

WYCIĄG Z OBLICZEŃ
STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH
OBIEKTU M155 (ŚWIEŻA) WG PN-EN 1990,
PN-EN 1991, PN-EN 1992, PN-EN 1993 ORAZ
PN-EN 1997

Spis treści

1	Wstęp	3
1.1	Założenia do obliczeń	3
1.2	Podstawa opracowania	4
1.3	Materiały	5
1.4	Geometria modelu obliczeniowego	7
1.5	Obciążenia	12
1.5.1	Podstawy opracowania kombinacji obliczeniowych	12
1.5.2	Charakterystyka obciążeń	13
1.5.3	Kombinacje obciążeń	13
1.5.4	Obciążenia stałe	13
1.5.5	Obciążenie gruntem	13
1.5.6	Obciążenia użytkowe - tabor drogowy	14
1.5.7	Obciążenia użytkowe - obciążenie tłumem	15
1.5.8	Obciążenie klimatyczne	15
1.5.9	Obciążenie reologiczne	15
1.5.10	obciążenie wykonawcze	15
1.5.11	Obciążenie sprężające	16
1.6	Etapowanie	17
2	Obliczenia i wyniki	20
2.1	Zbrojenia	20
2.1.1	Zbrojenie pomostu	20
2.1.2	Zbrojenie ścian przyczółka	22
2.1.3	Zbrojenie ław	24
2.2	Wymiarowanie belek sprężonych	27
2.2.1	ULS - naprężenie normalne	27
2.2.2	SLS - naprężenie normalne - zarysowanie	29
2.2.3	SLS - naprężenia normalne - ściskanie betonu	31
2.2.4	ULS - naprężenia styczne i podłużne	32
2.2.5	ULS - połączenie belek z przyczółkiem	36
2.3	Wymiarowanie oparcia płyty	37
2.4	Wymiarowanie grodzic	38
2.4.1	Nośność gruntu	38
2.4.2	Nośność przekroju	39
2.5	Wymiarowanie połączenia grodzic z oczepem	41
2.5.1	Spawanie prętów	42
2.5.2	Blacha Perfobond	42
2.6	Zestawienie zbrojenia	44

1 Wstęp

1.1 Założenia do obliczeń

Analizę konstrukcji przeprowadzono z uwzględnieniem następujących założeń:

- Geometrię modelu dobrano na podstawie rysunków koncepcyjnych, a także na podstawie danych katalogowych
- Do konstrukcji przyłożono obciążenia zgodnie z PN-EN 1991-2, PN-EN 1991-1-5
- Parametry podłoża przyjęto na podstawie danych z jednego, jedyne go odwiertu. Ze względu na niewystarczającą nośność podłoża przy posadowieniu bezpośrednim, zdecydowano się na posadowienie pośrednie na grodzicach stalowych. Przyjęto występowanie czterech warstw poniżej podstawy oczepu zakładając nieskończoną miąższość ostatniej warstwy
- Uwzględniono etapowanie robót i związane z tym efekty zależne od czasu, czyli reologię betonu i zdejmowanie/dokładanie obciążeń stałych w trakcie wykonywania robót (wykonanie kapy chodnikowej, nawierzchni asfaltowej, deskowanie, wykonanie nadbetonu itp.)
- Grunt za przyczółkiem należy usypać po co najmniej 14 dniach od ułożenia mieszanki betonowej nadbetonu
- Dopuszczono maksymalne dopuszczalne rozwarcie rysy 0.3mm dla każdego elementu mostu
- Producent zastosowanych prefabrykatów sprężonych zapewnia ich nośność na podstawie starych polskich norm. Postanowiono, przyjmując taką samą geometrię i materiały, określić nośność tychże prefabrykatów na podstawie nowych norm obciążeniowych
- Ze względu na brak danych dotyczących zastosowanej przez producenta stali sprężającej, przyjęto taką samą nośność charakterystyczną cięgien, jednakże przy określaniu nośności obliczeniowej posłużono się współczynnikiem materiałowym $\gamma_s = 1.15$ według nowych norm, zamiast $\gamma_s = 1.5$ według starych norm
- Przy określaniu przekroju sprężonego i zespolonego-sprężonego posłużono się siłami sprężającymi na poszczególnym etapie robót podanymi przez producenta, gdyż nie jest znany dokładny przebieg technologiczny ich produkcji. Uwzględniono interakcję dwukierunkowego zginania i siły osiowej przekroju sprężonego. Przy wymiarowaniu elementu sprężonego w fazie zespolonej wykorzystywane są siły wewnętrzne po uwzględnieniu redystrybucji sił wewnętrznych między nadbetonem i elementem sprężonym
- Wykonano model belkowy swobodnie podparty z ograniczeniem przesuwu w płaszczyźnie płyty. Ze względu na wymiarowanie płyty jest to przypadek bardziej niekorzystny, gdyż pojawiają się dodatkowe siły rozciągające wynikające z wpływów termicznych oraz reologicznych związanych z pełzaniem i skurczem betonu, a także relaksacją stali sprężającej. Ponadto każde obciążenie pionowe spowoduje większe rozciąganie w belkach sprężonych ze względu na brak możliwości swobodnego przesuwu belek. Z drugiej strony poprawi to nośność posadowienia poprzez przekazywanie sił podłużnych poprzez płytę pomostu na dwa przyczółki zamiast tylko na jeden
- Przyjmuje się, że powierzchnia między starym betonem prefabrykatu a nowym nadbetonem jest szorstka. Zgodnie z p.6.2.5(2) normy PN-EN 1992-1-1 oznacza to, że powierzchnia posiada co najmniej trzymilimetrowe nierówności o rozstawie około 40mm, uzyskiwane przez grabienie, odsłanianie kruszywa lub innymi metodami przynoszącymi podobne skutki

- Beton nadbetonu w chwili otwarcia mostu ma 28 dni. Jest to istotne ze względu na możliwość powstania rozwarstwienia między elementem prefabrykowanym a nadbetonem. Możliwe jest wykonywanie prac towarzyszących związanych z wykonaniem kap, balustrad, nawierzchni asfaltowej w tym czasie
- Ze względu na gabaryty obiektu zakłada się spełnienie przez obiekt warunku nośności ze względu na obciążenia wojskowe, zwłaszcza iż elementy prefabrykowane spełniały te obciążenia według starszych wytycznych. Wynika to również z prostego porównania sił wewnętrznych od pojazdów wojskowych względem pojazdów LM1
- W celu uniknięcia nadmiernego przeciążenia skrajnych belek sprężonych w trakcie betonowania, przyjmuje się iż wspornikowa część płyty z jednej strony pomostu (0.15m) zostanie wykonana po stwardnieniu nadbetonu
- Przekrój grodziec w modelu uwzględnia korozję przyjętą jak dla okresu 100 lat eksploatacji przy korozji spowodowanej wodą słodką bez skażenia w strefie nurtu, czyli 1.40mm z każdej strony, zgodnie z PN-EN 1993-5
- Maksymalne osiadania powinny nie przekroczyć 8.0mm
- Uwzględniając przeciwstrzałkę, powstałą na skutek sprężenia, maksymalne ugięcie płyty powinno nie przekraczać 3.0mm. Jeżeli belka jest prosta po sprężeniu, wówczas maksymalne ugięcia nie powinny przekraczać 16mm, co stanowi mniej niż $L/500$

1.2 Podstawa opracowania

Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe przeprowadzono w oparciu o następującą dokumentację:

- PN-EN 1990:2004
Podstawy projektowania konstrukcji
- PN-EN 1991-1-5:2005
Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-5: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania termiczne
- PN-EN 1991-2:2007
Oddziaływania na konstrukcje. Część 2: Obciążenia ruchome mostów
- PN-EN 1992-1-1:2004
Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków
- PN-EN 1992-2:2004
Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 2: Mosty z betonu. Obliczenia i reguły konstrukcyjne
- PN-EN 1993-1-1: 2006
Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków
- PN-EN 1993-1-8: 2006
Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-8: Projektowanie węzłów
- PN-EN 1993-2: 2010
Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 2: Mosty stalowe
- PN-EN 1993-5: 2009
Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 5: Palowanie i ścianki szczelne
- PN-EN 1997-1: 2008
Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne
- Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 1 sierpnia 2019 zmieniające rozporządzenie w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty in-

żynierskie i ich usytuowanie

- PN-83/B-02482
Fundamenty budowlane. Nośność pali i fundamentów palowych
- Guidelines and Rules for Detailing of Reinforcement in Concrete Structures
A Compilation and Evaluation of Ambiguities in Eurocode 2
Master of Science Thesis in the Master's Programme Structural Engineering and Building Technology, Chalmers
Anneli Dahlgren, Louise Svensson
- Mosty Drogowe: Zespólone Mosty Płytowe z Belek Strunobetonowych
Transprojekt Warszawa, 2004
- Nośność pionowa grodzic, Geoinżynieria drogi mosty tunele, 03.2008
Paweł Kwarciański
- Metody wyznaczania nośności łączników zamkniętych typu perfobond, Builder Science, dr inż. Piotr Kozioł

1.3 Materiały

Zastosowany beton i stal zbrojeniowa belek prefabrykowanych to C40/50, BSt500ST i stal sprężająca o deklarowanej przez producenta nośności charakterystycznej:

- | | | |
|------------------------|--------------------------|-------------------------|
| • $f_{ck} = 40[MPa]$ | • $f_{yrk} = 500[MPa]$ | • $f_{ysk} = 1471[MPa]$ |
| • $\gamma_c = 1.5$ | • $\gamma_s = 1.15$ | • $\gamma_s = 1.15$ |
| • $\alpha_{cc} = 0.85$ | • $f_{yrd} = 434.8[MPa]$ | • $f_{ysd} = 1279[MPa]$ |
| • $f_{cd} = 22.7[MPa]$ | | |

Parametry I warstwy gruntu pod ławą:

- $E = 78.7[MPa]$
- $\nu = 0.302$
- $\gamma = 18.0[kN/m^3]$
- $\varphi = 28.7^\circ$
- $c = 1[kPa]$
- $h = 1.95[m]$

Parametry II warstwy gruntu pod ławą:

- $E = 22.2[MPa]$
- $\nu = 0.293$
- $\gamma = 18.9[kN/m^3]$
- $\varphi = 14.8^\circ$
- $c = 25.2[kPa]$
- $h = 0.9[m]$

Parametry III warstwy gruntu pod ławą:

- $E = 42.4[MPa]$
- $\nu = 0.292$
- $\gamma = 19.8[kN/m^3]$
- $\varphi = 19.0^\circ$
- $c = 33.8[kPa]$
- $h = 1.2[m]$

Parametry IV warstwy gruntu pod ławą:

- $E = 78.7[MPa]$
- $\nu = 0.302$
- $\gamma = 18.0[kN/m^3]$
- $\varphi = 28.7^\circ$
- $c = 1[kPa]$

Parametry gruntu zasypki:

- $\gamma = 21.0[kN/m^3]$
- $\varphi = 30^\circ$
- $c = 1[kPa]$
- $\mu = 0$

Zastosowany beton i stal zbrojeniowa nadbetonu to C35/45 i BSt500ST

- $f_{ck} = 35[MPa]$
- $\gamma_c = 1.5$
- $\alpha_{cc} = 0.85$
- $f_{cd} = 19.83[MPa]$
- $f_{yrk} = 500[MPa]$
- $\gamma_s = 1.15$
- $f_{yrd} = 434.8[MPa]$

Zastosowany beton i stal zbrojeniowa ścian i ław to C30/37 i BSt500ST

- $f_{ck} = 30[MPa]$
- $\gamma_c = 1.5$
- $\alpha_{cc} = 0.85$
- $f_{cd} = 17.0[MPa]$
- $f_{yrk} = 500[MPa]$
- $\gamma_s = 1.15$
- $f_{yrd} = 434.8[MPa]$

Zastosowana stal i przekrój grodziec to S355 i GU 16-400

- $f_{yk} = 355[MPa]$
- $\gamma_{M1} = 1.0$
- $f_{yd} = 355[MPa]$
- GU 16-400

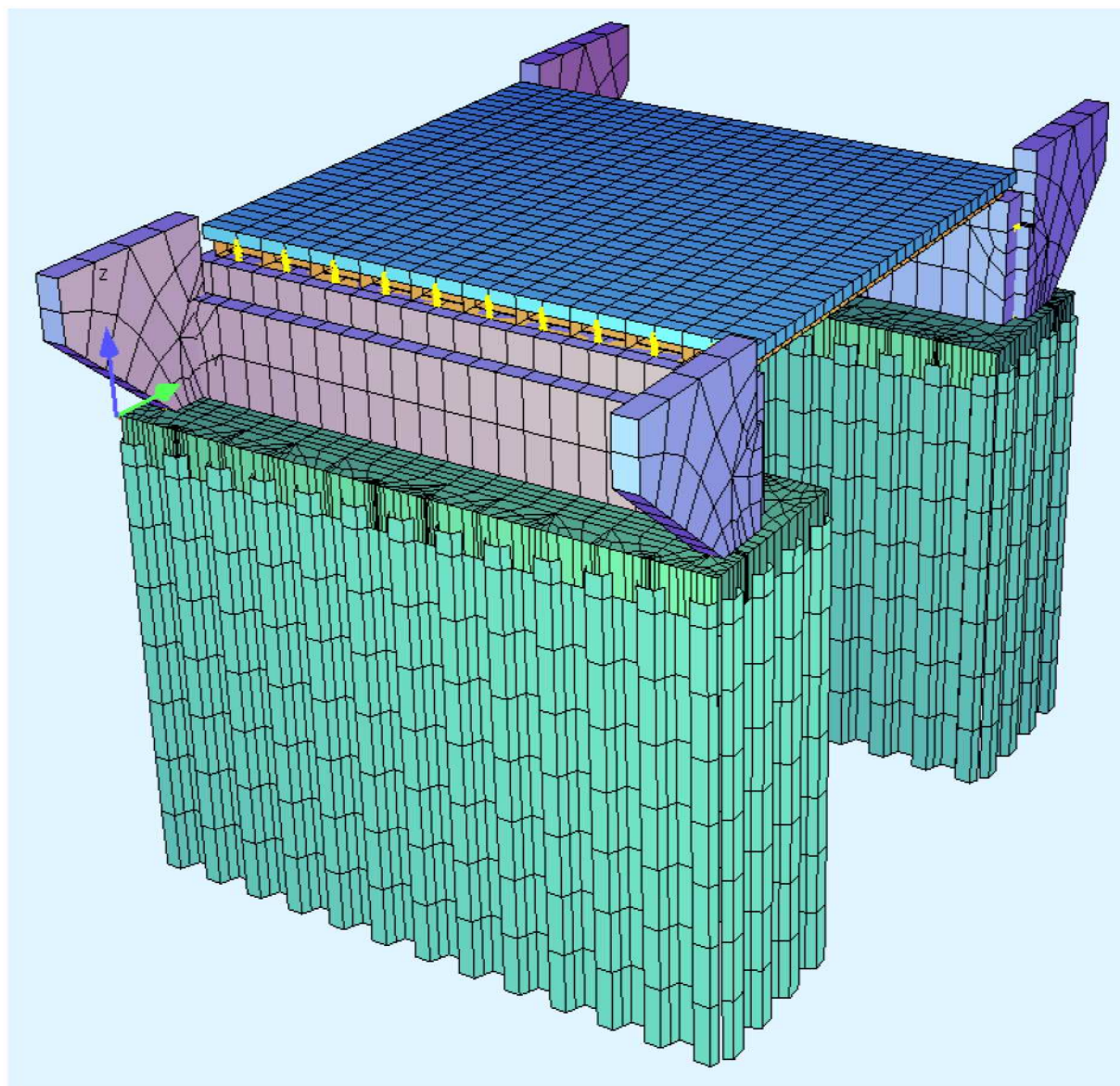
1.4 Geometria modelu obliczeniowego

Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe konstrukcji mostu wykonano na podstawie normy PN-EN 1992-1-1, PN-EN 1992-2, PN-EN 1993-1-1, PN-EN 1993-2, PN-EN 1993-5. Wymiary elementów konstrukcji przyjęto zgodnie z rysunkami koncepcyjnymi, danymi katalogowymi. Konstrukcję wiaduktu sprawdzano na obciążenie stałe (ciężar własny oraz wyposażenie), obciążenia zmienne tłumem, obciążenie zmienne termiczne, obciążenie zmienne taborem samochodowym (klasy II).

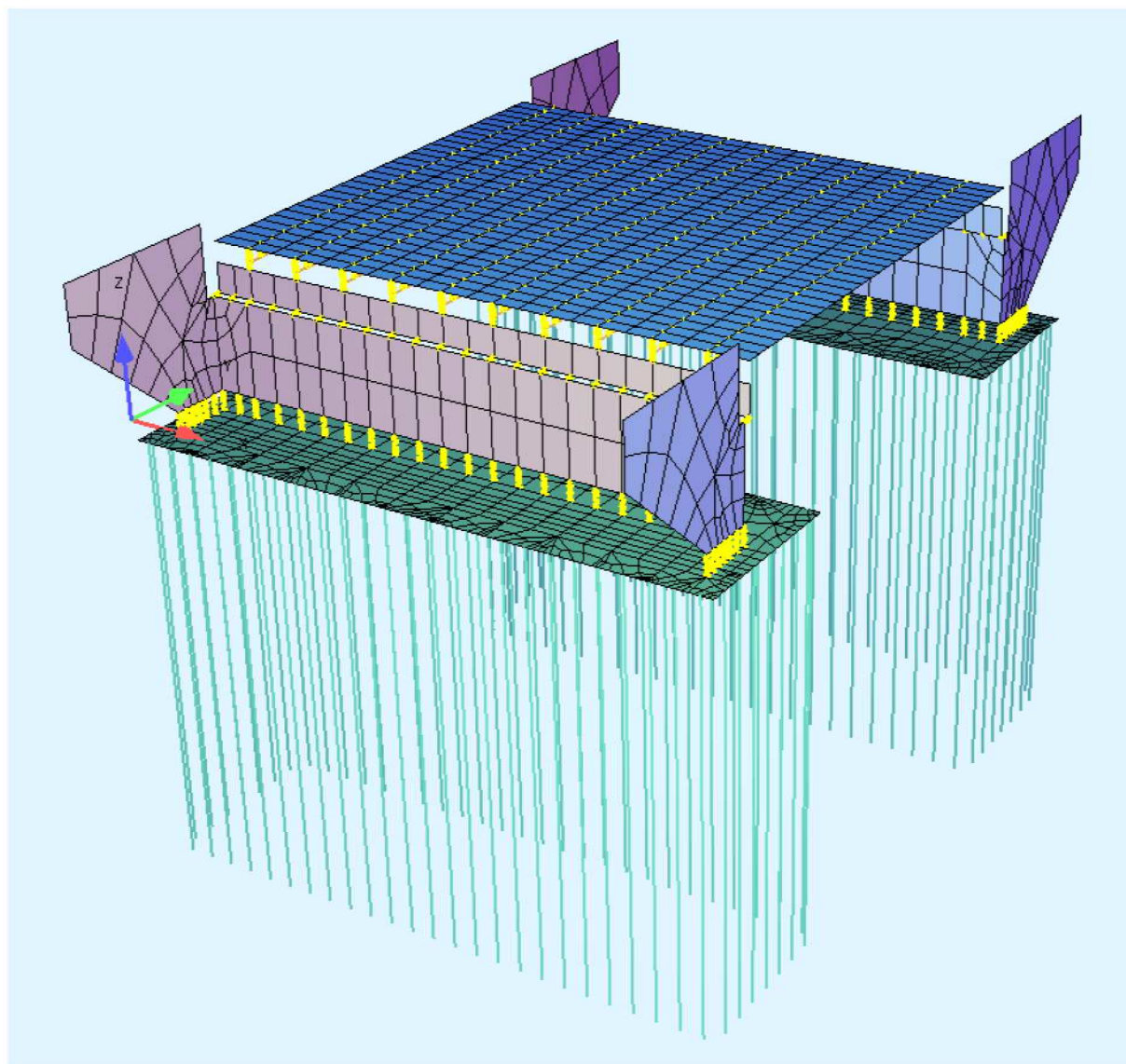
Wykonano model $e^{1+2}p^3$. Płyta jest swobodnie podparta nieprzesuwna. Zamodelowano ośrodek gruntowy jako półprzestrzeń sprężysto-plastyczną, w której pograżone są grodzice stalowe. Nie uwzględnia się bezpośredniej współpracy ławy z ośrodkiem gruntowym przyjmując w ten sposób przenoszenie całego obciążenia przez grodzice. Płyta żelbetowa nadbetonu pomostu, ściany przyczółka, skrzydła oraz ławę zamodelowano jako elementy powłokowe. Belki prefabrykowane sprężone oraz grodzice stalowe zamodelowano jako elementy prętowe. W fazie docelowej konstrukcja jest układem belkowym swobodnie podpartym, zespolonym, nieprzesuwным. Na czas montażu stosowane są dodatkowe warunki podparcia, aby układ był geometrycznie niezmienny zachowując pracę belki swobodnie podpartej zanim stwardnieje nadbeton.

