

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

Spis treści

1	Wstęp	3
1.1	Założenia do obliczeń	3
1.2	Podstawa opracowania	4
1.3	Materiały	4
1.4	Geometria modelu obliczeniowego	5
1.5	Obciążenia	8
1.5.1	Podstawy opracowania kombinacji obliczeniowych	8
1.5.2	Charakterystyka obciążeń	9
1.5.3	Kombinacje obciążeń	9
1.5.4	Obciążenia stałe	9
1.5.5	Obciążenie gruntem	9
1.5.6	Obciążenia użytkowe - tabor drogowy	10
1.5.7	Obciążenia użytkowe - obciążenie tłumem	11
1.5.8	Obciążenie klimatyczne	11
1.5.9	Obciążenie reologiczne	11
1.5.10	obciążenie wykonawcze	11
1.5.11	Obciążenie sprężające	12
1.6	Etapowanie	13
2	Obliczenia i wyniki	16
2.1	Zbrojenia	16
2.1.1	Zbrojenie pomostu	16
2.1.2	Zbrojenie ścian przyczółka	18
2.1.3	Zbrojenie ław	21
2.2	Wymiarowanie belek sprężonych	24
2.2.1	ULS - naprężenie normalne	24
2.2.2	SLS - naprężenie normalne - zarysowanie	26
2.2.3	SLS - naprężenia normalne - ściskanie betonu	28
2.2.4	ULS - naprężenia styczne i podłużne	29
2.2.5	ULS - połączenie belek z przyczółkiem	32
2.3	Wymiarowanie oparcia płyty	33
2.4	Zestawienie zbrojenia	34

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 odwiertów. Ze względu na dużą jednorodność warstw gruntowych pod ławą fundamentową, zamodelowano jednorodne podłoże gruntowe na podstawie parametrów warstwy IV
- 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 rozwarście 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 pojawią się dodatkowe siły rozciągające w wynikające w wpływów termicznych oraz reologicznych związanych z pełzaniem i skurczem betonu. 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 beton 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, balu-

strad, nawierzchni asfaltowej w tym czasie

- Przy tak dobranej geometrii wyteżenie posadowienia wyniosło 69%
- 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

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 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 inżynierskie i ich usytuowanie

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 pod łąwą:

- $E = 50[MPa]$
- $\nu = 0.292$
- $\gamma = 20.3[kN/m^3]$
- $\varphi = 19.8^\circ$
- $c = 35.9[kPa]$
- $\mu = \tan(2/3 \cdot 35.9^\circ) = 0.44$
- $k_z = 8.78[MN/m^3]$

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

- $f_{ck} = 35[MPa]$
- $\gamma_c = 1.5$
- $\alpha_{cc} = 0.85$
- $f_{cd} = 19.8[MPa]$
- $f_{yrk} = 500[MPa]$
- $\gamma_s = 1.15$
- $f_{yrd} = 434.8[MPa]$

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

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

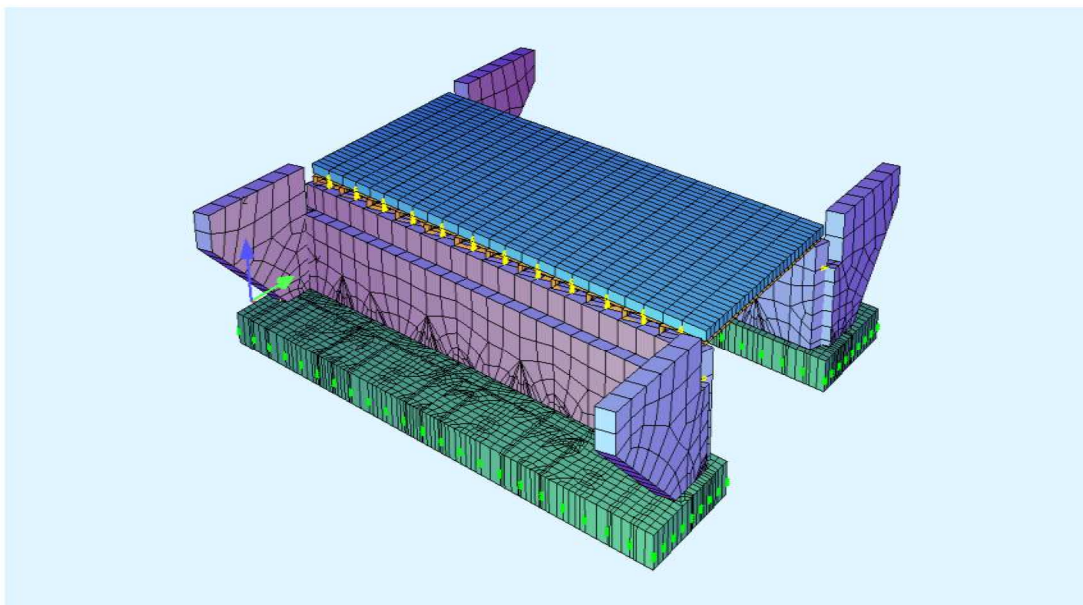
1.4 Geometria modelu obliczeniowego

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. 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).

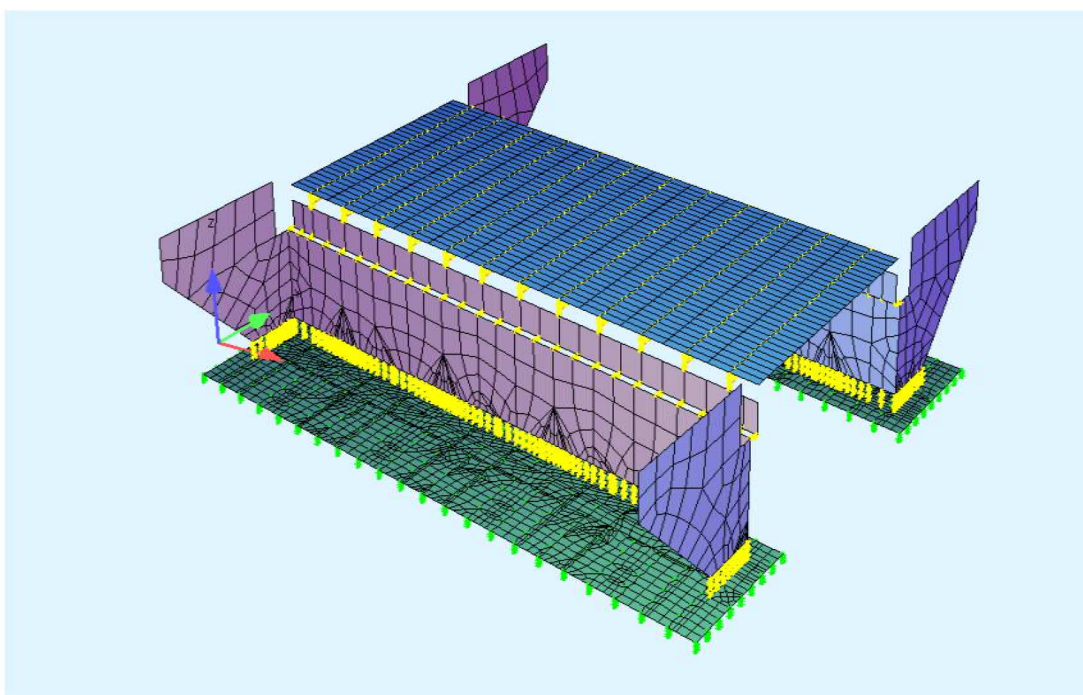
Wykonano model $e^{1+2}p^3$. Płyta jest swobodnie podparta nieprzesuwna. Zamodelowano ośrodek gruntowy jako podłoże jednorodne o parametrach nieliniowych materiału za pomocą modelu podłoża Winklera. Płyta żelbetowa nadbetonu pomostu, ściany przyczółka, skrzydła oraz ławę zamodelowano jako elementy powłokowe. Belki prefabrykowane sprężone zamodelowano jako elementy prętowe. W fazie docelowej konstrukcja jest układem belkowym swobodnie podpartym, zespolonym, nieprzesuwnym. Na czas montażu stosowane są dodatkowe warunki podparcia, aby układ był geometrycznie niezmienny zachowując pracę belki swobodnie podpartej zanim stwardnieje nadbeton.

Charakterystyka modelu:

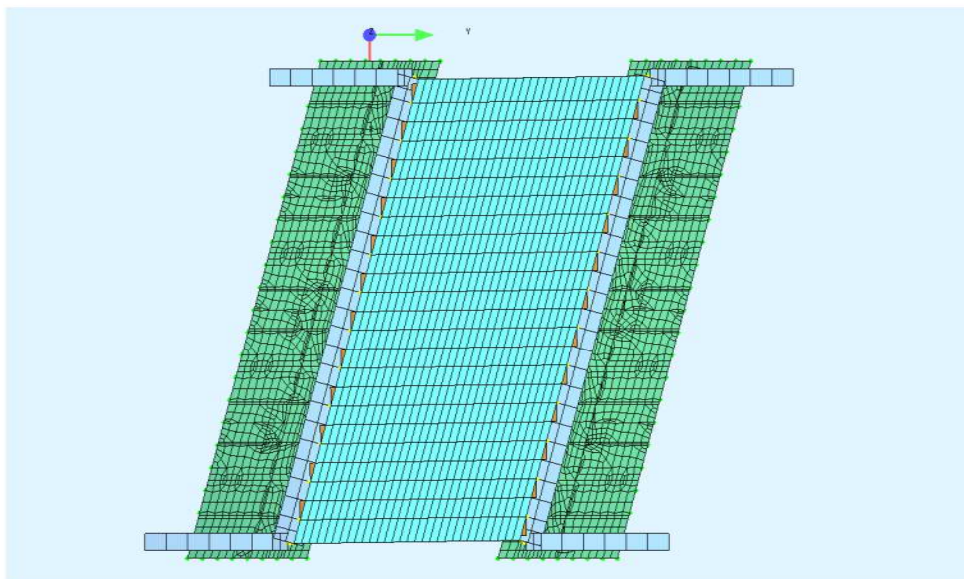
- | | |
|-------------------------------------------------------|--------------|
| • Rozpiętość obliczeniowa | 5.2[m] |
| • Wysokość ścian przyczółka | 2.29[m] |
| • Szerokość całkowita | 10.9[m] |
| • Kąt ukosowania | 15° |
| • Grubość płyty pomostu | 0.40[m] |
| • Grubość nadbetonu | 0.21[m] |
| • Grubość prefabrykatu | 0.19[m] |
| • Grubość ścian przyczółka | 0.70/0.40[m] |
| • Grubość ławy fundamentowej | 0.70[m] |
| • Szerokość ławy fundamentowej | 2.8[m] |
| • Odl. między licem ścian a wewnętrzną krawędzią ławy | 0.20[m] |
| • Odl. między licem ścian a zewnętrzną krawędzią ławy | 1.90[m] |



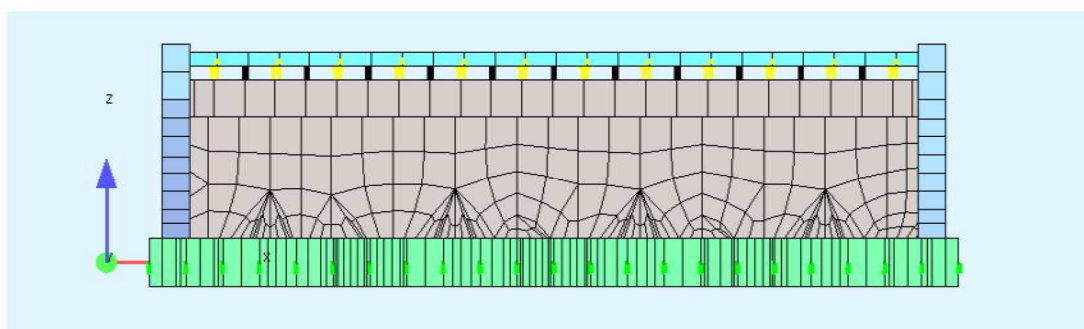
Rysunek 1: Widok ogólny modelu



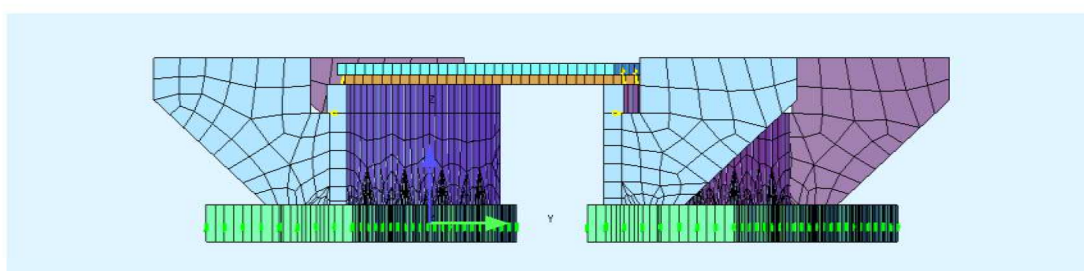
Rysunek 2: Widok panelowy modelu



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 równomiernie rozłożone
Grupy Obciążeń	gr 1a	Wartości charakterystyczne				a	a	Wartość kombinacji ^d
	gr 1b		Wartość charakterystyczna					
	gr 2	Wartości częste ^b				Wartość charakterystyczna	Wartość charakterystyczna	
	gr 3 ^d							Wartość charakterystyczna ^c
	gr 4				Wartość charakterystyczna			Wartość charakterystyczna ^a
	gr 5	Patrz Załącznik A		Wartość charakterystyczna				
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/m ² . ^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

