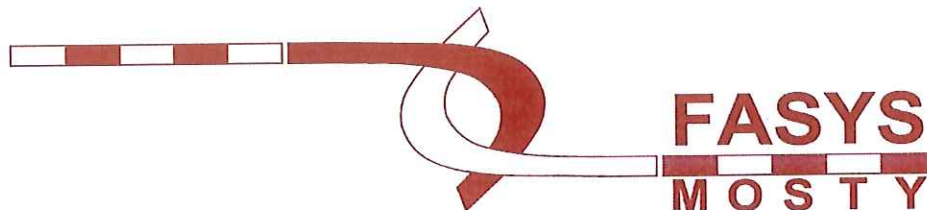


ZAŁĄCZNIKI



RAPORT Z OBLICZEŃ STATYCZNYCH; PRZĘŚŁA

dla zadania pn.:

„Przebudowa obiektu mostowego przez rzekę Giełczew w ciągu drogi powiatowej nr 2118L Biskupice - Fajstawice wraz z dojazdami w m. Biskupice gm. Trawniki”

Nr dokument.:	M173 – X2
Inwestor i zamawiający:	Powiat Świdnicki ul. Niepodległości 13, 21-047 Świdnik
Obiekt:	Most przez rz. Giełczew w km 0+452 w ciągu drogi powiatowej nr 2118L w m. Biskupice
Lokalizacja:	Województwo: lubelskie, Powiat: świdnicki, Gmina: Trawniki, Działki: 527, 2177, 2643 – obręb Biskupice
Branża:	MOSTOWA

ZESPÓŁ PROJEKTOWY

Opracowali:	Imię i nazwisko	Nr i zakres uprawnień	Podpis
Projektant branża inżynierska (główny projektant)	mgr inż. Adam Stempniewicz	97/DOŚ/07 do projektowania bez ograniczeń w specjalności mostowej	

Spis treści

1.1	ZAŁOŻENIA OGÓLNE DO OBLICZEŃ	4
1.2	ETAPOWANIE PRAC	5
1.2.1	Opis faz budowy	5
1.2.2	Wizualizacja etapowania robót	5
1.3	PODSTAWA OPRACOWANIA	7
1.4	MATERIAŁY	7
1.4.1	Materiały konstrukcyjne ustroju nośnego przęsła	7
1.4.2	Właściwości materiałów konstrukcyjnych.....	7
1.5	GEOMETRIA MODELU OBLICZENIOWEGO	8
1.5.1	Opis modelu obliczeniowego	8
1.5.2	Widok modelu stanu projektowanego	8
1.6	PRZEKROJE POPRZECZNE.....	11
1.6.1	Płyta pomostu	11
1.6.2	Belki stalowe z rozbiórki	11
1.6.3	Projektowane dźwigary stalowe	11
1.6.4	Szerokość efektywna płyty pomostu.....	12
1.7	ZAŁOŻONE PARAMETRY WYTRZYMAŁOŚCIOWE.....	13
1.7.1	Dźwigary zespolone.....	13
1.7.2	Płyta pomostu	13
1.7.3	Poprzecznice.....	14
1.8	OBCIĄŻENIA	15
1.8.1	Charakter obciążeń.....	15
1.8.2	Kombinacje obciążeń.....	15
1.8.3	Obciążenia stałe.....	16
1.8.4	Obciążenia klimatyczne	18
1.8.5	Obciążenia reologiczne.....	19
1.8.6	Obciążenia nierównomiernym osiadaniem podpór	20
1.9	DŹWIGARY ZESPOLONE	21
1.9.1	Założenia.....	21
1.9.2	Maksymalne naprężenia w kształtownikach stalowych.....	21
1.9.3	Ekstremalne siły wewnętrzne w dźwigarach zespolonych.....	25
1.10	POPRZECZNICE PODPOROWE.....	30
1.10.1	Ekstremalne siły wewnętrzne w poprzecznicach podporowych.....	30

1.11	ŁOŻYSKA.....	33
1.11.1	Wartości reakcji na łożyska	33
1.11.2	Wartości przesuwów	33
1.11.3	Wartości obrotów.....	34
1.12	UGIĘCIA PRZĘSŁA.....	35
1.12.1	Założenia.....	35
1.12.2	Widok ugięć.....	35
1.12.3	Wartości ugięć.....	35
1.12.4	Wartości liczbowe	36
1.12.5	Sprawdzenie warunku dopuszczalnego ugięcia	36
1.13	PODNIESIENIE WYKONAWCZE	37
1.13.1	Założenia.....	37
1.13.2	Widok podniesienia wykonawczego	37
1.13.3	Wartości podniesienia wykonawczego	38
1.13.4	Wartości liczbowe	39
1.13.5	Podsumowanie doboru podniesienia wykonawczego	39
1.14	PODSUMOWANIE I WNIOSKI Z ANALIZY	39

1.1 ZAŁOŻENIA OGÓLNE DO OBLICZEŃ

Analizę konstrukcji przeprowadzono z uwzględnieniem następujących założeń:

- Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe konstrukcji mostu wykonano na podstawie normy PN-85/S-10030, PN-91/S-10042 oraz pierwotnej dokumentacji projektowej obiektu.
- Sposób etapowania budowy konstrukcji przedstawiono w pkt. 1.2.
- Belki stalowe należy ustawiać na zgodnie z projektem technologicznym będącym oddzielnym opracowaniem.
- Opracowanie nie obejmuje zabezpieczenia obiektu w czasie montażu i betonowania. Należy wykonać odpowiednią analizę stateczności konstrukcji stalowej oraz sporządzić projekt technologiczny. Należy wykonać odpowiednią analizę stateczności belek z uwagi na konstrukcję zastosowanego deskowania podwieszonoego biorąc pod uwagę ewentualną siłę poprzeczną przyłożoną do pasów dolnych (wspornik).
- Przewidziano, że betonowanie płyty pomostu zostanie wykonane na deskowaniu ustawionym na belkach z rozbiórki obiektu IPN550. Założono rozstaw poprzeczny belek IPN550 równy 1,39 m, a belek DOKA H20 co 0,38 m.
- Po zabetonowaniu elementów stalowych przeszło jest traktowane jako belka ciągła dwuprzęsłowa.
- Zarysowanie płyty pomostu nad podporą zostało uwzględnione poprzez redukcję sztywności płyty pomostu oraz uwzględnienie sztywności zbrojenia.
- W obliczeniach założono zastosowanie łożysk elastomerowych o sztywnościach zgodnych z materiałami od dostawcy łożysk:
 - Podpory w osi nr 1:
 - $K_{xy}=1.58$ kN/mm (jedno łożysko jednokierunkowo-przesuwne),
 - $K_z=373,04$ kN/mm.
 - Podpora w osi nr 2:
 - $K_{xy}=2,25$ kN/mm (jedno łożysko jednokierunkowo-przesuwne),
 - $K_z=760,42$ kN/mm.
 - Podpora w osi nr 3:
 - $K_{xy}=1,35$ kN/mm,
 - $K_z=285,95$ kN/mm (łożyska przesuwne),
 - $K_z=357,44$ kN/mm (łożysko stałe).

1.2 ETAPOWANIE PRAC

1.2.1 Opis faz budowy

W celu optymalizacji czasu budowy obiektu, pracochłonności robót oraz zużycia materiału przewiduje się następującą technologię wykonania obiektu.

- Faza 0 – wykonanie fundamentów, podpór, ustawienie łożysk.
- Faza 1 – Przygotowanie konstrukcji deskowania na belkach z rozbiórki stanu istniejącego.
- Faza 2 – ustawienie belek stalowych na konstrukcji wsporczej.
- Faza 3 – betonowanie konstrukcji przęsła.
- Faza 4 – demontaż deskowania i podpór tymczasowych, obciążenie konstrukcji wyposażeniem.
- Faza 5 – eksploatacja obiektu; przyłożenie obciążeń użytkowych.

1.2.2 Wizualizacja etapowania robót

1.2.2.1 Faza 2

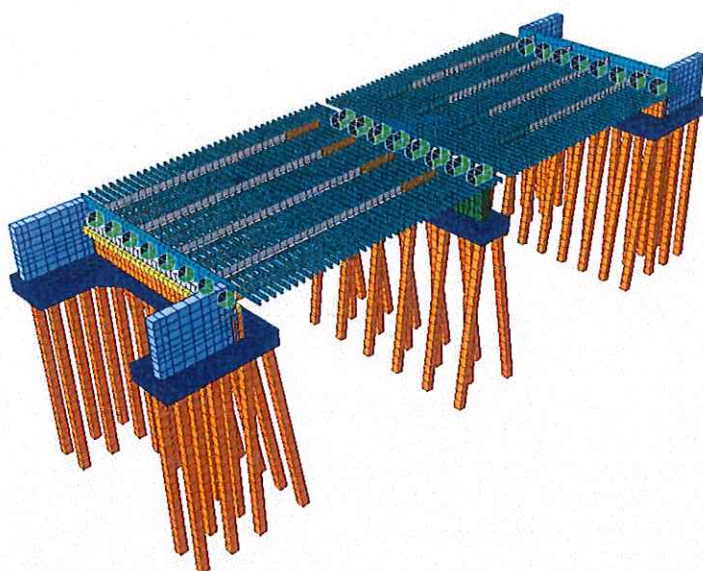


Figure 1 Stage 1

1.2.2.2 Faza 3

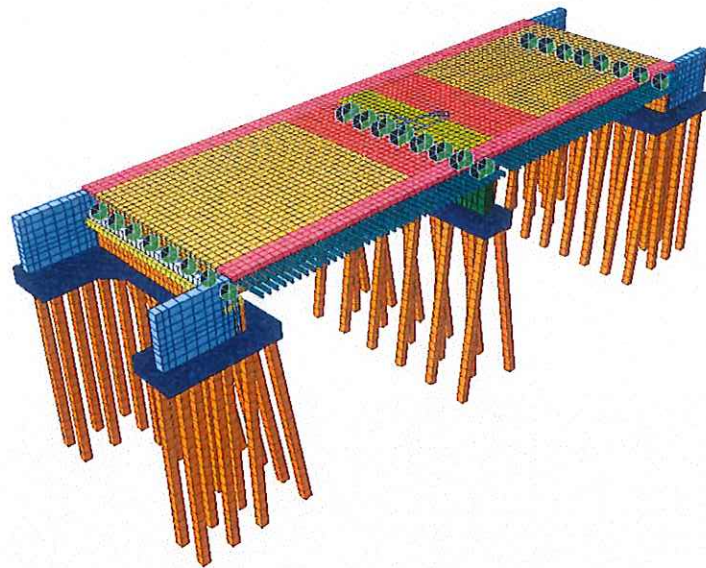


Figure 2 Stage 2

1.2.2.3 Faza 4-5

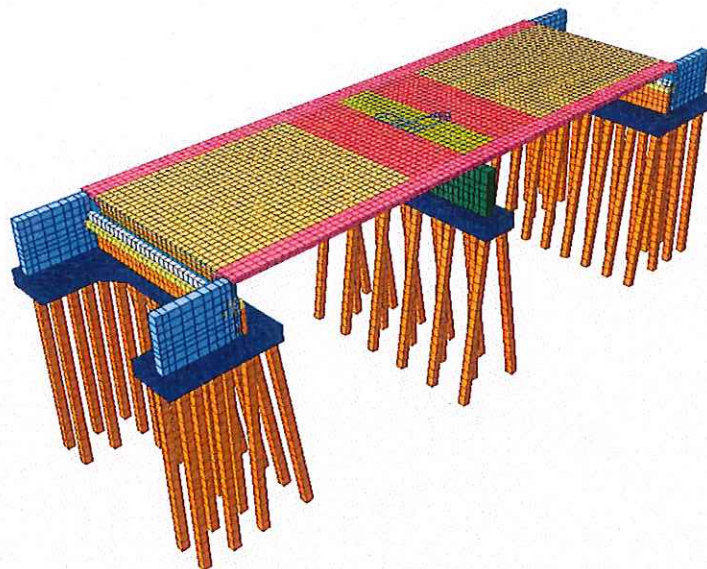


Figure 3 Stage 3

1.3 PODSTAWA OPRACOWANIA

Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe przeprowadzono w oparciu o następującą dokumentację:

- Pierwotny projekt wykonawczy.
dla przebudowy mostu przez rzekę Giełczew w ciągu drogi powiatowej nr 2118L Biskupice-Fajstawice w m. Biskupice wraz z dojazdami.
- PN-85/S-10030
Obiekty mostowe. Obciążenia,
- PN-91/S-10042
Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe o sprężone. Projektowanie.
- PN-82/S-10052
Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie.
- PN-90/B-03200
Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- Dziennik Ustaw Nr 63 z dnia 3 sierpnia 2000 r. „Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie”.