Charakterystyka modelu:

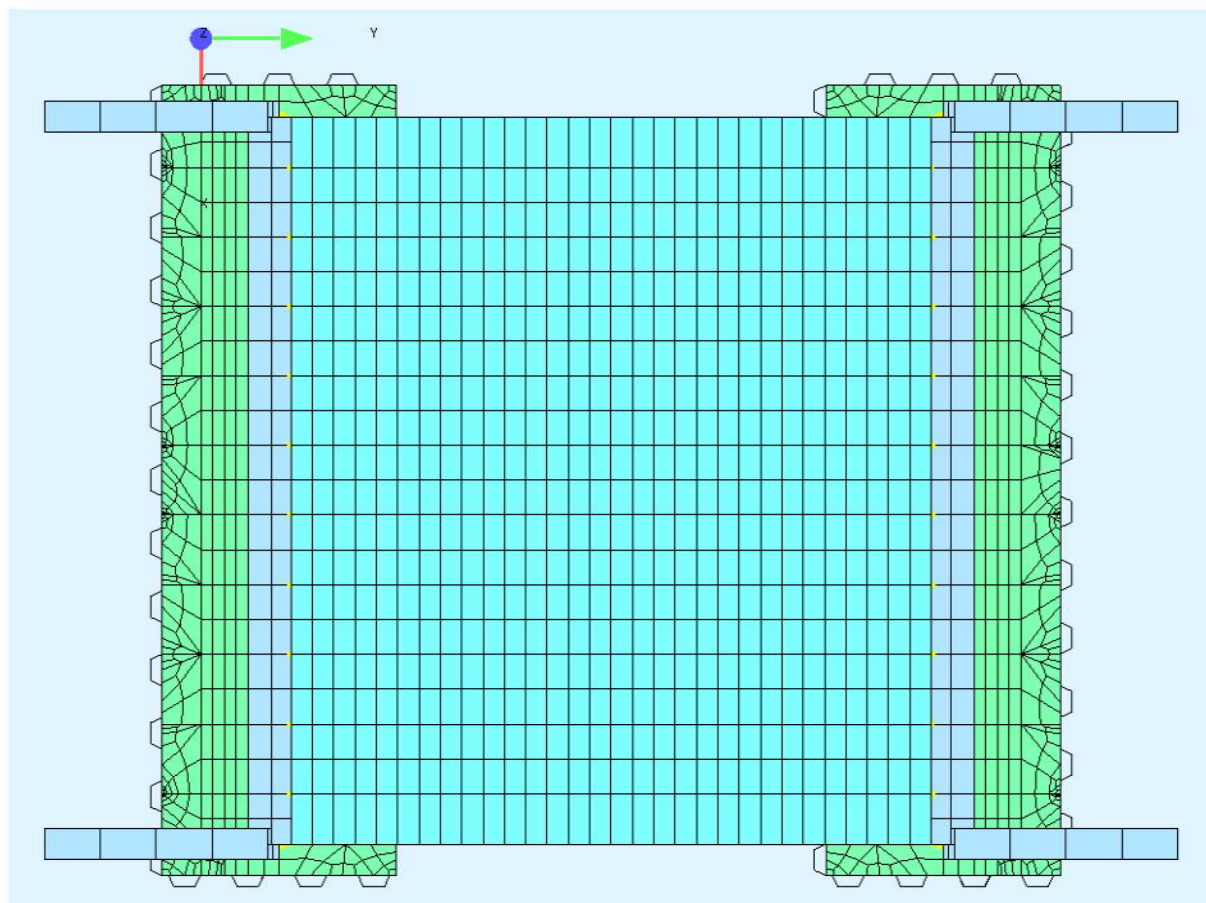
• Rozpiętość obliczeniowa	8.30[m]
• Wysokość ścian przyczółka	1.55[m]
• Szerokość całkowita	9.3[m]
• Kąt ukosowania	0°
• Grubość płyty pomostu	0.45[m]
• Grubość nadbetonu	0.21[m]
• Grubość prefabrykatu	0.24[m]
• Grubość ścian przyczółka	0.80/0.50[m]
• Grubość ławy fundamentowej	0.70[m]
• Szerokość ławy fundamentowej	2.90[m]
• Odl. między licem ścian a wewnętrzną krawędzią ławy	1.10[m]
• Odl. między licem ścian a zewnętrzną krawędzią ławy	1.10[m]
• Szerokość prefabrykatu	0.89[m]
• Przekrój grodzicy	GU 16-400
• Długość grodzic licząc od podstawy ławy	7.00[m]
• Grubość skrzydeł	0.40[m]



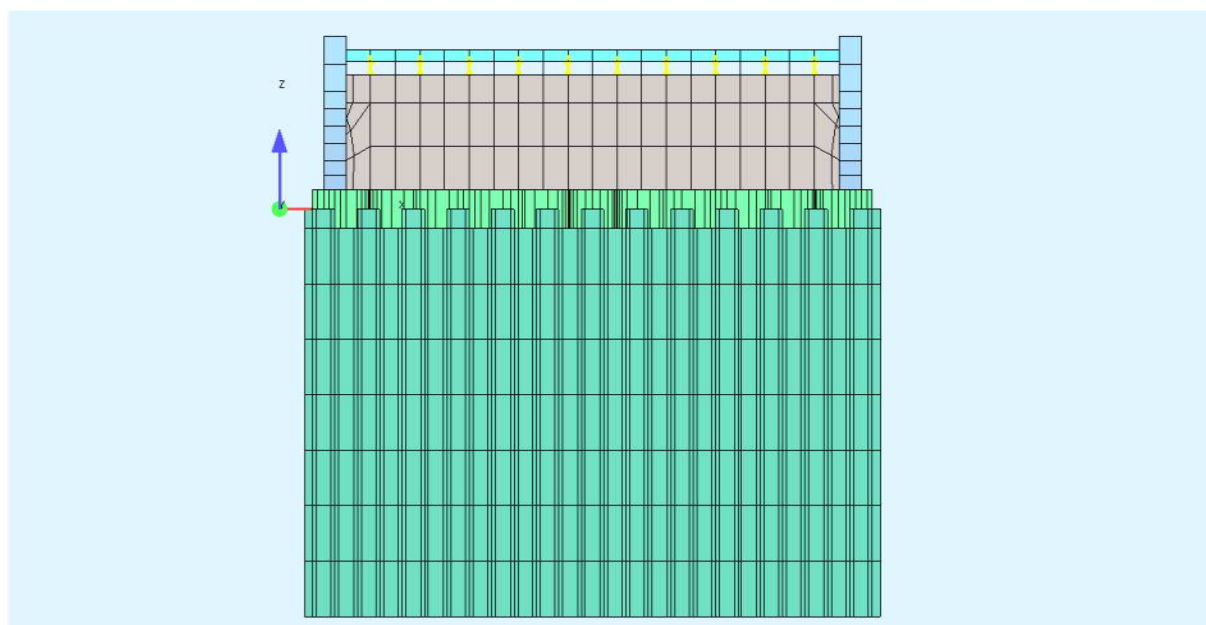
Rysunek 1: Widok ogólny modelu



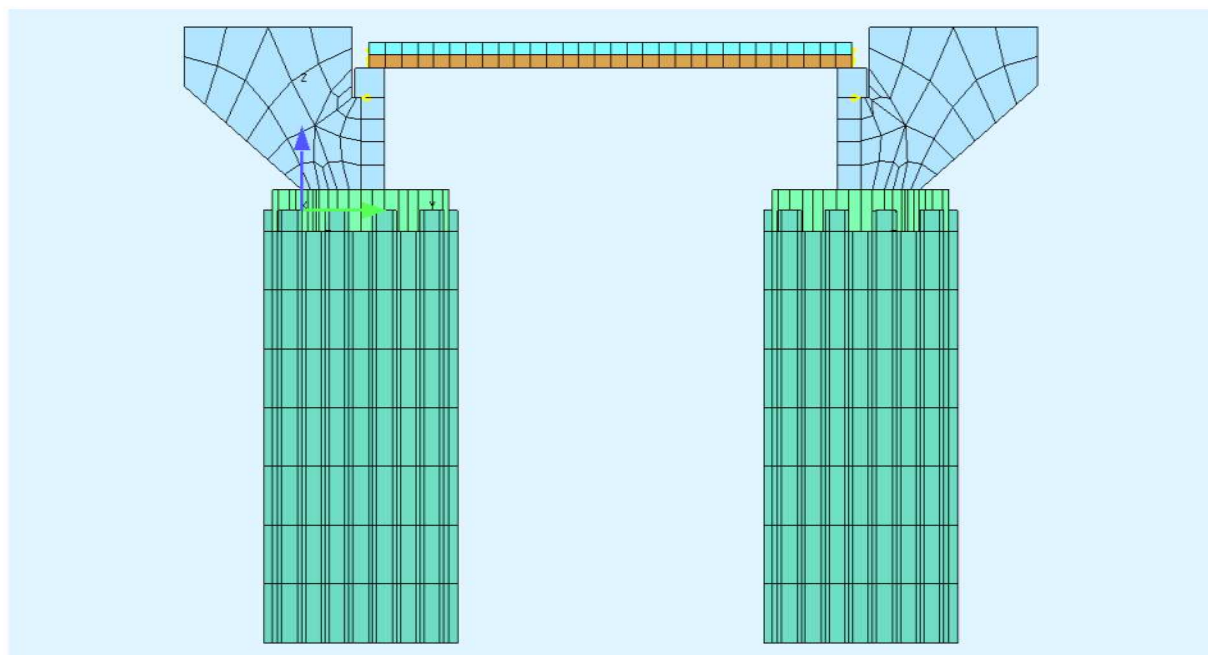
Rysunek 2: Widok panelowy modelu



Rysunek 3: Rzut modelu



Rysunek 4: Widok z boku



Rysunek 5: Widok z boku

1.5 Obciążenia

1.5.1 Podstawy opracowania kombinacji obliczeniowych

Zgodnie z PN-EN 1990, PN-EN 1991-1-5, PN-EN 1991-2, Rozporządzeniem Ministra Infrastruktury w kombinacji z obciążeniem taborem samochodowym LM1, LM2 i MLC, obciążeniem klimatycznym, obciążeniem użytkowym, obciążaniem gruntem, wpływ skurczu i pęcznienia, obciążenie ciężarem własnym, obciążenie sprężające.

Action	Symbol		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Traffic loads (see EN 1991-2, Table 4.4)	gr1a (LM1) ¹⁾	TS UDL ²⁾	0,75 0,40	0,75 0,40	0 0
	gr1b (Single axle)		0	0,75	0
	gr2 (Horizontal Forces)		0	0	0
	gr3 (Pedestrian loads)		0	0	0
	gr4 (LM4 – Crowd loading))		0	0,75	0
	gr5 (LM3 – Special vehicles))		0	0	0
Wind forces	F_W				
	- Persistent design situations		0,6	0,2	0
	- Execution		0,8	-	0
	F_W^*		1,0	-	-
Thermal actions	T		0,6 ³⁾	0,6	0,5
Snow loads	S_n (during execution)		0,8	-	0
Construction loads	Q_c				
	- Working personal, staff and visitors with small equipment (Q_{ca})		1,0	-	0,2
	- Storage of construction material, precast elements, etc. (Q_{cb})		1,0	-	1,0
	- Heavy equipment etc. (Q_{cc})		1,0	-	1,0
	- Cranes, lifts, vehicles etc. (Q_{cd})		1,0	-	1,0

		JEZDZIA						CHODNIKI I ŚCIEŻKI ROWEROWE
Rodzaj obciążenia		Siły pionowe				Siły poziome		Tylko siły pionowe
Pozycja		4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2-(1)
Układ obciążenia		LM1 (układy TS i UDL)	LM2 (oś pojedyncza)	LM3 (Pojazdy specjalne)	LM4 (Obciążenie tłumem)	Siły hamowania i przyspieszenia	Siły odśrodkowe i poprzeczne	Obciążenie równo- miernie rozłożone
Grupy Obciążeń	gr 1a	Wartości charaktery- styczne				a	a	Wartość kombi- nacji ^d
	gr 1b		Wartość charaktery- styczna					
	gr 2	Wartości częste ^b				Wartość cha- rakterystyczna	Wartość charakte- rystyczna	
	gr 3 ^d							Wartość charakte- rystyczna ^c
	gr 4				Wartość cha- rakterystyczna			Wartość charakte- rystyczna ^b
	gr 5	Patrz Załącznik A		Wartość charakte- rystyczna				
Dominująca składowa oddziaływania (oznaczona jako składowa związana z grupą)								

^a Może być określona w załączniku krajowym.

^b Może być określona w załączniku krajowym. Zalecana wartość 3 kN/m².

^c Patrz 5.3.2.1–(2). Tylko jeden chodnik należy rozpatrywać jako obciążony, jeśli jego efekt jest bardziej niekorzystny niż efekt obciążenia dwóch chodników.

^d Ta grupa jest niemiernodajna, jeśli rozpatrywana jest gr 4.

1.5.2 Charakterystyka obciążeń

Na konstrukcję działają następujące obciążenia:

- obciążenie ciężarem własnym konstrukcji
- obciążenie taboru samochodowym (klasa II)
- obciążenie taboru wojskowym MLC (klasa II)
- obciążenie użytkowe (tłum pieszych)
- obciążenia klimatyczne
- wpływ reologii
- obciążenia wykonawcze
- obciążenie sprężające

1.5.3 Kombinacje obciążeń

Kombinacje obciążeń ustalono w oparciu o PN-EN 1990, PN-EN 1991-2. Obejmują one działanie następujących obciążeń:

- ciężar własny konstrukcji
- tabor samochodowy (klasa II)
- tabor wojskowy MLC (klasa II)
- użytkowe (tłum pieszych)
- klimatyczne
- reologia
- wykonawcze
- sprężające

1.5.4 Obciążenia stałe

Ciężar konstrukcji żelbetowej nośnej:

- automatycznie kalkulowany przez program

Warstwy drogi i części niekonstrukcyjne:

- ciężar warstwy asfaltu - $0.10 \cdot 25 = 2.50 kPa$
- ciężar kapy chodnikowej - $0.22 \cdot 25 = 5.50 kPa$

Uwzględniono ciężar balustrady (1kN/m).

1.5.5 Obciążenie gruntem

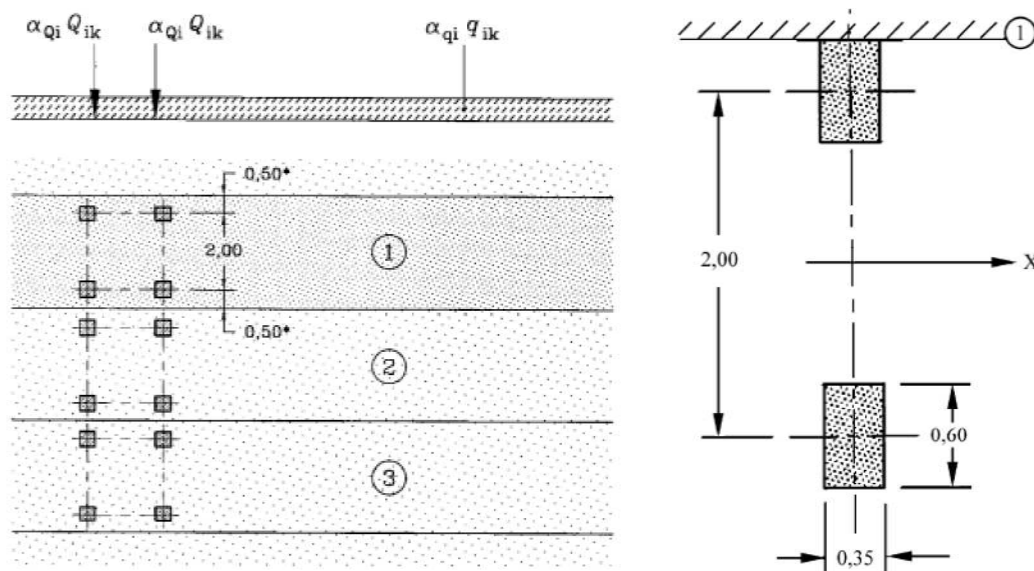
Obciążenie gruntem przyjęto zgodnie z PN-EN 1997-1 przyjmując parcie spoczynkowe na ściany przyczółka i skrzydła:

$$K_a = 1 - \sin(\varphi) = 1 - \sin(30^\circ) = 0.50 \quad (1)$$

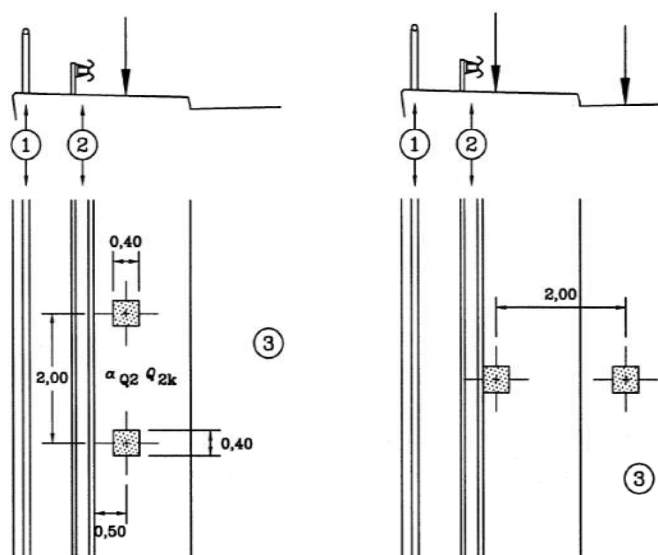
Przyjęto, iż zerowa wartość parcia gruntem występuje na wysokości górnej warstwy nawierzchni asfaltowej.

