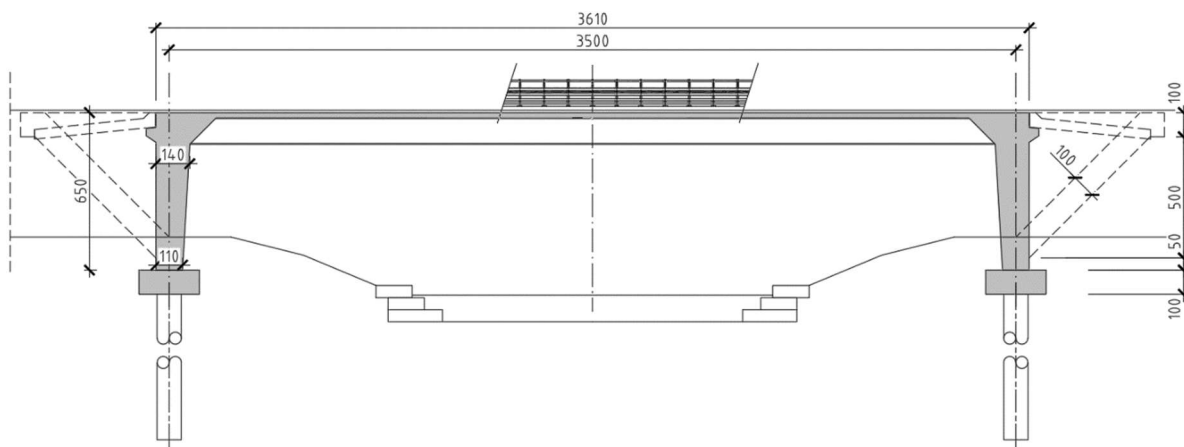


## 6. Most zespolony ze stalowych belek walcowanych o schemacie ramowym

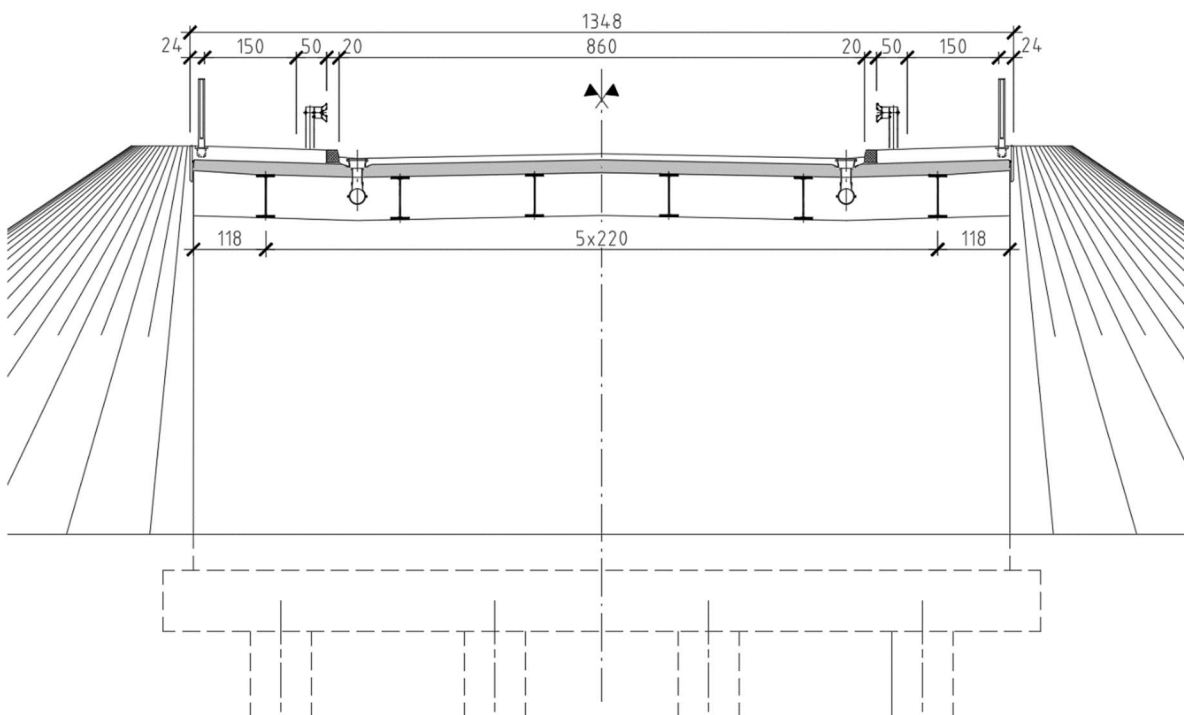
### 6.1. Opis obiektu i założenia do obliczeń

#### 6.1.1. Rozwiązanie konstrukcyjne

(1) Konstrukcja przęseł obejmuje ustrój nośny jednoprzęsłowego obiektu ramowego o teoretycznej rozpiętości przęsła 35 m (rys. 6.1.1.1). Rozwiązaniem konstrukcyjnym jest przęsło zespolone składające się z sześciu stalowych belek walcowanych HEB 1000 w rozstawie 2,20 m oraz monolitycznej, zespolonej płyty pomostu o grubości 21 cm. Przęsło jest połączone z korpusami o zmiennej grubości w układ ramowy.



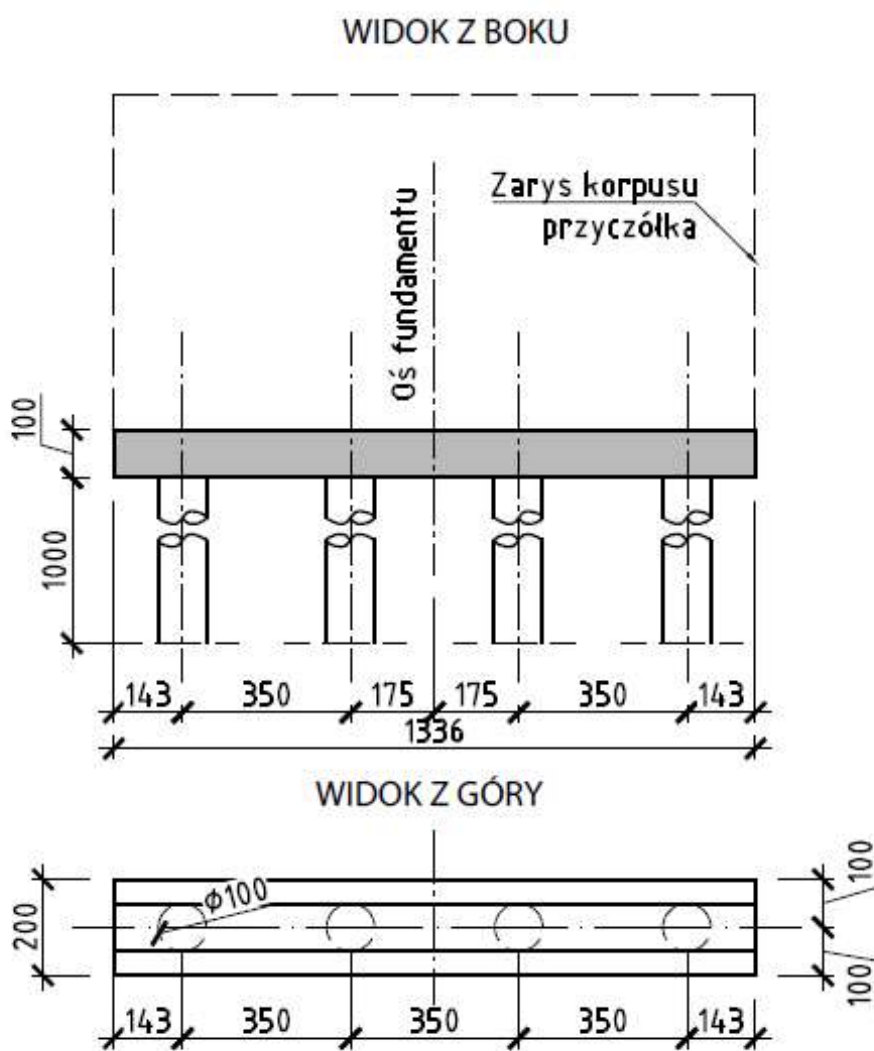
Rys. 6.1.1.1. Przekrój podłużny przez obiekt



Rys. 6.1.1.2. Przekrój poprzeczny z widokiem na przyczółek

(2) Całkowita szerokość pomostu wynosi 13,48 m. Obiekt przeprowadza drogę klasy G/GP, dlatego na obiekcie znajduje się jezdnia o szerokości 8,60 m w licach krawężników (9,00 m w licach prowadnic barier ochronnych). Na obiekcie są zlokalizowane również obustronne chodniki o szerokości  $2 \times 1,50$  m. Przekrój poprzeczny jest symetryczny względem osi podłużnej (rys. 6.1.1.2).

(3) W przedmiotowym przykładzie obliczeniowym założono fundament głęboki na palach. Odmienność rozwiązania polega na tym, że osobno analizowano konstrukcję ramy i osobno konstrukcję fundamentów. Rozwiązanie konstrukcji przęśła i przyczółków bazuje na kartach katalogowych Z6-RPD oraz Z6-RG/GP WR-M-21-1. Rozwiązanie fundamentu palowego oparto na odpowiednim kształtowaniu sztywności obiektu mostowego z możliwością dopuszczalnych odkształceń w formie jednego rzędu pali w osi korpusu przyczółka zwieńczonych wąską ławą fundamentową. Żelbetowa ława fundamentowa ma wymiary rzutu poziomego  $2,0 \times 13,36$  m oraz grubość równą 1,0 m. Posadowienie głębokie przyczółka mostowego stanowią cztery pale wiercone wielkośrednicowe średnicy 1,0 m i długości całkowitej 10,0 m. Palle fundamentowe wykonane w technologii CFA umieszczone są w jednym rzędzie w rozstawie osiowym co 3,5 m. Na rys. 6.1.1.3 pokazano schemat fundamentu przyczółka mostowego.



**Rys. 6.1.1.3. Schemat fundamentu przyczółka mostowego [cm]**

## 6.1.2. Materiały konstrukcyjne

(1) Właściwości materiałów konstrukcyjnych przyjęto zgodnie z normami [14–16, 20]. Belki walcowane zostały zaprojektowane ze stali gatunku S460. Sworznie zespalające przyjęto ze stali S235J+C450. Płyta pomostu wraz z korpusami przyczółków zostały zaprojektowane z betonu klasy C30/37.

Fundament palowy został również zaprojektowany z betonu klasy C30/37. Jako stal zbrojeniową przyjęto stal o wysokiej ciągliwości klasy C według norm [14, 15] z gatunku B500SP, o charakterystycznej granicy plastyczności  $f_{yk} = 500$  MPa.

(2) Współczynniki częściowe dla materiałów w stanach granicznych nośności przyjęto według normy [22]: dla betonu  $\gamma_c = 1,4$ , dla stali zbrojeniowej  $\gamma_s = 1,15$  oraz stali konstrukcyjnej  $\gamma_{M,0} = 1,0$  i  $\gamma_{M,1} = 1,1$ . Zgodnie z normą [15] w obliczeniach nośności obliczeniowej pali betonowanych na miejscu bez stałej obudowy częściowy współczynnik betonu  $\gamma_c$  mnoży się przez współczynnik  $k_r = 1,1$ . Współczynnik częściowy dla betonu pali wynosi  $\gamma_c = 1,54$ .

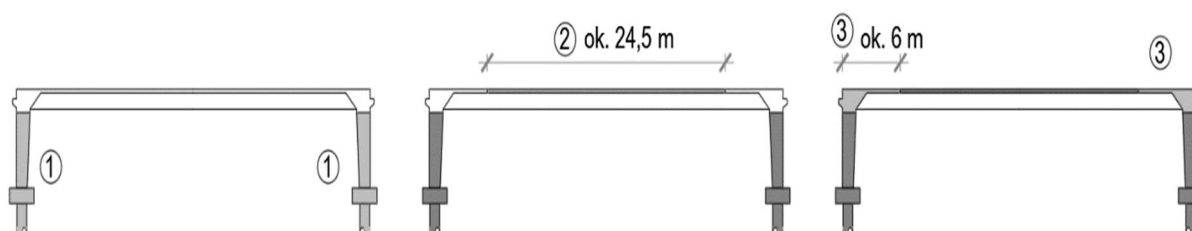
(3) Klasę ekspozycji elementów przęsła oraz fundamentów ze względu na warunki środowiskowe przyjęto według normy [14]: XC4 (dolna powierzchnia płyty), XC3 (górną powierzchnia płyty), XC2 i XA1 (ławy, pale fundamentowe). Przyjęte klasy ekspozycji były podstawą do określenia nominalnej wymaganej wielkości otulenia betonem prętów zbrojeniowych w ustroju nośnym. Dla tych klas ekspozycji otulina  $c_{nom}$  wynosi 30 i 35 mm odpowiednio dla górnej i dolnej siatki zbrojeniowej w płycie pomostu oraz 50 mm dla ławy fundamentowej i 80 mm dla pali fundamentowych.

(4) Należy zaznaczyć, że dla płyty pomostu przyjęto otuliny o minimalnych wartościach. W wielu przypadkach konieczne będzie przyjęcie wyższych klas ekspozycji (np. XD1 lub XD3), co będzie skutkowało grubszą otuliną (w przykładzie nie uwzględniano takiego przypadku).

## 6.1.3. Technologia budowy

(1) Kolejne etapy budowy obiektu obejmują:

- 1) przygotowanie platform roboczych pod pracę ciężkiego sprzętu fundamentowego,
- 2) częściowe wykonanie nasypu do obiektu mostowego, bez strefy przejściowej,
- 3) wykonanie pali CFA,
- 4) wykonanie podkładu z betonu niekonstrukcyjnego przed wykonaniem ławy fundamentowej,
- 5) wykonanie fundamentów i korpusów podpór do wysokości około 3–10 cm poniżej spodu dźwigarów stalowych,
- 6) ustawienie dźwigarów głównych w docelowej lokalizacji na tymczasowych łożyskach stalowych (tzw. stołeczkach) i/lub podlewce niskoskurczowej na uprzednio wykonanych podporach, zapewniając ich stateczność do czasu związania betonu płyty pomostu,
- 7) wykonanie szalunków dla węzłów ram i płyty pomostu (poła pomiędzy dźwigarami oraz wsporników podchodnikowych) oraz ułożenie prętów zbrojeniowych,
- 8) zabetonowanie węzła ramy oraz płytę pomostu w sposób minimalizujący przekazanie obciążeń na częściowo związany beton; w przypadku analizowanego obiektu proces betonowania można prowadzić z podziałem na strefy betonowania obejmujące fragmenty przęsłowe oraz podporowe, a do betonowania stref podporowych można przystąpić dopiero po zakończeniu układania betonu w strefach przęsłowych; przykładowy schemat betonowania przedstawiono na rys. 6.1.3.1,
- 9) zasypanie przyczółków zasypką piaskową po uzyskaniu wymaganej minimalnej wytrzymałości betonu,
- 10) montaż i ułożenie elementów wyposażenia po dojrzeniu betonu zgodnie ze sztuką budowlaną.



Rys. 6.1.3.1. Etapy betonowania konstrukcji ramowej przęsła

#### 6.1.4. Sytuacje obliczeniowe

(1) Obliczenia były wykonywane w dwóch tzw. trwałych sytuacjach obliczeniowych:

- 1) w chwili oddania obiektu do użytkowania ( $t_0$ ),
- 2) w chwili zakończenia przewidywanego okresu eksploatacji, przyjęty na 100 lat ( $t_{\infty}$ ).

(2) Obie sytuacje różniły się od siebie odmiennym poziomem wpływu reologii betonu. Nie przeprowadzono obliczeń w przypadku przejściowych sytuacji obliczeniowych (np. w stanach montażowych, sytuacjach wyjątkowych). W momencie betonowania płyty pomostu należy stosować tymczasowe stężenia dla dźwigarów głównych w celu zabezpieczenia stateczności ściskanych pasów. Po związaniu betonu tę rolę przejmuje płyta pomostu. W obliczeniach uwzględniano możliwość zwichrzenia pasa dolnego w strefie podporowej pod obciążeniami eksploatacyjnymi.

#### 6.1.5. Zakres obliczeń

(1) Obliczenia są prowadzone w konwencji rozdzielonych współczynników bezpieczeństwa według normy [9] oraz załącznika A2 do tej normy. Wymiarowanie przekrojów poprzecznych przeprowadzono według norm [15, 20, 22], odpowiednio w zakresie elementów betonowych, stalowych i zespolonych. Obliczenia przęśla rozpoczęto od wykonania modelu konstrukcji ramowej i przeprowadzenia analizy statycznej. Na podstawie sił wewnętrznych zweryfikowano warunki nośności i użyteczności w odniesieniu do poszczególnych elementów oraz ich przekrojów poprzecznych.

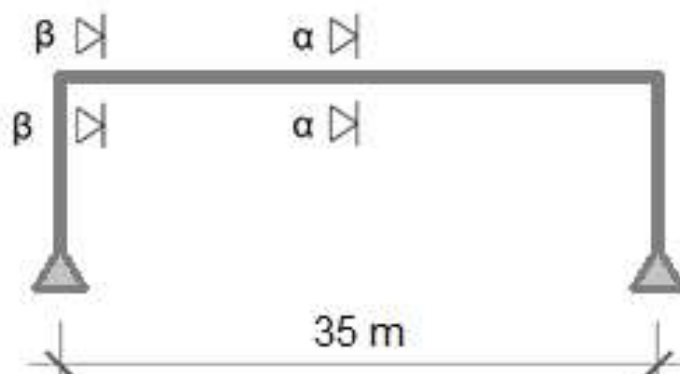
(2) Weryfikacji w zakresie nośności i użyteczności poddano charakterystyczne przekroje zespolonych dźwigarów głównych: przekrój przęsłowy i podporowy (rys. 6.1.5.1). Sprawdzone nośność przekrojów oraz nośność całego dźwigara z uwzględnieniem niestateczności globalnej (zwichrzenia). Sprawdzeniu poddano również płytę żelbetową w kierunku podłużnym i poprzecznym.

(3) Zakres sprawdzeń normowych SGN przęśla obejmował:

- 1) nośność przekrojów dźwigara zespolonego na zginanie (według rys. 6.1.5.1),
- 2) nośność dźwigara zespolonego na zwichrzenie w pobliżu zamocowania w podporze,
- 3) nośność przekrojów dźwigara zespolonego na ścinanie poprzeczne,
- 4) sprawdzenie interakcji zginania i ścinania poprzecznego,
- 5) nośność zespolenia pomiędzy dźwigarem stalowym i płytą betonową,
- 6) nośność zginanego przekroju płyty w kierunku poprzecznym,
- 7) nośność ścinanego poprzecznie przekroju płyty w kierunku poprzecznym.

(4) Zakres sprawdzeń normowych SGU przęśla obejmował:

- 1) ograniczenie naprężeń w dźwigarze zespolonym w części betonowej, stali zbrojeniowej i stali konstrukcyjnej,
- 2) ograniczenie zarysowania dźwigara zespolonego w strefie podporowej,
- 3) ograniczenie naprężeń w zginanym przekroju płyty pomostu w kierunku poprzecznym,
- 4) ograniczenie zarysowania przekrojów płyty pomostu pracującej w kierunku poprzecznym.



Rys. 6.1.5.1. Przekroje podlegające sprawdzeniu zginania

(5) W zakresie fundamentów sprawdzono w stanie granicznym nośności: wymiarowanie ławy fundamentowej, wymiarowanie pała fundamentowego, nośność pionową pała fundamentowego. W stanie granicznym użyteczności sprawdzono dla fundamentów osiadanie oraz przechył fundamentu.

(6) Obliczeniowy rozdział fundamentu mostowego należy rozpatrywać łącznie z przykładem obliczeniowym przęsła ramowego. W przykładzie obliczeniowym fundamentu mostowego większy nacisk położono na kwestie geotechniczne związane z przemieszczeniami fundamentu oraz nośnością geotechniczną pała. Wymiarowanie elementów żelbetowych powierzchniowych (ława fundamentowa) przeprowadzono w programie komputerowym, zgodnie z wymaganiami norm [14, 15], w którym wykonano model obliczeniowy fundamentu mostowego.

## 6.2. Przęsło

### 6.2.1. Zestawienie obciążeń

#### 6.2.1.1. Ciężary własne

(1) W analizie statyczno-wytrzymałościowej uwzględniono obciążenia wywołane ciężarem własnym konstrukcji i elementów wyposażenia. Obciążenia stałe od ciężaru własnego przyjęto na podstawie projektowanych wymiarów i ciężaru objętościowego zawartych w normie [15]:

- 1) elementy żelbetowe (elementy konstrukcyjne i wyposażenie) – 25 kN/m<sup>3</sup>,
- 2) elementy stalowe – 78,5 kN/m<sup>3</sup>,
- 3) woda zarobowa – 1 kN/m<sup>3</sup>,
- 4) nawierzchnia jezdni – 23 kN/m<sup>3</sup>,
- 5) izolacja bitumiczna – 14 kN/m<sup>3</sup>.

(2) Dodatkowo dla elementów nieujętych w tej normie przyjęto:

- 1) deskowanie – 1 kN/m<sup>2</sup>,
- 2) deska gzymsowa – 0,65 kN/m,
- 3) elementy bezpieczeństwa: bariera, balustrada i barieroporęcz – 1 kN/m.

(3) Zgodnie z normą [14] przewidziano zwiększenie o 40% lub zmniejszenie o 20% obciążenia pochodzącego od ciężaru warstw nawierzchni jezdni i izolacji płyty pomostu.

#### 6.2.1.2. Oddziaływania skurczu betonu

(1) Oddziaływanie skurczu betonu na konstrukcję zostało obliczone na podstawie normy [14] i zostało przyłożone w dwóch wariantach:

- 1) skurcz początkowy występujący w momencie oddania obiektu do użytkowania ( $t_0$ ),  $\epsilon_{cs,t_0}$
- 2) skurcz końcowy występujący w momencie zakończenia użytkowania obiektu ( $t_\infty$ ),  $\epsilon_{cs,inf}$ .

(2) W pierwszej kolejności obliczono odkształcenia skurczowe w momencie oddania obiektu do użytkowania ( $t_0$ ). Wiek betonu w poszczególnych elementach konstrukcji (korpusy, płyta betonowa) jest różny. Przyjęto, że w chwili  $t_0$  (dopuszczenia obiektu do użytkowania) wiek betonu w płycie pomostu wynosi 60 dni, a betonu w korpusach podpór i skrzydłach przyczółka 90 dni.

(3) Skurcz autogeniczny (samorodny)  $\epsilon_{ca}(t)$  obliczono ze wzorów (3.11)–(3.13) normy [14]:

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

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 t^{0,5}) = 1 - \exp(-0,2 \times 60^{0,5}) = 0,788,$$

$$\epsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \epsilon_{ca}(\infty) = 0,788 \times 0,05\text{‰} = 0,039\text{‰}.$$

(4) Skurcz spowodowany wysychaniem betonu  $\epsilon_{cs}(t)$  jest określony wzorem (3.9) normy [14]. Referencyjna średnia wytrzymałość na ściskanie betonu została przyjęta według załącznika B2 do normy [14]:  $f_{cm} = 10$  MPa.

(5) Współczynniki zależne od rodzaju cementu (załącznik B2 do normy [14]):  $\alpha_{ds1} = 4$ ,  $\alpha_{ds} = 0,12$ . Wilgotność rzeczywistą przyjęto równą 80% (RH = 80%), natomiast porównawczą RH<sub>0</sub> = 100% (załącznik B2 do normy [14]). Współczynnik uwzględniający wilgotność powietrza jest określony wzorem (B.12) normy [14]:

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1,55 \left[ 1 - \left( \frac{0,8}{1,0} \right)^3 \right] = 0,756.$$

(6) Nominalne odkształcenia skurczowe przy wysychaniu są określone wzorem (B.11) normy [14]:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd,0} &= 0,85 (220 + 110 \alpha_{ds1}) \exp \left( -\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \beta_{RH} \times 10^{-6} = \\ &= 0,85 (220 + 110 \times 4) \exp \left( -0,12 \times \frac{38}{10} \right) \times 0,756 \times 10^{-6} = 561 \exp(-0,456) \times 0,756 \times 10^{-6} = 0,269\text{‰}. \end{aligned}$$

(7) Pole przekroju płyty wynosi:

$$A_c = 13,36 \times 0,21 = 2,81 \text{ m}^2.$$

Cześć obwodu narażona na wysychanie ma wartość:

$$u = 2 \times (13,36 + 0,21) - 6 \times 0,3 = 25,34 \text{ m}.$$

Miarodajny wymiar przekroju  $h_0$  jest równy:

$$h_0 = \frac{2 A_c}{u} = \frac{2 \times 2,81}{25,34} = 0,22 \text{ m}.$$

(8) Współczynnik  $k_h$  przyjęto według tab. 3.3 normy [14]:  $k_h = 0,83$ . Czas wystąpienia odkształceń skurczowych przyjmuje się jako jeden dzień ( $t_s = 1$  dzień). Współczynnik  $\beta_{ds}(t, t_s)$  obliczono ze wzoru (3.10) normy [14]:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0,04 \sqrt{h_0^3}} = \frac{60 - 1}{60 - 1 + 0,04 \sqrt{220^3}} = 0,311.$$

Odształcenia skurczowe spowodowane wysychaniem są określone wzorem (3.9) normy [14]:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \varepsilon_{cd,0} = 0,311 \times 0,83 \times 0,269\text{‰} = 0,069\text{‰}.$$

(9) W konstrukcjach zespolonych stalowo-betonowych występuje jeszcze jeden rodzaj odkształceń skurczowych – skurcz termiczny związany z różnicą temperatur pomiędzy stalą a betonem. Różnica temperatury według pkt 7.4.1(6) normy PN-EN 1994-2 [22]:  $\Delta T = 20^\circ\text{C}$ . Dla takiej różnicy odkształcenia skurczowe wynoszą:

$$\varepsilon_{th} = \alpha_c \Delta T = 10 \times 10^{-6} \times 20 = 0,2\text{‰}.$$

(10) Część odkształceń od skurczu termicznego zostaje przyłożona zanim dźwigar zacznie pracować jako zespolony. W przykładzie przyjęto tylko połowę tych odkształceń, jak to zalecono w normie [53]. Skurcz termiczny służy głównie do określenia stref zarysowanych i kontroli rozwarcia rys, ale dla ograniczenia obliczeń postanowiono przyjąć go do odkształceń skurczowych w chwili oddania obiektu do użytkowania ( $t_0$ ). Podobne podejście zostało przyjęte w publikacji [50].

(11) Ostatecznie łączna wartość odkształceń skurczowych w chwili oddania obiektu do użytkowania:

$$\varepsilon_{ca}(t_0) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd}(t) + 0,5 \varepsilon_{th} = 0,039\text{‰} + 0,069\text{‰} + 0,5 \times 0,2\text{‰} = 0,208\text{‰}.$$

Dla korpusów przyczółków skurcz autogeniczny  $\varepsilon_{ca}(t)$  ma wartość:

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

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 t^{0,5}) = 1 - \exp(-0,2 \times 90^{0,5}) = 0,850,$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty) = 0,850 \times 0,05\text{‰} = 0,043\text{‰}.$$

(12) W przypadku płyty pomostu bez zmian są nominalne odkształcenia przy wysychaniu  $\varepsilon_{cd,0} = 0,269\text{‰}$ . Średnie pole przekroju korpusu wynosi:

$$A_c = 13,36 \times 0,5 \times (1,40 + 1,10) = 16,70 \text{ m}^2.$$

Cześć obwodu narażona na wysychanie przyjęto równą całkowitemu obwodowi korpusu:

$$u = 2 \times (13,36 + 0,5 \times (1,40 + 1,10)) = 29,22 \text{ m}.$$

Miarodajny wymiar przekroju  $h_0$  jest równy:



$$h_0 = \frac{2 A_c}{u} = \frac{2 \times 16,7}{29,22} = 1,143 \text{ m.}$$

(13) Współczynnik  $k_h$  określono z tab. 3.3 normy [14] ( $h_0 \geq 500 \text{ mm}$ ):  $k_h = 0,70$ . Czas wystąpienia odkształceń skurczowych przyjmuje się jako jeden dzień ( $t_s = 1 \text{ dzień}$ ). Wówczas współczynnik oblicza się ze wzoru (3.10) normy [14]:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0,04 \sqrt{h_0^3}} = \frac{90 - 1}{90 - 1 + 0,04 \sqrt{1143^3}} = 0,054.$$

Odształcenia skurczowe spowodowane wysychaniem ((3.9) normy [14]) wynoszą:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \varepsilon_{cd,0} = 0,054 \times 0,70 \times 0,269\text{‰} = 0,010\text{‰}.$$

(14) Ostatecznie łączna wartość odkształceń skurczowych w korpusie w chwili oddania obiektu do użytkowania wynosi:

$$\varepsilon_{cs}(t_0) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd}(t) = 0,043\text{‰} + 0,010\text{‰} = 0,053\text{‰}.$$

(15) W dalszej kolejności wyznaczono skurcz w skrzydłach przyczółka. Z uwagi na ten sam beton oraz wiek betonu skurcz autogeniczny będzie identyczny z tym w korpusie:  $\varepsilon_{ca}(t) = 0,043\text{‰}$ . Niezmienią również wartość nominalnych odkształceń przy wysychaniu:  $\varepsilon_{cd,0} = 0,269\text{‰}$ .

(16) Ponieważ skrzydło ma nieregularną budowę, miarodajny wymiar przekroju przyjęto jako najbardziej niekorzystny (największy dla ostrogi skrzydła). Pole przekroju ostrogi wynosi:  $A_c = 1,0 \times 0,5 = 0,50 \text{ m}^2$ , a część obwodu narażona na wysychanie ma wartość:

$$u = 2 \times (1,00 + 0,5) = 3,00 \text{ m.}$$

Miarodajny wymiar przekroju  $h_0$  jest równy:

$$h_0 = \frac{2 A_c}{u} = \frac{2 \times 0,50}{3,00} = 0,333 \text{ m.}$$

(17) Współczynnik  $k_h$  wyznaczono z tab. 3.3 normy [14]:  $k_h = 0,74$ . Czas wystąpienia odkształceń skurczowych przyjmuje się jako jeden dzień ( $t_s = 1 \text{ dzień}$ ). Wówczas współczynnik ten oblicza się ze wzoru (3.10) normy [14]:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0,04 \sqrt{h_0^3}} = \frac{90 - 1}{90 - 1 + 0,04 \sqrt{333^3}} = 0,268.$$

Odształcenia skurczowe spowodowane wysychaniem obliczono ze wzoru (3.9) normy [14]:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \varepsilon_{cd,0} = 0,268 \times 0,74 \times 0,269\text{‰} = 0,053\text{‰}.$$

(18) Ostatecznie łączna wartość odkształceń skurczowych w skrzydłach w chwili oddania obiektu do użytkowania wynosi:

$$\varepsilon_{cs}(t_0) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd}(t) = 0,043\text{‰} + 0,053\text{‰} = 0,096\text{‰}.$$

Odształcenia skurczowe w chwili oddania obiektu do użytkowania zestawiono w tab. 6.2.1.2.1.

**Tab. 6.2.1.2.1. Odształcenia skurczowe w chwili oddania obiektu do użytkowania ( $t_0$ )**

Element	Składowe odkształceń skurczowych			Sumaryczne odkształcenia skurczowe $\varepsilon_{cs}(t_0)$
	autogeniczny (samorodny) $\varepsilon_{ca}(t_0)$	spowodowany wysychaniem betonu $\varepsilon_{cd}(t_0)$	skurcz termiczny (konstrukcje zespolone) $\varepsilon_{th}(t_0)$	
	[%]	[%]	[%]	
Płyta pomostu	0,039‰	0,069	0,100	0,208
Korpus	0,043‰	0,010	-	0,053
Skrzydła	0,043‰	0,053	-	0,096

(19) Analogicznie wyznaczono odkształcenia skurczowe po okresie użytkowania obiektu ( $t_{\infty}$ ). W przypadku  $t = \infty$  współczynnik  $\beta_{as}(t) = 1$  dla wszystkich elementów ma wartość:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \varepsilon_{ca}(\infty) = 0,05\text{‰}.$$

(20) W przypadku  $t = \infty$  traci również znaczenie współczynnik  $\beta$  dla odkształceń spowodowanych wysychaniem, wówczas wyrażenie (3.9) normy [14] upraszcza się do postaci:

1) dla płyty pomostu

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = \beta_{ds}(\infty) k_h \varepsilon_{cd,0} = 1,0 \times 0,83 \times 0,269\text{‰} = 0,223\text{‰},$$

2) dla korpusu

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(\infty) k_h \varepsilon_{cd,0} = 1,0 \times 0,70 \times 0,269\text{‰} = 0,188\text{‰},$$

3) dla skrzydeł

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(\infty) k_h \varepsilon_{cd,0} = 1,0 \times 0,74 \times 0,269\text{‰} = 0,199\text{‰}.$$

(21) Łączna wartość skurczu w płycie pomostu w momencie zakończenia użytkowania obiektu wynosi:

1) dla płyty pomostu

$$\varepsilon_{cs,inf} = \varepsilon_{ca}(\infty) + \varepsilon_{cd}(\infty) = 0,050\text{‰} + 0,223\text{‰} = 0,273\text{‰},$$

2) dla korpusów

$$\varepsilon_{cs,inf} = \varepsilon_{ca}(\infty) + \varepsilon_{cd}(\infty) = 0,050\text{‰} + 0,188\text{‰} = 0,238\text{‰},$$

3) dla skrzydeł

$$\varepsilon_{cs,inf} = \varepsilon_{ca}(\infty) + \varepsilon_{cd}(\infty) = 0,050\text{‰} + 0,199\text{‰} = 0,249\text{‰}.$$

(22) W modelu numerycznym odkształcenia skurczowe ( $\varepsilon_{cd}(t_0) = 0,208\text{‰}$ ,  $\varepsilon_{cd}(t_n) = 0,273\text{‰}$ ) zostały zamodelowane jako zastępcze oddziaływanie zmianą temperatury dla niezarysowanych elementów betonowych. Wartości zastępczej zmiany temperatury wyznaczano dla współczynnika rozszerzalności termicznej betonu równego  $\alpha_T = 10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ . Uzyskane wartości zestawiono w tab.6.2.1.2.2.

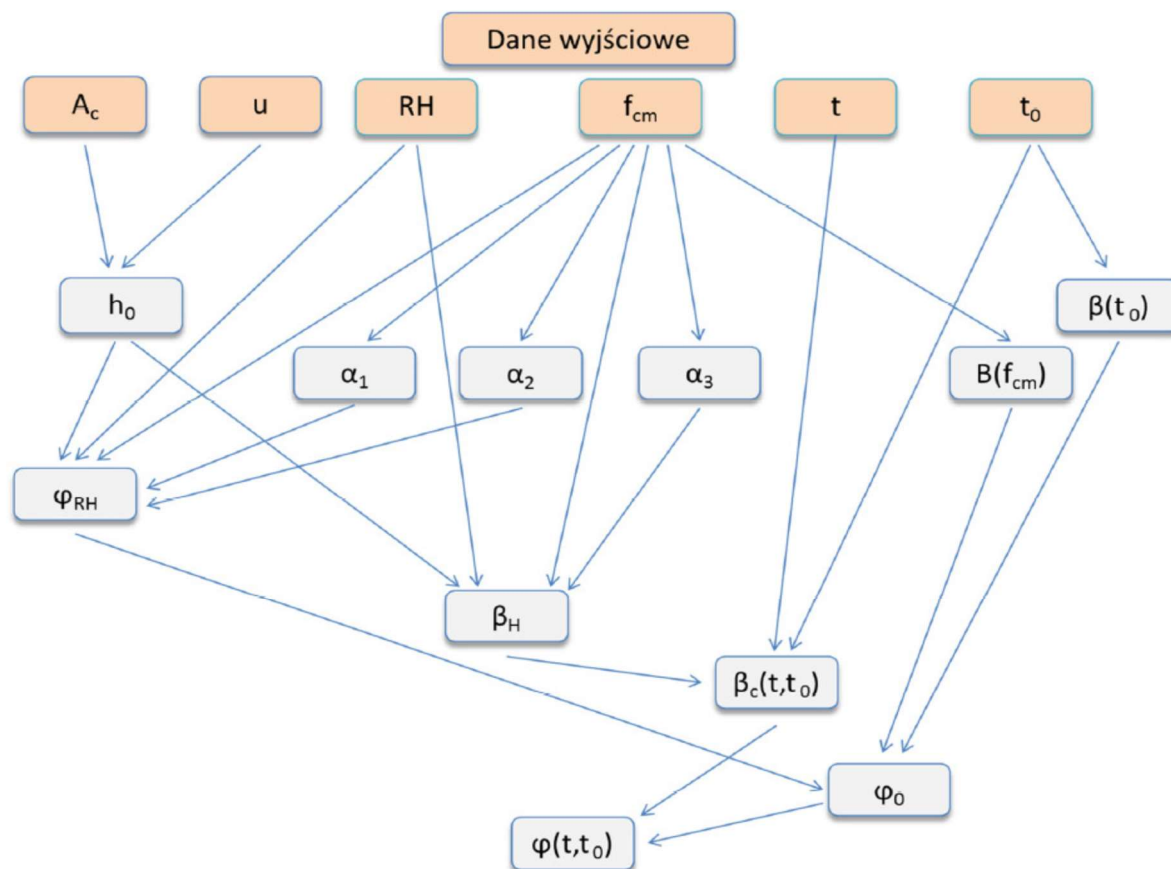
**Tab. 6.2.1.2.2. Wartości końcowych odkształceń skurczowych i temperatur zastępczych**

Element	Sytuacja obliczeniowa			
	oddanie dla użytkowania ( $t = t_0$ )		koniec eksploatacji ( $t = \infty$ )	
	odkształcenia skurczowe	temperatura zastępcza	odkształcenia skurczowe	temperatura zastępcza
	[‰]	[°C]	[‰]	[°C]
Płyta pomostu	0,208	-20,8	0,273	-27,3
Korpus	0,053	-5,3	0,238	-23,8
Skrzydło	0,096	-9,6	0,249	-24,9

### 6.2.1.3. Oddziaływanie pełzania betonu

(1) Oddziaływaniem związanym z reologią betonu jest jego pełzanie pod obciążeniem długotrwałym. Procedura obliczeniowa dla efektu jest podana w normach [14, 22]. Schemat blokowy procedury wyznaczenia współczynnika pełzania pokazano na rys. 6.2.1.3.1.





Rys. 6.2.1.3.1. Schemat blokowy procedury wyznaczenia współczynnika pełzania

(2) W pierwszej kolejności obliczono współczynniki zależne od klasy betonu według wzorów (B.8c) normy [14]:

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,7} = \left(\frac{35}{38}\right)^{0,7} = 0,944,$$

$$\alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,2} = \left(\frac{35}{38}\right)^{0,2} = 0,984,$$

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,5} = \left(\frac{35}{38}\right)^{0,5} = 0,960.$$

(3) Współczynnik zależny od wilgotności jest określony wzorem (B.3a) normy [14] (dla  $f_{cm} = 38$  MPa > 35 MPa) i wynosi:

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1\right) \alpha_2 = \left(1 + \frac{1 - \frac{80}{100}}{0,1 \sqrt[3]{220}} \times 0,944\right) \times 0,984 = 1,29.$$

(4) Współczynnik  $\beta_H$  wyznaczono ze wzoru (B.8b) normy [14] (dla  $f_{cm} = 38$  MPa > 35 MPa):

$$\beta_H = 1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \alpha_3 = 1,5 [1 + (0,012 \times 80)^{18}] \times 220 + 250 \times 0,960 = 728,$$

$$\beta_H = 728 < 1500 \alpha_3 = 1500 \times 0,960 = 1440,$$

a współczynnik  $\beta(f_{cm})$  jest określony wzorem (B.4) z normy [14]:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{38}} = 2,73.$$

(5) Wiek betonu  $t_0$  w chwili obciążenia ciężarem wyposażenia jest różny w zależności od rodzaju elementu i dla płyty pomostu wynosi  $t = 30$  dni, a dla korpusów i skrzydeł  $t = 60$  dni.

(6) Celem ujednoczenia jako obciążenie wyposażeniem traktowano również obciążenie parciem zasypki, ponieważ czas jej wykonania jest zbliżony do momentu montażu elementów wyposażenia. Dla takich założeń współczynnik  $\beta(t_0)$  określony wzorem (B.5) z normy [14] dla obciążenia wyposażeniem (indeksy „w” w dalszej części obliczeń) przyjmuje wartość:

1) dla płyty pomostu

$$\beta(t_0)_w = \frac{1}{0,1+t_0^{0,2}} = \frac{1}{0,1+30^{0,2}} = 0,482,$$

2) dla podpór

$$\beta(t_0)_w = \frac{1}{0,1+t_0^{0,2}} = \frac{1}{0,1+60^{0,2}} = 0,422.$$

(7) Wiek betonu w chwili rozpoczęcia oddziaływań skurczowych (indeksy „s” w dalszej części obliczeń) przyjęto równy 1 dzień. Współczynnik  $\beta(t_0)_s$  wynosi:

$$\beta(t_0)_s = \frac{1}{0,1+t_0^{0,2}} = \frac{1}{0,1+1^{0,2}} = 0,91.$$

(8) W przypadku prowadzenia dokładniejszych obliczeń możliwe jest doprecyzowanie warunków, w których będzie dojrzewał beton. Możliwe jest uwzględnienie temperatury, w której beton dojrzewa za pomocą wzoru (B.10) normy [14] (w przykładzie pominięto).

(9) Podstawowy współczynnik pełzania obliczono ze wzoru (B.2) normy [14]:

1) dla płyty pomostu od obciążenia wyposażeniem

$$\varphi_{0,w} = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0)_w = 1,29 \times 2,73 \times 0,482 = 1,697,$$

2) a dla podpór od obciążenia wyposażeniem

$$\varphi_{0,w} = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0)_w = 1,29 \times 2,73 \times 0,422 = 1,486,$$

3) a dla wszystkich elementów od oddziaływania skurczu

$$\varphi_{0,s} = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0)_s = 1,29 \times 2,73 \times 0,91 = 3,205.$$

(10) W chwili oddania obiektu do użytkowania  $t_0$  wiek betonu dla podpór będzie wynosił 90 dni, a dla płyty pomostu 60 dni. Okres trwania obciążenia ( $t - t_0$ ) ciężarem wyposażenia jest równy dla obu elementów – podpór i przęśła, i wynosi 30 dni. Wówczas współczynnik  $\beta_c$  uwzględniający czas trwania obciążenia przyjmie wartość:

$$\beta_c(t, t_0)_w = \left[ \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} = \left[ \frac{30}{728 + 30} \right]^{0,3} = 0,380.$$

Różne natomiast będą okresy trwania skurczu ( $t - t_0$ ). Dla podpór ta wartość wyniesie 89 dni, a dla płyty pomostu 59. Wówczas współczynniki  $\beta_c$  uwzględniający te okresy przyjmą wartości:

1) dla podpór

$$\beta_c(t, t_0)_{s,pod} = \left[ \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} = \left[ \frac{89}{728 + 89} \right]^{0,3} = 0,514,$$

2) dla płyty pomostu

$$\beta_c(t, t_0)_{s,prz} = \left[ \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} = \left[ \frac{59}{728 + 59} \right]^{0,3} = 0,460.$$

(11) Ostatecznie współczynnik pełzania  $\varphi(t, t_0)$  w momencie oddania obiektu do użytkowania  $t_0$  określony wzorem (B.1) normy [14] od obciążenia ciężarem wyposażenia wynosi:

1) dla podpór

$$\varphi(t, t_0)_w = \varphi_{0,w} \beta_c(t, t_0)_w = 1,486 \times 0,380 = 0,565,$$

2) dla płyty pomostu

$$\varphi(t, t_0)_w = \varphi_{0,w} \beta_c(t, t_0)_w = 1,697 \times 0,380 = 0,645.$$

Wartości współczynnika pełzania od oddziaływania skurczu wynoszą odpowiednio:

1) dla podpór

$$\varphi(t, t_0)_w = \varphi_{0,w} \beta_c(t, t_0)_w = 3,205 \times 0,514 = 1,647,$$

2) płyty pomostu

$$\varphi(t, t_0)_w = \varphi_{0,w} \beta_c(t, t_0)_w = 3,205 \times 0,460 = 1,474.$$

(12) Na zakończeniu użytkowania obiektu  $t_\infty$  współczynniki związane z rozwojem pełzania w czasie  $\beta_c$  określone wzorem (B.7) normy [14] są równe jedności 1,0 ( $t \approx \infty$ ). Dla chwili  $t_\infty$  współczynniki pełzania od obciążenia ciężarem wyposażenia wynoszą:

1) dla podpór

$$\varphi(t, t_0)_w = \varphi_{0,w} \beta_c(t, t_0)_w = 1,486 \times 1,0 = 1,486,$$

2) dla płyty pomostu  
 $\varphi(t, t_0)_w = \varphi_{0,w} \beta_c(t, t_0)_w = 1,697 \times 1,0 = 1,697.$

(13) Analogicznie wartości współczynnika pełzania od oddziaływania skurczu wynoszą:

1) dla podpór  
 $\varphi(t, t_0)_s = \varphi_{0,s} \beta_c(t, t_0)_s = 3,205 \times 1,0 = 3,205,$

2) dla płyty pomostu  
 $\varphi(t, t_0)_s = \varphi_{0,s} \beta_c(t, t_0)_s = 3,205 \times 1,0 = 3,205.$

(13) Podstawowy stosunek modułów sprężystości stali i betonu według normy PN-EN 1994-2 [22], pkt 5.4.2.2(2) wynosi:

$$n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{210}{32} = 6,56.$$

(14) Długotrwały charakter obciążenia uwzględnia się za pomocą mnożników  $\psi$ , których wartości zostały podane w pkt 5.4.2.2(2) normy [22] odpowiednio dla ciężaru wyposażenia  $\psi_{L,w} = 1,1$  oraz oddziaływania skurczu  $\psi_{L,s} = 0,55$ .

(15) Ostatecznie zmodyfikowany na skutek pełzania stosunek modułów stali i betonu  $n_L$  jest określony wzorem (5.6) normy [22]. W chwili oddania obiektu do użytkowania ( $t_0$ ) dla obciążenia wyposażeniem wynosi odpowiednio:

1) dla podpór  
 $n_{L,w} = n_0 (1 + \psi_{L,w} \varphi_w) = 6,56 \times (1 + 1,1 \times 0,565) = 10,64,$

2) dla płyty pomostu  
 $n_{L,w} = n_0 (1 + \psi_{L,w} \varphi_w) = 6,56 \times (1 + 1,1 \times 0,645) = 11,21.$

(16) Stosunek modułów stali i betonu  $n_L$  dla oddziaływania skurczu jest równy:

1) dla podpór  
 $n_{L,s} = n_0 (1 + \psi_{L,w} \varphi_w) = 6,56 \times (1 + 0,55 \times 1,647) = 12,50,$

2) dla płyty pomostu  
 $n_{L,s} = n_0 (1 + \psi_{L,w} \varphi_w) = 6,56 \times (1 + 0,55 \times 1,474) = 11,88.$

(16) W momencie zakończenia użytkowania obiektu  $t_\infty$  stosunki modułów  $n$  na skutek pełzania betonu od obciążenia wyposażeniem ulegną zwiększeniu do wartości:

1) dla podpór  
 $n_{L,w} = n_0 (1 + \psi_{L,w} \varphi_w) = 6,56 \times (1 + 1,1 \times 1,486) = 17,28,$

2) dla płyty pomostu:  
 $n_{L,w} = n_0 (1 + \psi_{L,w} \varphi_w) = 6,56 \times (1 + 1,1 \times 1,697) = 18,81.$

(17) Stosunek modułów stali i betonu  $n_L$  dla oddziaływania skurczu wynoszą:

1) dla podpór  
 $n_{L,w} = n_0 (1 + \psi_{L,w} \varphi_w) = 6,56 \times (1 + 0,55 \times 3,205) = 18,12,$

2) dla płyty pomostu  
 $n_{L,w} = n_0 (1 + \psi_{L,w} \varphi_w) = 6,56 \times (1 + 0,55 \times 3,205) = 18,12.$

(18) W modelu numerycznym wygodnym sposobem uwzględniania pełzania jest obniżenie sztywności elementów betonowych. Redukcji podlega sztywność osiowa w kierunku podłużnym ( $E_a$ ) tych elementów. Współczynnik redukcyjny  $k$  wyznaczono z prostej zależności, wykorzystując efektywny moduł sprężystości betonu z uwzględnieniem pełzania  $E_{b,eff}$ :

$$n_{L,w} = \frac{E_a}{E_{b,eff}}$$

$$k = \frac{E_{b,eff}}{E_b} = \frac{E_a}{E_b n_{L,w}} = \frac{n_0}{n_{L,w}}.$$

Po zastosowaniu powyższego warunku współczynniki  $k$  dla redukcji sztywności niezarysowanych elementów betonowych na kierunku podłużnym zestawiono w tab. 6.2.1.3.1.