1.4 MATERIAŁY

1.4.1 *Materiały konstrukcyjne ustroju nośnego przęsła*

Założono następujące materiały konstrukcyjne ustroju nośnego przęsła

- Beton konstrukcji pomostu:
- Stal zbrojeniowa ustroju nośnego przęsła:
- Stal konstrukcyjna belek walcowanych:

**B35 (C30/37),
B500SP,
Arcorox S460.**

1.4.2 *Właściwości materiałów konstrukcyjnych*

Beton poprzecznic i płyty pomostu **B35 (C30/37)**:

- Wytrzymałość obliczeniowa:
- Moduł sprężystości:

**$R_{b1}=20,20$ MPa,
 $E_b=34,60$ GPa.**

Stal zbrojeniowa **B500SP (A-IIIN)**:

- Wytrzymałość obliczeniowa:
- Moduł sprężystości:
- Moduł sprężystości (w betonie):

**$R_e=375,00$ MPa,
 $E_a=200,00$ GPa,
 $E_{a,red}=162,20$ GPa.**

Stal konstrukcyjna **trudnordzewiejaca Arcorox S460**:

- Wytrzymałość obliczeniowa:
- Wytrzymałość obliczeniowa na ścinanie:
- Moduł sprężystości:

**$R=368,00$ MPa,
 $R_t=220,00$ MPa,
 $E_a=205,00$ GPa.**

1.5 GEOMETRIA MODELU OBLICZENIOWEGO

1.5.1 Opis modelu obliczeniowego

Schemat statyczny obiektu to dwuprzęsłowa belka ciągła.

Charakterystyka modelu:

- Rozpiętość teoretyczna: $L_t=15,25 + 15,25$ m,
- Całkowita szerokość płyty pomostu: $B_1=11,10$ m,
- Rozstaw dźwigarów głównych: $B_2=2,78$ m,
- Wysięg wsporników: $B_3=1,39$ m,
- Grubość płyty pomostu w strefie przęsłowej: $G_1=0,25$ m,
- Grubość płyty pomostu w strefie przejściowej: $G_2=0,57$ m,
- Długość stref przejściowych: $L_1=3,50$ m,
- Grubość płyty pomostu w strefie podporowej: $G_3=0,71$ m,
- Długość strefy podporowej: $L_2=2,30$ m,
- Kąt ukosu konstrukcji: $\alpha=90^\circ$,
- Rozstaw poprzeczny belek staroużytecznych $7 \times 1,39$ m,
- Rozstaw dźwigarów deskowania DOKA H20 $0,38$ m.

1.5.2 Widok modelu stanu projektowanego



Figure 4 Widok z boku

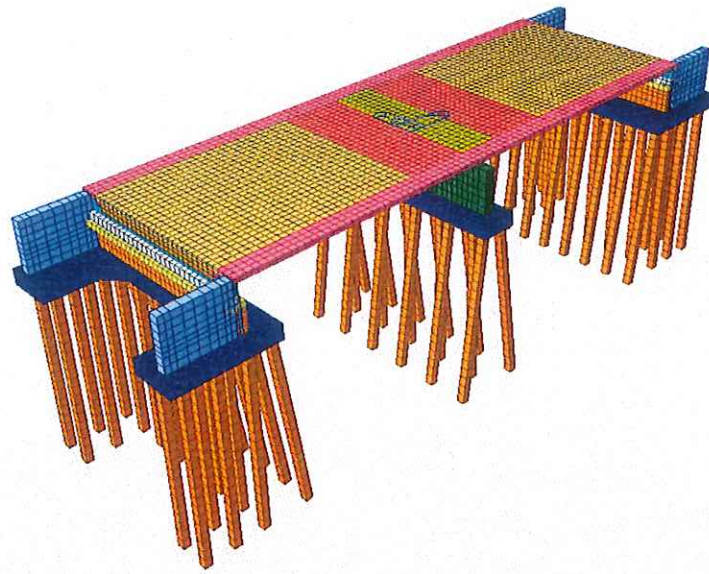


Figure 5 Widok ogólny

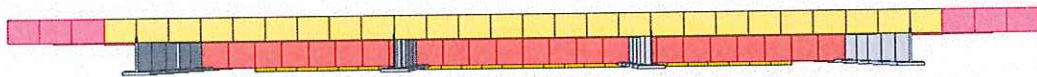


Figure 6 Przekrój poprzeczny przęsła

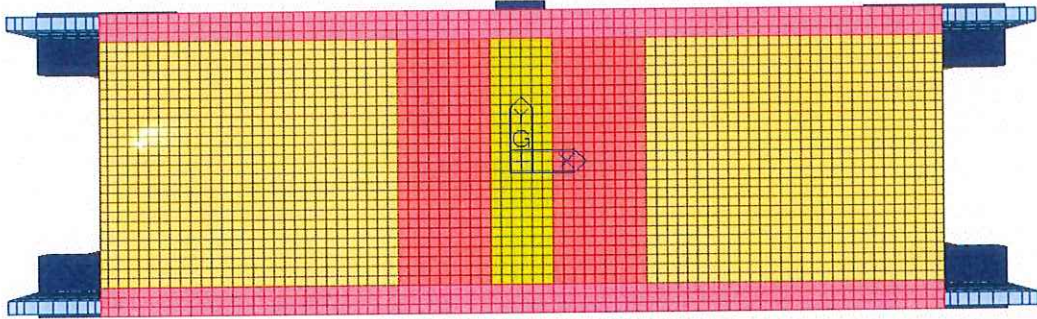


Figure 7 Widok z góry

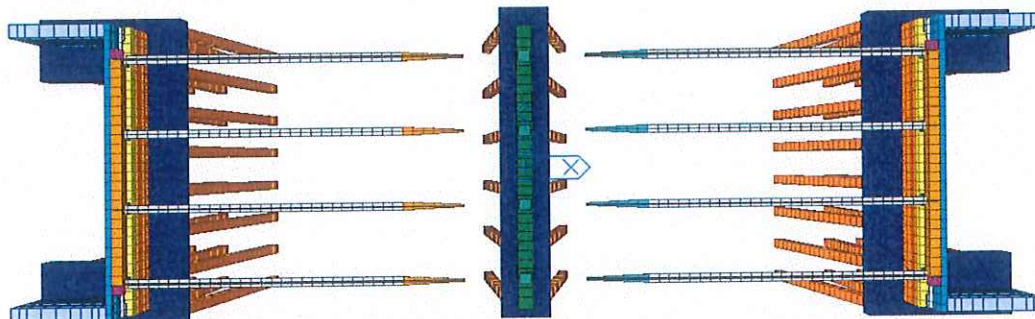


Figure 8 Rzutowe przekroje rusztu

1.6 PRZEKROJE POPRZECZNE

1.6.1 Płyta pomostu

Przewidziano płytę pomostu o zmiennej grubości kształtującej spadek i minimalnej grubości **0,25 m**. Na odcinku zakotwienia belki stalowej płyta zmienia swoją grubość do **0,57 m**. W strefie podporowej na odcinku **2,20 m** od osi podpory pośredniej zastosowano zwiększenie grubości płyty do **0,71 m**.

1.6.2 Belki stalowe z rozbiórki

Założono podparcie konstrukcji na czas betonowania na belkach IPN550.

1.6.3 Projektowane dźwigary stalowe

Do obliczeń przyjęto elementy wykonane w wyniku przecięcia kształtowników HEB900.

Tabela 1 4 : HEB900/2

$A(\text{cm}^2)$	$A_{sy}(\text{cm}^2)$	$A_{sz}(\text{cm}^2)$	$z(+)(\text{cm})$	$z(-)(\text{cm})$
172.5	87.5	74.0	30.4	9.6
$I_{xx}(\text{cm}^4)$	$I_{yy}(\text{cm}^4)$	$I_{zz}(\text{cm}^4)$	$y(+)(\text{cm})$	$y(-)(\text{cm})$
509.5	24042.4	7894.3	15.0	15.0

1.6.4 Szerokość efektywna płyty pomostu

Szerokość efektywną płyty pomostu wyznaczono zgodnie z pkt. 6.5.3 PN-91/S-10042.

PN-91/S-10042 pkt. 6.5.3

GEOMETRIA

Rozpiętość przęsła skrajnego	l_1	15.25 m
Rozpiętość przęsła środkowego	l_2	15.25 m
Szerokość środka	b_0	0 cm
Wysięg wspornika płyty	b_1	139 cm
Półowa szerokości pola skrajnego płyty	b_2	139 cm
Półowa szerokości pola wewnętrznego płyty	b_3	139 cm
Minimalna grubość płyty pomostu	t	25 cm
Całkowita wysokość przekroju	h	70 cm

PRZĘŚŁO SKRAJNE

Długość miarodajna	$l_{0,1}$	12.20	m
Stosunek grubości płyty do wysokości przekroju	t/h	0.36	-
Stosunek grubości środka do rozpiętości	$b_0/l_{0,1}$	0.00	-
Stosunek wysięgu wspornika do rozpiętości	$b_1/l_{0,1}$	0.11	-
Stosunek szerokości pola skrajnego płyty do rozpiętości	$b_2/l_{0,1}$	0.11	-
Stosunek szerokości pola wewnętrznego płyty do rozpiętości	$b_3/l_{0,1}$	0.11	-
Współczynnik szerokości współpracującej wspornika	$\lambda_{1,0-1}$	1.00	-
Współczynnik szerokości pola skrajnego płyty	$\lambda_{2,0-1}$	1.00	-
Współczynnik szerokości pola wewnętrznego płyty	$\lambda_{3,0-1}$	1.00	-
Szerokość współpracująca wspornika	$b_{m1,0-1}$	139	cm
Szerokość współpracująca pola skrajnego płyty	$b_{m2,0-1}$	139	cm
Szerokość współpracująca pola wewnętrznego płyty	$b_{m3,0-1}$	139	cm

PODPORA POŚREDNIA

Współczynnik szerokości współpracującej wspornika	$\lambda_{1,1}$	0.60	-
Współczynnik szerokości pola skrajnego płyty	$\lambda_{2,1}$	0.60	-
Współczynnik szerokości pola wewnętrznego płyty	$\lambda_{3,1}$	0.60	-
Szerokość współpracująca wspornika	$b_{m1,1}$	83	cm
Szerokość współpracująca pola skrajnego płyty	$b_{m2,1}$	83	cm
Szerokość współpracująca pola wewnętrznego płyty	$b_{m3,1}$	83	cm

Przęsło skrajne

$$b_{eff,1,0-1} = b_{eff,2,0-1} = b_{eff,3,0-1} = 139 \text{ cm} + 139 \text{ cm} = 278 \text{ cm}$$

Podpora pośrednia

$$b_{eff,1,1} = b_{eff,2,1} = b_{eff,3,1} = 83 \text{ cm} + 83 \text{ cm} = 166 \text{ cm}$$

W przypadku podpory pośredniej szerokość współpracująca nie znajduje zastosowania ponieważ w tych przekrojach grubość płyty została zwiększona do maksymalnej wartości na całej szerokości przekroju, a efekty lokalne zostały uwzględnione poprzez analizę płyty podpartej punktowo.

1.7 ZAŁOŻONE PARAMETRY WYTRZYMAŁOŚCIOWE

1.7.1 Dźwigary zespolone

- Kształtowniki stalowe: połowa kształtownika HEB900
- Zbrojenie podłużne w górnej strefie płyty należy układać od wewnątrz (zbrojenie poprzeczne płyty pomostu jest po stronie zewnętrznej).
- Zbrojenie podłużne w strefie dolnej płyty należy układać od zewnątrz płyty pomostu z uwagi na współpracę prętów poprzecznych z zespoleniem.

1.7.2 Płyta pomostu

Zbrojenie poprzeczne płyty pomostu

- Strefy przęsłowe (0,00-10,50;20,00-30,50) (250 mm)
 - Zbrojenie górne:
 - Warstwa 1: #16 co 125 mm,
 - Zbrojenie dolne:
 - Warstwa 1: #16 co 125 mm.
- Strefy podporowe (10,50-14,50;16,00-20,00) (580 mm)
 - Zbrojenie górne:
 - Warstwa 1: #16 co 100 mm,
 - Warstwa 2: #16 co 125 mm (15 szt.).
 - Zbrojenie dolne:
 - Warstwa 1: #20 co 125 mm.
- Strefy podporowe (14,50-16,00)
 - Zbrojenie górne:
 - Warstwa 1: #16 co 80 mm,
 - Warstwa 2: #16 co 125 mm (15 szt.).
 - Zbrojenie dolne:
 - Warstwa 1: #20 co 125 mm.