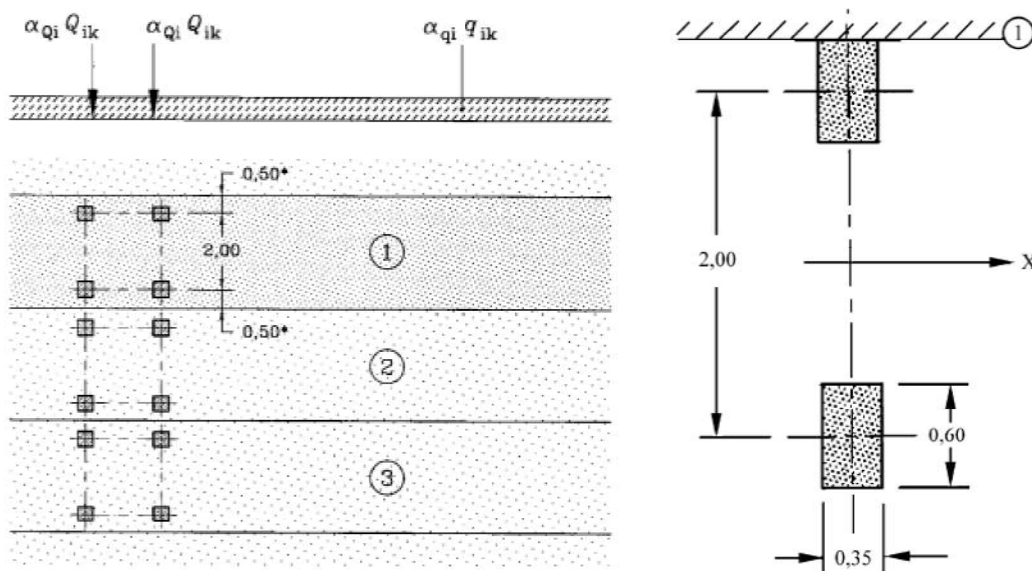
Obciążenie gruntem przyjęto zgodnie z PN-EN 1997-1 przyjmując parcie spoczynkowe na ściany przyczółka i skrzydła:

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

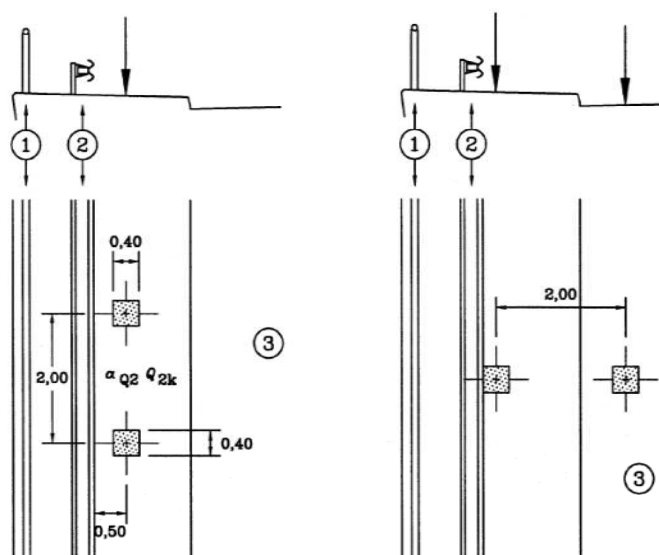
Przyjęto, iż zerowa wartość parcia gruntem występuje na wysokości górnej warstwy nawierzchni asfaltowej.

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 -34.10°C, a maksymalna 34.83°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.

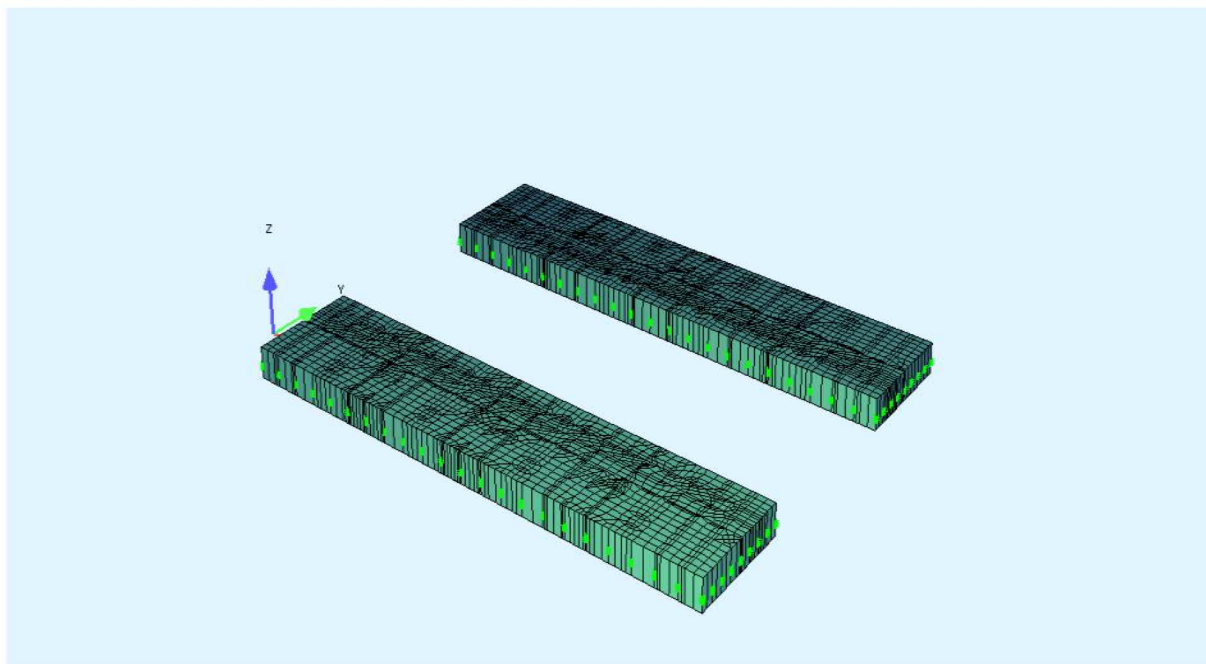
1.5.10 obciążenie wykonawcze

Przyjęto obciążenie deskowaniem w postaci 1.00kPa.

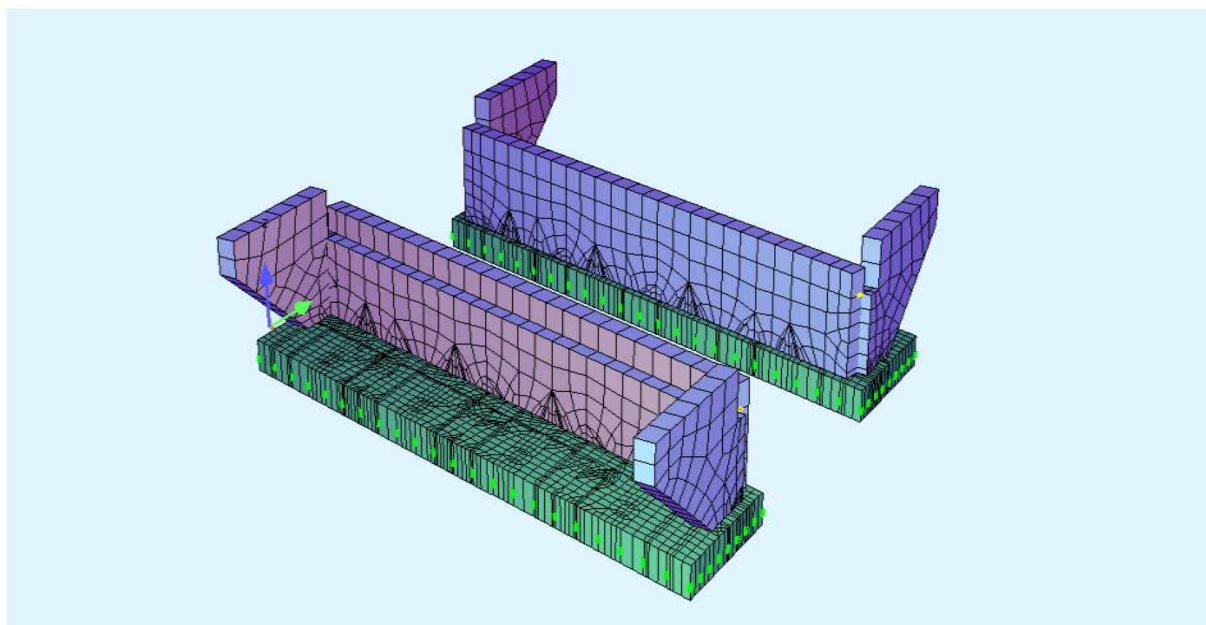
1.5.11 Obciążenie sprężające

Do każdej belki prefabrykowanej przyłożono obciążenie 1000kN i wynikający z mimośrodowego moment zginający 37.25kNm (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 -104kN, a moment zginający 3.88kNm (rozciąganie włókien dolnych). Obciążenie to jest przykładane analogicznie jak poprzednie obciążenie.