**Tab. 6.2.1.3.1. Wartości stosunków modułów stali i betonu oraz współczynników redukcyjnych**

Element	Obciążenie/ oddziaływanie	Trwała sytuacja obliczeniowa			
		oddanie obiektu do eksploatacji		zakończenie okresu eksploatacji	
		stosunek $n_L$	współczynnik $k$	stosunek $n_L$	współczynnik $k$
Podpory	wyposażenie	10,64	0,617	17,28	0,380
	skurcz betonu	12,50	0,525	18,12	0,362
Przęsło	wyposażenie	11,21	0,585	18,81	0,349
	skurcz betonu	11,88	0,552	18,12	0,362

#### 6.2.1.4. Parcie od ciężaru zasyпки

(1) Zaprojektowano zasypkę z piasku średniego o ciężarze objętościowym  $18,5 \text{ kN/m}^3$  i kącie tarcia wewnętrznego  $\phi_n = 35^\circ$ . Wysokość ściany przyczółka  $h$  wynosi  $6,5 \text{ m}$  (rys. 6..1.1).

Według normy [23] w gruntach normalnie skonsolidowanych parcie spoczynkowe może być przyjmowane, gdy przemieszczenie utrzymującej go ściany jest mniejsze niż  $5 \times 10^{-4} h$  (pkt 9.5.2.(2) normy [23]):

$$v_{0,max} = 5 \times 10^{-4} h = 5 \times 10^{-4} \times 6500 = 3,25 \text{ mm.}$$

(2) Współczynnik prekonsolidacji  $OCR = 1$ . Wartość współczynnika parcia spoczynkowego  $K_0$  jest określona wzorem (9.1) z normy [23]:

$$K_0 = (1 - \sin(\phi_n)) \times \sqrt{OCR} = (1 - \sin(35)) \times \sqrt{1} = 0,426.$$

Przyjmując ciśnienie wody w porach gruntu  $u = 0$  oraz pomijając spójność ( $C_u = 0$ ), parcie spoczynkowe od ciężaru gruntu (bez obciążenia naziomu  $q = 0$ ) można zapisać w postaci:

$$\sigma_0(z) = K_0 (\gamma z + q - u) + u = K_0 \gamma z.$$

(3) Parcie czynne jest uzależnione od możliwości przemieszczenia korpusu przyczółka w stronę przeszkody. W analizowanym układzie konstrukcyjnym najbliższym schematem jest przemieszczenie liniowe – schemat „a” z tab. C.1 normy [23]. Dla zagęszczonych gruntów niespoistych stosunek przemieszczenia poziomego szczytu korpusu do jego wysokości wynosi  $0,1\text{--}0,2\%$ :

$$v_{a,min} = 10 \times 10^{-4} h = 10 \times 10^{-4} \times 6500 = 6,5 \text{ mm,}$$

$$v_{a,max} = 20 \times 10^{-4} h = 20 \times 10^{-4} \times 6500 = 13 \text{ mm.}$$

Współczynnik parcia czynnego na podstawie rys. C.1.1 normy [23] (przyjmując kąt  $\delta = 0$ ):  $K_a = 0,255$ . Pomijając spójność ( $C_u = 0$ ), parcie czynne od ciężaru gruntu (bez obciążenia naziomu  $q = 0$ ) można zapisać według wzoru (C.1) normy [23]:

$$\sigma_a(z) = K_a (\gamma z + q - u) - 2 c \sqrt{K_a} = K_a \gamma z.$$

(4) Dla przemieszczenia w kierunku do gruntu przyjęto schemat „a” z tab. C.2 normy [23]. W przypadku zagęszczonych gruntów niespoistych stosunek przemieszczenia poziomego szczytu korpusu do jego wysokości wynosi  $5\text{--}10\%$ . Połowa parcia biernego jest mobilizowana w zakresie  $1,1\text{--}2,0\%$ . Ostatecznie przemieszczenia dla pełnego odporu gruntu ( $\sigma_p$ ) wynoszą:

$$v_{p,min} = 5 \times 10^{-2} h = 5 \times 10^{-2} \times 6500 = 250 \text{ mm,}$$

$$v_{p,max} = 10 \times 10^{-2} h = 10 \times 10^{-2} \times 6500 = 650 \text{ mm,}$$

a dla połowy maksymalnego odporu gruntu ( $0,5\sigma_p$ ):

$$v_{0,5p,min} = 1,1 \times 10^{-2} h = 1,1 \times 10^{-2} \times 6500 = 71,5 \text{ mm,}$$

$$v_{0,5p,max} = 2 \times 10^{-2} h = 2 \times 10^{-2} \times 6500 = 130 \text{ mm.}$$

(5) Współczynnik odporu granicznego na podstawie rys. C.2.1 normy [23] dla płaskiego naziomu (kąta  $\delta = 0$ ) dla odporu granicznego wynosi:  $K_p = 3,5$ , a dla połowy odporu granicznego:

$$K_{0,5p} = 0,5K_p = 0,5 \times 3,5 = 1,75.$$

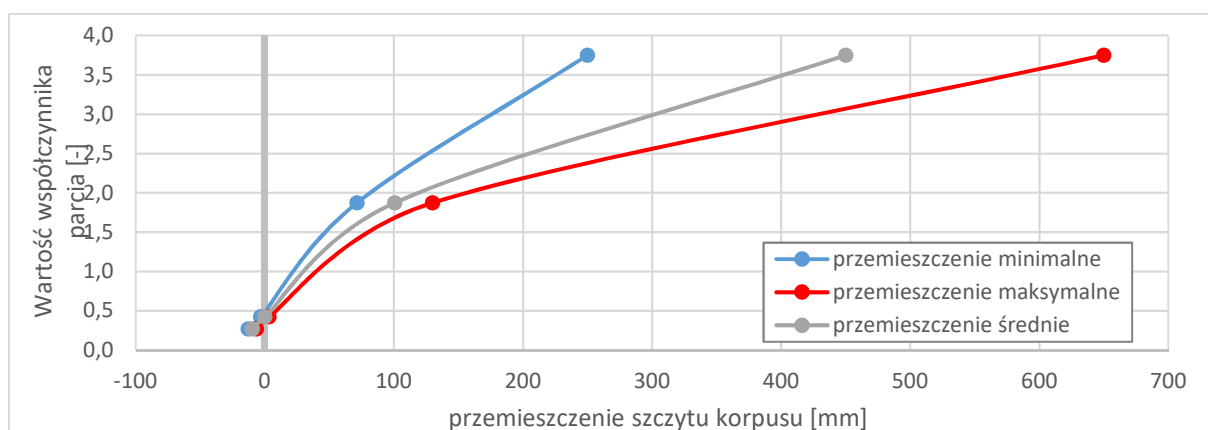
(6) Po pominięciu spójności ( $c = 0$ ), parcie bierne od gruntu (bez obciążenia naziomu  $q = 0$ ) można zapisać, korzystając ze wzoru (C.2) normy [23] w postaci:

$$\sigma_p(z) = K_p (\gamma z + q) + 2 c \sqrt{K_p} = K_p \gamma z.$$

Otrzymane wartości współczynników parcia zestawiono w tab. 6.2.1.4.1, natomiast graficzną postać uzyskanych wykresów przedstawiono na rys. 6.2.1.4.1.

Tab. 6.2.1.4.1. Uzyskane wartości współczynników parcia

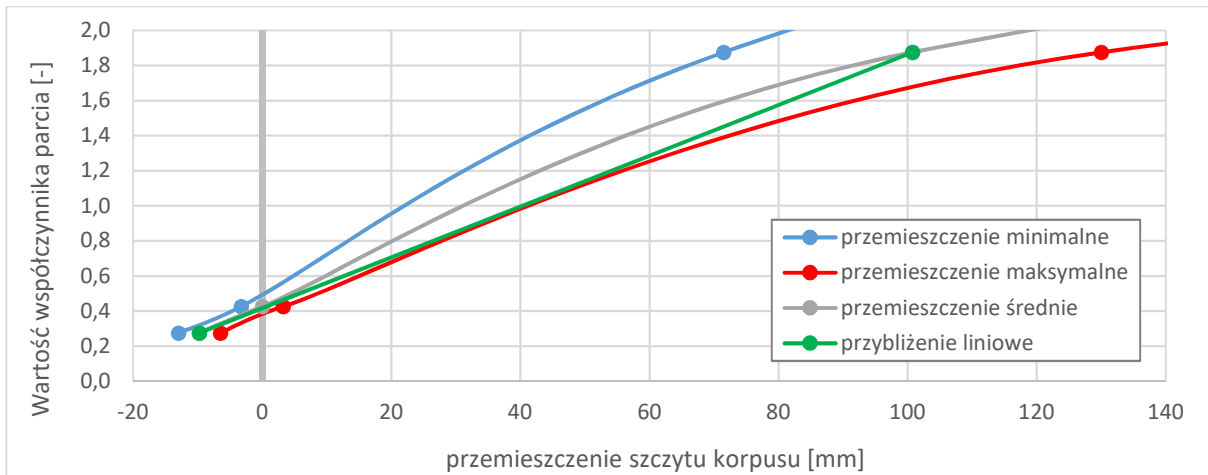
Charakter parcia (symbol)		Przeszczenie wyzwalające parcie			Kierunek przeszczenia korpusu	Współczynnik parcia
		$v_{min}$	$v_{maks}$	$v_{sr}$		
		[mm]	[mm]	[mm]		
Parcie czynne	$\sigma_a$	-13,00	-6,50	-10,5	„od gruntu”	$K_a = 0,275$
Parcie spoczynkowe	$\sigma_o$	-3,25	3,25	0	„od gruntu” „do gruntu”	$K_o = 0,426$
Półowa odporu granicznego	$\sigma_{0,sp}$	71,50	130,00	108,5	„do gruntu”	$K_{0,sp} = 1,875$ (3,75 / 2)
Odpór graniczny	$\sigma_p$	250,00	600,00	525	„do gruntu”	$K_p = 3,75$



Rys. 6.2.1.4.1. Wykres współczynnika parcia na podstawie przeszczenia szczytu korpusu

(7) Wartości pośrednie odporu gruntu pomiędzy parciem spoczynkowym a odporem granicznym określono na podstawie rys. C.3 normy [23], pkt C. C1(7). Na rysunku można zauważyć, że parcie bierne zwiększa się liniowo aż do przeszczenia odpowiadającego około 1/5 przeszczeń wywołujących odpór graniczny. Innymi słowy, w zakresie  $v_o - v_{0,sp}$  można stosować interpolację liniową. Jest to zakres wystarczający do analizy parcia dla tego rodzaju konstrukcji.

Funkcje z rys. 6.2.1.4.1 przybliżono liniowo, tak jak to przedstawiono na rys. 6.2.1.4.2 (dla przeszczeń średnich). Wykres na rys. 6.2.1.4.1 pokazuje zależność między współczynnikiem parcia (obciążeniem poziomym) a przeszczeniem korpusu. Wartość obciążenia poziomego jest liniowo zależna od przeszczenia poziomego korpusu.



Rys. 6.2.1.4.2. Liniowa interpolacja wartości współczynnika parcia dla analizowanego zakresu przemieszczeń szczytu korpusu

(8) Przemieszczenie korpusu na skutek działania sił zewnętrznych będzie powodowało zwiększenie lub zmniejszenie wartości obciążeń pochodzących od parcia gruntu. W tym miejscu należy podkreślić, że dalszy tryb postępowania nie jest już determinowany zapisami normowymi, ale zależy od doświadczenia i wiedzy projektanta.

(9) Często stosowane jest łączenie w pary obciążeń ogrzania konstrukcji i parcia biernego oraz oziębienia konstrukcji i parcia czynnego. Takie podejście powoduje, że kombinatoryka jest bardziej złożona, a wartość parcia gruntu zazwyczaj nie uwzględnia przemieszczeń poziomych korpusu od innych rodzajów obciążeń, z wyjątkiem oddziaływania termicznego.

(10) W dalszej części przykładu założono, że model obliczeniowy został obciążony jedynie parciem spoczynkowym ( $\sigma_0$ ), natomiast efekt zmniejszania bądź zwiększania się parcia na skutek przemieszczeń korpusów jest uwzględniany za pomocą dodatkowych elementów sprężystych (rys. 6.2.1.4.3b). Ich sztywność będzie przeciwdziałała obciążeniom zewnętrznym, podobnie jak mobilizacja parcia biernego lub czynnego. W modelu obliczeniowym konserwatywnie pominięto sztywność poziomą samej zasyпки.

(11) W zastosowanym podejściu (rys. 6.2.1.4.3ab) istotne jest poprawne określenie sztywności elementów sprężystych  $k_0$ . Sztywność tę wyznaczono z tangensa nachylenia interpolującego wykresu na rys. 6.2.1.4.3.

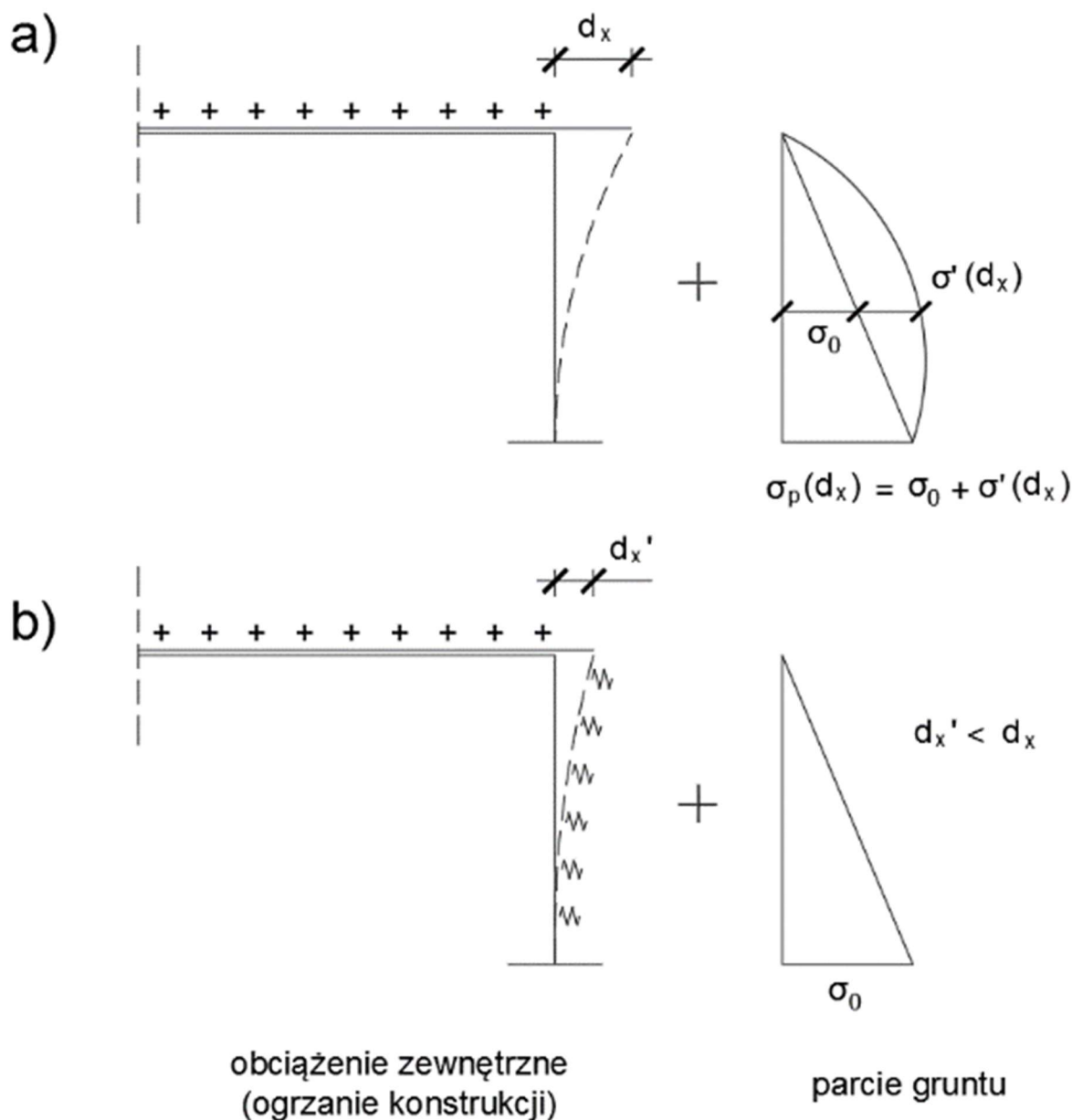
$$k_0 = \frac{0,5 \sigma_p - \sigma_a}{v_{0,5p,sr} - v_{a,sr}} = \frac{(K_{0,5p} - K_a) \gamma z}{v_{0,5p,sr} - v_{a,sr}} = \frac{(1,875 - 0,275) \times 18,5 \times z}{0,1085 - (-0,0105)} = 248,7 z \frac{\text{kN}}{\text{m}^4}.$$

$$k_0 = \frac{0,5 \sigma_p - \sigma_a}{v_{0,5p,sr} - v_{a,sr}} = \frac{(K_{0,5p} - K_a) \gamma z}{v_{0,5p,sr} - v_{a,sr}} = \frac{(1,875 - 0,275) \times 18,5 \times z}{0,1085 - (-0,0105)} = 248,7 z \frac{\text{kN}}{\text{m}^4}.$$

Dla poziomu  $z = h = 6,5 \text{ m}$  sztywność  $k_0$  osiąga wartość maksymalną (rys. 6.2.1.4.4), wynoszącą:

$$k_0 = 248,7 z \frac{\text{kN}}{\text{m}^4} = 1616,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}.$$





Rys. 6.2.1.4.3. Alternatywne sposoby uwzględniania parcia i jego zmienności na skutek przemieszczeń korpusów od obciążeń zewnętrznych (opis w tekście)

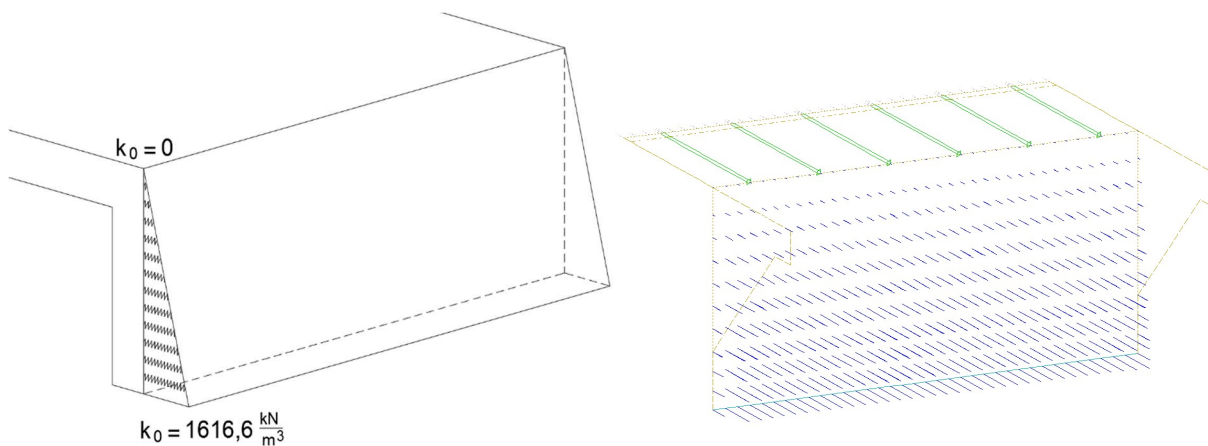
(11) W zastosowanym podejściu istotne jest poprawne określenie sztywności elementów sprężystych  $k_0$ . Sztywność tę wyznaczono z tangensa nachylenia interpolującego wykresu na rys. 6.2.1.4.2:

$$k_0 = \frac{0,5 \sigma_p - \sigma_a}{v_{0,5p,sr} - v_{a,sr}} = \frac{(K_{0,5p} - K_a) \gamma z}{v_{0,5p,sr} - v_{a,sr}} = \frac{(1,875 - 0,275) \times 18,5 \times z}{0,1085 - (-0,0105)} = 248,7 z \frac{\text{kN}}{\text{m}^4}$$

$$k_0 = \frac{0,5 \sigma_p - \sigma_a}{v_{0,5p,sr} - v_{a,sr}} = \frac{(K_{0,5p} - K_a) \gamma z}{v_{0,5p,sr} - v_{a,sr}} = \frac{(1,875 - 0,275) \times 18,5 \times z}{0,1085 - (-0,0105)} = 248,7 z \frac{\text{kN}}{\text{m}^4}$$

Dla poziomu  $z = h = 6,5$  m sztywność  $k_0$  osiąga wartość maksymalną (rys. 6.2.1.4.4) wynoszącą:

$$k_0 = 248,7 z \frac{\text{kN}}{\text{m}^4} = 1616,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$



Rys. 6.2.1.4.4. Elementy sprężyste odwzorowujące zmianę wartości parcia na skutek przemieszczeń korpusu: schemat (po lewej) i wizualizacja z modelu numerycznego (po prawej)

### 6.2.1.5. Obciążenia eksploatacyjne

(1) Zmienne obciążenia użytkowe (eksploatacyjne) było modelowane za pomocą schematów obciążeń w ramach grup 1a, 1b i 2 zgodnie z normą [13]. W przypadku modeli obciążeń ruchomych LM1 i LM2 przyjęto współczynniki dostosowawcze według przepisów techniczno-budowlanych, zestawione w tab. 6.2.1.5.1.

Tab. 6.2.1.5.1. Współczynniki dostosowawcze  $\alpha$  i  $\beta$  dla obciążeń LM1 i LM2

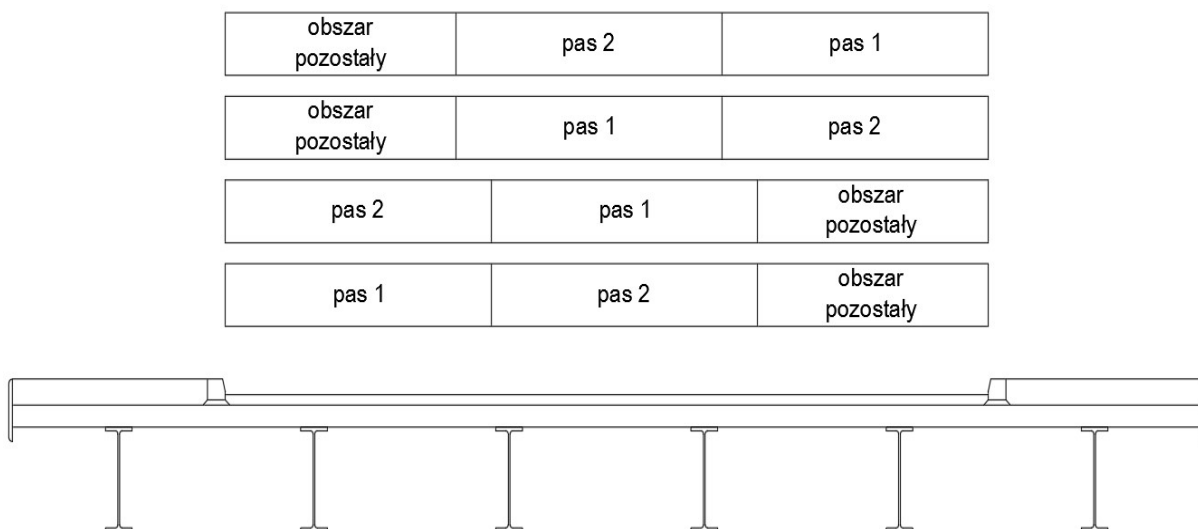
Współczynnik dostosowawczy			
$\alpha_{oi} = \beta_{oi}$	$\alpha_{q1}$	$\alpha_{q2}$	$\alpha_{gr}$
1,0	1,33	2,40	1,20

(2) Na chodnikach uwzględniano kombinacyjną wartość obciążenia tłumem wynoszącą 3 kN/m<sup>2</sup>. W obliczeniach ujęto również obciążenia poziome związane z hamowaniem i przyspieszaniem taboru znajdującego się na prześle. Jednocześnie uwzględniono występowania sił poziomych i pionowych na jezdni i chodnikach zgodnie z normą [13], dla grupy obciążenia gr1a i gr2.

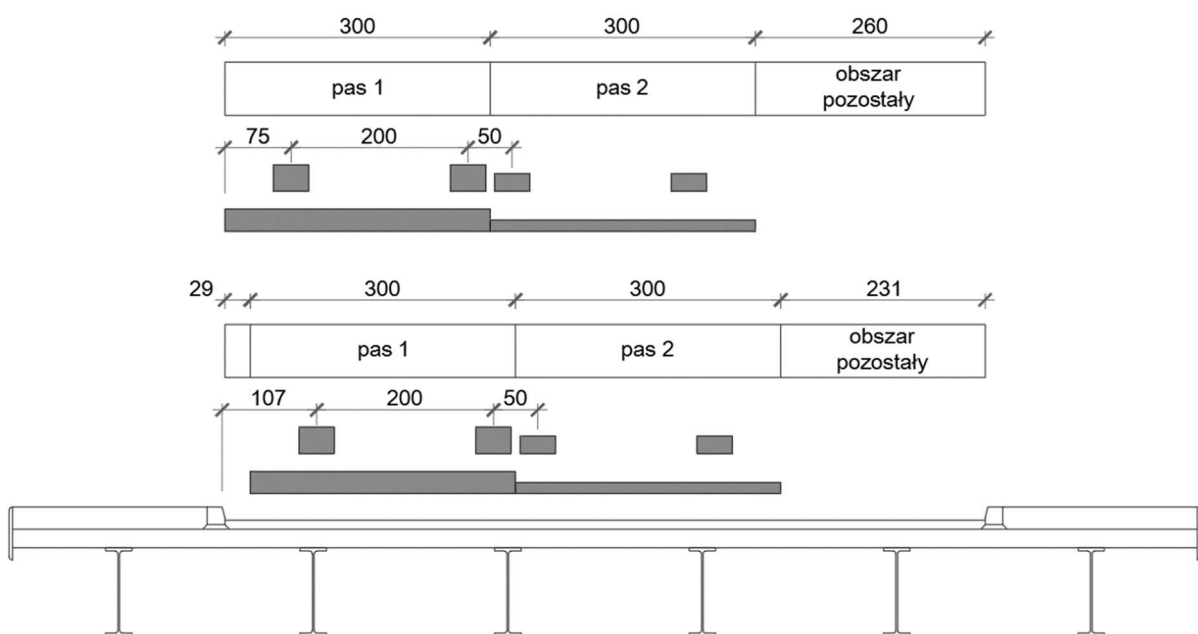
(3) Wartości obciążenia TS i UDL wchodzących w skład modelu LM1 zależą od położenia trzymetrowego pasa umownego o odpowiedniej numeracji. W celu ustalenia maksymalnych wartości obciążeń przypadających na poszczególne dźwigary obciążenie modelem LM1 było ustawiane w czterech wariantach w przekroju poprzecznym (rozpoczynając od lewego krawężnika (rys. 6.2.1.5.1):

- 1) pas nr 1, pas nr 2, obszar pozostały,
- 2) pas nr 2, pas nr 1, obszar pozostały,
- 3) obszar pozostały, pas nr 2, pas nr 1,
- 4) obszar pozostały, pas nr 1, pas nr 2.

(4) Zgodnie z zapisami normy [13] w celu przeprowadzenia analizy statycznej płyty pomostu w kierunku poprzecznym w modelu LM1 uwzględniono możliwość zbliżenia tandemów na sąsiednich pasach do 0,50 m. Wówczas obciążenie UDL przyłożono tylko na pasach umownych, bez obszaru pozostałego. W analizowanym przykładzie na szerokości przekroju poprzecznego taki układ ustawiono 10 razy. Kolejne ustawienia na szerokości były przesunięte względem siebie o 29 cm, co wynika z symetrii przekroju poprzecznego oraz szerokości jezdni. Dwa pierwsze ustawienia obciążenia przedstawiono poglądowo na rys. 6.2.1.5.1.



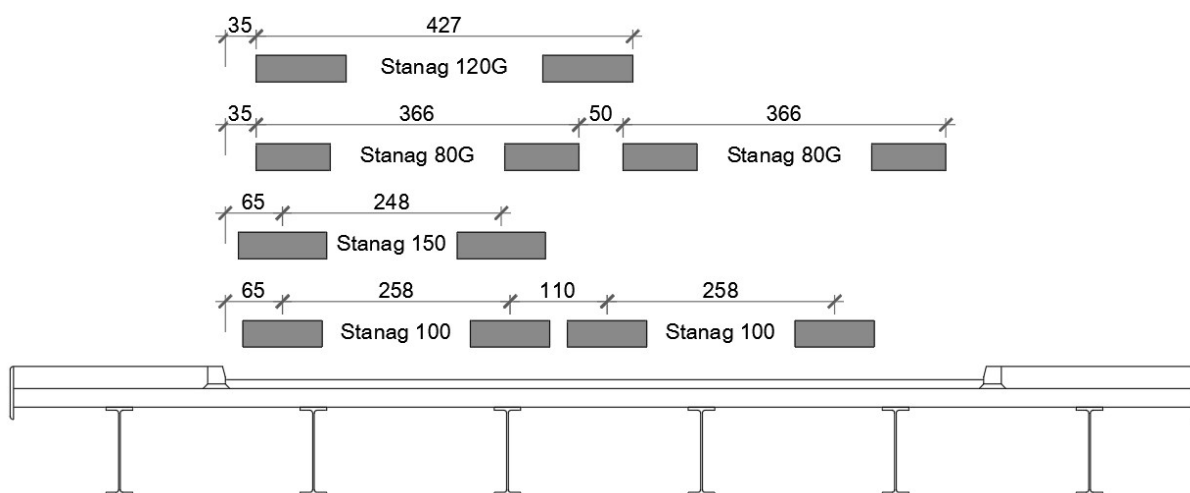
Rys. 6.2.1.5.1. Przypadki układu poszczególnych pasów umownych na szerokości jezdni



Rys. 6.2.1.5.2. Przykładowe ustawienie modelu LM1 w analizie płyty pomostu w kierunku poprzecznym: skrajne ustawienie (u góry), ustawienie przyskrajne (u dołu)

(5) Obciążenie hamowaniem/przyspieszaniem zamodelowano jako poziomą siłę osiową przyłożoną punktowo w osi pasa 1. W związku z tym przeanalizowano cztery różne warianty położenia tej osi w przekroju poprzecznym, analogicznie do przypadku obciążeń pionowych. W obliczeniach uwzględniono również moment zginający wywołany przez siłę hamowania/przyspieszania względem środka ciężkości przekroju zespolonego.

(6) Model obciążenia LM2 w postaci pojedynczej osi został zastosowany w analizie lokalnej płyty pomostu. Model był ustawiany dowolnie na szerokości jezdni w celu wywołania maksymalnych sił wewnętrznych w płycie pomostu. W obliczeniach uwzględniono osiem ustawień modelu LM2 na szerokości jezdni. Obciążenia skupione (tandemy TS, model LM2) rozkładano do płaszczyzny obojętnej płyty pomostu przez warstwy konstrukcyjne i niekonstrukcyjne pod kątem 45°. W obliczeniach uwzględniono również możliwość przejazdu pojazdów specjalnych STANAG zgodnie z przepisami techniczno-budowlanymi. Analizowano najbardziej zewnętrzną oś przejazdu pojazdu (rys. 6.2.1.5.3).



Rys. 6.2.1.5.3. Ustawienie pojazdów specjalnych w przekroju poprzecznym

### 6.2.1.6. Oddziaływanie temperatury

(1) Poziom usytuowania obiektu przyjęto jak dla Rzeszowa, tj. 200 m.n.p.m. Maksymalna temperatura  $T_{max}$  według rys. NB.2 w Załączniku Krajowym do normy [11] wynosi:  $T_{max} = 36^{\circ}\text{C}$ . Norma ta [11] wymaga skorygowania temperatury odczytanej z rys. NB.2 do temperatury  $T_{max}(H)$  na poziomie terenu w zależności od wysokości nad poziomem morza. Dla założonej lokalizacji  $T_{max}(H)$  wynosi:

$$T_{max}(H) = -0,0053 H + T_{max} = -0,0053 \times 200 + 36 = 34,9^{\circ}\text{C}.$$

(2) Analogicznie postąpiono podczas wyznaczania minimalnej temperatury  $T_{min}$  (rys. NB.3 normy [11]):  $T_{min} = -32^{\circ}\text{C}$ . Po uwzględnieniu rzeczywistej wysokości nad poziomem morza otrzymano:

$$T_{min}(H) = -0,0035 H + T_{min} = -0,0035 \times 200 - 32 = -32,7^{\circ}\text{C}.$$

(3) Następnym krokiem jest przejście z temperatury powietrza ( $T_{max}$  i  $T_{min}$ ) na temperaturę konstrukcji ( $T_{e,max}$  i  $T_{e,min}$ ) według rys. 10 normy [11]. Pomost zespolony w tej normie jest oznaczony jako drugi rodzaj pomostu (pkt 6.1.1(1) normy [11]). Skrajne temperatury konstrukcji w założonej lokalizacji wynoszą:  $T_{e,max} = 40^{\circ}\text{C}$ ,  $T_{e,min} = -27^{\circ}\text{C}$ . Temperatura początkowa (zwarcia) na podstawie Załącznika Krajowego NB 1.1 do normy [11] wynosi:  $T_0 = 8^{\circ}\text{C}$ .

Na podstawie powyższych obliczeń wyznaczono charakterystyczną zmianę temperatury konstrukcji w stosunku do stanu wyjściowego  $T_N$ :

$$T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 40 - 8 = 32^{\circ}\text{C},$$

$$T_{N,con} = T_{e,min} - T_0 = -27 - 8 = -35^{\circ}\text{C}.$$

(4) Podobne obliczenia przeprowadzono dla równomiernego ogrzania/oziębienia korpusów podpór. Temperatury  $T_{max}$  i  $T_{min}$  nie uległy zmianie. Dla korpusów podpór przyjęto rodzaj trzeci (jak dla pomostu betonowego) i na podstawie rys. 10 normy [11] otrzymano wartości:  $T_{e,max} = 40^{\circ}\text{C}$ ,  $T_{e,min} = -25^{\circ}\text{C}$ . Uwzględniając temperaturę początkową, otrzymano zakresy o wartościach:

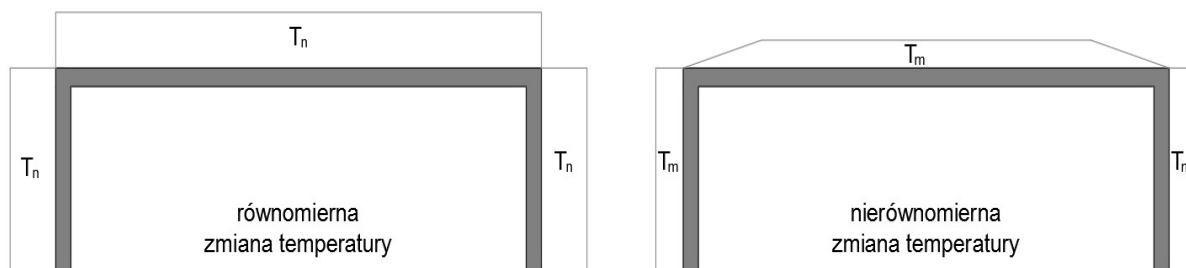
$$T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 40 - 8 = 32^{\circ}\text{C},$$

$$T_{N,con} = T_{e,min} - T_0 = -25 - 8 = -33^{\circ}\text{C}.$$

Różnica przy równomiernym oddziaływaniu temperatury na przęsło i korpus występuje tylko przy oziębieniu i wynosi odpowiednio  $-35^{\circ}\text{C}$  dla przęsła oraz  $-33^{\circ}\text{C}$  dla korpusów.

(5) Drugą składową oddziaływania temperatury na konstrukcję jest jej nierównomierny rozkład na wysokości przekroju poprzecznego. Analizowane przęsło jest konstrukcją zespoloną, wobec tego przyjęto uproszczony rozkład według rys. 6.2b normy [11], który sprowadza się do równomiernego ogrzania lub oziębienia płyty pomostu względem dźwigara stalowego. W normie [11], pkt 6.2.2 podano zalecane różnice wartości temperatury pomiędzy zewnętrznymi powierzchniami podpór. W obliczeniach przyjęto różnicę w wysokości  $15^{\circ}\text{C}$  (pomiędzy powierzchniami korpusów od strony zasypki i przeszkody).

(6) Przyłożenie nierównomiernego ogrzania tylko do przęsła wygenerowałoby znaczne koncentracje naprężeń w strefie węzła ramy. Norma [11] nie podaje szczegółowych wytycznych dla oddziaływań w strefach, w których dochodzi do nagłej zmiany temperatury, np. na skutek zmiany przekroju poprzecznego lub materiału. Oddziaływanie temperatury w postaci nierównomiernego ogrzania/oziębienia przęsła  $T_m$  postanowiono „wygasić” na długości strefy zarysowanej, tak jak to zostało pokazane na rys. 6.2.1.6.1.



Rys. 6.2.1.6.1. Schematy obciążenia konstrukcji mostu równomierną i nierównomierną zmianą temperatury

(7) W modelu oddziaływanie temperatury było przykładane w kombinacjach według wytycznych pkt 6.1.5 normy [11], przyjmując wartości zalecane  $\omega_N = 0,35$  i  $\omega_M = 0,75$ . W modelu umożliwiono niezależne ogrzanie (oziębienie) konstrukcji oraz ogrzanie górnych bądź dolnych włókien w przęśle i podporze w celu wywołania najbardziej niekorzystnego efektu.

### 6.2.1.7. Parcie od obciążeń zmiennych na dojeździe

(1) Parcie od obciążeń ruchomych na naziemiu określa pkt 4.9 normy [13]. Nie wyznaczono szczegółowych rozkładów obciążeń pionowych i wywoływanych nimi obciążeń poziomych (parcia) na elementy podpór. Norma [13] nakazuje obciążać dojazdy do obiektu analogicznie do konstrukcji przęseł. W związku z tym do obciążenia przyjęto model LM1 ze współczynnikami redukcyjnymi  $\alpha$  według pkt 6.2.1.5.

Norma [13] podaje powierzchnię zastępczej dla obciążenia modelem TS o wymiarach 2,20 m (w kierunku osi mostu) na 3,00 m (na szerokości pasa umownego). Obciążenie zastępcze  $e_{Qi}$  pochodzące od jednego tandemu TS i rozłożone na tej powierzchni dla  $i$ -tego pasa umownego wynosi:

$$e_{Qi} = \frac{2 P_i}{2,20 \times 3,00} = \frac{0,303 P_i}{\text{m}^2},$$

gdzie:  $P_i$  – obciążenie na pojedynczą oś tandemu TS na  $i$ -tym pasie (300 kN dla pasa nr 1, 200 kN dla pasa nr 2 i 100 kN dla pasa nr 3, uwzględniając, że  $\alpha_{Qi} = 1,0$ ).

(2) Norma [13] nie określa zależności pomiędzy obrysem obciążenia pionowego na naziemiu a jego powierzchnią parcia na przyczółek. Uwzględniono tylko parcie spoczynkowe od obciążenia na dojeździe. Zmniejszenie efektu parcia po przejściu w parcie czynne nastąpi przy użyciu elementów sprężystych, które są rozmieszczone na wysokości korpusu zgodnie z opisem przedstawionym w pkt 6.2.1.4.

(3) Obciążenie skupione TS rozkłada się na wysokości odcinka ograniczonego od dołu powierzchnią równoległą do klina odłamu (przyjęto parcie spoczynkowe), który z kolei jest nachylony w stosunku do naziemiu pod kątem  $45^\circ$  (rys. 6.2.1.7.1)). Z praw mechaniki gruntów wynika zależność:

$$e_{Hi} = K_0 e_{Qi},$$

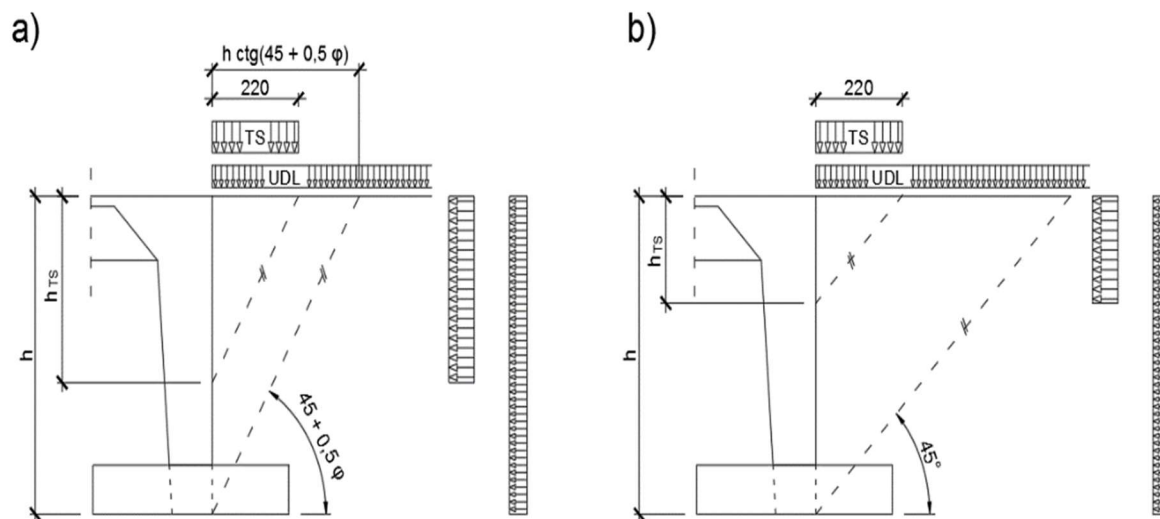
gdzie:

$e_{Hi}$  – jednostkowe obciążenie poziome,

$e_{Qi}$  – jednostkowe obciążenie pionowe.

Podstawiając wcześniej obliczony współczynnik parcia spoczynkowego ( $K_0 = 0,426$ ) i przyjmując obciążenie z tandemu TS rozłożone na długości 2,20 m, otrzymano:

$$e_{Hi} = K_0 e_{Qi} = 0,426 \frac{2 P_i}{2,20 \text{ m}} = \frac{0,387 P_i}{\text{m}}.$$



Rys. 6.2.1.7.1. Schematy parcia od obciążenia zmiennego na dojeździe: parcie czynne (a) i spoczynkowe (b)

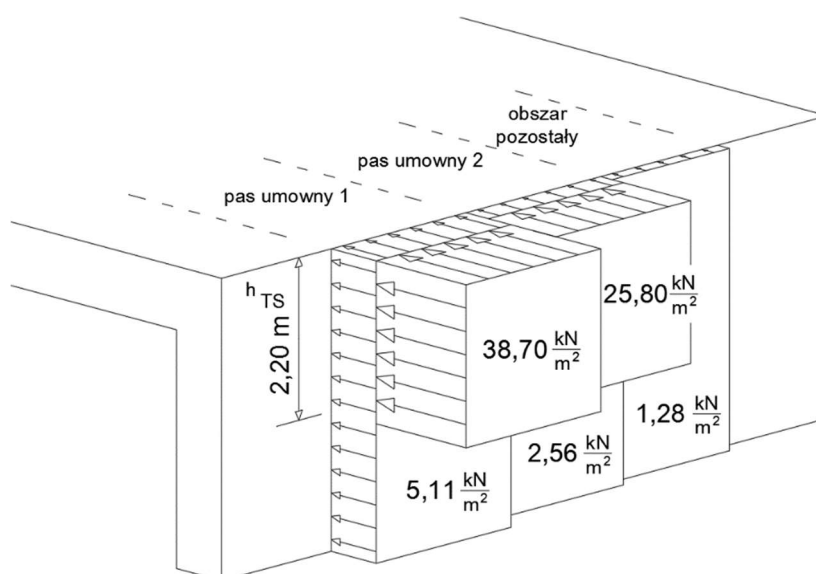
(4) Wysokość  $h_{TS}$ , na której jest przykładane parcie od tandemu TS, określono z zależności geometrycznych dla przyjętego pochylenia klina odłamu jest równa (rys. 6.2.1.7.1b):

$$h_{TS} = 2,2 \tan(45) = 2,20 \text{ m.}$$

Wartość obciążenia  $e_q$  od obciążeń równomiernie rozłożonych UDL wynosi:

$$e_{qi} = \alpha_{qi} q_i K_0 = 0,426 \alpha_{qi} q_i.$$

Ostatecznie otrzymano schemat obciążenia korpusu, który przedstawiono na rys. 6.2.1.7.2.



Rys. 6.2.1.7.2. Schemat obciążenia parciem spoczynkowym od obciążenia LM1 na dojeździe

### 6.2.1.8. Kombinacje obciążeń

(1) Obciążenia oraz oddziaływania zostały poddane kombinatoryce z uwzględnieniem obciążeniowych współczynników bezpieczeństwa  $\gamma$  oraz współczynników jednoczesności występowania  $\psi$ , zgodnie z załącznikiem A2 do normy [9]. Przyjęte wartości współczynników zestawiono w tab. 6.2.1.8.1. Jako wiodące traktowano obciążenie zmienne na jezdni lub dojazdach. Oddziaływanie temperatury traktowano jako obciążenie towarzyszące.

(2) Kombinatorykę dla stanu granicznego nośności wyznaczono ze wzoru (6.10) normy [9], a kombinatoryka dla stanu granicznego użyteczności ze wzoru (6.14b) tej normy [9] dla



wartości charakterystycznych, wzoru (6.15b) dla wartości częstej i wzoru (6.16b) dla wartości prawie stałej.

Tab. 6.2.1.8.1. Przyjęte wartości współczynników  $\gamma$  i  $\psi$

Rodzaj obciążenia	Współczynnik $\gamma$		Współczynnik $\psi$		
	efekty/działanie		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
	niekorzystne	korzystne			
Ciężary własne konstrukcji i elementów wyposażenia (minimalne lub maksymalne grubości nawierzchni), część stała parcia od ciężaru zasypki	1,35	1,00	nie dotyczy		
Nierównomierne osiadanie jednej z podpór	1,20	0			
Oddziaływanie skurczu betonu	1,00	0			
Wpływ pęcznienia betonu	1,00	0			
Obciążenia zmienne (pojazdy TS)	1,35	0	0,75	0,75	0
Obciążenia zmienne (model UDL + obciążenie na chodniku)	1,35	0	0,40	0,40	0
Obciążenie zmienne gr 2	1,35	0	0	0	0
Oddziaływanie temperatury	1,50	0	0,60	0,60	0,50
Parcie od obciążenia zmiennego na dojazdach	1,50	0	0*	0*	0*

\* – Norma PN-EN 1990 [9] nie podaje wartości  $\psi$  dla parcia od obciążenia na dojazdach. W obliczeniach było one uwzględniane tylko jako obciążenie wiodące.

## 6.2.2. Analiza statyczna

### 6.2.2.1. Model obliczeniowy

(1) Model obliczeniowy oparto na metodzie elementów skończonych. Konstrukcja ramowa jest dyskretyzowana za pomocą elementów jedno- i dwuwymiarowych w przestrzeni trójwymiarowej ( $e^1 \cdot p^3$ ). Elementami belkowymi odwzorowywano dźwigary główne po przypisaniu im parametrów geometrycznych zgodnie z projektowanymi przekrojami poprzecznymi.

