oraz naprężenia ściskające w betonie.



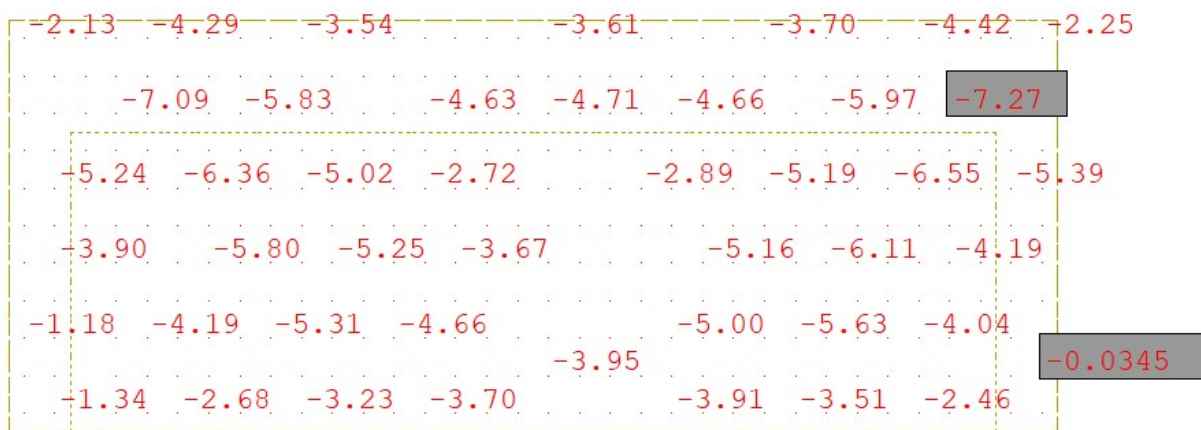
Rys. 5.3.7.1.4. Mapa zbrojenia poprzecznego w ławie przyciółka maksymalna z ULS oraz stanu granicznego zarysowania [cm²/m]



Rys. 5.3.7.1.5. Mapa zbrojenia podłużnego w ławie przyciółka maksymalna z ULS oraz stanu granicznego zarysowania [cm²/m]



Rys. 5.3.7.1.6. Niezbędna ilość zbrojenia na ścinanie w ławie [cm²/m²]



Rys. 5.3.7.1.7. Naprężenia ściskające w betonie od charakterystycznej kombinacji obciążeń [MPa]

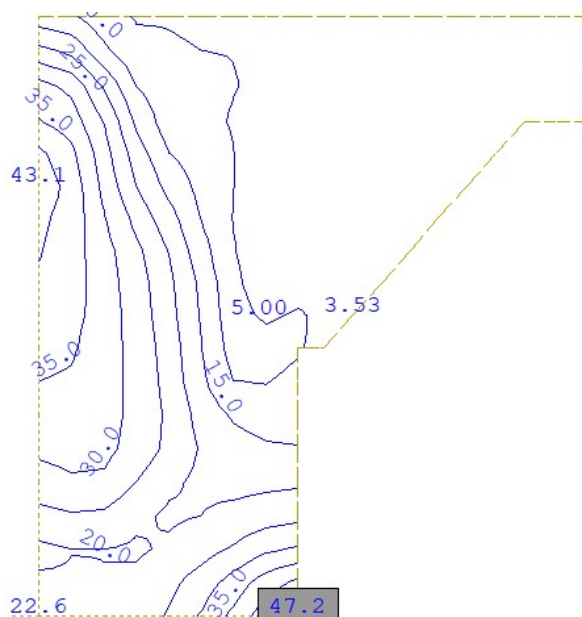
(6) Z analizy otrzymanych map zbrojenia wyłączono miejsca połączenia skrzydeł z ławą z uwagi na koncentrację materiału i akceptowalne niedokładności numeryczne modelu obliczeniowego.