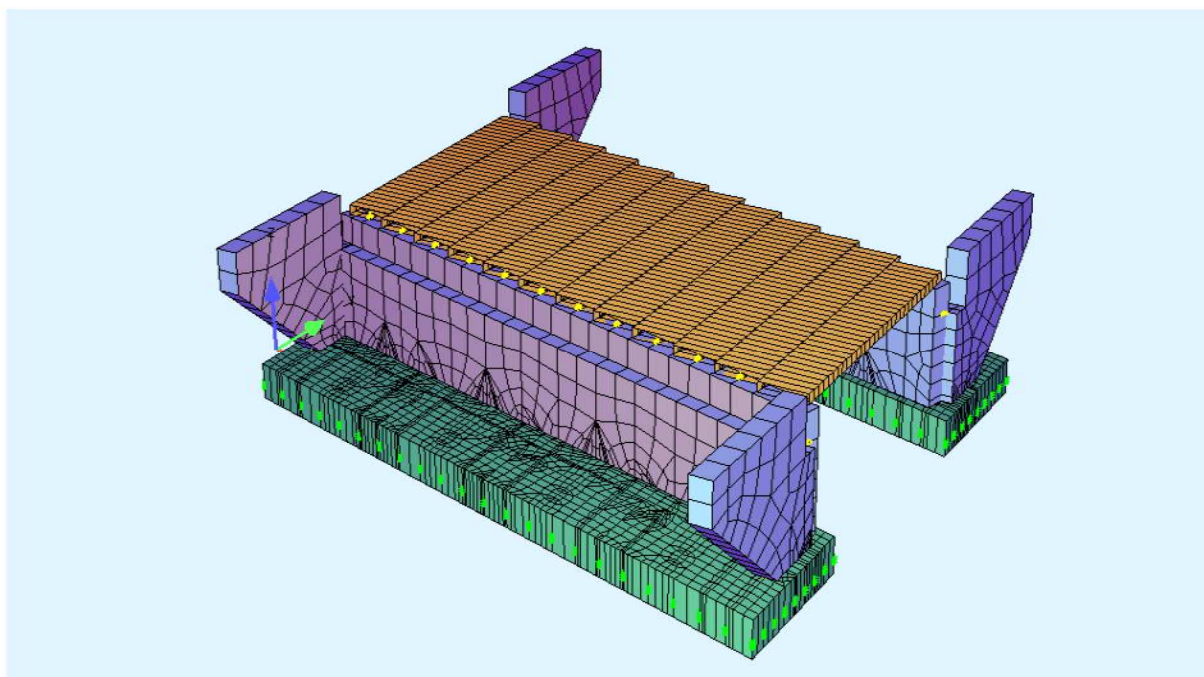
1.6 Etapowanie



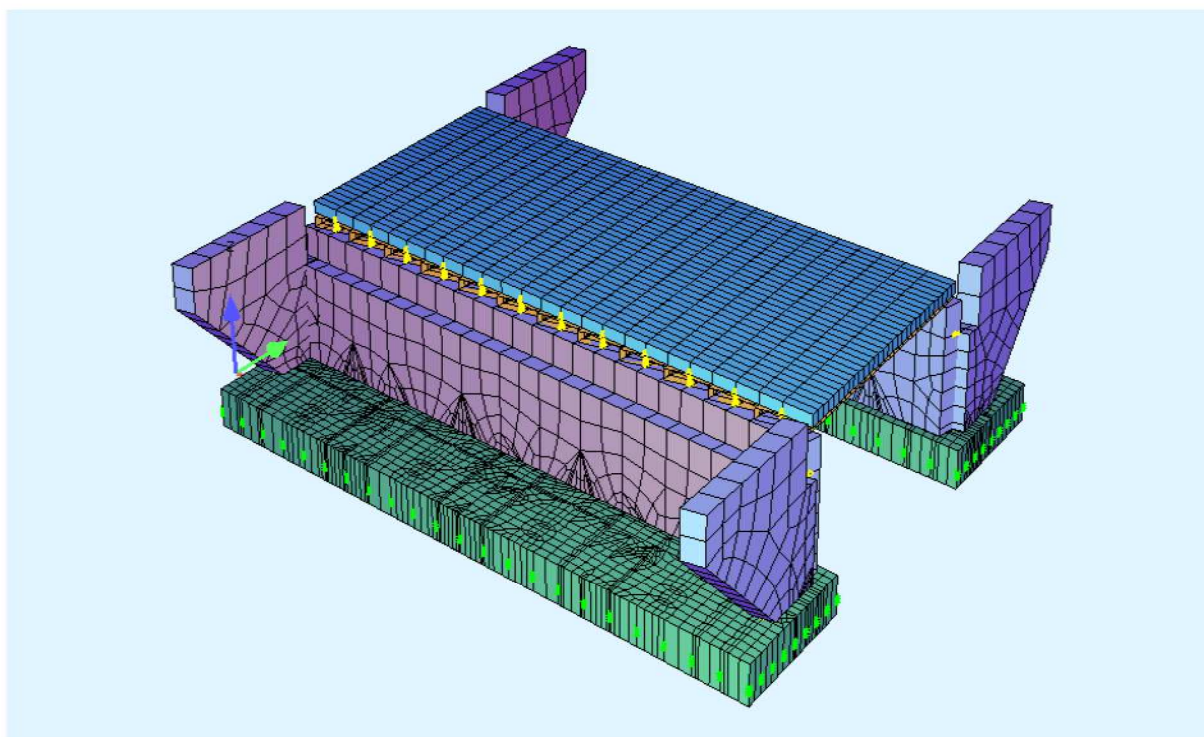
Rysunek 8: Pierwszy etap w modelu. Wykonanie łąw fundamentowych. Skurcz następuje po jednym dniu pielęgnacji, pełzanie po 7 dniach. Przed następnym etapem beton łąw ma 14 dni



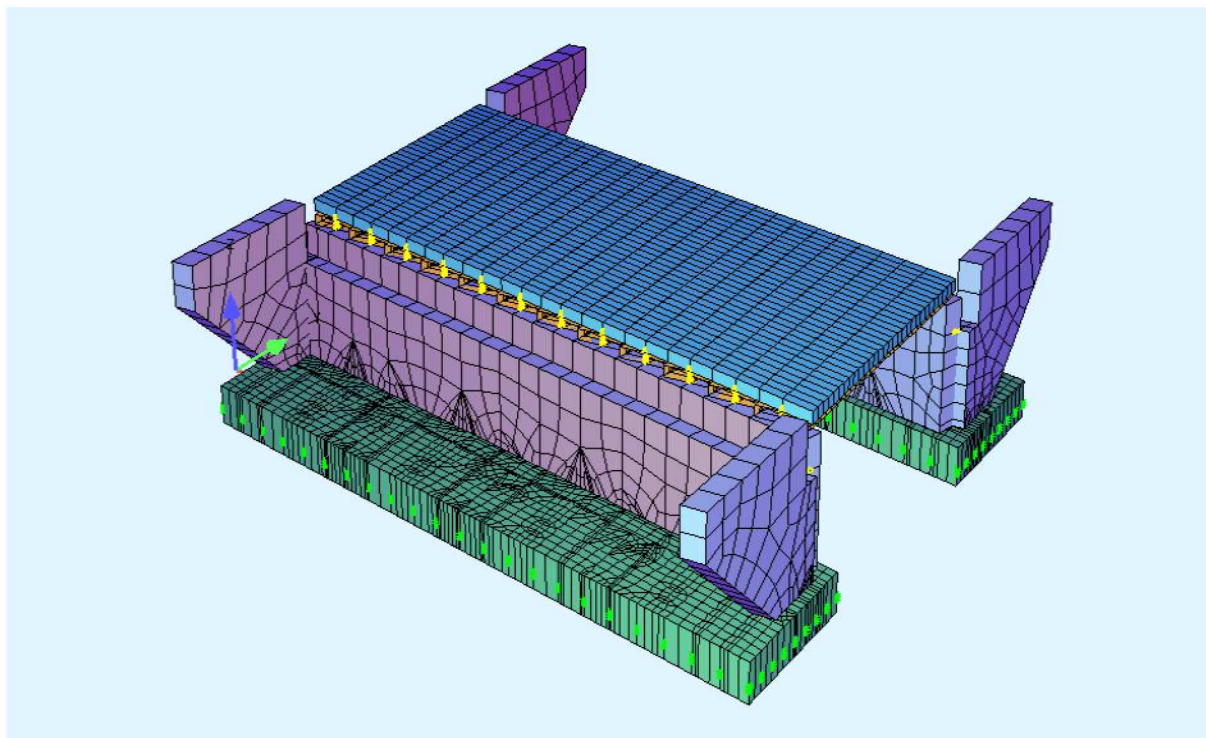
Rysunek 9: Drugi etap w modelu. Wykonanie ścian przyczółka i skrzydeł. Skurcz następuje po jednym dniu pielęgnacji, pełzanie po 7 dniach. Przed następnym etapem beton ścian ma 14 dni



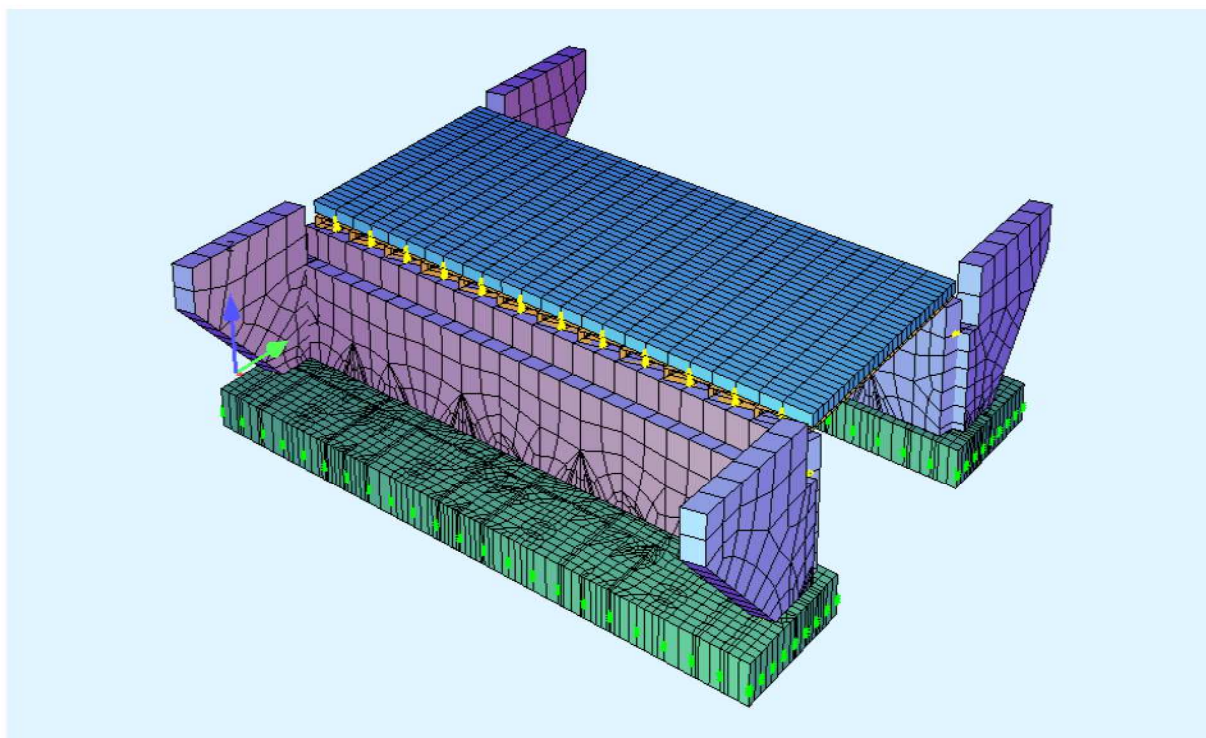
Rysunek 10: Trzeci etap w modelu. Wykonanie belek prefabrykowanych. Zabezpieczenie przed obrotem nad podporą. Po wykonaniu deskowania układu jest mieszanka betonowa



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

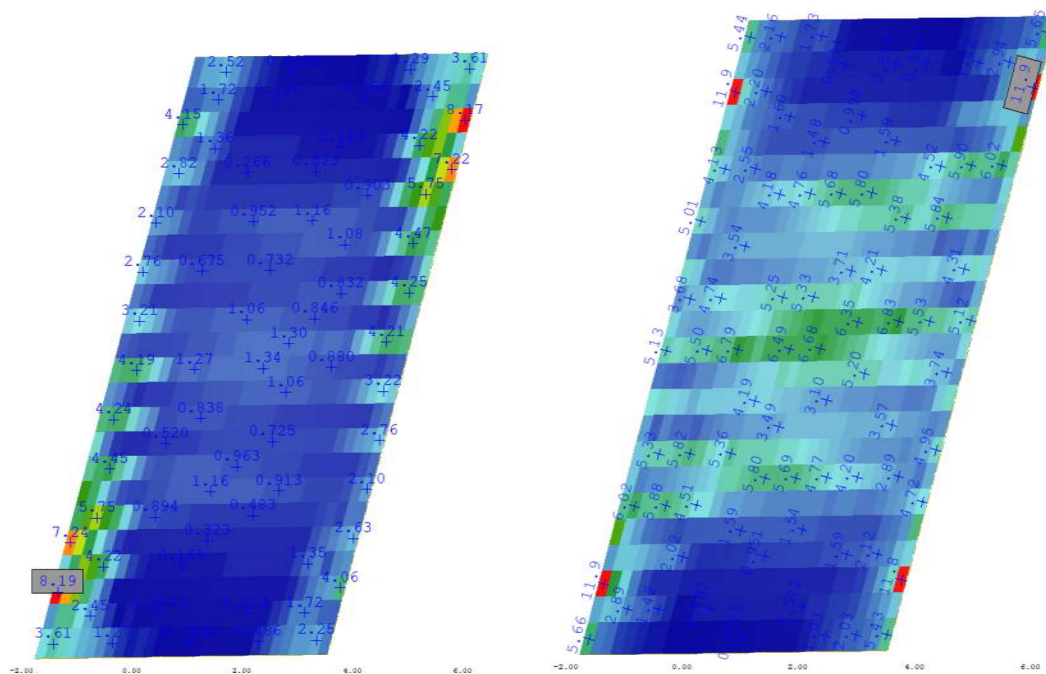


Rysunek 13: Szósty etap w modelu. Skurcz i pęczanie podstępają przez kolejne 100 lat. Pojazdy wciąż poruszają się po obiekcie. Następuje również końcowa relaksacja stali sprężającej