Płyta pomostu oraz korpusy i skrzydła podpór były modelowane elementami powierzchniowymi. Grubości elementów powierzchniowych zostały dobrane zgodnie z rozkładem grubości płyty w przekroju poprzecznym (zmienna grubość korpusów podpór). W modelu uwzględniono też efekty nieliniowe charakterystyczne dla konstrukcji zespolonych, tj. wpływ poprzecznego zarysowania płyty pomostu nad podporami i reologię betonu.

(2) Wpływ poprzecznego zarysowania płyty pomostu w strefach nadpodporowych uwzględniono przez redukcję sztywności płyty, zakładając ortotropię materiału. Jego parametry w kierunku poprzecznym opisywały niezarysowany beton. Obniżono do zera wartość współczynnika Poissona oraz zredukowano sztywność w kierunku podłużnym.

Redukcja modułu odkształcalności podłużnej odbywała się na podstawie założenia, że sztywność płyty pomostu  $E_b A_b$  będzie po redukcji odpowiadała sztywności  $E_s A_s$  samych prętów zbrojeniowych. Przyjęto, że zbrojenie podłużne w pobliżu podpory składa się z dwóch siatek z prętów  $\Phi 25$  co 15 cm. Przekrój prętów podłużnych na metr szerokości płyty wynosi:

$$A_{a,s} = 2 \times \frac{100 \text{ cm}}{15 \text{ cm}} \times \frac{\pi \Phi^2}{4} = 2 \times \frac{3,142 \times 2,5^2}{4 \times 0,15} = 65,46 \text{ cm}^2 = 6,546 \times 10^{-3} \text{ m}^2.$$

(3) Zastępczy moduł sprężystości zarysowanego betonu  $E_{b,mod}$  wyznaczono z zależności:  $A_b E_{b,mod} = A_{a,s} E_a$ .

Po podstawieniu przyjętych wartości moduł sprężystości dla zarysowanego betonu  $E_{b,mod}$  wynosi (przyjmując dla uproszczenia moduł prętów zbrojeniowych jak dla stali konstrukcyjnej):

$$E_{b,mod} = \frac{A_{a,s} E_a}{A_b} = \frac{6,546 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \times 210 \text{ GPa}}{0,21 \text{ m}^2} = 6,546 \text{ GPa}.$$

(4) Ostatecznie modułu odkształcalności podłużnej dla zarysowanego betonu wynosił około 20% wartości modułu betonu niezarysowanego:  $E_b = 32 \text{ GPa}$  ( $6,55/32,0 = 0,205$ ). Żelbetowe korpusy podpór oraz skrzydła w analizie statycznej modelowano jako niezarysowane.

(5) Analizę przeprowadzono w zakresie liniowym, zarówno dla materiału, jak i geometrii konstrukcji. Beton, stal zbrojeniowa i stal konstrukcyjna zostały opisane jako materiały izotropowe za pomocą stałych – modułu odkształcalności podłużnej i współczynnika Poissona. Wyjątkiem był materiał ortotropowy odwzorowujący zarysowany beton płyty pomostu opisany w dwóch kierunkach odmiennymi wartościami stałych materiałowych (6.2.2.1.1). Dzięki analizie liniowej możliwe było zastosowanie superpozycji efektów poszczególnych rodzajów obciążeń i oddziaływań.

**Tab. 6.2.2.1.1. Stałe inżynierskie użyte do opisu materiałów konstrukcyjnych w modelu**

Materiał	Modułu odkształcalności podłużnej		Współczynnik Poissona $\mu$
	równoległe do osi mostu $E_x$	poprzecznie do osi mostu $E_y$	
	[GPa]	[GPa]	
Stal konstrukcyjna	210	210	0,3
Beton niezarysowany	32	32	0,2
Beton zarysowany	6,55	32	0

(6) Wpływ reologii betonu szczegółowo opisano w pkt 6.2.1.2 i 6.2.1.3. Wpływ efektu szerokiego pasa został uwzględniony w modelu przez zastosowanie elementów powierzchniowych dla płyty pomostu. Ich tarczowy stan pracy i podatność w jej płaszczyźnie odwzorowywały nierównomierny rozkład naprężeń na szerokości przekroju poprzecznego płyty pomostu w dźwigarze zespolonym.

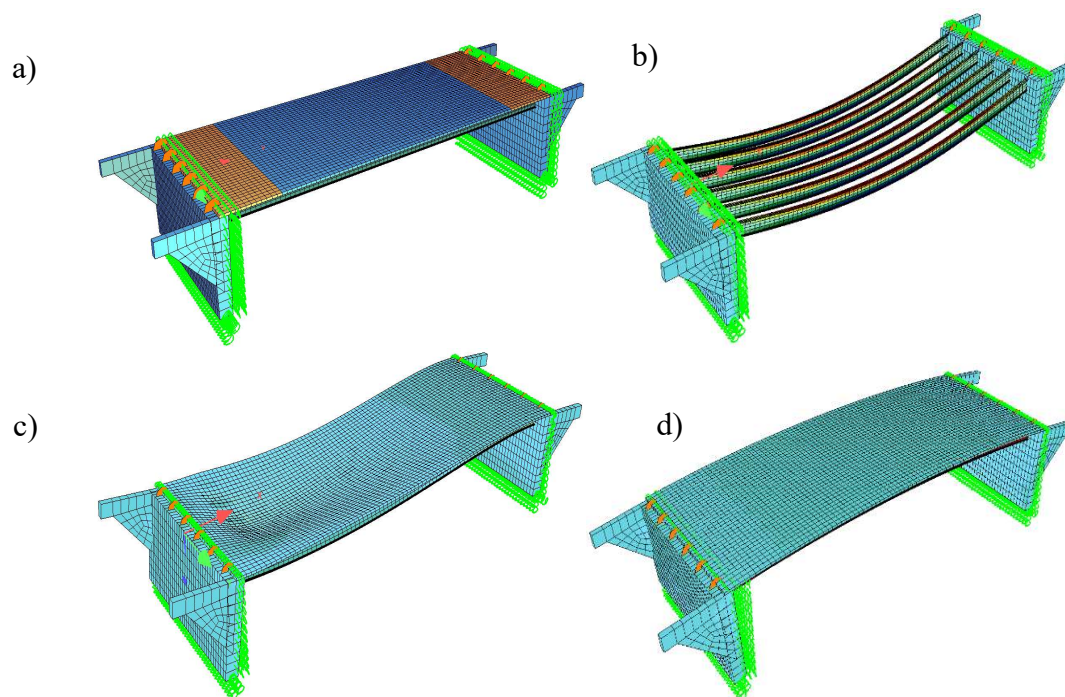
(7) Belkowe i powierzchniowe elementy skończone zostały opisane na wspólnej siatce węzłów występującej w jednej płaszczyźnie. Zastosowano mimośrodowy opis przekrojów w elementach belkowych. Siły wewnętrzne w dźwigarze zespolonym wykorzystywane do sprawdzenia normowego są wypadkową ze wszystkich elementów skończonych zawartych w jego przekroju poprzecznym (elementy belkowe i powierzchniowe).

(8) Warunki brzegowe w modelu przeznaczonym do analizy statycznej przęsła opisano na osi, na styku korpusu z ławą fundamentową. Sztywność pionowego podparcia obliczono na podstawie założonego fundamentu oraz przyjętych warunków gruntowych. Sumaryczną sztywność pod fundamentem głębokim wyznaczono na poziomie 1 464 MN/m, co prowadziło do podparcia korpusu (o szerokości 13,40 m) elementami sprężystymi usytuowanych w linii o podatności 109 250 kN/m<sup>2</sup>. W kierunku poziomym przyjęto 50% sztywności pionowej, tj. 54 625 kN/m<sup>2</sup>. Nie blokowano możliwości obrotu na styku ława–fundament.

### 6.2.2.2. Fazy pracy konstrukcji

(1) W modelowaniu odwzorowano fazy pracy konstrukcji. Przyjęto, że w fazie budowy (faza  $f_0$ ) pracują jedynie dźwigary stalowe oparte na korpusach podpór w sposób przegubowy. Na tym etapie przęsło pracowało jako swobodnie podparte. W fazie eksploatacji ( $f_1$ ) konstrukcja pracowała już w docelowym schemacie ramy jednonawowej.

(2) W modelu pominięto sztywność poziomą zasyпки za korpusami przyczółków (założenie konserwatywne). Wpływ przemieszczeń konstrukcji na wartości parcia odwzorowano poziomymi elementami sprężystymi opisanymi na korpusach przyczółków. Procedurę wyznaczenia ich sztywności opisano w pkt 6.2.1.4. Elementy sprężyste nie występowały w przypadku parcia spoczynkowego, które wynika z warstwowego układania zasyпки za przyczółkiem. Na rys. 6.2.2.2.1 przedstawiono kilka charakterystycznych wizualizacji modelu numerycznego.

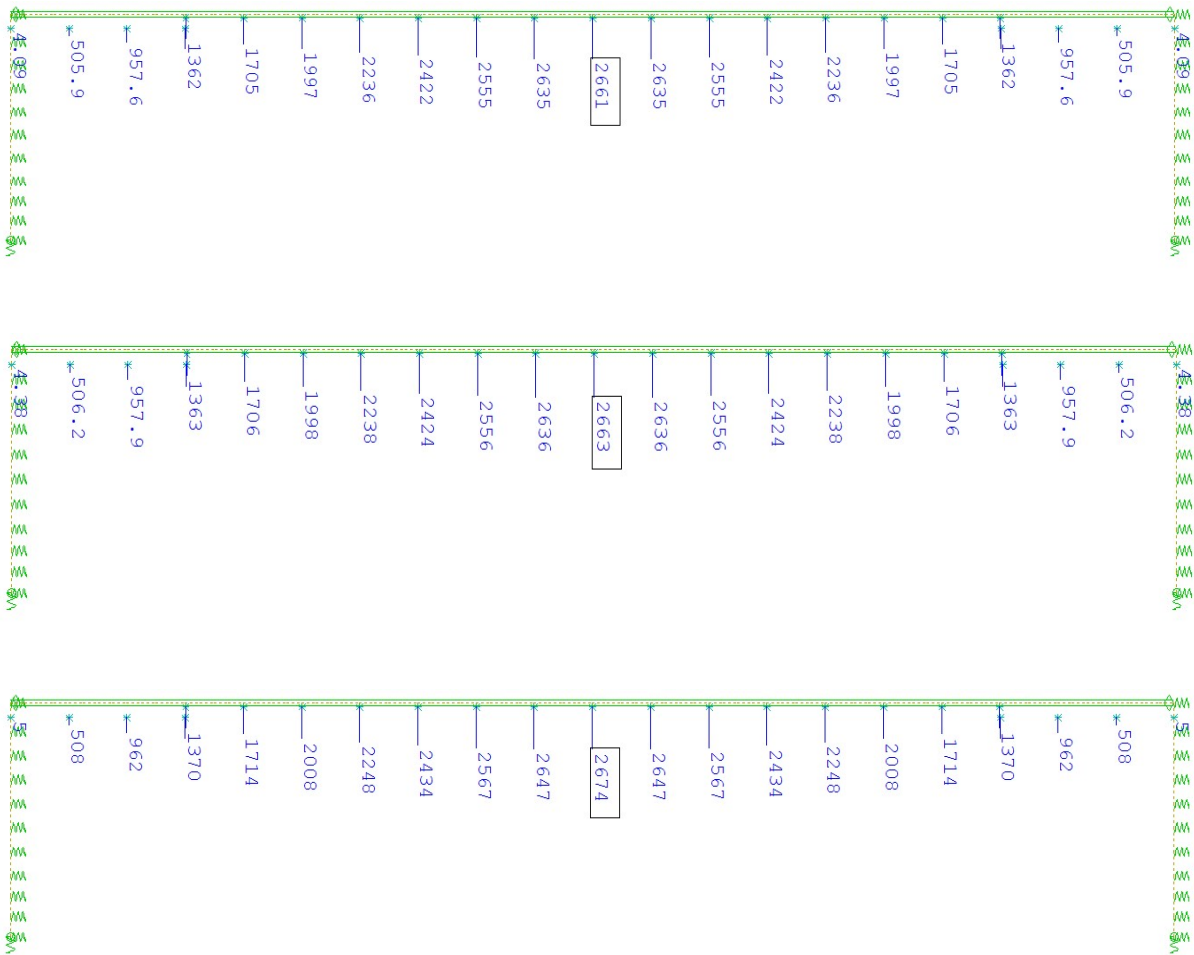


Rys. 6.2.2.2.1. Model numeryczny konstrukcji: widok ogólny modelu (a), deformacja dźwigarów w fazie budowy ( $f_0$ ) pod ciężarem własnym (b), w fazie eksploatacji ( $f_1$ ) pod obciążeniem zmiennym (c) oraz równomiernym ogrzaniem konstrukcji (d)

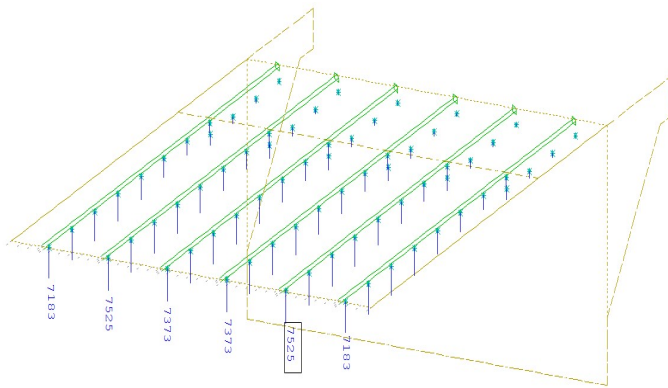
### 6.2.2.3. Wyniki globalnej analizy statycznej

#### Momenty zginające

(1) Wykresy momentów zginających w fazie budowy ( $f_0$ ) przedstawiono na rys. 6.2.2.3.1. Wyniki sił wewnętrznych w fazie eksploatacji (faza  $f_1$ ) przedstawiono dla najbardziej obciążonego dźwigara. Przeanalizowano rozkłady maksymalnych momentów w stanie granicznym nośności na szerokości przekroju przęsłowego (rys. 6.2.2.3.2) i podporowego (rys. 6.2.2.3.3).

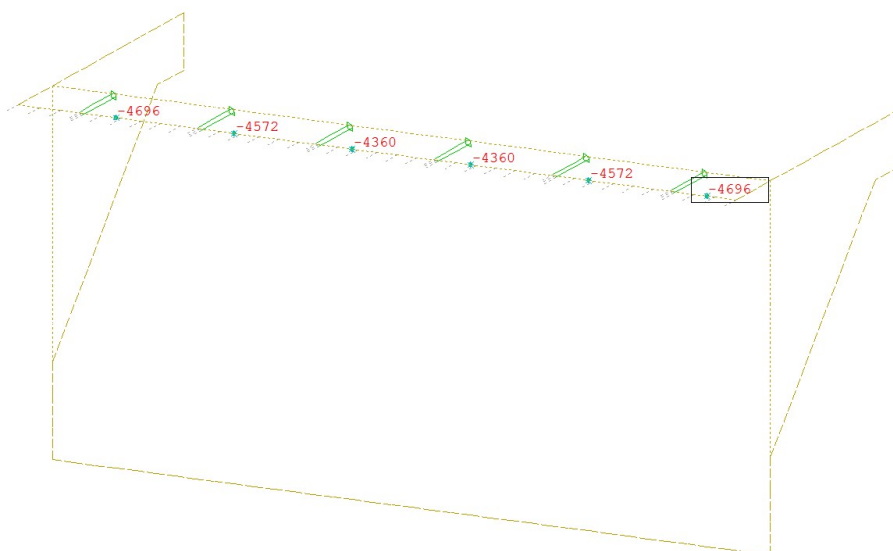


Rys. 6.2.2.3.1. Wykresy charakterystycznych momentów zginających wywołanych obciążeniami z fazy  $f_0$  w dźwigarach stalowych (od góry: dźwigar środkowy, przyskrajny i skrajny) [kNm]

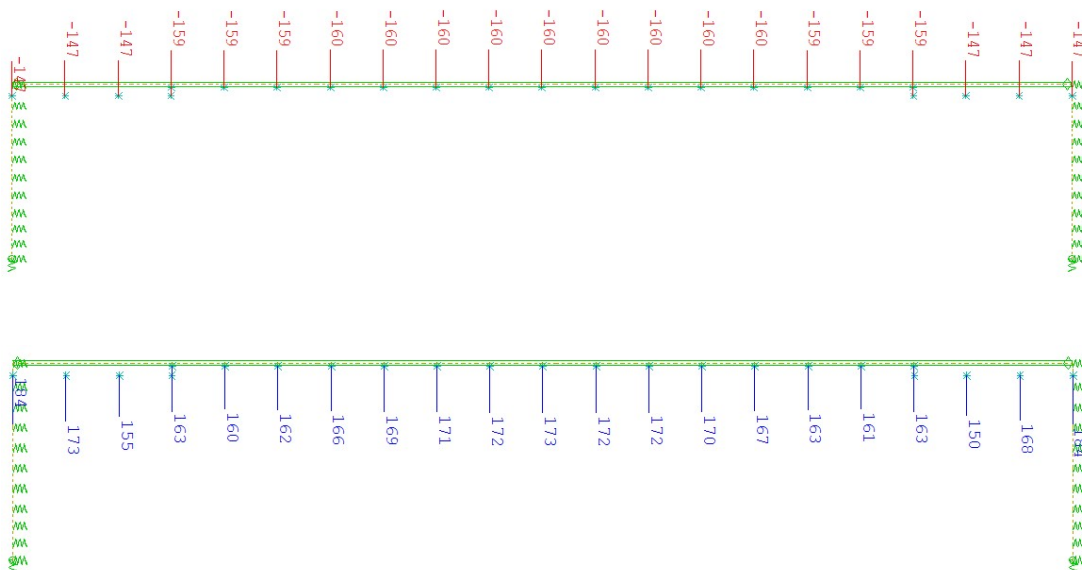


Rys. 6.2.2.3.2. Rozkład maksymalnych momentów zginających w przekroju przęsłowym w stanie granicznym nośności (najbardziej obciążony jest dźwigar przyskrajny) [kNm]

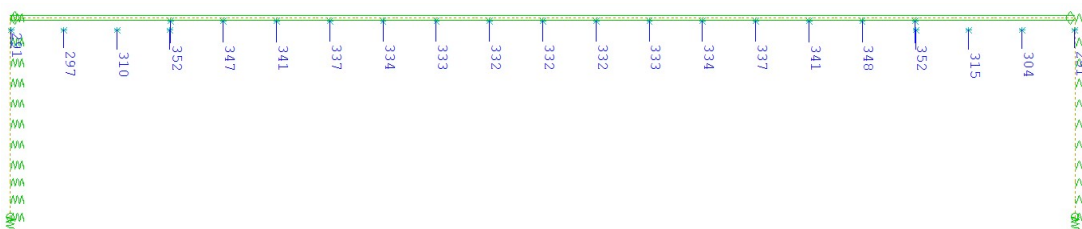
(2) Maksymalne momenty przęsłowe i podporowe występują w różnych dźwigarach (odpowiednio w przyskrajnym i skrajnym). Wobec tego w dalszej części zostaną przedstawione przykładowe wyniki analizy statycznej dla obu tych dźwigarów (rys. 6.2.2.3.3–rys. 6.2.2.3.14).



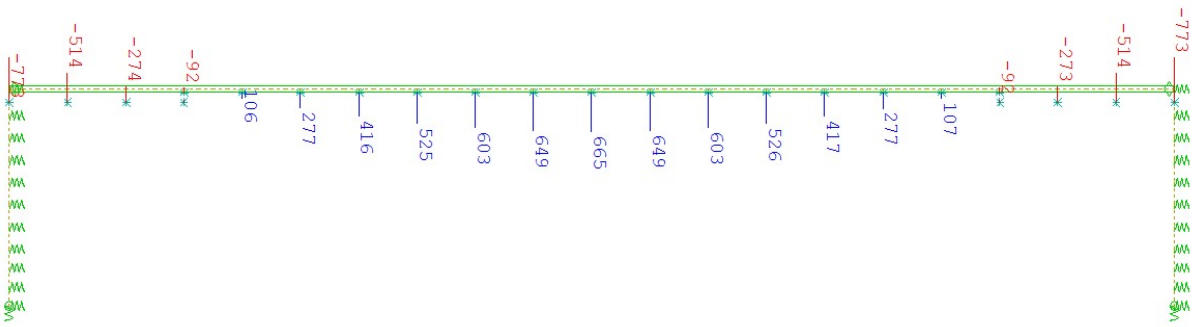
Rys. 6.2.2.3.3. Rozkład maksymalnych momentów zginających w przekroju podporowym w stanie granicznym nośności (najbardziej obciążony jest dźwigar skrajny) [kNm]



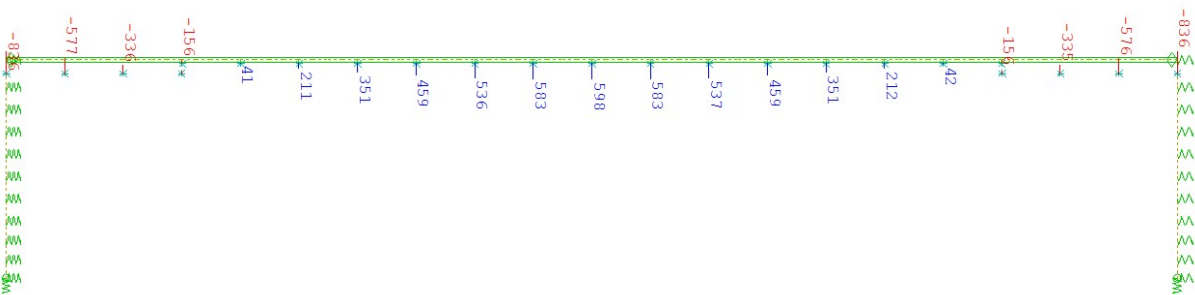
Rys. 6.2.2.3.4. Wykresy momentów zginających wywołanych charakterystycznym oddziaływaniem temperatury w dźwigarze skrajnym: równomierne ogrzanie całej konstrukcji (u góry), ogrzanie płyty w stosunku do dźwigara stalowego (u dołu) [kNm]



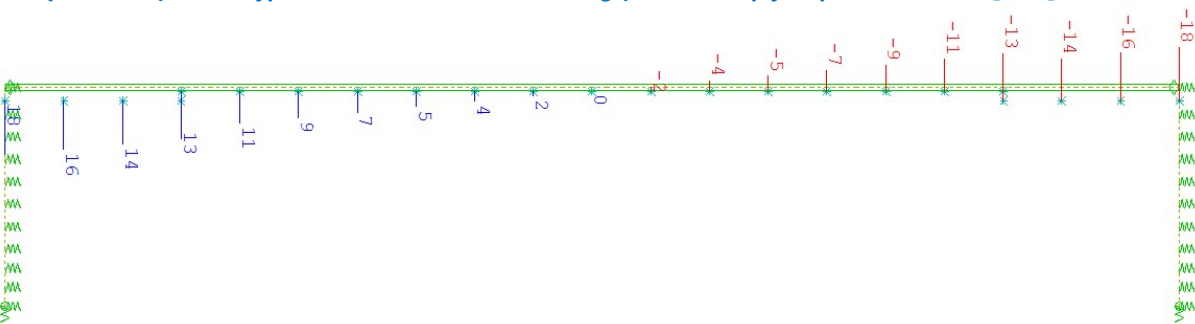
Rys. 6.2.2.3.5. Wykres momentów zginających od kombinacji oddziaływań termicznych wywołujących maksymalny moment przęsłowy w dźwigarze przyskrajnym [kNm]



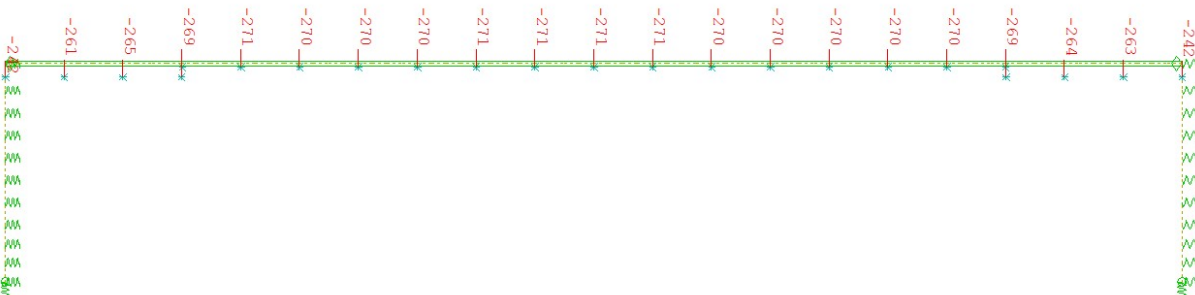
Rys. 6.2.2.3.6. Wykres momentów zginających w dźwigarze przyskrajnym wywołanych charakterystycznym obciążeniem ciężarem wyposażenia  $G_{k,sup}$  bez wpływu pełzania betonu [kNm]



Rys. 6.2.2.3.7. Wykres momentów zginających w dźwigarze przyskrajnym wywołanych charakterystycznym obciążeniem ciężarem wyposażenia  $G_{k,sup}$  w chwili  $t_0$  z uwzględnieniem wpływu pełzania betonu [kNm]

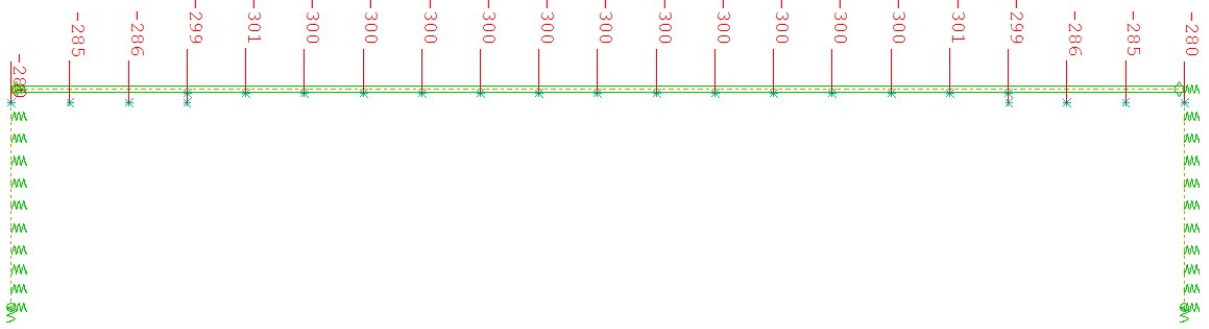


Rys. 6.2.2.3.8. Wykres momentów zginających w dźwigarze skrajnym wywołanych charakterystycznym osiadaniem podpory bez wpływu pełzania betonu [kNm]

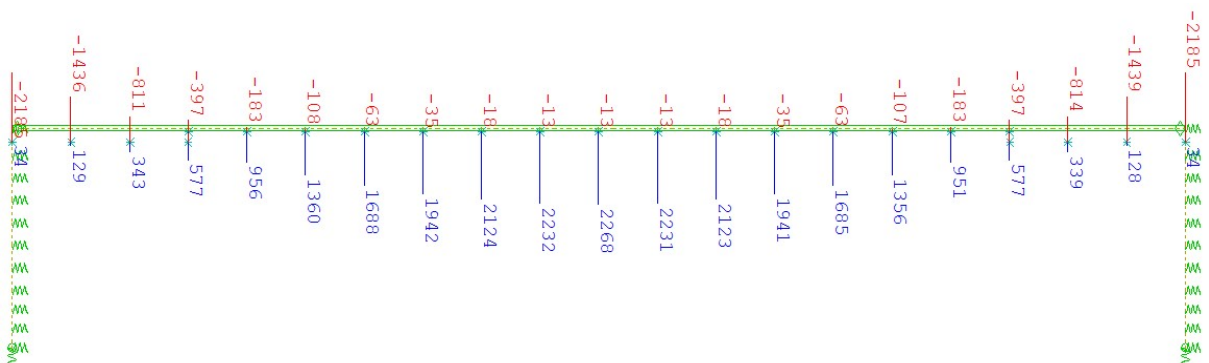


Rys. 6.2.2.3.9. Wykres hiperstatycznych (wtórnych) momentów zginających w dźwigarze przyskrajnym, wywołanych charakterystycznym oddziaływaniem skurczu w chwili  $t_0$  z uwzględnieniem pełzania betonu [kNm]

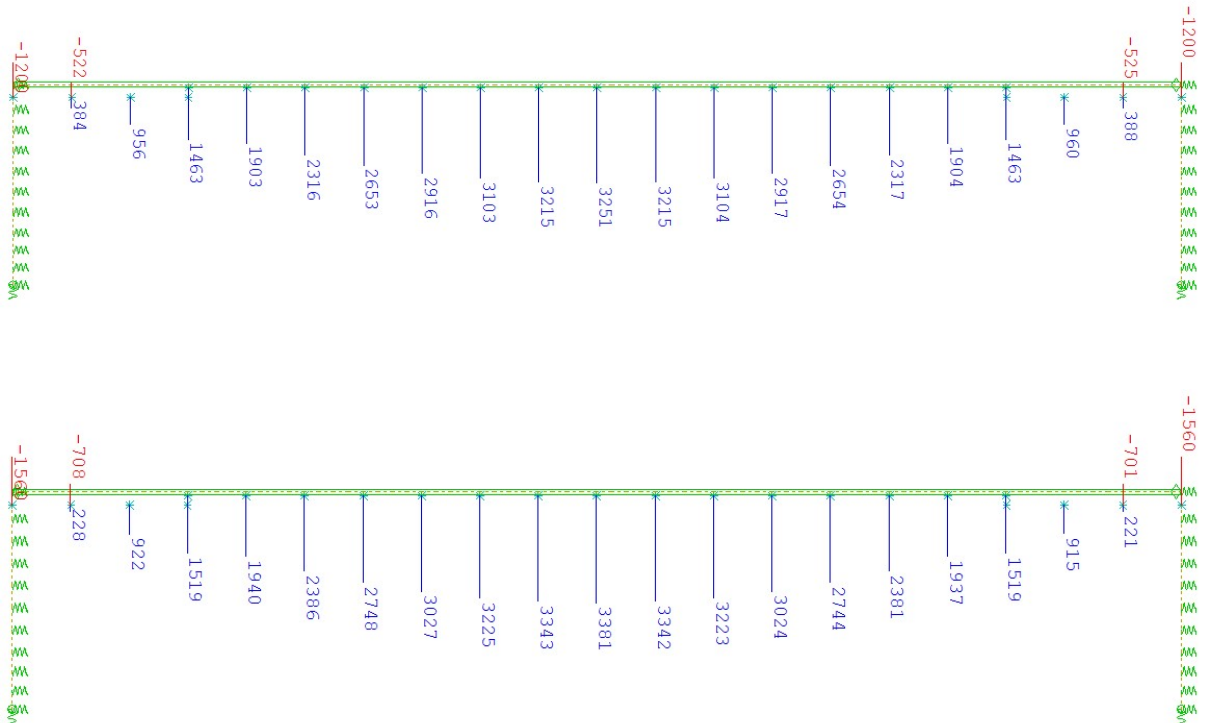




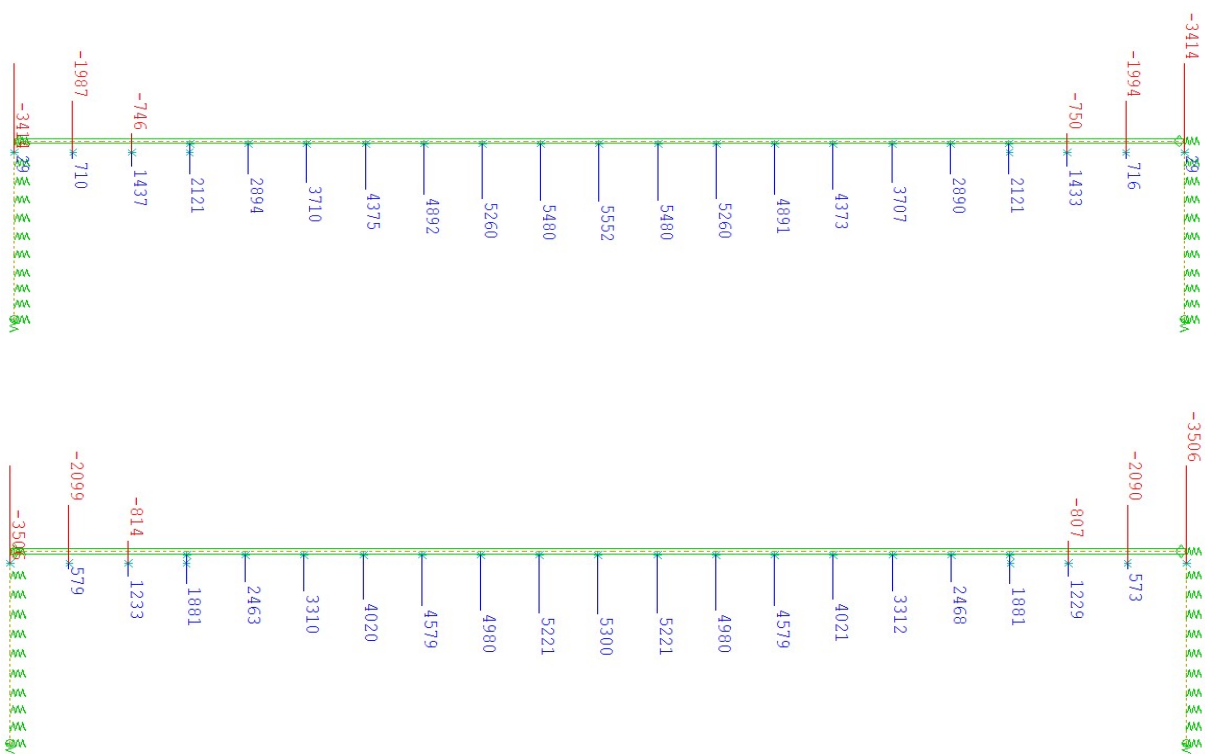
Rys. 6.2.2.3.10. Wykres hiperstatycznych (wtórnych) momentów zginających w dźwigrze przyskrajnym, wywołanych charakterystycznym oddziaływaniem skurczu w chwili  $t_c$  z uwzględnieniem pełzania betonu [kNm]



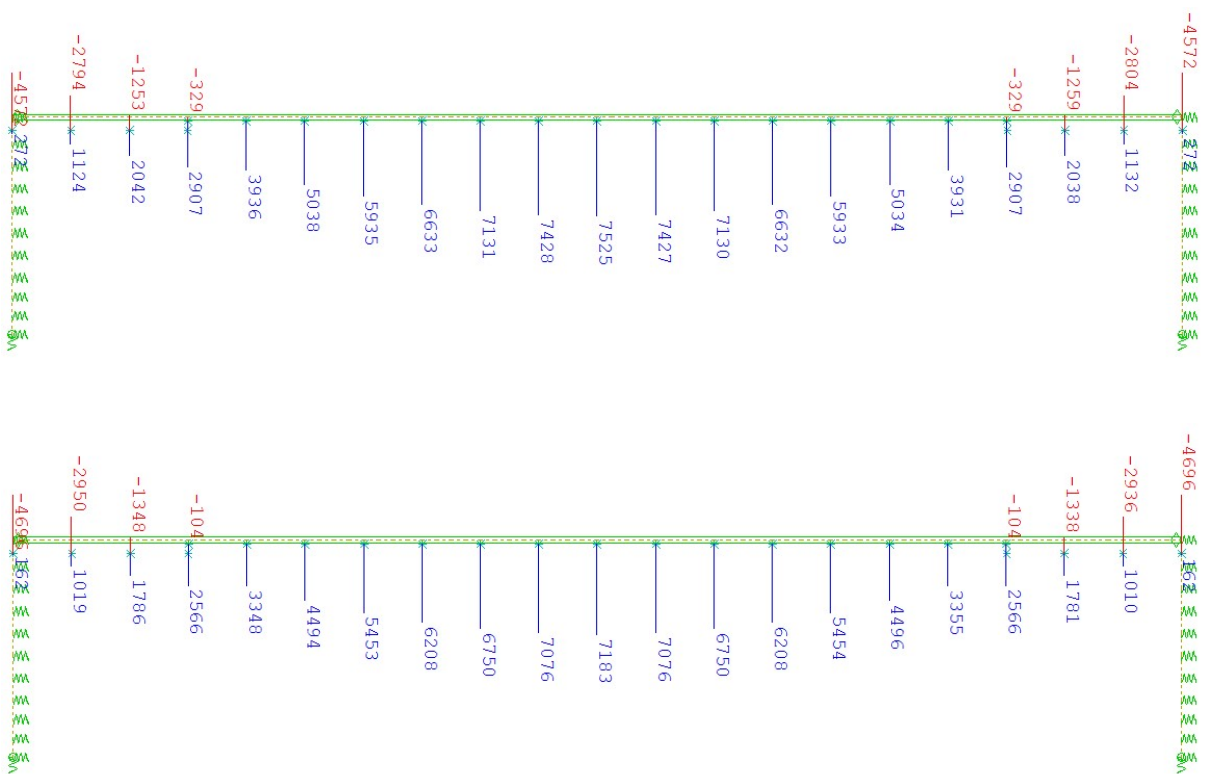
Rys. 6.2.2.3.11. Obwiednia momentów zginających w dźwigrze przyskrajnym wywołanych charakterystycznym obciążeniem grupą obciążeń gr 1a [kNm]



Rys. 6.2.2.3.12. Obwiednia momentów zginających wywołanych kombinacją prawie stałą; dźwigr przyskrajny (u góry), dźwigr skrajny (u dołu) [kNm]



Rys. 6.2.2.3.13. Obwiednia momentów zginających wywołanych kombinacją charakterystyczną: dźwigar przyskrajny (u góry), dźwigar skrajny (u dołu) [kNm]



Rys. 6.2.2.3.14. Obwiednia momentów zginających wywołanych kombinacją obliczeniową: dźwigar przyskrajny (u góry), dźwigar skrajny (u dołu) [kNm]

(3) Wartości momentów zginających z podziałem na poszczególne rodzaje obciążeń, oddziaływań i stany graniczne przedstawiono w tab. 6.2.2.3.1.

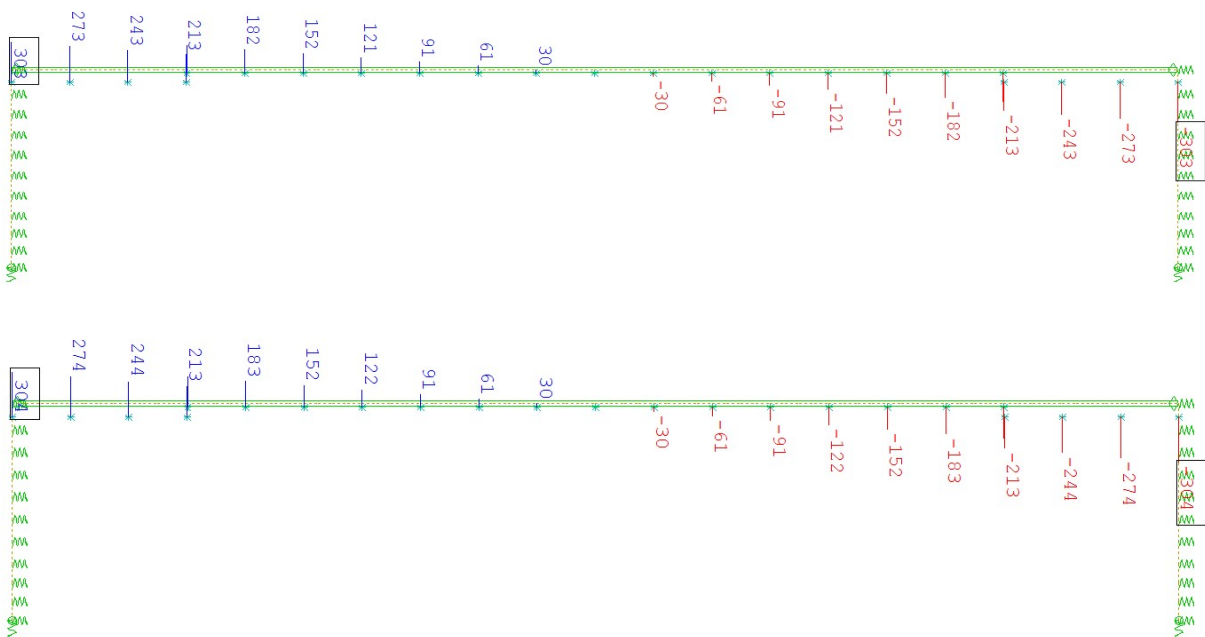
**Tab. 6.2.2.3.1. Wartości momentów zginających dla najbardziej obciążonych dźwigarów w przekroju przęsłowym oraz podporowym [kNm]**

Faza pracy konstrukcji	Przypadek/kombinacja	Przekrój na długości mostu	
		przekrój przęsłowy*	przekrój podporowy**
$f_0$	ciężar własny konstrukcji	2663	-
$f_1$	demontaż elementów deskowania	-180	225
	wyposażenie (wartości najbardziej niekorzystne)	665	-1152
	parcie spoczynkowe	-62	-23
	skurcz (wartości najbardziej niekorzystne)	-271	-419
	temp (najbardziej niekorzystna kombinacja)	332	-356
	osiadanie	0***	-18
	parcie od obciążenia na dojazdach	8	-189
	zmiennie (gr 1a)	2268	-1403
	zmiennie (gr 2)	1364	-1234
	STANAG	1431	-1309
$f_0 + f_1$	prawie stała	3251	-1560
	charakterystyczna SGU	5552	-3506
	obliczeniowa SGN	7525	-4696

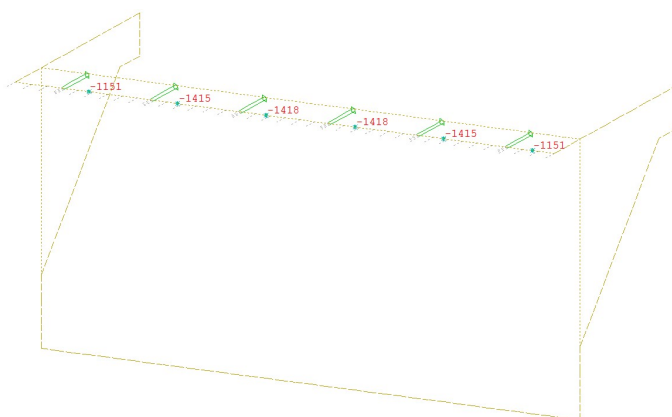
\* - dźwigar przyskrajny  
 \*\* - dźwigar skrajny  
 \*\*\* - pominięto jako obciążenie odciążające

### Siły poprzeczne

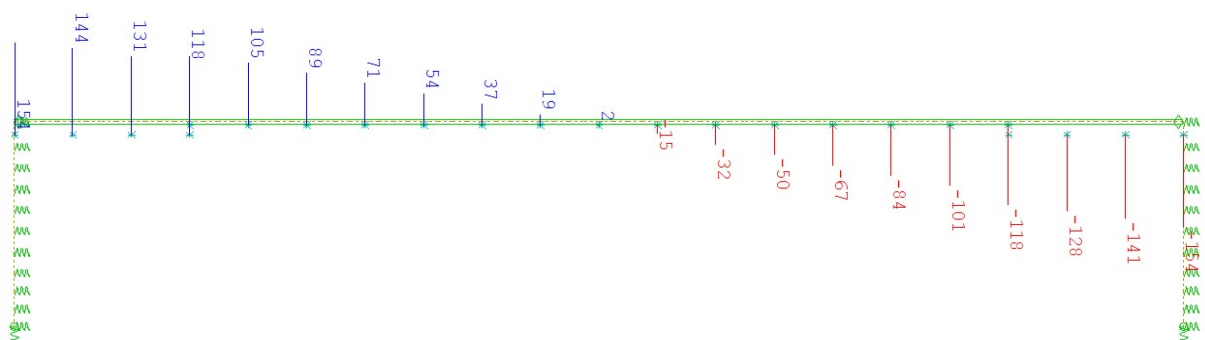
(4) Wykresy sił poprzecznych w fazie budowy ( $f_0$ ) przedstawiono na rys. 6.2.2.3.15. Analizę rozkładu sił ścinających w fazie  $f_1$  na szerokości przekroju poprzecznego przęsła wykonano dla stanu granicznego nośności nad podporą (rys. 6.2.2.3.16). W dźwigarach środkowym i przyśrodkowym występują prawie te same wartości siły (odpowiednio 1418 i 1415 kN, rys. 6.2.2.3.16). Kolejno wartości poprzecznych sił poprzecznych zostały przedstawione dla dźwigara przyskrajnego (rys. 6.2.2.3.17–6.2.2.3.22). Wyniki analizy z rozbiem na poszczególne rodzaje obciążeń i kombinacje zestawiono w tab. 6.2.2.3.2.