Zbrojenie podłużne płyty pomostu

- Strefy przęsłowe (0,00-10,00;20,50-30,50) (250 mm)
 - Zbrojenie górne:
 - Warstwa 1: #16 co 100 mm,
 - Zbrojenie dolne:
 - Warstwa 1: #16 co 100 mm.
- Strefy pośrednie (10,00-11,50;19,00-20,50)
 - Zbrojenie górne:
 - Warstwa 1: #32 co 200 mm + #16 co 200 mm,
 - Zbrojenie dolne:
 - Warstwa 1: #16 co 100 mm (zbrojenie strefy przejściowej).
- Strefy pośrednie (12,00-13,00;17,50-18,50)
 - Zbrojenie górne:
 - Warstwa 1: #32 co 100 mm,
 - Zbrojenie dolne:
 - Warstwa 1: #16 co 100 mm.

- Strefy podporowe (13,00-17,50)
 - Zbrojenie górne:
 - Warstwa 1: #32 co 100 mm,
 - Warstwa 2: #25 co 160mm.
 - Zbrojenie dolne:
 - Warstwa 1: #16 co 100 mm.

Zbrojenie na ścinanie płyty pomostu w strefach podporowych i przejściowych

- Strefy podporowe wokół łożysk podpory pośredniej (710 mm) (x=2,30 m y=1,40 m)
 - Strzemiona **dwucięte #12 w rozstawie**
 - podłużnym **125 mm,**
 - poprzecznym **430 mm.**
- Strefy pomiędzy strefami podporowymi (710 mm) (x=2,30 m y=1,40 m)
 - Strzemiona **dwucięte #12 w rozstawie**
 - podłużnym **250 mm,**
 - poprzecznym **600 mm.**
- Strefy w obrysie dźwigarów stalowych (580 mm) (x=3,40 m y=0,70 m)
 - Strzemiona **dwucięte #12 w rozstawie**
 - podłużnym **100 mm,**
 - poprzecznym **350 mm.**
- Strefy w obrysie dźwigarów stalowych (580 mm) (x=3,40 m y=2,10 m)
 - Strzemiona **dwucięte #12 w rozstawie**
 - podłużnym **200 mm,**
 - poprzecznym **730 mm.**

1.7.3 Poprzecznice

- Zbrojenie podłużne
 - Zbrojenie górne:
 - Warstwa 1: #16 co 100 mm,
 - Warstwa 2: 4#16,
 - Zbrojenie dolne:
 - Warstwa 1: 5 x #20,
- Zbrojenie na ścinanie
 - Strzemiona **#12 czterocięte co 120 mm.**

1.8 OBCIĄŻENIA

1.8.1 Charakter obciążeń

Na konstrukcję działają następujące obciążenia:

- obciążenie ciężarem własnym konstrukcji,
- obciążenie użytkowe – tabor samochodowy,
- obciążenia klimatyczne,
- reologia betonu,
- obciążenie nierównomiernym osiadaniem podpór.

1.8.2 Kombinacje obciążeń

Kombinacje obciążeń ustalono w oparciu o **PN-85/S-10030** uwzględniając poszczególne układy obciążeń do wyznaczenia sił wewnętrznych w ustroju nośnym przęśła. Poniżej przedstawiono założone układy obciążeń.

Układ podstawowy obciążenia

Układ obciążenia obejmuje działanie następujących obciążeń:

- ciężar własny konstrukcji,
- ciężar wyposażenia,
- obciążenie użytkowe – tabor samochodowy klasa B,
- obciążenie użytkowe – pojazd K klasa B,
- obciążenie taborem pieszym,
- hamowanie taboru samochodowego*,
- obciążenie parciem wiatru działającym na konstrukcję*,
- obciążenie parciem wiatru działającym na tabor samochodowy*,
- obciążenie zmianami temperatury*,
- obciążenie nierównomiernym osiadaniem podpór,
- skurcz betonu i pęczanie betonu.

* Zgodnie z pkt. 1.4.1 lit. d. PN-85/S-10030.

Układ dodatkowy obciążenia

Układ obciążenia obejmuje działanie następujących obciążeń:

- ciężar własny konstrukcji,
- ciężar wyposażenia,
- obciążenie użytkowe – tabor samochodowy klasa B,
- obciążenie użytkowe – pojazd K klasa B,
- obciążenie taborem pieszym,
- hamowanie taboru samochodowego,
- obciążenie parciem wiatru działającym na konstrukcję,
- obciążenie parciem wiatru działającym na tabor samochodowy,
- obciążenie zmianami temperatury,
- obciążenie nierównomiernym osiadaniem podpór,
- skurcz betonu i pęczanie betonu.

Układ wyjątkowy obciążenia

Układ obciążenia obejmuje działanie następujących obciążeń:

- ciężar własny konstrukcji,
- ciężar wyposażenia,
- obciążenie wyjątkowe – pojazd S na wsporniku chodnikowym
- obciążenie zmianami temperatury,
- obciążenie nierównomiernym osiadaniem podpór,
- skurcz betonu i pęczanie betonu.

1.8.3 Obciążenia stałe

1.8.3.1 Ciężar własny

Obciążenie ciężarem własnym płyty pomostu:

Ciężar płyty pomostu został przyłożony do deskowania w czasie budowy

Ciężar płyty mokrej płyty pomostu przyłożony do deskowania

$t_{DW,i}$	b	γ	$g_{DW,i}$	γ_{max}	$g_{DW,i,max}$	γ_{min}	$g_{DW,i,min}$
m	m	kN/m ³	kN/m	-	kN/m	-	kN/m
0.25			2.67		3.20		2.88
0.35	0.38	28.00	3.74	1.20	4.48	0.90	4.04
0.58			6.23		7.48		6.73
0.73			7.78		9.34		8.40

*Wartość przyjmowana w do wymiarowania konstrukcji. W przypadku obliczeń podniesienia wykonawczego belek przyjęto wartość 26 kN/m².

Obciążenie suchym betonem

Ciężar suchej płyty pomostu przyłożone bezpośrednio do pomostu

$t_{DW,i}$	γ	$g_{DW,i}$	γ_{max}	$g_{DW,i,max}$	γ_{min}	$g_{DW,i,min}$
m	kN/m ³	kN/m ²	-	kN/m ²	-	kN/m ²
0.25		7.00		8.40		7.56
0.35	28.00	9.80	1.20	11.76	0.90	10.58
0.58		16.35		19.62		17.66
0.73		20.41		24.49		22.04

Obciążenie ciężarem deskowania:

Deskowanie konstrukcji przęsta i sposób jego podparcia zamodelowano w programie obliczeniowym zgodnie z fazami jego wykonania. Przyjęto ciężar sklejki na poziomie 9,7 kg/m².

1.8.3.2 Ciężar wyposażenia

Ciężar elementów wyposażenia obiektu oraz materiałów niekonstrukcyjnych

tj. balustrady, nawierzchnia jezdni itp. Zostały zamodelowane zgodnie z PN-85/S-10030:

Obciążenie powierzchniowe							
Źródło obciążenia	t_i	γ	$q_{att,i}$	γ_{max}	$q_{att,i,max}$	γ_{min}	$q_{att,i,min}$
-	m	kN/m ³	kN/m ²	-	kN/m ²	-	kN/m ²
Ciężar izolacji	0.010	14.0	0.14		0.21		0.13
Ciężar kap chodnikowych	0.240	27.0	6.48	1.50	9.72	0.90	5.83
Ciężar nawierzchni jezdni	0.100	23.0	2.30		3.45		2.07

Obciążenie liniowe					
Źródło obciążenia	$Q_{eq,i}$	γ_{max}	$Q_{att,i,max}$	γ_{min}	$Q_{att,i,min}$
-	kN/m	-	kN/m	-	kN/m
Ciężar krawężników	1.30		1.95		1.17
Ciężar barieroporęczy	1.30	1.50	1.95	0.90	1.17
Ciężar desek gzymsowych	0.60		0.90		0.54
Ciężar kolektorów	1.00		1.50		0.90

1.8.3.3 Obciążenia użytkowe

1.8.3.4 Ciężar taboru samochodowego

Konstrukcję obciążono taborem samochodowym klasy B zgodnie z pkt. 6.3.1 PN-85/S-10030 przyjmując obciążenie równomiernie rozłożone o wartości:

$$q^{ts} = 3,00 \frac{kN}{m^2}$$

1.8.3.5 Ciężar pojazdu K

Konstrukcję obciążono pojazdem K klasy B przyjmując jego model zgodnie z pkt. 6.3.1 PN-85/S-10030. Na tej podstawie przyjęto nacisk na pojedyncze koło pojazdu K o wartości:

$$P^K = 75,00 kN$$

1.8.3.6 Współczynnik dynamiczny

Wyznaczając siły wewnętrzne w poszczególnych elementach wartość obciążenia pojazdem K zwiększono o współczynnik dynamiczny wyznaczony zgodnie ze wzorem:

$$\varphi = 1,35 - 0,005 \cdot \frac{L_{t1} + L_{t2}}{2}$$
$$\varphi = 1,35 - 0,005 \cdot \frac{15,25 + 15,25}{2} = 1,274 < 1,325 = \varphi_{max}$$

1.8.3.7 Ciężar pojazdu S

Konstrukcję obciążono pojazdem S klasy B przyjmując jego model zgodnie z pkt. 6.3.1 PN-85/S-10030. Na tej podstawie przyjęto nacisk na pojedyncze koła pojazdu S o wartości:

$$P^{S1} = 30,00 kN$$

$$P^{S2} = 60,00 kN$$

$$P^{S3} = 60,00 kN$$

1.8.3.8 Obciążenie taborem pieszym

W analizie konstrukcji przęśla przyjęto obciążenie tłumem pieszych jako obciążenie równomiernie rozłożone o wartości:

$$q^{tp1} = 2,50 \frac{kN}{m^2}$$

W analizie konstrukcji wspornika będącego konstrukcją nośną chodnika przyjęto obciążenie tłumem pieszych jako obciążenie równomiernie rozłożone o wartości:

$$q^{tp2} = 4,00 \frac{kN}{m^2}$$

1.8.3.9 Obciążenie przyspieszaniem i hamowaniem taboru samochodowego

Zgodnie z PN-85/S-10030 obciążenie w postaci 10% obciążenia q oraz 20% obciążenia pojazdu „K” lub 30% obciążenia pojazdem „K”. W związku z powyższym wypadkowa siły hamowania taboru na przęstach wynosi:

$$Q^H = \max(0,1 \cdot 600; 0,1 \cdot 3,00 \cdot 7,0 \cdot (15,50 + 15,50)) + 0,2 \cdot 600 = 184,05 kN$$

Do konstrukcji przyłożono obciążenie równomiernie rozłożone na całej szerokości jezdni o wartości:

$$q^H = \frac{184,05}{7,0 \cdot (15,50 + 15,50)} = 0,86 \frac{kN}{m^2}$$

1.8.4 Obciążenia klimatyczne

1.8.4.1 Obciążenie zmianami temperatury

Rozpatruje się ochłodzenie i ogrzanie konstrukcji zgodnie z PN-85/S-10030. Za wyjściowa wartość temperatury przyjęto $T_0=10^\circ C$.

Współczynniki rozszerzalności temperaturowej:

- beton: 0,000010 1/K,
- stal: 0,000012 1/K.

Rozpatrzono ogrzanie i oziębienie konstrukcji

Dla elementów żelbetowych:

- temperatura maksymalna: $30^\circ C$,
- temperatura minimalna: $-15^\circ C$.

Dla elementów stalowych:

- temperatura maksymalna: $55^\circ C$,
- temperatura minimalna: $-25^\circ C$.

Oprócz tego założono możliwość gradientu temperatury pomiędzy górną i dolną powierzchnią dźwigara na poziomie $15^\circ C$.

1.8.4.2 Obciążenie parciem wiatru

Do elementów konstrukcji oraz taboru samochodowego przyłożono parcie wiatru o wartości $1,25 kN/m^2$

1.8.5 Obciążenia reologiczne

1.8.5.1 Skurcz betonu

Wpływ skurczu betonu uwzględniono zgodnie z PN91/S-10042 poprzez przyłożenie do płyty pomostu obciążenia dostosowanego obciążenia temperaturą.

Tablica 4. Wartości odkształceń skurczu betonu zwykłego, ϵ_{s0}

Wiek betonu w chwili obciążenia dni	Grubość zastępcza, e_m , mm			
	150	600	150	600
	Wilgotność względna, %			
	50		80	
7	0.43	0.31	0.26	0.21
28	0.32	0.30	0.23	0.21
90	0.19	0.28	0.16	0.20

Przyjęto:

- wilgotność względna: **80%**,
- grubość zastępcza: **244 mm**,
- wiek w chwili obciążenia: **7 dni** (założono, że tyle czasu beton będzie pielęgnowany),
- stopień zbrojenia: **1,61%**.