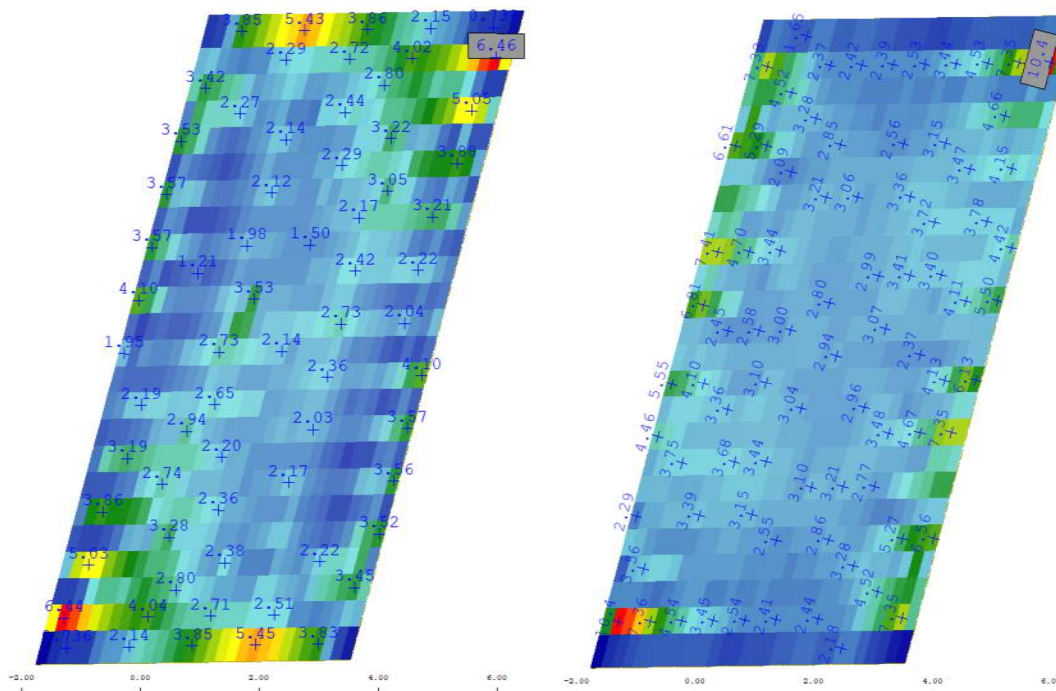
2 Obliczenia i wyniki

2.1 Zbrojenia

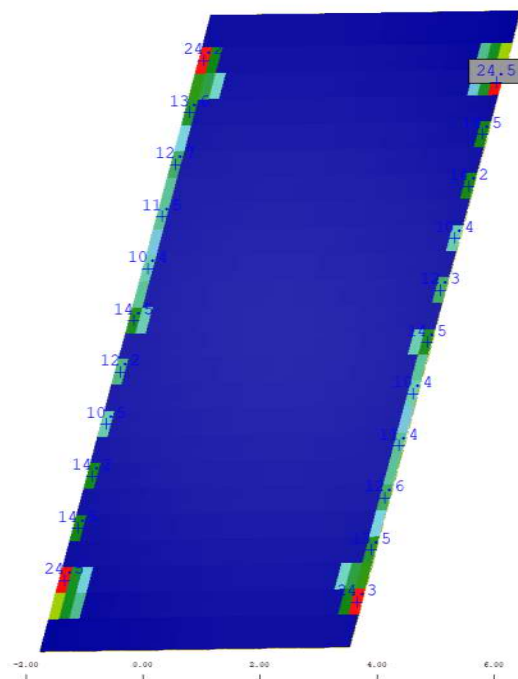
2.1.1 Zbrojenie pomostu



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



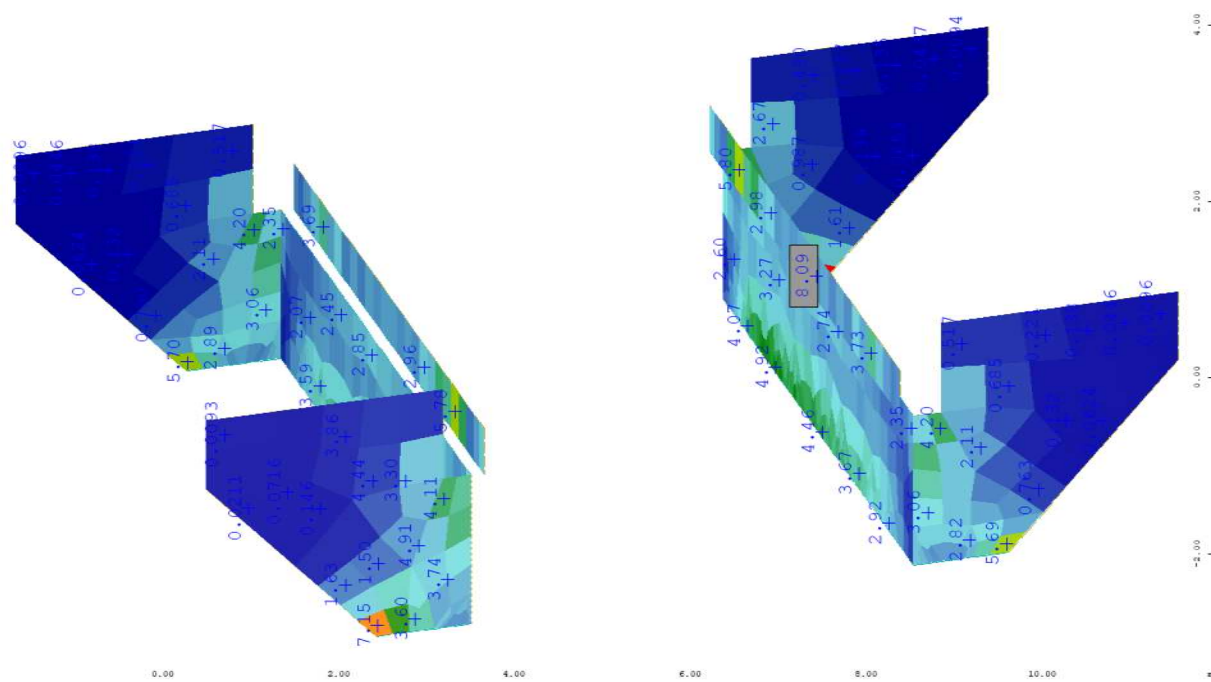
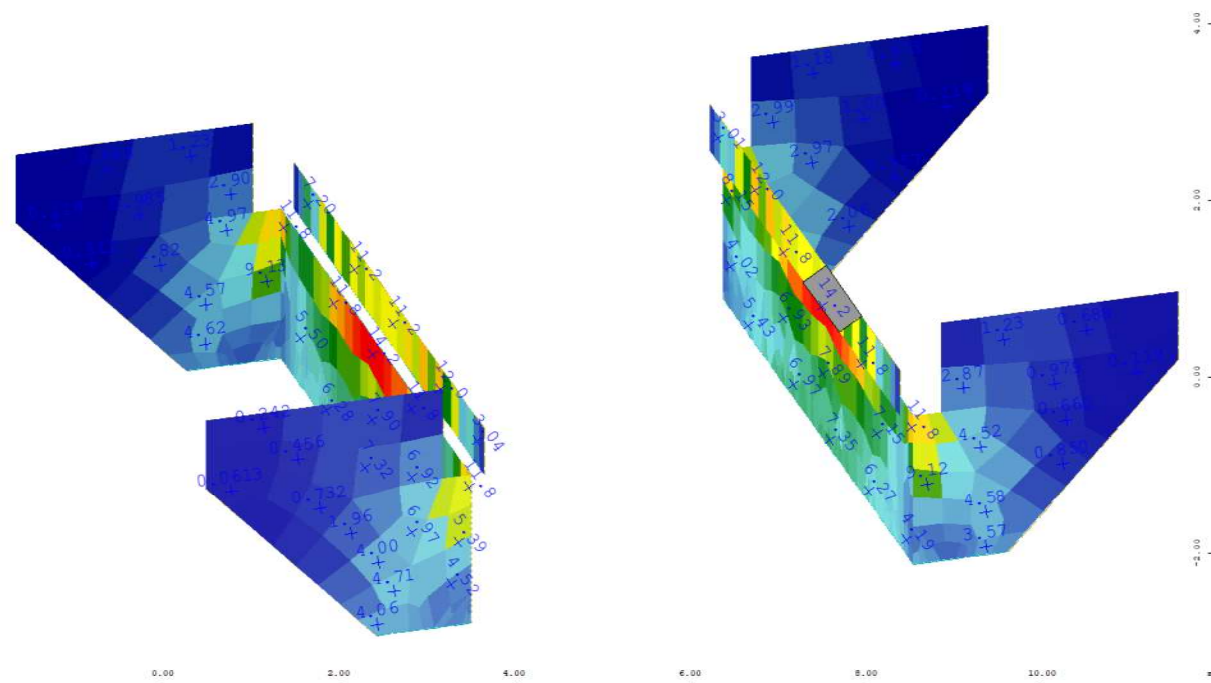
Rysunek 15: Zbrojenie górne płyty pomostu w cm^2/m