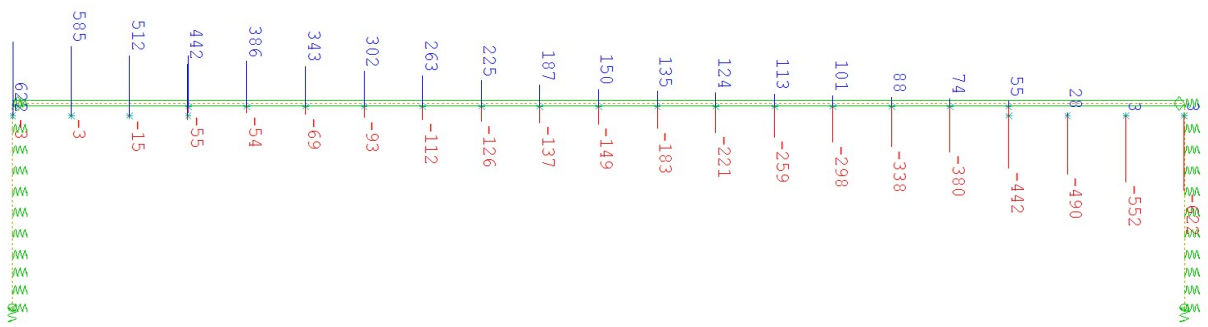
Rys. 6.2.2.3.15. Wykresy charakterystycznych sił poprzecznych wywołanych obciążeniami z fazy  $f_0$  w dźwigarach stalowych: dźwigar środkowy (u góry), dźwigar skrajny (u dołu) [kNm]



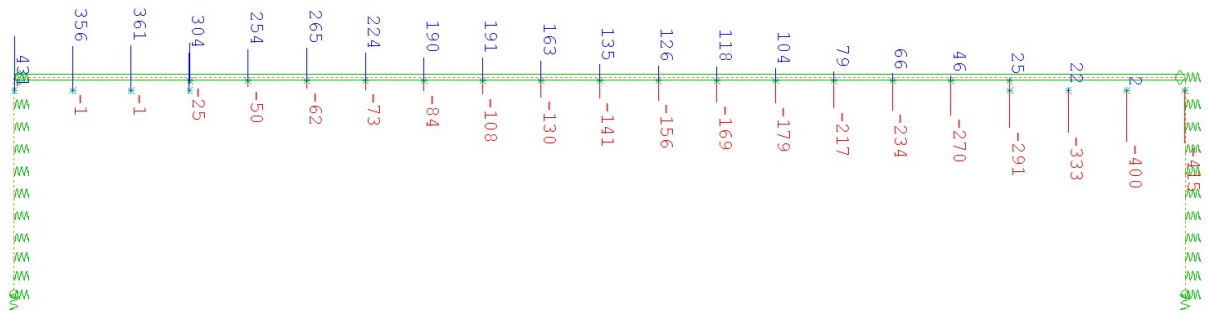
Rys. 6.2.2.3.16. Rozkład sił poprzecznych w przekroju podporowym w stanie granicznym nośności (maks. 1418 kN) [kN]



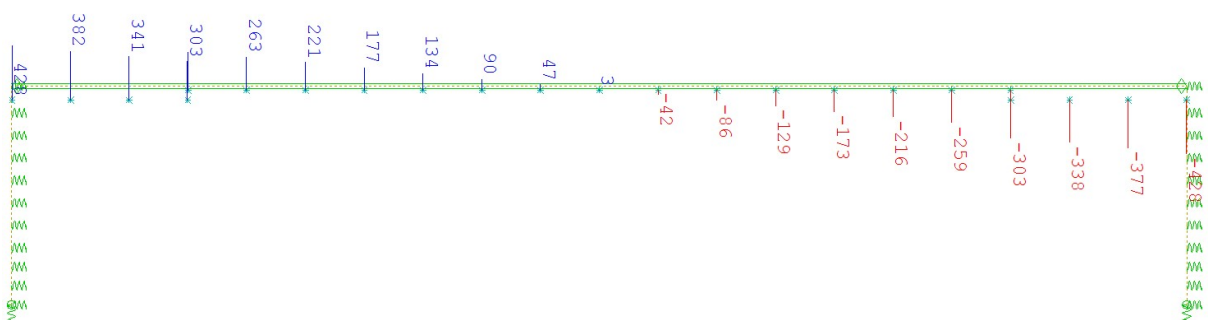
Rys. 6.2.2.3.17. Wykres sił poprzecznych wywołanych charakterystycznym obciążeniem ciężarem elementów wyposażenia (maksymalnie 154 kN) [kN]



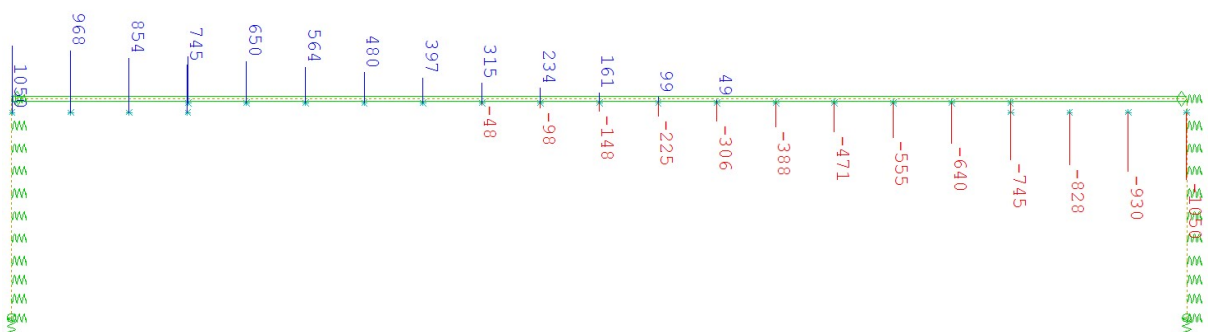
Rys. 6.2.2.3.18. Obwiednia charakterystycznych sił poprzecznych wywołanych obciążeniem grupami 1a w dźwigarze przyskrajnym (maksymalnie 622 kN) [kN]



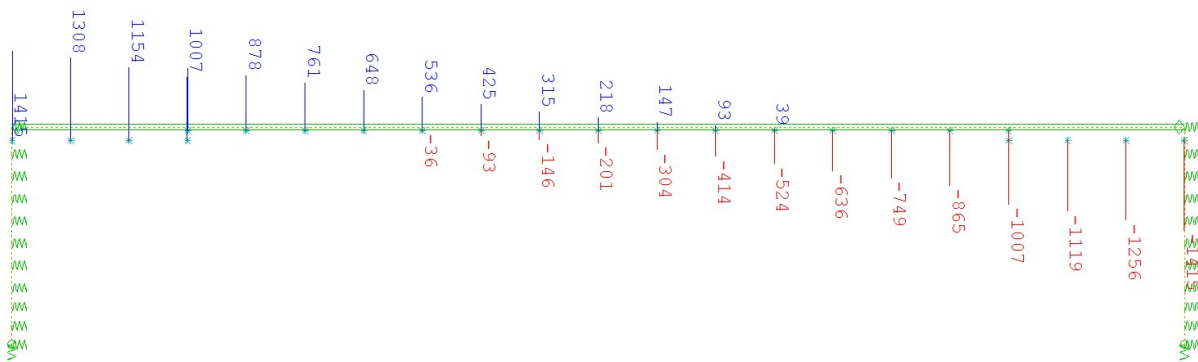
Rys. 6.2.2.3.19. Obwiednia charakterystycznych sił poprzecznych wywołanych obciążeniem pojazdami STANAG (maksymalnie 431 kN) [kN]



Rys. 6.2.2.3.20. Obwiednia sił poprzecznych dla kombinacji prawie stałej (maksymalnie 428 kN) [kN]



Rys. 6.2.2.3.21. Obwiednia charakterystycznych sił poprzecznych w stanie granicznym użyteczności (maks. 1050 kN) [kN]



Rys. 6.2.2.3.22. Obwiednia obliczeniowych sił poprzecznych w stanie granicznym nośności (maks. 1415 kN) [kN]

Tab. 6.2.2.3.2. Wartości sił poprzecznych dla dźwigara przyskrajnego w przekrojach podporowych [kN]

Faza pracy konstrukcji	Przypadek/kombinacja	Przekrój podporowy*
$f_0$	Ciążar własny konstrukcji	303
$f_1$	Demontaż elementów deskowania	-47
	Wyposażenie (wartości najbardziej niekorzystne)	154
	Parcie spoczynkowe	0**
	Skurcz (wartości najbardziej niekorzystne)	10
	Temp (najbardziej niekorzystna kombinacja)	12
	Osiadanie podpory	0**
	Parcie (obc. na dojazdach)	12
	Zmienne (gr. 1a)	622
	Zmienne (gr 2)	372
	Stanag	431
$f_0 + f_1$	Prawie stała	428
	Charakterystyczna SGU	1050
	Obliczeniowa SGN	1415

\* – dźwigar przyskrajny  
 \*\* – pominięto jako obciążenie odciążające

### Siły osiowe

(5) W analizowanej konstrukcji ramowej oprócz momentów zginających występują również towarzyszące siły osiowe  $N_{Ed}$ . W tego typu konstrukcjach siły osiowe nie są decydujące przy wymiarowaniu, ale ich występowanie powinno być uwzględnione przy sprawdzaniu przekrojów. Maksymalne towarzyszące siły osiowe w poszczególnych kombinacjach obliczeniowych (w fazie eksploatacji  $f_1$ ) zestawiono w tab. 6.2.2.3.3.

Tab. 6.2.2.3.3. Wartości towarzyszących sił osiowych w dźwigarze [kN]

Kombinacja	Przekrój podporowy	Przekrój przęsłowy
Prawie stała	-400	-217
Charakterystyczna SGU	-882	-364
Obliczeniowa SGN	-1204	-486



#### 6.2.2.4. Wyniki analizy statycznej płyty pomostu

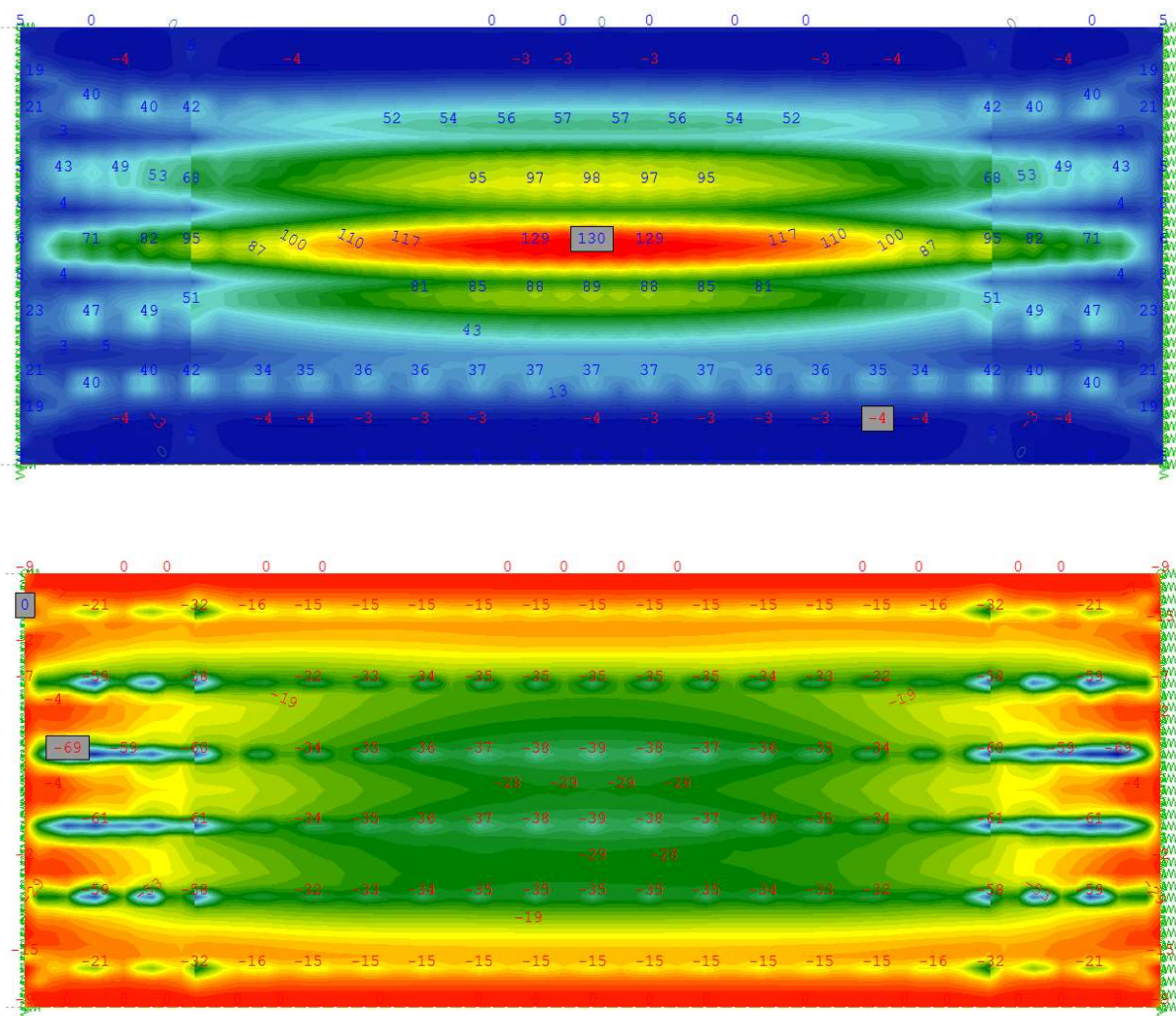
(1) Analiza statyczna płyty pomostu w kierunku poprzecznym została wykonana na modelu globalnym z uwzględnieniem zmiany charakterystyki płyty betonowej nad podporami. Obwiednie obliczeniowych momentów zginających przedstawiono na rys. 6.2.2.4.1. Na rys. 6.2.2.4.2 pokazano dominujące, lokalne miejsca koncentracji siły poprzecznej w miejscu zmiany z przekroju niezarysowanego (materiał izotropowy) na zarysowany (materiał ortotropowy).

(2) W celu wyeliminowania tego niekorzystnego efektu przeprowadzono kolejną analizę statyczną, tym razem przyjmując beton jako niezarysowany na całej długości obiektu. Uzyskaną obwiednię momentów zginających przedstawiono na rys. 6.2.2.4.1.

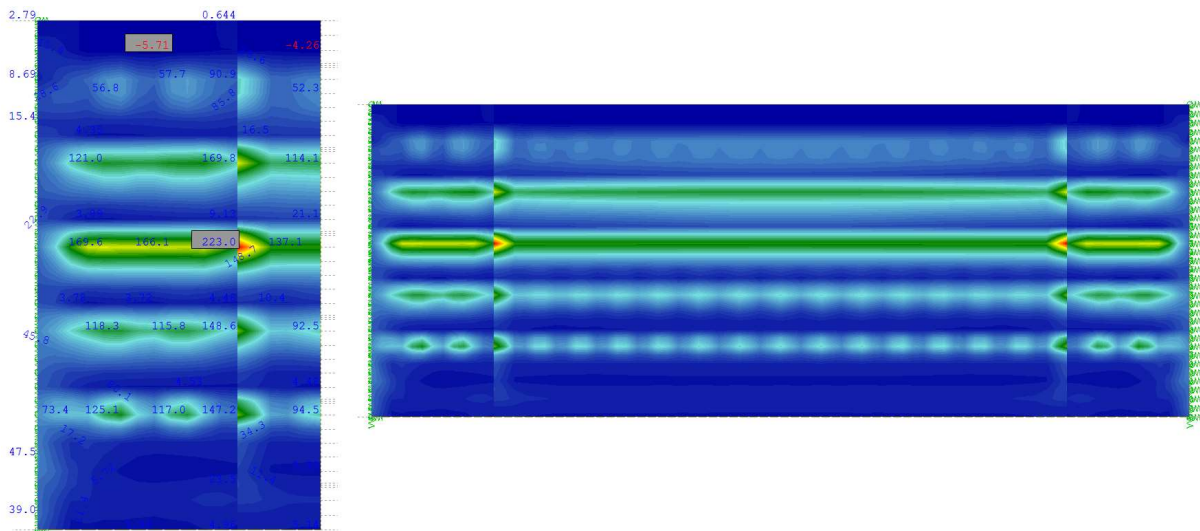
Przyjęcie niezarysowanego betonu nad podporami spowodowało niewielki spadek wartości momentów zginających (odpowiednio 130 do 125 kNm/m dla wartości dodatniej i -69 do 53 kNm/m dla wartości ujemnych).

(3) Największą różnicę można zaobserwować w przypadku sił poprzecznych (rys. 6.2.2.4.4). Zmianie uległ kształt obwiedni, która ma teraz spodziewaną postać o stałych wartościach na długości całego przęsła w bezpośrednim sąsiedztwie osi dźwigara głównego. Maksymalna wartość siły poprzecznej uległa redukcji z 223 kN/m do 144 kN/m.

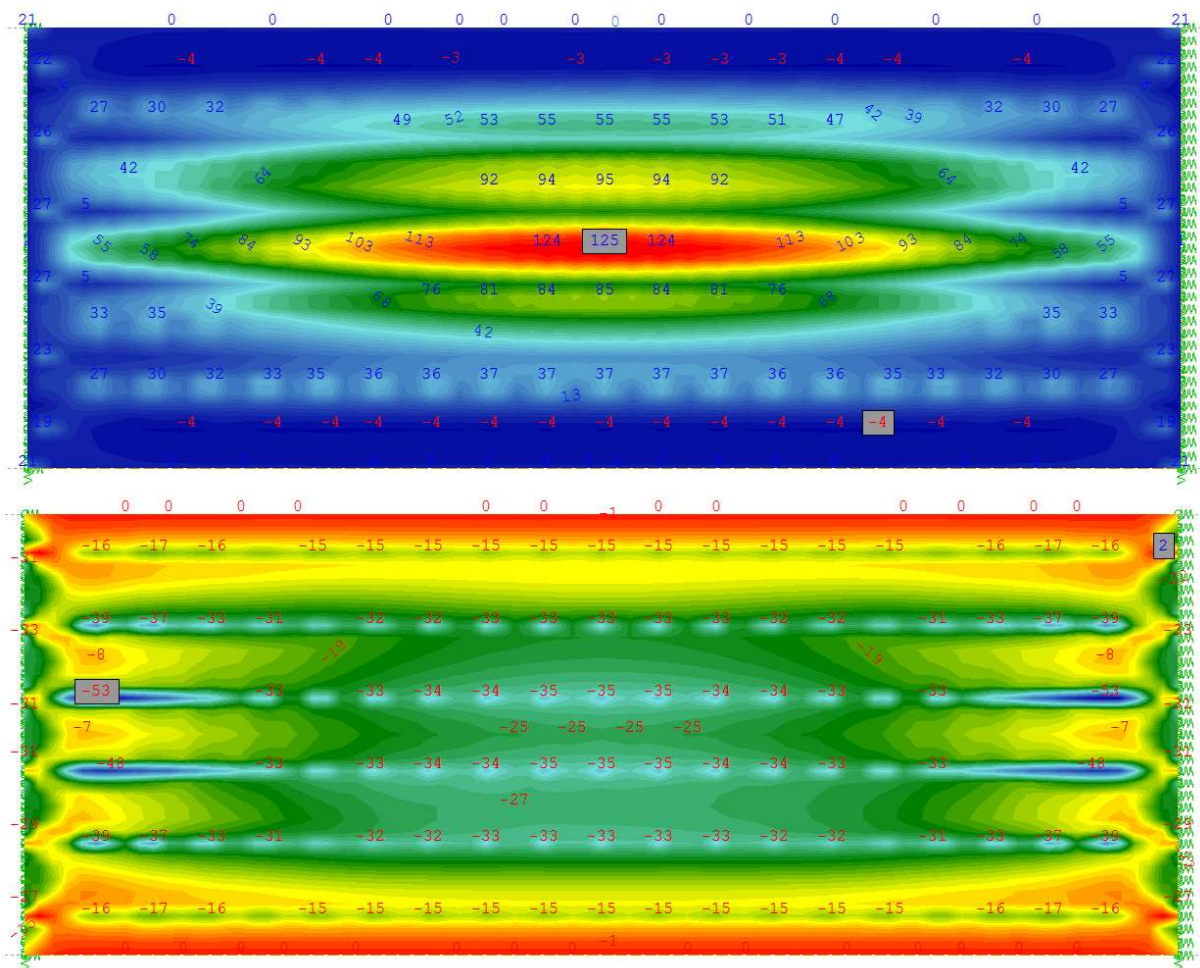
(4) Jako miarodajne wartości dla wymiarowania płyty pomostu przyjęto wyniki uzyskane z analizy statycznej przeprowadzonej na przekrojach niezarysowanych. Podsumowanie wyników przedstawiono w tab. 6.2.2.4.1.



Rys. 6.2.2.4.1. Obwiednia momentów zginających (dodatnie wartości powyżej, ujemne poniżej): maksymalna wartość 130 kNm/m, minimalna -69 kNm/m



Rys. 6.2.2.4.2. Koncentracje poprzecznych sił ścinających w miejscu zmiany przekroju z niezarysowanego na zarysowany (maksymalnie 223 kN/m) [kN/m]



Rys. 6.2.2.4.3. Obwiednia momentów zginających (dodatnie wartości powyżej, ujemne poniżej): maksymalna wartość 125 kNm/m, minimalna -53 kNm/m



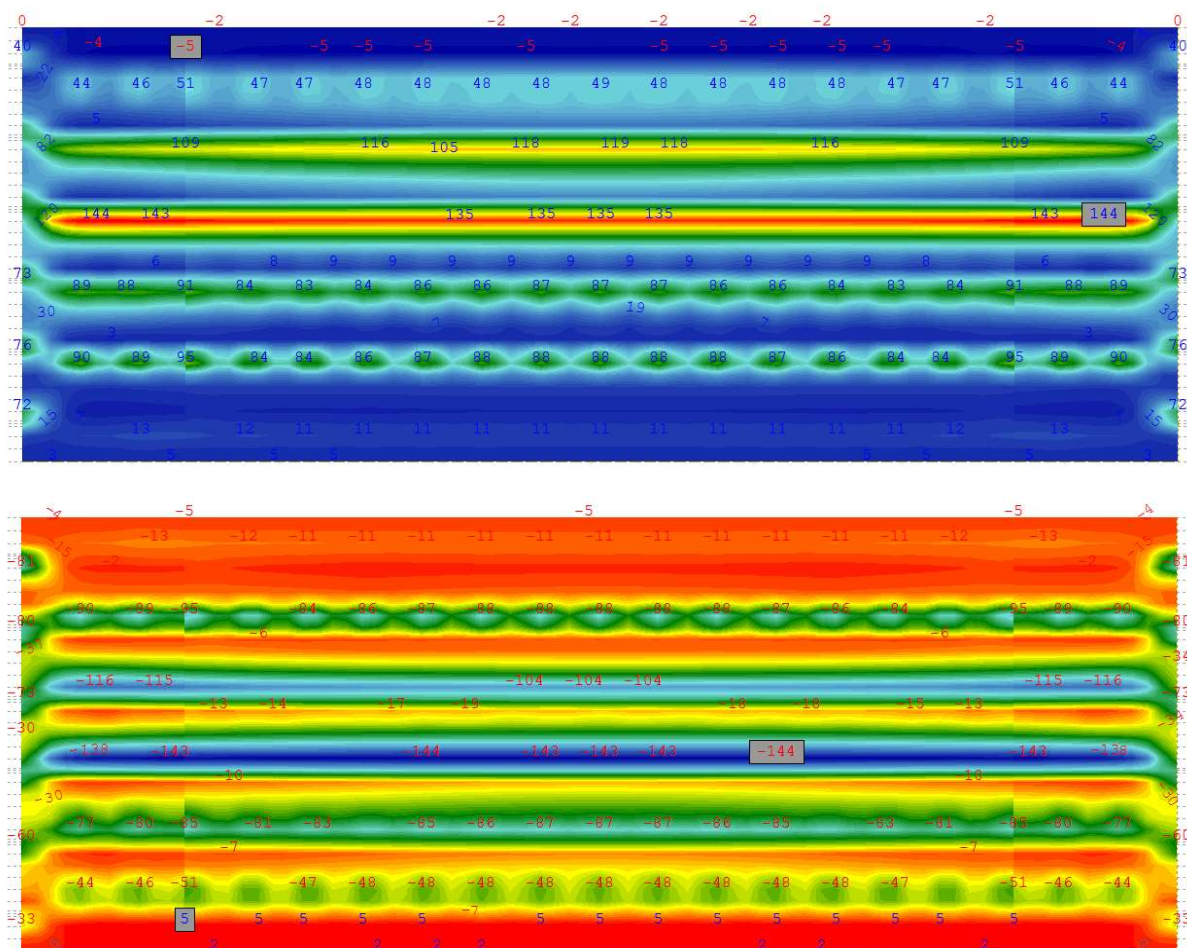
(4) Jako miarodajne wartości dla wymiarowania płyty pomostu przyjęto wyniki uzyskane z analizy statycznej przeprowadzonej na przekrojach niezarysowanych. Podsumowanie wyników stanowi tab. 6.2.2.4.1.

**Tab. 6.2.2.4.1. Reprezentatywne siły wewnętrzne w płycie pomostu przyjęte w sprawdzaniu SGN/SGU**

Wartość	Moment zginający [kNm/m]		Siła poprzeczna [kN/m]
	maksymalny	minimalny	wartość bezwzględna
Charakterystyczna SGU	89,7	-39,6	107
Obliczeniowa SGN	125,0	-53,3	144

(5) Przedstawiona analiza nie obejmuje szczegółowych obliczeń dla strefy końcowych płyty pomostu. Norma [13] zaleca stosować dodatkowy współczynnik nadwyżki dynamicznej dla przekrojów w sąsiedztwie urządzeń dylatacyjnych. Wartość maksymalna wynosi 1,3 i zmniejsza się wraz z odległością od urządzenia dylatacyjnego (do 1,0 dla odległości 6 m). Współczynnik należy stosować tylko dla modelu LM2.

(6) Obliczenia dla płyty pomostu zostały wykonane tylko dla zginania poprzecznego i poprzecznej siły ścinającej. Nie analizowano dodatkowych efektów w postaci interakcji zginania globalnego i lokalnego, skręcania itd.

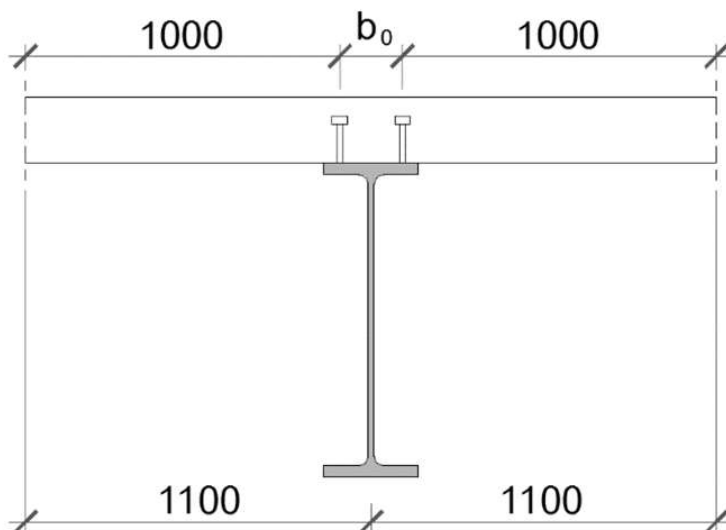


**Rys. 6.2.2.4.4. Obwiednia sił poprzecznych (dodatnie wartości powyżej, ujemne poniżej): maksymalna wartość bezwzględna 144 kN/m**

## 6.2.3. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – dźwigar główny

### 6.2.3.1. Efekt szerokiego pasa

(1) W celu uwzględnienia efektu szerokiego pasa w sprawdzaniu SGN należy wyznaczyć szerokość efektywną płyty pomostu w przekrojach przęsłowym i podporowym według zaleceń pkt 3.3 normy [22] (rys. 6.2.3.1.1).



Rys. 6.2.3.1.1. Przekrój dźwigara zespolonego do sprawdzenia efektu szerokiego pasa

(2) Szerokość efektywna płyty jest sumą szerokości pomiędzy zewnętrznymi sworzniami  $b_0$  oraz szerokości  $b_{ei}$  z obu stron dźwigara zgodnie z rys. 5.1 normy [22]. Szerokość efektywna zależy od długości  $L_e$ , która jest odległością pomiędzy miejscami zerowania się wykresu momentów zginających. Wartość  $L_e$  dla typowych schematów statycznych można wyznaczyć z rys. 5.1 normy [22]. Dla przekroju przęsłowego ( $\alpha$ - $\alpha$ ) wynosi ona:

$$b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{L_e}{8}, b_1\right) = \min\left(\frac{0,7 \times 3500}{8}, 100\right) = \min(306; 100) = 100 \text{ cm},$$

a dla przekroju podporowego ( $\beta$ - $\beta$ ):

$$b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{L_e}{8}, b_1\right) = \min\left(\frac{0,25 \times (3500 + 3500)}{8}, 100\right) = \min(219; 100) = 100 \text{ cm}.$$

Szerokość  $b_{ei}$  w tym przypadku jest równa rozstawowi dźwigarów. Oznacza to, że w przekroju dźwigarów zespolonych nie występuje efekt szerokiego pasa.

### 6.2.3.2. Nośność na zginanie przekroju przęsłowego

(1) Rozpoczynając sprawdzania nośności przekroju przęsłowego, w pierwszej kolejności należy ustalić klasę przekroju. W tym celu wyznaczono położenie plastycznej osi obojętnej. Rozkład naprężeń w przypadku pełnego uplastycznienia pod działaniem tylko momentu zginającego pokazano na rys. 6.2 normy [22].

(2) Położenie plastycznej osi obojętnej przy obciążeniu tylko momentem zginającym można wyznaczyć, przyjmując wstępnie, że leży ona na styku stali i betonu. W takim przypadku siła wypadkowa w stalowym kształtowniku rozciąganym wynosi:

$$F_t = A_a \frac{f_y}{\gamma_{m,0}} = 400 \times \frac{46,0}{1,0} = 18,40 \text{ MN}.$$

Siła wypadkowa w przypadku ściskania całej powierzchni płyty ma wartość:

$$F_c = A_b \times 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 220 \times 21 \times 0,85 \times \frac{3}{1,4} = 8,42 \text{ MN.}$$

(3) Z porównania sił wypadkowych wynika ( $F_t > F_c$ ), że plastyczna oś obojętna będzie się znajdowała na wysokości przekroju stalowego. Pole przekroju ściskanej części kształownika  $A_{a,c}$  wyznaczono z równania:

$$A_b \times 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_{a,c} \times \frac{f_y}{\gamma_{m,0}} = A_{a,t} \times \frac{f_y}{\gamma_{m,0}},$$

gdzie  $A_{a,t}$  oznacza pole powierzchni rozciąganej części kształownika:  $A_{a,t} = A_a - A_{a,c}$ . Podstawiając do równania i przeprowadzając kolejne przekształcenia, otrzymuje się szukane pole powierzchni  $A_{a,c}$ :

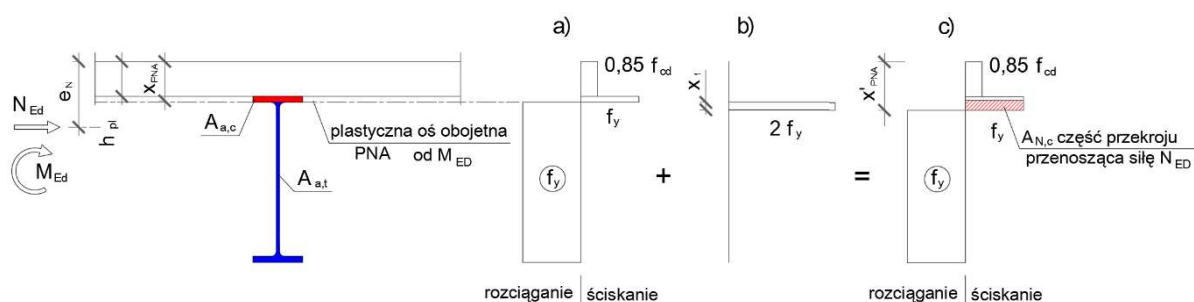
$$2A_{a,c} \times \frac{f_y}{\gamma_{m,0}} = 18,40 \text{ MN} - 8,42 \text{ MN,}$$

$$A_{a,c} = 108,48 \text{ cm}^2.$$

Ponieważ wyznaczone pole  $A_{a,c}$  jest równe polu pasa górnego ( $30 \times 3,6 = 108 \text{ cm}^2$ ), to oś obojętna będzie przechodzić na styku pasa górnego ze środkiem (rys. 6.2.3.2.1a). Grubość płyty pomostu oznaczona została jako  $h_{pl}$ , a szerokość pasa górnego jako  $b_r$ . Odległość plastycznej osi obojętnej od górnych włókien przekroju dźwigara  $x_{PNA}$  (rys. 6.2.3.2.1a) wynosi:

$$x_{PNA} = t_f + h_{pl} = 3,6 + 21 = 24,6 \text{ cm.}$$

(4) W sprawdzeniu klasy przekroju uwzględniono również siłę osiową w dźwigarze zespolonym. Wartość siły osiowej w przekroju przęsłowym dla stanu granicznego nośności  $N_{Ed} = -486 \text{ kN}$  (wartość ujemna dla ściskania, tab. 6.10).



**Rys. 6.2.3.2.1. Przypadek pełnego uplastycznienia przekroju przęsłowego**

(5) Wysokość  $x_1$  części przekroju rozciąganego, który będzie uczestniczył w przeniesieniu tylko siły osiowej (rys. 6.2.3.2.1b), wynosi:

$$x_1 = \frac{N_{Ed}}{2 f_{yd} t_w} = \frac{486}{2 \times 46 \times 1,9} = 2,8 \text{ cm.}$$

Nowe położenie osi plastycznej od obciążenia momentem i siłą osiową oblicza się ze wzoru:

$$x'_{PNA} = x_{PNA} + x_1 = 24,6 + 2,8 = 27,4 \text{ cm.}$$

Pole powierzchni potrzebne do przeniesienia siły  $N_{Ed}$  jest niewielkie (rys. 6.2.3.2.1c) i wynosi:

$$A_{N,c} = \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{486}{46} = 10,6 \text{ cm}^2.$$

(6) Na skutek uwzględnienia siły ściskającej doszło do obniżenia położenia plastycznej osi obojętnej. Ponieważ stosunek ściskanej do rozciąganej części średnika jest pomijalnie mały (część ściskana obejmuje strefę wyokrąglenia przy połączeniu z pasem), można przyjąć, że cały średnik jest rozciągany (klasa 1.).

(7) Ściskany pas górny jest połączony za pomocą sworzni z płytą betonową, przez co zabezpieczona jest jego stateczność lokalną zgodnie z pkt 5.5.2(1) normy [22]. Pas dolny jest rozciągany (klasa 1.). Cały przekrój przęsłowy jest klasy 1.

(8) Siły wypadkowe  $F_i$  w poszczególnych częściach przekroju oraz ich odległości od plastycznej osi obojętnej zestawiono w tab. 6.2.3.2.1. Plastyczną nośność na zginanie przekroju zespolonego (obciążonego tylko momentem zginającym) wyznaczono ze wzoru:

$$M_{pl,Rd} = \sum_{i=1}^n F_i e_i.$$

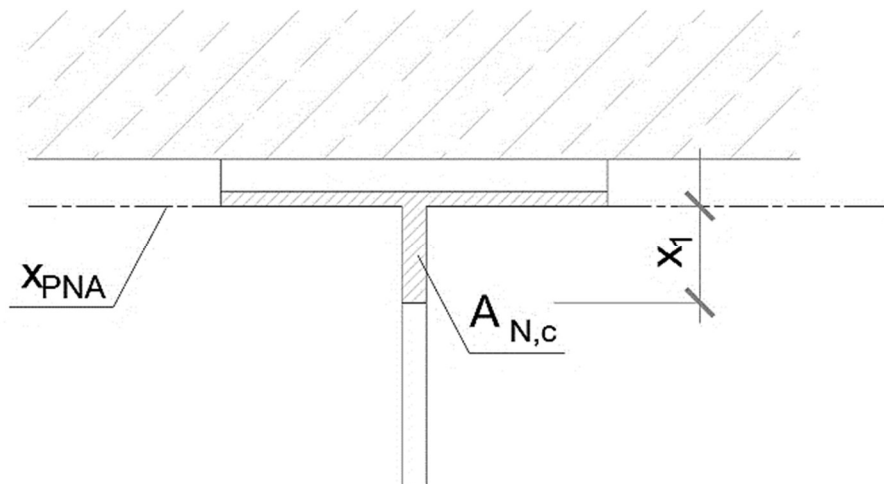
Tab. 6.2.3.2.1. Dane do określenia plastycznej nośności na zginanie przekroju przęsłowego

Element	Znak naprężeń	Pole powierzchni [cm <sup>2</sup> ]	Naprężenia [kN/cm <sup>2</sup> ]	Wypadkowa $F_i$ [kN]	Mimośród $e_i$ [m]	Iloczyn $F_i e_i$ [kNm]
Płyta pomostu	ściskanie	4620	1,82	8408	0,141	1186
Pas górny	ściskanie	108	46,0	4968	0,0180	89
Środek	rozciąganie	176	46,0	8096	0,464	3757
Pas dolny	rozciąganie	108	46,0	4968	0,946	4700
$\Sigma F_i e_i$						9732

(9) Uwzględnienie wyłączenia części  $A_{N,c}$  przekroju, która uczestniczy w przenoszeniu tylko ściskania od siły  $N_{Ed}$ , skutkuje zmniejszeniem nośności  $M_{pl,Rd}$  o wartość  $M_{N,c}$  (pkt 6.2.9.1(1) normy [16]). W analizowanym przypadku część  $A_{N,c}$  przekroju znajduje się zarówno na wysokości środka, jak i pasa górnego. Zbliżenie na strefę  $A_{N,c}$  pokazano na rys. 6.2.3.2.2. Na jego podstawie obliczono nośność na zginanie względem osi  $x_{PNA}$  części przekroju  $A_{N,c}$ :

$$M_{N,c} = 0,5 f_{yd} t_w x_1^2 \left( 1 + \frac{t_w}{b_f} \right) = 0,5 \times 46 \times 1,9 \times 2,8^2 \left( 1 + \frac{1,9}{30} \right) = 3,6 \text{ kNm}.$$

Wartość  $M_{N,c} = 4 \text{ kNm}$  jest nieistotna, przyjęto więc:  $M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} - M_{N,c} \cong M_{pl,Rd} = 9732 \text{ kNm}$ .



Rys. 6.2.3.2.2. Przypadek pełnego uplastycznienia przekroju przęsłowego

(10) Równocześnie dojdzie do zmiany momentu zginającego na skutek pojawienia się mimośrodów pomiędzy osią działania obciążenia w analizie statycznej ( $e_N$  na rys. 6.2.2.3.1) oraz osi obojętnej przekroju ( $x_{PNA}$  na rys. 6.2.2.3.1) wynoszącego:

$$\Delta M_{Ed} = N_{Ed} (e_N - x_{PNA}) = 486 (0,324 - 0,246) = 38 \text{ kNm}.$$

Ponieważ wartość momentu  $\Delta M_{Ed} = 38$  kNm jest znikomo mała oraz redukuje moment  $M_{Ed}$ , postanowiono pominać jego korzystny efekt.

(11) Bezpieczeństwo betonu w strefie ściskanej określa się za pomocą współczynnika redukcyjnego  $\beta$  (pkt 6.2.1.2(2) normy [22]). Stosuje się go w momencie, gdy spełniona jest nierówność:

$$\frac{x_{PNA}}{h_{dz}} = \frac{24,60}{100 + 21} = 0,203 > 0,15.$$

(12) Ponieważ stosunek wysokości części ściskanej do całkowitej wysokości dźwigara nie przekracza 40%, zastosowano interpolację według rys. 6.3 normy [22]. Ostatecznie wartość współczynnika redukcyjnego  $\beta$  wynosi:

$$\beta = 1 - \frac{0,15}{0,25} \left( \frac{x_{PNA}}{h_{dz}} - 0,15 \right) = 1 - \frac{0,15}{0,25} (0,203 - 0,15) = 0,968.$$

Ostatecznie nośność plastyczna przekroju przęsłowego ma wartość:

$$M_{pl,Rd} = \beta \sum_{i=1}^n F_i e_i = 0,968 \times 9732 = 9,42 \text{ MNm}.$$

Moment zginający z fazy budowy i fazy eksploatacji wynosi:  $M_{Ed} = 7,53$  MNm.

(13) Norma [22], pkt 6.2.1.3(2) wymaga, aby nośność plastyczną przekroju przęsłowego ograniczyć do 90%, jeśli jednocześnie przekrój podporowy jest klasy 3. lub 4., a stosunek sąsiednich przęseł jest mniejszy niż 0,6. Wynika to z kolejności tworzenia się przegubów plastycznych w konstrukcji i w większości konstrukcji ciągłych nie jest groźne, ponieważ schemat obciążenia wywołujący maksymalny moment zginający w przęśle nie powoduje maksymalnego momentu nad podporą pośrednią. Wyjątkiem są belki o nierównych rozpiętościach przęseł, co zostało uwzględnione przez ograniczenie minimalnego stosunku rozpiętości sąsiednich przęseł.

(14) Ponieważ obliczana konstrukcja jest układem ramowym, w którym schemat obciążenia wywołujący maksymalne wyężenie przekroju przęsłowego powoduje jednocześnie maksymalny moment zginający nad podporą, postanowiono ograniczyć nośność przekroju przęsłowego (pkt 6.2.1.3(2) normy [22]):

$$M_{Ed} = 7,53 \text{ MNm} < 0,9 M_{pl,Rd} = 0,9 \times 9,42 = 8,58 \text{ MNm}.$$

Wykorzystanie nośności przekroju przęsłowego w stanie granicznym nośności wynosi 88% (7,53/8,58).

### 6.2.3.3. Nośności na zginanie przekroju podporowego

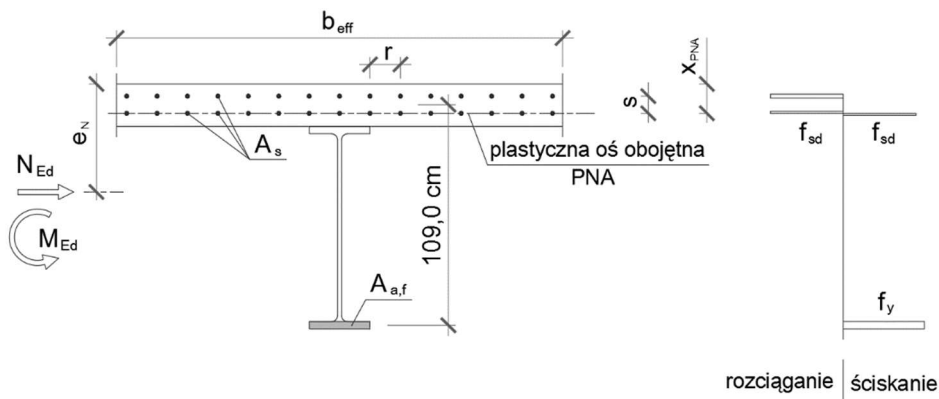
(1) Ze względu na pominięcie betonu rozciąganego przekrój podporowy uwzględniany w obliczeniach nośności składa się ze ściskanego pasa dolnego oraz rozciąganych prętów zbrojeniowych w płycie pomostu (rys. 6.2.3.3.1).

(2) Klasę przekroju ze względu na ściskany pas dolny określa się według tab. 5.2 normy [16]. Smukłość  $c/t$  dla pasa dolnego wynosi:

$$\frac{c}{t} = \frac{b_f - 2r - t_w}{2t_f} = \frac{30 - 2 \times 3,0 - 1,9}{2 \times 3,6} = 3,07,$$

$$\frac{c}{t} = 3,07 < 9 \varepsilon = 9 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 9 \times \sqrt{\frac{235}{355}} = 7,32.$$





Rys. 6.2.3.3.1. Przekrój przenoszący zginanie nad podporą

(3) Ponieważ warunek na podstawie tab. 5.2 normy [16] jest spełniony, pas dolny oraz cały przekrój podporowy jest klasy 1. W związku z tym nośność przekroju składającego się tylko z pasa dolnego i prętów zbrojeniowych jest obliczana w zakresie plastycznym. Pole przekroju prętów zbrojeniowych w zakresie szerokości efektywnej wynosi:

$$A_s = \frac{2 b_{eff}}{r} \times \frac{\pi \Phi^2}{4} = \frac{2 \times 220}{15} \times \frac{\pi 2,5^2}{4} = 144,0 \text{ cm}^2.$$

(4) Siła wypadkowa w rozciąganych prętach zbrojeniowych przy ich pełnym uplastycznieniu ma wartość:

$$F_s = A_s f_{sd} = A_s \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 144,0 \times \frac{50}{1,15} = 6261 \text{ kN},$$

a siła wypadkowa w ściskanym pasie dolnym:

$$A_{a,f} = 3,6 \times 30 = 108,0 \text{ cm}^2,$$

$$F_f = A_{a,f} f_{yd} = 108 \times \frac{46,0}{1,0} = 4968 \text{ kN}.$$

(5) Z porównania sił wypadkowych ( $F_s > F_f$ ) wynika, że położenie osi plastycznej pod obciążeniem tylko momentem zginającym będzie się znajdować na wysokości prętów zbrojeniowych. Pole ściskanej części prętów zbrojeniowych  $A_{s1,c}$  w dolnej warstwie przy obciążeniu samym momentem wyznaczono z warunku równowagi sił:

$$A_{s1,c} = \frac{\frac{F_f + F_s}{2} - F_f}{F_s} A_s = \frac{\frac{4968 + 6261}{2} - 4968}{6261} 144 = 14,9 \text{ cm}^2.$$

(6) Część siły  $N_{Ed}$  zostanie przeniesiona przez pręty zbrojeniowe, które były rozciągane w wyniku działania tylko momentu zginającego. Pole powierzchni do tego potrzebne wynosi:

$$A_{c,s} = \frac{N_{Ed}}{2 f_{sd}} = \frac{1204}{2 \times \frac{50}{1,15}} = 13,8 \text{ cm}^2.$$

Ponieważ pole przekroju  $A_{s1,c} < A_{c,s1}$  osiowa siła ściskająca  $N_{Ed}$  zostanie w całości przeniesiona przez pręty zbrojenia dolnego. Oś plastyczna leży na wysokości dolnych prętów zbrojeniowych w odległości od górnych włókien przekroju równej (rys. 6.2.3.2.3):  $x_{PNA} = 14,5 \text{ cm}$ .

(7) Udział dolnych prętów w przenoszeniu momentu zginającego jest pomijalnie mały (na ich wysokości przebiega oś obojętna), przenoszą natomiast całą siłę osiową  $N_{Ed}$ . W związku z tym nośność plastyczna przekroju składającego się tylko z pasa dolnego i górnych prętów zbrojeniowych wynosi:

$$M_{pl,Rd} = F_f (h - 0,5 t_f - x_{PNA}) + 0,5 F_s s = 4,968 \times (1,21 - 0,0165 - 0,145) + 0,5 \times 6,261 \times 0,085 = 5,48 \text{ MNm}.$$

Na skutek pojawienia się mimośrodowość pomiędzy osią działania obciążenia w analizie statycznej ( $e_N$  na rys. 6.2.3.2.1) oraz osi obojętnej przekroju ( $x_{PNA}$  na rys. 6.2.3.2.1) dojdzie do wywołania dodatkowego składnika momentu zginającego:

$$\Delta M_{Ed} = N_{Ed} (e_N - x_{PNA}) = 1204 (0,618 - 0,145) = 569 \text{ kNm.}$$

(8) Jak wynika ze zwrotów sił przedstawionych na rys. 6.2.3.3.1 moment  $\Delta M_{Ed}$  będzie sumował się z momentem pochodzącym z analizy statycznej  $M_{Ed}$ :

$$M_{Ed,mod} = M_{Ed} + \Delta M_{Ed} = 4,70 + 0,57 = 5,27 \text{ MNm.}$$

Jest to wartość mniejsza niż obliczeniowa nośność przekroju podporowego wynosząca  $M_{pl,Rd} = 5,48 \text{ MNm}$ . Wykorzystanie nośności przekroju wynosi 96% ( $5,27/5,48$ ).

#### 6.2.3.4. Nośność na zwichrzenie przekroju podporowego

(1) W czasie eksploatacji obiektu jedynie przekroje w sąsiedztwie podpór są narażone na zwichrzenie. W przekrojach przęsłowych pas ściskany jest połączony (zespolony) ze stabilizującą płytą pomostu. Wyjątkiem są etapy montażu, w których występuje obciążenie konstrukcji stalowej ciężarem mokrego betonu. Są to jednak stany przejściowe, w których dla tego typu konstrukcji najczęściej stosuje się stężenia tymczasowe. W dalszej części przykładu skupiono się na trwałych sytuacjach obliczeniowych i sprawdzeniu zwichrzenia przekrojów podporowych.

(2) Na potrzeby wyznaczenia wskaźnika zwichrzenia przekrój podporowy został przyjęty jako całkowity przekrój kształtownika wraz z podłużnym zbrojeniem płyty pomostu. Jest to założenie różne w stosunku do przyjętego w sprawdzeniu przekroju zginanego, ale podyktowane tym, że zwichrzenie nie odbywa się w przekroju tuż przed korpusem, który stabilizuje pas dolny tylko w pewnym oddaleniu od niego – w przekroju, w którym cały kształtownik włączył się już do przenoszenia obciążeń.

(3) Norma [22] nie zawiera procedur bezpośrednio dedykowanych do sprawdzania stateczności przekrojów jednocześnie ściskanych i zginanych. W związku z tym moment  $M_{cr}$  potrzebny do wyznaczenia współczynnika zwichrzenia  $\chi_{LT}$  zostanie określony wprost z liniowej analizy niestateczności na modelu lokalnym. Następnie na podstawie krzywych zwichrzenia zostanie określona nośność przekroju zginanego i ściskanego.

(4) Procedura wyznaczenia współczynnika zwichrzenia  $\chi_{LT}$  jest podana w pkt 6.4.2 normy [22]. Jest to procedura sprawdzeń elementów o stałym przekroju bez poprzecznych żeber usztywniających środnik. Dodatkowy warunek nałożony został na klasę przekroju, która nie może być niższa niż klasa 3. Ten warunek zostanie sprawdzony w pierwszej kolejności. Procedura rozpoczyna się od wyznaczenia położenia plastycznej osi obojętnej w przekroju.