Na podstawie powyższego wyznaczono wartość skurczu betonu na poziomie 0,20 ‰. Co odpowiada ochłodzeniu płyty pomostu o **20°C**.

$$\epsilon_s = 0,20\text{‰}$$

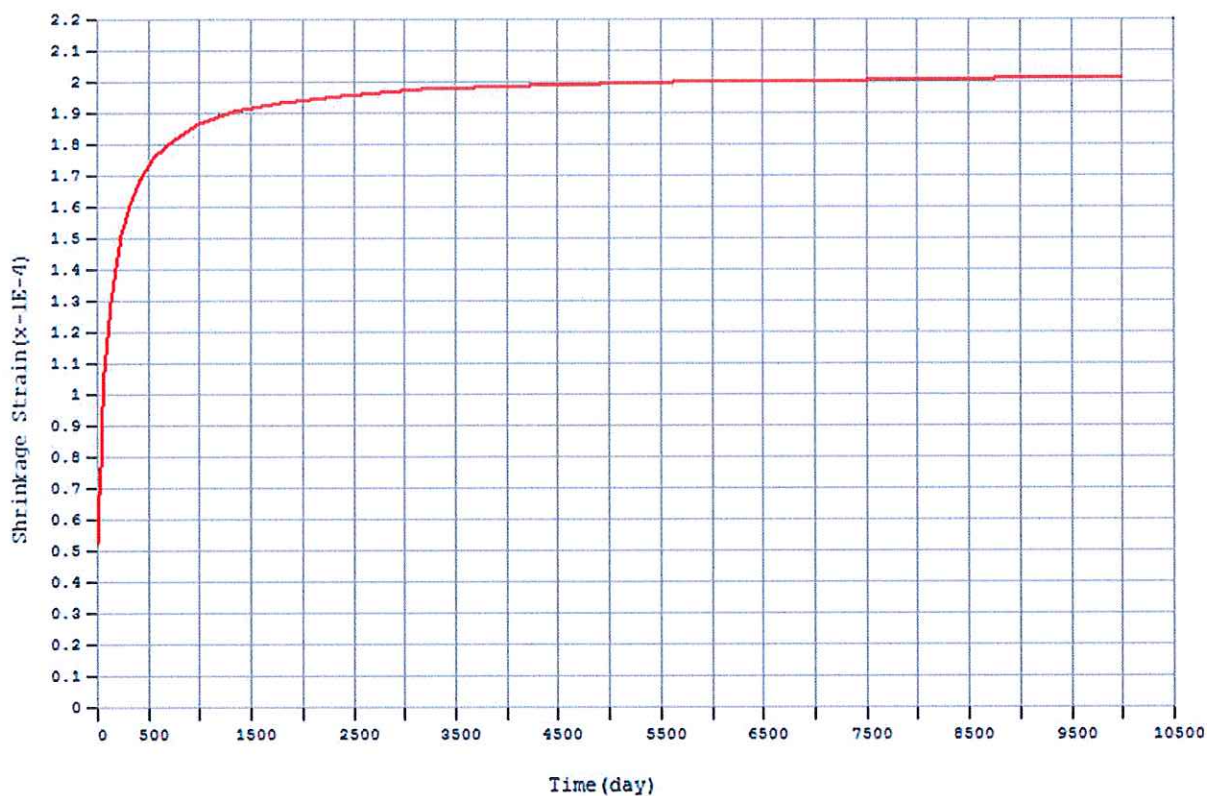


Figure 9 Odkształcenia skurczowe

1.8.5.2 Pełzanie betonu

Wpływ pełzania betonu na konstrukcję uwzględniono poprzez zaimplementowanie w modelu obliczeniowym redukcji sztywności betonu.

Tablica 5. Wartości współczynników pełzania betonu zwykłego, φ_p

Wiek betonu w chwili obciążenia dni	Grubość zastępcza, e_m , mm			
	150	600	150	600
	Wilgotność względna, %			
	50		80	
7	3.20	2.50	2.10	1.90
28	2.50	2.00	1.70	1.50
90	2.10	1.60	1.40	1.20

Przyjęto:

- wilgotność względna: **80%**,
- grubość zastępcza: **200 mm**,
- wiek w chwili obciążenia: **90 dni** (założono, że w tym momencie obiekt zostanie obciążony).

Na tej podstawie ustalono wartość współczynnika pełzania dla betonu zgodnie PN91/S-10042 na poziomie

$$\varphi_p = 1,36$$

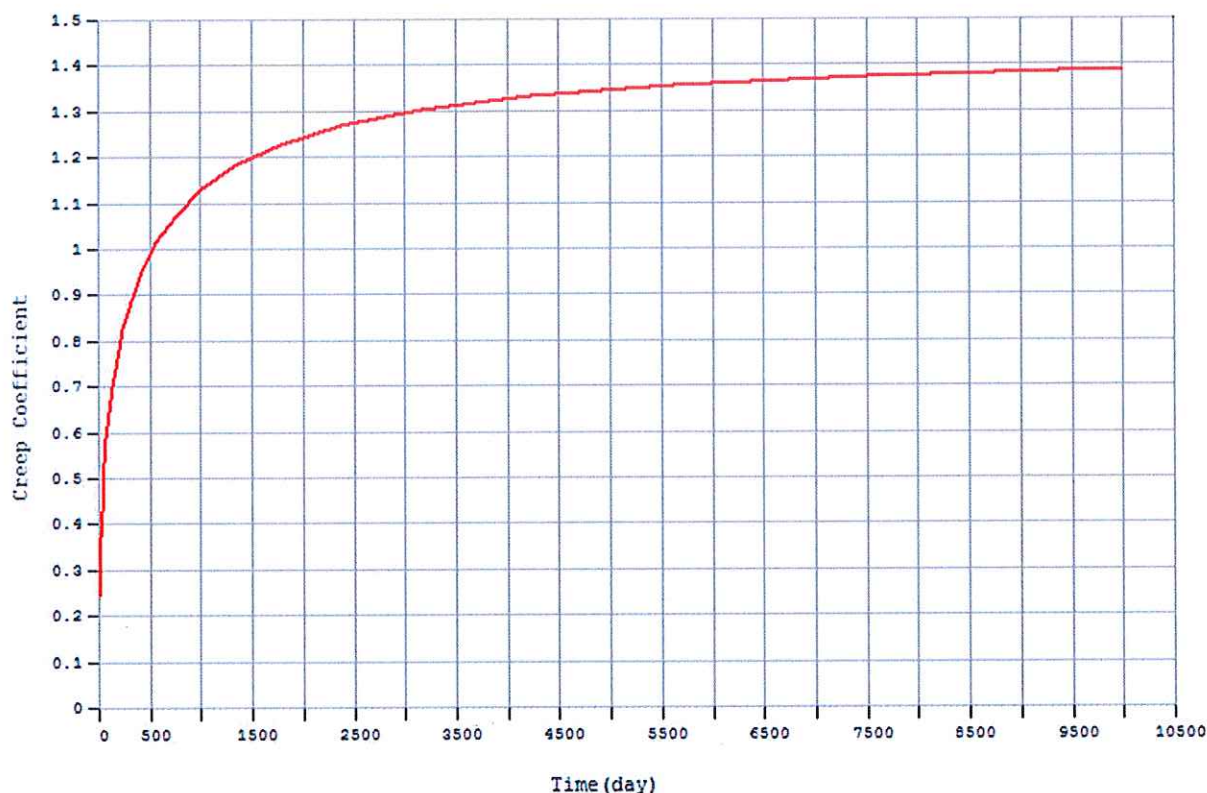


Figure 10 Współczynnik pełzania

1.8.6 Obciążenia nierównomiernym osiadaniem podpór

Założono możliwość osiadania każdej z podpór niezależnie o 0,01 m oraz uwzględniono wszystkie możliwe kombinacje osiadania podpór.

1.9 DŹWIGARY ZESPOLONE

1.9.1 Założenia

Założenia:

- Będąc po stronie bezpiecznej minimalne naprężenia w płycie betonowej zostaną sprawdzone bez uwzględnienia historii obciążenia dźwigarów przed zespoleniem.
- Będąc po stronie bezpiecznej naprężenia maksymalne w stali konstrukcyjnej zostaną sprawdzone z uwzględnieniem historii obciążenia konstrukcji przed zespoleniem.
- W analizie przyjmuje się sprężysty rozkład naprężeń w przekroju.
- Będąc po stronie bezpiecznej wykonano analizę konstrukcji z uwzględnieniem sztywności elementów w stanie zarysowanym i niezarysowanym.

1.9.2 Maksymalne naprężenia w kształtownikach stalowych

Poniżej przedstawiono maksymalne naprężenia w kształtownikach stalowych z uwzględnieniem historii obciążenia.

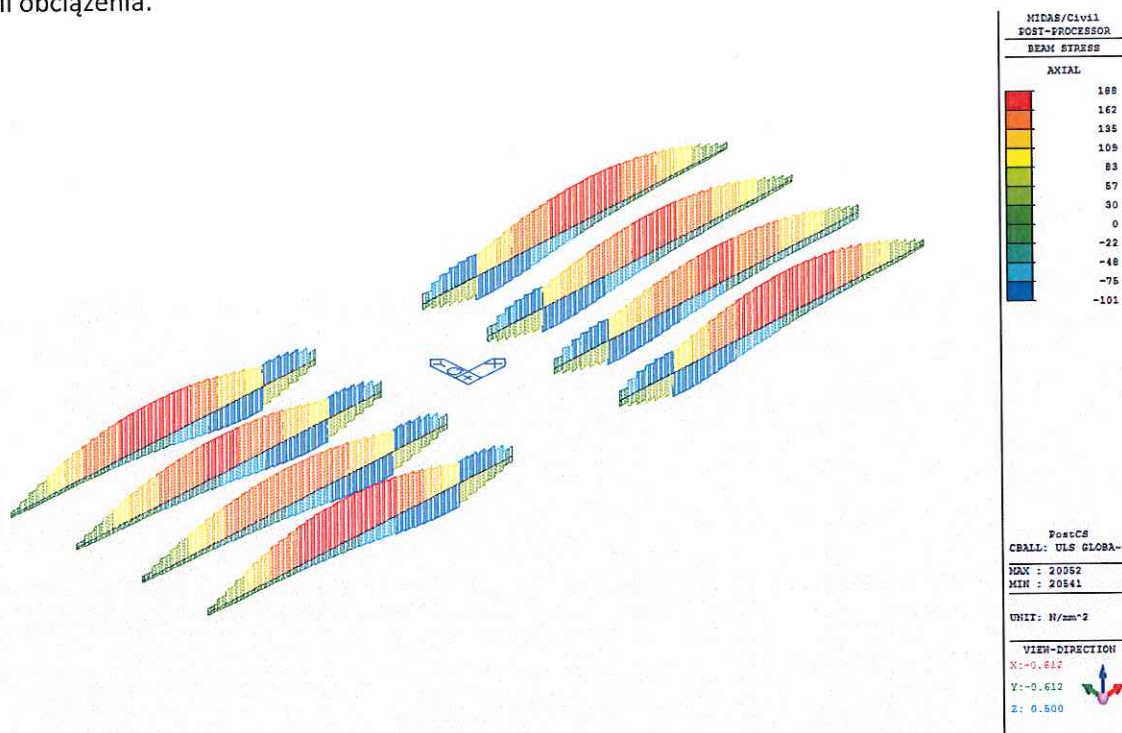
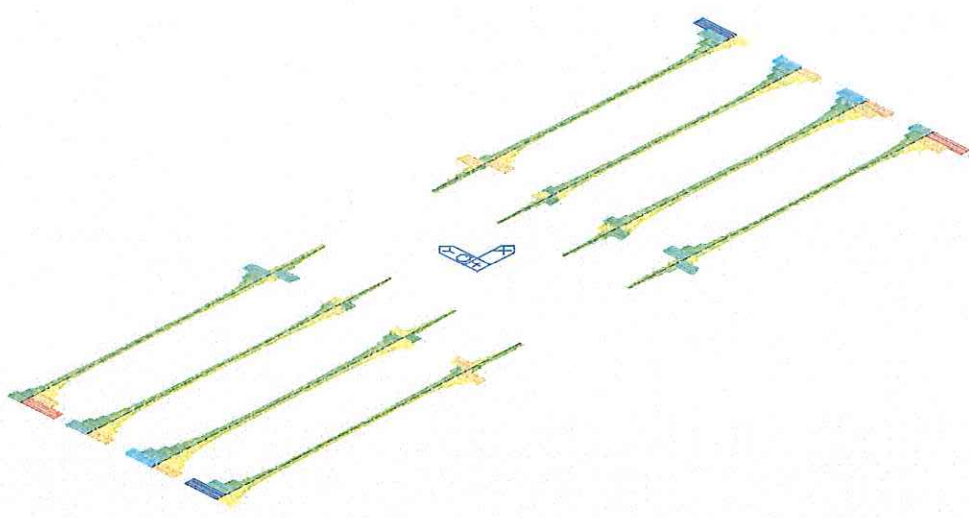