1.5.6 Obciążenia użytkowe - tabor drogowy

Konstrukcję sprawdzono na działanie obciążenia użytkowego o schemacie LM1 i LM2 zgodnym z rys.6 dla klasy II. Uwzględniono również, ze względu na brak barier drogowych, obciążenie wyjątkowe w dwóch wariantach, zgodnie z rys.7.



Rysunek 6: Schemat obciążenia pojazdem LM1 i LM2



Rysunek 7: Schemat obciążenia pojazdem LM1 w sytuacji wyjątkowej

Nadwyżka dynamiczna zawarta jest w przykładanym obciążeniu.

Uwzględniono wpływ hamowania w postaci:

$$Q_{lk} = 0.6\alpha_{Q1}(2Q_{1k}) + 0.10\alpha_{q1}q_{1k}wL \quad (2)$$

$$180\alpha_{Q1} \leq Q_{lk} \leq 900 \quad (3)$$

Uwzględniono sytuację, w której pojazd znajduje się częściowo na gruncie oraz płycie pomostu. Obciążenie poprzez grunt na ławy i ściany zadawane jest za pomocą rozwiązania Boussinesq'a dla siły skupionej o wartości całego jednego wózka LM1 lub LM2 pod środkiem ciężkości danego wózka. W przypadku płyty pomostu uwzględnia się wymiary opony, grubość asfaltu oraz nadkład betonu nad górnymi krawędziami górnych pólek stalowych. W sytuacji wyjątkowej, gdy obydwie opony znajdują się nad kapą chodnikową, uwzględnia się ponadto grubość kapy chodnikowej. Jeżeli w sytuacji wyjątkowej jedna opona znajduje się nad kapą a druga nad jezdnią, wówczas rozróżnia się inną grubość warstw rozkładu obciążenia.

1.5.7 Obciążenia użytkowe - obciążenie tłumem

Konstrukcję sprawdzono na działanie obciążenia użytkowego zgodnie z PN-EN 1991-2 w postaci obciążenia chodników tłumem o wartości 3.00kPa. Uwzględnione jest również parcie tłumy na ściany przyczółka w analogiczny sposób jak w przypadku taboru drogowego. Dopuszcza się sytuację, w której obciążony jest chodnik tylko po jednej stronie.

1.5.8 Obciążenie klimatyczne

Konstrukcję sprawdzono na działanie obciążenia klimatycznego w postaci działania temperatury zgodnie z PN-EN 1991-1-5. Jako temperaturę rozpoczęcia prac przyjęto 8°C, zgodnie z NB 1.1 w PN-EN 1991-1-5. Uwzględniając położenie obiektu oraz uwzględniając stuletni okres powrotu według A.2(2) w PN-EN 1991-1-5, minimalna temperatura wynosi -34.12°C, a maksymalna 34.79°C, z kolei gradienty temperatury dla płyty pomostu 10.5°C i 8°C. Składową równomierną i gradientową temperatury skombinowano zgodnie z p.6.1.5 normy PN-EN 1991-1-5.

1.5.9 Obciążenie reologiczne

Uwzględniono wpływ skurczu i pęcznienia zmieniające się podczas etapowania robót przyjmując realny mechanizm wpływów reologicznych, tzn. jeżeli obciążenie długotrwałe zostaje odebrane/dodane (ułożenie asfaltu), to będzie miało to wpływ na efekty pęcznienia. Przyjęto, że pielęgnacja betonu zakańcza się po 24h od chwili zabetonowania w przypadku elementów wykonywanych na budowie, na korzyść bezpieczną. W przypadku elementów prefabrykowanych po 48h. Obciążenie jest przykładane do elementów żelbetowych po 7 dniach od dnia betonowania. Uwzględniono wyjściową temperaturę 8°C przy obliczaniu efektów od skurczu i pęcznienia.

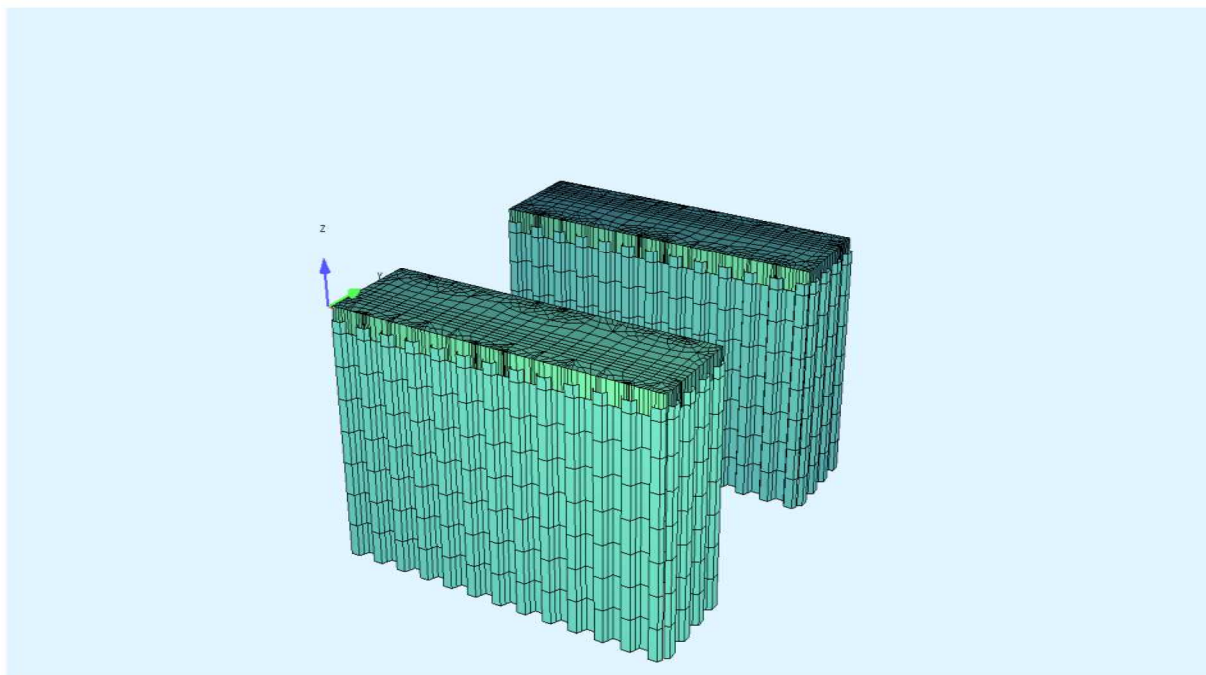
1.5.10 obciążenie wykonawcze

Przyjęto obciążenie deskowaniem w postaci 1.00kPa.

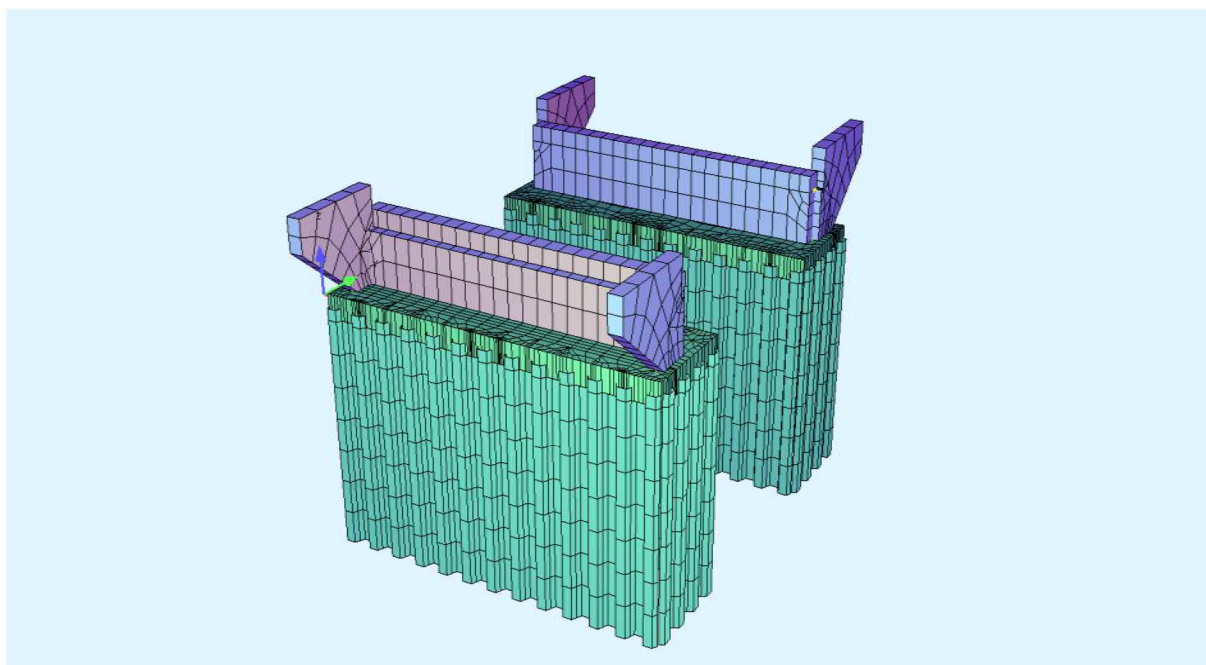
1.5.11 Obciążenie sprężające

Do każdej belki prefabrykowanej przyłożono obciążenie 1894kN i wynikający z mimośrodowego momentu zginającego 98.96kNm (rozciąganie włókien górnych). Obciążenia te rozkładane są na długości transmisji równej 1.71m i przyrastają liniowo licząc od osi podparcia belki w modelu. Ponadto uwzględnia się obciążenie wynikające z relaksacji stali w czasie. Wartość siły osiowej wynosi wówczas -235kN, a moment zginający 12.28kNm (rozciąganie włókien dolnych). Obciążenie to jest przykładane analogicznie jak poprzednie obciążenie.

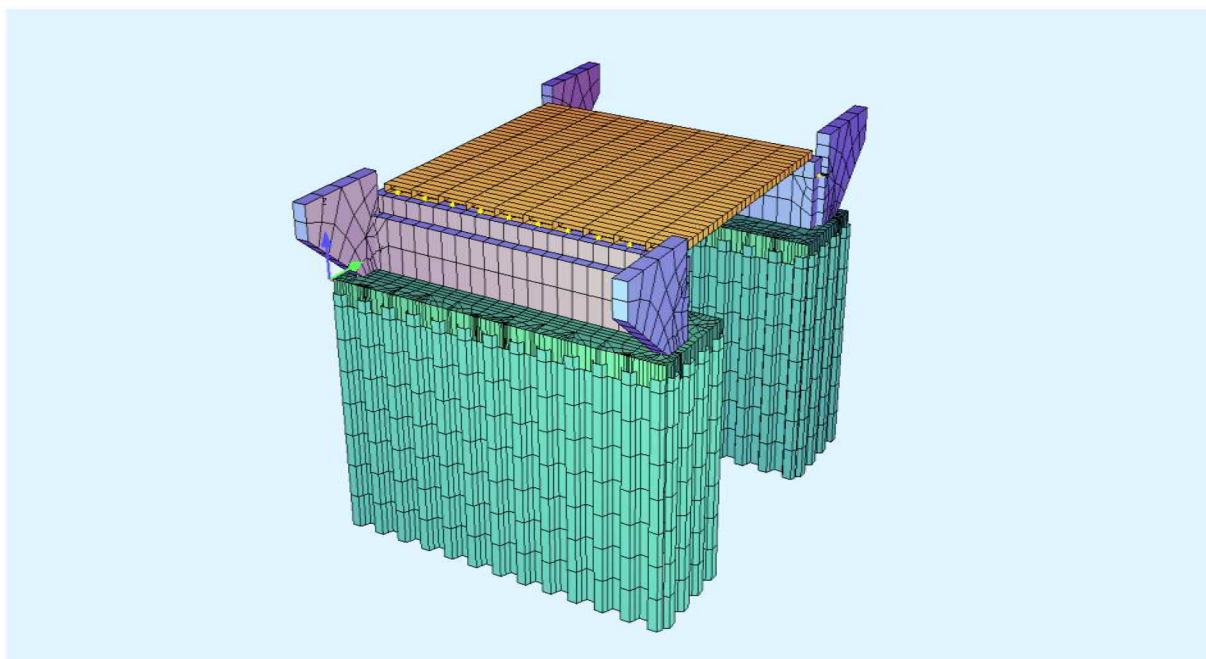
1.6 Etapowanie



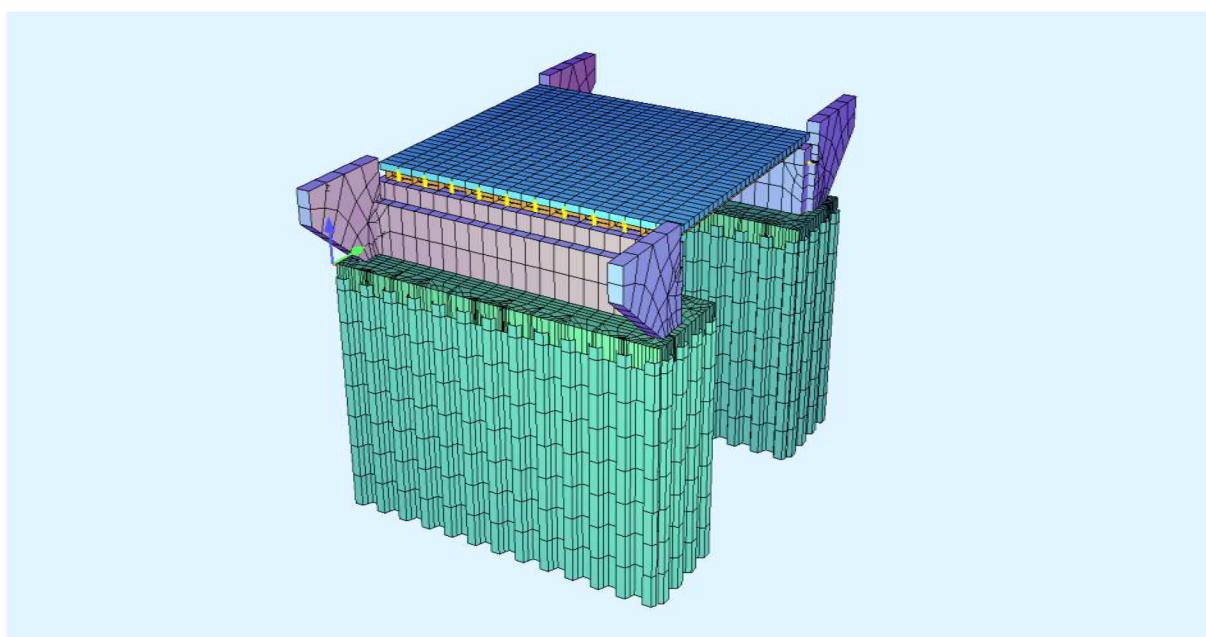
Rysunek 8: Pierwszy etap w modelu. Wykonanie łąw fundamentowych i grodzic. Skurcz następuje po jednym dniu pielęgnacji, pełzanie po 7 dniach. Przed następnym etapem beton łąw ma 14 dni



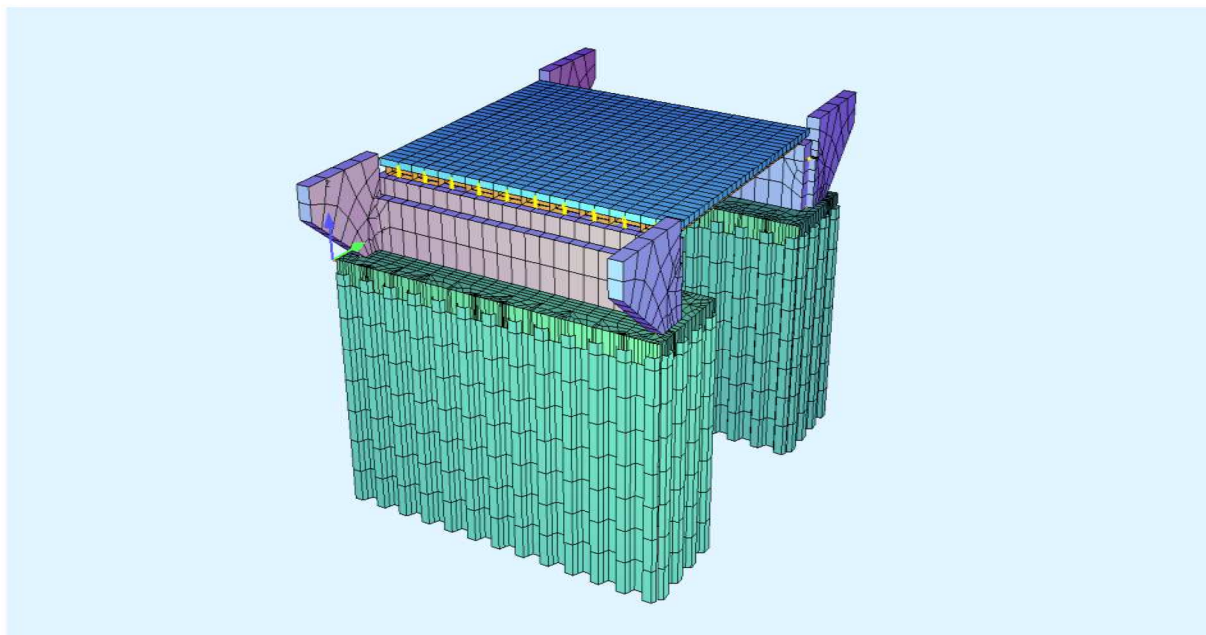
Rysunek 9: Drugi etap w modelu. Wykonanie ścian przyczółka i skrzydeł. Skurcz następuje po jednym dniu pielęgnacji, pełzanie po 7 dniach. Przed następnym etapem beton ścian ma 14 dni