(5) Siła wypadkowa przy pełnym uplastycznieniu zbrojenia wynosi:

$$F_s = A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_{m,0}} = 144,0 \times \frac{50,0}{1,15} = 6,26 \text{ MN,}$$

a siła wypadkowa w kształtowniku przy pełnym uplastycznieniu:

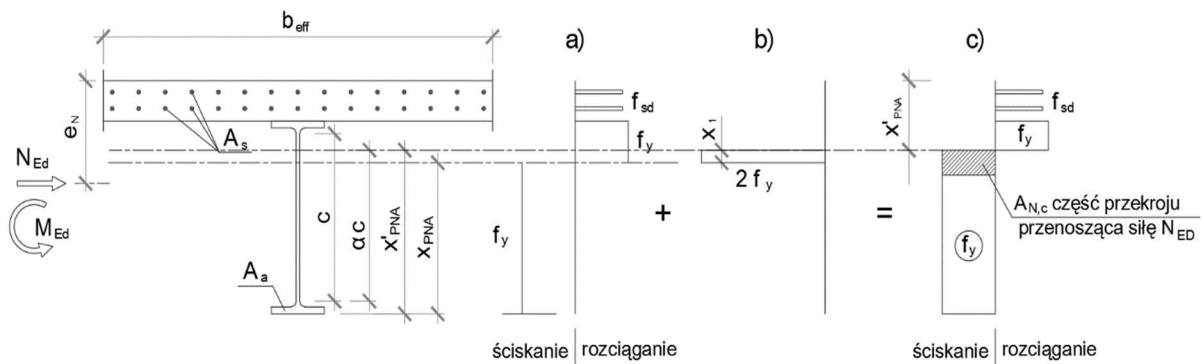
$$F_t = A_a \frac{f_y}{\gamma_{m,0}} = 400 \times \frac{46,0}{1,0} = 18,40 \text{ MN.}$$

Siła wypadkowa z pojedynczego pasa wynosi:

$$F_f = A_{a,f} \frac{f_y}{\gamma_{m,0}} = 108,0 \times \frac{46,0}{1,0} = 4,97 \text{ MN.}$$

(6) Położenie osi obojętnej od włókien dolnych  $x_{PNA}$  wyznaczono z zależności:

$$x_{PNA} = t_f + \frac{0,5 (F_s + F_a) - F_f}{F_a - 2 F_f} \times (h - 2 t_f) = 3,6 + \frac{0,5 (6,26 + 18,40) - 4,97}{18,40 - 2 \times 4,97} \times (100 - 2 \times 3,6) = 84,3 \text{ cm.}$$



Rys. 6.2.3.4.1. Naprężenia w przekroju podporowym przy pełnym uplastycznieniu: wywołane momentem  $M_{Ed}$  (a), siłą  $N_{Ed}$  (b) oraz jednocześnie  $M_{Ed}$  i  $N_{Ed}$  (c)

(7) W sprawdzeniu klasy przekroju uwzględniono siłę osiową w dźwigarze zespolonym. Wartość siły towarzyszącej wynosi  $N_{Ed} = -1204$  kN (wartość ujemna dla ściskania, tab. 6.2.2.3.3). Wysokość  $x_1$  części przekroju rozciąganej, który będzie uczestniczył w przeniesieniu tylko siły osiowej (rys. 6.2.3.2.4b), wynosi:

$$x_1 = \frac{N_{Ed}}{2 f_{yd} t_w} = \frac{1204}{2 \times 46 \times 1,9} = 6,9 \text{ cm.}$$

(8) Nowe położenie osi plastycznej od obciążenia momentem i siłą osiową mają wartość:

$$x'_{PNA} = x_{PNA} + x_1 = 84,3 + 6,9 = 91,2 \text{ cm.}$$

Stosunek strefy ściskanej do rozciąganej w środku wynosi:

$$\alpha = \frac{x'_{PNA} - r - t_f}{h - 2r - 2t_f} = \frac{91,2 - 3,0 - 3,6}{100 - 2 \times 3,0 - 2 \times 3,6} = 0,975,$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{460}} = 0,715.$$

Smukłość  $c/t$  dla środka ma wartość:

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2r - 2t_f}{t_w} = \frac{100 - 2 \times 3,0 - 2 \times 3,6}{1,9} = 45,7.$$

(9) Na podstawie tab. 5.2 normy [16] warunki graniczne dla poszczególnych klas ( $\alpha = 0,975 > 0,5$ ) wynoszą odpowiednio dla klasy 1.:

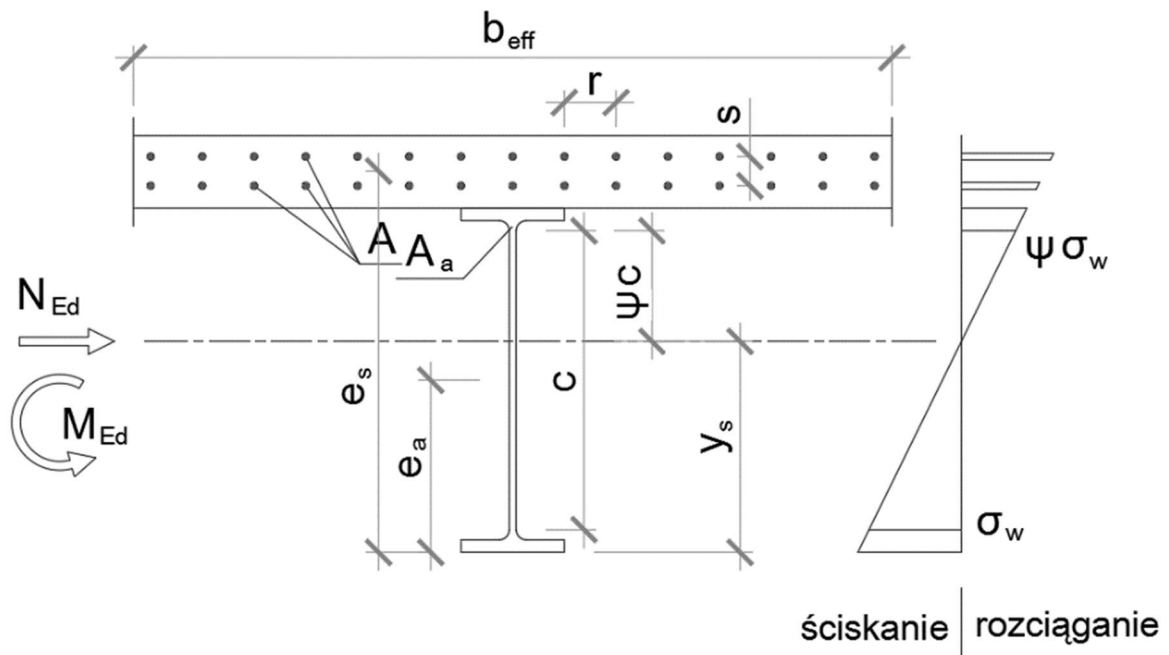
$$\frac{396 \varepsilon}{13 \alpha - 1} = \frac{396 \times 0,715}{13 \times 0,975 - 1} = 24,3 \not\geq \frac{c}{t} = 45,7,$$

a dla klasy 2.:

$$\frac{456 \varepsilon}{13 \alpha - 1} = \frac{456 \times 0,715}{13 \times 0,975 - 1} = 27,9 \not\geq \frac{c}{t} = 45,7.$$

(10) Ponieważ nierówności te nie zostały spełnione, przekrój ma co najwyżej klasę 3. Rozróżnienie pomiędzy klasą 3. i 4. dokonuje się na podstawie sprawdzenia sprężystej pracy przekroju z uwzględnieniem faz budowy. W kolejnym kroku wyznaczono zasięg strefy ściskanej przy sprężystym rozkładzie naprężeń. Odległość sprężystej osi obojętnej od włókien dolnych  $y_s$  w przekroju (rys. 6.2.3.4.2.) wynosi:

$$y_s = \frac{A_s \times e_s + A_a \times e_a}{A_s + A_a} = \frac{144,0 \times 110,8 + 400 \times 50}{144,0 + 400} = 66,1 \text{ cm.}$$



Rys. 6.2.3.4.2. Sprężyste naprężenia w przekroju podporowym

(11) Moment bezwładności przekroju zespolonego wynosi:

$$I_c = I_a + A_a \times (y_s - e_a)^2 + A_s \times (e_s - y_s)^2 = 64,47 \times 10^4 + 400 \times (66,1 - 50)^2 + 144 \times (110,8 - 66,1)^2 = 1,04 \times 10^6 \text{ cm}^4.$$

(12) Naprężenia we włóknach górnych środnika od momentu i siły osiowej mają wartość:

$$\sigma_{w,t} = \frac{M_{Ed} (h - y_s - t_f - r)}{I_c} - \frac{N_{Ed}}{A_a + A_s} = \frac{4696 \times 10^2 \times (100 - 66,1 - 3,3 - 3)}{1,04 \times 10^6} - \frac{1204}{144 + 400} = 124,6 - 22,1 = 102,5 \text{ MPa.}$$

Naprężenia we włóknach dolnych środnika od momentu i siły osiowej wynoszą:

$$\sigma_{w,c} = -\frac{M_{Ed} (h - y_s - t_f - r)}{I_c} - \frac{N_{Ed}}{A_a + A_s} = -\frac{4696 \times 10^2 \times (66,1 - 3,3 - 3)}{1,04 \times 10^6} - \frac{1204}{144 + 400} = -270,0 - 22,1 = -292,1 \text{ MPa.}$$

(13) Stosunek naprężeń ściskających do rozciągających  $\psi$  na krawędziach środnika (tab. 5.2 normy [7]) wynosi:

$$\psi = \frac{\sigma_{w,t}}{\sigma_{w,c}} = \frac{102,5}{-292,1} = -0,351.$$

Na podstawie tab. 5.2 normy [16] oblicza się warunek graniczny smukłości środnika dla klasy 3. ( $\psi = -0,351 > -1$ ):

$$\frac{42 \varepsilon}{0,67 + 0,33 \psi} = \frac{42 \times 0,715}{0,67 + 0,33 \times (-0,351)} = 54,2 > \frac{c}{t} = 45,7.$$

(14) Z obliczeń wynika, że środnik jest klasy 3. Klasyfikacja pasa dolnego została przeprowadzona już wcześniej (klasa 1.). Górny, rozciągany pas dźwigara ma klasę 1. Cały przekrój jest więc klasy 3., przez co jego nośność jest wyznaczona w zakresie sprężystym.

(15) Naprężenia w górnych prętach zbroieniowych wywołane momentem zginającym i siłą osiową wynoszą:

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed} (121 - 6 - y_s)}{I_c} - \frac{N_{Ed}}{A_a + A_s} = \frac{4696 \times 10^2 \times (121 - 6 - 66,1)}{1,04 \times 10^6} -$$

$$-\frac{1204}{144 + 400} = 220,8 - 22,1 = 198,7 \text{ MPa},$$

a naprężenia w pasie dolnym wywołane momentem zginającym i siłą osiową:

$$\sigma_a = -\frac{M_{Ed} y_s}{I_c} - \frac{N_{Ed}}{A_a + A_s} = -\frac{4696 \times 10^2 \times 66,1}{1,04 \times 10^6} - \frac{1204}{144 + 400} = 298,5 - 22,1 = 276,4 \text{ MPa}.$$

(16) Nośność przekroju podporowego jest uwarunkowana osiągnięciem przez naprężenia w dźwigarze głównym i prętach zbrojeniowej ich wytrzymałości obliczeniowej (w zależności od tego, co nastąpi wcześniej):

$$M_{el,Rd} = M_{Ed} \times \min\left(\frac{f_y}{\sigma_a}; \frac{f_{sd}}{\sigma_s}\right) = 4696 \times \min\left(\frac{460}{276,4}; \frac{500}{1,15 \times 198,7}\right) = 7815 \text{ kNm}.$$

(17) Po wyznaczeniu nośności przekroju podporowego na zginanie przeprowadzono procedurę oceny nośności całego dźwigara na zwiczerzenie według pkt 6.4.2 normy [10]. Ponieważ są spełnione warunki z pkt 6.4.2(5), do obliczeń będzie zastosowana „ciągła odwrócona rama U”. Sztywność ciągłej odwróconej ramy U można wyznaczyć według pkt 6.4.2(6) normy [10]. W pierwszej kolejności wyznaczono sztywność poszczególnych elementów odwróconej ramy U – rygla i słupków. Założono, że płyta pomostu będzie zbrojona w postaci dwóch siatek, gdzie pręty poprzeczne o średnicy 25 mm ( $\Phi_p$ ) będą rozmieszczone co 20 cm ( $s_b = 20$  cm). Zbrojenie płyty na metr bieżący szerokości przekroju:

$$A_{s,p} = \frac{1}{s_b} \pi \left(\frac{\Phi_p}{2}\right)^2 = \frac{1}{0,20} \times 3,142 \times \left(\frac{2,5}{2}\right)^2 = 24,55 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 0,245 \text{ cm}.$$

(18) Odległość od dolnych włókien betonu do osi prętów  $a_{c,p}$  jest równa:

$$a_{c,p} = c_{nom,bot} + \frac{\Phi_p}{2} = 3,5 + \frac{2,5}{2} = 4,75 \text{ cm}.$$

Wysokość efektywna przekroju wynosi:  $d = h_f - a_{c,p} = 21 - 4,75 = 16,25$  cm.

(19) Sztywność płyty pomostu stanowiącej rygiel ramy U powinna uwzględniać możliwość zarysowania. W tym celu wyznaczono położenie osi obojętnej dla zarysowanego przekroju żelbetowego (od włókien górnych). Łącząc dwa warunki – na zgodność odkształceń w płaskim przekroju oraz wypadkowych w części ściskającej i rozwiązując względem niewiadomego położenia osi obojętnej, otrzymano:

$$x_{c1} = \frac{-A_{s,p} E_a + \sqrt{(A_{s,p} E_a)^2 + 2 A_{s,p} E_a E_{cm} d}}{E_{cm}} = \frac{-0,245 \times 20 \times 10^3 + \sqrt{(0,245 \times 20 \times 10^3)^2 + 2 \times 0,245 \times 20 \times 10^3 \times 32 \times 10^2 \times 16,25}}{32 \times 10^2} = 5,7 \text{ cm}.$$

(20) Następnie wyznaczono moment bezwładności przekroju zarysowanego:

$$I_{c2} = A_{s,p} (d - x_{c1})^2 + \frac{E_{cm}}{3 E_a} x_{c1}^3 = 0,245 (16,25 - 5,7)^2 + \frac{32 \times 10^2}{3 \times 20 \times 10^3} \times 5,7^3 = 37,1 \text{ cm}^3 = 3,71 \times 10^{-5} \frac{\text{m}^4}{\text{m}}.$$

(21) Współczynnik  $\alpha$  uwzględnia liczbę wzajemnie stabilizujących się belek w przekroju poprzecznym. Dla najbardziej niekorzystnego przypadku – belki skrajnej przyjmuje się wartość 2. W przypadku belek wewnętrznych można tę wartość podwyższyć. Szczegółowe wytyczne są zamieszczone w pkt 6.4.2(6) normy [22]. W związku z tym postanowiono dalsze obliczenia przeprowadzić dla najniższej wartości  $\alpha = 2$ , tak jak dla dźwigara skrajnego. W procedurze normowej występuje również współczynnik  $a$ , który określa rozstaw belek (w tym przypadku  $a = 2,2$  m).

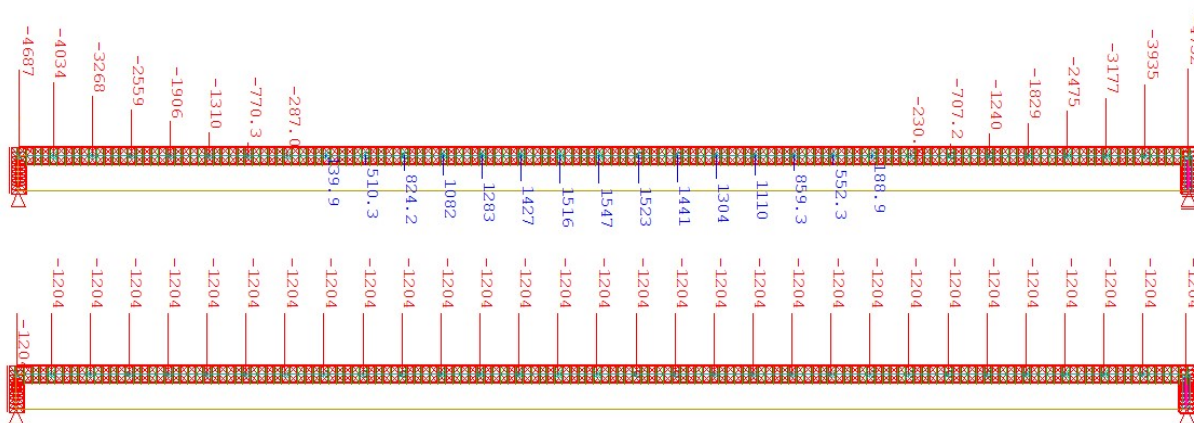
(22) Sztywność giętna zarysowanej płyty z betonu w kierunku poprzecznym do belki stalowej  $k_1$  jest określona wzorem (6.9) normy [22]:

$$k_1 = \frac{\alpha E_a I_{c2}}{a} = \frac{2 \times 20 \times 10^7 \times 3,71 \times 10^{-5}}{2,2} = 6745 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}.$$

a sztywność giętna środnika stalowego  $k_2$  zostanie odwzorowana powłokowymi elementami skończonymi w modelu numerycznym.

(24) Kolejnym krokiem jest wyznaczenie momentu krytycznego  $M_{cr}$ . Zostało to wykonane z użyciem modelu lokalnego, obejmującego pojedynczy dźwigar główny. Model składa się z elementów powłokowych i obejmuje dźwigar w licach korpusów. Długość konstrukcji stalowej uwzględniała szerokości korpusów podpór ( $L_{crit} = 33,3$  m). Założono sztywne podparcie w kierunku poprzecznym dla pasa górnego (wynikające ze sztywności płyty pomostu) oraz podatne podparcie dla obliczania momentu zginającego (wynikające z obrotu zarysowanej płyty pomostu) według rys. 6.10 normy [22] ( $k_s = 6745$  kNm/m).

(25) Model został obciążony obciążeniem równomiernie rozłożonym o wartości 45 kN/m oraz siłami osiowymi przyłożonymi na końcach konstrukcji o wypadkowej równej  $N_{Ed} = 1204$  kN (tab. 6.10). Siła pionowa 45 kN/m została tak dobrana, aby w przekroju podporowym wywołać moment równy  $M_{Ed} = 4,69$  MNm otrzymany z analizy statycznej (6.2.2.3.1). Wykresy sił wewnętrznych w modelu przedstawiono na rys. 6.2.3.4.3.



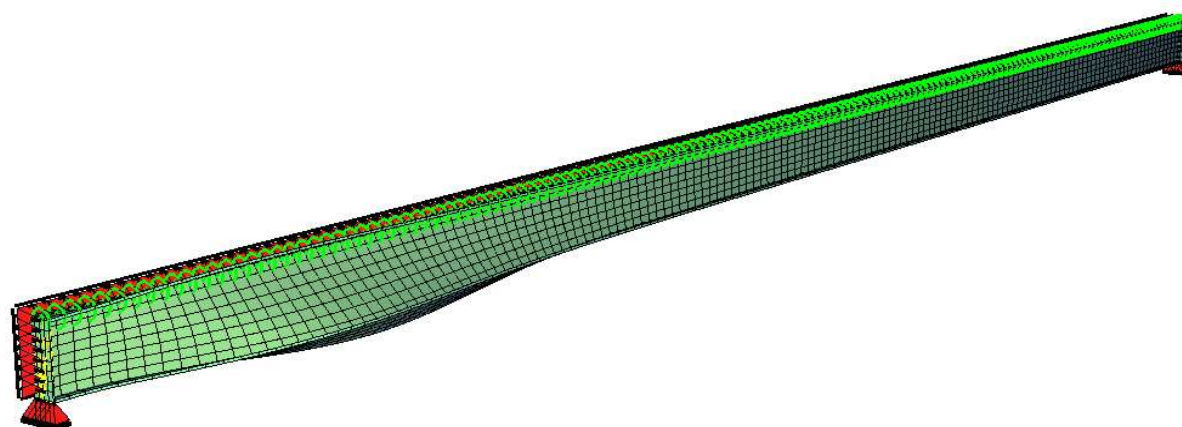
Rys. 6.2.3.4.3. Wykres momentów zginających (powyżej) i sił osiowych (poniżej) pod obciążeniem 45 kN/m oraz siłą ścisną  $N_{Ed} = -1204$  kN

(26) Następnie została przeprowadzona sprężysta (liniowa) analiza wyboczeniowa pod jednoczesnym działaniem obciążenia pionowego i poziomego. Najmniejsza wartość współczynnika wynosiła 5,59 (rys. 6.2.3.4.4). Moment krytyczny w przekroju podporowym ma zatem wartość:

$$M_{cr} = 5,59 \times 4687 = 26\,200 \text{ kNm.}$$

Smukłość względna wynosi:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{7\,815}{26\,200}} = 0,546.$$



Rys. 6.2.3.4.4. Postać wyboczeniowa dla pasa dolnego



(27) W normie [16], pkt 6.3.2.2 określono wartość współczynnika zwichrzenia  $\chi_{LT}$ . W przypadku kształtownika HEB 1000 proporcje  $h/b = 3,33 > 2$ , w związku z tym obowiązuje krzywa zwichrzenia „b” (tab. 6.4 normy [16]), dla której parametr imperfekcji  $\alpha_{LT} = 0,34$  (tab. 6.3 normy [16]). Współczynnik  $\Phi_{LT}$  wynosi:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 [1 + 0,34 \times (0,546 - 0,2) + 0,546^2] = 0,708.$$

Ostatecznie współczynnik zwichrzenia  $\chi_{LT}$  oblicza się wzoru (6.56) normy [16]:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,708 + \sqrt{0,708^2 - 0,546^2}} = 0,863.$$

(28) Mimo że zwichrzenie było wyznaczane dla przekroju przypodporowego (w którym pracuje już w pełni dźwigar stalowy), to weryfikacja odbyła się dla przekroju podporowego (obejmującego tylko pas dolny i pręty zbrojeniowe). Nośność tego przekroju na zginanie z uwzględnieniem zwichrzenia  $M_{b,Rd}$  wynosi:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{pl,Rd} \frac{\gamma_{M,0}}{\gamma_{M,1}} = 0,863 \times 5,48 \frac{1,0}{1,1} = 4,30 \text{ MNm}.$$

(29) Nośność  $M_{b,Rd}$  wyznaczono z uwzględnieniem wpływu siły  $N_{Ed}$  (model lokalny i określony za jego pomocą moment  $M_{cr}$  ujmował siłę osiową  $N_{Ed}$ ). Nie ma potrzeby stosowania dodatkowych warunków interakcyjnych dla siły osiowej i momentu zginającego.

(30) W przekroju podporowym moment zginający  $M_{Ed} = -4,70 \text{ MNm}$  (tab. 6.2.2.3.1) przekracza wyznaczoną nośność  $M_{b,Rd} = -4,30 \text{ MNm}$ . Jednak moment  $M_{Ed} = -4,70 \text{ MNm}$  otrzymano w teoretycznej osi podparcia, a przekrój podporowy, w którym pas dolny dźwigara nie jest zamocowany w korpusie, znajduje się w odległości 0,85 m od teoretycznej osi podparcia (rys. 6.1.1.1). Jak wynika z rys. 6.2.2.3.13, w przekroju oddalonym o 1,75 m od osi podparcia moment zginający wynosi  $M'_{Ed} = 1,90 \text{ MNm}$ . Przyjmując bezpiecznie liniową interpolację pomiędzy tymi przekrojami, obliczono moment zginający  $M_{Ed,kor}$  w przekroju podporowym:

$$M_{Ed,kor} = M_{Ed} - \frac{0,85}{1,75} (M_{Ed} - M'_{Ed}) = -4,696 + \frac{0,85}{1,75} (4,696 - 2,950) = -3,85 \text{ MNm}.$$

(31) Dla takiej wartości momentu zginającego ( $M_{Ed,kor} = 3,85 \text{ MNm}$ ) jest spełniony warunek nośności ( $M_{b,Rd} = 4,30 \text{ MNm}$ ), a stopień wykorzystania nośności dźwigara wynosi 90% (3,85/4,30).

(32) Osobnym zagadnieniem jest niestateczność pasa ściskanego przy smukłym środniku (możliwość wyboczenia w płaszczyźnie środnika). Minimalną smukłość środnika określa rozdział ósmy normy [17]. Wartość parametru  $k$  uwzględnia rodzaj analizy. Wartość  $k = 0,4$  obowiązuje podczas wykorzystywania plastycznej nośności przekroju z jednoczesną sprężystą analizą liniową. Wartość graniczna wynosi:

$$k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,4 \times \frac{21\,000}{46,0} \sqrt{\frac{(100 - 2 \times 3,6) \times 1,9}{30 \times 3,6}} = 233.$$

Smukłość kształtownika jest dużo niższa:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{(100 - 2 \times 3,6)}{1,9} = 48,84 < 233.$$

Warunek jest spełniony z dużym zapasem. Jest to typowe dla kształtowników z bardzo krępych środnikami.

### 6.2.3.5. Nośność na ścinanie przekroju podporowego

(1) Nośność na ścinanie dźwigara zespolonego wyznacza się według zaleceń norm [16, 17]. W pierwszej kolejności rozpatrzono możliwość wyboczenia na skutek ścinania nieuźebrowanych środników (pkt 6.2.6(6) normy [16]). Występuje tutaj niespójność pomiędzy częściami Eurokodu 3 w zakresie współczynnika  $\eta$ . Norma [16] pozwala w przybliżeniu przyjąć 1,0 (pkt 6.2.6(6)), natomiast norma [17] uzależnia jego wartość od klasy stali (pkt 5.1(2)) i dla najpopularniejszych klas ( $\leq S460$ ) zaleca wartość 1,2. Przyjęto bardziej niekorzystny wariant  $\eta = 1,2$ :

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{100-2 \times 3,6}{1,9} = 48,84 > 72 \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \frac{0,715}{1,2} = 42,90.$$

(2) Ponieważ nierówność ta jest spełniona, środnik jest narażony na wyboczenie na skutek ścinania. Można byłoby uniknąć wykonywania sprawdzenia, przyjmując wariant  $\eta = 1,0$  według pkt 6.2.6(6) normy [16]. Postanowiono jednak podtrzymać  $\eta = 1,2$  i uwzględnić możliwość wyboczenia [17].

(3) Względna smukłość płytowa wyraża się wzorem (5.3) normy [8]. W przypadku gdy usztywnienie środnika występuje tylko nad podporami, stosuje się wzór (5.5) normy [17]:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{86,4 t_w \varepsilon} = \frac{92,8}{86,4 \times 1,9 \times 0,715} = 0,791.$$

(4) Współczynnik niestateczności przy ścinaniu wyznacza się z tab. 5.1 normy [17], na podstawie rodzaju żebra podporowego – podatnego lub sztywnego. Zamocowanie w korpusie można traktować jak żebro sztywne, wobec tego:

$$1,08 > \bar{\lambda}_w = 0,791 > \frac{0,83}{\eta} = \frac{0,83}{1,2} = 0,692,$$

$$\chi_w = \frac{0,83}{\bar{\lambda}_w} = \frac{0,83}{0,791} = 1,05.$$

(5) Udział środnika w nośności obliczeniowej na ścianie jest określony wzorem (5.2) normy [17]:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3} \gamma_{M,1}} = \frac{1,05 \times 46,0 \times 92,8 \times 1,9}{1,73 \times 1,10} = 4475 \text{ kN}.$$

(6) Pomijając udział pasów w przenoszeniu ścinania ( $V_{bf,Rd} = 0$ ), obliczono nośność na ścinanie ze wzoru (5.1) normy [17]:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} = 4475 + 0 = 4475 \text{ kN} < \frac{\eta f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3} \gamma_{M,1}} = \frac{1,2 \times 46,0 \times 92,8 \times 1,9}{1,73 \times 1,10} = 5444 \text{ kN}.$$

(7) Obliczeniowa siła ścinająca  $V_{Ed}$  z obu faz pracy konstrukcji wynosi:  $V_{Ed} = 1415 \text{ kN}$ . Warunek nośności na ścinanie obliczony ze wzoru (5.10) normy [17] jest spełniony:

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} = \frac{1415}{4475} = 0,32 < 0,5$$

Ponieważ siła poprzeczna  $V_{Ed}$  nie przekracza 50% nośności przekroju przy ścinaniu  $V_{b,Rd}$  ( $\eta_3 < 0,5$ ), nie występuje interakcja pomiędzy siłą poprzeczną i momentem zginającym (pkt 7.1(1) normy [17]).

### 6.2.3.6. Nośność zespolenia

(1) Zespolenie pomiędzy dźwigarem i płytą betonową zostało przyjęte w postaci sworzni z główkami przyspawanych do pasa górnego kształtowników. Sprawdzenie nośności zespolenia przeprowadzono zgodnie z zaleceniami pkt 6.6 normy [22]. Zespolenie pracuje głównie na przeniesienie sił rozwarstwiających pomiędzy stalą i betonem, z pominięciem przyczepności pomiędzy tymi materiałami.

(2) W stanie granicznym nośności można dopuścić lokalne przekroczenie nośności zespolenia na ścinanie, ale nie więcej niż o 10%. Dodatkowo całkowita siła podłużna (ścinająca) na danym odcinku nie może być większa niż nośność wszystkich sworzni na tym odcinku. Podłużną siłę ścinającą na jednostkę długości  $v_{L,Ed}$  można określać na podstawie obwiedni siły poprzecznej (w zakresie sprężystym) lub zmienności siły podłużnej w płycie pomostu.

Siłę podłużną wyznacza się, przyjmując niezarysowane charakterystyki przekroju, mimo że siły wewnętrzne w globalnej analizie statycznej zostały wyznaczone przy założeniu sztywności przekrojów zarysowanych. Alternatywnie w obu przypadkach można uwzględniać częściową sztywność zarysowanego betonu.

(3) W strefach, w których występowało przekroczenie nośności sprężystej na zginanie i przejście w zakres plastyczny, związek pomiędzy podłużną siłą ścinającą a siłą poprzeczną przestaje być liniowy. W takim przypadku siłę  $v_{L,Ed}$  należy wyznaczyć na podstawie zmiany siły podłużnej w płycie na danym odcinku, uwzględniając etapy budowy. Na tej podstawie w pierwszej kolejności ustalono, czy przekroje pracują w zakresie sprężystym ( $M_{Ed} < M_{el,Rd}$ ).

(4) Nośność  $M_{el,Rd}$  przekroju przęsłowego wyznaczono z pewnymi upraszczającymi założeniami. Dla typowych przekrojów nośność sprężysta jest warunkowana nośnością pasa dolnego. Naprężenia w tym elemencie zostaną wyznaczone z uwzględnieniem pełzania płyty betonowej od obciążeń długotrwałych (przypadek bardziej niekorzystny). Bardziej szczegółowe obliczenia naprężeń w przekroju przęsłowym zostaną wykonane podczas sprawdzania SGU w dalszej części rozdziału.

(5) Naprężenia w pasie dolnym w fazie budowy wynoszą:

$$\sigma_{a,0} = \frac{M_{Ed,0} y_a}{I_a} = \frac{2663 \times 1,35 \times 10^2 \times 50}{64,47 \times 10^4} = 278,8 \text{ MPa.}$$

(6) Parametr przekroju dla obciążeń krótkotrwałych ( $n = n_0$ ) ma wartość:  $n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{210}{32} = 6,56$ .

Sprowadzone pole przekroju wynosi:

$$A_c = A_a + \frac{A_b}{n} = 400 + \frac{220 \times 21}{6,56} = 1104 \text{ cm}^2.$$

Położenie osi obojętnej przekroju zespolonego  $y_c$  wyznaczono z zależności:

$$y_c = \frac{A_a y_a + \frac{A_b y_b}{n}}{A_c} = \frac{400 \times 50 + \frac{220 \times 21 \times 110,5}{6,56}}{1104} = 88,6 \text{ cm.}$$

(7) Sprowadzony moment bezwładności przekroju zespolonego wynosi:

$$I_c = I_a + A_a(y_c - y_a)^2 + \frac{I_b}{n} + \frac{A_b}{n}(y_b - y_c)^2 = 64,47 \times 10^4 + 400 \times (88,6 - 50,0)^2 + \frac{220 \times 21^3}{12 \times 6,56} + \frac{220 \times 21}{6,56}(110,5 - 88,6)^2 = 1,24 \times 10^6 + 0,36 \times 10^6 = 1,60 \times 10^6 \text{ cm}^4.$$

(8) Aby ograniczyć obliczenia, dla wszystkich obciążeń długotrwałych przyjęto jedną wartość współczynnika pełzania, tak jak dla obciążeń wyposażeniem ( $n = n_L = 18,81$ ). Położenie osi obojętnej przekroju zespolonego  $y_{c,L}$  wyznaczono z zależności:

$$y_{c,L} = \frac{A_a y_a + \frac{A_b y_b}{n}}{A_a + \frac{A_b}{n}} = \frac{400 \times 50 + \frac{220 \times 21 \times 110,5}{18,81}}{400 + \frac{220 \times 21}{18,81}} = 73,0 \text{ cm.}$$

(9) Sprowadzony moment bezwładności przekroju zespolonego wynosi:

$$I_{c,L} = I_a + A_a(y_c - y_a)^2 + \frac{I_b}{n} + \frac{A_b}{n}(y_b - y_c)^2 = 64,47 \times 10^4 + 400 \times (73,0 - 50,0)^2 + \frac{220 \times 21^3}{12 \times 18,81} + \frac{220 \times 21}{18,81}(110,5 - 73,0)^2 = 1,21 \times 10^6 \text{ cm}^4.$$

(10) Na podstawie danych zawartych w tab. 6.2.2.3.1 obliczono momenty w przekroju przęsłowym dla obciążeń krótkotrwałych:

$$M_{Ed,1} = 2268 \times 1,35 + 332 \times 0,9 = 3361 \text{ kNm,}$$

momenty od obciążeń długotrwałych wynoszą natomiast:

$$M_{Ed,L,1} = M_{Ed} - M_{Ed,1} - M_{Ed,0} = 7,53 - 3,36 - 1,35 \times 2,66 = 0,58 \text{ kNm.}$$

Ostatecznie naprężenia w pasie dolnym przekroju przęsłowego w fazie eksploatacji ( $f_1$ ):

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{Ed,1} y_c}{I_c} + \frac{M_{Ed,L,1} y_{c,L}}{I_{c,L}} = \frac{3361 \times 10^2 \times 88,6}{1,60 \times 10^6} + \frac{580 \times 10^2 \times 73,0}{1,21 \times 10^6} = 186,1 + 35,0 = 221,1 \text{ MPa.}$$

(11) Ponieważ założono, że globalnie (izostatyczne i hiperstatyczne) efekty skurczu będą oddziaływać korzystnie (wywoływać ściskanie) w pasie dolnym, zostały one pominięte. Szczegółowe sprawdzenie przeprowadzono w pkt 6.2.5.1 (SGU).

(12) Ostatecznie naprężenie w pasie dolnym dźwigara wynosi:

$$\sigma_a = \sigma_{a,0} + \sigma_{a,1} = 278,8 + 221,1 = 499,9 \text{ MPa.}$$

Nośność sprężystą przekroju na zginanie  $M_{el,Rd}$  wyznaczono ze wzoru (6.4) normy [22]:

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k M_{c,Ed}.$$

Współczynnik  $k$  jest mnożnikiem do obciążeń z fazy eksploatacji, które są skalowane dla osiągnięcia granicy plastyczności:

$$\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \sigma_{a,0} + k \sigma_{a,1} = 278,8 \text{ MPa} + k \times 221,1 \text{ MPa}.$$

Po uporządkowaniu otrzymano:

$$k = \frac{\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} - \sigma_{a,0}}{\sigma_{a,1}} = \frac{460}{1,0} - 278,8}{221,1} = 0,820.$$

Ostatecznie nośność sprężysta przekroju wynosi:

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k M_{c,Ed} = 3,59 + 0,82 \times (3,36 + 0,58) = 6821 \text{ kNm}.$$

(13) Siłę ściskającą  $N_{c,el}$  w płycie pomostu pod działaniem momentu równego  $M_{el,Rd}$  można wyznaczyć w sposób uproszczony, jako iloczyn średnich naprężeń w płycie betonowej i pola powierzchni. Średnie naprężenie w płycie betonowej wynosi:

$$\begin{aligned} \sigma_{b,1} &= k \left( \frac{M_{Ed,1} (110,5 - y_c)}{I_c n_0} + \frac{M_{Ed,L,1} (110,5 - y_{c,L})}{I_{c,L} n_L} \right) = \\ &= 0,82 \times \left( \frac{3361 \times 10^2 \times (110,5 - 88,6)}{1,60 \times 10^6 \times 6,56} + \frac{580 \times 10^2 \times (110,5 - 73,0)}{1,21 \times 10^6 \times 18,81} \right) = 0,82 \times (7,0 + 1,0) = 6,6 \text{ MPa}. \end{aligned}$$

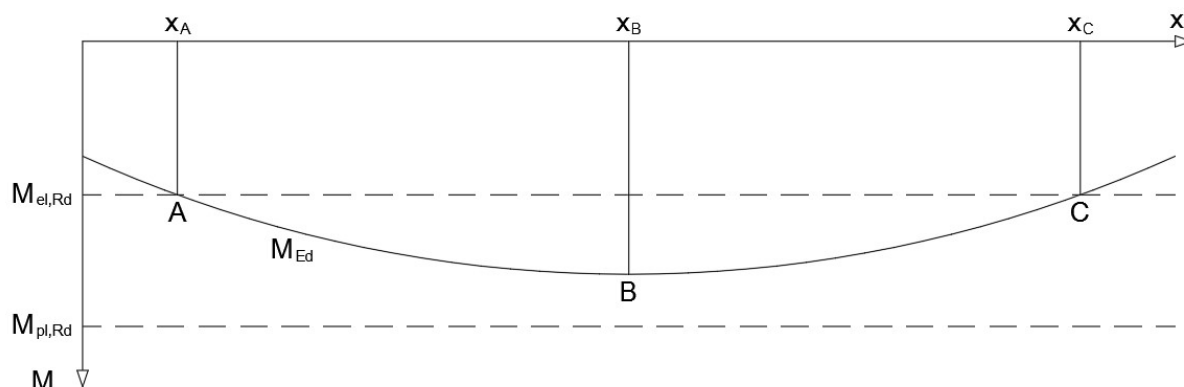
Wypadkowa siła ściskająca  $N_{c,el}$  w płycie pomostu ma wartość:

$$N_{c,el} = A_c \sigma_{b,1} = 220 \times 21 \times 0,66 = 3049 \text{ kN}.$$

Natomiast wypadkowa siła ściskająca w płycie  $N_{i,c}$  w momencie pełnego uplastycznienia przekroju została wyznaczona podczas określania nośności przekroju:  $N_{c,f} = F_c = 8,42 \text{ MN}$ .

(14) Wartość wypadkowej siły w przekroju środkowym (punkt B na rys. 6.2.3.6.1) interpolowano z rys. 6.11 normy [22]:

$$N_{c,d} = N_{c,f} \frac{M_{Ed} - M_{a,Ed}}{M_{pl,Rd} - M_{a,Ed}} = 8,42 \times \frac{7,53 - 3,59}{9,42 - 3,59} = 5,69.$$



Rys. 6.2.3.6.1. Interpretacja odcinka A-C obejmującego strefę uplastycznioną przy zginaniu

(15) Z obwiedni momentów zginających (rys. 6.2.2.3.13) wyznaczono odcinek AB (rys. 6.2.3.6.1) o długości około  $L_{AB} = 4,5 \text{ m}$ . W związku z tym podłużna siła ścinająca na jednostkę długości  $v_{L,Ed}$  wynosi:

$$v_{L,Ed} = \frac{N_{c,d} - N_{c,el}}{L_{AB}} = \frac{5,69 - 3,05}{4,5} = 587 \frac{\text{kN}}{\text{m}}.$$

Poza tą strefą podłużna siła ścinająca może być określona ze znanego równania opartego na liniowych związkach pomiędzy siłami ścinającymi: podłużną i poprzeczną w przekroju.

(16) Aby wyznaczyć siłę ścinającą, należy przeprowadzić analizę przekroju niezarysowanego. Większe wartości otrzymuje się najczęściej w przypadku pominięcia wpływu pełzania. W związku z tym analiza zostanie przeprowadzona dla sytuacji oddania obiektu do użytkowania ( $t_{\infty}$ ). Z obwiedni siły poprzecznej (rys. 6.2.2.3.21) wynika, że maksymalna siła poprzeczna w punkcie przejścia, w którym beton jest zarysowany, wynosi  $V_{Ed} = 1007$  kN. Siła podłużna na odcinku II-III według rys. 6.2.3.6.3 ma wartość:

$$v_{L,Ed} = \frac{V_{Ed} A_b (y_b - y_c)}{I_c n} = \frac{1007 \times 220 \times 21 \times (110,5 - 88,6)}{1,60 \times 10^6 \times 6,56} = 971 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

(17) Odmiennego podejścia wymaga strefa podporowa. Przyjęto bezpiecznie, że siła w połączeniu wynika z całkowitej możliwej siły przenoszonej przez pręty zbrojeniowe (rys. 6.2.3.6.2):

$$N_{c,d} = f_{sd} A_{sf} = \frac{50,0}{1,15} \times 144 = 6,26 \text{ MN.}$$

Przyjęto, że cała siła podłużna z prętów zbrojeniowych (tzw. wymiarowanie „na przekrój”) powinna być przeniesiona na odcinku  $b_{eff}$ . Dodatkowo uwzględniono najbardziej niekorzystny przypadek ogrzania płyty pomostu względem dźwigarów stalowych, bo prowadzi do powstania sił ścinających o tym samym zwrocie, co wypadkowa z prętów zbrojeniowych.

Sposób wyznaczenia naprężeń w środku ciężkości płyty pomostu od efektów izostatycznych oddziaływania temperatury został szczegółowo przedstawiony w pkt 6.2.5.1. Maksymalne naprężenie w środku ciężkości płyty pomostu wywołane efektami pierwotnymi oddziaływania skurczowego (tab. 6.2.5.1.4) wynoszą:

$$\sigma_s = \frac{0,1 + 0,6}{2} = 0,35 \text{ MPa.}$$

Obliczeniowa siła zastępcza w środku ciężkości płyty pomostu wynosi:

$$N_{t,a} = \gamma_Q \sigma_t A_b = 1,5 \times 0,035 \times 220 \times 21 = 243 \text{ kN.}$$

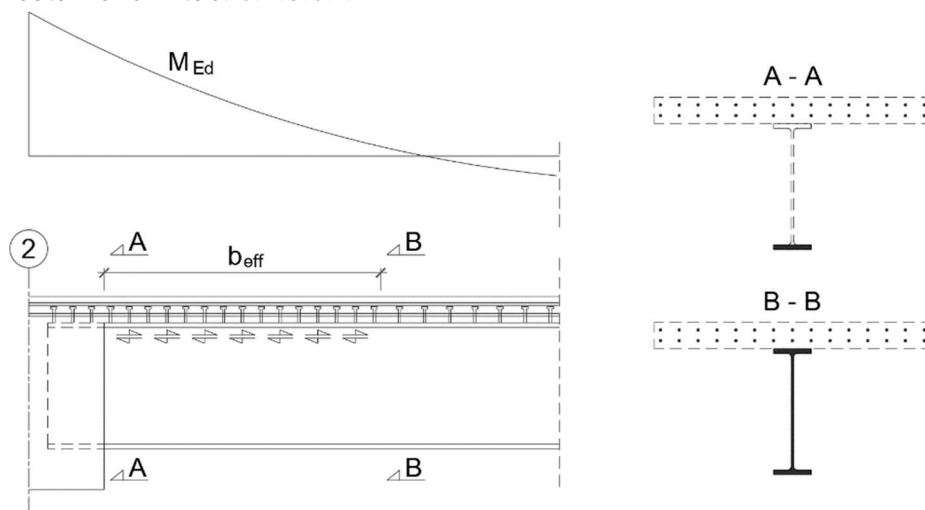
Siła  $N_{t,a}$  jest rozłożona na długości  $b_{eff}$ , co wywołuje siłę ścinającą w zespoleniu o wartości:

$$v_{L,N} = \frac{N_{t,a}}{b_{eff}} = \frac{243}{2,20} = 110 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

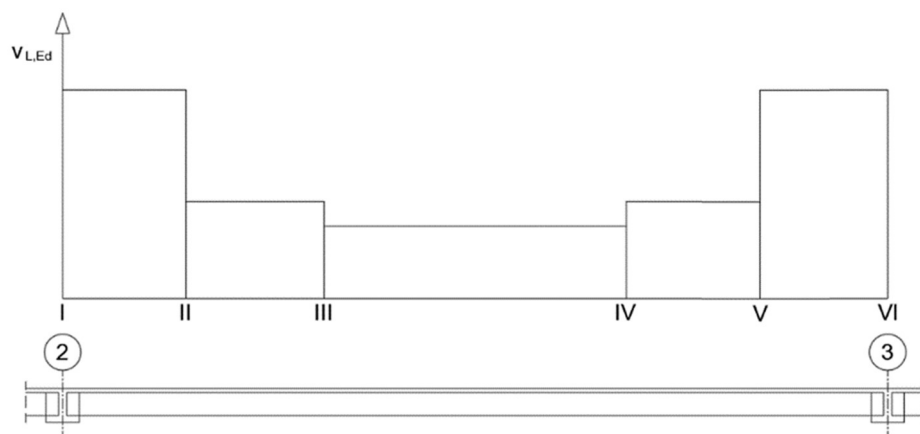
Ostatecznie siła podłużna w zespoleniu na końcu odcinka podporowego ma wartość:

$$v_{L,Ed} = \frac{N_{c,d} + N_{t,a}}{b_{eff}} = \frac{6,26 + 0,11}{2,2} = 2895 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Otrzymane podłużne siły ścinające  $v_{L,Ed}$  na poszczególnych odcinkach przęsła nurtowego (rys. 6.2.3.6.3) zestawiono w tab. 6.2.3.6.1.



Rys. 6.2.3.6.2. Przyjęty sposób wymiarowania zespolenia w strefie podporowej



Rys. 6.2.3.6.3. Ogólny podział przęśła na odcinki do wymiarowania zespolenia

(18) Nośność obliczeniowa pojedynczego sworznia w stanie granicznym nośności jest uzależniona od nośności trzpienia oraz otaczającego go betonu. W związku z tym przyjmuje się ją jako mniejszą z dwóch wartości według wzorów (6.18) i (6.19) normy [22].

(19) Przyjęto sworznie o średnicy  $d = 19$  mm i wysokości całkowitej  $h_{sc} = 150$  mm. Dla takich gabarytów smukłość trzpienia wynosi:

$$\frac{h_{sd}}{d} = \frac{150}{19} = 7,9 > 4.$$

Ponieważ smukłość jest większa niż 4, nie ma potrzeby stosowania współczynnika korekcyjnego  $\alpha$  ( $\alpha = 1$ ). Wytrzymałość na rozciąganie stali sworzni (S235J2 + C450) wynosi  $f_u = 450$  MPa.

(20) Dodatkowy współczynnik  $\gamma_v = 1,25$  jest zalecany w pkt 6.6.3.1(1) normy [22]. Ostatecznie obliczeniowa nośność jednego sworznia wynosi:

$$P_{Rd} = \min \left[ \frac{0,8 f_u \pi d^2}{4 \gamma_v} ; \frac{0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} \right] =$$

$$= \min \left[ \frac{0,8 \times 45,0 \times 3,142 \times 1,9^2}{4 \times 1,25} ; \frac{0,29 \times 1 \times 1,9^2 \times \sqrt{3,0 \times 3200}}{1,25} \right] = \min[81,7 ; 82,1] = 81,7 \text{ kN}.$$

Nośność połączenia na danym odcinku ma wartość:

$$v_{L,Rd} = \frac{P_{Rd} n}{s},$$

gdzie:

$n$  – liczba sworzni w rzędzie,

$s$  – rozstaw rzędów na danym odcinku.

Przyjęte sworznie na poszczególnych odcinkach zestawiono w tab. 6.2.3.6.1.

Tab. 6.2.3.6.1. Przyjęte sworznie w poszczególnych odcinkach dla stanu granicznego nośności

Oznaczenie odcinka wg rys.	Długość odcinka	Podłużna siła ścinająca $v_{L,Ed}$	Przyjęta liczba sworzni w rzędzie/rozstaw rzędów	Nośność na danym odcinku
	[m]	[kN / m]		[kN / m]
I-II (V-VI)	5,25	2895	4 co 10 cm	3268
II-III (IV-V)	7,75	971	3 co 20 cm	1232
III-IV	9,00	587	2 co 20 cm	821



(21) W przykładzie pominięto sprawdzenia stref końcowych przęsla na oddziaływanie skurczu i temperatury, które wywołują siłę ścinającą o przeciwnym znaku do obciążeń ciężarem wyposażenia.