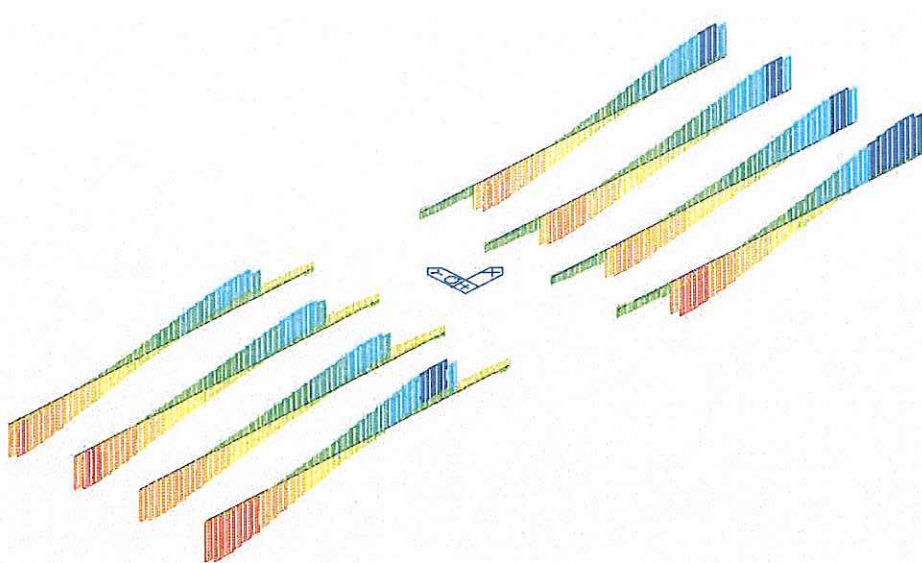
Figure 11 ULS CSG sxx Fx



MIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
BEAM STRESS	
SHEAR-y	
13	
11	
8	
6	
3	
0	
-2	
-4	
-7	
-9	
-12	
-14	

PostCS	
CBALL: ULS GLOBAL	
MAX :	21367
MIN :	20367
UNIT: N/mm ²	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.612	
Y: -0.612	
Z: 0.500	

Figure 12 ULS CSG ty



MIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
BEAM STRESS	
SHEAR-x	
65	
54	
42	
30	
18	
0	
-6	
-18	
-30	
-42	
-54	
-66	

PostCS	
CBALL: ULS GLOBAL	
MAX :	20066
MIN :	20001
UNIT: N/mm ²	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.612	
Y: -0.612	
Z: 0.500	

Figure 13 ULS CSG tz

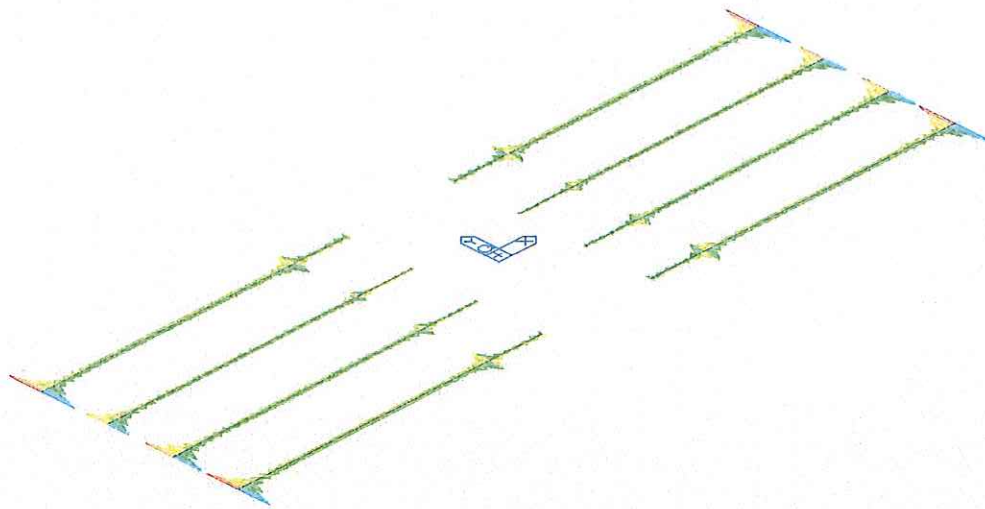


Figure 14 ULS CSG sxx Mz

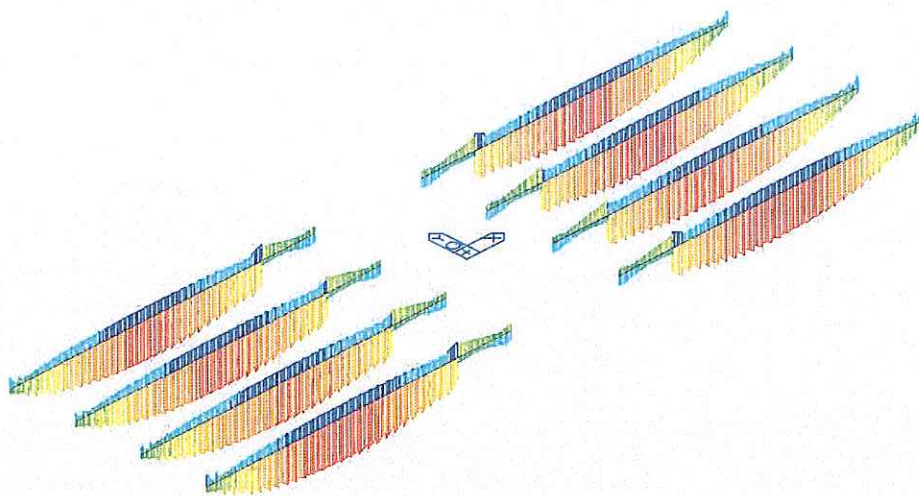
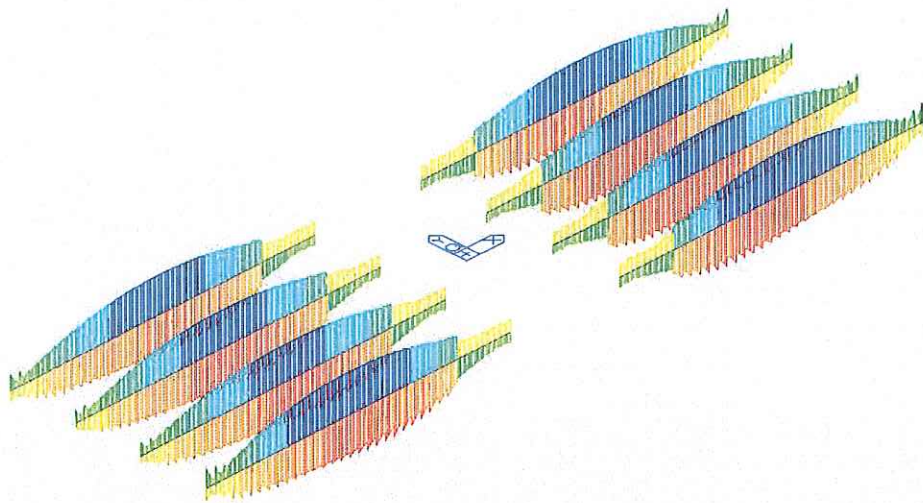


Figure 15 ULS CSG sxx My



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM STRESS

COMBINED

295
241
187
132
78
0
-30
-84
-138
-192
-246
-301

PostCS
CBALL: ULS GLOBAL

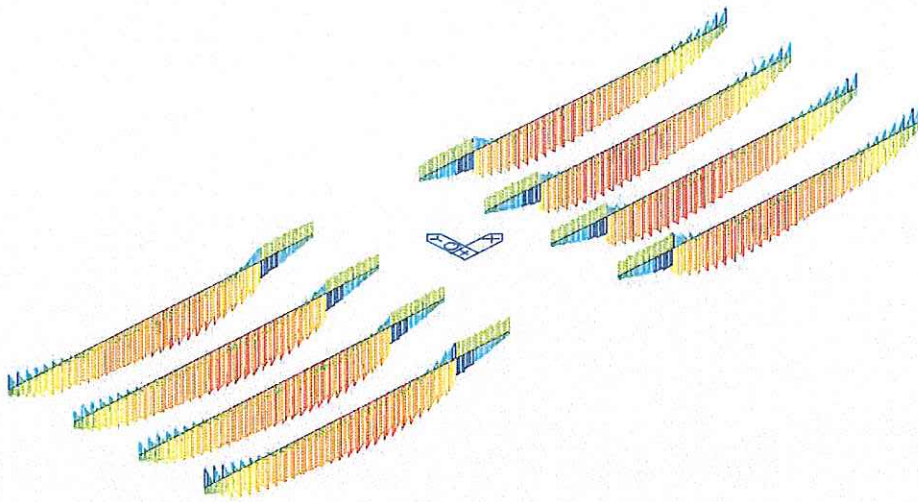
MAX : 20016
MIN : 20047

UNIT: N/mm²

VIEW-DIRECTION

X: -0.612
Y: -0.662
Z: 0.500

Figure 16 ULS CSG sxx



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM STRESS

COMBINED (-y, +z)

127
83
49
0
-29
-68
-106
-145
-184
-223
-262
-301

PostCS
CBALL: ULS GLOBAL

MAX : 20067
MIN : 20047

UNIT: N/mm²

VIEW-DIRECTION

X: -0.612
Y: -0.662
Z: 0.500

Figure 17 ULS CSG sxx top

1.9.3 Ekstremalne siły wewnętrzne w dźwigarach zespolonych

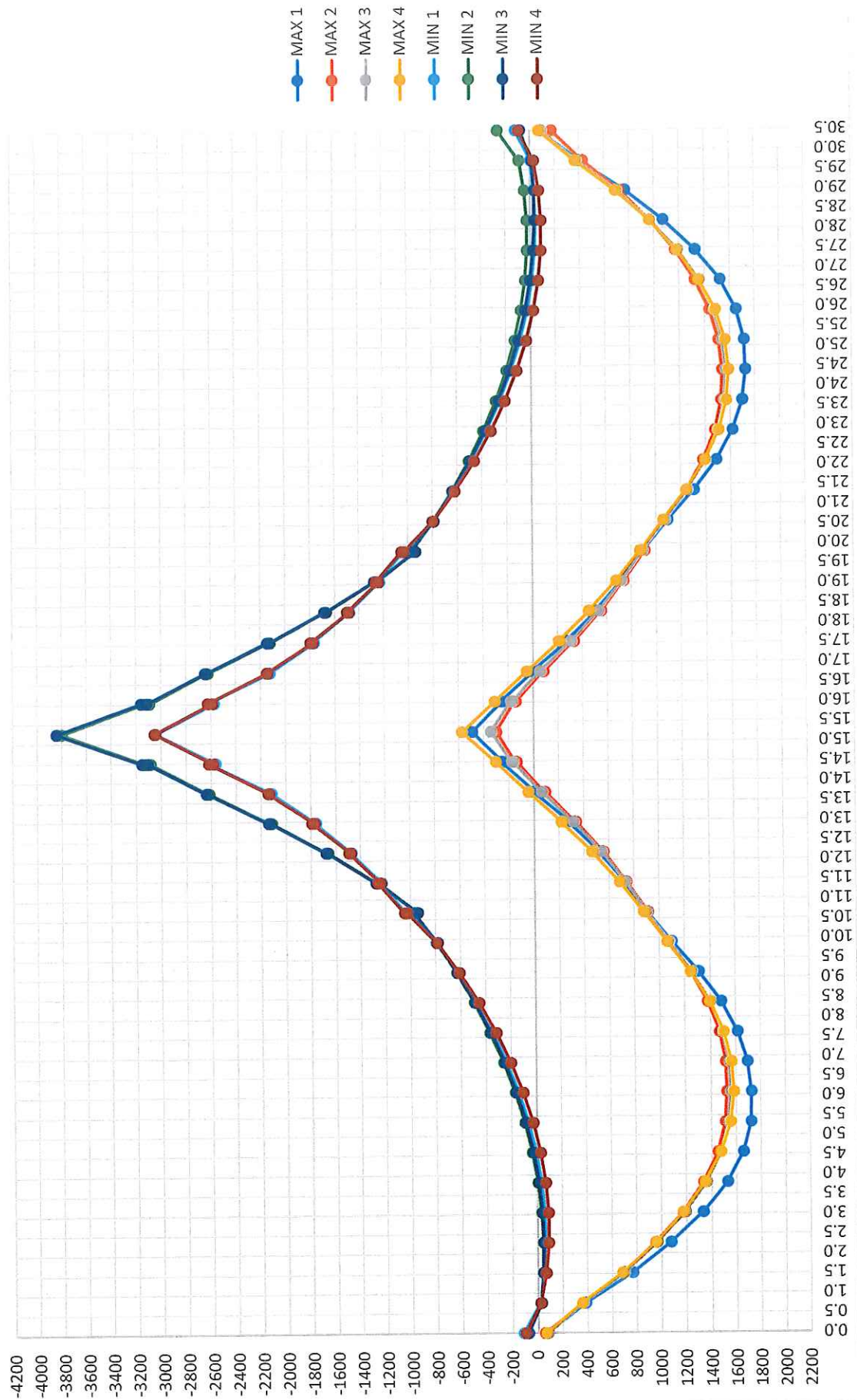
1.9.3.1 Stan graniczny nośności

		F_x	F_y	F_z	M_x	M_y	M_z
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Dźwigar nr 1	MAX	740	763	948	528	1722	2644
	MIN	-337	-761	-950	-549	-3051	-274
Dźwigar nr 2	MAX	291	368	1167	481	1533	120
	MIN	-832	-367	-1169	-510	-3805	-222
Dźwigar nr 3	MAX	255	369	1190	347	1559	222
	MIN	-802	-343	-1192	-385	-3847	-110
Dźwigar nr 4	MAX	735	755	886	456	1592	258
	MIN	-317	-753	-886	-480	-3056	-2624