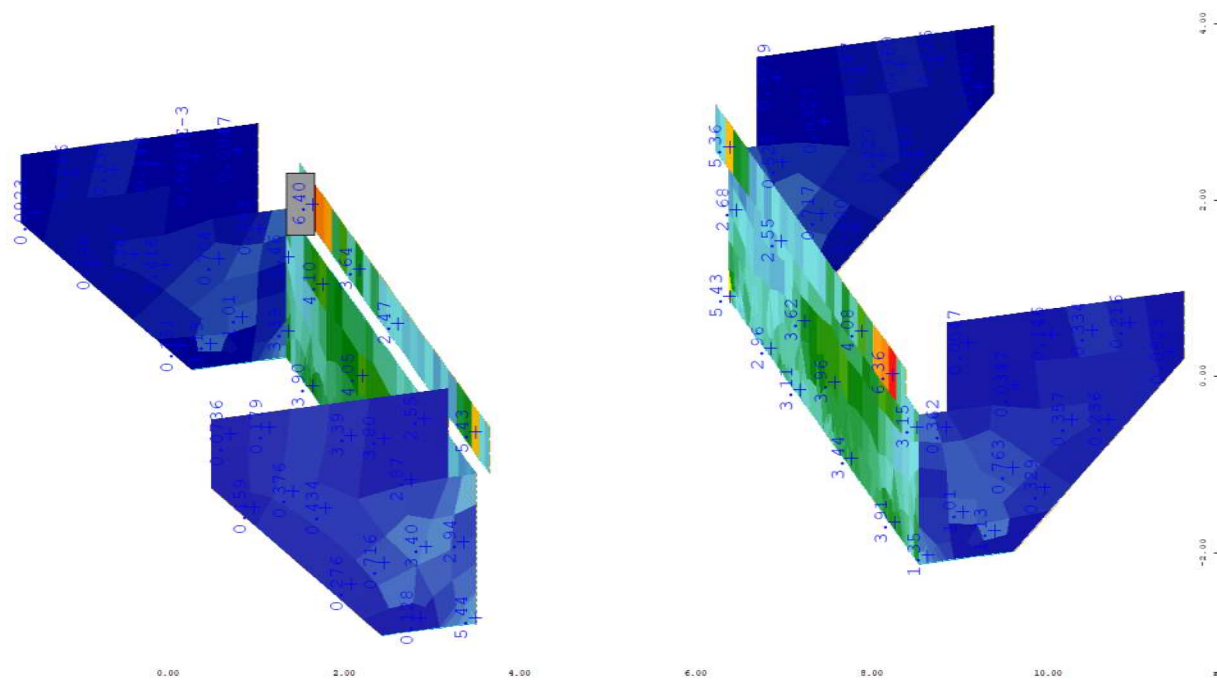


Rysunek 16: Zbrojenie na ścinanie płyty pomostu w cm^2/m^2

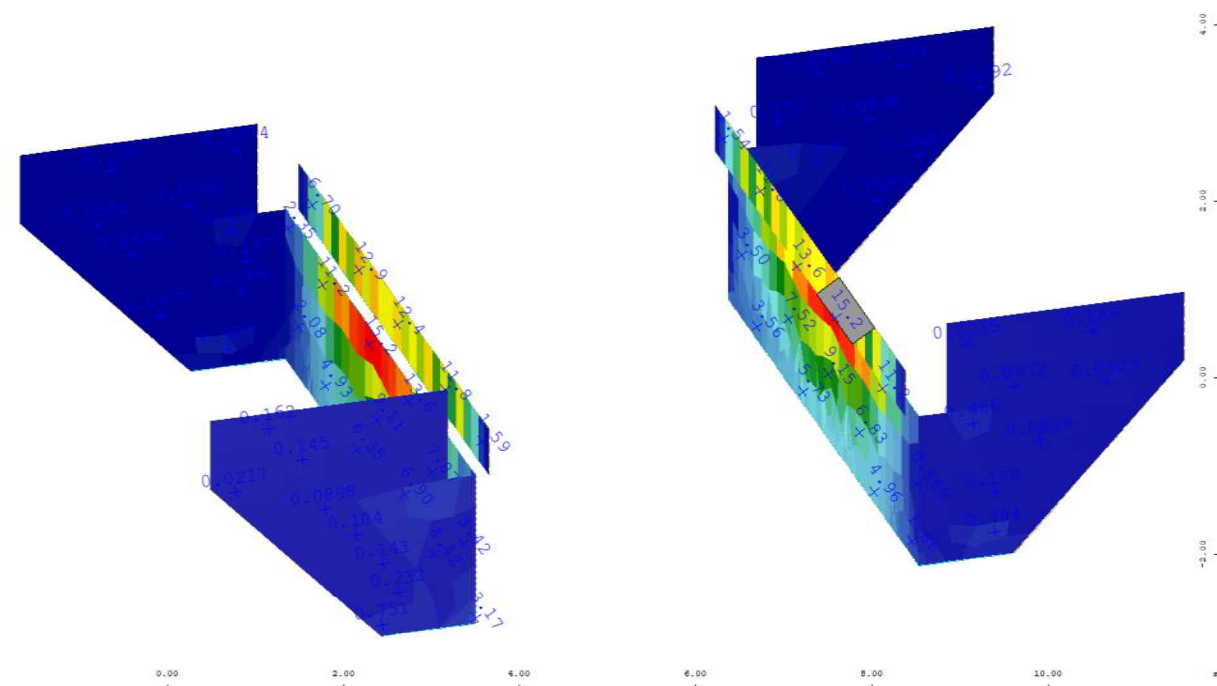
Zbrojenie na ścinanie zostanie zaprojektowane oddzielnie poprzez obliczenia ręczne.

2.1.2 Zbrojenie ścian przyczółka

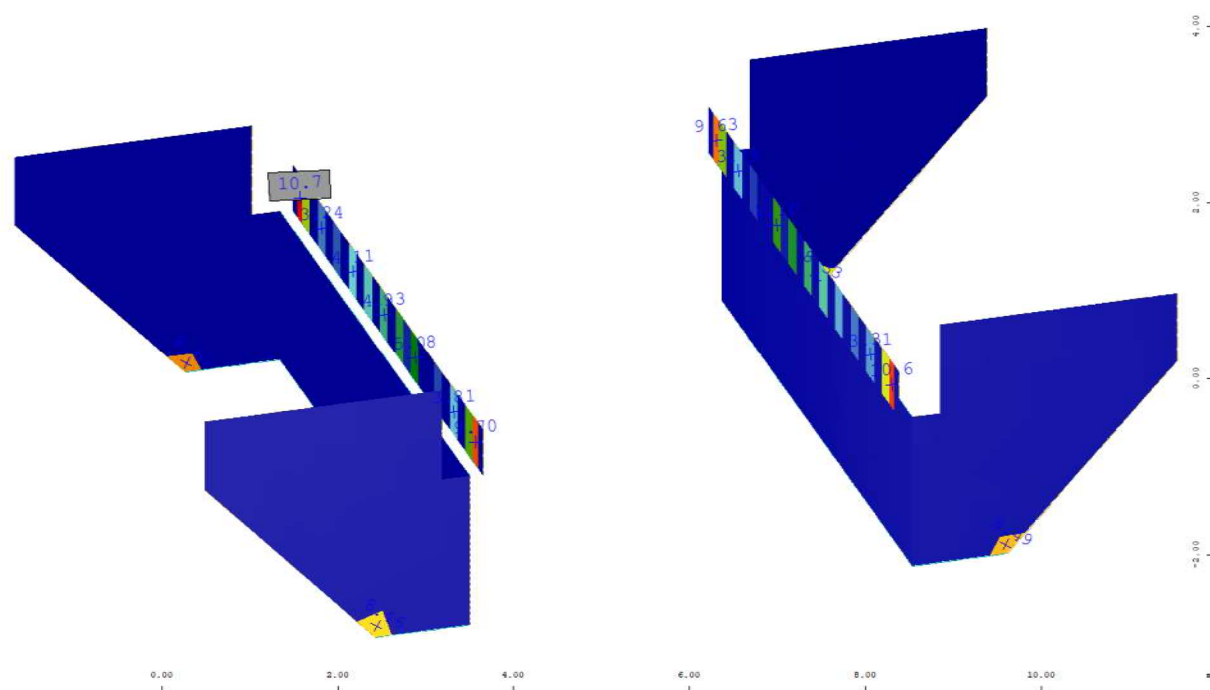
Rysunek 17: Zbrojenie pionowe ścian od strony skarpy w cm^2/m Rysunek 18: Zbrojenie poziome ścian od strony skarpy w cm^2/m



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

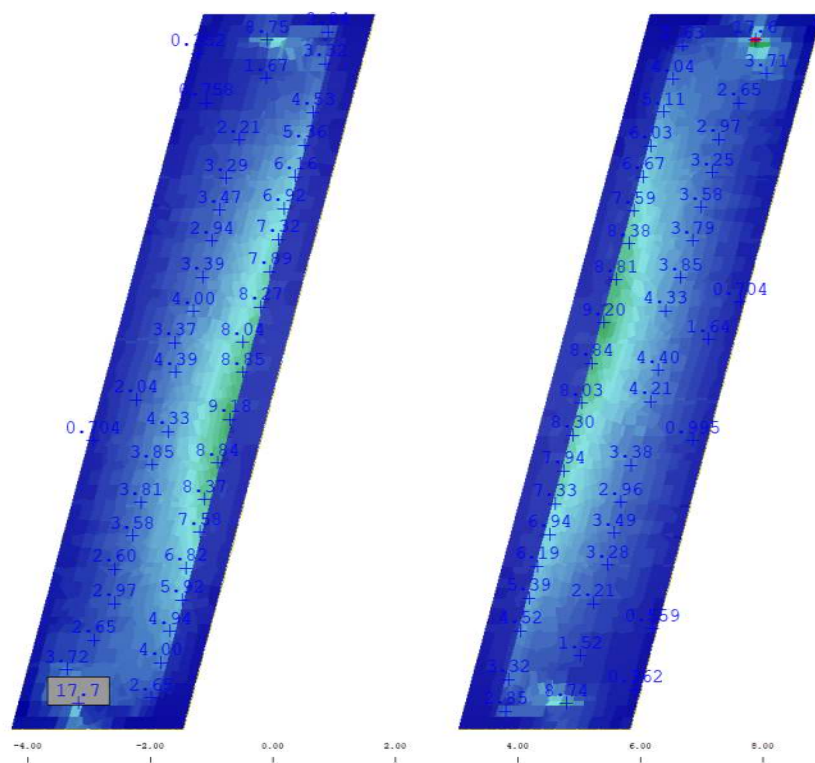


Rysunek 20: Zbrojenie poziome ścian od strony przęsła w cm^2/m

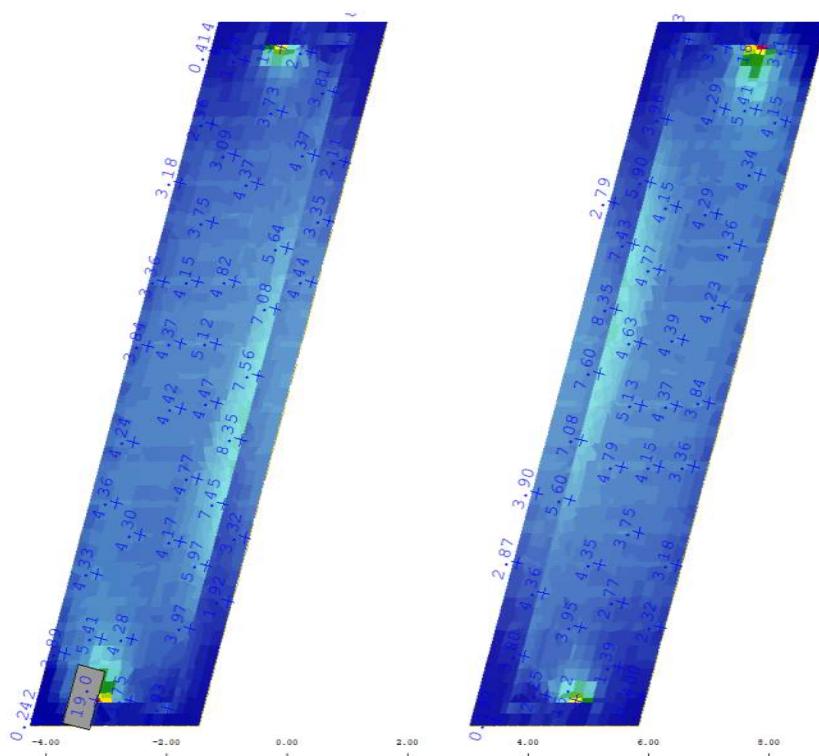


Rysunek 21: Zbrojenie ścian na ścinanie w cm^2/m^2

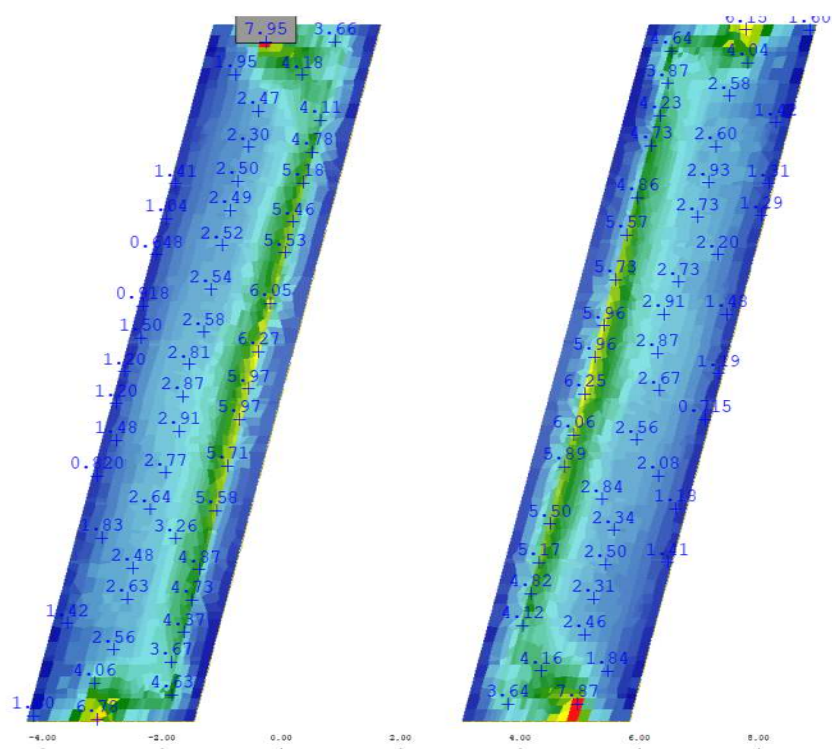
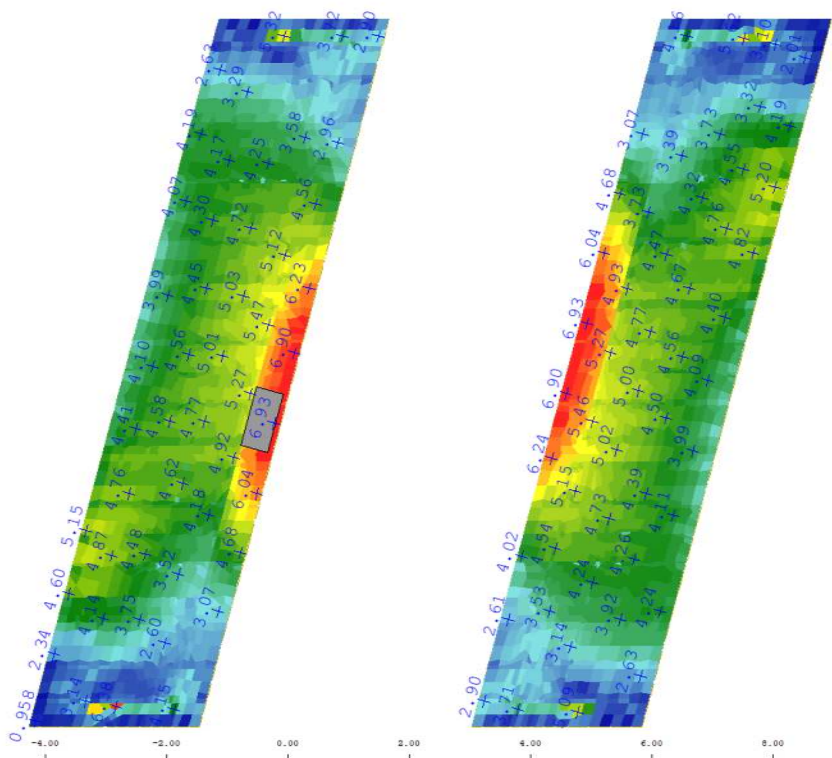
2.1.3 Zbrojenie ław