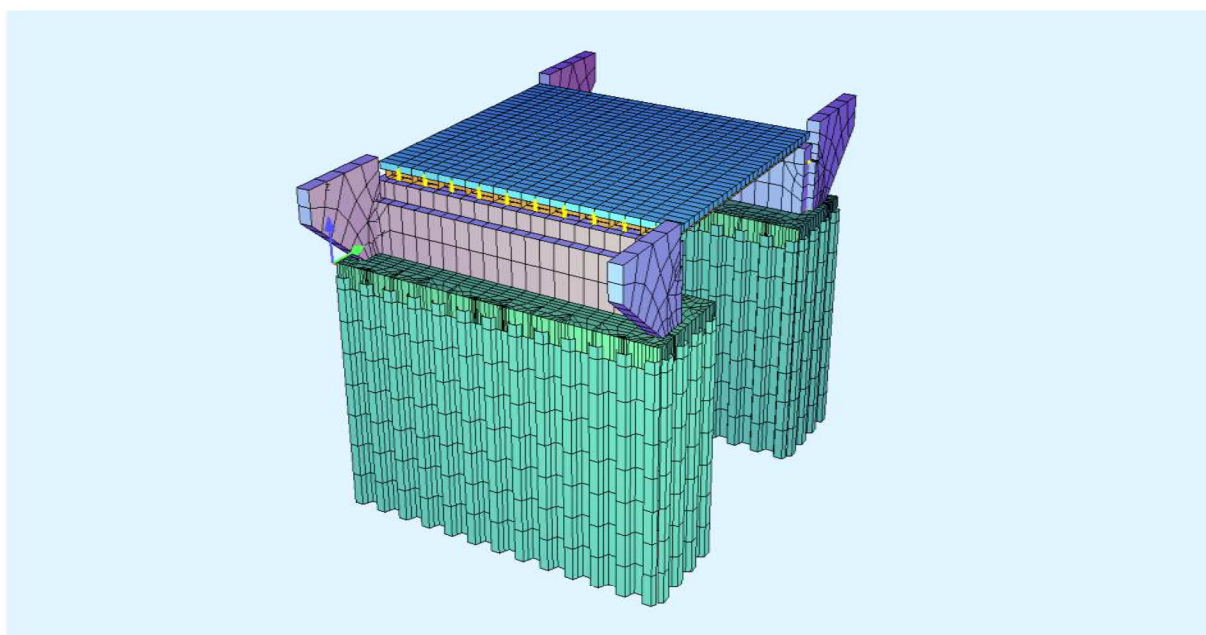
Rysunek 10: Trzeci etap w modelu. Wykonanie belek prefabrykowanych. Zabezpieczenie przed obrotem nad podporą. Po wykonaniu deskowania układu jest mieszanka betonowa



Rysunek 11: Czwarty etap w modelu. Związanie betonu płyty pomostu. Skurcz następuje po jednym dniu pielęgnacji, pełzanie po 7 dniach. Przed następnym etapem beton płyty pomostu ma 14 dni. Zdejmowane jest wówczas deskowanie i tymczasowe zabezpieczenia



Rysunek 12: Piąty etap w modelu. Zasypanie gruntu za ścianami, wykonanie kap chodnikowych, nawierzchni asfaltowej, poręczy. Skurcz i pęczanie postępują przez kolejne 14 dni. Pojazdy mogą poruszać się po obiekcie

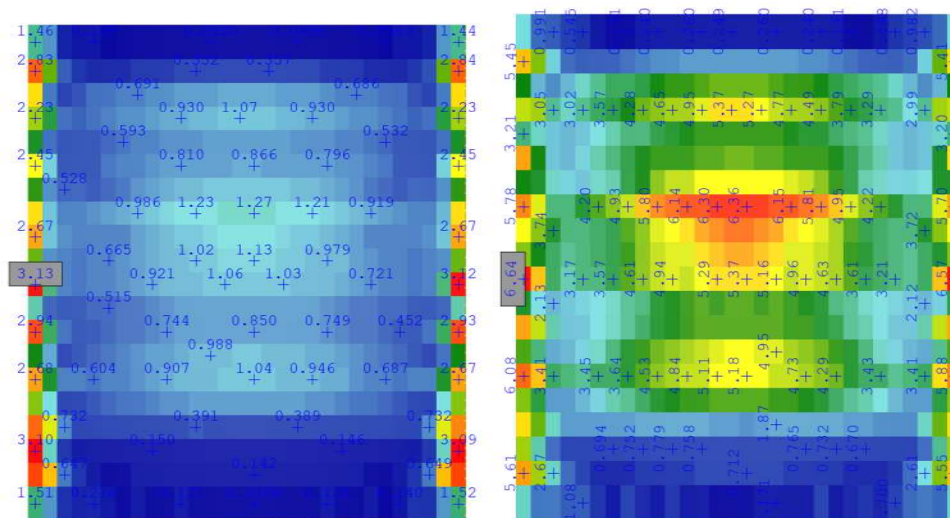


Rysunek 13: Szósty etap w modelu. Skurcz i pęczanie podstępują przez kolejne 100 lat. Pojazdy wciąż poruszają się po obiekcie. Następuje również końcowa relaksacja stali sprężającej

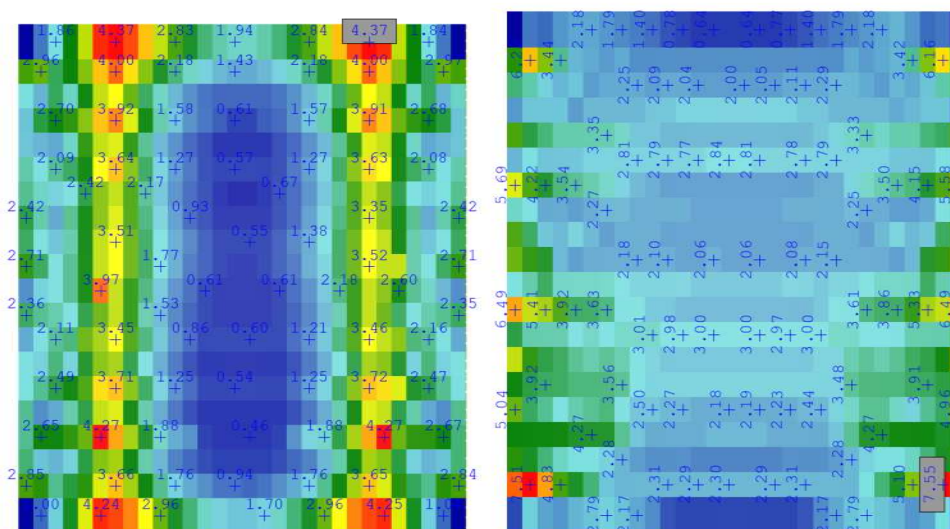
2 Obliczenia i wyniki

2.1 Zbrojenia

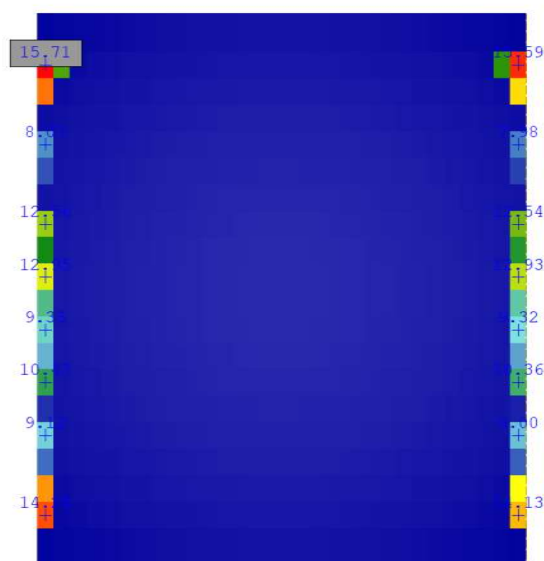
2.1.1 Zbrojenie pomostu



Rysunek 14: Zbrojenie dolne płyty pomostu w cm^2/m



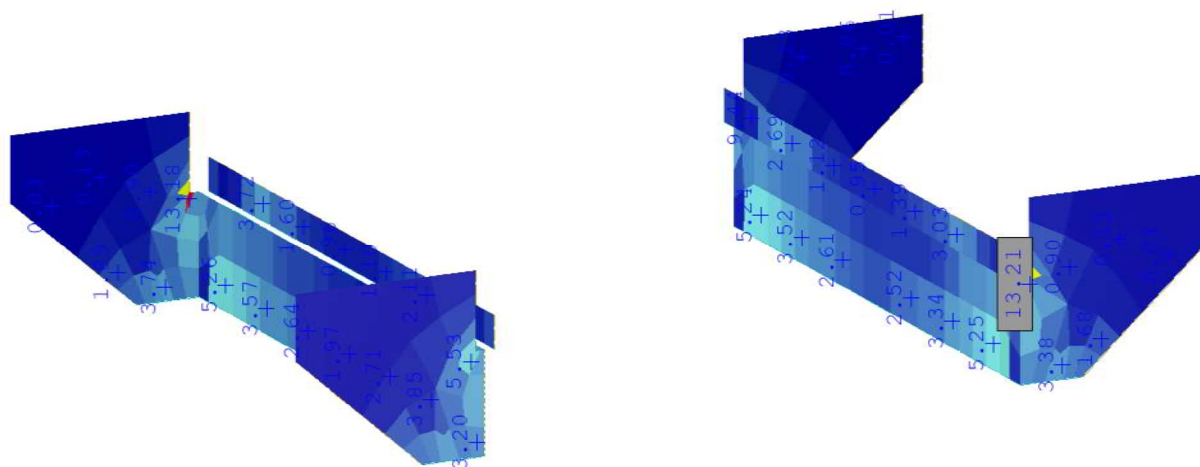
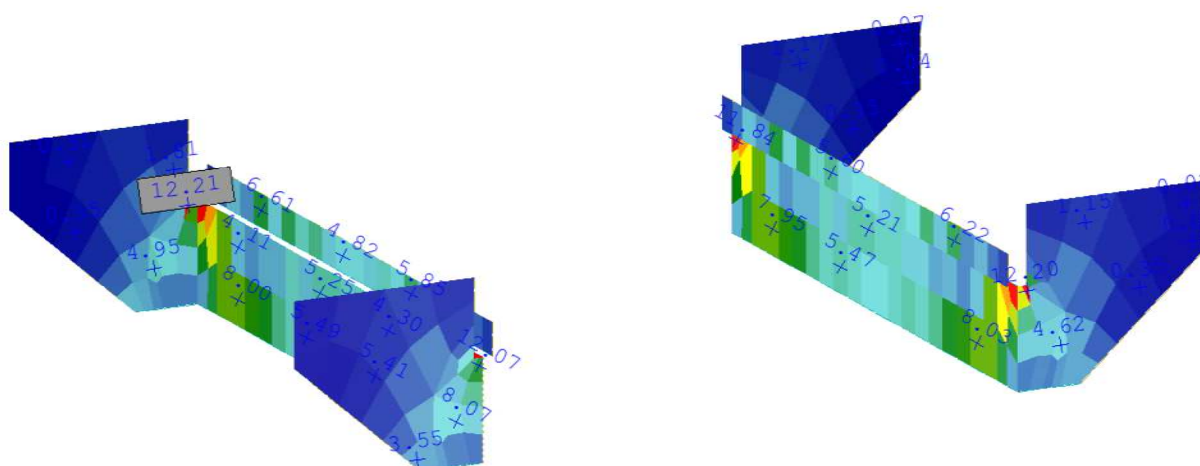
Rysunek 15: Zbrojenie górne płyty pomostu w cm^2/m

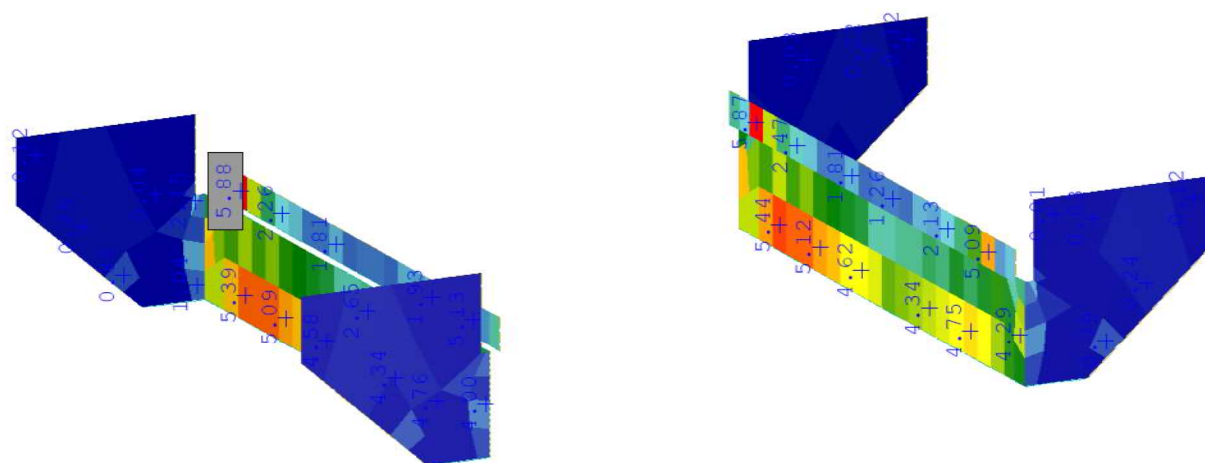


Rysunek 16: Zbrojenie na ścinanie płyty pomostu w cm^2/m^2

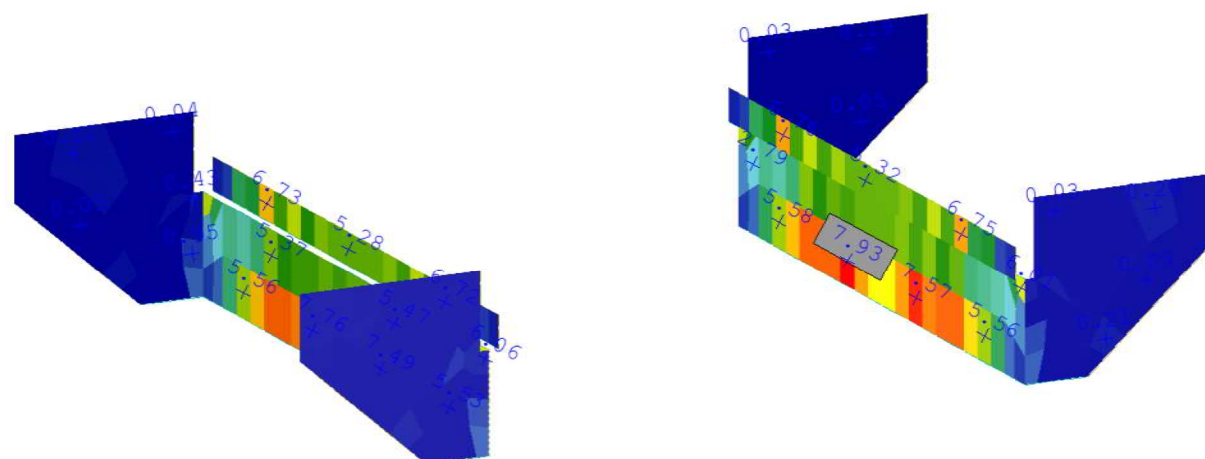
Zbrojenie na ścinanie zostanie zaprojektowane oddzielnie poprzez obliczenia ręczne.

2.1.2 Zbrojenie ścian przyczółka

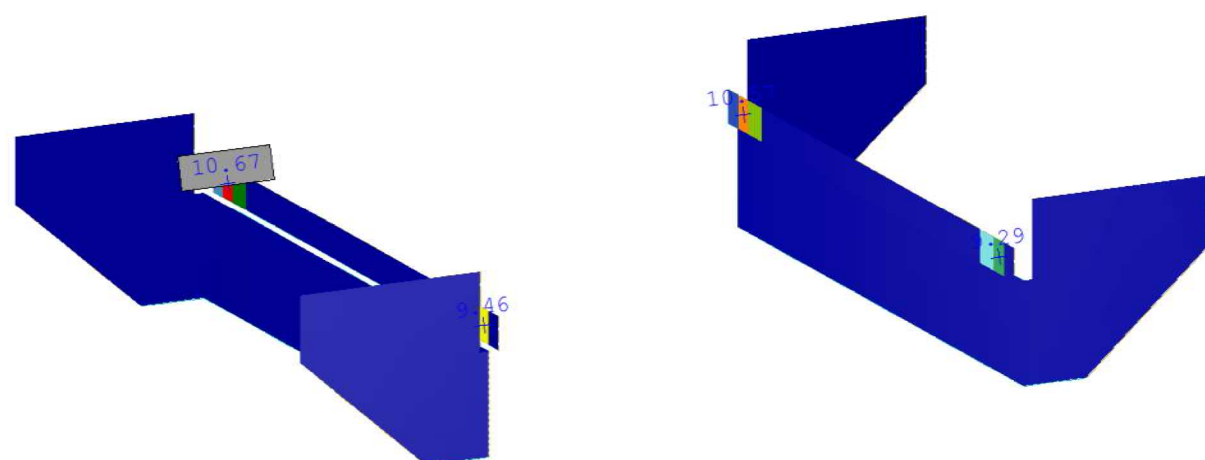
Rysunek 17: Zbrojenie pionowe ścian od strony skarpy w cm^2/m Rysunek 18: Zbrojenie poziome ścian od strony skarpy w cm^2/m



Rysunek 19: Zbrojenie pionowe ścian od strony przęsła w cm^2/m

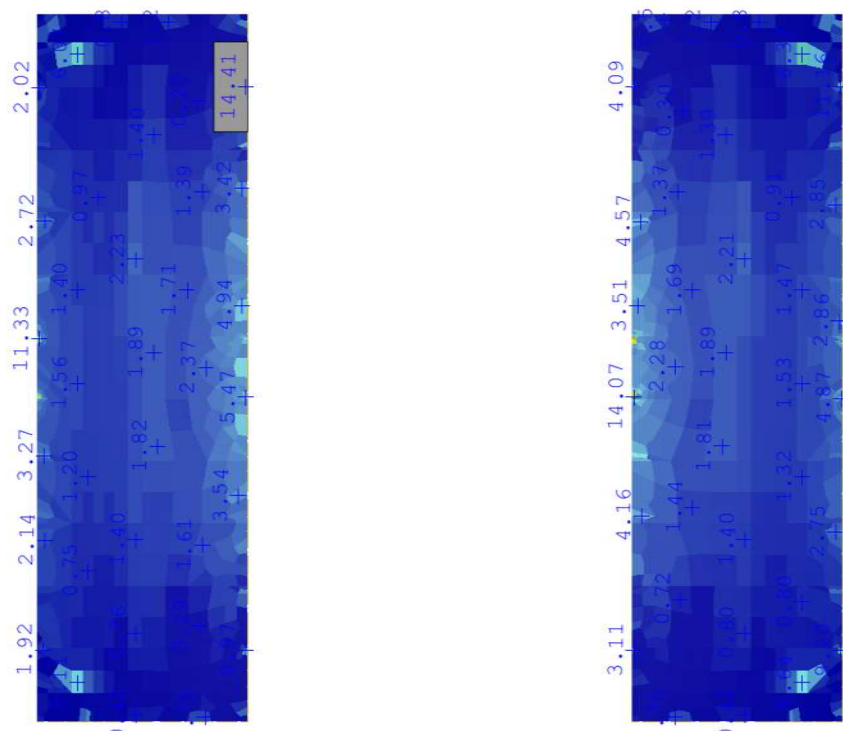
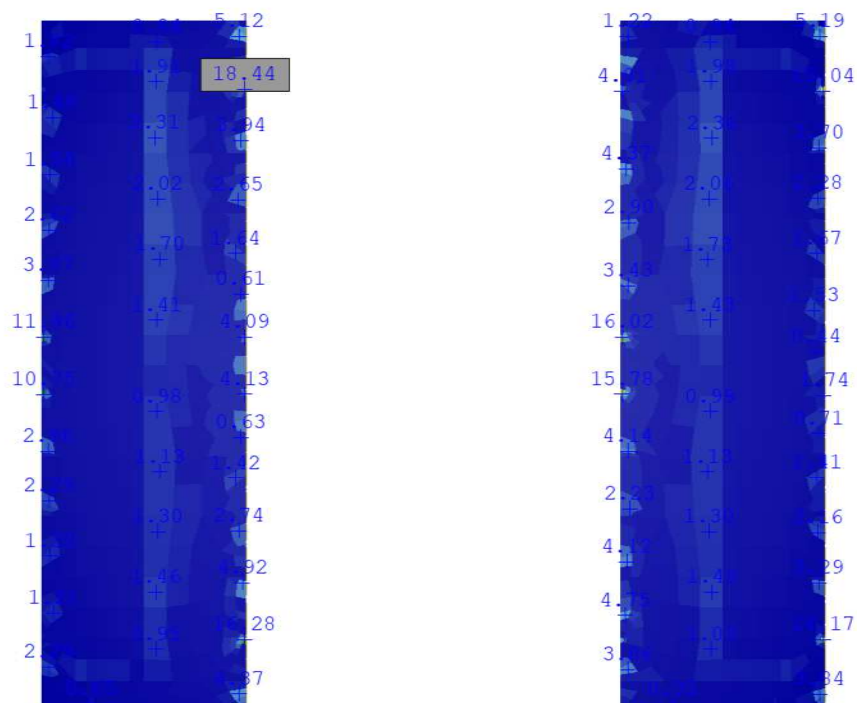