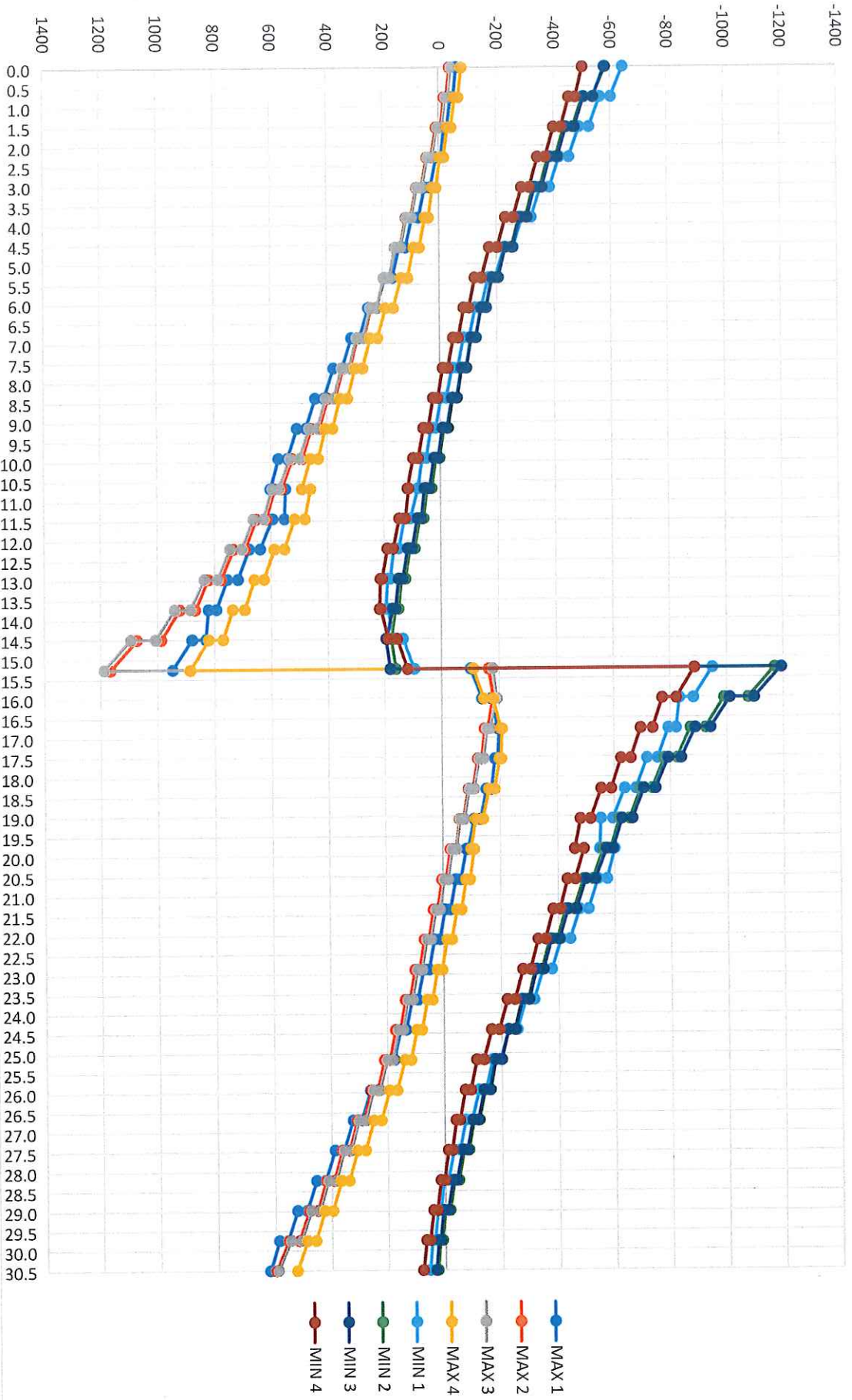
1.9.3.2 Stan graniczny użyteczności

		F_x	F_y	F_z	M_x	M_y	M_z
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Dźwigar nr 1	MAX	596	610	751	417	1367	2110
	MIN	-242	-609	-753	-436	-2418	-126
Dźwigar nr 2	MAX	236	302	932	344	1224	97
	MIN	-670	-301	-934	-373	-3024	-177
Dźwigar nr 3	MAX	169	303	948	267	1243	177
	MIN	-644	-281	-950	-297	-3051	-86
Dźwigar nr 4	MAX	590	602	695	356	1260	116
	MIN	-230	-600	-695	-376	-2407	-2085

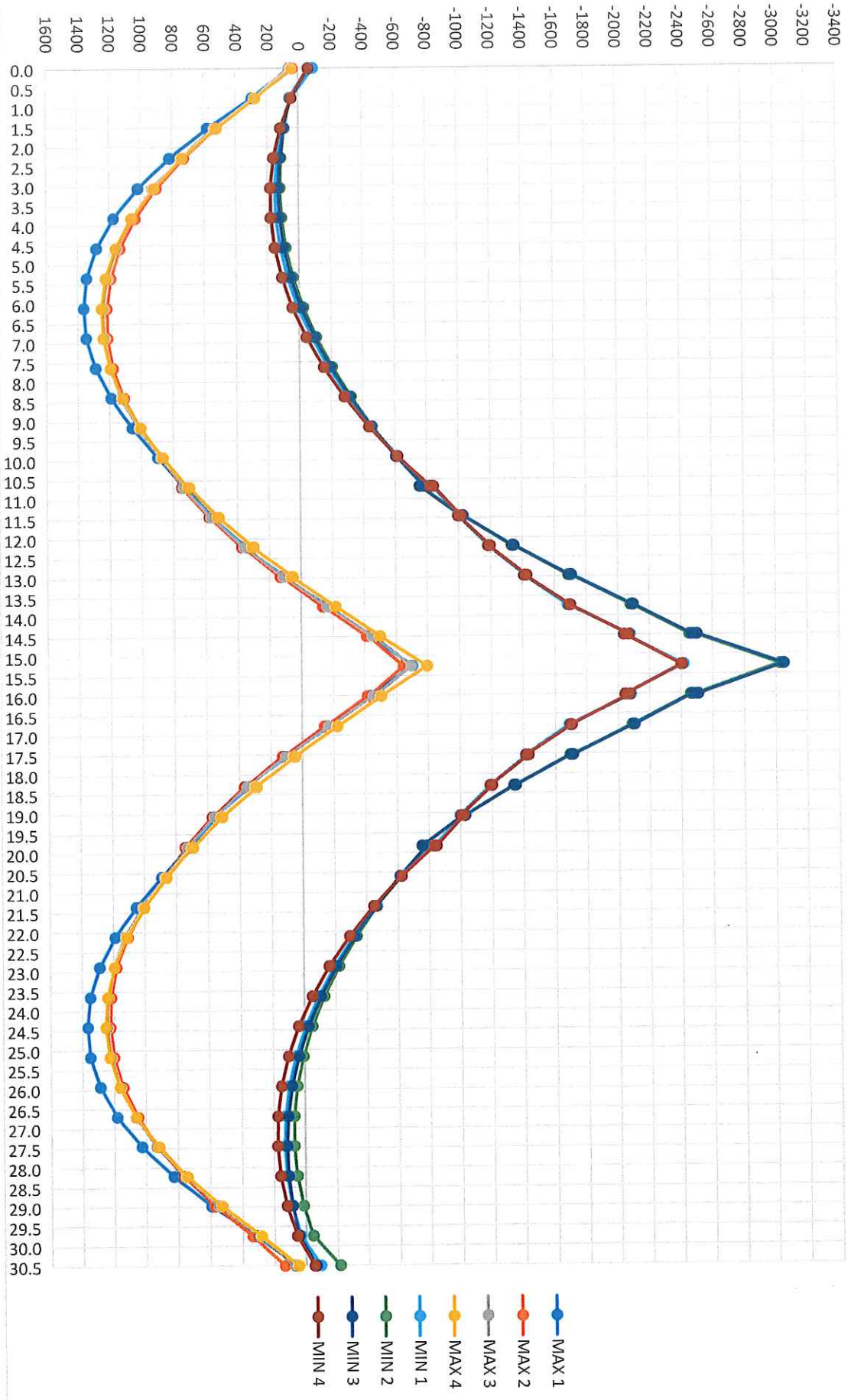
1.9.3.3 Wykres momentów zginających w stanie granicznym nośności



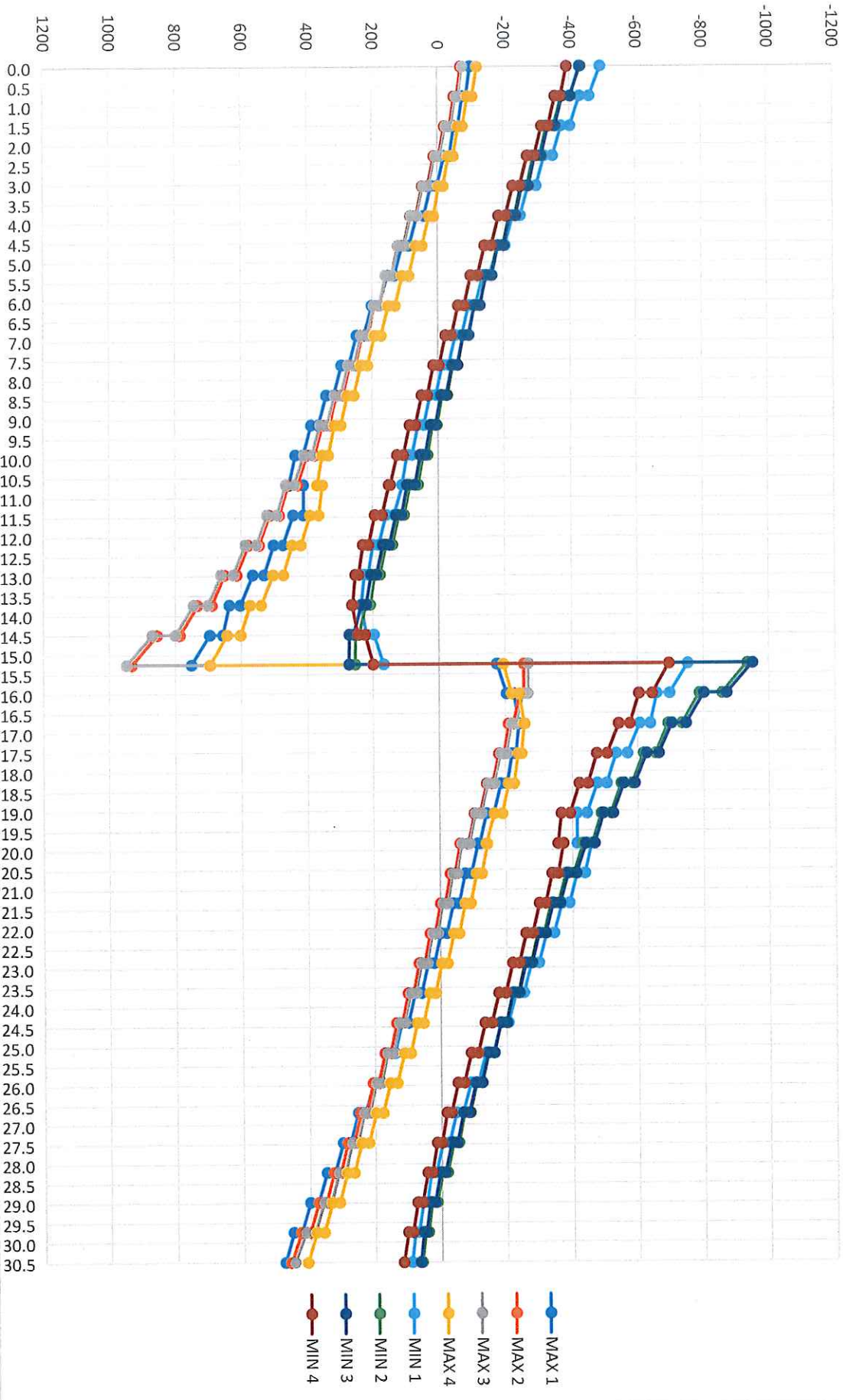
1.9.3.4 Wykres sił poprzecznych w stanie granicznym nośności