(22) Zespolecie powinno spełniać także wymagania konstrukcyjne normy [22]. Dolna krawędź główki sworznia powinna wystawać minimum 30 mm powyżej zbrojenia poprzecznego w płycie pomostu. Odległość krawędzi sworznia od krawędzi pasa górnego nie powinna być mniejsza niż 25 mm. Wysokość sworznia powinna być nie mniejsza niż jego trzykrotna średnica. Minimalna średnica główki wynosi 150% średnicy  $d$  trzpienia. Natomiast wysokość główki powinna wynosić co najmniej 0,4 średnicy  $d$ . Średnica sworznia nie powinna też przekraczać 150% grubości pasa górnego.

(23) Rozstaw sworznia w kierunku osi dźwigara nie powinien być mniejszy niż  $5d$ , co dla obliczanego przypadku wynosi 95,0 mm. Natomiast rozstaw w kierunku poprzecznym nie powinien być mniejszy niż  $2,5d$ , co w tym przypadku wynosi 47,5 mm. We wszystkich przypadkach rozstaw w kierunku podłużnym sworzni nie powinien przekraczać czterokrotnej grubości płyty ( $4 \times 21 \text{ cm} = 84 \text{ cm}$ ) oraz 800 mm. Jeśli natomiast sworznie mają zabezpieczać pas ściskany przed lokalną utratą stateczności, to maksymalny rozstaw w kierunku podłużnym wynosi (pkt 6.6.5.5(2) normy [22]):

$$22 t_f \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 22 \times 3,6 \times \sqrt{\frac{235}{460}} = 56,6 \text{ cm.}$$

Jeśli ten warunek nie jest spełniony, należy wyznaczyć klasę przekroju ściskanego tak jakby nie był połączony sztywno z płytą pomostu. Na podstawie tych zależności wyznaczono liczbę sworzni, jaka zmieści się na szerokości pasa:

$$\frac{b_f - 2 \times 2,5 - d}{2,5 d} = \frac{30 - 2 \times 2,5 - 1,9}{2,5 \times 1,9} = 4,86.$$

Na pasie górnym zmieszczą się cztery sworznie w jednym rzędzie (tab. 6.2.3.6.1).

## 6.2.4. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – płyta pomostu w kierunku poprzecznym

### 6.2.4.1. Nośność na zginanie

(1) Do analizy przekrojów żelbetowych w elementach zginanych można stosować metodę ogólną opartą na liniowym rozkładzie odkształceń 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 dalszej części nośność na zginanie przekrojów płyty pomostu wyznaczono metodą uproszczoną. Współczynnik rozkładu naprężeń w betonie można przyjmować  $\lambda = 0,8$  (dla betonu poniżej klasy C 50/60). Wówczas efektywna wysokość strefy ściskanej wynosi:  $x_{eff} = \lambda x$ .

(2) Norma dla mostów zespolonych [22] odwołuje się bezpośrednio do normy ogólnej [14], w której współczynnik  $\alpha_{cc} = 1,0$ . Ponieważ w kierunku poprzecznym płyta pomostu jest elementem czysto żelbetowym, jej sprawdzenie można przeprowadzić według zaleceń normy [15], w której  $\alpha_{cc} = 0,85$ . W związku z tym przyjęto wartość najbardziej niekorzystną:  $\alpha_{cc} = 0,85$ .

(3) Naprężenie w betonie (dla betonów poniżej klasy C 50/60 współczynnik  $\eta = 1,0$ ) wynosi:

$$\sigma_c = \eta f_{cd} = \eta \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_M} = 1,0 \times 0,85 \times \frac{30}{1,4} = 18,21 \text{ MPa,}$$

natomiast naprężenie w stali zbrojeniowej:

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

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

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435 \text{ MPa}}{200 \text{ GPa}} = 2,175\text{‰}.$$

(5) Wysokość użyteczna w przekroju przęsłowym płyty dla przyjętego otulenia (30 i 35 mm odpowiednio dla górnej i dolnej otuliny) i przy założeniu zbrojenia w postaci prętów o średnicy  $\phi = 25$  mm wynosi:

$$d_{p1} = h_p - c - 0,5\phi = 210 - 35 - 12,5 = 16,25 \text{ cm.}$$

Graniczna wysokość strefy ściskanej jest zatem równa:

$$x_{lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} d_{p1} = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,175} \times 16,25 \text{ cm} = 8,0 \text{ cm.}$$

(6) Z równania równowagi momentów w przekroju otrzymano:

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

Równanie to rozpisano do postaci równania drugiego stopnia względem nieznanej wysokości strefy ściskanej  $x_{eff}$ :

$$-0,5 b_p \eta f_{cd} x_{eff}^2 + b_p \eta f_{cd} d_{p1} x_{eff} - M_{p,Ed} = 0.$$

Rozwiązując typowe równanie drugiego stopnia, obliczamy:

$$\Delta = (b_p \eta f_{cd} d_{p1})^2 - 2 b_p \eta f_{cd} M_{p,Ed}.$$

Pierwiastki równania wynoszą:

$$x_{eff} = \frac{-b_p \eta f_{cd} d_{p1} \pm \sqrt{(b_p \eta f_{cd} d_{p1})^2 - 2 b_p \eta f_{cd} M_{Ed}}}{-b_p \eta f_{cd}}.$$

Po uproszczeniach ( $\eta = 1,0$ ,  $f_{cd} = 18,21$  MPa,  $b_p = 100$  cm) otrzymano:

$$x_{eff} = \frac{-3005 \text{ kN} \pm \sqrt{(3005 \text{ kN})^2 - 36,2 \frac{\text{kN}}{\text{cm}} \times M_{Ed}}}{-182,1 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}}.$$

Moment obliczeniowy wynosi  $M_{Ed} = 130$  kNm (tab. 6.2.2.4.1). Obliczono zatem:

$$x_{eff} = \frac{-3005 \text{ kN} \pm \sqrt{(3005 \text{ kN})^2 - 364,2 \frac{\text{kN}}{\text{cm}} \times 12500 \text{ kNcm}}}{-182,1 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}}.$$

Pierwszy z pierwiastków równania nie spełnia warunku:

$$x_{eff} = \frac{-3005 - 2116}{-182,1} \text{ cm} = 28,1 \text{ cm} \gg x_{lim} = 8,0 \text{ cm.}$$

Ostatecznie otrzymano:

$$x_{eff} = \frac{-3005 + 2116}{-182,1} \text{ cm} = 4,9 \text{ cm} < x_{lim} = 8,0 \text{ cm.}$$

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

$$A_{s1,req} = \frac{b_p x_{eff} \eta f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{100 \times 4,9 \times 1,821}{43,5} = 20,5 \text{ cm}^2.$$

Przyjęto pręty  $\phi 25$  mm co 20 cm. Pole przekroju zbrojenia na jeden metr szerokości płyty wynosi:

$$A_{s,p} = \frac{b_p}{s_b} \pi \left(\frac{\Phi_p}{2}\right)^2 = \frac{100}{20} \times 3,142 \times \left(\frac{2,5}{2}\right)^2 = 24,5 \text{ cm}^2 > A_{s1,req} = 20,5 \text{ cm}^2.$$

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

$$\begin{aligned} A_{s,min} &= \max(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_p d_{p1}; 0,0013 b_p d_{p1}) = \\ &= \max\left(0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 100 \times 16,25; 0,0013 \times 100 \times 16,25\right) = 2,5 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Maksymalne pole przekroju zbrojenia (pkt 9.2.1.1(3) normy [14]) wynosi:

$$A_{s,max} = 0,04 b_p h_p = 0,04 \times 100 \times 21 = 84 \text{ cm}^2.$$

Przyjęte zbrojenie ( $A_{st} = 24,5 \text{ cm}^2$ ) spełnia zatem oba warunki konstrukcyjne.

(9) Z analizy statycznej wynika, że w przekrojach podporowych płyty (tj. nad dźwigarami głównymi) ujemne momenty zginające są dwukrotnie mniejsze niż momenty dodatnie w strefach pomiędzy dźwigarami (-53 kNm/m i 125 kNm/m). Zdecydowano się na przyjęcie takiego samego zbrojenia poprzecznego płyty dołem i górną, ponieważ zbrojenie górne będzie również zwiększać nośność płyty na ścinanie. W przykładzie pominięto sprawdzenia interakcji pomiędzy efektami złożonymi w płycie, takimi jak interakcja ścinania podłużnego i zginania poprzecznego czy momentów skręcających.

#### 6.2.4.2. Nośność na ścinanie

(1) Norma [14] zezwala na pominięcie zbrojenia konstrukcyjnego na ścinanie, pod warunkiem że nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie jest zachowana (pkt 6.2.1(4) normy [14]). W związku z tym wymiarowanie płyty pomostu przeprowadzono według zaleceń pkt 6.2.2 normy [14].

(2) Wysokość użyteczna w przekroju podporowym płyty (otulina 30 mm dla górnej powierzchni i zbrojenie w postaci prętów  $\phi = 25 \text{ mm}$ ) wynosi (połu przekroju zbrojenia rozciąganego na metr szerokości płyty  $A_{st} = 24,5 \text{ cm}^2$ ):

$$d_{p2} = h_p - c - 0,5\phi = 210 - 30 - 12,5 = 167,5 \text{ mm}.$$

Współczynniki pomocnicze (uwaga:  $d_{p2}$  podstawia się w [mm]) wynoszą:

$$k = \min \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{p2}}} \right); 2,0 \right] = \min \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{167,5}} \right); 2,0 \right] = 2,0,$$

$$\rho_l = \min \left[ \left( \frac{A_{st}}{b_p d_{p2}} \right); 0,02 \right] = \min \left[ \left( \frac{24,5}{100 \times 16,75} \right); 0,02 \right] = 14,6\text{‰},$$

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

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

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 2,00^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} = 0,542 \text{ MPa}.$$

(3) Obliczeniowa nośność na ścinanie płyty bez zbrojenia na ścinanie  $V_{Rd,c}$  wyznaczana jest jako większa z wartości otrzymanych ze wzorów (6.2a) i (6.2b) normy [14]. Uwaga: należy zachować ostrożność, korzystając ze wzoru (6.2a) normy [14], ponieważ jego budowa wymusza podstawienie  $f_{ck}$  w [MPa],  $b_p$  i  $d_{p2}$  w [mm], a uzyskany wynik w [N].

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

$$= \left[ 0,13 \times 2,00 \times (100 \times 0,0146 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0 \right] \times 1000 \times 167,5 =$$

$$= 153513 \text{ N} = 153,5 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c2} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_p d_{p2} = (0,542 + 0,15 \times 0) \times 100 \times 17 = 92,1 \text{ kN}.$$

Ostatecznie nośność przekroju płyty o szerokości  $b_p = 100 \text{ cm}$  wynosi:

$$V_{p,Rd,c} = \max(V_{p,Rd,c1}; V_{p,Rd,c2}) = \max(153,5; 92,1) = 153,5 \text{ kN}.$$

Obliczona nośność jest większa od maksymalnej obliczeniowej siły poprzecznej wynoszącej 144 kN ( $144/153,5 = 94\%$ ):

$$V_{p,Ed} = 125,2 \text{ kN} < V_{p,Rd,c} = 153,5 \text{ kN}.$$

Płyta betonowa nie wymaga więc dodatkowego zbrojenia na ścinanie.

## 6.2.5. Sprawdzenie stanów granicznych użyteczności – dźwigar główny

### 6.2.5.1. Ograniczenie naprężeń w przekroju przęsłowym

(1) Głównym warunkiem konstrukcji zespolonych w stanie granicznym użyteczności jest ograniczenie naprężeń. W tym celu wyznaczono naprężenia w przekroju zespolonym z uwzględnieniem fazy budowy wraz z efektami izostatycznymi i hiperstatycznymi (pierwotnymi i wtórnymi) wywołanymi oddziaływaniem skurczu i temperatury. Należy również wziąć pod uwagę dwie sytuacje obliczeniowe: w chwili otwarcia obiektu (z niewielkim udziałem pełzania betonu,  $t_0$ ) oraz na końcu eksploatacji obiektu (po wystąpieniu pełnego pełzania,  $t_\infty$ ).

(2) Dalsze obliczenia w stanie granicznym użyteczności (SGU) przeprowadzono dla przypadków:

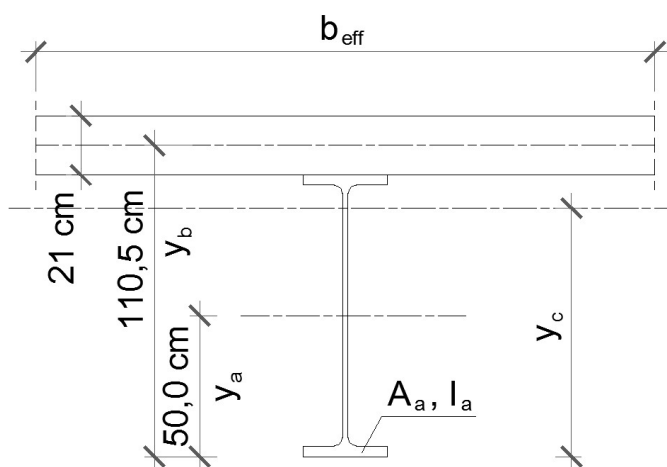
- 1) oddania obiektu do użytkowania, gdzie wiek betonu w płycie pomostu  $t_0 = 30$  dni, z pominięciem wpływu pełzania,
- 2) zakończenia eksploatacji obiektu ( $t_n = \infty$ ) z uwzględnieniem wpływu pełzania w pełnym wymiarze.

Ograniczenie sprawdzeń do tych dwóch sytuacji jest uzasadnione niewielkimi zmianami momentów zginających w chwilach  $t_0$  i  $t_\infty$  oraz faktem, że wpływ pełzania na konstrukcję jest uwzględniany tylko jako niekorzystny (pomijany gdy działa korzystnie).

(3) Wartość naprężeń w przekroju stalowym pod działaniem charakterystycznego momentu zginającego w fazie budowy ( $M_{Ek,0} = 2663$  kNm) wynosi:

$$\sigma_{Ek,0} = \frac{M_{Ek,0} \times z}{I_a} = \frac{2663 \times 10^2 \times 50}{64,47 \times 10^4} = 206,5 \text{ MPa.}$$

(4) W pierwszej kolejności obliczono naprężenia w chwili oddania obiektu do użytkowania (bez uwzględnienia efektów pełzania betonu,  $t_0$ ). W tym przypadku parametry przekroju przyjęto jak dla sztywności betonu dla obciążeń krótkotrwałych ( $n_0$ ).



Rys. 6.2.5.1.1. Przekrój zespolony w fazie eksploatacji dla obciążeń krótkotrwałych ( $n_0$ )

(5) Wartość współczynnika  $n$  dla obciążeń krótkotrwałych ( $n = n_0$ ) jest równa:

$$n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{210}{32} = 6,56.$$

Sprowadzone pole przekroju wynosi:

$$A_c = A_a + \frac{A_b}{n} = 400 + \frac{220 \times 21}{6,56} = 1104 \text{ cm}^2.$$

Położenie osi obojętnej przekroju zespolonego  $y_c$  wyznaczono z zależności (rys. 6.2.5.1.1):

$$y_c = \frac{A_a y_a + \frac{A_b y_b}{n}}{A_c} = \frac{400 \times 50 + \frac{220 \times 21 \times 110,5}{6,56}}{1104} = 88,6 \text{ cm.}$$

Sprowadzony moment bezwładności przekroju zespolonego wynosi:

$$I_c = I_a + A_a(y_c - y_a)^2 + \frac{I_b}{n} + \frac{A_b}{n}(y_b - y_c)^2 = 64,47 \times 10^4 + 400 \times (88,6 - 50,0)^2 + \frac{220 \times 21^3}{12 \times 6,56} + \frac{220 \times 21}{6,56} (110,5 - 88,6)^2 = 1,24 \times 10^6 + 0,36 \times 10^6 = 1,60 \times 10^6 \text{ cm}^4.$$

(6) W dalszych krokach wyznaczono naprężenia od poszczególnych charakterystycznych momentów zginających z tab. 6.2.2.3.1. Na tym etapie nie zostały uwzględnione oddziaływania skurczu i temperatury – zostaną one dodane w dalszej części obliczeń. Sposób wyznaczania naprężeń w przekroju został pokazany poglądowo dla obciążeń zmiennych ( $M_{Ek} = 2268 \text{ kNm}$ ), które w pasie dolnym wynoszą:

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{Ek,1} z_1}{I_c} = \frac{2268 \times 10^2 \times 88,6}{1,60 \times 10^6} = 125,6 \text{ MPa},$$

w pasie górnym:

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{Ek,1} z_2}{I_c} = -\frac{2268 \times 10^2 \times (100,0 - 88,6)}{1,60 \times 10^6} = -16,2 \text{ MPa},$$

w dolnych włóknach betonu:

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{Ek,1} z_2}{I_c n} = -\frac{2268 \times 10^2 \times (100,0 - 88,6)}{1,60 \times 10^6 \times 6,56} = -2,5 \text{ MPa},$$

a w górnych włóknach betonu:

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{Ek,1} z_3}{I_c n} = -\frac{2268 \times 10^2 \times (121,0 - 88,6)}{1,60 \times 10^6 \times 6,56} = -7,0 \text{ MPa}.$$

(7) Analogicznie wyznaczono wszystkie wartości naprężeń w chwili oddania obiektu do użytkowania ( $t_0$ ), podstawiając odpowiednie wartości momentów zginających (tab. 6.2.2.3.1). Otrzymane wartości naprężeń zamieszczono w tab. 6.2.5.1.1.

**Tab. 6.2.5.1.1. Naprężenia w przekroju zespolonym w chwili oddania obiektu do użytkowania ( $t_0$ ) z wyłączeniem skurczu i temperatury [MPa]**

Włókna	Faza budowy	Obciążenia eksploatacyjne (zmienne)	Demontaż deskowania, odparowanie wody	Ciężar elementów wyposażenia	Parcie gruntu	$\Sigma$
	moment zginający $M_{Ek}$ [kNm]					
	2663	2268	-180	665	-62	-
Górne betonu	-	-7,0	0,6	-2,1	0,2	-8,3
Dolne betonu	-	-2,5	0,2	-0,7	0,1	-2,9
Górne stali	-206,5	-16,2	1,3	-4,8	0,4	-225,8
Dolne stali	206,5	125,6	-10,0	36,8	-3,4	355,5

Wartość dodatnia oznacza rozciąganie

(8) Pod wpływem pełzania betonu dojdzie do redystrybucji sił wewnętrznych na długości obiektu. Na skutek wpływu pełzania w przekroju przęsłowym doszło do redukcji momentu przęsłowego wywołanego ciężarem wyposażenia z 665 kNm (rys. 6.2.2.3.5) do 598 kNm (rys. 6.2.2.3.6). Redystrybucja momentów od pozostałych obciążeń długotrwałych – demontażu deskowania i parcia poziomego gruntu jest pomijalnie mała.

(9) Na końcu użytkowania ( $t_{\infty}$ ) dojdzie do redystrybucji naprężeń pomiędzy częścią betonową i stalową w ramach przekroju poprzecznego. Do wyznaczenia nowego rozkładu naprężeń w przekroju konieczne jest określenie jego nowych parametrów dla  $n_L = 18,81$ . Wartość  $n_L = 18,81$  przyjęto w obliczeniach parametrów przekroju poprzecznego dla wszystkich rodzajów obciążeń długotrwałych (z wyjątkiem skurczu w dalszej części obliczeń, dla którego  $n_L = 18,12$ ). Parametry przekroju dla  $n_L = 18,81$  zostały wyznaczone poprzednio podczas sprawdzenia stanu granicznego nośności zespolenia.

Położenie osi obojętnej przekroju zespolonego wynosi:  $y_c = 73,0$  cm, a sprowadzony moment bezwładności przekroju zespolonego:  $I_c = 1,21 \times 10^6$  cm<sup>4</sup>.

(10) Naprężenia w przekroju poprzecznym od długotrwałego obciążenia elementami wyposażenia ( $M_{Ed} = 598$  kNm) wynoszą – w pasie dolnym:

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{Ek,1} z_1}{I_c} = \frac{598 \times 10^2 \times 73,0}{1,21 \times 10^6} = 36,1 \text{ MPa,}$$

w pasie górnym:

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{Ek,1} z_2}{I_c} = -\frac{598 \times 10^2 \times (100,0 - 73,0)}{1,21 \times 10^6} = -13,3 \text{ MPa,}$$

w dolnych włóknach betonu:

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{Ek,1} z_2}{I_c n} = -\frac{598 \times 10^2 \times (100,0 - 73,0)}{1,21 \times 10^6 \times 18,81} = -0,7 \text{ MPa,}$$

w górnych włóknach betonu:

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{Ek,1} z_3}{I_c n} = -\frac{598 \times 10^2 \times (121,0 - 73,0)}{1,21 \times 10^6 \times 18,81} = -1,3 \text{ MPa.}$$

(11) Analogicznie wyznaczono naprężenia od pozostałych obciążeń długotrwałych – demontażu deskowania i osiadania podpory. Uzyskane wartości zestawiono w tab. 6.2.5.1.2.

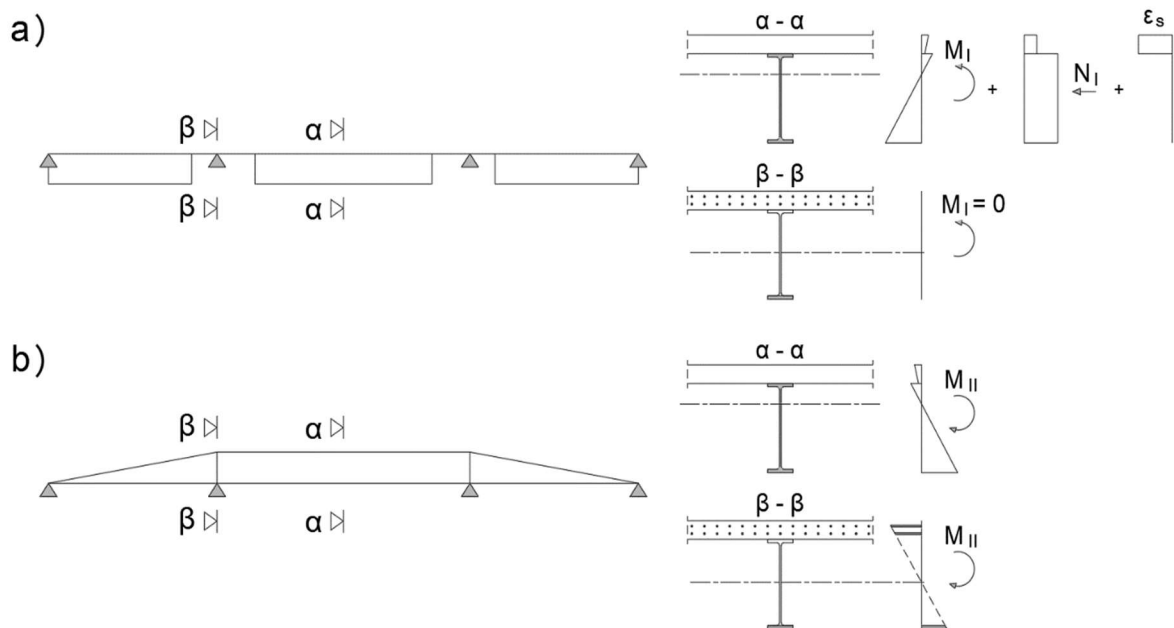
**Tab. 6.2.5.1.2. Naprężenia w przekroju zespolonym w chwili zakończenia użytkowania ( $t_{\infty}$ ) z wyłączeniem oddziaływania skurczu i temperatury**

Włókna	Faza budowy	Obciążenia eksploatacyjne (zmiennie)	Demontaż deskowania, odparowanie wody	Ciężar elementów wyposażenia	Osiadanie	$\Sigma$						
							moment zginający $M_{ek}$ [kNm]					
							2663	2268	-180	598	-62	-
Górne betonu	-	-7,0	0,4	-1,3	0,1	-7,8						
Dolne betonu	-	-2,5	0,2	-0,7	0,1	-2,9						
Górne stali	-206,5	-16,2	4,0	-13,3	1,4	-230,6						
Dolne stali	206,5	125,6	-10,9	36,1	-3,7	353,6						
Wartość dodatnia oznacza rozciąganie												

(12) Na skutek działania skurczu i temperatury w układzie statycznie niewyznaczalnym konstrukcji ramowej powstają dwa rodzaje oddziaływań – hiperstatyczne i izostatyczne. Te pierwsze są wyznaczone już w analizie statycznej. Natomiast efekty (naprężenia) izostatyczne są uwzględniane w analizie przekroju poprzecznego.

(13) W pierwszej kolejności zostały obliczone oddziaływania skurczu betonu na przekrój zespolony. Analizie został poddany łączny efekt globalny – izostatyczny i hiperstatyczny, oddziałujący na poszczególne części przekroju zespolonego betonową i stalową. W przypadku gdy efekt końcowy

(łączy) był korzystny to oddziaływanie skurczu było pominięte. Ogólne wykresy momentów i naprężeń od poszczególnych składowych zostały przedstawione na rys. 6.2.5.1.2.



Rys. 6.2.5.1.2. Rozkłady momentów zginających oraz naprężeń od oddziaływań izostatycznych (a) oraz hiperstatycznych skurczu (b)

(14) Odształcenia od skurczu w chwili oddania obiektu do eksploatacji ( $t_0$ ) wynoszą  $\epsilon_{s,1} = 0,208\text{‰}$ . Można je zastąpić siłą osiową  $N_{s,1}$  i momentem  $M_{s,1}$ . Wartość zastępczej siły  $N_{s,1}$  wyznacza się z zależności (przy obniżonym module sprężystości betonu dla  $n_L = 11,88$ , tab. 6.2.1.3.1):

$$N_{s,1} = \epsilon_{s,1} A_b \frac{E_a}{n_L} = 0,208\text{‰} \times 220 \times 21 \times \frac{21\,000}{11,88} = 1699 \text{ kN.}$$

(15) Parametry przekroju dla oddziaływania skurczu w chwili oddania obiektu do eksploatacji ( $t_0$ ,  $n_L = 11,88$ ):

$$A_c = A_a + \frac{A_b}{n} = 400 + \frac{220 \times 21}{11,88} = 789 \text{ cm}^2.$$

Położenie osi obojętnej wynosi:

$$y_{c,s} = \frac{A_a y_a + \frac{A_b y_b}{n}}{A_c} = \frac{400 \times 50 + \frac{220 \times 21 \times 110,5}{11,88}}{789} = 79,8 \text{ cm.}$$

(16) Sprawdzony moment bezwładności przekroju zespolonego ma wartość:

$$I_c = I_a + A_a (y_c - y_a)^2 + \frac{I_b}{n} + \frac{A_b}{n} (y_b - y_c)^2 = 64,47 \times 10^4 + 400 \times (79,8 - 50,0)^2 + \frac{220 \times 21^3}{12 \times 11,88} + \frac{220 \times 21}{11,88} (110,5 - 79,8)^2 = 10,00 \times 10^5 + 3,67 \times 10^5 = 1,37 \times 10^6 \text{ cm}^4.$$

Wartość momentu zginającego  $M_{s,1}$  w przekroju wynosi:

$$M_{s,1} = N_{s,1} \times (y_{c,s} - y_b) = 1699 \times (110,5 - 79,8) = 522 \text{ kNm.}$$

(17) Naprężenia wywołane efektami izostatycznymi (pierwotnymi) są wyznaczone ze wzorów – w pasie dolnym:

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{s,1} z_1}{I_c} - \frac{N_{s,1}}{A_c} = \frac{522 \times 10^2 \times 79,8}{1,37 \times 10^6} - \frac{1699}{789} = 30,4 - 21,5 = 8,9 \text{ MPa,}$$



w pasie górnym:

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{s,1} z_1}{I_c} - \frac{N_{s,1}}{A_c} = \frac{522 \times 10^2 \times (-100 + 79,8)}{1,37 \times 10^6} - \frac{1699}{789} = -7,7 - 21,5 = -29,2 \text{ MPa},$$

we włóknach dolnych betonu:

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{s,1} z_1}{I_c n} - \frac{N_{s,1}}{A_c n} + \varepsilon_s \frac{E_a}{n} = \frac{522 \times 10^2 \times (-100 + 79,8)}{1,37 \times 10^6 \times 11,88} - \frac{1699}{789 \times 11,88} + 0,208 \times 10^{-3} \times \frac{210000}{11,88} = -0,65 - 1,81 + 3,67 = 1,2 \text{ MPa},$$

we włóknach górnych betonu:

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{s,1} z_1}{I_c n} - \frac{N_{s,1}}{A_c n} + \varepsilon_s \frac{E_a}{n} = \frac{522 \times 10^2 \times (-121 + 79,8)}{1,37 \times 10^6 \times 11,88} - \frac{1699}{789 \times 11,88} + 0,208 \times 10^{-3} \times \frac{210000}{11,88} = -1,32 - 1,81 + 3,67 = 0,5 \text{ MPa}.$$

(18) W chwili oddania obiektu do użytkowania  $t_0$  hiperstatyczne oddziaływanie skurczu wywołuje w przekroju przęsłowym moment ujemny o wartości  $-271 \text{ kNm}$  (rys. 6.2.2.3.). Naprężenia wywołane tym momentem w pasie dolnym wynoszą:

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{Ek,1} z_1}{I_c} = \frac{-271 \times 10^2 \times 79,8}{1,37 \times 10^6} = -15,8 \text{ MPa},$$

w pasie górnym:

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{Ek,1} z_2}{I_c} = \frac{-271 \times 10^2 \times (100,0 - 79,8)}{1,37 \times 10^6} = 4,0 \text{ MPa},$$

w dolnych włóknach betonu:

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{Ek,1} z_2}{I_c n} = \frac{-271 \times 10^2 \times (100,0 - 79,8)}{1,37 \times 10^6 \times 11,88} = 0,3 \text{ MPa},$$

w górnych włóknach betonu:

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{Ek,1} z_3}{I_c n} = \frac{-271 \times 10^2 \times (121,0 - 79,8)}{1,37 \times 10^6 \times 11,88} = 0,7 \text{ MPa}.$$

(19) W chwili zakończenia eksploatacji obiektu ( $t_\infty$ ) dojdzie do redystrybucji naprężeń wywołanych izostatycznymi efektami skurczu betonu na skutek pełzania. Zmodyfikowane wartości sił zastępczych  $N_s$  i  $M_s$  zostaną wyznaczone dla oddziaływań skurczu na koniec okresu eksploatacji, kiedy odkształcenia skurczowe wynoszą  $\varepsilon_{s,1} = 0,273\%$ , a parametry przekroju zostaną wyznaczone dla obniżonego modułu sprężystości betonu  $E_b$  ( $n_L = 18,12$ ). Pole przekroju sprowadzone wynosi:

$$A_c = A_a + \frac{A_b}{n} = 400 + \frac{220 \times 21}{18,12} = 655 \text{ cm}^2,$$

a położenie osi obojętnej:

$$y_{c,s} = \frac{A_a y_a + \frac{A_b y_b}{n}}{A_c} = \frac{400 \times 50 + \frac{220 \times 21 \times 110,5}{18,12}}{655} = 73,6 \text{ cm}.$$

Sprowadzony moment bezwładności przekroju zespolonego (z uwzględnieniem pełzania) ma wartość:

$$I_c = I_a + A_a (y_c - y_a)^2 + \frac{I_b}{n} + \frac{A_b}{n} (y_b - y_c)^2 = 64,47 \times 10^4 + 400 \times (73,6 - 50,0)^2 + \frac{220 \times 21^3}{12 \times 18,12} + \frac{220 \times 21}{18,12} (110,5 - 73,6)^2 = 8,67 \times 10^5 + 3,57 \times 10^5 = 1,22 \times 10^6 \text{ cm}^4.$$

(20) Wartość zastępczej siły  $N_{s,1}$  wyznaczono z zależności (dla odkształceń równych  $0,273\%$ ):

$$N_{s,1} = \varepsilon_{s,1} A_b E_b \times \frac{n}{n_L} = 0,273\% \times 220 \times 21 \times 3200 \times \frac{6,56}{18,12} = 1461 \text{ kN},$$

a wartość momentu zginającego  $M_{s,1}$  w przekroju poprzecznym wynosi:

$$M_{s,1} = N_{s,1} \times (y_c - y_b) = 1461 \times (110,5 - 73,6) = 539 \text{ kNm.}$$

(21) Naprężenia w przekroju w pasie dolnym wynoszą:

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{s,1} z_1}{I_c} - \frac{N_{s,1}}{A_c} = \frac{539 \times 10^2 \times 73,6}{1,22 \times 10^6} - \frac{1461}{655} = 32,5 - 22,3 = 10,2 \text{ MPa,}$$

w pasie górnym:

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{s,1} z_1}{I_c} - \frac{N_{s,1}}{A_c} = \frac{539 \times 10^2 \times (-100 + 73,6)}{1,22 \times 10^6} - \frac{1461}{655} = -11,7 - 22,3 = -34,0 \text{ MPa,}$$

we włóknach dolnych betonu:

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{s,1} z_1}{I_c n} - \frac{N_{s,1}}{A_c n} + \varepsilon_s E_b \times \frac{n}{n_L} = \frac{539 \times 10^2 \times (-100 + 73,6)}{1,22 \times 10^6 \times 18,12} - \frac{1461}{655 \times 18,12} +$$
$$+ 0,273 \times 10^{-3} \times 32000 \times \frac{6,56}{18,12} = -0,64 - 1,23 + 3,16 = 1,3 \text{ MPa,}$$

we włóknach górnych betonu:

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{s,1} z_1}{I_c n} - \frac{N_{s,1}}{A_c n} + \varepsilon_s E_b \times \frac{n}{n_L} = \frac{539 \times 10^2 \times (-121 + 73,6)}{1,22 \times 10^6 \times 18,12} - \frac{1461}{655 \times 18,12} +$$
$$+ 0,273 \times 10^{-3} \times 32000 \times \frac{6,56}{18,12} = -1,16 - 1,23 + 3,16 = 0,8 \text{ MPa.}$$

(22) W chwili zakończenia użytkowania obiektu ( $t_{\infty}$ ) hiperstatyczne oddziaływanie skurczu wywołują w przekroju przęsłowym moment ujemny o wartości -300 kNm (rys. 6.2.2.3.9). Naprężenia wywołane tym momentem w pasie dolnym wynoszą:

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{Ek,1} z_1}{I_c} = \frac{-300 \times 10^2 \times 73,6}{1,22 \times 10^6} = -18,1 \text{ MPa,}$$

w pasie górnym:

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{Ek,1} z_2}{I_c} = \frac{-300 \times 10^2 \times (100,0 - 73,6)}{1,22 \times 10^6} = 6,5 \text{ MPa,}$$

w dolnych włóknach betonu:

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{Ek,1} z_2}{I_c n} = \frac{-300 \times 10^2 \times (100,0 - 73,6)}{1,22 \times 10^6 \times 18,12} = 0,4 \text{ MPa,}$$

a w górnych włóknach betonu:

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{Ek,1} z_3}{I_c n} = \frac{-300 \times 10^2 \times (121,0 - 73,6)}{1,22 \times 10^6 \times 18,12} = 0,6 \text{ MPa.}$$

(23) Jak wynika z zestawienia danych w tab. 6.2.5.1.3, rozpatrując łączne działanie izostatyczne i hiperstatyczne skurczu na przekrój przęsłowy, jest ono niekorzystne tylko dla jednego elementu – pasa górnego dźwigara. W pozostałych przypadkach wywołuje ono naprężenia o przeciwnym znaku niż pozostałe obciążenia (stałe i zmienne). W związku z tym efekt skurczu zostanie uwzględniony tylko dla pasa górnego. Podobnie efekty izostatyczne są wywołane ogrzaniem/oziębieniem płyty pomostu w stosunku do części stalowej dźwigara. Ponieważ oddziaływanie temperatury jest jednak oddziaływaniem krótkotrwałym, wobec tego nie ma konieczności uwzględniania dwóch sytuacji obliczeniowych.

Tab. 6.2.5.1.3. Naprężenia w poszczególnych elementach przekroju poprzecznego od oddziaływania skurczu [MPa]

Włókna	Oddanie obiektu $t_0$			Zakończenie eksploatacji $t_{\infty}$		
	efekty izostacyjne (a)	efekty hiperstacyjne (b)	$\Sigma$ (a) + (b)	efekty izostacyjne (c)	efekty hiperstacyjne (d)	$\Sigma$ (c) + (d)
Górne betonu	0,5	0,7	1,2	0,8	0,6	1,4
Dolne betonu	1,2	0,3	1,5	1,3	0,4	1,7
Górne stali	-29,2	4,0	<b>-25,2</b>	-34,0	6,5	<b>-27,5</b>
Dolne stali	8,9	-15,8	-6,9	10,2	-18,1	-7,9

Wartość dodatnia oznacza rozciąganie

(24) Maksymalny wzbudzony (hiperstacyjny) moment wywołany oddziaływaniem temperatury w przęśle wynosi 332 kNm (rys. 6.2.2.3.4). Pochodzi on od równomiernego oziębienia konstrukcji (jako obciążenia wiodącego) oraz 75% efektów nierównomiernego ogrzania, gdzie płyta jest cieplejsza niż dźwigary stalowe. W przypadku gdy nastąpi zmiana znaków, w obu przypadkach dojdzie do wywołania minimalnego momentu w przęśle, tj.  $M = -332$  kNm. W dalszej części efekty izostacyjne zostaną rozpatrzone tylko od drugiej składowej, czyli nierównomiernego ogrzania (oziębienia) płyty dla  $0,75T_M$ .

(25) Siłę zastępczą od oziębienia/ogrzania płyty pomostu obliczono ze wzoru:

$$N_t = 0,75 \varepsilon_t A_b E_b = \pm \Delta T \alpha_T A_b E_b = \pm 10 \times 0,75 \times 10 \times 10^{-6} \times 220 \times 21 \times 3200 = \pm 1109 \text{ kN.}$$

a wartość momentu zginającego  $M_{s,1}$  w przekroju z zależności:

$$M_t = N_t \times (y_c - y_b) = \pm 1109 \times (110,5 - 88,6) = \pm 243 \text{ kNm.}$$

(26) Naprężenia wywołane efektami izostacyjnymi (pierwotnymi) różnicy temperatury pomiędzy częścią stalową i betonową wyznacza się ze wzorów – w pasie dolnym:

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_t z_1}{I_c} - \frac{N_t}{A_c} = \frac{243 \times 10^2 \times 88,6}{1,60 \times 10^6} - \frac{1109}{1104} = 13,5 - 10,0 = 3,5 \text{ MPa,}$$

w pasie górnym:

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{s,1} z_1}{I_c} - \frac{N_{s,1}}{A_c} = \frac{243 \times 10^2 \times (-100 + 88,6)}{1,60 \times 10^6} - \frac{1109}{1104} = -11,7 \text{ MPa,}$$

we włóknach dolnych betonu:

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_t z_1}{I_c n} - \frac{N_t}{A_c n} + \varepsilon_t E_b = \frac{243 \times 10^2 \times (-100 + 88,6)}{1,60 \times 10^6 \times 6,56} - \frac{1109}{1104 \times 6,56} + 0,75 \times 10 \times 10 \times 10^{-6} \times 32000 = -0,26 - 1,53 + 2,40 = 0,6 \text{ MPa,}$$

a we włóknach górnych betonu:

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_t z_1}{I_c n} - \frac{N_t}{A_c n} + \varepsilon_t E_b = \frac{243 \times 10^2 \times (-121 + 88,6)}{1,60 \times 10^6 \times 6,56} - \frac{1109}{1104 \times 6,56} + 0,75 \times 10 \times 10 \times 10^{-6} \times 32000 = -0,75 - 1,53 + 2,40 = 0,1 \text{ MPa.}$$

(27) Naprężenia od obciążeń hiperstacyjnych w przekroju wyznacza się ze wzorów – w pasie dolnym:

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{t,k} z_1}{I_c} = \frac{332 \times 10^2 \times 88,6}{1,60 \times 10^6} = 18,4 \text{ MPa,}$$

w pasie górnym:

$$\sigma_{a,1} = \frac{M_{t,k} z_2}{I_c} = -\frac{332 \times 10^2 \times (100,0 - 88,6)}{1,60 \times 10^6} = -2,4 \text{ MPa,}$$

w dolnych włóknach betonu:

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{t,k} z_2}{I_c n} = -\frac{332 \times 10^2 \times (100,0 - 88,6)}{1,60 \times 10^6 \times 6,56} = -0,4 \text{ MPa},$$

a w górnych włóknach betonu:

$$\sigma_{b,1} = \frac{M_{t,k} z_3}{I_c n} = -\frac{332 \times 10^2 \times (121,0 - 88,6)}{1,60 \times 10^6 \times 6,56} = -1,0 \text{ MPa}.$$

(28) Wartości naprężeń od efektów hiperstatycznych i izostatycznych oddziaływania temperatury zestawiono w pkt 6.2.5.1.4, rozdzielając je na dwa warianty: kombinacji oddziaływania temperatury wywołująca maksymalny i minimalny moment w przęśle.

**Tab. 6.2.5.1.4. Naprężenia w poszczególnych elementach przekroju poprzecznego od oddziaływania temperatury [MPa]**

Włókna	Moment dodatni, $M_t = 332 \text{ kNm}$			Moment ujemny, $M_t = -332 \text{ kNm}$		
	efekty izostatyczne (a)	efekty hiperstatyczne (b)	$\Sigma$ (a) + (b)	efekty izostatyczne (c)	efekty hiperstatyczne (d)	$\Sigma$ (c) + (d)
Górne betonu	-0,1	-1,0	<b>-1,1</b>	0,1	1,0	1,1
Dolne betonu	-0,6	-0,4	<b>-1,0</b>	0,6	0,4	<b>1,0</b>
Górne stali	11,7	-2,4	9,3	-11,7	2,4	<b>-9,3</b>
Dolne stali	-3,5	18,4	<b>14,9</b>	3,5	-18,4	-14,9

Wartość dodatnia oznacza rozciąganie

(29) Ostatnim składnikiem jest siła ściskająca pochodząca w głównej mierze z parcia gruntu. W związku z tym zostanie ona uwzględniona w dwóch sytuacjach  $t_0$  i  $t_\infty$ . W chwili oddania obiektu do użytkowania ( $t_0$ ) pominięto wpływ pełzania. Naprężenia dla  $t_0$  w przekroju przęsłowym wywołane siłą  $N_{Ek} = 364 \text{ kN}$  (ta. 6.2.2.3.3) wynoszą w stali konstrukcyjnej:

$$\sigma_{a,N} = \frac{N_{Ed}}{A_a + \frac{A_b}{n_0}} = \frac{-364}{400 + \frac{220 \times 21}{6,56}} = -2,6 \text{ MPa},$$

a w części betonowej:

$$\sigma_{b,N} = \frac{N_{Ed}}{n_0 A_a + A_b} = \frac{-364}{6,56 \times 400 + 220 \times 21} = -0,5 \text{ MPa}.$$

(30) Naprężenia w chwili  $t_\infty$  w stali konstrukcyjnej wynoszą:

$$\sigma_{a,N,L} = \frac{N_{Ed}}{A_a + \frac{A_b}{n_L}} = \frac{-364}{400 + \frac{220 \times 21}{18,81}} = -5,6 \text{ MPa},$$

a w części betonowej:

$$\sigma_{b,N,L} = \frac{N_{Ed}}{n_L A_a + A_b} = \frac{-364}{18,81 \times 400 + 220 \times 21} = -0,3 \text{ MPa}.$$

Ostatecznie naprężenia w poszczególnych elementach do sprawdzenia SGU są przedstawione w tab. 6.2.5.1.5. Należy pamiętać o uwzględnieniu współczynnika kombinacyjnego  $\psi = 0,6$  dla oddziaływania temperatury.

Tab. 6.2.5.1.5. Końcowe naprężenia w elementach dźwigara zespolonego w SGU [MPa]

Włókna	Otwarcie obiektu $t_0$					Koniec eksploatacji $t_n$				
	tab. 6.2.5.1.1. <sup>1)</sup>	tab. 6.2.5.1.3 <sup>3)</sup>	tab. 6.2.5.1.4 <sup>4)</sup>	$N_{Ed}$	$\Sigma$	tab. 6.2.5.1.2 <sup>2)</sup>	tab. 6.2.5.1.3 <sup>3)</sup>	tab. 6.2.5.1.4 <sup>4)</sup>	$N_{Ed}$	$\Sigma$
Górne betonu	-8,3	0 <sup>5)</sup>	-0,7	-0,5	<b>-9,5</b>	-7,8	0 <sup>5)</sup>	-0,7	-0,3	-8,8
Dolne betonu	-2,9	0 <sup>5)</sup>	-0,6	-0,5	<b>-4,0</b>	-2,9	0 <sup>5)</sup>	-0,6	-0,3	-3,8
Górne stali	-225,8	-25,2	-5,6	-2,6	259,2	-230,6	-27,5	-5,6	-5,6	<b>269,3</b>
Dolne stali	355,5	0 <sup>5)</sup>	8,9	-2,6	<b>361,8</b>	353,6	0 <sup>5)</sup>	8,9	-5,6	356,9

<sup>1)</sup> – naprężenia od obciążeń ciężarem własnym, elementów wyposażenia, osiadaniem podpory i obciążeniem zmiennym (bez pełzania)  
<sup>2)</sup> – naprężenia od obciążeń ciężarem własnym, elementów wyposażenia, osiadaniem podpory i obciążeniem zmiennym (z uwzględnieniem pełzania)  
<sup>3)</sup> – naprężenia od oddziaływań skurczu betonu  
<sup>4)</sup> – naprężenia od oddziaływań temperatury, zredukowane współczynnikiem kombinacyjnym  $\psi = 0,6$   
<sup>5)</sup> – pominięto jako działanie odciążające

(30) Jak wynika z zestawienia w tab. 6.2.5.1.5, maksymalne naprężenia w stali konstrukcyjnej (362 MPa) nie przekraczają wytrzymałości charakterystycznej stali, która wynosi (pkt 7.2.2 normy [22] oraz pkt 7.3 normy [20]):

$$\sigma_{Ed,ser} = 362 \text{ MPa} < \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} = \frac{460}{1,0} = 460 \text{ MPa.}$$

Natomiast maksymalne naprężenia w betonie (9,5 MPa) nie przekraczają wytrzymałości charakterystycznej betonu (pkt 7.2.2 normy [22], pkt 7.2 normy [15] oraz pkt 7.2 normy [14]):

$$\sigma_{Ed,ser} = 9,5 \text{ MPa} < k_1 f_{ck} = 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPa.}$$

(31) Warunek na liniowe pełzanie (pkt 7.2(3) normy [14]) od kombinacji prawie stałej ma postać:

$$\sigma_{Ed,q-s} < k_2 f_{ck} = 0,45 \times 30 = 13,5 \text{ MPa.}$$

Ponieważ warunek jest spełniony dla kombinacji charakterystycznej, dla kombinacji prawie stałej (z pominięciem obciążeń zmiennych) będzie również spełniony z dużym zapasem.