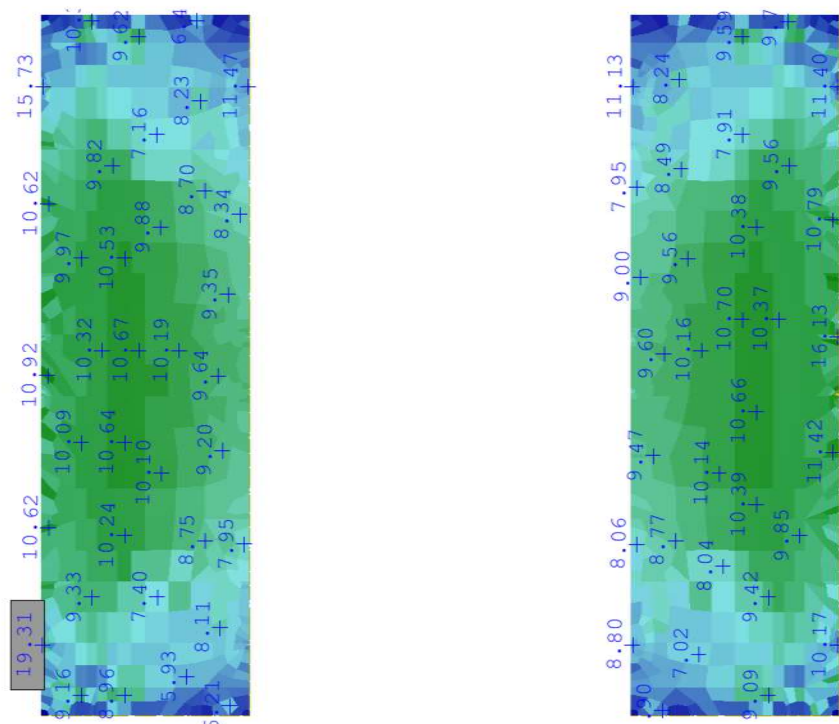
Rysunek 20: Zbrojenie poziome ścian od strony przęsła w cm^2/m



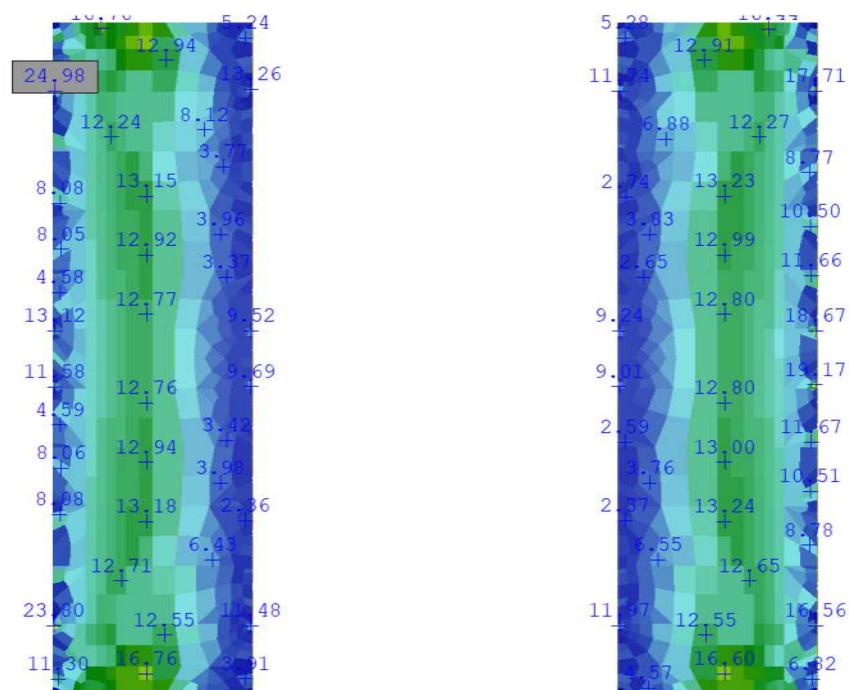
Rysunek 21: Zbrojenie ścian na ścinanie w cm^2/m^2

2.1.3 Zbrojenie ław

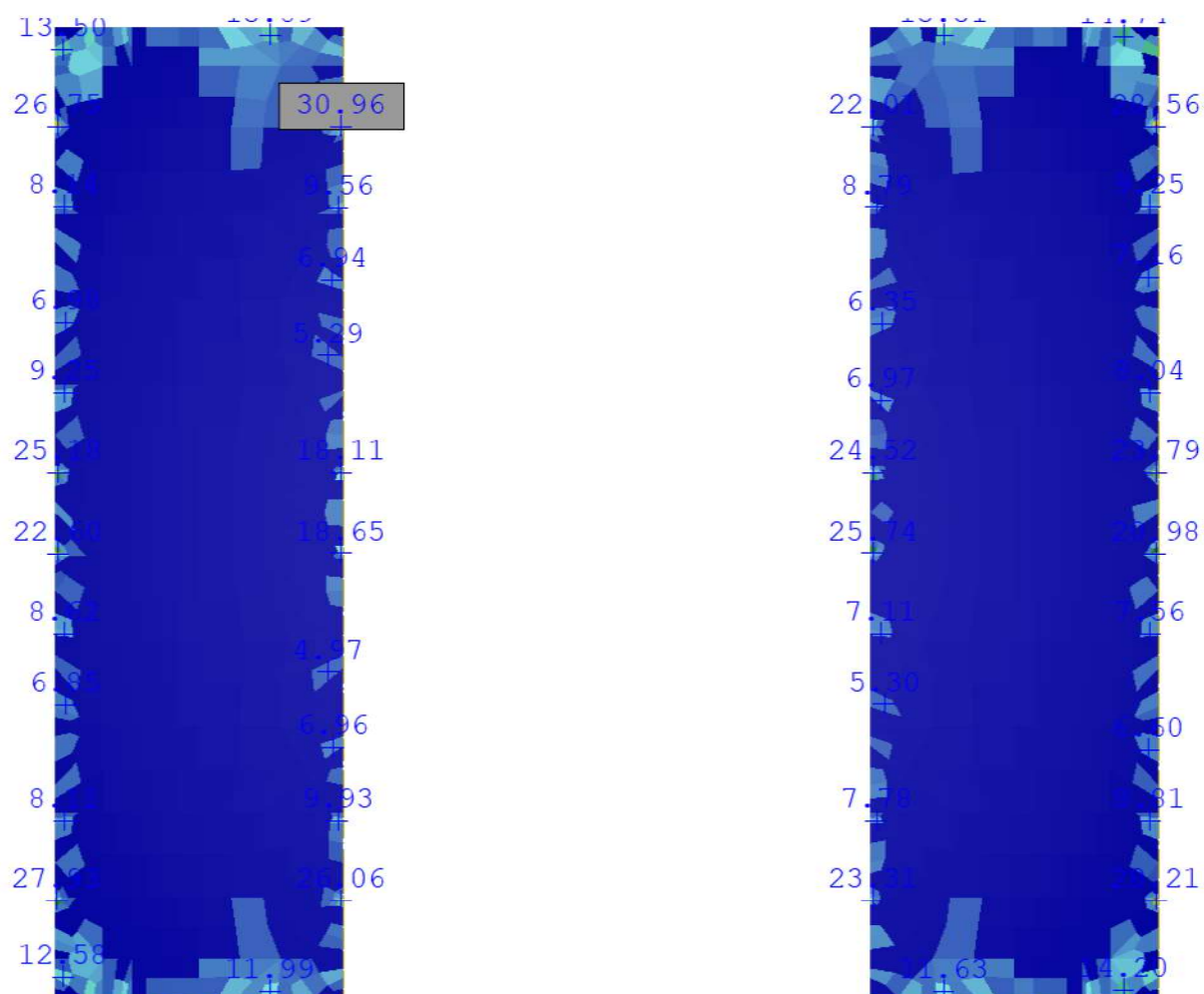
Rysunek 22: Zbrojenie górne ław w cm^2/m Rysunek 23: Zbrojenie górne ław w cm^2/m



Rysunek 24: Zbrojenie dolne łąw w cm^2/m



Rysunek 25: Zbrojenie dolne łąw w cm^2/m

Rysunek 26: Zbrojenie ław na ścinanie w cm^2/m^2

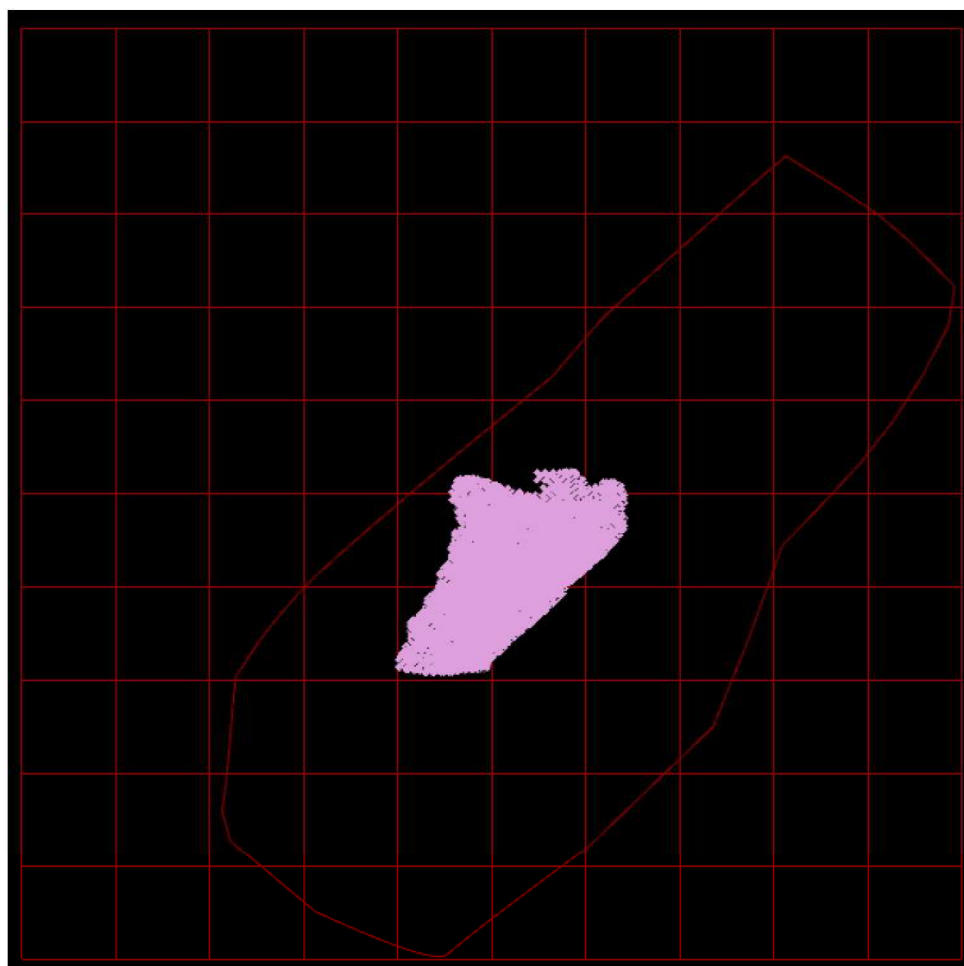
Lokalne koncentracje potrzebnego zbrojenia wynikają z połączenia grodzic z ławą, stąd dokonano redystrybucji na sąsiednie elementy, aby zniwelować efekty lokalne.

2.2 Wymiarowanie belek sprężonych

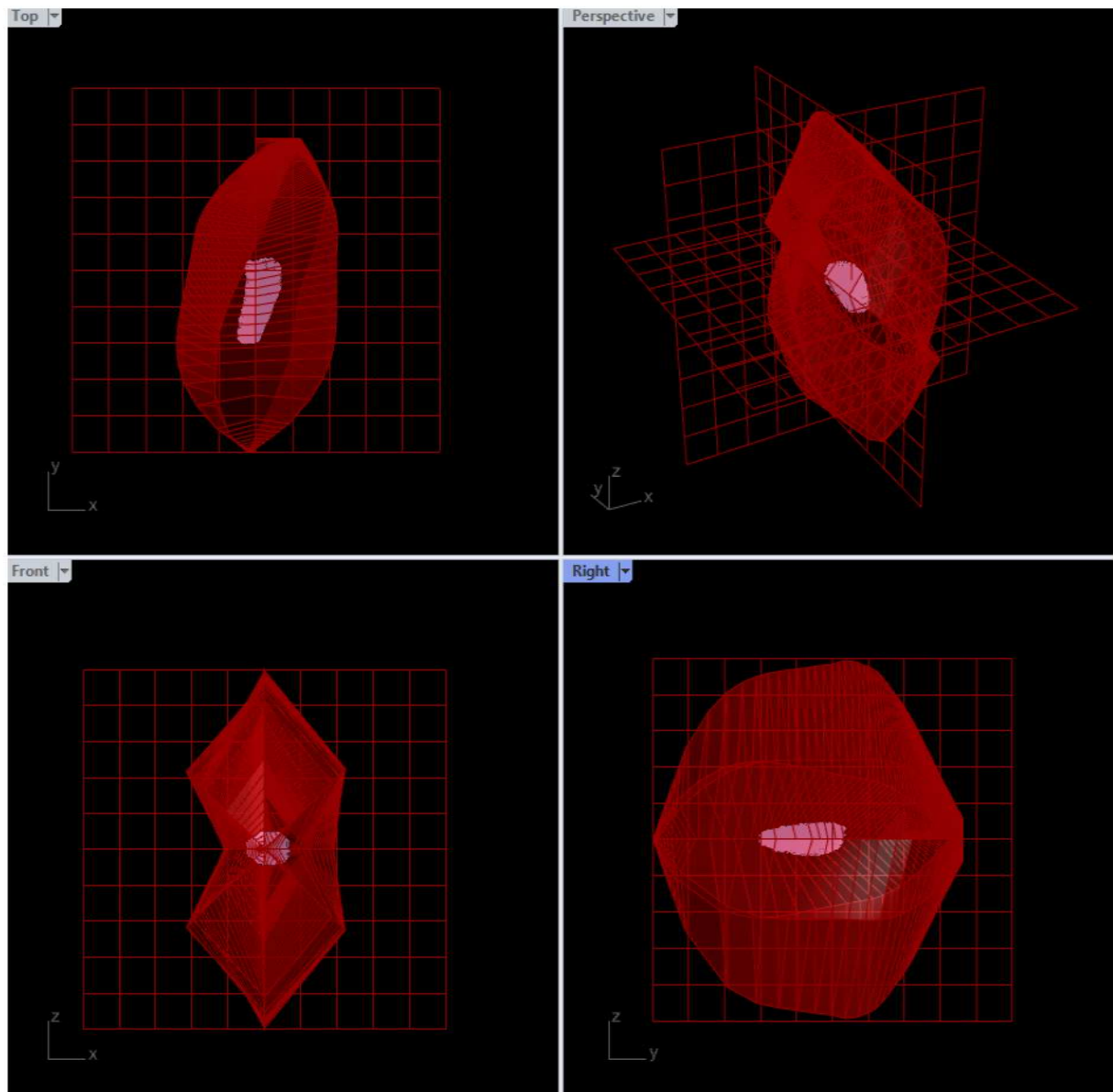
2.2.1 ULS - napężenie normalne

Belki sprężone prefabrykowane zaprojektowano na podstawie siły sprężającej w chwili wykonywania nadbetonu i dodatkowych strat między tym momentem a momentem końcowym po 100 latach użytkowania podanych przez producenta, a także na podstawie sił wewnętrznych od przyłożonych obciążeń odczytanych z przekroju belki po zespoleniu z nadbetonem uwzględniając rzeczywistą redystrybucję sił wewnętrznych między belką prefabrykowaną a nadbetonem.

Na potrzeby wymiarowania, opracowano algorytm do wymiarowania an podstawie obwiedni interakcji dwukierunkowego zginania z siłą podłużną. Odczytano wszystkie wyniki ze wszystkich kombinacji i umieszczono je na wykresie z krzywą interakcji, zarówno dla przypadku jednokierunkowego zginania, jak i dwukierunkowego. Jeżeli punkty, reprezentujące siły M_y , M_z , N_x , znajdują się wewnątrz krzywej interakcji, wówczas przekrój jest nośny. Wyniki przedstawiono na rys.27-28.