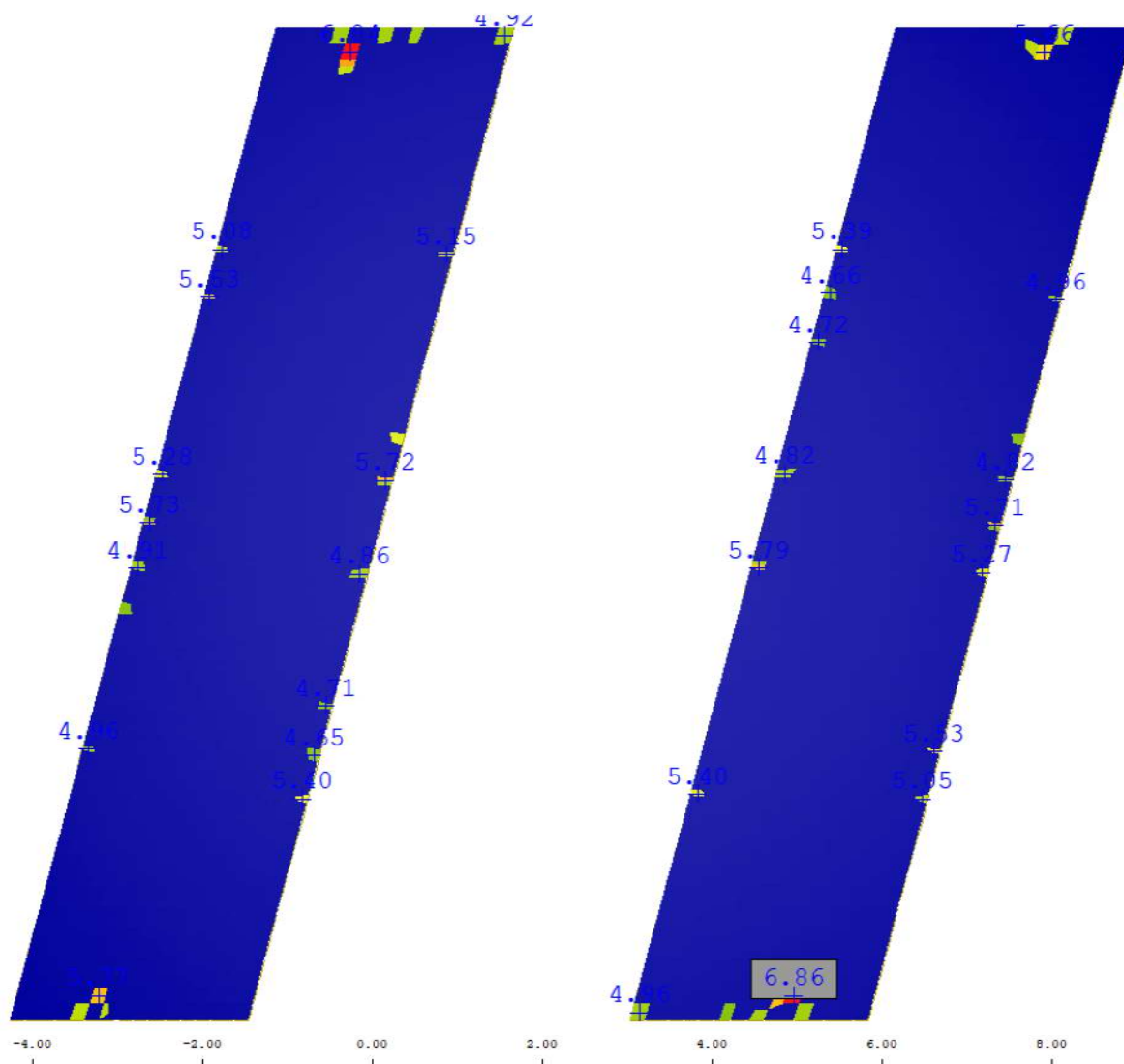


Rysunek 22: Zbrojenie górne ław w cm^2/m



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

Rysunek 24: Zbrojenie dolne ław w cm^2/m Rysunek 25: Zbrojenie dolne ław w cm^2/m



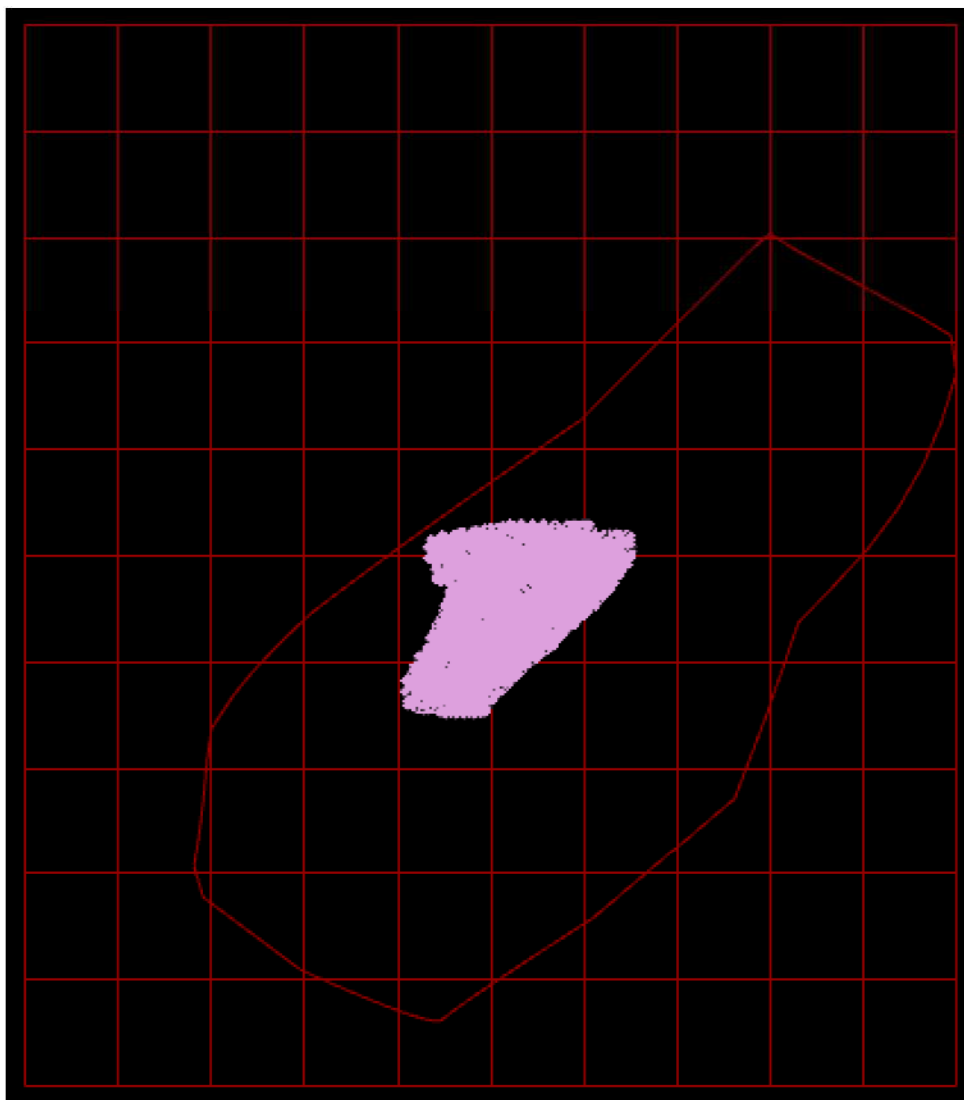
Rysunek 26: Zbrojenie ław na ścinanie w cm^2/m^2

2.2 Wymiarowanie belek sprężonych

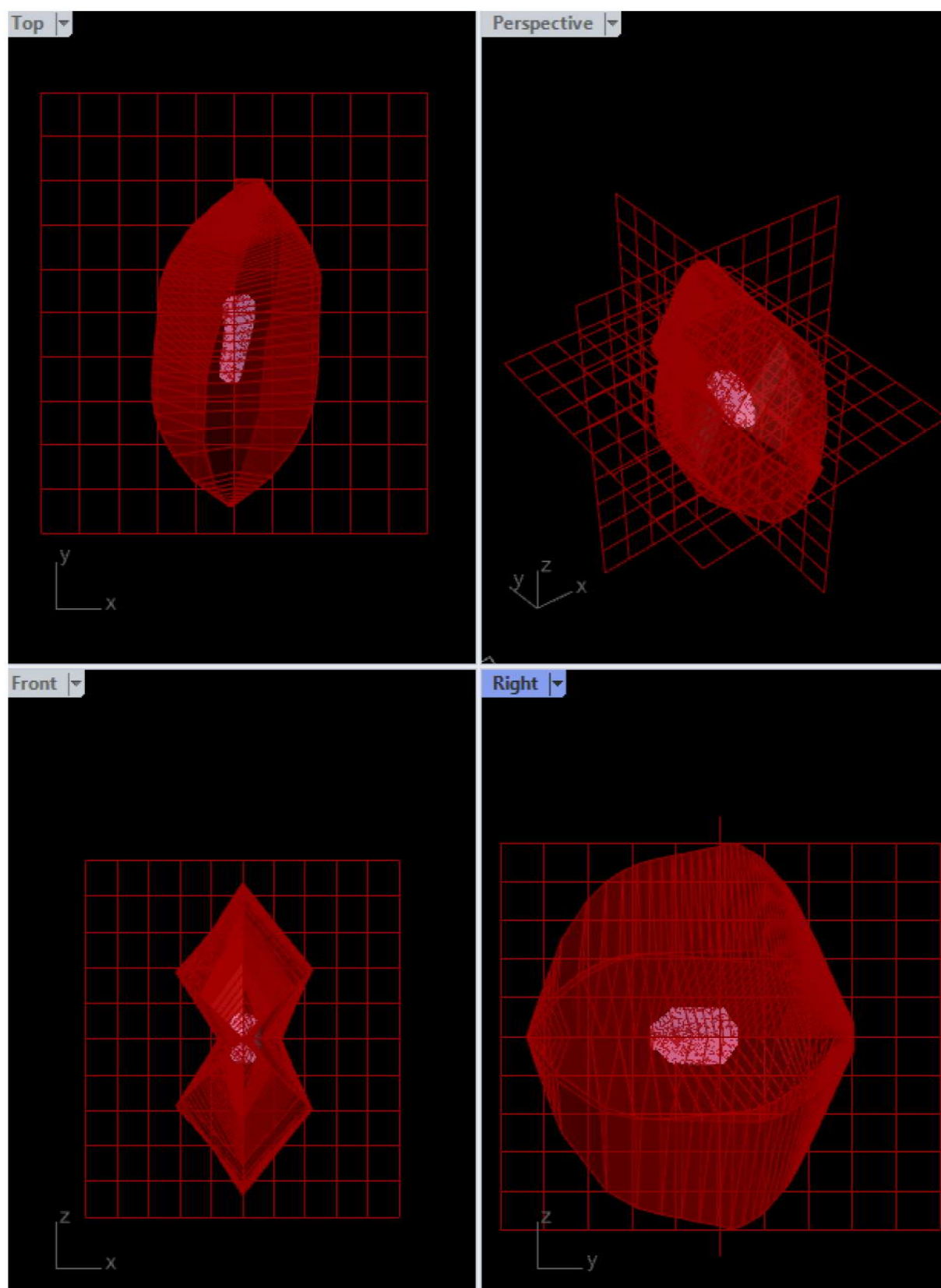
2.2.1 ULS - naprężenie normalne

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 prafabrykowaną 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.