Ostatecznie przyjęto następujący układ zbrojenia w ławie:

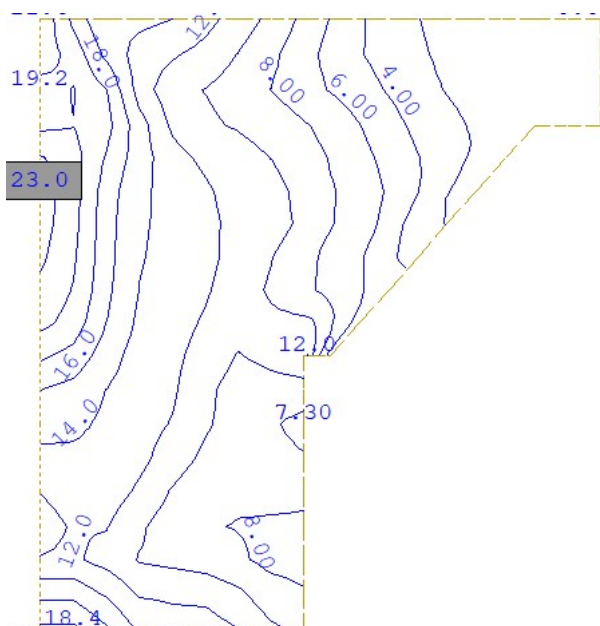
- 1) pręty poprzeczne $\phi 20$ mm w rozstawach co 15 cm,
- 2) pręty podłużne $\phi 22$ mm w rozstawach co 15 cm,
- 3) cztery strzemiona dwuciętych z pręta $\phi 16$ mm na szerokości ławy w rozstawach co 30 cm po długości ławy.

Ściana boczna przyczółka

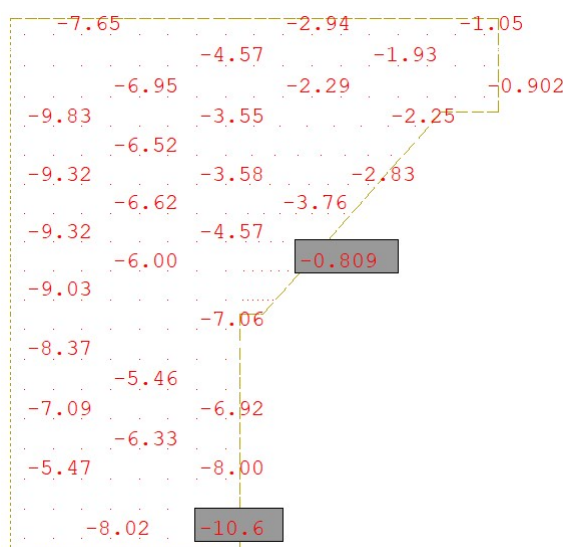
(7) Na rys. 5.3.7.1.8–5.3.7.1.10 zestawiono mapy niezbędnej ilości zbrojenia w ścianie bocznej przyczółka oraz naprężenia ściskające w betonie.



Rys. 5.3.7.1.8. Mapa zbrojenia pionowego w ścianie bocznej maksymalna z ULS i stanie granicznym zarysowania [cm²/m]



Rys. 5.3.7.1.9. Mapa zbrojenia poziomego w ścianie bocznej maksymalna z ULS i stanie granicznym zarysowania [cm²/m]



Rys. 5.3.7.1.10. 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 ławą 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 $\phi 20$ 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.

5.3.7.2. 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 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 określa niestety wskaźników przemieszczeń dla obiektów mostowych. W normie [12] podano 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 [23] podano jedynie wartości wskaźników przemieszczeń dla budynków (tab. 5.3.7.2.1.).

Tab. 5.3.7.2.1. Graniczne wskaźniki przemieszczeń i odkształceń dla budynków

Maksymalne osiadanie S_{\max} [mm]	Maksymalny obrót θ_{\max} [rad]	Strzałka wygięcia Δ_{\max} [mm]	Przechylenie ω [rad]
50	0,002	10	0,003