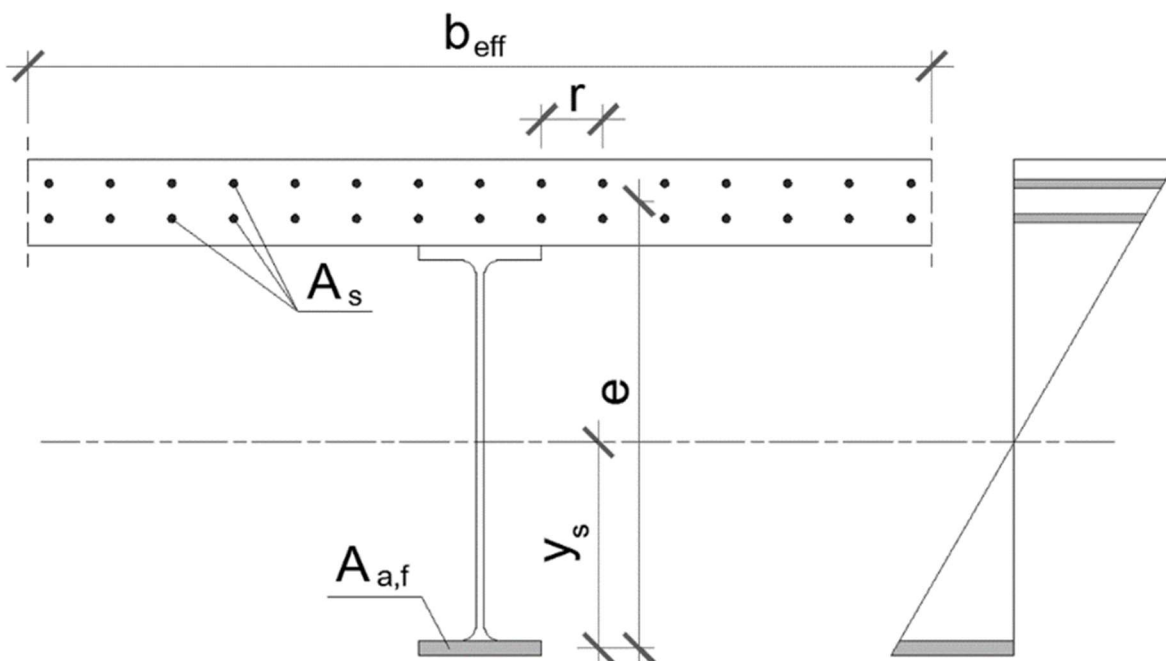
### 6.2.5.2. Ograniczenie naprężeń w przekroju podporowym

(1) Analogicznie wyznaczono charakterystyczne naprężenia w przekroju podporowym. Położenie sprężystej osi obojętnej przekroju składającego się z prętów zbrojeniowych oraz pasa dolnego (rys. 6.2.5.2.1) wyznaczono ze wzoru:

$$y_s = \frac{A_s \times e}{A_s + A_{a,f}} = \frac{144 \text{ cm}^2 \times 109,0}{144 + 108,0} = 62,3 \text{ cm.}$$

Moment bezwładności przekroju podporowego wynosi:

$$I_s = A_{a,f} \times y_s^2 + A_s \times (e - y_s)^2 = 108,0 \times 62,3^2 + 144 \times (109,0 - 62,3)^2 = 7,33 \times 10^5 \text{ cm}^4.$$



Rys. 6.2.5.2.1. Przekrój podporowy składający się tylko z pasa dolnego i prętów zbrojeniowych

(2) W przekroju dojdzie do powstania dodatkowego momentu zginającego  $\Delta M_{Ek}$  na skutek przesunięcia pomiędzy osią obojętną przekroju  $y_s$  a poziomem, na którym działa siła  $N_{Ed}$  (por. rys. 6.2.3.2.5). Dodatkowy składnik momentu zginającego  $\Delta M_{Ek}$  ma wartość:

$$\Delta M_{Ek} = N_{Ek} \times (y_{s,p} - y_s) = 882 \times (0,661 - 0,623) = 34 \text{ kNm.}$$

(3) Pod działaniem charakterystycznego momentu zginającego ( $M_{Ek,1} = -3,506 - 0,034 = -35,4$  MNm) oraz siły osiowej ( $N_{Ed} = -882$  kN) we włóknach skrajnych przekroju występują następujące wartości naprężeń – w stali zbrojeniowa:

$$\sigma_{Ek,s1} = \frac{M_{Ek,1} \times z}{I_a} - \frac{N_{Ek}}{A_s + A_{a,f}} = \frac{3540 \times 10^2 \times (115,5 - 62,3)}{7,33 \times 10^5} - \frac{882}{144 + 108} = 256,9 - 35,0 = 221,9 \text{ MPa,}$$

a w dolnych włóknach pasa:

$$\sigma_{Ek,1} = -\frac{M_{Ek,1} \times z}{I_a} - \frac{N_{Ek}}{A_s + A_{a,f}} = -\frac{3540 \times 10^2 \times 62,3}{7,33 \times 10^5} - \frac{882}{144 + 108} = -300,9 - 35,0 = -335,9 \text{ MPa.}$$

(4) Maksymalne naprężenia w stali zbrojeniowej określa pkt 7.2.2(4) normy [22] oraz 7.2(5) normy [14]:

$$\sigma_{Ek,ser} = 221,9 \text{ MPa} < k_3 f_{sk} = 0,8 \times 500 = 400 \text{ MPa.}$$

Wykorzystanie wytrzymałości charakterystycznej stali zbrojeniowej wynosi 55% (221,9/400).

(5) Naprężenie w pasie dolnym narażonym na zwichrzenie ( $\chi_{LT} = 0,863$ ) nie przekracza wytrzymałości charakterystycznej stali, która wynosi (pkt 7.2.2 normy [22] oraz pkt 7.3 normy [20]) pomniejszonej o współczynnik zwichrzenia:

$$\sigma_a = 335,9 \text{ MPa} < \frac{\chi_{LT} f_y}{\gamma_{M,ser}} = \frac{0,863 \times 460}{1,0} = 397 \text{ MPa.}$$

Wykorzystanie wytrzymałości charakterystycznej stali konstrukcyjnej wynosi 85% (336/397). Sprawdzenie stanu granicznego użyteczności nie obejmowało interakcji lokalnych i globalnych momentów w płycie pomostu (jednoczesne zginanie lokalne i globalne, skręcanie itd.).



### 6.2.5.3. Sprawdzenie zarysowania w przekroju podporowym

(1) Ograniczenie zarysowania płyty pomostu w przekroju podporowym dźwigara zespolonego (rysy poprzeczne do osi mostu) zostało przeprowadzone w sposób uproszczony, na podstawie pkt 7.4.1(3) normy [22]. Zgodnie z pkt 7.3.1(105) normy [15] do obliczeń zostały przyjęte kombinacja prawie stała i maksymalna rozwartość rys na poziomie 0,3 mm. Ograniczenie zarysowania od obciążeń bezpośrednich polega na ograniczeniu średnicy lub rozstawu prętów zbrojeniowych do wartości granicznych, uwzględniających naprężenia w tym zbrojeniu. Naprężenia w zbrojeniu obejmują również współpracę betonu pomiędzy rysami, skutkującą zwiększeniem się naprężeń w prętach zbrojeniowych (tzw. efekt *tension stiffening*). Projektując w stronę bezpieczną, pominięto wpływ ściskającej siły  $N_{Ed}$ .

(2) W pierwszej kolejności wyznaczono naprężenia w zbrojeniu  $\Delta\sigma_{s,0}$  przy założeniu pełnego zarysowania przekroju. Obliczenia wykonano dla kombinacji prawie stałej i rozwartości rys 0,3 mm (pkt 7.3.1(105) normy [15]). Na podstawie przeprowadzonej analizy statycznej moment w przekroju podporowym dla kombinacji prawie stałej wynosi  $M_{Ek} = -1560$  kNm (tab. 6.2.2.3.1).

$$\sigma_{s,0} = \frac{M_{Ek} \times z}{I_c} = \frac{1560 \times 10^2 \times (115,5 - 62,3)}{7,33 \times 10^5} = 113,2 \text{ MPa.}$$

(3) Uwzględnienie wpływu betonu na odcinkach pomiędzy rysami wykonano za pomocą dodatkowego składnika naprężeń  $\Delta\sigma_s$  (pkt 7.4.3(3) normy [22]). Do jego wyznaczenia jest wymagane określenie wartości  $\alpha_{st}$ , przy uwzględnieniu proporcji pomiędzy przekrojem stalowym i zespolonym. Ponieważ analizowany przekrój składa się tylko z prętów zbrojeniowych i pasa dolnego, przyjęto bezpiecznie:  $\alpha_{st} = 1,0$ . Stopień zbrojenia przekroju płyty  $\rho_s$  wynosi:

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_{ct}} = \frac{144}{220 \times 21} = 3,1\%.$$

Ostatecznie składnik  $\Delta\sigma_s$  ma wartość:

$$\Delta\sigma_s = \frac{0,4 f_{ctm}}{\alpha_{st} \rho_s} = \frac{0,4 \times 2,9}{1,0 \times 3,1 \times 10^{-2}} = 37,4 \text{ MPa.}$$

(4) Naprężenia w prętach zbrojeniowych uwzględniające efekt *tension stiffening* wynoszą:

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s = 113,2 + 37,4 = 150,6 \text{ MPa.}$$

Dla tej wartości naprężeń maksymalna średnica prętów wynosi 32 mm (tab. 7.1 normy [22]), a maksymalny rozstaw 300 mm (tab. 7.2 normy [22]). Oba warunki zostały spełnione ze sporym zapasem przez przyjęte zbrojenie w postaci prętów 25 mm w rozstawie 150 mm, chociaż wystarczające jest spełnienie tylko jednego z tych warunków.

### 6.2.5.4. Zbrojenie minimalne

(1) Zbrojenie minimalne ma na celu zapewnienie przejścia całkowitej siły rozciągającej w momencie zarysowania betonu przez pręty zbrojeniowe. Procedurę obliczeniową podano w normie [22], pkt 7.4.2. Projektując w stronę bezpieczną, pominięto wpływ ściskającej siły  $N_{Ed}$ .

(2) Współczynnik  $k_c$  uwzględnia rozkład naprężeń w przekroju tuż przed zarysowaniem. Wartość współczynnika jest różna od 1,0, w przypadkach gdy odległość pomiędzy środkiem ciężkości niezarysowanej płyty i środkiem ciężkości przekroju niezarysowanego (jak dla obciążeń krótkotrwałych) przekracza 120% grubości płyty pomostu. Położenie osi obojętnej dla przekroju niezarysowanego (jak w przekroju przęsłowym) obliczono podczas sprawdzania naprężeń w SGU:

$$z_0 = h_c - y_c - 0,5 h_b = 121 - 88,6 - 0,5 \times 21 = 21,9 \text{ cm,}$$

$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2 z_0}} + 0,3 = \frac{1}{1 + \frac{21}{2 \times 21,9}} + 0,3 = 0,976 \leq 1,0.$$

Współczynnik  $k$  określa wpływ samorównoważących się naprężeń w przekroju. Norma [22] zaleca przyjmowanie  $k = 0,8$ . Współczynnik  $k_s$  uwzględnia redukcję siły rozciągającej w płycie pomostu na skutek poślizgu i zarysowania. Norma [22] zaleca przyjmowanie  $k_s = 0,9$ .

(3) Wartość  $\sigma_s$  oznacza dopuszczalne naprężenie w prętach powstałe po zarysowaniu przekroju. Można przyjmować charakterystyczną granicę plastyczności stali zbrojeniowej  $f_{sk}$  lub ograniczone naprężenia według tab. 7.1 normy [22] w celu ograniczenia rys. Cała wysokość przekroju betonowego jest rozciągana, więc pole przekroju  $A_{ct}$  jest równe polu przekroju płyty betonowej  $A_b$ .

(4) Wytrzymałość betonu na rozciąganie w chwili zarysowania  $f_{ct,eff}$  przyjęto jako 3 MPa (pkt 7.4.2(1) normy [22]). Dla przyjętej średnicy prętów podłużnych nad podporą (25 mm) naprężenia dopuszczalne  $\sigma_s$  według tab. 7.1 normy [22] wynoszą 200 MPa (dla rozwartości rysy równej 0,3 mm). Ostatecznie minimalne pole przekroju zbrojenia wynosi:

$$A_{s,min} = k_s k_c k f_{ct,eff} \frac{A_{ct}}{\sigma_s} = 0,9 \times 0,976 \times 0,8 \times 0,3 \times \frac{220 \times 21}{22} = 44,3 \text{ cm}^2.$$

Przyjęte zbrojenie (dwa rzędy prętów  $\Phi$  25 mm w rozstawie 150 cm) wynosi:

$$A_s = 144 \text{ cm}^2 > A_{s,min} = 44,3 \text{ cm}^2.$$

Przyjęte zbrojenie spełnia więc warunek zbrojenia minimalnego.

### 6.2.5.5. Sprawdzenie przemieszczeń konstrukcji

(1) Norma [22] w zakresie sprawdzeń przemieszczeń konstrukcji w większości odwołuje do normy [20]. Jeśli nie postanowiono inaczej, to sprawdzenie powinno odbywać się pod działaniem kombinacji częstej (pkt 7.8.1(2) normy [20]). Jednak zarówno norma [22], jak i [20] nie precyzują konkretnych warunków liczbowych dotyczących mostów drogowych.

(2) W normie [20], pkt 7.5–7.12 znajdują się ogólne wytyczne dotyczące m.in. konieczności stosowania podniesień wykonawczych z uwagi na wygląd mostu, zachowania skrajni pod obiektem pod działaniem obciążeń charakterystycznych, uwzględnienia poślizgu w śrubowych połączeniach pasowanych, zachowania komfortu użytkownika oraz uniknięcia do powstawania rys w nawierzchni asfaltowej na skutek przemieszczeń przęsła. Jedynym precyzyjnym warunkiem jest ograniczenie przemieszczeń pionowych konstrukcji pod obciążeniami częstymi w sąsiedztwie urządzenie dylatacyjnego do 5 mm (dotyczy mostów w schematach statycznych belki ze wspornikami).

## 6.2.6. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – płyta pomostu w kierunku poprzecznym

### 6.2.6.1. Założenia ogólne

(1) Sprawdzenie stanów granicznych użyteczności SGU płyty pomostu w kierunku poprzecznym obejmuje sprawdzenie ograniczenia naprężeń i rozwartości rys (por. pkt 6.2.5.3). Ze względu na brak konkretnych wytycznych związanych ze sprawdzeniem przemieszczeń pionowych płyty pomostu w normach [14, 15] a także w normie [6] pominięto sprawdzenie tego stanu.

(2) Ze względu na większe wartości sił wewnętrznych (tab. 6.2.2.4.1) sprawdzenie w stanach granicznych użyteczności wykonano dla przekroju przęsłowego płyty pomostu, tj. pomiędzy dźwigarami (przekrój zbrojenia dolnego i górnego jest taki sam). W sprawdzeniach stanu granicznego użyteczności pominięto interakcję lokalnych i globalnych momentów w płycie pomostu (zginanie lokalne i globalne, skręcanie).

### 6.2.6.2. Ograniczenie naprężeń

(1) W pierwszej kolejności sprawdzono, na podstawie naprężeń rozciągających dla przekroju brutto, czy przekrój jest zarysowany (pkt 7.1(2) normy [14]). Moment bezwładności przekroju niezarysowanego płyty wynosi:

$$I_{p0} = \frac{b_p h_p^3}{12} = \frac{100 \times 21^3}{12} = 77\,175 \text{ cm}^4.$$

(2) Naprężenie od charakterystycznego momentu zginającego (tab. 6.2.2.4.1) na krawędzi rozciąganej przekroju niezarysowanego ma wartość:

$$\sigma_{c0} = \frac{M_{char} z}{I_{p0}} = \frac{8970 \times 10,5}{77\,175} = 12,2 \text{ MPa}$$

i jest większe od średniej wytrzymałości betonu na rozciąganie:  $\sigma_{c0} = 12,2 \text{ MPa} > f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$ .

Ponieważ beton jest zarysowany ( $\sigma_{c0} > f_{ctm}$ ), w dalszej części obliczenia naprężeń będą wykonywane z pominięciem betonu w strefie rozciąganej.

(3) Położenie osi obojętnej dla zarysowanego przekroju żelbetowego (mierząc od włókien górnych) wyznaczono, łącząc dwa warunki – na zgodność odkształceń w płaskim przekroju i zerowanie się sił wypadkowych. Następnie, rozwiązując względem niewiadomego położenia osi obojętnej  $x_{c1}$ , otrzymano:

$$x_{c1} = \frac{-A_{s,p} E_a + \sqrt{(A_{s,p} E_a)^2 + 2 b_p A_{s,p} E_a E_{cm} d}}{b_p E_{cm}} =$$

$$= \frac{-24,5 \times 20000 + \sqrt{(24,5 \times 20000)^2 + 2 \times 100 \times 24,5 \times 20000 \times 3\,200 \times 16,25}}{100 \times 3200} = 5,7 \text{ cm.}$$

(4) Moment bezwładności przekroju zarysowanego ma wartość:

$$I_{c2} = A_{s,p} (d - x_{c1})^2 + \frac{E_{cm}}{3 E_a} b_p x_{c1}^3 =$$

$$= 24,5 \times (16,25 - 5,7)^2 + \frac{32 \times 10^2}{3 \times 20 \times 10^3} \times 100 \times 5,7^3 = 3715 \text{ cm}^4.$$

(5) Naprężenie w betonie od momentu charakterystycznego wynosi:

$$\sigma_{c1} = \frac{M_{char} x_{c1}}{I_{c2}} \times \frac{E_{cm}}{E_a} = \frac{8970 \times 5,7}{3715} \times \frac{3\,200}{20\,000} = 22,0 \text{ MPa,}$$

$$\sigma_{c1} = 22,0 \text{ MPa} > 0,6 f_{ck} = 18 \text{ MPa,}$$

a naprężenie w stali zbrojeniowej od momentu charakterystycznego:

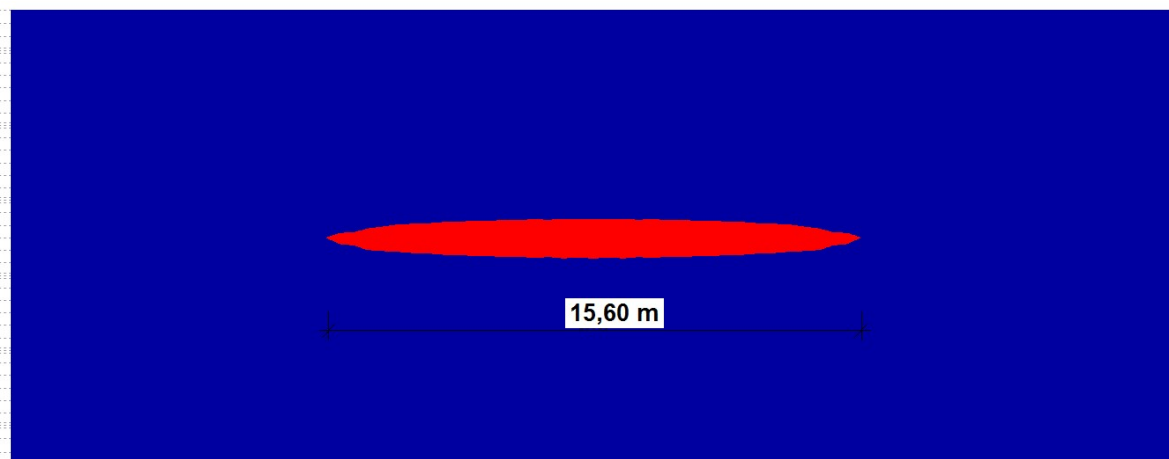
$$\sigma_{s1} = \frac{M_{char} (d - x_{c1})}{I_{c2}} = \frac{8970 \times (16,25 - 5,7)}{2740} = 345 \text{ MPa,}$$

$$\sigma_{s1} = 345 \text{ MPa} < 0,8 f_{yk} = 400 \text{ MPa.}$$

Ponieważ maksymalne naprężenia w betonie zostały lokalnie przekroczone (o około 10%), postanowiono lokalnie zwiększyć poprzeczne, dolne zbrojenie płyty pomostu. Aby określić zakres wzmocnienia, obliczono moment  $M_{Rk}$ , który nie powoduje przekroczenia naprężeń:

$$M_{Rk} = \frac{0,6 f_{ck} I_{c2} E_a}{x_{c1} E_{cm}} = \frac{0,6 \times 3,0 \times 3715 \times 20\,000}{5,7 \times 3\,200} = 73,3 \text{ kNm.}$$

(6) Na obwodni poprzecznych momentów zginających w płycie pomostu zaznaczono kolorem czerwonym miejsca, w których  $M_{Ek} > M_{Rk} = 73,3 \text{ kNm}$  (rys. 6.2.6.2.1). Strefa wymagająca wzmocnienia obejmuje około 15,6 m w części środkowej przęsła pomiędzy środkowymi dźwigarami.



Rys. 6.2.6.2.1. Lokalizacja strefy, w której charakterystyczny moment zginający w płycie  $M_{ek} > 73,3$  kNm (kolor niebieski oznacza  $M_{ek} < 73,3$  kNm, kolor czerwony  $M_{ek} > 73,3$  kNm)

(7) Zwiększenie zbrojenia przekroju wykonano przez dołożenie do istniejącego zbrojenia ( $\phi = 25$  mm co 20 cm) dodatkowych prętów  $\phi = 25$  mm co 20 cm. Zwiększone zbrojenie na metr szerokości przekroju płyty wynosi wówczas:

$$A_{s,p+} = 2 \frac{b_p}{s_b} \pi \left( \frac{\phi_p}{2} \right)^2 = 2 \times \frac{100}{20} \times 3,142 \times \left( \frac{2,5}{2} \right)^2 = 49,1 \text{ cm}^2.$$

Powtarzając te obliczenia, uzyskano:  $x_{c1} = 7,4$  cm,  $I_{c2} = 5998$  cm<sup>4</sup>,

$$\sigma_{c1} = \frac{M_{char} x_{c1}}{I_{c2}} \times \frac{E_{cm}}{E_a} = \frac{8970 \times 7,4}{5998} \times \frac{3200}{20000} = 17,7 \text{ MPa} < 0,6f_{ck} = 18 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{s1} = \frac{M_{char} (d - x_{c1})}{I_{c2}} = \frac{8970 \times (16,25 - 7,4)}{5998} = 132 \text{ MPa} < 0,8f_{yk} = 400 \text{ MPa}.$$

Lokalne zwiększenie zbrojenia w płycie pomostu powoduje spełnienie powyższych warunków.

(8) Poprzeczne momenty zginające w płycie pomostu pochodzą głównie od obciążeń zmiennych, które nie wywołują pęcznienia betonu oraz nie występują w kombinacji prawie stałej. W związku z tym nie ma potrzeby prowadzenia dalszych obliczeń celem ograniczenia naprężeń w betonie dla kombinacji prawie stałej.

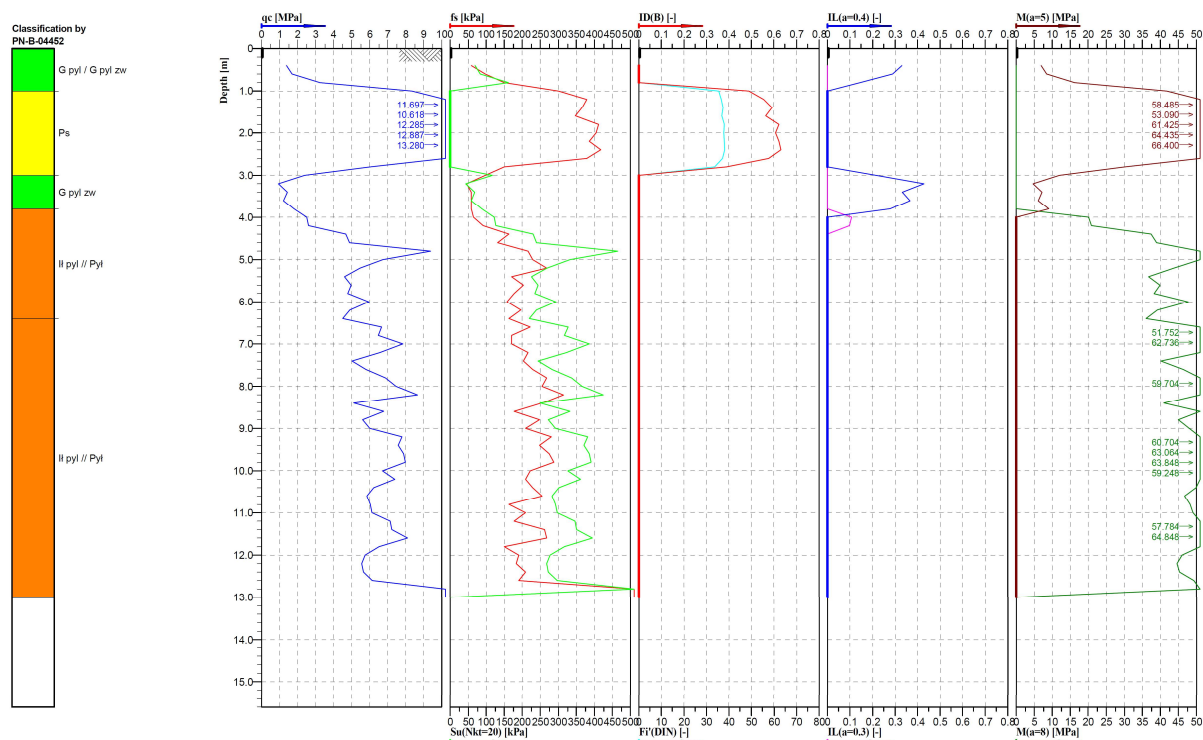
### 6.2.6.3. Ograniczenie zarysowania płyty

(1) W przypadku elementów żelbetowych sprawdzenie stanu granicznego użyteczności ograniczenia rysy sprowadza się do wyznaczenia szerokości rysy powstającej pod wpływem działania kombinacji prawie stałej obciążeń (pkt 7.3.4 normy [14]), która nie powinna przekraczać wartości granicznej wynoszącej 0,3 mm (tab. 7.101N normy [15]). Ponieważ płyta pomostu w kierunku poprzecznym jest obciążona głównie obciążeniem użytkowym (zmiennym), które nie występuje w kombinacji prawie stałej, zaniechano przeprowadzenia dalszych obliczeń. Procedura weryfikacyjna została przedstawiona w pkt 6.2.5.3.

## 6.3. Fundament

### 6.3.1. Założenia geotechniczne

(1) Założenia geotechniczne odnoszą się do gruntów zalegających w podłożu. Obliczeniowo podłoże gruntowe w miejscu posadowienia przyczółka mostowego ma budowę warstwową, na którą składają się głównie grunty spoiste o średniej i niskiej wytrzymałości na ścinanie. Układ warstw geotechnicznych oparto na wynikach badań sondowania CPT podłoża gruntowego (rys. 6.3.1.1).



Rys. 6.3.1.1. Wynik sondowania podłoża metodą CPT w miejscu posadowienia przyczółka mostowego

(2) Wielowarstwowe podłoże gruntowe zagregowano do pięciu warstw geotechnicznych. Zgodnie z pkt 2.4.5.2(2) i (3) normy [23] charakterystyczną wartość parametru geotechnicznego wybrano jako ostrożne oszacowanie wartości decydującej o wystąpieniu stanu granicznego i przy wyznaczaniu wartości charakterystycznej parametrów zwrócono uwagę na większą zmienność parametru  $c$  (spójności) w porównaniu z  $\tan\phi$  (tangensem kąta tarcia wewnętrznego). Na podstawie wyników sondowania CPT, genezy i rodzaju gruntów w podłożu oraz klasyfikacji parametrów geotechnicznych oszacowano bezpieczne wartości charakterystycznych parametrów geotechnicznych gruntów zalegających w podłożu i zestawiono je w tab. 6.3.1.1.

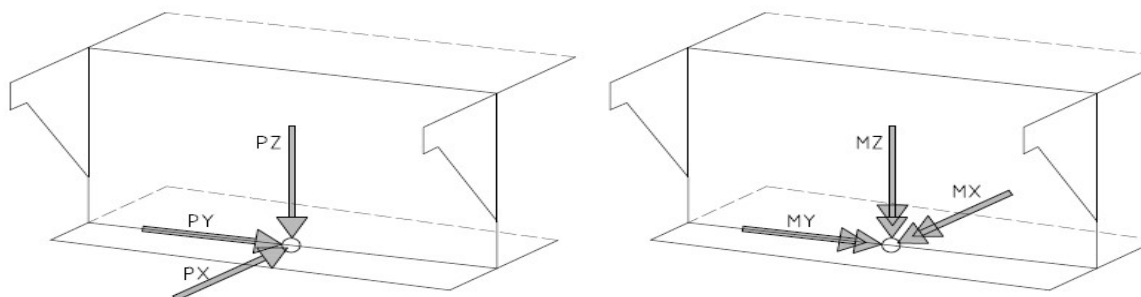
Tab. 6.3.1.1. Oszacowane parametry geotechniczne gruntów przyjętych do projektowania

Warstwa	Nazwa gruntu	Stan gruntu IL/ID	Kąt tarcia wewnętrznego	Spójność	Ciężar objętościowy	Moduł ścisłości	Liczba Poissona	Mięższość
[-]	[-]	[-]	[stopnie]	[kPa]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[MPa]	[-]	[m]
I	Gлина pylasta	0,40	12	18	21	10	0,33	1
II	Piasek średni	0,60	32	0	18	53	0,28	2
III	Gлина pylasta zwięzła	0,40	13	20	21	6	0,33	1
IV	Pył	0,05	13	18	20	40	0,20	2,5
V	II	0,00	13	45	20	55	0,18	>6

## 6.3.2. Zestawienie obciążeń

### 6.3.2.1. Zestawienie obciążeń z przęsła mostu

(1) Do wymiarowania fundamentu mostowego posłużono się reakcjami (siły i momenty podporowe) pochodzącymi od zamodelowanej w modelu obliczeniowym ustroju ramowego jednej podpory utwierdzonej, umieszczonej pod każdym przyczółkiem ramowym (rys. 6.3.2.1.1).



Rys. 6.3.2.1.1. Przyjęty sposób podparcia ramy celem wyciągnięcia reakcji na fundament mostowy (okazanie dodatnich kierunków reakcji podporowych w punkcie)

(2) Przyjęcie osobnych modeli obliczeniowych do ramy oraz fundamentu mostu było podyktowane wykorzystaniem alternatywnych metod obliczeniowych stosowanych również w praktyce projektowej. W tab. 6.3.2.1.1 i 6.3.2.1.2 zestawiono wartości maksymalnych i minimalnych reakcji podporowych oraz towarzyszących reakcji podporowych pochodzących od charakterystycznej i obliczeniowej kombinacji obliczeniowej.

(3) Łącznie rozpatrzono 24 kombinacje z przedstawionych reakcji podporowych (12 reakcji charakterystycznych i 12 obliczeniowych) celem sprawdzenia stanów granicznych fundamentu mostowego.

Tab. 6.3.2.1.1. Charakterystyczne wartości reakcji podporowych na fundament mostowy

Reakcje podporowe	Wartości towarzyszące reakcji podporowych					
	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
max Px	<b>1685</b>	-6	-7529	847	-1654	82
min Px	<b>-1955</b>	6	-5446	0	2773	-282
max Py	47	<b>126</b>	-5844	1348	-2264	1695
min Py	-486	<b>-126</b>	-7227	1351	3260	-1499
max Pz	-1283	1	<b>-5440</b>	0	703	-25
min Pz	182	-52	<b>-7956</b>	847	206	-603
max Mx	67	-84	-7405	<b>3013</b>	-2118	-720
min Mx	-194	84	-7405	<b>-3013</b>	2776	720
max My	-944	-35	-6164	375	<b>4287</b>	-378
min My	347	-24	-6408	-513	<b>-3658</b>	-352
max Mz	28	124	-5914	1430	-1487	<b>1713</b>
min Mz	-450	-125	-7213	1310	2129	<b>-1521</b>

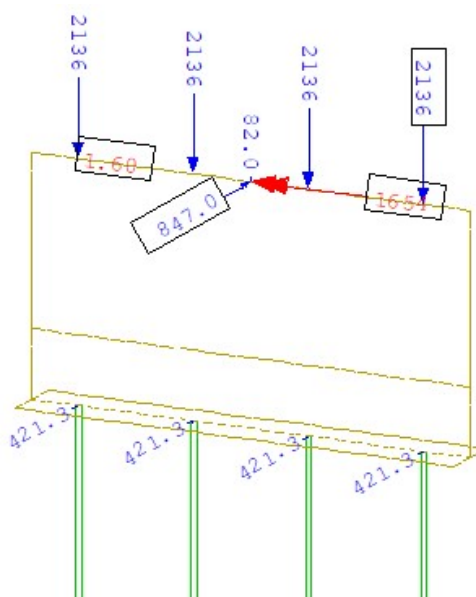


Tab. 6.3.2.1.2. Obliczeniowe wartości reakcji podporowych na fundament mostowy

Reakcje podporowe	Wartości towarzyszące reakcji podporowych					
	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
max Px	<b>2313</b>	-9	-8534	1143	-2790	111
min Px	<b>-2953</b>	8	-7056	0	4200	-381
max Py	-174	<b>170</b>	-7604	1820	-3336	2288
min Py	-523	<b>-170</b>	-7756	1824	4496	-2024
max Pz	-1873	1	<b>-5421</b>	0	1038	-34
min Pz	249	-71	<b>-10738</b>	1144	237	-814
max Mx	486	-113	-9710	<b>4068</b>	-3188	-972
min Mx	-133	113	-7995	<b>-4068</b>	3838	972
max My	-1733	-48	-8019	507	<b>6001</b>	-510
min My	636	-32	-7026	-693	<b>-5268</b>	-476
max Mz	-507	167	-7399	1931	-2083	<b>2313</b>
min Mz	-592	-169	-8109	1768	2936	<b>-2054</b>

### Sposób przyłożenia reakcji podporowych do modelu obliczeniowego

(4) Celem uzyskania rzeczywistych rozkładów sił na fundament palowy prawie wszystkie reakcje podporowe przykładano do zamodelowanego dodatkowego nieważkiego fragmentu korpusu przyczółka w jego górnej powierzchni. Wyjątkiem od tej zasady było przyłożenie reakcji podporowej PX w miejscu połączenia korpusu z ławą fundamentową (brak wprowadzania dodatkowych momentów od położenia siły PX na ramieniu wysokości korpusu). Siły PX, PY, PZ zestawione w tabelach były dzielone równomiernie na wszystkie pale fundamentowe i przykładane w osiach pali fundamentowych. Siły MX, MY, MZ były natomiast przykładane punktowo w górnej części zamodelowanego korpusu przyczółka w jego osi symetrii. Pojedynczy przykład przyłożenia reakcji podporowych pokazano na rys. 6.3.2.1.2.



Rys. 6.3.2.1.2. Sposób przyłożenia reakcji podporowych do wymiarowania fundamentu mostowego

### 6.3.2.2. Pozostałe obciążenia

(1) Pozostałe obciążenia na fundament mostowy obejmują:

- 1) ciężary własne podpory (pala, ława fundamentowa),
- 2) ciężary stałe od gruntu zalegającego na odsadzkach ławy,
- 3) oddziaływania reologiczne – skurcz i pęcznienie.

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

### 6.3.2.3. Kombinacje obciążeń

(1) Kombinacje obciążeń należy rozpatrywać zgodnie z podanymi w przykładzie obliczeniowym przęsła ramowego. W sprawdzaniu nośności geotechnicznej pala wciskanego zastosowano postanowienia normy [23]. Norma ta wyróżnia trzy tzw. „podejścia obliczeniowe” (DA – *Design Approach*), uznane za dopuszczone do stosowania podczas projektowania fundamentów w różnych krajach UE (DA1, DA2, DA3).

(2) 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 do sprawdzania stateczności ogólnej, a 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) (tab. 6.3.2.3.1).

Tab. 6.3.2.3.1. 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

(3) 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. 6.3.2.3.2–6.3.2.3.4 zestawiono wartości współczynników częściowych z grup: A, M, R, stosowanych w projektowaniu fundamentów głębokich na palach w technologii CFA.

Tab. 6.3.2.3.2. Współczynniki częściowe do oddziaływań  $\gamma_F$  lub do efektów oddziaływań  $\gamma_E$

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

Tab. 6.3.2.3.3. Współczynniki częściowe do parametrów geotechnicznych  $\gamma_M$

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

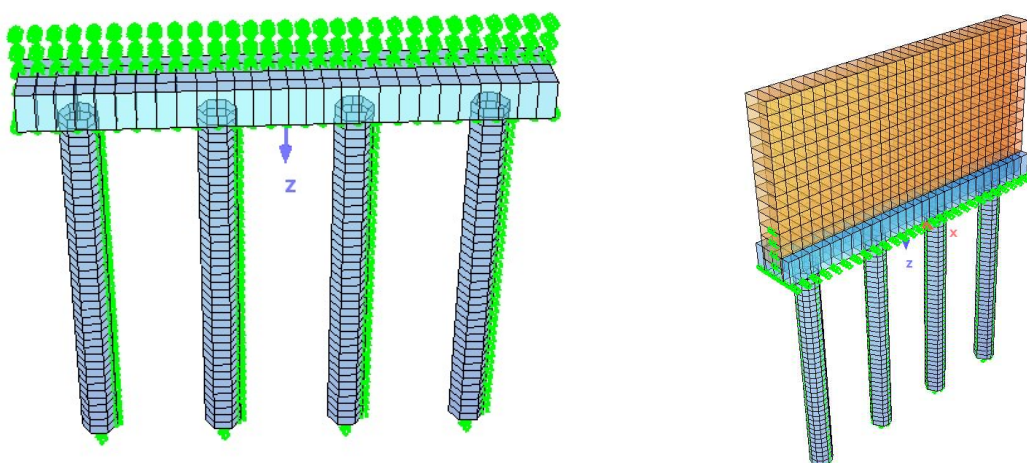
Tab. 6.3.2.3.4. Współczynniki częściowe do oporów/nośności  $\gamma_R$  dotyczące pali formowanych świdrem ciągłym CFA

Nośność	Symbol	Zestaw			
		R1	R2	R3	R4
Podstawa	$\gamma_b$	1,1	1,1	1,0	1,45
Pobocznica (przy wciskaniu)	$\gamma_s$	1,0	1,1	1,0	1,3
Całkowita (przy wciskaniu)	$\gamma_t$	1,1	1,1	1,0	1,4
Pobocznica (przy wyciąganiu)	$\gamma_{s,t}$	1,3	1,15	1,1	1,6

## 6.3.3. Analiza statyczna

### 6.3.3.1. Uwagi ogólne

(1) Model fundamentu mostowego został wygenerowany za pomocą elementów jedno- i dwuwymiarowych opisanych w przestrzeni trójwymiarowej (e1 + e2 w p3). Ławę fundamentową zamodelowano za pomocą elementów płytowych (QUAD) o określonej grubości, natomiast pale fundamentowe za pomocą elementów belkowych (BEAM). Interakcja pali fundamentowych oraz ławy fundamentowej z podłożem została odwzorowana za pomocą elementów typu sprężyna (SPRING) o odpowiedniej sztywności (rys. 6.3.3.1.1).



Rys. 6.3.3.1.1. Wizualizacja modelu numerycznego fundamentu mostowego

(2) W modelu obliczeniowym zamodelowano również nieważki fragment korpusu przyczółka o rzeczywistej sztywności celem otrzymania wierniejszego (rzeczywistego) rozkładu obciążenia na pale fundamentowe i ławę fundamentową.

### Dobór sztywności podparć sprężystych

(3) Metody numeryczne uproszczone opierają się na współpracy fundamentu palowego z podłożem gruntowym przez układ podpór sprężystych rozstawionych gęsto wzdłuż poboczniczy pala i podpór sprężystych w ich podstawie, zwanej metodą uogólnioną. Na potrzeby opracowania fundamentu palowego został rozwiązany na podstawie metody uogólnionej według Koseckiego [40] i Krasieńskiego [41]. Obliczenia sztywności bocznej podpór sprężystych można wyznaczyć również za pomocą dostępnych kalkulatorów internetowych lub w programach komputerowych geotechnicznych.

W tab. 6.3.3.1.1 zestawiono podstawowe wyniki obliczeń dotyczące przyjęcia sztywności podpór sprężystych wzdłuż pali fundamentowych w modelu MES. Pominęto pierwszą warstwę geotechniczną z uwagi na posadowienie spodu ławy fundamentowej w drugiej warstwie geotechnicznej.

**Tab. 6.3.3.1.1. Obliczenia sztywności bocznych i pionowych podparć sprężystych pali według [40] i [41]**

Średnica pali	Rozstaw pali w rzędzie	Rozstaw rzędów pali	Średnica zastępcza pala	Współczynnik technologiczny pala
[m]	[m]	[m]	[m]	[-]
1,0	R1 = 3,5	R2 = 0	2,0	1,0
<b>Współczynniki [-]</b>				
<b>η1</b>	<b>η2</b>	<b>β</b>	<b>κ</b>	
1,0	1,0	1,0	1,2	
Warstwa gruntu	Moduł odkształcenia	Współczynnik długootrwałości działania obciążeń	Sztywność boczna warstwy gruntu	Sztywność pionowa w podstawie pali [kN/m]
[-]	[MPa]	[-]	[MPa]	
II - piasek średni	41,46	0,45	14,31	366 200
III - glina pylasta	4,05	0,35	2,52	
IV - pył	36,00	0,45	21,60	
V - il	50,65	0,65	42,90	

(4) W modelu numerycznym uwzględniono również interakcję samej ławy fundamentowej z podłożem (tarcie). Bezpośrednio pod ławą fundamentową jest warstwa wyrównawcza z betonu niekonstrukcyjnego C12/15 grubości 15 cm oraz podłoże stanowiące drugą 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 zwykle kąt tarcia gruntu o konstrukcję wynosi 0,67–1,0 wartości kąta tarcia wewnętrznego gruntu. Może również dojść do częściowego zawilgocenia powierzchni poślizgu między ławą a podłożem, zmniejszając efektywne tarcie. Przyjęcie wartości połowy tarcia należy uznać za poprawną, co ma odzwierciedlenie również we współczynnikach tarcia według wycofanej już normy [4].

(5) Uśrednione naciski ławy przyczółka mostowego na podłoże od charakterystycznych obciążeń stałych, otrzymane z obliczeń z modelu numerycznego, wynoszą:  $\sigma_{sta\acute{l}e} = 203,5$  kPa. Kąt tarcia ławy o podłoże przyjęto bezpiecznie na poziomie  $\alpha = 30^\circ$ . Tarcie generowane na styku ława fundamentowa – podłoże:

$$T_{\acute{l}awa} = 0,5 \times \sigma_{sta\acute{l}e} \times \tan \alpha = 0,5 \times 203,5 \times \tan 30^\circ = 58,72 \text{ kPa.}$$

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

$$k_{x,\acute{l}awa} = \frac{T_{\acute{l}awa}}{\Delta_{dop}} = \frac{58,72}{0,01} = 5872 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}.$$

(6) W obliczeniach uwzględniono również połowę dopuszczalnego oporu od strony przeszkody (rzeka) z uwagi na zagłębienie spodu fundamentu 2,0 m poniżej poziomu terenu. Wartość połowy parcia biernego gruntu zasyпки zgodnie z normą [23] wyznacza się na podstawie względnego

przemieszczenia ściany w zakresie 0,5%–1,3% dla przemieszczeń w stronę niższego naziomu (przyjęto wartość średnią 0,9%). Dopuszczalne przemieszczenie poziome konstrukcji w stronę niższego naziomu wynosi 10 mm. Dla liniowej zmiany parcia biernego należy odczytać parcie przy rzeczywistym względnym przemieszczeniu ściany (w obliczeniach uwzględniono połowę tego dopuszczalnego odporu).

(7) Odpór gruntu od strony niższego naziomu wynosi:

$$\sigma_{p,max,T} = 0,5 \times \frac{\Delta \times K_p \times \gamma}{2 \times 0,9\%} = 0,5 \times \frac{0,01 \times 3,69 \times 18,5}{2 \times 0,009} = 18,96 \text{ kPa},$$

gdzie:

$$K_p - \text{współczynnik poziomego odporu granicznego gruntu: } K_p = \frac{1 + \sin(\varphi_n)}{1 - \sin(\varphi_n)} = \frac{1 + \sin(35^\circ)}{1 - \sin(35^\circ)} = 3,69,$$

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

$\Delta$  – odkształcenia przęsła (dopuszczalne 10 mm).

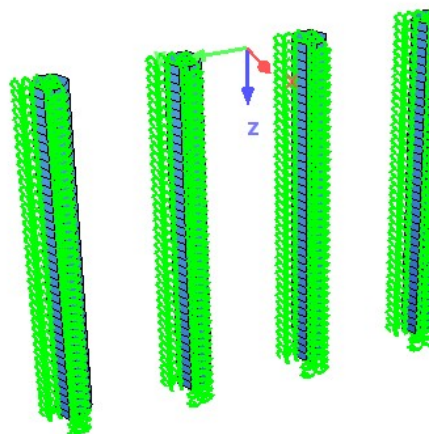
Ostatecznie sztywność podłużna podpór sprężystych na ścianie korpusu przyczółka do wysokości 2 m wynosi:

$$k_{x,T} = \frac{\sigma_{p,max,T}}{\Delta} = \frac{18,96}{0,01} = 1896 \text{ kN/m}^3.$$

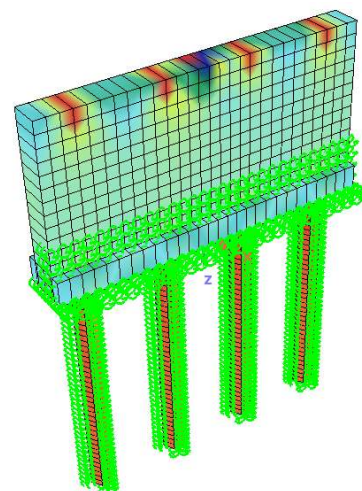
### 6.3.3.2. Fazy budowy (obliczeń)

(1) Model numeryczny uwzględnia obliczeniowe fazy budowy związane z przyjętą technologią budowy podpory mostowej. W modelu zostało uwzględniono łącznie dwie obliczeniowe fazy budowy (rys. 6.3.3.2.1): faza 1. – odwzorowanie podłoża za pomocą podparć sprężystych wraz z palami (rys. 6.3.3.2.1a), faza 2. – betonowanie ław fundamentowych przyczółka (rys. 6.3.3.2.1b). Po wystąpieniu fazy 2. uwzględniono oddziaływania skurczu i pełzania elementów fundamentu. Czasy budowy związane z betonowaniem elementów podpory wynoszą 14 dni. Po 28 dniach od betonowania korpusu zostały przyłożone pozostałe obciążenia stałe (reakcje z przęsła, ciężar zasypki na odsadzkach).

a)



b)



Rys. 6.3.3.2.1. Wizualizacja modelu numerycznego fundamentu mostu z podziałem na: a) fazę 1., b) fazę 2. budowy

### 6.3.3.3. Wyniki analizy statycznej

(1) W tab. 6.3.3.3.1 i 6.3.3.3.2 zestawiono maksymalne wartości sił wewnętrznych dla kombinacji w stanie granicznym nośności oraz kombinacji charakterystycznej (przemieszczenia, naprężenia) dla poszczególnych elementów konstrukcyjnych fundamentu mostowego (ława fundamentowa, pale fundamentowe). Na rys. 6.3.3.3.1 i 6.3.3.3.2 pokazano wybrane maksymalne siły wewnętrzne w elementach fundamentu.

(2) W przypadku pali fundamentowych (przekroje ściskane mimośrodowo) rozpatrzono zamiennie działanie maksymalnego momentu zginającego i towarzyszącej siły podłużnej



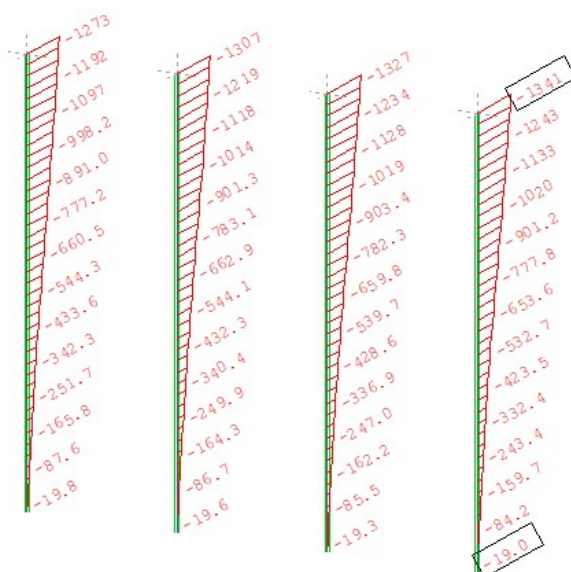
ściskającej oraz maksymalnej siły podłużnej ściskającej i towarzyszącego momentu zginającego w krytycznym przekroju pała. W przypadku ławy fundamentowej jej relatywnie niewielkie wyężenie wynika z funkcji, jaką jest odpowiednie ukształtowanie prętów głównych w korpusie przyczółka oraz zakotwienie prętów z pali fundamentowych. Tego typu ławy fundamentowe w jednorzędowym rozmieszczeniu pali fundamentowych pod korpusem przyczółka zbrojone są poprzecznie w formie strzemion, a podłużnie prętami prostymi symetrycznie wzdłuż obwodu ławy fundamentowej.