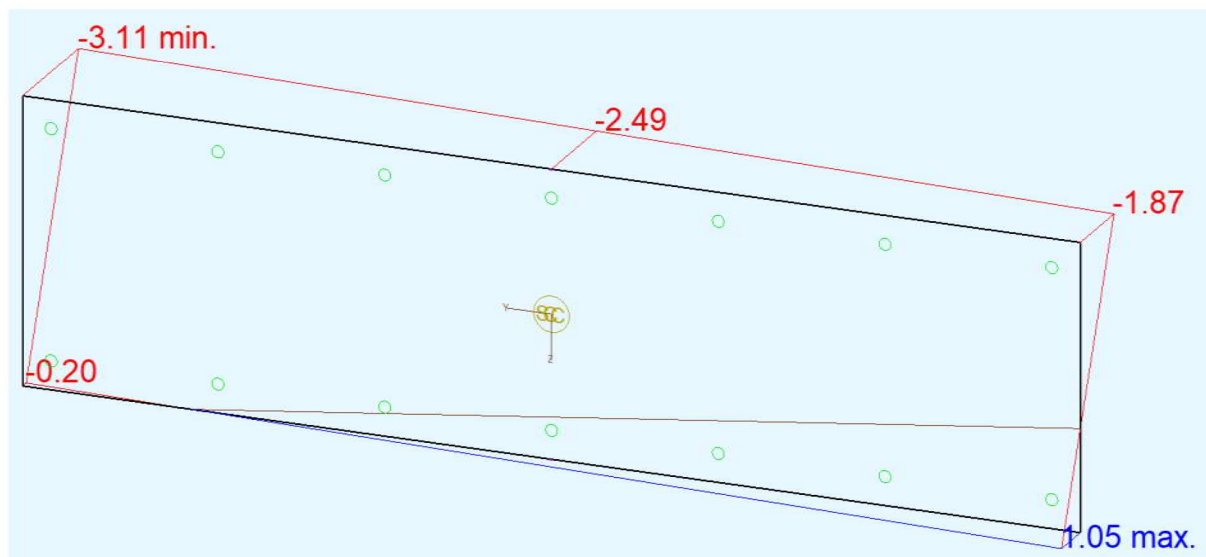
Rysunek 27: Krzywa interakcji zginania M_y (oś pozioma) z siłą osiową N_x (oś pionowa). Wszystkie punkty znajdują się wewnątrz krzywej interakcji



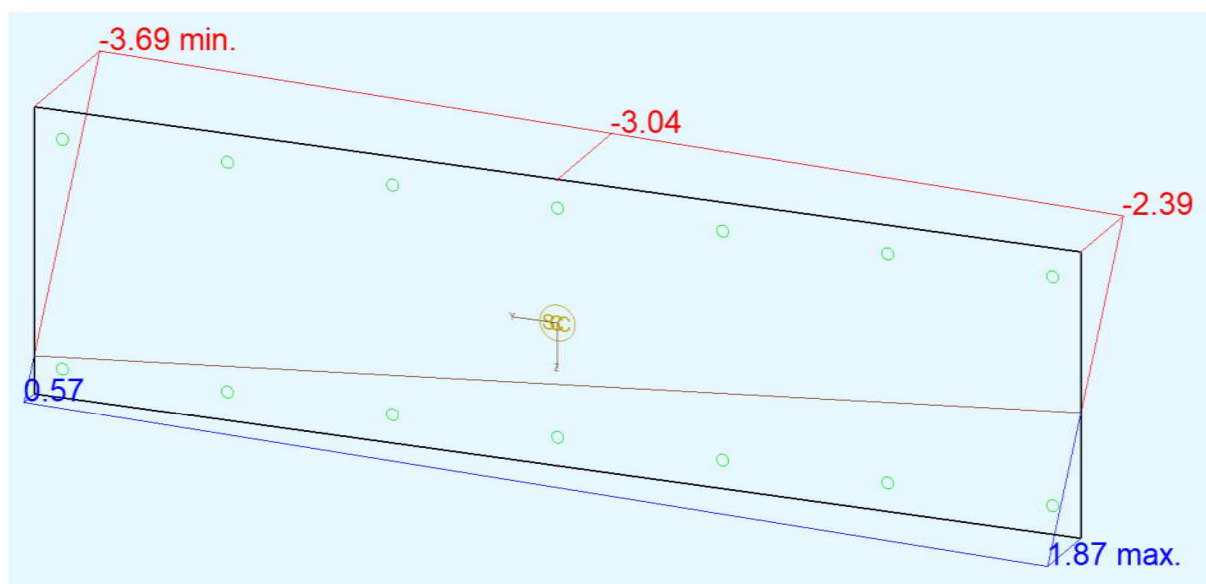
Rysunek 28: Krzywa interakcji zginania M_y (oś OX) z siłą osiową N_x (oś OY) oraz momentem zginającym M_z (oś OZ). Wszystkie punkty znajdują się wewnątrz powierzchni interakcji

2.2.2 SLS - napężenie normalne - zarysowanie

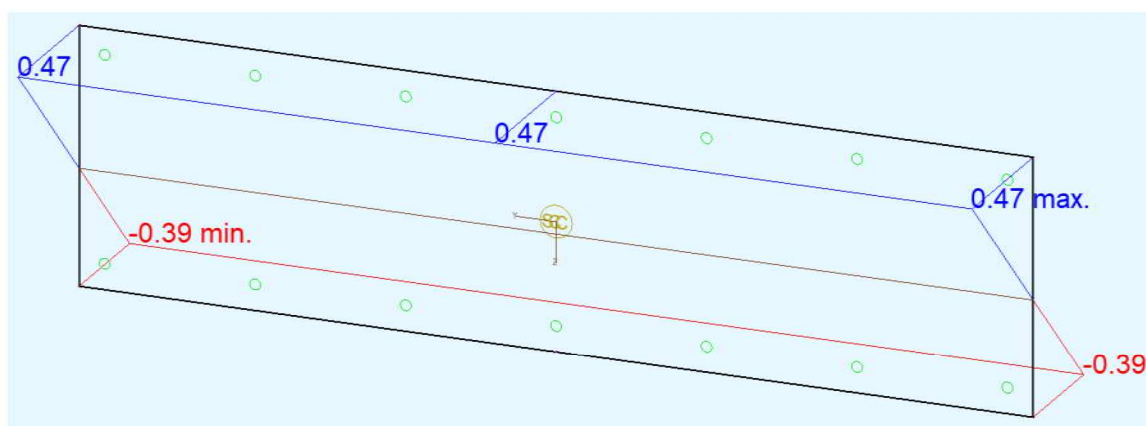
Odczytywano napężenia normalne o maksymalnej wartości (rozciągające) dla sytuacji trwałej oraz przejściowej. Jeżeli w pierwszym przypadku napężenia będą mniejsze od charakterystycznych naprężeń rozciągających, wówczas nie powstaną trwałe rysy, natomiast w drugim przypadku nie powstaną rysy krótkotrwałe. W obydwu przypadkach uwzględniono wpływ czasu na zmianę wytrzymałości betonu na rozciąganie. Wyniki przedstawiono na rys.29-32.



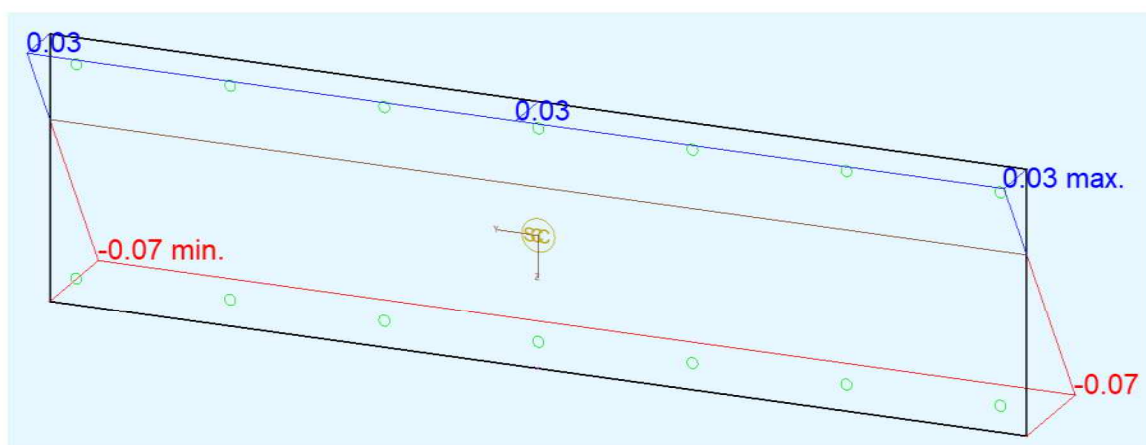
Rysunek 29: Maksymalne napężenia w sytuacji krótkotrwałej w chwili otwarcia mostu - max 1.05MPa



Rysunek 30: Maksymalne napężenia w sytuacji krótkotrwałej po wszystkich stratach reologicznych - max 1.87MPa



Rysunek 31: Maksymalne naprężenia rozciągające u dołu przekroju w sytuacji długotrwałej w chwili otworzenia mostu - max -0.39MPa (ściskanie)



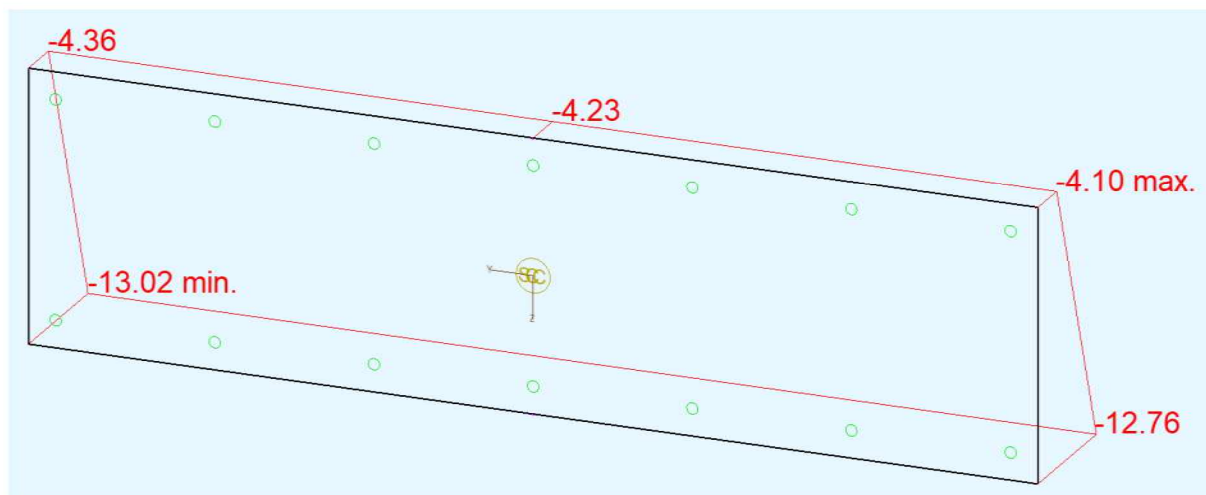
Rysunek 32: Maksymalne naprężenia rozciągające u dołu przekroju w sytuacji długotrwałej po 100 latach - max -0.07MPa (ściskanie)

		C40/50	
Charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie po 28 dniach	fck	40	MPa
Średnia wytrzymałość betonu na ściskanie po 28 dniach	fcm	48	MPa
	α_{cc}	0.85	
	γ_C	1.5	
Opo 28 dniach obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie po 28 dniach	fcd	22.7	MPa
Moduł Younga po 28 dniach	Ecm	35.2	GPa
Moment otwarcia mostu	t	7	dni
	α_{ct}	1	
Średnia, charakterystyczna wytrzymałość betonu na rozciąganie po 28 dniach	fctm	3.51	MPa
	s	0.2	
	$\beta_{cc}(t)$	0.819	
	α	1	
Średnia, charakterystyczna wytrzymałość betonu na rozciąganie po t dniach	fctm(t)	2.87	MPa
Średnia, obliczeniowa wytrzymałość betonu na rozciąganie po t dniach	fctd(t)	1.34	MPa

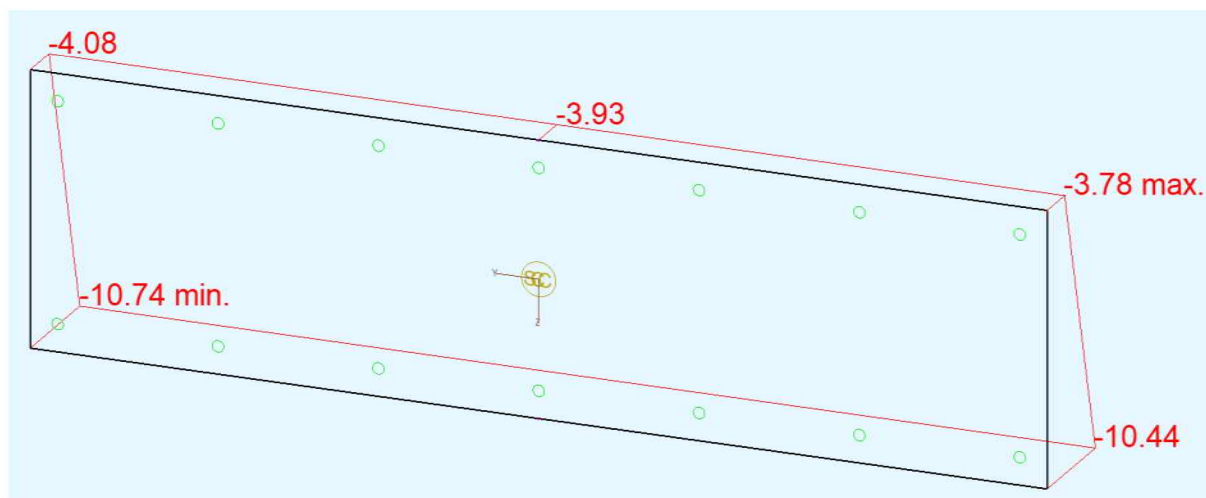
Ostatecznie w konstrukcji nie powstaną rysy trwałe, gdyż maksymalne naprężenia rozciągające są w chwili otwarcia mostu ściskające. Analogicznie po 100 latach. Nie powstaną rysy krótkotrwałe.

2.2.3 SLS - naprężenia normalne - ściskanie betonu

Należy sprawdzić naprężenia ściskające w betonie, czy nie przekraczają charakterystycznej nośności betonu na ściskanie.



Rysunek 33: Maksymalne naprężenia ściskające w betonie po otwarciu mostu. Zakłada minimalna wytrzymałość betonu w chwili otwarcia mostu to 31.3MPa (po siedmiu dniach)



Rysunek 34: Maksymalne naprężenia ściskające w betonie po 100 latach. Zakłada minimalna wytrzymałość betonu po 100 latach to 40MPa

2.2.4 ULS - naprężenia styczne i podłużne

Rozważono dwie sytuacje obliczeniowe. W pierwszej policzono nośność przekroju sprężonego na ścinanie zanim pojawi się zespolenie nie uwzględniając strzemion. W drugim przypadku odczytano siłę ścinającą podłużną między nadbetonem a belką prefabrykowaną i zwy-miarowano zbrojenie poprzeczne na te siły, w celu uzyskania zgodności odkształceń w fazie zespolonej. Ponadto obliczono rozwarstwienie betonu między nowym i starym betonem wyko-rzystując naprężenia normalne i rozwarstwiający beton. Warunek ten jest niezbędny do spełnie-nia, aby zbrojenie na rozwarstwienie mogło pracować zgodnie z przyjętym w normie modelem.

Wyniki obliczeń przedstawiono na rys.35-40.

Ścinanie poprzeczne w I fazie

współczynnik materiałowy	γ_C	1,5	
współczynnik	$CR_{d,c}$	0,12	
współczynnik	k_1	0,15	
charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie	f_{ck}	40	MPa
wysokość użyteczna przekroju	d	0,18225	m
współczynnik	k	2	
najmniejsza szerokość strefy rozciąganej	b_w	0,89	m
liczba prętów podłużnych o średnicy 10mm	n_{10}	6	
	d_{10}	10	mm
pole powierzchni zbrojenia 6 prętów o średnicy 10mm	A_{s10}	0,00047124	m ²
liczba prętów podłużnych o średnicy 16mm	n_{16}	2	
	d_{16}	16	mm
pole powierzchni zbrojenia 2 prętów o średnicy 16mm	A_{s16}	0,00040212	m ²
liczba splotów sprężających	$n_{15.5}$	12	
	$d_{15.5}$	15,5	mm
pole powierzchni 12 splotów o średnicy 15.5mm	$A_{s15.5}$	0,0022643	m ²
sumaryczne pole zbrojenia rozciąganego	A_{sl}	0,00313767	m ²
stopień zbrojenia rozciąganego	ρ_l	0,0193	
całkowita wysokość przekroju	h	0,19	m
pole powierzchni przekroju	A	0,1691	m ²
	v_{min}	626	kPa
minimalna nośność przekroju na ścinanie bez siły osiowej	$VR_{d,c_re,min}$	101,5	kN
nośność przekroju na ścinanie zbrojenia bez siły osiowej	$VR_{d,c_re,c}$	165,8	kN
wypadkowa nośność przekroju na ścinanie zbrojenia bez siły osiowej	VR_{d,c_re}	165,8	kN
maksymalne wyężenie uwzględniające siłę osiową w przekroju	η	0,367	

Rysunek 35: Obliczenia nośności przekroju belki sprężonej na ścinanie w I fazie, przed stward-nieniem płyty pomostu

Ścinanie poprzeczne w II fazie

średnica strzemion	dsw	10	mm
liczba strzemion w przekroju	nsw	4	
pole powierzchni strzemion	Asw	0,00031416	m ²
rozstaw podłużny strzemion	s	0,1	m
ramię sił wewnętrznych (0.9d)	z	0,164	m
charakterystyczna granica plastyczności strzemion	fywk	500	MPa
współczynnik materiałowy	ys	1,15	
obliczeniowa granica plastyczności strzemion	fywd	434,8	MPa
	cot	2	
	tan	0,5	
obliczeniowa nośność strzemion	VRd,s	448	kN
współczynnik	αcw	1	
współczynnik	v	0,504	
współczynnik materiałowy przy ściskaniu	αcc	0,85	
obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie	fcd	22,7	MPa
obliczeniowa nośność ściskanego krzyżulca betonowego	VRd,max	668	kN
wypadkowa nośność na ścinanie	VRd	448	kN
maksymalna siła tnąca po odjęciu siły z I fazy (60.3kN)	Ved,max	249,7	kN
wyłączenie strzemion na ścinanie	η	0,557	

Rysunek 36: Obliczenia nośności przekroju zespolonego na ścinanie poprzeczne z uwzględnieniem strzemion

Ścinanie podłużne

rozstaw więzi kinetycznych w modelu	s_kine	0,273	m
maksymalna siła podłużna w więzi kinetycznej	TEd,max	275,93	kN
siła rozwarstwiająca przy podporze	Ted/s	1011	kN/m
rozstaw strzemion nad podporą	sw	0,08	m
pole powierzchni strzemion w przekroju	Asw	0,00031416	m ²
	cot	1	
obliczeniowa granica plastyczności strzemion	fywd	434,8	MPa
	TRd,s	1707	kN/m
charakterystyczna wytrzymałość nadbetonu na ściskanie	fck	35	MPa
	αcc	0,85	
	γC	1,5	
obliczeniowa wytrzymałość nadbetonu na ściskanie	fcd	19,8	MPa
	v	0,516	
	θf	0,78539816	rad
	sin	0,707	
	cos	0,707	
wysokość nadbetonu	hf	0,21	m
siła ściskająca krzyżulec betonowy na połączeniu	TRd,max	1072	kN/m
wypadkowa nośność połączenia na rozwarstwienie	TRd	1072	kN/m
wyłączenie z uwagi na rozwarstwienie	η	0,943	

Rysunek 37: Obliczenia nośności przekroju zespolonego na ścinanie podłużne z uwagi na nadbeton