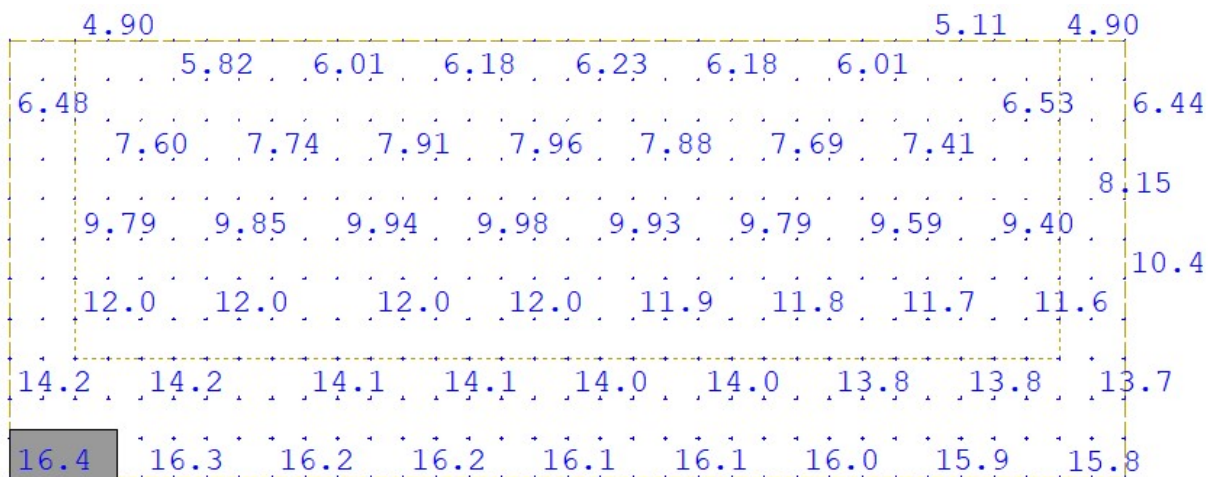
(3) Analiza powyższych zapisów może sugerować, że skoro w budynkach (zwykle obciążonych głównie statycznie) poszczególne fundamenty lub ich grupy nie powinny wykazywać różnicy przechyleń o 10 mm, to również poszczególne fundamenty obiektów mostowych (głównie obciążanych dynamicznie) nie powinny wykazywać 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 z tab. 5.3.7.2.1 są zbliżone do wartości podanych w wycofanej normie [4].

(4) W przykładzie obliczeniowym przyjęto niepewność modelu podłoża gruntowego przez założenie nierównomiernych osiadań pomiędzy poszczególnymi podporami obiektu mostowego równymi 10 mm, co jest zgodne z sytuacją przejściową wykonywania obiektów mostowych metodą nasuwania podłużnego.

(5) Ponadto wycofana norma obciążeniowa dla mostów [5], pkt 5.3 podaje wytyczne dotyczące osiadań podłoża:

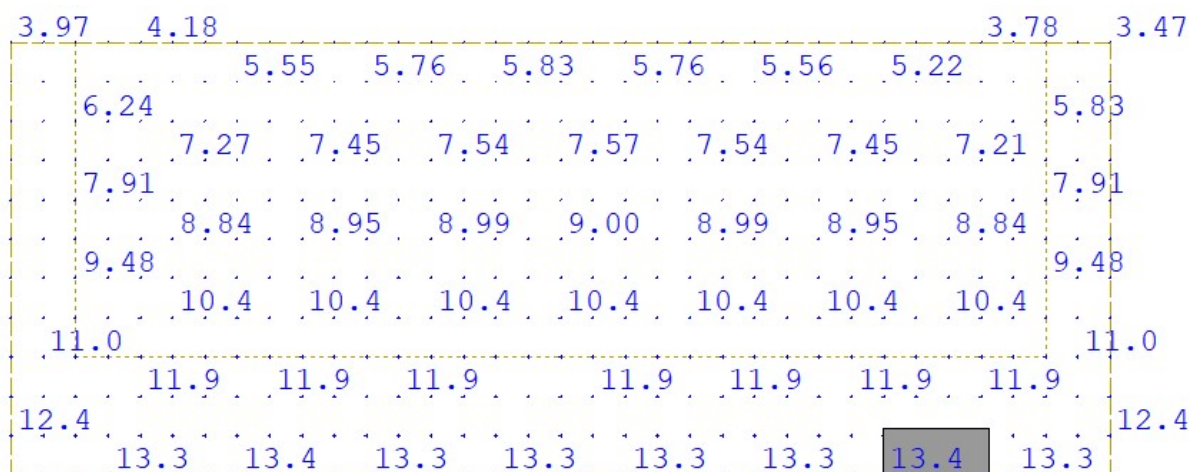
- 1) jeżeli normy projektowania nie przewidują inaczej, dla układów statycznie niewyznaczalnych należy uwzględnić obciążenia lub przewidzieć rozwiązania konstrukcyjne eliminujące lub ograniczające te obciążenia przy założeniu możliwości różnicy osiadań sąsiednich podpór o 1,0 cm
- 2) oraz przemieszczeń poziomych podpór o 1,0 cm.