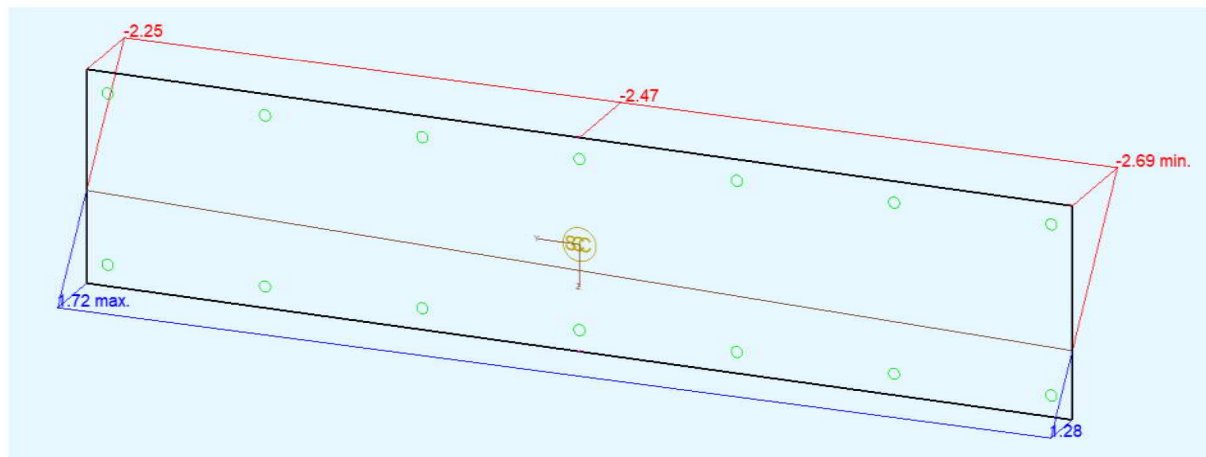
Rysunek 27: Krzywa interakcji zginania M_y (oś pozioma) z siłą osiową N_x (oś pionowa). Wszystkie punkty znajdują się wewnątrz krzywej interakcji



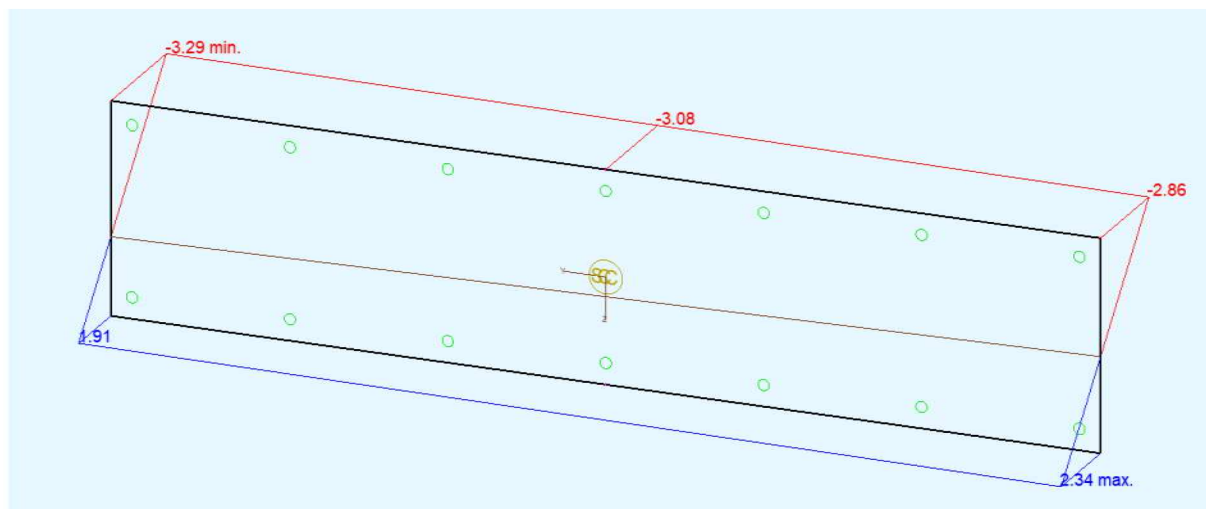
Rysunek 28: Krzywa interakcji zginania M_y (oś OX) z siłą osiową N_x (oś OY) oraz momentem zginającym M_z (oś OZ). Wszystkie punkty znajdują się wewnątrz powierzchni interakcji

2.2.2 SLS - napężenie normalne - zarysowanie

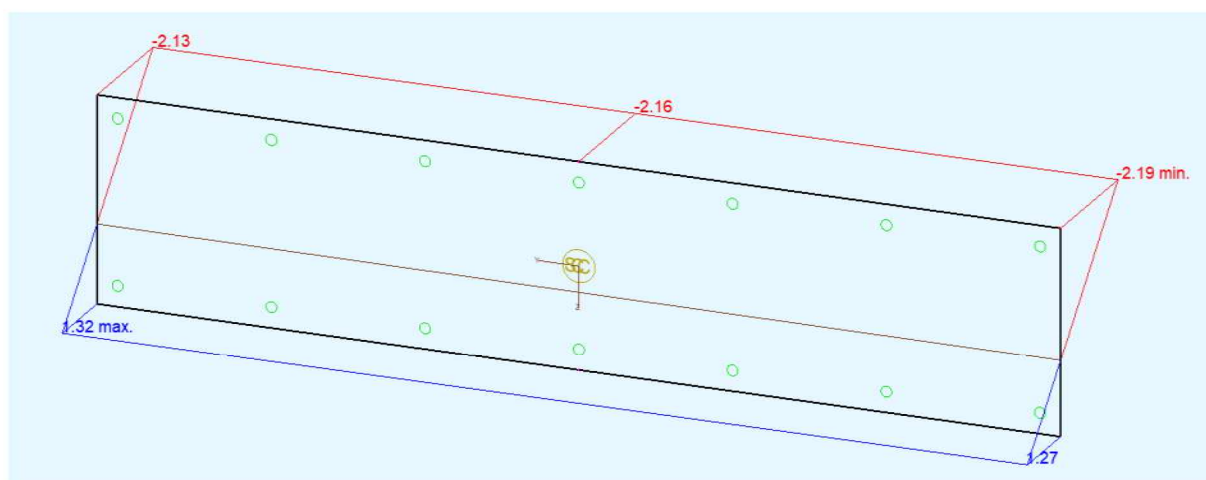
Odczytywano napężenia normalne o maksymalnej wartości (rozciągające) dla sytuacji trwałej oraz przejściowej. Jeżeli w pierwszym przypadku napężenia będą mniejsze od charakterystycznych naprężeń rozciągających, wówczas nie powstaną trwałe rysy, natomiast w drugim przypadku nie powstaną rysy krótkotrwałe. W drugim przypadku uwzględniono wpływ czasu na zmianę wytrzymałości betonu na rozciąganie. Wyniki przedstawiono na rys.29-31.



Rysunek 29: Maksymalne naprężenia w sytuacji krótkotrwałej po w chwili otwarcia mostu - max 1.72MPa



Rysunek 30: Maksymalne naprężenia w sytuacji krótkotrwałej po wszystkich stratach reologicznych - max 2.34MPa

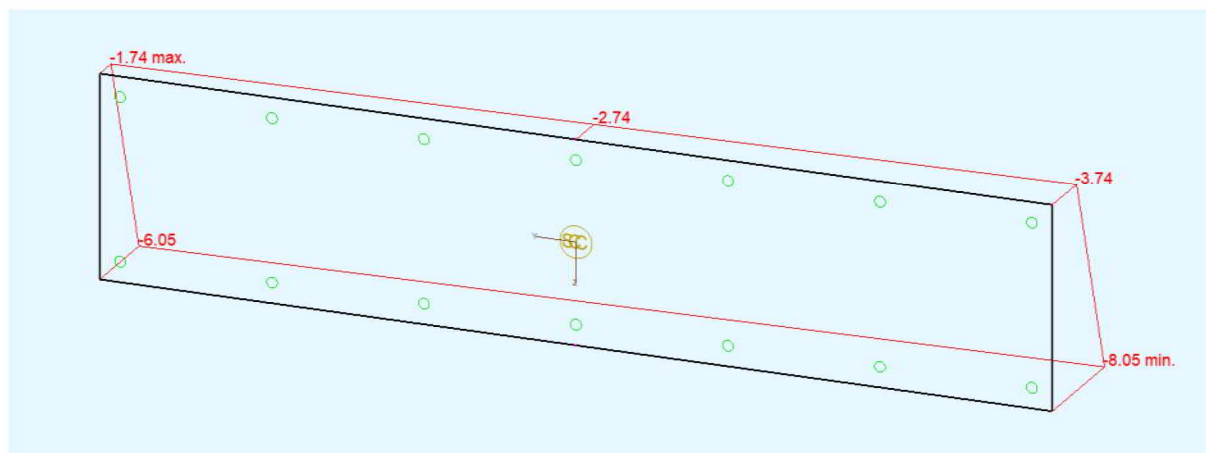


Rysunek 31: Maksymalne naprężenia w sytuacji długotrwałej - max 1.32MPa

		C35/45	
Charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie po 28 dniach	fck	35	MPa
Średnia wytrzymałość betonu na ściskanie po 28 dniach	fcm	43	MPa
	α_{cc}	0.85	
	γ_C	1.5	
Opo 28 dniach obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie po 28 dniach	fcd	19.8	MPa
Moduł Younga po 28 dniach	Ecm	34.1	GPa
Moment otwarcia mostu	t	7	dni
	α_{ct}	1	
Średnia, charakterystyczna wytrzymałość betonu na rozciąganie po 28 dniach	fctm	3.21	MPa
	s	0.2	
	$\beta_{cc}(t)$	0.819	
	α	1	
Średnia, charakterystyczna wytrzymałość betonu na rozciąganie po t dniach	fctm(t)	2.63	MPa
Średnia, obliczeniowa wytrzymałość betonu na rozciąganie po t dniach	fctd(t)	1.23	MPa

2.2.3 SLS - naprężenia normalne - ściskanie betonu

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



Rysunek 32: Maksymalne naprężenia ściskające w betonie. Zakłada minimalną wytrzymałość betonu w chwili otworzenia mostu to 27.2MPa (po siedmiu dniach)

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 wykorzystując naprężenia normalne i rozwarstwiające beton. Warunek ten jest niezbędny do spełnienia, aby zbrojenie na rozwarstwienie mogło pracować zgodnie z przyjętym w normie modelem.

Dotychczas obliczenia prowadzone były dla nadbetonu klasy C30/37 i betonu belki sprężonej C35/45. Ze względu na ścinanie należy zwiększyć klasę nadbetonu do C35/45 i betonu belki do C40/50. Wyniki obliczeń przedstawiono na rys.33-37.