Ścinanie podłużne			
rozstaw więzi kinetycznych w modelu	s_kine	0,273	m
maksymalna siła podłużna w więzi kinetycznej	T _{Ed,max}	275,93	kN
siła rozwarstwiająca przy podporze	T _{ed/s}	1011	kN/m
rozstaw strzemion nad podporą	sw	0,08	m
pole powierzchni strzemion w przekroju	A _{sw}	0,00031416	m ²
	cot	1	
obliczeniowa granica plastyczności strzemion	f _{ywd}	434,8	MPa
	T _{Rd,s}	1707	kN/m
charakterystyczna wytrzymałość nadbetonu na ściskanie	f _{ck}	40	MPa
	α _{cc}	0,85	
	γ _C	1,5	
obliczeniowa wytrzymałość nadbetonu na ściskanie	f _{cd}	22,7	MPa
	v	0,504	
	θ _f	0,78539816	rad
	sin	0,707	
	cos	0,707	
wysokość nadbetonu	h _f	0,24	m
siła ściskająca krzyżulec betonowy na połączeniu	T _{Rd,max}	1372	kN/m
wypadkowa nośność połączenia na rozwarstwienie	T _{Rd}	1372	kN/m
wyłączenie z uwagi na rozwarstwienie	η	0,737	

Rysunek 38: Obliczenia nośności przekroju zespolonego na ścinanie podłużne z uwagi na beton belki

Rozwarstwienie podłużne			
współczynnik zależny od szorstkości podłoża	c	0,4	
współczynnik zależny od szorstkości podłoża	μ	0,7	
kąt nachylenia strzemion do poziomu	α	90	deg
		1,571	rad
	v	0,516	
średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie	f _{ctm}	3,21	MPa
charakterystyczna wytrzymałość betonu na rozciąganie	f _{ctk,0.05}	2,25	MPa
obliczeniowa wytrzymałość betonu na rozciąganie	f _{ctd}	1,5	MPa
naprężenia normalne	σ _n	0	MPa
obliczeniowa granica plastyczności strzemion	f _{yd}	434,8	MPa
pole powierzchni strzemion	A _s	0,00031416	m ²
pole powierzchni odniesienia	A _i	0,0712	m ²
stopień zbrojenia normalnego	ρ	0,00441235	
bez siły normalnej	v _{Rdi}	1942,6	kPa
siła rozwarstwiająca	N _{ed}	-36	kN
naprężenia rozwarstwiające	σ _n	-0,506	MPa
z siłą normalną	v _{Rdi}	988,2	kPa
wypadkowa nośność na naprężenia styczne	v _{Rdi}	988,2	kPa
stosunek siły podłużnej nowego betonu do całego przekroju (konserwatywnie 1)	β	1	
maksymalna siła tnąca	V _{ed}	249,7	kN
wysokość efektywna całego przekroju	d	0,39225	m
ramię sił wewnętrznych całego przekroju	z	0,353	m
szerokość odniesienia	b _i	0,89	m
obliczeniowe naprężenia styczne, rozwarstwiające	v _{E_{di}}	795	kPa
wyłączenie z uwagi na naprężenia rozwarstwiające	η	0,804	

Rysunek 39: Obliczenia nośności przekroju zespolonego na rozwarstwienie betonu nad podporą przy rozstawie strzemion 8cm

Rozwarstwienie podłużne			
współczynnik zależny od szorstkości podłoża	c	0,4	
współczynnik zależny od szorstkości podłoża	μ	0,7	
kąt nachylenia strzemion do poziomu	α	90	deg
		1,571	rad
	v	0,516	
średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie	fctm	3,21	MPa
charakterystyczna wytrzymałość betonu na rozciąganie	fctk,0.05	2,25	MPa
obliczeniowa wytrzymałość betonu na rozciąganie	fctd	1,5	MPa
naprężenia normalne	σ_n	0	MPa
obliczeniowa granica plastyczności strzemion	f _{yd}	434,8	MPa
pole powierzchni strzemion	A _s	0,00031416	m ²
pole powierzchni odniesienia	A _i	0,089	m ²
stopień zbrojenia normalnego	ρ	0,00352988	
bez siły normalnej	vR _{di}	1674	kPa
siła rozwarstwiająca	N _{ed}	-15,5	kN
naprężenia rozwarstwiające	σ_n	-0,174	MPa
z siłą normalną	vR _{di}	952,5	kPa
wypadkowa nośność na naprężenia styczne	vR _{di}	952,5	kPa
stosunek siły podłużnej nowego betonu do całego przekroju (konserwatywnie 1)	β	1	
maksymalna siła tnąca	V _{ed}	249,7	kN
wysokość efektywna całego przekroju	d	0,39225	m
ramię sił wewnętrznych całego przekroju	z	0,353	m
szerokość odniesienia	b _i	0,89	m
obliczeniowe naprężenia styczne, rozwarstwiające	vE _{di}	795	kPa
wyłączenie z uwagi na naprężenia rozwarstwiające	η	0,835	

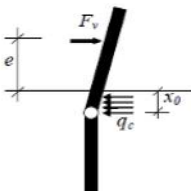
Rysunek 40: Obliczenia nośności przekroju zespolonego na rozwarstwienie betonu w odległości 1m od osi podparcia przy rozstawie strzemion 10cm

Ostatecznie należy zastosować pręty zbrojeniowe na ścinanie o średnicy #10 zachowując zaproponowane przez producenta rozstawy. W przypadku odczytywania siły rozwarstwiającej nad podporą przyjęto średnią z dwóch pierwszych więzi kinetycznych, gdyż siła ta znacząco spada przy kolejnej więzi.

2.2.5 ULS - połączenie belek z przyczółkiem

Połączenie belek z przyczółkiem wykonywane jest poprzez pręty pionowe pracujące na ścinanie. Do ich wymiarowania pominięto przyczepność betonu na połączeniu betonu płyty z betonem przyczółka, gdyż zastosowana jest tam folia. Pominięto również tarcie między betonem a folią. W przypadku belek środkowych należy zastosować 3#28 na każdą belkę (tak jak trzy pręty między belkami), natomiast dla belek skrajnych 4#32 w przypadku belki pod węższą kapą chodnikową i 3#32 w przypadku belki pod szerszą kapą chodnikową. Pręty te powinny zostać odpowiednio zakotwione zarówno w ścianach przęsła, jak i w płycie.

PRĘT		
k	3	
c0	1	
e	5	mm
d	28	mm
fck	30	MPa
αcc	0,85	
γc	1,5	
fcd	17	MPa
fyk	500	MPa
γs	1,15	
fyd	435	MPa
γ	0,106	
ce	0,9	
FvR	61	kN
n	3	
FvR	183	kN
Fed	156	kN
η	0,852	



$$F_{vR} = c_0 \cdot c_e \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}}$$

c_0 coefficient that considers the bearing strength of concrete

$$c_0 = \sqrt{\frac{k}{3}} \quad (\text{can be taken as } c_0 = 1,0 \text{ in design})^3$$

c_e coefficient that considers the eccentricity

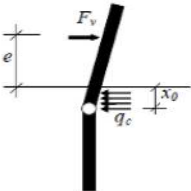
$$c_e = \sqrt{1 + (\gamma \cdot c_0)^2} - \gamma \cdot c_0$$

where

$$\gamma = 3 \frac{e}{\phi} \sqrt{\frac{f_{cd}}{f_{yd}}}$$

Rysunek 41: Obliczenia nośności prętów kotwiących na ścinanie dla belek środkowych

PRĘT		
k	3	
c0	1	
e	5	mm
d	32	mm
fck	30	MPa
αcc	0,85	
γc	1,5	
fcd	17	MPa
fyk	500	MPa
γs	1,15	
fyd	435	MPa
γ	0,093	
ce	0,911	
FvR	80	kN
n	4	
FvR	320	kN
Fed	275,93	kN
η	0,862	



$$F_{vR} = c_0 \cdot c_e \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}}$$

c_0 coefficient that considers the bearing strength of concrete

$$c_0 = \sqrt{\frac{k}{3}} \quad (\text{can be taken as } c_0 = 1,0 \text{ in design})^3$$

c_e coefficient that considers the eccentricity

$$c_e = \sqrt{1 + (\gamma \cdot c_0)^2} - \gamma \cdot c_0$$

where

$$\gamma = 3 \frac{e}{\phi} \sqrt{\frac{f_{cd}}{f_{yd}}}$$

Rysunek 42: Obliczenia nośności prętów kotwiących na ścinanie dla belki skrajnej pod węższą kapą chodnikową

2.3 Wymiarowanie oparcia płyty

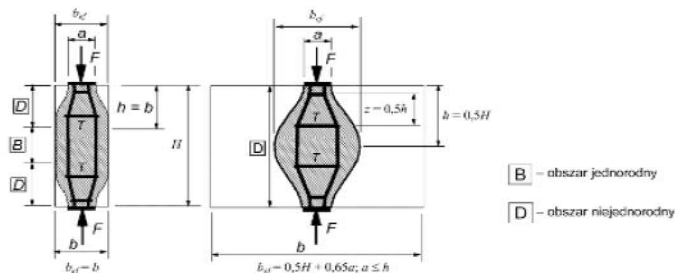
a	0,5	m
aef	0,265	
H	0,53	m
b	0,5	m
bef	0,43725	
h	0,265	m
Fed	310	kN
Ted	23,3	kN
s	0,2	m
bw	0,89	m
nsw	4,45	
dsw	0,008	m
Asw	0,0022368	m ²
fywd	434,8	MPa
FRd	97,3	kN
η	0,239	

a) gdy niecały pręt jest zajęty przez obszary niejednorodnego rozkładu naprężeń ($b \leq 0,5H$) (patrz Rysunek 6.25 a)

$$T = \frac{1}{4} \frac{b-a}{b} F \quad (6.58)$$

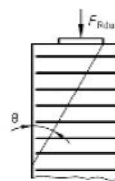
b) gdy cały pręt składa się z obszarów niejednorodnych ($b > 0,5H$) (patrz Rysunek 6.25 b)

$$T = \frac{1}{4} \left(1 - 0,7 \frac{a}{h} \right) F \quad (6.59)$$



b	0,5	m
θ	30	deg
	0,52359878	rad
h	0,87	m
Ar	0,0022368	m ²
nh	2	
Arh	0,0044736	
fywd	434,8	MPa
FRd	194,5	kN
Ted	155	kN
η	0,797	

(104) W celu uniknięcia ścicia krawędziowego zalecane jest zbrojenie, równoległe do krawędzi obciążonej, równomiernie rozłożone do punktu, w którym miejscowe naprężenia ściskające ulegają rozproszeniu. Punkt ten określany jest następująco: linia pochylona pod kątem θ (30°) do kierunku przyłożenia obciążenia jest poprowadzona od krawędzi przekroju do przecięcia z krawędzią prostopadłą do powierzchni obciążonej, jak na Rysunku J.107. Zaleca się, aby zbrojenie było odpowiednio zakotwione.



Rysunek J.107 – Mechanizm ścicia krawędziowego

(105) Zbrojenie przeciw ściciu krawędziowemu (A_s) zalecane jest obliczać zgodnie z wyrażeniem $A_s \cdot f_{yd} \geq F_{Rdu}/2$.

Rysunek 43: Obliczenia nośności cieńszej części przyczółka na siłę pionową

2.4 Wymiarowanie grodzic

2.4.1 Nośność gruntu

Obliczenia przeprowadzono na podstawie procedury zawartej w opracowaniu *Nośność pionowa grodzic* i normy PN-83/B-02482, z której pozyskano wartości oporów gruntu. Jeżeli wartość oporów pozyskanych z Polskiej normy były większe niż maksymalne dopuszczalne według opracowania, to dokonywano ich redukcji.

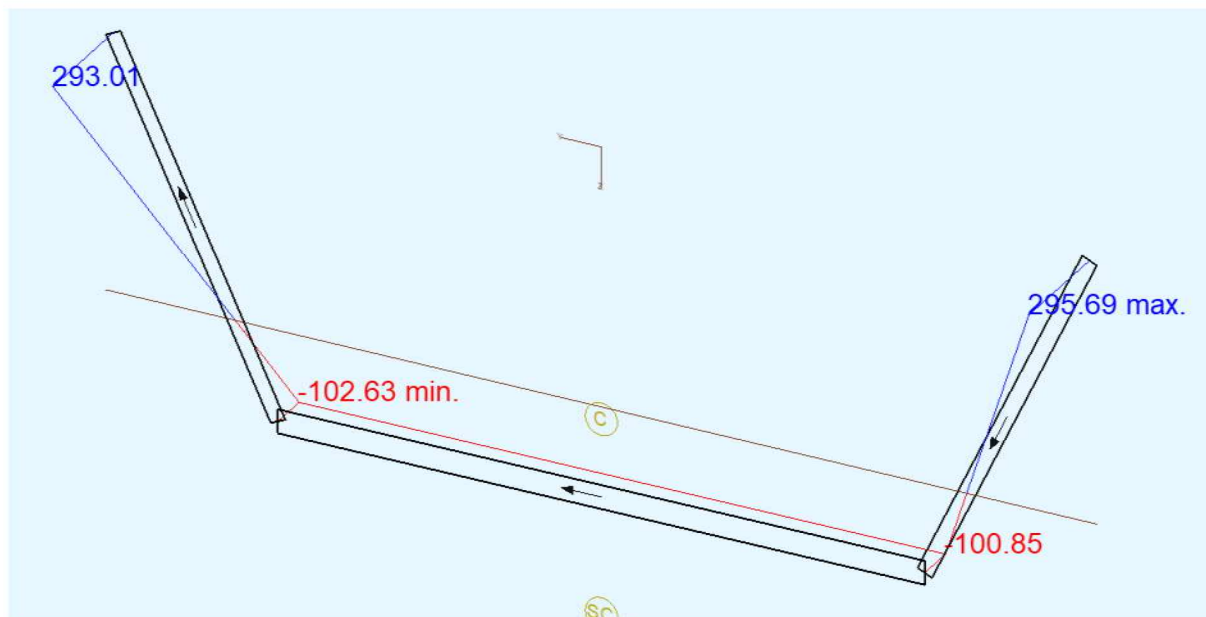
Zewnętrzna szerokość podstawy trapezu	B	400 mm
Wewnętrzna szerokość półki trapezu	b	252
Zewnętrzna wysokość całego przekroju	h	290 mm
Wysokość trapezu	hw	145 mm
Grubość pól po nieuwzględnieniu korozji	t	9,9 mm
Grubość środników po nieuwzględnieniu korozji	s	6,6 mm
Zewnętrzna szerokość półki trapezu	b1	265,2 mm
Pole powierzchni przekroju trapezu	A	0,04823 m ²
Współczynnik zmniejszający pole podstawy	pp spoiste	0,5
	pp niespoiste	0,3
Wypadkowe pole podstawy pala	Ap spoiste	0,02412 m ²
	Ap niespoiste	0,01447 m ²
Długość ramienia trapezu	lw	159,9 mm
Obwód trapezu	L	1156,8 mm
Współczynnik zmniejszający czynne pole pobocznic	ps spoiste	1
	ps niespoiste	0,5
Długość grodzic	L	7 m
Pole powierzchni pobocznic na metr bieżący	As spoiste	1,16 m ² /m
	As niespoiste	0,58 m ² /m

Warstwa	hi [m]	ID/IL	nr				tk max [kPa]	h sum	tk 0 [kPa]	tk 1 [kPa]	As [m2/m]	As ^{tt} *hi [kN]	Ss	Ntk [kN]	
Piasek drobny	1,95	0,81	3	1	0,67	100	62	78,1	1,95	0	30,46	0,58	17,2	0,8	13,8
Glina piaszczysta	0,9	0,3	7	0	0,5	50	25	35	2,85	13,65	15	1,16	15	0,9	13,5
Glina piaszczysta	1,2	0,05	7	0	0,5	50	25	47,5	4,05	27,08	38,48	1,16	45,6	0,9	41
Piasek drobny	0,95	0,81	3	1	0,67	100	62	78,1	5	63,26	78,1	0,58	38,9	0,8	31,1
Piasek drobny	2	0,81	3	1	0,67	100	62	78,1	7	78,1	78,1	0,58	90,6	0,8	72,5
Σ														Σ	171,9

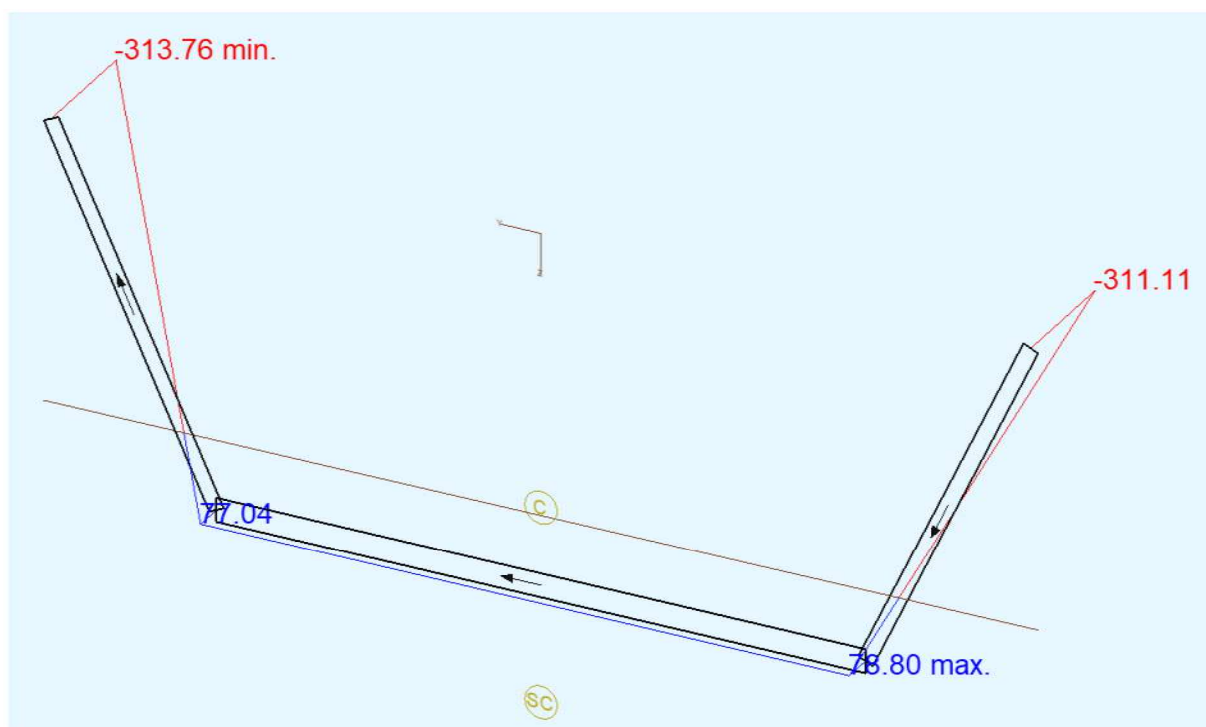
Długość przyrostu nośności podstawy pala	hc	10 m
Charakterystyczny, maksymalny opór pod podstawą	qk max	3294 kPa
Charakterystyczny, rzeczywisty opór pod podstawą	qk i	2306 kPa
Współczynnik technologiczny	Sp	1
Pole czynne podstawy	Ap	0,01447 m ²
Charakterystyczna nośność podstawy pala	Nsk	33,4 kN
Sumaryczna nośność charakterystyczna pala	Nk	205,3 kN
Współczynnik obliczeniowy	ym	1,4
Sumaryczna nośność obliczeniowa pala	Nd	146,6 kN
Ciężar objętościowy pala	γ	78,5 kN/m ³
Charakterystyczny ciężar pala	Ngk	2,6 kN
Współczynnik kombinacyjny dla obciążeń stałych	yg	1,35
Obliczeniowy ciężar pala w przypadku wciskania	Ngd	3,5 kN
Obliczeniowa nośność po uwzględnieniu ciężaru	Npd	143,1 kN
Obliczeniowa siła pionowa wciskająca u głowicy pala	Ned	126,6 kN
Wyężenie	η	0,885
Współczynnik kombinacyjny dla obciążeń stałych	yg	1
Obliczeniowy ciężar pala w przypadku wyciągania	Ngd	2,6 kN
Sumaryczna nośność obliczeniowa pala przy wyciąganiu	Ntd	122,8 kN
Obliczeniowa nośność po uwzględnieniu ciężaru	Ntpd	125,4 kN
Obliczeniowa siła pionowa wyciągająca u głowicy pala	Nted	35,6 kN
Wyężenie	η	0,284