(6) Przedmiotowy most jest belką swobodnie podpartą. Założono dopuszczalne osiadania podpór (ław fundamentowych) równe 20 mm oraz przemieszczenia poziome podpór równe 10 mm. Ograniczono różnice w przemieszczeniu przeciwległych części ławy fundamentowej o wartość równą 1,0 cm oraz pochylenia fundamentu i korpusu do 0,003 rad. Na rys. 5.3.7.2.1–5.3.7.2.3 pokazano wartości kombinacyjne przemieszczeń podpory mostowej.

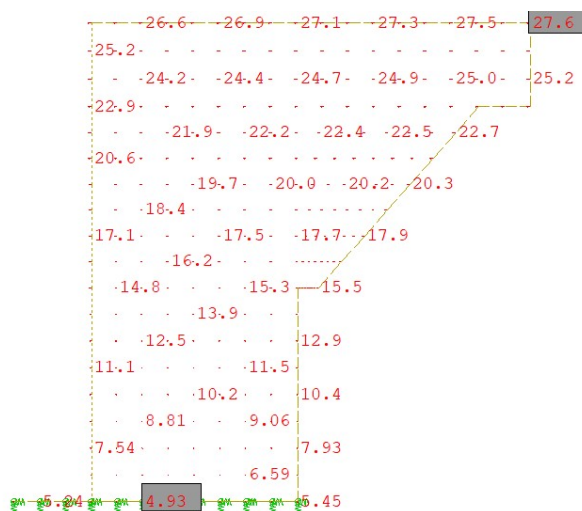


Rys. 5.3.7.2.1. Maksymalne przemieszczenia pionowe ławy fundamentowej – kombinacja charakterystyczna obciążeń

(7) Osiadanie ław fundamentowych: $s_{max} = 16,4 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm} = s_{dop}$ – jest to warunek ustalany po obliczeniu osiadań dla wszystkich podpór mostu (przyczółek i filar) oraz dojazdu do obiektu mostowego. Sprawdzenie maksymalnych osiadań w fundamencie ławy jest zachowane.



Rys. 5.3.7.2.2. Minimalne przemieszczenia pionowe ławy fundamentowej – kombinacja charakterystyczna obciążeń



Rys. 5.3.7.2.3. Maksymalne przemieszczenia boczne na kierunku x-x w podporze mostowej

(8) Przechylenia względne fundamentu ław wynoszą:

$$\Delta s_{min} = 9,7 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} = s_{dop},$$

$$\Delta s_{max} = 11,5 \text{ mm} \geq 10 \text{ mm} = s_{dop}.$$

Warunki można uznać częściowo za spełnione. Na etapie kształtowania podpory mostowej zaleca się jednak wydłużyć szerokość ławy fundamentowej o minimum 0,5 m w stronę zasypki.

$$\omega_{max} = \operatorname{atan}\left(\frac{\Delta s}{B_{ława}}\right) = \operatorname{atan}\left(\frac{11,5 \text{ mm}}{7,0 \text{ m}}\right) = 0,0021 \text{ [rad]} \leq 0,003 \text{ [rad]} = \omega_{dop},$$

$$\omega_{max} = \operatorname{atan}\left(\frac{\Delta s}{H_{korpus}}\right) = \operatorname{atan}\left(\frac{21,6 \text{ mm}}{9,27 \text{ m}}\right) = 0,0023 \text{ [rad]} \leq 0,003 \text{ [rad]} = \omega_{dop},$$

gdzie Δs – różnica wychyleń w korpusie/różnica przemieszczeń pionowych w ławie. Sprawdzenie maksymalnych przechyłów w fundamencie bezpośrednim oraz korpusie jest zachowane.

(9) Sprawdzenie bocznych przemieszczeń fundamentu:

$$\Delta_x = 5,5 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} = \Delta_{x,dop},$$

w którym Δ_x – maksymalne przesunięcie boczne fundamentu (ławy). Sprawdzenie maksymalnych przemieszczeń bocznych w poziomie fundamentu jest zachowane.