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	0.13225	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}	0.000471239	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}	0.000402124	m ²
liczba splotów sprężających	$n_{15.5}$	8	
	$d_{15.5}$	15.5	mm
pole powierzchni 8 splotów o średnicy 15.5mm	$A_{s15.5}$	0.001509535	m ²
sumaryczne pole zbrojenia rozciąganego	A_{sl}	0.002382898	m ²
stopień zbrojenia rozciąganego	ρ_l	0.02	
całkowita wysokość przekroju	h	0.19	m
pole powierzchni przekroju	A	0.1691	m ²
	v_{min}	626	kPa
mimalna nośność przekroju na ścinanie bez siły osiowej	$VR_{d,c_re,min}$	73.7	kN
nośność przekroju na ścinanie zbrojenia bez siły osiowej	$VR_{d,c_re,c}$	121.7	kN
wypadkowa nośność przekroju na ścinanie zbrojenia bez siły osiowej	VR_{d,c_re}	121.7	kN
maksymalne wyężenie uwzględniające siłę osiową w przekroju	η	0.287	

Rysunek 33: Obliczenia nośności przekroju belki sprężonej na ścinanie w I fazie, przed stwardnieniem płyty pomostu

Ścinanie poprzeczne w II fazie

średnica strzemion	dsw	10	mm
liczba strzemion w przekroju	nsw	4	
pole powierzchni strzemion	Asw	0.000314159	m ²
rozstaw podłużny strzemion	s	0.1	m
ramię sił wewnętrznych (0.9d)	z	0.119	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	325.1	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	484.7	kN
wypadkowa nośność na ścinanie	VRd	325.1	kN
maksymalna siła tnąca po odjęciu siły z I fazy (35kN)	Ved,max	234.5	kN
wyężenie strzemion na ścinanie	η	0.721	

Rysunek 34: Obliczenia nośności przekroju zespolonego na ścinanie poprzeczne z uwzględnieniem strzemion

Ścinanie podłużne

rozstaw więzi kinetycznych w modelu	s_kine	0.177025	m
maksymalna siła podłużna w więzi kinetycznej	TEd,max	183	kN
siła rozwarstwiająca przy podporze	Ted/s	1034	kN/m
rozstaw strzemion nad podporą	sw	0.08	m
pole powierzchni strzemion w przekroju	Asw	0.000314159	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	0.785398163	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
wyężenie z uwagi na rozwarstwienie	η	0.965	

Rysunek 35: Obliczenia nośności przekroju zespolonego na ścinanie podłużne z uwagi na nadbeton

Ścinanie podłużne

rozstaw więzi kinetycznych w modelu	s_kine	0.177025	m
maksymalna siła podłużna w więzi kinetycznej	TEd,max	183	kN
siła rozwarstwiająca przy podporze	Ted/s	1034	kN/m
rozstaw strzemion nad podporą	sw	0.08	m
pole powierzchni strzemion w przekroju	Asw	0.000314159	m ²
	cot	1	
obliczeniowa granica plastyczności strzemion	fywd	434.8	MPa
	TRd,s	1707	kN/m
charakterystyczna wytrzymałość nadbetonu na ściskanie	fck	40	MPa
	acc	0.85	
	γC	1.5	
obliczeniowa wytrzymałość nadbetonu na ściskanie	fcd	22.7	MPa
	v	0.504	
	θf	0.785398163	rad
	sin	0.707	
	cos	0.707	
wysokość nadbetonu	hf	0.19	m
siła ściskająca krzyżulec betonowy na połączeniu	TRd,max	1087	kN/m
wypadkowa nośność połączenia na rozwarstwienie	TRd	1087	kN/m
wyłączenie z uwagi na rozwarstwienie	η	0.951	

Rysunek 36: Obliczenia nośności przekroju zespolonego na ścinanie podłużne z uwagi na beton belki

Rozwarstwienie podłużne

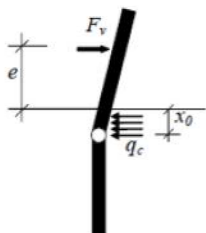
współczynnik zależny od szorstkości podłoża	c	0.4	
współczynnik zależny od szorstkości podłoża	μ	0.7	
kąt nachylenia strzemion do poziomu	α	90	deg
		1.571	rad
	v	0.516	
średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie	fctm	3.21	MPa
charakterystyczna wytrzymałość betonu na rozciąganie	fctk,0.05	2.25	MPa
obliczeniowa wytrzymałość betonu na rozciąganie	fctd	1.5	MPa
naprężenia normalne	σn	0	MPa
obliczeniowa granica plastyczności strzemion	fyd	434.8	MPa
pole powierzchni strzemion	As	0.000314159	m ²
pole powierzchni odniesienia	Ai	0.0712	m ²
stopień zbrojenia normalnego	ρ	0.004412349	
bez siły normalnej	vRdi	1942.6	kPa
siła rozwarstwiająca	Ned	-41.6	kN
naprężenia rozwarstwiające	σn	-0.584	MPa
z siłą normalną	vRdi	933.8	kPa
wypadkowa nośność na naprężenia styczne	vRdi	933.8	kPa
stosunek siły podłużnej nowego betonu do całego przekroju (konserwatywnie 1)	β	1	
maksymalna siła tnąca	Ved	234.5	kN
wysokość efektywna całego przekroju	d	0.34225	m
ramię sił wewnętrznych całego przekroju	z	0.308	m
szerokość odniesienia	bi	0.89	m
obliczeniowe naprężenia styczne, rozwarstwiające	vEdi	855	kPa
wyłączenie z uwagi na naprężenia rozwarstwiające	η	0.916	

Rysunek 37: Obliczenia nośności przekroju zespolonego na rozwarstwienie betonu

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#25 na każdą belkę (tak jak trzy pręty między belkami), natomiast dla belek skrajnych 4#32. Pręty te powinny zostać odpowiednio zakotwione zarówno w ścianach przęsła, jak i w płycie.

k	3
c0	1
e	5 mm
d	25 mm
fck	30 MPa
acc	0.85
yc	1.5
fcd	17 MPa
fyk	500 MPa
ys	1.15
fyd	435 MPa
γ	0.119
ce	0.888
FvR	48 kN
n	3
FvR	144 kN
Fed	135 kN
η	0.938



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

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

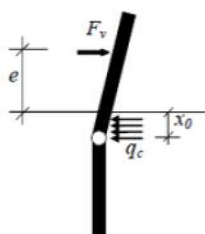
$$c_e = \sqrt{1 + (\gamma \cdot c_0)^2} - \gamma \cdot c_0$$

where

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

Rysunek 38: Obliczenia nośności prętów kotwiących na ścinanie dla belek środkowych

k	3
c0	1
e	5 mm
d	32 mm
fck	30 MPa
acc	0.85
yc	1.5
fcd	17 MPa
fyk	500 MPa
ys	1.15
fyd	435 MPa
γ	0.093
ce	0.911
FvR	80 kN
n	4
FvR	320 kN
Fed	250 kN
η	0.781



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

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 39: Obliczenia nośności prętów kotwiących na ścinanie dla belek skrajnych

2.3 Wymiarowanie oparcia płyty

a	0.4	m
aef	0.265	
H	0.53	m
b	0.4	m
bef	0.43725	
h	0.265	m
Fed	269.5	kN
Ted	20.2	kN
s	0.2	m
bw	0.89	m
nsw	4.45	
dsw	0.008	m
Asw	0.000223681	m ²
fywd	434.8	MPa
FRd	97.3	kN
η	0.208	

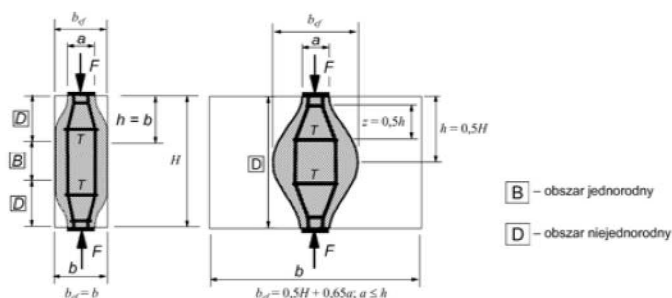
b	0.4	m
θ	30	deg
	0.523598776	rad
h	0.69	m
Ar	0.000223681	m ²
nh	2	
Arh	0.000447363	
fywd	434.8	MPa
FRd	194.5	kN
Ted	134.75	kN
η	0.693	

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

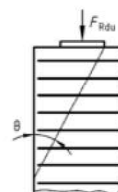
$$T = \frac{1}{4} \frac{b-a}{b} F \quad (6.58)$$

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

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



(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_t) zalecane jest obliczać zgodnie z wyrażeniem $A_t \cdot f_{yd} \geq F_{Rdu}/2$.

Rysunek 40: Obliczenia nośności cieńszej części przyczółka na siłę pionową

2.4 Zestawienie zbrojenia

Nazwa		Średnica [mm]	Rozstaw [mm]	Pole zbrojenia [cm ² /m]	
				Wymagane	Zapewnione
płyta	dolne podłużne	12	100	8.19	11.3
	dolne prostopadłe	12	100	7.5	11.3
	górne podłużne	12	100	6.46	11.3
	górne prostopadłe	12	100	10.4	11.3
przyczółek	pionowe od przęsła	16	100	6.40	20.1
	poziome od przęsła	16	100	15.2	20.1
	pionowe od nasypu	16	100	8.09	20.1
	poziome od nasypu	16	100	14.2	20.1
ława	dolne prostopadłe	12	100	7.95	11.3
	dolne podłużne	12	100	6.93	11.3
	górne prostopadłe	12	100	9.20	11.3
	górne podłużne	12 16	100	8.40 19.0	11.3 20.1

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. Założono redystrybucję sił wewnętrznych w jednym elemencie nad belkami skrajnymi.

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 16mm i rozstawie 100mm wykonać na całej powierzchni ściany.

Zbrojenie poziome od strony przęsła w ścianie przyczółka o średnicy 16mm i rozstawie 100mm wykonać na całej powierzchni ścian.

Zbrojenie pionowe od strony skarpy w ścianie przyczółka o średnicy 16mm i rozstawie 100mm wykonać na całej powierzchni ścian.

Zbrojenie poziome od strony skarpy w ścianie przyczółka o średnicy 16mm i rozstawie 100mm wykonać na całej powierzchni ścian.

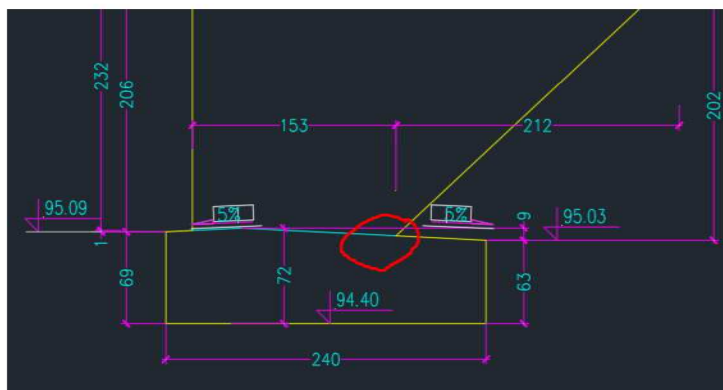
Zbrojenie na ścinanie poprzeczne w ścianie przyczółka wykonać w formie strzemion o rozstawie pionowe części strzemienia 35cm i średnicy 12mm, co stanowi zbrojenie minimalne na ścinanie. Strzemiona należy układać naprzemiennie. W przypadku przewężonej części ściany (pod pomostem) należy zastosować strzemiona z prętów o średnicy 10mm i rozstawie pionowe części strzemion 20cm. W przypadku skrzydeł należy wykonać strzemiona o średnicy 8mm i rozstawie oczka 20cm, co zapewnia minimalne zbrojenie na ścinanie.

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

Zbrojenie podłużne dolne ławy o średnicy 12mm i rozstawach 100mm wykonać na całej powierzchni ławy.

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. W miejscu zakończenia skrzydeł wykonać zbrojenie z prętów o średnicy 16mm i rozstawie 100mm w odległości 0.5m w każdą stronę od tego miejsca. Obszar ten zaznaczono poglądowo na rys.41.



Rysunek 41: Miejsce zakończenia skrzydeł

Zbrojenie na ścinanie poprzeczne w ławie fundamentowej wykonać na całej powierzchni ław w postaci strzemion o średnicy 10mm i rozmiarze oczka siatki 30cm, tak jak minimalne pole zbrojenia na ścinanie.