Rysunek 44: Obliczenia nośności grodzic pod kątem nośności ośrodka gruntowego

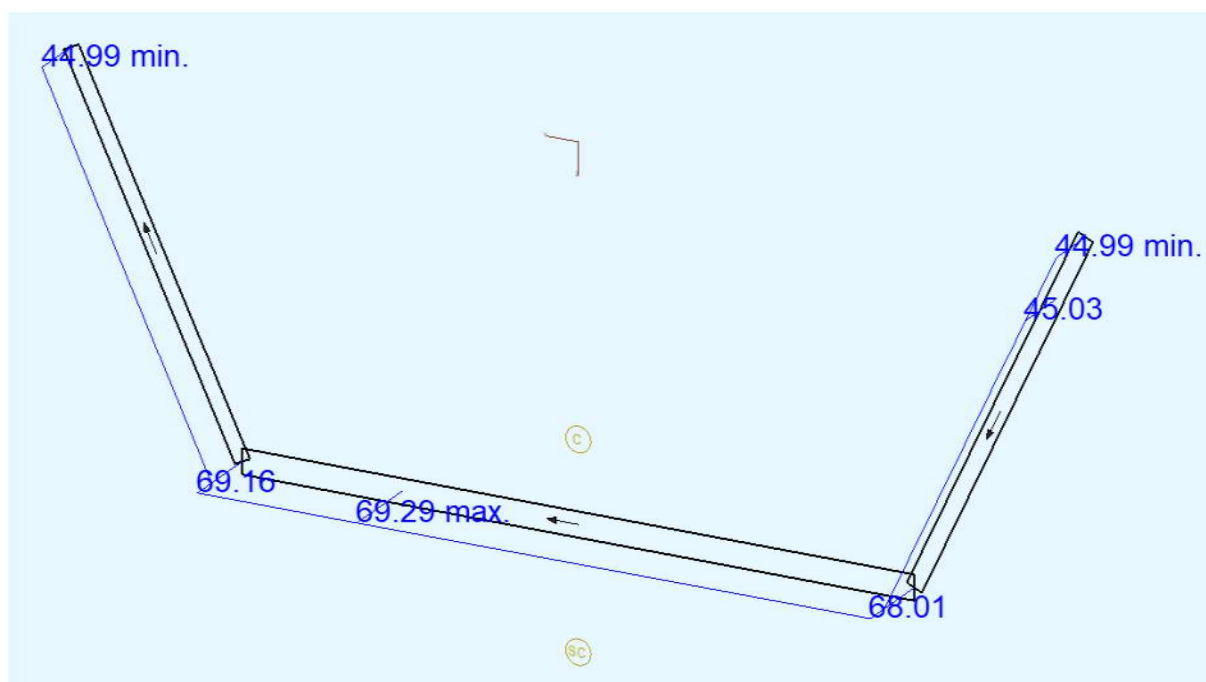
2.4.2 Nośność przekroju



Rysunek 45: Maksymalne, obliczeniowe naprężenia rozciągające w stali grodziec - dopuszczalne 355MPa



Rysunek 46: Maksymalne, obliczeniowe naprężenia ściskające w stali grodziec - dopuszczalne 355MPa



Rysunek 47: Maksymalne, obliczeniowe naprężenia ścinające w stali grodzic - dopuszczalne 204.9MPa

2.5 Wymiarowanie połączenia grodzic z oczepekem

Postanowiono zaprojektować połączenie w kilku wariantach dając do zaaplikowania w zależności od możliwości wykonawczych. Pierwszy z nich zakłada spawanie prętów z jednej strony grodzic, drugi na zastosowaniu blachy perfobond. Ponadto należy sprawdzić, czy po przekazaniu siły na oczepek, przekrój żelbetowy przeniesie siłę tnącą. Jest to część wspólna dla obydwu zaproponowanych metod zespolenia grodzic z oczepekem.

BEZ STRZEMION

Charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie	f _{ck}	30	MPa
Współczynnik materiałowy	γ _C	1,5	
Współczynnik	Cr _{d,c}	0,12	
Wysokość przekroju	h	0,7	m
Otulina	c _{nom}	0,05	m
Srednica zbrojenia	d _s	0,012	m
Wysokość efektywna przekroju	d	0,644	m
Współczynnik	k	1,557	
Szerokość współpracująca	b _w	0,4	m
Liniowy stopień zbrojenia	A _{sl/b}	11,3	cm ² /m
Ilość zbrojenia na szerokości współpracującej	A _{sl}	4,52	cm ²
Stopień zbrojenia	ρ _l	0,00175	
Siła rozciągająca	N _{ed}	-29	kN
Pole przekroju	A _c	0,28	m ²
Naprężenia normalne (ujemne – rozciąganie)	σ _{cp}	-0,104	MPa
Współczynnik	k ₁	0,15	
Nośność przekroju na ścinanie bez udziału strzemion	V _{rd,c}	79,6	kN
Minimalne naprężenia	v _{min}	0,372	MPa
Minimalna nośność przekroju na ścinanie	V _{rd,c min}	91,8	kN
Wypadkowa nośność przekroju na ścinanie	V _{rd,c res}	91,8	kN
Obliczeniowa siła tnąca	V _{ed}	126,6	kN
Wyężenie	η	1,379	

STRZEMIONA

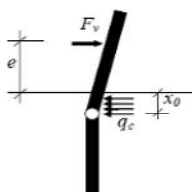
Srednica zbrojenia strzemion	d _{sw}	12	mm
Pole powierzchni pręta strzemienia	A _{sw}	0,000113097	m ²
Srednia liczba strzemion na szerokości b _w	n	1,14	
Ramię sił wewnętrznych – 0,9d	z	0,58	m
Charakterystyczna granica plastyczności strzemion	f _{yk}	500	MPa
Współczynnik materiałowy	γ _s	1,15	
Obliczeniowa granica plastyczności strzemion	f _{yd}	434,8	MPa
Rozstaw powierzchniowy strzemion	s	0,35	m
Cotangens	cot	2	
Tangens	tan	0,5	
Obliczeniowa nośność strzemion na ścinanie	V _{rd,s}	185,8	kN
Współczynnik	α _{cw}	1	
Współczynnik	v ₁	0,528	
Współczynnik materiałowy	α _{cc}	0,85	
Obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie	f _{cd}	17	MPa
Obliczeniowa nośność ściskanego krzyżulca	V _{rd,max}	833	kN
Wypadkowa nośność przekroju na ścinanie	V _{rd}	185,8	kN
Obliczeniowa siła tnąca	V _{ed}	126,6	kN
Wyężenie	η	0,681	

Rysunek 48: Obliczenia nośności przekroju żelbetowego

2.5.1 Spawanie prętów

W celu zapewnienia nośności należy zastosować łącznie 8 prętów #20 odgiętych albo 4 prętów #20 w kształcie litery U bądź pętli. Pręty te przypadają na jedną półfalkę, tak jak na jeden przekrój grodzicy. Należy zwrócić uwagę na odpowiednią długość zakotwienia.

PRĘT		
k	3	
c0	1	
e	20	mm
d	20	mm
fck	30	MPa
acc	0,85	
γ_c	1,5	
fcd	17	MPa
fyk	500	MPa
γ_s	1,15	
fyd	435	MPa
γ	0,593	
ce	0,57	
FvR	20	kN
n	8	
FvR	160	kN
Fed	126,6	kN
η	0,791	



$$F_{vR} = c_0 \cdot c_e \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}}$$

c_0 coefficient that considers the bearing strength of concrete

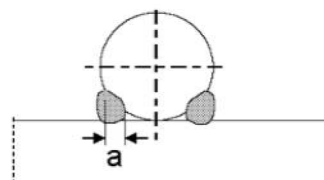
$$c_0 = \sqrt{\frac{k}{3}} \quad (\text{can be taken as } c_0 = 1,0 \text{ in design})^3$$

c_e coefficient that considers the eccentricity

$$c_e = \sqrt{1 + (\gamma \cdot c_0)^2} - \gamma \cdot c_0$$

where

$$\gamma = 3 \cdot \frac{e}{\phi} \cdot \sqrt{\frac{f_{cd}}{f_{yd}}}$$



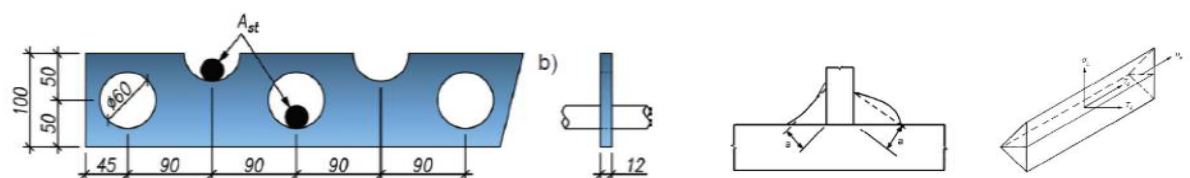
SPOINA

a	4	mm
n	4	
L	0,2	m
Al	0,0032	m ²
Ved	126,6	kN
red	39,6	MPa
fu	510	MPa
β_w	0,9	
γ_{M2}	1,25	
trd	261,7	MPa
η	0,151	

Rysunek 49: Obliczenia nośności prętów zbrojeniowych

2.5.2 Blacha Perfobond

Zdecydowano się na zastosowanie dwóch otworów z prętem #16 lub trzech otworów z prętem #12 przechodzącym przez każdy z otworów. Wymiary blachy zgodnie z zaleceniami. Stal spoiny S355. Blachę należy wykonać po jednej sztyce na każdą półfalkę grodzic, tak jak na każdą pojedynczą grodzicę. Otwory powinny zostać wycelowane na kierunku wysokości blachy, tak jak po 50mm z każdej ze stron. Należy zwrócić uwagę na odpowiednią długość zakotwienia prętów przechodzących przez blachy perfobond.



$$P_{Rd,t} = \frac{273 + 14,1 \cdot f_{cd} + 313 \cdot A_{st}}{1,25}$$

POŁĄCZENIE

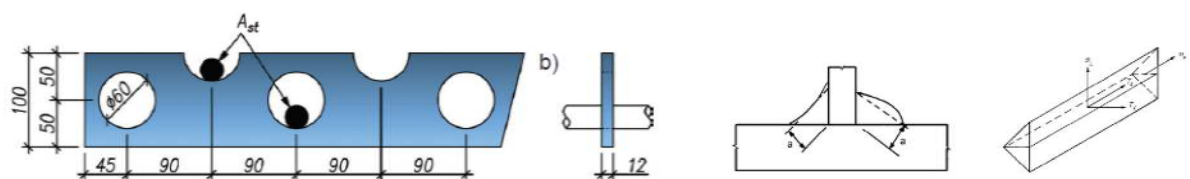
średnica otworu	d	60	mm
grubość blachy	t	12	mm
odległość między otworami	e	90	mm
wysokość blachy	h	100	mm
charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie	f _{ck}	30	MPa
współczynnik materiałowy	α _{cc}	0,85	
współczynnik materiałowy	γ _C	1,5	
obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie	f _{cd}	17	MPa
średnica zbrojenia łączników	d _{st}	16	mm
pole powierzchni zbrojenia	A _{st}	2,01	cm ²
obliczeniowa, liniowa nośność blachy	P _{rd,l}	913,5	kN/m
odległość osi skrajnego otworu od krawędzi blachy	p	45	mm
liczba otworów	n	2	
długość blachy	L	0,18	m
obliczeniowa nośność połączenia	P _{rd}	164,4	kN
obliczeniowa siła tnąca	V _{ed}	126,6	kN
wytężenie	η	0,77	

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \text{ oraz } \sigma_{\perp} \leq 0,9 f_u / \gamma_{M2}$$

SPOINA

a	4	mm
n	2	
L	0,18	m
Al	0,00144	m ²
V _{ed}	126,6	kN
τ _{ed}	87,9	MPa
f _u	510	MPa
β _w	0,9	
γ _{M2}	1,25	
τ _{rd}	261,7	MPa
η	0,336	

Rysunek 50: Obliczenia nośności blachy Perfobond przy prętach #16



$$P_{Rd,t} = \frac{273 + 14,1 \cdot f_{cd} + 313 \cdot A_{st}}{1,25}$$

POŁĄCZENIE

średnica otworu	d	60	mm
grubość blachy	t	12	mm
odległość między otworami	e	90	mm
wysokość blachy	h	100	mm
charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie	f _{ck}	30	MPa
współczynnik materiałowy	α _{cc}	0,85	
współczynnik materiałowy	γ _C	1,5	
obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie	f _{cd}	17	MPa
średnica zbrojenia łączników	d _{st}	12	mm
pole powierzchni zbrojenia	A _{st}	1,13	cm ²
obliczeniowa, liniowa nośność blachy	P _{rd,l}	693,1	kN/m
odległość osi skrajnego otworu od krawędzi blachy	p	45	mm
liczba otworów	n	3	
długość blachy	L	0,27	m
obliczeniowa nośność połączenia	P _{rd}	187,1	kN
obliczeniowa siła tnąca	V _{ed}	126,6	kN
wytężenie	η	0,677	

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \text{ oraz } \sigma_{\perp} \leq 0,9 f_u / \gamma_{M2}$$

SPOINA

a	4	mm
n	2	
L	0,27	m
Al	0,00216	m ²
V _{ed}	126,6	kN
τ _{ed}	58,6	MPa
f _u	510	MPa
β _w	0,9	
γ _{M2}	1,25	
τ _{rd}	261,7	MPa
η	0,224	

Rysunek 51: Obliczenia nośności blachy Perfobond przy prętach #12

2.6 Zestawienie zbrojenia

Nazwa		Średnica [mm]	Rozstaw [mm]	Pole zbrojenia [cm ² /m]	
				Wymagane	Zapewnione
płyta	dolne podłużne	12	100	3.13	11.3
	dolne prostopadłe	12	100	6.64	11.3
	górne podłużne	12	100	4.37	11.3
	górne prostopadłe	12	100	7.55	11.3
przyczółek	pionowe od przęsła	12	100	5.88	11.3
	poziome od przęsła	12	90	7.93	12.5
	pionowe od nasypu	12	100	6.00	11.3
	poziome od nasypu	12	90	12.2	12.5
skrzydła	pionowe od przęsła	12	100	4.00	11.3
	poziome od przęsła	12	90	2.00	11.3
	pionowe od nasypu	12	100	5.23	11.3
	poziome od nasypu	12	90	12.21	12.5
ława	dolne prostopadłe	16	100	16.76	20.1
	dolne podłużne	12	100	10.67	11.3
	górne prostopadłe	12	100	2.00	11.3
	górne podłużne	12	100	5.47	11.3

Zbrojenie podłużne dolne płyty o średnicy 12mm i rozstawie 100mm wykonać na całej powierzchni płyty pomostu.

Zbrojenie prostopadłe dolne płyty o średnicy 12mm i rozstawie 100mm wykonać na całej powierzchni płyty pomostu.

Zbrojenie podłużne górne płyty o średnicy 12mm i rozstawie 100mm wykonać na całej powierzchni płyty pomostu.

Zbrojenie prostopadłe górne płyty o średnicy 12mm i rozstawie 100mm wykonać na całej powierzchni płyty pomostu.

Zbrojenie na ścinanie płyty wykonać w formie strzemion w takiej formie, jak zostało to przedstawione w katalogu producenta. Możliwa jest zmiana średnicy na 12mm.

Zbrojenie pionowe od strony przęsła w ścianie przyczółka o średnicy 12mm i rozstawie 100mm wykonać na całej powierzchni ściany.

Zbrojenie poziome od strony przęsła w ścianie przyczółka o średnicy 12mm i rozstawie 90mm wykonać na całej powierzchni ścian.

Zbrojenie pionowe od strony skarpy w ścianie przyczółka o średnicy 12mm i rozstawie 100mm wykonać na całej powierzchni ścian.

Zbrojenie poziome od strony skarpy w ścianie przyczółka o średnicy 12mm i rozstawie 90mm wykonać na całej powierzchni ścian. Lokalnie wystąpiły większe wymagane pola

Zbrojenie na ścinanie poprzeczne w ścianie przyczółka wykonać w formie strzemion o rozstawie pionowe części strzemienia 35cm i średnicy 12mm, co stanowi zbrojenie minimalne na ścinanie. Strzemiona należy układać naprzemiennie. W przypadku przewężonej części ściany (pod pomostem) należy zastosować strzemiona z prętów o średnicy 12mm i rozstawie pionowe części strzemion 20cm.

Zbrojenie pionowe od strony przęsła w skrzydłach o średnicy 12mm i rozstawie 100mm wykonać na całej powierzchni skrzydeł.

Zbrojenie poziome od strony przęsła w skrzydłach o średnicy 12mm i rozstawie 90mm wykonać na całej powierzchni skrzydeł.

Zbrojenie pionowe od strony skarpy w skrzydłach o średnicy 12mm i rozstawie 100mm wykonać na całej powierzchni skrzydeł.

Zbrojenie poziome od strony skarpy w skrzydłach o średnicy 12mm i rozstawie 90mm wykonać na całej powierzchni skrzydeł.

Zbrojenie na ścinanie poprzeczne w skrzydłach wykonać w formie strzemion o rozstawie pionowe części strzemienia 20cm i średnicy 8mm, co stanowi zbrojenie minimalne na ścinanie.

Zbrojenie prostopadłe dolne ławy o średnicy 16mm i rozstawach 100mm wykonać na całej powierzchni ławy.

Zbrojenie podłużne dolne ławy o średnicy 12mm i rozstawach 100mm wykonać na całej powierzchni ławy. Przy grodzicach zaleca się zastosować pręty o średnicy 16mm na szerokości 0.5m.

Zbrojenie prostopadłe górne ławy o średnicy 12mm i rozstawach 100mm wykonać na całej powierzchni ławy.

Zbrojenie podłużne górne ławy o średnicy 12mm i rozstawach 100mm wykonać na całej powierzchni ławy. Przy grodzicach zaleca się zastosować pręty o średnicy 16mm na szerokości 0.5m.

Zbrojenie na ścinanie poprzeczne w ławie fundamentowej wykonać na całej powierzchni ław w postaci strzemion o średnicy 12mm i rozmiarze oczka siatki 35cm, tak jak minimalne pole zbrojenia na ścinanie. Należy ponadto zastosować dodatkowe zbrojenie na połączeniu ław z grodzicą według jednej z propozycji podanych w p.2.5.