Tab. 6.3.3.3.1. Kombinacyjne siły do wymiarowania pała fundamentowego w stanie granicznym nośności

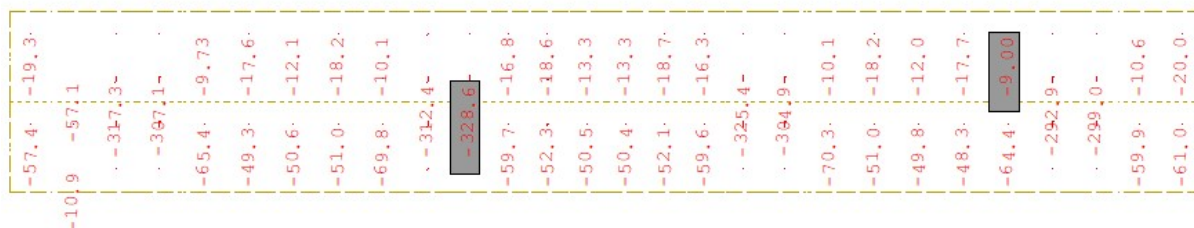
Maksymalny moment zginający MZ	Towarzysząca siła podłużna ściskająca	Maksymalny moment zginający MY	Maksymalna siła poprzeczna VY	Maksymalna siła poprzeczna VZ	Maksymalna siła podłużna ściskająca
[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]
1341	2024	150	172	43	3058

Tab. 6.3.3.3.2. Kombinacyjne siły do wymiarowania ławy fundamentowej w stanie granicznym nośności

Wymiarowanie ławy fundamentowej		
maksymalny moment zginający MXX	maksymalny moment zginający MYY	maksymalna siła poprzeczna
[kNm]	[kNm]	[kN]
329	196	553



Rys. 6.3.3.3.1. Maksymalne obliczeniowe momenty MZ zginające pale fundamentowe



Rys. 6.3.3.3.2. Wartości maksymalnych momentów zginających w ławie fundamentowej – maksymalny moment na kierunku MXX



## 6.3.4. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – ława fundamentowa

### 6.3.4.1. 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 1,0 m szerokości ławy.

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

- 1)  $f_{ck} = 30$  MPa – charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie betonu
- 2)  $\gamma_c = 1,4$  – współczynnik częściowy do betonu,
- 3)  $\alpha_{cc} = 0,85$  – współczynnik uwzględniający efekty obciążenia długotrwałego na wytrzymałość betonu (pkt 3.1.6 normy [15]),
- 4)  $f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 18,21$  MPa – obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu,
- 5)  $E_{cm} = 32$  GPa – moduł sprężystości betonu,
- 6)  $f_{ctm} = 2,9$  MPa – charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie betonu,
- 7)  $\varepsilon_{cu,2} = 0,0035$  – odkształcenie graniczne w betonie,
- 8)  $\lambda = 0,8$  – współczynnik wysokości bloku strefy ściskanej betonu,
- 9)  $\eta = 1,0$  – współczynnik kształtu rozkładu naprężeń w strefie ściskanej betonu.

(3) Przyjęto następujące charakterystyki materiałowe – stal zbrojeniowa 500 MPa, klasa C:

- 1)  $f_{yk} = 500$  MPa – charakterystyczna granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 2)  $\gamma_s = 1,15$  – współczynnik częściowy dla stali zbrojeniowej,
- 3)  $f_{yk} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435$  MPa – obliczeniowa granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 4)  $E_s = 200$  GPa – moduł sprężystości stali zbrojeniowej,
- 5)  $\varepsilon_{yd} = 0,00217$  – odkształcenie dla obliczeniowej granicy plastyczności w stali zbrojeniowej.

#### Zbrojenie główne na kierunku x-x (poprzeczny)

(4) Wstępny dobór zbrojenia w ławie przyczółka:

- 1)  $c_{nom} = 50$  mm – nominalna otulina zbrojenia,
- 2)  $\varphi_{st} = 18$  mm – średnica prętów rozdzielczych/strzemion,
- 3)  $\varphi_{gl} = 18$  mm – średnica prętów zbrojenia głównego,
- 4)  $h = 1,0$  m – grubość ławy fundamentowej.

(5) Wysokość użyteczną przekroju wyznacza się ze wzoru:

$$d = h - c_{nom} - \varphi_{st} - \frac{\varphi_{gl}}{2} = 1,0 - 0,05 - 0,018 - \frac{0,018}{2} = 0,923 \text{ m},$$

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

(6) Obliczeniowe siły wewnętrzne do wymiarowania mają wartość (tab. 6.2.2.3.3):  $M_{Ed,x} = 329$  kNm – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku x,  $M_{Ed,y} = 196$  kNm – moment zginający z modelu obliczeniowego na kierunku y.

(7) Graniczna wysokość strefy ściskanej wynosi:

$$x_{lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} d = 0,8 \times \frac{3,5}{3,5 + 2,17} \times 0,923 \text{ m} = 0,457 \text{ m},$$

a względna graniczna wysokość strefy ściskanej jest równa:

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

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

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

$$18,21 \times 1 \times x_{eff} \times (0,923 - 0,5x_{eff}) - 0,329 = 0$$

$x_{eff} = 0,02$  m – efektywna wysokość strefy ściskanej (rozwiązanie równania kwadratowego)

$$\xi_{eff} = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{0,02}{0,923} = 0,021 \leq \xi_{eff,lim} \text{ – przekrój pojedynczo zbrojony.}$$

(9) Zbrojenie na zginanie określono ze wzoru:

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

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed,x}}{(d - 0,5x_{eff}) \times f_{yd}} = \frac{0,329}{(0,923 - 0,5 \times 0,021) \times 435} = 8,26 \text{ cm}^2.$$

Przyjęto sześć prętów  $\phi 18$  mm na 1,0 m szerokości ławy o  $A_{s1} = 15,27 \text{ cm}^2$ , w rozstawie co 15 cm. Minimalne pole przekroju poprzecznego zbrojenia:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1,0 \times 0,923 = 13,91 \text{ cm}^2 \leq A_{s1},$$

lecz nie mniej niż:  $0,0013 \times b \times d = 0,0013 \times 1,0 \times 0,923 = 12,00 \text{ cm}^2 \leq A_{s1}$ . Na zbrojenie minimalne przyjęto sześć prętów  $\phi 18$  mm na 1,0 m szerokości ławy o  $A_{s,min} = 15,27 \text{ cm}^2$ , w rozstawie co 15 cm. Zbrojenie to stanowi formę strzemion zamkniętych.

### Zbrojenie główne na kierunku y-y (podłużny)

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

$$M_{Rd} = f_{yd} \times A_{s,min} \times \left( d - \frac{x_{eff}}{2} \right) = 435 \times 15,27 \times \left( 0,923 - \frac{0,021}{2} \right) = 600 \text{ kNm} \geq M_{Ed,y-y}.$$

(11) W kierunku y-y należy przyjąć symetryczne zbrojenie minimalne w siatce górnej i dolnej, sześć prętów  $\phi 18$  mm na 1,0 m szerokości płyty o  $A_{s,min} = 15,27 \text{ cm}^2$ , pręty rozstawiać co 15 cm, po całym obwodzie przekroju ławy fundamentowej.

#### 6.3.4.2. Nośność na ścinanie

(1) Zbrojenie na ścinanie przyjęto na maksymalną siłę ścinającą. W miejscach pali fundamentowych oraz korpusu przyczółka przewidziano dodatkowe zbrojenie na ścinanie w ławie w postaci koszy zbrojeniowych (przedłużenie zbrojenia głównego pali) oraz prętów w kształcie litery U, wystających z ławy do połączenia z prętami pionowymi korpusu.

(2) Sprawdzenie nośności na ścinanie według normy [14] opiera się na trzech wielkościach (pkt 6.2.1(1)P):  $V_{Rd,c}$  – obliczeniowej nośności na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie,  $V_{Rd,s}$  – obliczeniowej wartości siły poprzecznej, która powstaje, gdy w zbrojeniu na ścinanie osiąga się granicę plastyczności,  $V_{Rd,max}$  – obliczeniowej wartości maksymalnej siły poprzecznej, która może być przeniesiona przez element ze względu na zmiążdżenie ściskanych krzyżulców betonowych – dla elementów masywnych podpór warunek zawsze spełniony. Na wstępnie sprawdzania nośności na ścinanie należy określić, 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 wyznaczone w normie [14], pkt 9.2.2. W przeciwnym razie element wymaga obliczeniowego zbrojenia na ścinanie. Należy dobrać takie zbrojenie, aby zapewnić odpowiednią nośność na ścinanie  $V_{Rd}$ , która jest uzależniona od wartości  $V_{Rd,s}$  i  $V_{Rd,max}$  (pkt. 6.2.3(103) normy [14]).

(3) W niniejszym przykładzie ze względu na znaczący udział obciążeń skupionych dokonano wymiarowania przekroju na maksymalną siłę poprzeczną zdefiniowaną na 1,0 m szerokości korpusu, która wyniosła:  $V_{Ed} = 553 \text{ kN}$  – maksymalna siła poprzeczna. Przyjęto następujące dane wejściowe do obliczeń:

- 1) wysokość całkowita przekroju – 1000 mm,
- 2) analizowana szerokość ławy – 1000 mm,
- 3) średnica prętów rozciąganego zbrojenia głównego – 18 mm
- 4) wysokość użyteczna przekroju podporowego –  $d = 923$  mm,
- 5) pozostałe dane wejściowe zgodnie z nośnością na zginanie.

(4) W przykładzie sprawdzono nośność na ścinanie dla założonego wstępnie zbrojenia strzemionami. 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  $\alpha$  w zakresie  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ . Przyjęto strzemiona dwucięte  $\phi 18$  mm o  $A_{sw} = 5,09 \text{ cm}^2$ .

Następnie wyznaczono maksymalną siłę przenoszoną przez strzemiona  $V_{Rd,s}$  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

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

(5) Przyjęto kąt  $\varphi$ , taki że:  $ctg\varphi = 2,0$ , zgodnie z pkt 6.2.3(2) normy [14] i Załącznikiem Krajowym do pkt NA.4, tak aby  $cot(\theta)$  mieścił się w zakresie  $1,0 \leq cot(\theta) \leq 2,0$ . Rozstaw strzemion obliczono ze wzoru:

$$s \leq \frac{A_{sw} \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times ctg\varphi}{V_{Rd,s}} = \frac{5,09 \times 0,9 \times 92,3 \times 40 \times 2,0}{553} = 61,2 \text{ cm.}$$

Przyjęto rozstaw strzemion  $s = 15$  cm. Zbrojenie minimalne na ścinanie obliczono, przyjmując szerokość łąwy 2 m:

$$A_{sw,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \times s \times b_w = 0,08 \frac{\sqrt{30}}{500} \times 15 \times 200 = 2,63 \text{ cm}^2 \leq 1 \times A_{sw} = 5,09 \text{ cm}^2.$$

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

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + cot(\alpha)) = 0,75 \times 0,923 \text{ m} \times (1 + 0) = 0,69 \text{ m.}$$

Przyjęty rozstaw strzemion  $s = 15$  cm jest mniejszy od maksymalnego. Maksymalny poprzeczny rozstaw ramion strzemion obliczony ze wzoru (9.8N) normy [14] nie powinien być większy niż:

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

## 6.3.5. Sprawdzenie stanów granicznych nośności – pal fundamentowy

### 6.3.5.1. Nośność na zginanie

(1) Złożoności obliczeń nośności elementów ściskanych można uniknąć, posługując się nomogramami zawierającymi wykresy interakcji  $N_{rd} - M_{rd}$  dla słupów/pali o ustalonych wymiarach i z symetrycznym zbrojeniem. Można z nich korzystać zarówno do określania nośności słupa/pala z przyjętym zbrojeniem, jak i przy doborze zbrojenia do zadanych obciążeń. Skorzystano z nomogramów nośności słupów kołowych według EC2 opracowanych według [34]. Procedura obliczeniowa polega na:

- 1) wyborze odpowiedniego nomogramu (zależność średnicy kosa głównych prętów zbrojeniowych do średnicy słupa/pala)
- 2) wyznaczeniu wykorzystania nośności z uwagi na moment zginający oraz siłę podłużną,
- 3) wyznaczeniu niezbędnej ilości zbrojenia.

(2) Procedurę wykorzystania nomogramów należy poprzedzić ogólnym tokiem postępowania przy wymiarowaniu elementów mimośrodowo ściskanych w przypadku słupów, tj. kolejno:

- 1) określenie schematu statycznego,
- 2) charakterystyka geometryczna przekroju, charakterystyki materiałowe,
- 3) określenie obliczeniowych sił wewnętrznych z modelu obliczeniowego,
- 4) wyznaczenie smukłości słupa/pala,
- 5) obliczenie imperfekcji geometrycznych,
- 6) sprawdzenie konieczności uwzględnienia efektów drugiego rzędu,
- 7) skorzystanie z nomogramów nośności siła – moment,
- 8) wyliczenie niezbędnej ilości zbrojenia symetrycznego w słupie/palu,
- 9) sprawdzenie nośności na ścinanie.

(3) W przypadku pali fundamentowych wielkośrednicowych nie należy sprawdzać smukłości pala ze względu na wystarczającą sztywność gruntów otaczającego pala (efekty drugiego rzędu nie wystąpią). Charakterystyki przekroju pala:

$$A_c = \frac{3,14}{4} \times H^2 = \frac{3,14}{4} \times 1,0^2 = 0,785 \text{ m}^2 \text{ – pole przekroju poprzecznego}$$

$$J = \frac{3,14}{64} \times H^4 = \frac{3,14}{64} \times 1,0^4 = 0,049 \text{ m}^4 \text{ – moment bezładności przekroju}$$

$$i = \sqrt{\frac{J}{A_c}} = 0,25 \text{ m} \text{ – promień bezładności przekroju}$$

$H$  – wysokość przekroju (średnica).

(4) 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 (zgodnie z pkt 2.4.2.5(2) normy [5] w obliczeniach nośności obliczeniowej pali betonowych na miejscu bez stałej obudowy częściowy współczynnik betonu  $\gamma_c$  mnoży się przez współczynnik  $k_f = 1,1$ , współczynnik częściowy dla betonu pali ostatecznie wynosi:  $\gamma_c = 1,54$ ),
- 3)  $\alpha_{cc} = 0,85$  – współczynnik uwzględniający efekty obciążenia długotrwałego na wytrzymałość betonu, pkt 3.1.6 normy [15],
- 4)  $f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 16,56$  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)  $\eta = 1,0$  – współczynnik kształtu rozkładu naprężeń w strefie ściskanej betonu.

(5) Przyjęto charakterystyki materiałowe – stal zbrojeniowa 500 MPa, klasa C:

- 1)  $f_{yk} = 500$  MPa – charakterystyczna granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 2)  $\gamma_s = 1,15$  – współczynnik częściowy dla stali zbrojeniowej,
- 3)  $f_{yk} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435$  MPa – obliczeniowa granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- 4)  $E_s = 200$  GPa – moduł sprężystości stali zbrojeniowej,
- 5)  $\varepsilon_{yd} = 0,00217$  – odkształcenie dla obliczeniowej granicy plastyczności w stali zbrojeniowej.

(6) Wstępny dobór zbrojenia w palu fundamentowym:

- 1)  $c_{nom} = 80$  mm – nominalna otulina zbrojenia,
- 2)  $\varphi_{st} = 8$  mm – średnica prętów na strzemiona w kształcie spirali,
- 3)  $\varphi_{gł} = 25$  mm – średnica prętów zbrojenia głównego,
- 4)  $A_p = 4,91$  cm<sup>2</sup> – pole przekroju poprzecznego jednego pręta  $\phi 25$  mm,
- 5)  $\mu_{min} = 0,5\%$  – minimalny stopień zbrojenia w palu (przyjęto bezpiecznie pkt 9.8.5 normy [14]).

(7) Założono zbrojenie w palu 16 prętów  $\phi 25$  mm o polu  $A_{s,zał} = 78,54$  cm<sup>2</sup>. Wstępnie przyjęty stopień zbrojenia:

$$\mu = \frac{16 \times A_p}{A_c} = \frac{16 \times 4,91}{0,785 \times 10000} = 1,0\% > \mu_{min}.$$

Wysokość użyteczna przekroju wynosi:

$$d = h - c_{nom} - \varphi_{st} - \frac{\varphi_{gł}}{2} = 1,0 - 0,08 - 0,008 - \frac{0,025}{2} = 0,9 \text{ m}.$$

Średnica kosza zbrojeniowego ma wartość:

$$d' = h - 2 \times c_{nom} - 2 \times \varphi_{st} - \varphi_{gł} = 1,0 - 2 \times 0,08 - 2 \times 0,008 - 0,025 = 0,799 \text{ m}.$$

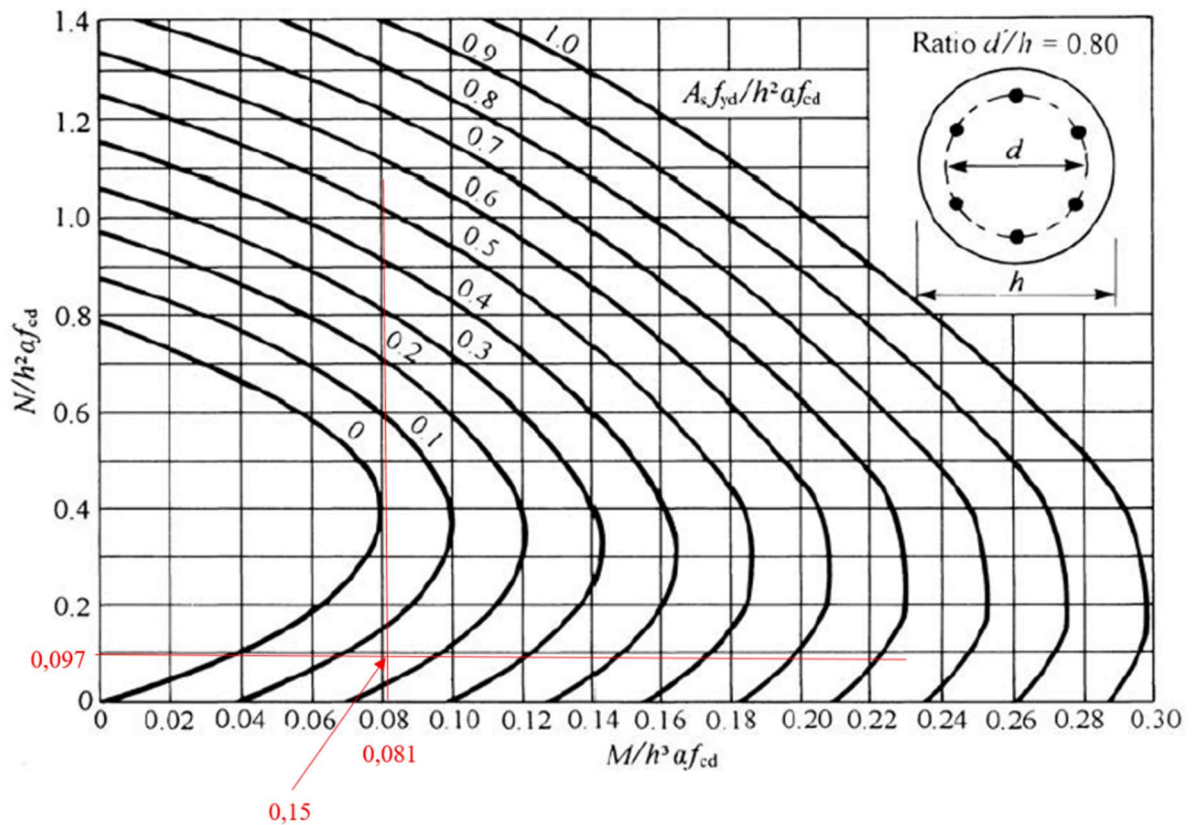
Stosunek  $d'/H = 0,799/1,0 = 0,8$  – skorzystano z nomogramu dla 0,8 [55]. Rzędne i odcięte wyznaczono na wykresie:

$$M_{Ed} = \sqrt{M_z^2 + M_y^2} = \sqrt{1341^2 + 150^2} = 1349 \text{ kNm} - \text{wypadkowy moment zginający w palu,}$$

$$V_{Ed} = \sqrt{V_z^2 + V_y^2} = \sqrt{172^2 + 43^2} = 177 \text{ kN} - \text{wypadkowa siła ścinająca w palu,}$$

$$\frac{M_{Ed}}{h^3 \times f_{cd}} = \frac{1,349}{1,0^3 \times 16,56} = 0,081,$$

$$\frac{N_{max}}{h^2 \times f_{cd}} = \frac{3,058}{1,0^2 \times 16,56} = 0,185, \quad \frac{N_{min}}{h^2 \times f_{cd}} = \frac{1,614}{1,0^2 \times 16,56} = 0,097, \quad \frac{N_{tow}}{h^2 \times f_{cd}} = \frac{2,024}{1,0^2 \times 16,56} = 0,122.$$



Rys. 6.3.5.1.1. Wykres doboru zbrojenia w słupie/palu kołowym [55]

(8) Dla bezpieczeństwa założono najbardziej niekorzystne zestawienie siły osiowej ściskającej pal, tj. dla jej minimalnej wartości. Ilość zbrojenia wyznaczono ze wzoru:

$$0,15 = \frac{A_s \times f_{yd}}{h^2 \times \alpha f_{cd}} \rightarrow A_s = \frac{0,15 \times h^2 \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,15 \times 1,0^2 \times 16,56}{435} = 57,13 \text{ cm}^2 \leq A_{s,zat} = 78,54 \text{ cm}^2.$$

Należy przyjąć mniejszą ilość zbrojenia niż wstępnie założoną. Przyjęto na zbrojenie główne pala fundamentowego zbrojenie w większej ilości niż zbrojenie minimalne, tj. 16 prętów  $\phi 22$  mm o polu równym  $A_s = 60,82 \text{ cm}^2$ .

Minimalne pole przekroju zbrojenia w palu wynosi:

$$A_{s,min} = (0,005 \times A_c) = (0,005 \times 0,785) = 39,27 \text{ cm}^2,$$

a maksymalne pole przekroju zbrojenia w palu:

$$A_{s,max} = 0,04 \times A_c = 0,04 \times 0,785 = 314 \text{ cm}^2,$$

Ponieważ  $A_{s,max} \geq A_s \geq A_{s,min}$ , zbrojenie główne w palu fundamentowym dobrano prawidłowo.

### 6.3.5.2. 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; w przypadku elementów masywnych podpór warunek zawsze jest spełniony.

(2) Na wstępie sprawdzania nośności na ścinanie należy określić, 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 dokonano wymiarowania przekroju na maksymalną siłę poprzeczną przypadającą na pał, która wyniosła  $V_{Ed} = 177$  kN. Przyjęto następujące dane wejściowe do obliczeń:

- 1) wysokość całkowita przekroju – 1000 mm,
- 2) średnica prętów rozciąganego zbrojenia głównego – 25 mm,
- 3) wysokość użyteczna przekroju –  $d = 900$ ,
- 4) 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 obliczonych na podstawie 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:

$$k = \min \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right); 2,0 \right] = \min \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{900}} \right); 2,0 \right] = 1,47 - \text{podejście bezpieczne.}$$

Przekrój kołowy ma różną wysokość. Przyjęto wielkość maksymalną, minimalizując parametr  $k$  i nośność na ścinanie:

$$\rho_l = \min \left[ \left( \frac{A_{sl}}{h \times d} \right); 0,02 \right] = \min \left[ \left( \frac{60,82}{100 \times 90} \right); 0,02 \right] = 0,77\%,$$

$$\sigma_{cp} = \min \left[ \left( \frac{N_{Ed}}{A_{cs}} \right); 0,2 f_{cd} \right] = \left( \frac{1,614}{0,785} \right); 0,2 \times 16,56 = 2,05 \text{ MPa,}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,54} = 0,117,$$

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min,1} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} + k_1 \sigma_{cp} = 0,035 \times 1,47^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} + 0,15 \times 2,05 = 0,649 \text{ MPa, } v_{min,2} =$$

$$\left[ C_{Rd,c} k (100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] = 0,12 \times 1,47 \times (100 \times 0,0077 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 2,05 = 0,799 \text{ MPa.}$$

$$\text{Stąd } v_{min} = \max(v_{min,1}; v_{min,2}) = \max(0,649; 0,799) = 0,799 \text{ MPa.}$$

(5) Obliczeniowe naprężenia styczne w pału wynosi:

$$\tau_c = \frac{V_{Ed}}{\frac{3,14 \times d^2}{4}} = \frac{0,177}{\frac{3,14 \times 0,900^2}{4}} = 0,279 \text{ MPa} \leq v_{min}.$$

Nośność na ścinanie jest zapewniona samym przekrojem pała i jego zbrojeniem podłużnym.

#### Kryterium doboru strzemion

(6) Rozstaw strzemion nie powinien być większy niż:

$$s = \min(20 \times \varphi_{gl}; 400 \text{ mm}; h) = \min(440 \text{ mm}; 400 \text{ mm}; 1000 \text{ mm}) = 400 \text{ mm.}$$

Przyjęto strzemiona w formie spirali o skoku równym 30 cm, z pręta  $\phi 8$  mm.

#### 6.3.5.3. Nośność podłoża gruntowego – nośność geotechniczna pała

##### Adaptacja określania nośności pali wciskanych do wymagań EC 7

(1) W systemie Eurokodów do decyzji krajowych komitetów normalizacyjnych pozostawiono ustalenie wartości współczynników bezpieczeństwa, co umożliwi ich skalibrowanie, aby zachować dotychczasowy, akceptowany w danym kraju poziom niezawodności. W odniesieniu do nośności geotechnicznej pali sprowadza się to do założenia, że obciążenia obliczeniowe i nośności pali wyznaczone zgodnie z normami [3, 23] powinny być jednakowe lub bardzo zbliżone.

(2) Adaptacja polskiej metody określania nośności pali wciskanych do wymagań normy [23] została przedstawiona w artykule [48]. W niniejszym opracowaniu wykorzystano ostateczne wyprowadzenie nośności pionowej pała dla wymagań normy [23]. Norma ta nie wyklucza obliczenia nośności pionowej pała za pomocą innych metod, w szczególności:



- 1) metoda 1. – projektowanie na podstawie wyników próbnych obciążeń statycznych pali, które zostały potwierdzone obliczeniami lub w inny sposób,
- 2) metoda 2. – projektowanie na podstawie wyników badań podłoża z wykorzystaniem empirycznych lub analitycznych metod obliczeniowych, których wiarygodność została potwierdzona wynikami próbnych obciążeń statycznych w podobnych sytuacjach,
- 3) metoda 3. – projektowanie na podstawie wyników próbnych obciążeń dynamicznych pali, których wiarygodność została potwierdzona wynikami próbnych obciążeń statycznych w podobnych sytuacjach.

### Procedura sprawdzania nośności pala według normy [23]

(3) W celu wykazania, że fundament przeniesie projektowane obciążenie wciskające z wystarczającym zapasem bezpieczeństwa nośności dla wszystkich przypadków i kombinacji obciążeń stanu granicznego należy spełnić następującą nierówność (pkt 7.6.2.1 normy [23]):

$$F_{c,d} \leq R_{c,d},$$

gdzie:

$R_{c,d}$  – obliczeniowa wartość nośności pala wciskanego lub grupy pali wciskanych,

$F_{c,d}$  – obliczeniowe osiowe obciążenie pala wciskanego lub grupy pali wciskanych,

przy czym  $R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_t}$ , w którym:

$R_{c,k}$  – charakterystyczna nośność pala wciskanego,

$\gamma_t$  – współczynnik częściowy do nośności podłoża (tab. 6.2.2.1.1)

$$R_{c,k} = \min\left(\frac{R_{c,calc,mean}}{\xi_3}; \frac{R_{c,calc,min}}{\xi_4}\right),$$

z tym że

$R_{c,calc,mean}$  – nośność średnia wyznaczona z obliczeń,

$R_{c,calc,min}$  – nośność minimalna wyznaczona z obliczeń,

$\xi_3$  i  $\xi_4$  – współczynniki korelacyjne do określania nośności pali na podstawie wyników badań podłoża niebędących próbnymi obciążeniami (tab. 6.3.5.3.1), na podstawie Załącznika A do normy [23].

**Tab. 6.3.5.3.1. Współczynniki korelacyjne  $\xi$  do wyznaczania wartości charakterystycznych na podstawie wyników badań podłoża (n – liczba badanych profilów)**

$\xi$ dla n =	1	2	3	4	5	7	10
$\xi_3$	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
$\xi_4$	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

(4) Reasumując, aby określić obliczeniową nośność pionową pala wciskanego, należy dysponować nośnością wynikającą z obliczeń  $R_{c,calc}$  (na podstawie badań podłoża, próbnych obciążeń pali lub wzorów empirycznych) oraz typem pali (wbijane, wiercone, CFA).

(5) Zgodnie z normą [23], pkt 7.6.2.3 możliwe jest wprowadzenie współczynnika modelu obliczeniowego, aby zapewnić wystarczająco bezpieczną przewidywaną nośność na wciskanie. Ponadto w przypadku konstrukcji, które mają sztywność i wytrzymałość wystarczającą do przekazania obciążeń z pali „słabych” na „mocne”, wartości współczynników korelacyjnych  $\xi_3$  i  $\xi_4$  można podzielić przez 1,1, pod warunkiem że  $\xi_3$  nie będzie mniejsze niż 1,0.

(6) W niniejszym opracowaniu wykorzystano końcowe przekształcenia podane w artykule Sobali [54] dotyczące tymczasowej propozycji adaptacji określania nośności pali wciskanych do wymagań normy [23] wraz z wyprowadzonymi współczynnikami modelu. Obliczeniowa nośność pala wciskanego wynosi:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,calc}}{\gamma_t \times \gamma_{RD} \times \xi'}$$

gdzie:

$$R_{c,calc} = 1,4 \times N_t,$$

$N_t$  – nośność pionowa pala według normy [3],

$\xi$  – złożony współczynnik korelacyjny zależny od liczby wyników badań podłoża,

patrz  $\xi_3$  i  $\xi_4$ ,

$\gamma_t$  – współczynnik częściowy do nośności podłoża (tab. 6.2.2.1.1),

$\gamma_{RD}$  – współczynnik uwzględniający niepewność modelu,

$\gamma_{RD} = \{1,0 ; 1,125 ; 1,286\}$  – odpowiednio dla fundamentu palowego opartego na minimum trzech palach, dwóch palach oraz jednym palu [54].

### Nośność pionowa pala według normy [3]

(7) Nośność pionowa pala wciskanego obliczana jest na podstawie sumy nośności podstawy pala oraz nośności na pobocznicy pala. Opory tarcia pod podstawą pala oraz na pobocznicy pala odczytano i interpolowano z zestawień tabelarycznych podanych w normie [3]. Średnica pali:  $D = 1,0$  m, natomiast pole powierzchni podstawy pala:

$$A_p = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{3,14 \times 1,0^2}{4} = 0,785 \text{ m}^2.$$

(8) Opór nośności pod podstawą pala (warstwa nr 5 – półzwarty ił) wynosi:  $q_5 = 2800$  kPa,  $\gamma_m = 0,9$  – częściowy współczynnik materiałowy dla gruntu, a obliczeniowy opór pod podstawą pala:  $q_r = \gamma_m \times q_5 = 0,9 \times 2800 = 2520$  kPa – obliczeniowy opór pod podstawą pala (w gruntach niespoistych średnio zagęszczonych i zagęszczonych należy uwzględnić wpływ średnicy podstawy pala na opór w podstawie oraz długość krytyczną pala).

Współczynniki technologiczne dla podstawy i pobocznicy w palach CFA:  $S_s, S_p = 1,0$ . Nośność podstawy pala wynosi:

$$N_s = S_s \times q_r \times A_p = 1,0 \times 2520 \times 0,785 = 1978 \text{ kN}.$$

Opory tarcia na pobocznicy dla poszczególnych warstw według normy [3] wynoszą:  $t_1 = 0$  kPa,  $t_2 = -5$  kPa,  $t_3 = -5$  kPa,  $t_4 = 27,2$  kPa,  $t_5 = 95$  kPa. Spód ławy fundamentowej położony jest w warstwie nr 2, warstwę nr 1 pominięto.

(9) Z uwagi na niski moduł ściśliwości warstwy nr 3 założono osiadanie tej warstwy oraz warstw leżących wyżej. Dla tych warstw przyjęto tarcie negatywne na pobocznicy pala równe  $-5$  kPa. Miąższości dla poszczególnych warstw geotechnicznych:  $h_1 = 0$  m,  $h_2 = 1,0$  m,  $h_3 = 1,0$  m,  $h_4 = 2,5$  m,  $h_5 = 5,5$  m. Nośność pobocznicy pala wynosi:

$$N_p = S_p \times \gamma_m \times D \times 3,14 \times \sum t_i \times h_i = 1,0 \times 0,9 \times 1,0 \times 3,14 \times (0 \times 0 - 5 \times 1 - 5 \times 1 + 27,2 \times 2,5 + 95 \times 5,5) = 1684 \text{ kN}.$$

(10) W kolejnym kroku sprawdza się, czy nie wystąpi redukcja nośności na pracy grupy pali. Przyjęto, że w podłożu znajdują się głównie grunty spoiste w stanie plastycznym i twaroplastycznym. Kąt rozkładu naprężeń wzdłuż pobocznicy pala przyjęto bezpiecznie:  $\alpha = 5^\circ$ . Długość pali wynosi:  $h_{pal} = 10$  m, natomiast minimalny rozstaw pali:  $r_{pal} = 3,5$  m. Promień podstawy naprężeń  $R$  ma wartość:

$$R = \frac{D}{2} + h_{pal} \times \tan \alpha = \frac{1}{2} + 10 \times \tan 5^\circ = 1,37 \text{ m}.$$

Stosunek  $\frac{r_{pal}}{R} = \frac{3,5}{1,37} = 2,55 \geq 2,0 \rightarrow m = 1,0$  – współczynnik redukujący nośność pobocznicy. Ostatecznie nośność pala nie ulega redukcji z uwagi na pracę w grupie. Nośność pionowa pala wynosi:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,calc}}{\gamma_t \times \gamma_{RD} \times \xi} = \frac{1,4 \times N_t}{\gamma_t \times \gamma_{RD} \times \xi} = \frac{1,4 \times (N_p + N_s)}{\gamma_t \times \gamma_{RD} \times \xi} = \frac{1,4 \times (1978 + 1684)}{1,1 \times 1,0 \times 1,4} = 3329 \text{ kN} \geq N_{max,pal} = 3058 \text{ kN}.$$

Nośność pionowa pala jest więc zachowana.

## 6.3.6. Sprawdzenie stanów granicznych użytkowości

### 6.3.6.1. Ograniczenie naprężeń/ograniczenie rys

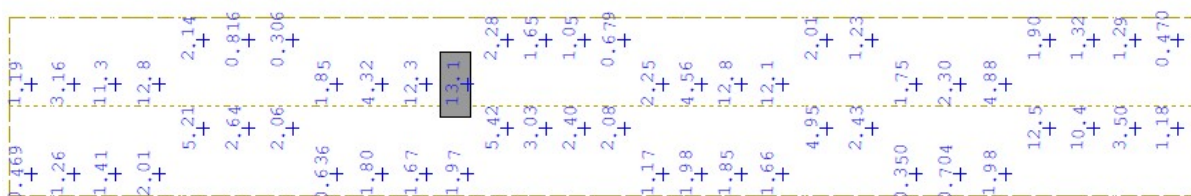
(1) Procedurę analityczną sprawdzenia stanu granicznego użytkowości elementów żelbetowych (ograniczenie naprężeń/ograniczenie rys) zaprezentowano w rozdziale trzecim – wiadukt żelbetowy o schemacie ramowym.

Sprawdzenia stanu granicznego użytkowości żelbetu dla poszczególnych elementów podpory dokonano z zastosowaniem oprogramowania komputerowego zgodnym z wymaganiami norm [5, 6]. Przyjęto warunki:

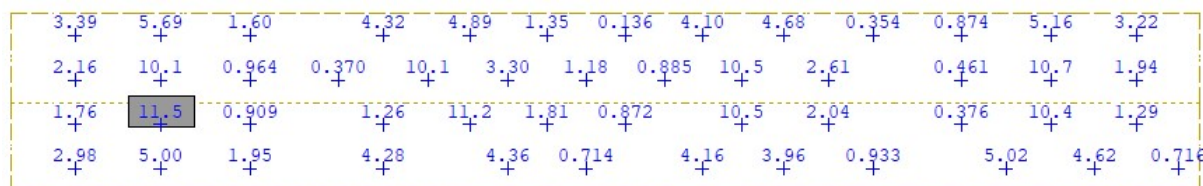
- 1) ograniczenie naprężeń w stali zbrojeniowej do  $\sigma_{dop} = 0,8 \times f_{yk} = 400$  MPa,
- 2) ograniczenie naprężeń ściskających w betonie do  $\sigma_{dop} = 0,6 \times f_{ck} = 18$  MPa,
- 3) ograniczenie rozwarości rys od  $w = 0,3$  mm.

#### Ława fundamentowa

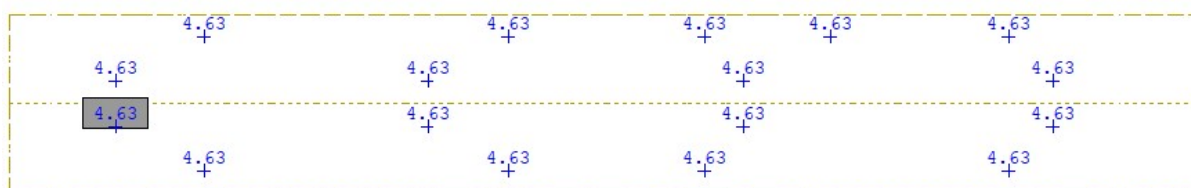
(2) Na rys. 6.3.6.1.1–6.3.6.1.4 zestawiono mapy niezbędnej ilości zbrojenia w ławie oraz naprężenia ściskające w betonie.



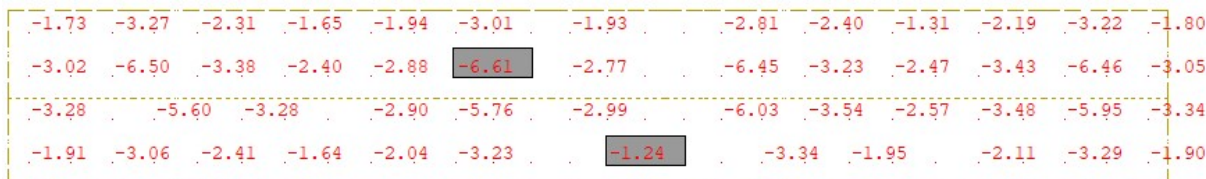
Rys. 6.3.6.1.1. Mapa zbrojenia dolnego poprzecznego w ławie przyczołka maksymalna z ULS oraz stanu granicznego użytkowości [cm<sup>2</sup>/m]



Rys. 6.3.6.1.2. Mapa zbrojenia dolnego podłużnego w ławie przyczołka maksymalna z ULS oraz stanu granicznego użytkowości [cm<sup>2</sup>/m]



Rys. 6.3.6.1.3. Niezbędna ilość zbrojenia na ścinanie w ławie [cm<sup>2</sup>/m<sup>2</sup>]



Rys. 6.3.6.1.4. Naprężenia ściskające w betonie od charakterystycznej kombinacji obciążeń [MPa]

(2) Ostatecznie przyjęto następujący układ zbrojenia w ławie:

- 1) pręty poprzeczne  $\phi 18$  mm w rozstawach co 15 cm w formie strzemion obwodowych,
- 2) pręty podłużne  $\phi 18$  mm w rozstawach co 15 cm umieszczane obwodowo.

### 6.3.6.2. Ograniczenie przemieszczeń fundamentu

(1) Dla przyjętego modelu numerycznego fundamentu mostowego jego przemieszczenia pionowe i poziome będą uzależnione od układu obciążenia oraz układu sztywności podpór sprężystych pionowych pod podstawami pali oraz poziomych wzdłuż pali i 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, aby można je było porównać z dopuszczalnymi wartościami granicznymi. Norma [23] nie podaje niestety wskaźników przemieszczeń dla obiektów mostowych. W normie PN-EN 1991-1-6 [12] wskazano dopuszczalną różnicę o poziomach podparcia na łożyskach mostów wykonywanych w metodzie nasuwania podłużnego równą: w kierunku podłużnym – 10 mm, a w kierunku poprzecznym – 2,5 mm. W Załączniku Krajowym NA do normy [23] podano jedynie wartości wskaźników przemieszczeń dla budynków i zestawiono w tab. 6.3.6.2.1.

Tab. 6.3.6.2.1. Graniczne wskaźniki przemieszczeń i odkształceń dla budynków

Maksymalne osiadanie $S_{max}$ [mm]	Maksymalny obrót $\theta_{max}$ [rad]	Strzałka wygięcia $\Delta_{max}$ [mm]	Przechylenie $\omega$ [rad]
50	0,002	10	0,003

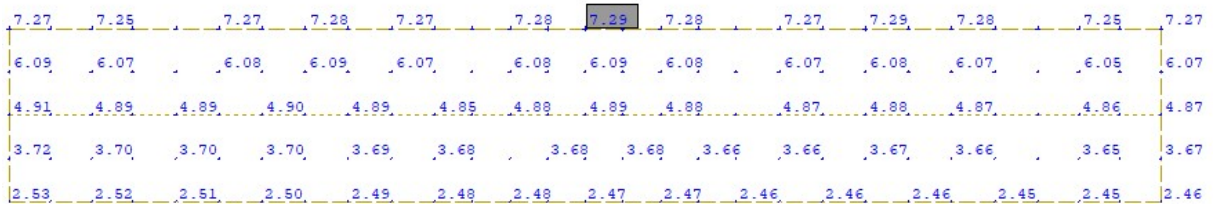
(3) Analiza tych zapisów może sugerować, że skoro w budynkach (zwykle obciążonych głównie statycznie) poszczególne fundamenty lub ich grupy nie powinny wykazywać różnicy przechyleń o 10 mm, to również poszczególne fundamenty obiektów mostowych (głównie obciążanych dynamicznie) nie powinny wykazywać większej różnicy w osiadaniu. W przypadku obiektów mostowych wydaje się zasadne stwierdzenie, że zmienność parametrów gruntów w podłożu może być większa niż w przypadku budynków. Wskaźniki przemieszczeń i odkształceń o wartościach podanych w tab. 6.3.6.2.1 są zbliżone do wartości z wycofanej normy [4].

(4) W przykładzie obliczeniowym założono niepewność modelu podłoża gruntowego przez przyjęcie nierównomiernych osiadań pomiędzy poszczególnymi podporami obiektu mostowego równymi 10 mm, co jest zgodne z sytuacją przejściową wykonywania obiektów mostowych metodą nasuwania podłużnego.

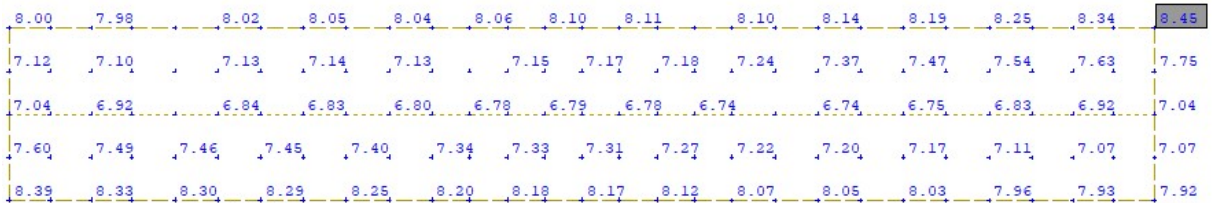
(5) Ponadto wycofana norma obciążeniowa dla mostów [3], pkt 5.3 podaje wytyczne dotyczące osiadań podłoża: jeżeli normy projektowania nie przewidują inaczej, należy dla układów statycznie niewyznaczalnych uwzględnić obciążenia lub przewidzieć rozwiązania konstrukcyjne eliminujące lub ograniczające te obciążenia przy założeniu możliwości różnicy osiadań sąsiednich podpór o 1,0 cm oraz przemieszczeń poziomych podpór o 1,0 cm.

(6) Przedmiotowy most jest konstrukcją ramową. Założono dopuszczalne osiadania podpór (pali fundamentowych) równe 10 mm oraz przemieszczenia poziome podpór równe 10 mm. Ograniczono również różnice w przemieszczeniu przeciwległych części ławy fundamentowej o wartość równą 1,0 cm oraz pochyleń fundamentu do 0,003 rad. Na rys. 6.3.6.2.1–6.3.6.2.3 pokazano wartości kombinacyjne przemieszczeń podpory mostowej (fundamentu).

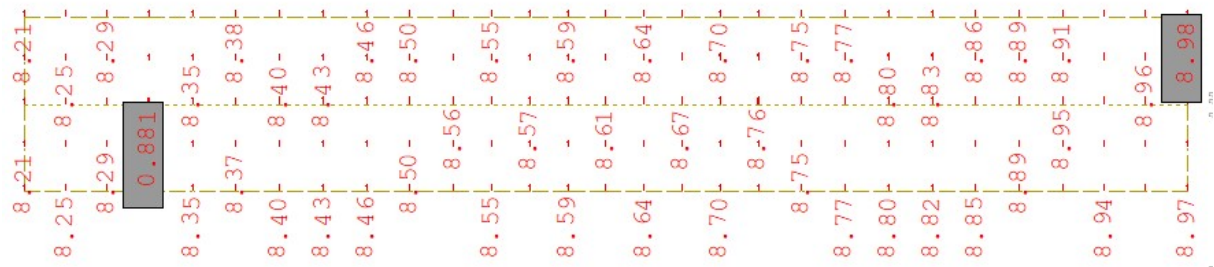




Rys. 6.3.6.2.1. Maksymalne przemieszczenia pionowe ławy fundamentowej – kombinacja charakterystyczna obciążeń



Rys. 6.3.6.2.2. Minimalne przemieszczenia pionowe ławy fundamentowej – kombinacja charakterystyczna obciążeń



Rys. 6.3.6.2.3. Maksymalne przemieszczenia boczne na kierunku x-x w podporze mostowej

(7) Osiadanie ław fundamentowych określa się z warunku:

$$s_{max} = 8,5 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} = s_{dop}$$

Warunek ustalany jest po obliczeniu osiadań dla wszystkich podpór mostu (przyczółki) oraz dojazdu do obiektu mostowego. Sprawdzenie maksymalnych osiadań w fundamencie ławy jest zachowane.

(8) Przechylenia względne fundamentu ław wynosi:

$$\Delta s_{min} = 7,3 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} = s_{dop}$$

$$\Delta s_{max} = 8,5 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} = s_{dop}$$

$$\omega_{max} = \text{atan}\left(\frac{\Delta s}{B_{ława}}\right) = \text{atan}\left(\frac{4,8 \text{ mm}}{2 \text{ m}}\right) = 0,0024 \text{ [rad]} \leq 0,003 \text{ [rad]} = \omega_{dop}$$

gdzie  $\Delta s$  – różnica przemieszczeń pionowych w ławie.

Sprawdzenie maksymalnych przechyłów w fundamencie ławy jest zachowane.

(9) Sprawdzenie bocznych przemieszczeń fundamentu:

$$\Delta_x = 9,0 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} = \Delta_{x,dop}$$

gdzie  $\Delta_x$  – maksymalne przesunięcie boczne fundamentu (ławy).

Sprawdzenie maksymalnych przemieszczeń bocznych w poziomie fundamentu jest zachowane.