1.9.3.5 Wykres momentów zginających w stanie granicznym użytkowości



1.9.3.6 Wykres sił poprzecznych w stanie granicznym użytkowalności



1.10 POPRZECZNICE PODPOROWE

1.10.1 Ekstremalne siły wewnętrzne w poprzecznicach podporowych

1.10.1.1 Stan graniczny nośności

PRZYJĘTO DO WYMIAROWANIA

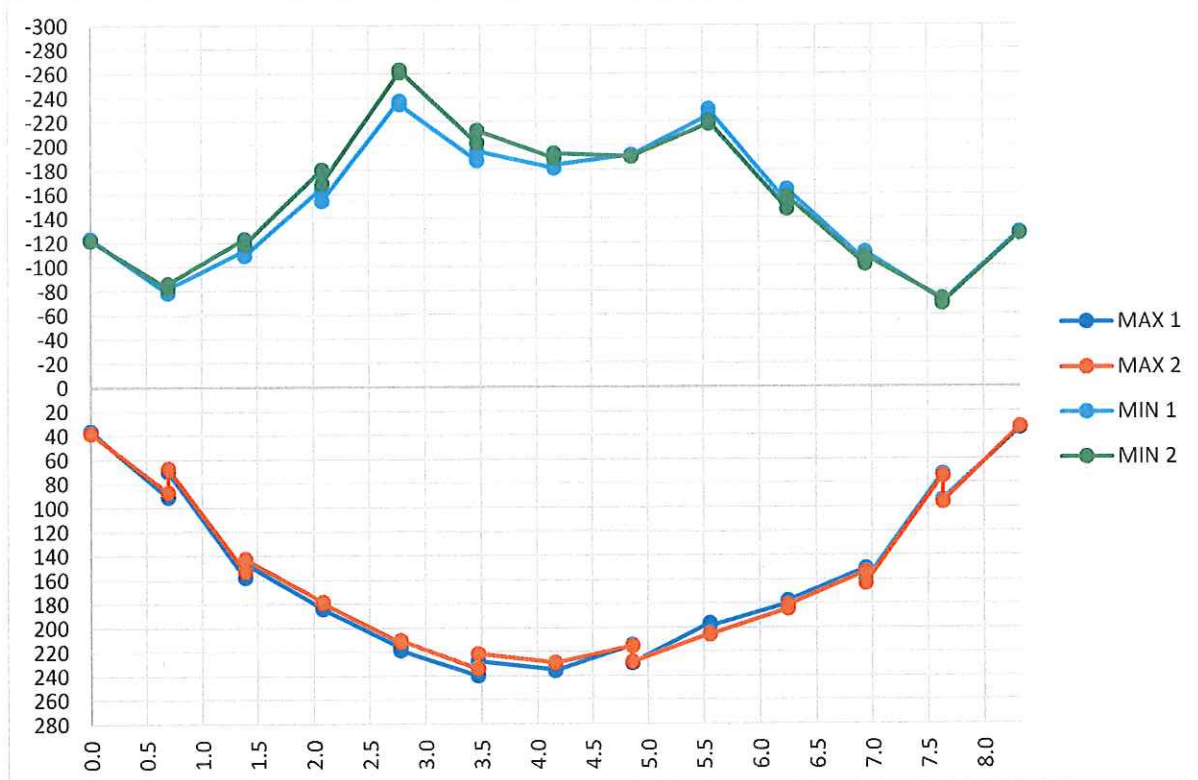
		F_x	F_y	F_z	M_x	M_y	M_z
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Poprzecznicza nr 1	MAX	582	223	244	109	240	65
	MIN	-478	-227	-255	-127	-241	-52
Poprzecznicza nr 2	MAX	561	227	243	136	234	51
	MIN	-525	-231	-249	-117	-268	-87

1.10.1.2 Stan graniczny użytkowalności

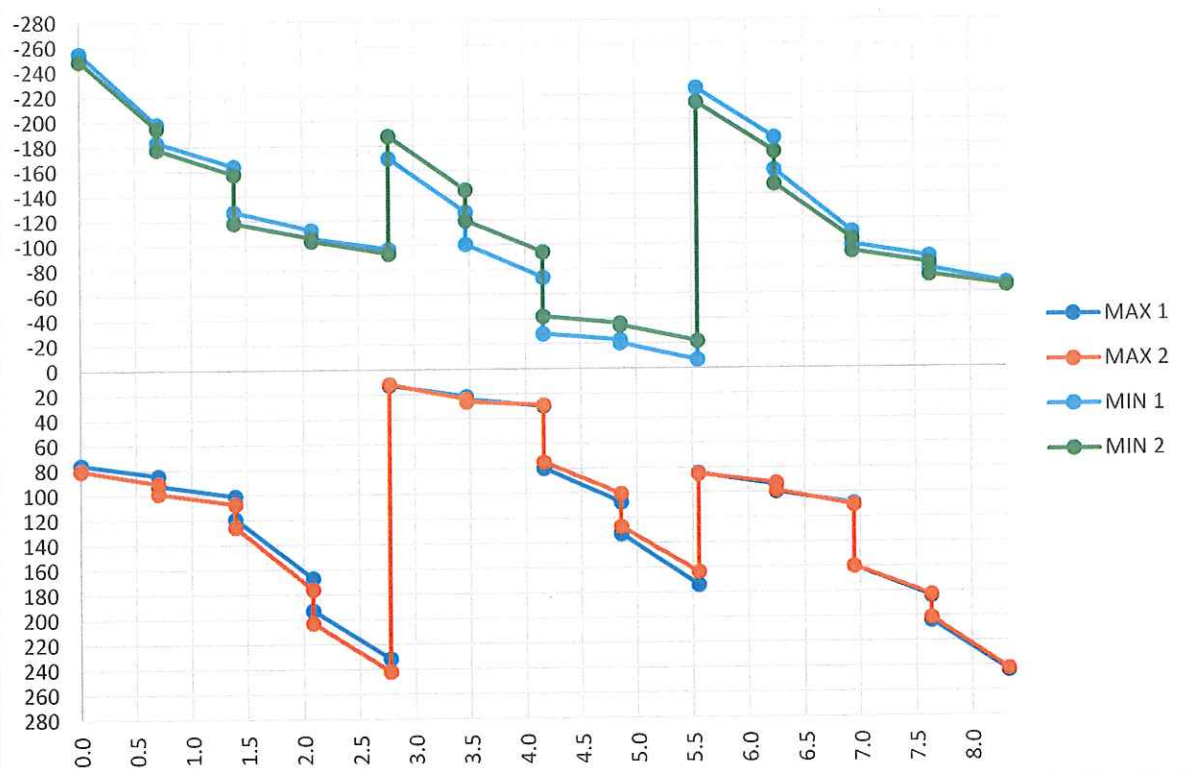
PRZYJĘTO DO WYMIAROWANIA

		F_x	F_y	F_z	M_x	M_y	M_z
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Poprzecznicza nr 1	MAX	477	179	194	71	195	51
	MIN	-388	-182	-205	-95	-197	-41
Poprzecznicza nr 2	MAX	457	182	197	109	188	41
	MIN	-428	-187	-201	-94	-218	-70

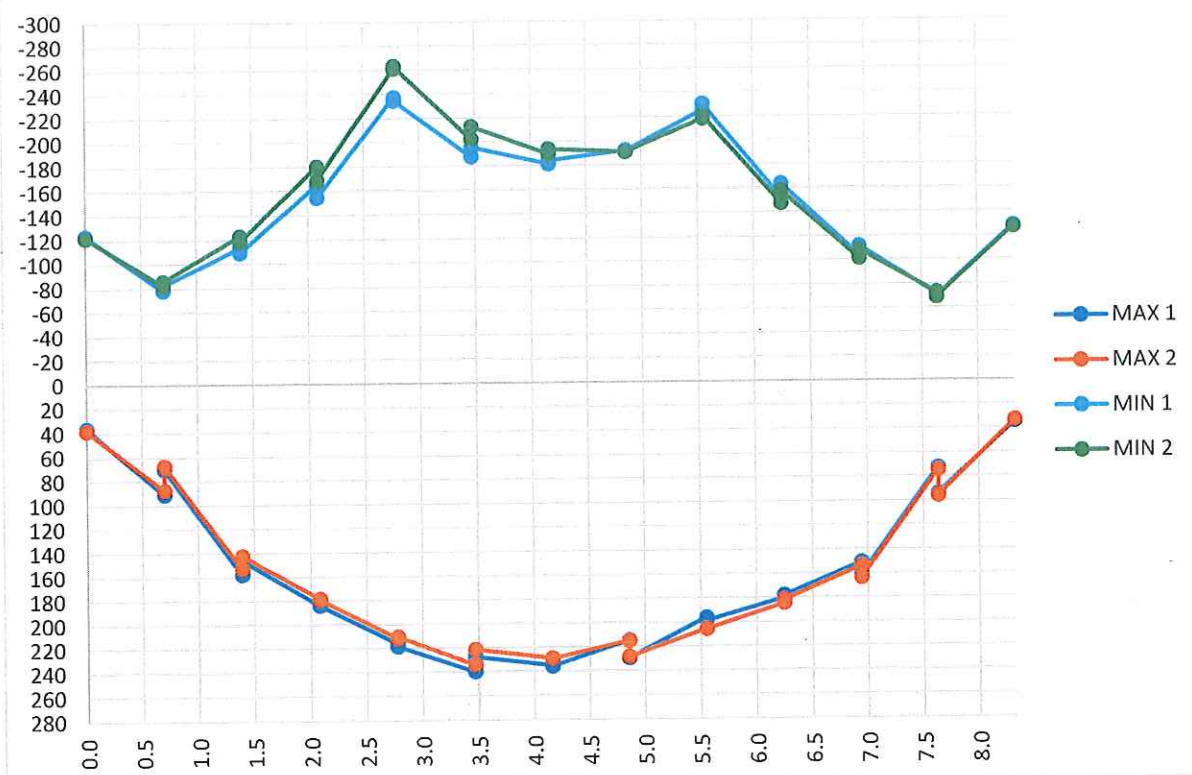
1.10.1.3 Wykres momentów zginających w stanie granicznym nośności



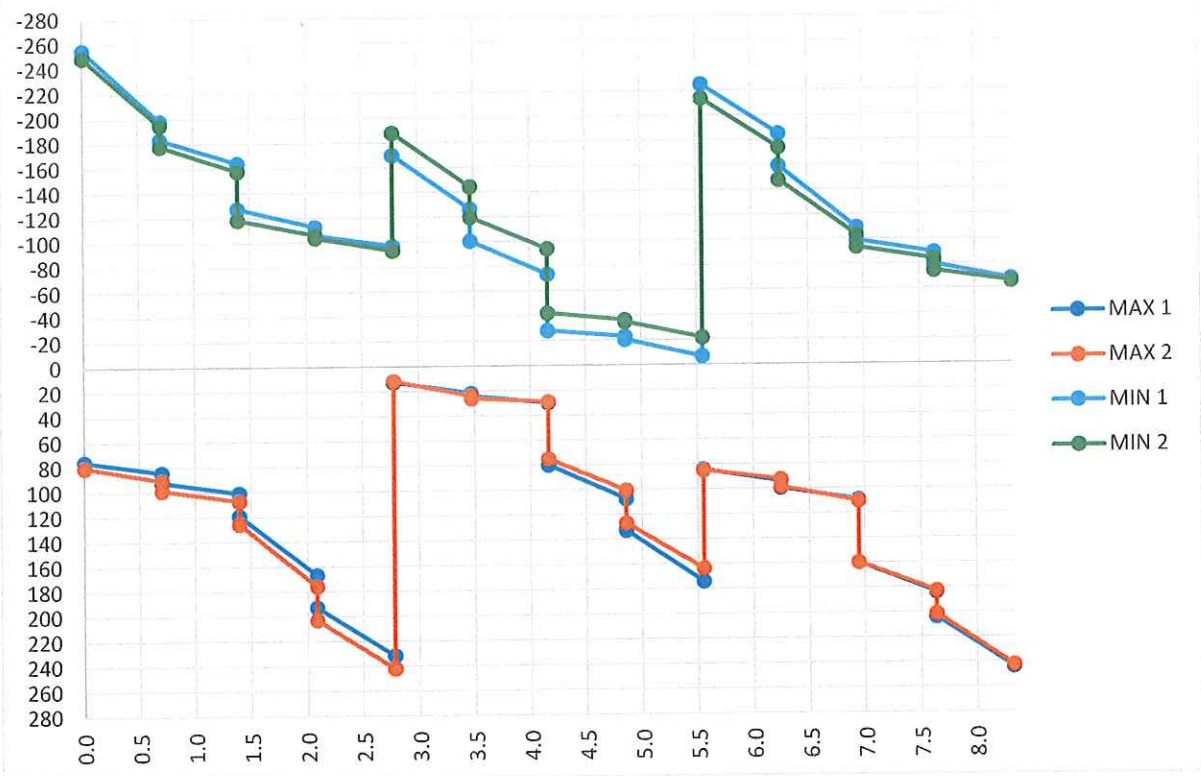
1.10.1.4 Wykres sił poprzecznych w stanie granicznym nośności



1.10.1.5 Wykres momentów zginających w stanie granicznym użyteczności



1.10.1.6 Wykres sił poprzecznych w stanie granicznym użyteczności



1.11 ŁOŻYSKA

1.11.1 Wartości reakcji na łożyska

		Obciążenia obliczeniowe					Obciążenia charakterystyczne		
		R _z	R _y	R _x			R _z	R _y	R _x
		kN	kN	kN			kN	kN	kN
MAX		-90	134	47	MAX		-120	110	42
MIN		-740	-122	-16	MIN		-530	-99	-12

Podpora nr 1

		Obciążenia obliczeniowe					Obciążenia charakterystyczne		
		R _z	R _y	R _x			R _z	R _y	R _x
		kN	kN	kN			kN	kN	kN
MAX		-540	140	31	MAX		-630	110	27
MIN		-1890	-185	-18	MIN		-1430	-150	-14

Podpora nr 2

		Obciążenia obliczeniowe					Obciążenia charakterystyczne		
		R _z	R _y	R _x			R _z	R _y	R _x
		kN	kN	kN			kN	kN	kN
MAX		-90	146	284	MAX		-120	121	227
MIN		-720	-118	-424	MIN		-520	-95	-365

Podpora nr 3

1.11.2 Wartości przesuwów

		D _x	D _y	D _z			D _x	D _y	D _z
		mm	mm	mm			mm	mm	mm
MAX		7	2	2	MAX		4	1	3
MIN		-23	-3	2	MIN		-20	-2	2

Podpora nr 2

		Obciążenia obliczeniowe					Obciążenia charakterystyczne		
		D _x	D _y	D _z			D _x	D _y	D _z
		mm	mm	mm			mm	mm	mm
MAX		6	2	2	MAX		5	2	2
MIN		-13	-2	1	MIN		-12	-2	1

Podpora nr 3

		Obciążenia obliczeniowe					Obciążenia charakterystyczne		
		D _x	D _y	D _z			D _x	D _y	D _z
		mm	mm	mm			mm	mm	mm
MAX		0	2	3	MAX		0	1	3
MIN		-4	-3	2	MIN		-4	-2	2

1.11.3 Wartości obrotów

	ϕ_x	ϕ_y	ϕ_z		ϕ_x	ϕ_y	ϕ_z
	RAD	RAD	RAD		RAD	RAD	RAD
MAX	0.000	0.016	0.000	MAX	0.000	0.012	0.000
MIN	0.000	0.002	0.000	MIN	0.000	0.002	0.000

Podpora nr 2

Obciążenia obliczeniowe

	ϕ_x	ϕ_y	ϕ_z	
	RAD	RAD	RAD	
MAX	0.001	0.003	0.000	MAX
MIN	-0.001	-0.003	0.000	MIN

Obciążenia charakterystyczne

	ϕ_x	ϕ_y	ϕ_z
	RAD	RAD	RAD
MAX	0.001	0.002	0.000
MIN	-0.001	-0.002	0.000

Podpora nr 3

Obciążenia obliczeniowe

	ϕ_x	ϕ_y	ϕ_z	
	RAD	RAD	RAD	
MAX	0.000	-0.002	0.000	MAX
MIN	-0.001	-0.015	0.000	MIN

Obciążenia charakterystyczne

	ϕ_x	ϕ_y	ϕ_z
	RAD	RAD	RAD
MAX	0.000	-0.003	0.000
MIN	0.000	-0.011	0.000

1.12 UGIĘCIA PRZĘŚLA

1.12.1 Założenia

Poniżej przedstawiono maksymalne ugięcia dźwigarów głównych charakterystycznych obciążeń użytkowych taborem kolejowym bez uwzględnienia współczynnika dynamicznego zgodnie z pkt. 3.5.1 PN-EN 89/S-10052.

1.12.2 Widok ugięć

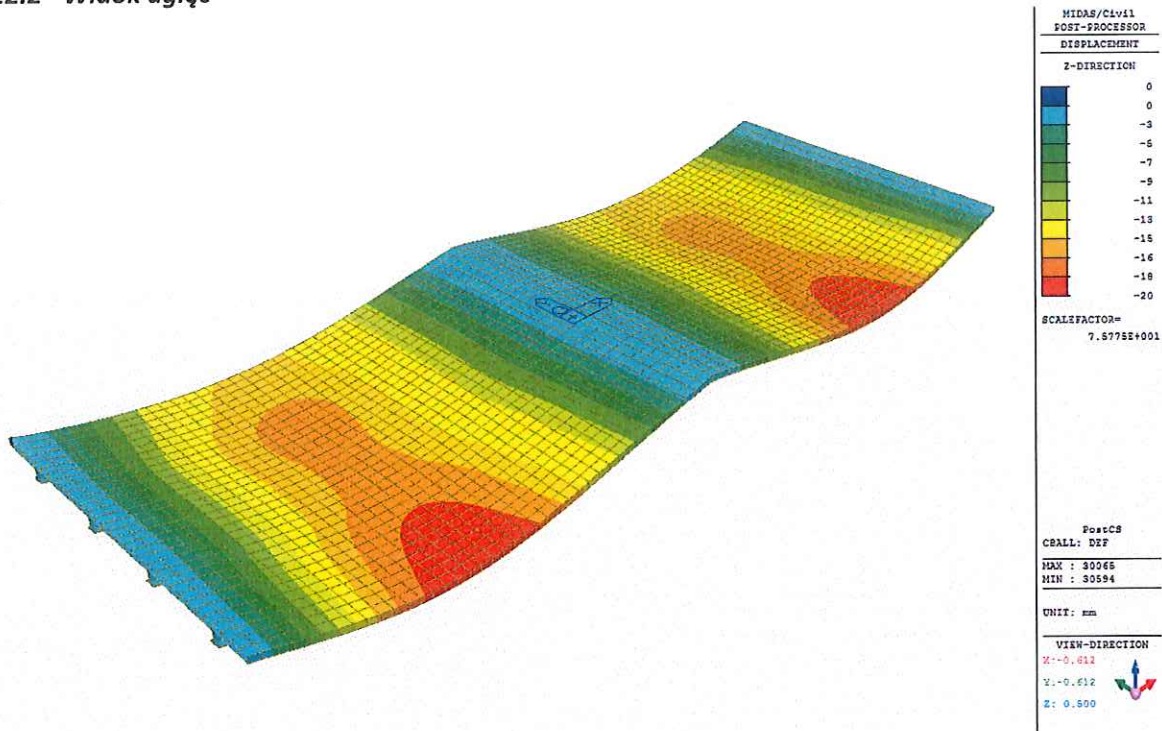


Figure 18 Deflection view

1.12.3 Wartości ugięć

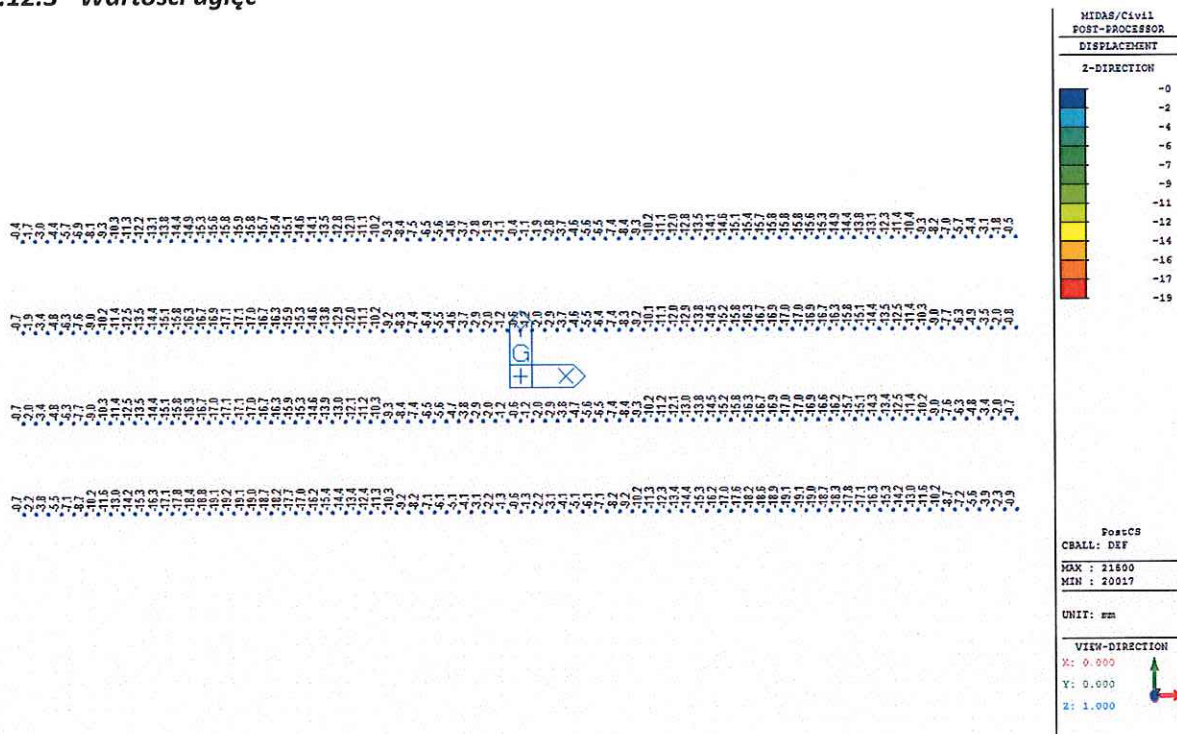


Figure 19 Deflection values

1.12.4 Wartości liczbowe

Dźwigar 1	-20.7
Dźwigar 2	-17.9
Dźwigar 3	-17.9
Dźwigar 4	-16.8

1.12.5 Sprawdzenie warunku dopuszczalnego ugięcia

W związku z tym, że analizowana konstrukcja ma nietypową konstrukcję dopuszczalne wartości maksymalnego ugięcia przęsa zweryfikowano z uwzględnieniem zapisów **pkt 3.5.2 PN-EN 89/S-10052** oraz **pkt. 11.1 PN-91/S-10042**. Ostatecznie przyjęto graniczną wartość ugięcia na poziomie:

$$f_{max} = \frac{L}{600} = 20,7 \text{ mm}$$
$$f = 20,7 \text{ mm} < 25,4 \text{ mm} = f_{max}$$

Warunek dopuszczalnego ugięcia przęsa został spełniony.

1.13 PODNIESIENIE WYKONAWCZE

1.13.1 Założenia

Poniżej przedstawiono wartości podniesienia wykonawczego. Zgodnie z pkt. 3.5.5 PN-89/S-10052 oraz pkt. 11.4 PN-91/S-10042 podniesienie wykonawcze nie jest wymagane dla rozpiętości projektowanego obiektu. Z uwagi na aspekty estetyczne, użytkowe, łatwość kształtowania spadków oraz dużą podatność konstrukcji przed betonowaniem płyty pomostu zdecydowano się mimo wszystko zastosować podniesienie wykonawcze. Zdecydowano się na stosowanie zasad pkt. 3.5.5 PN-89/S-10052.

1.13.2 Widok podniesienia wykonawczego

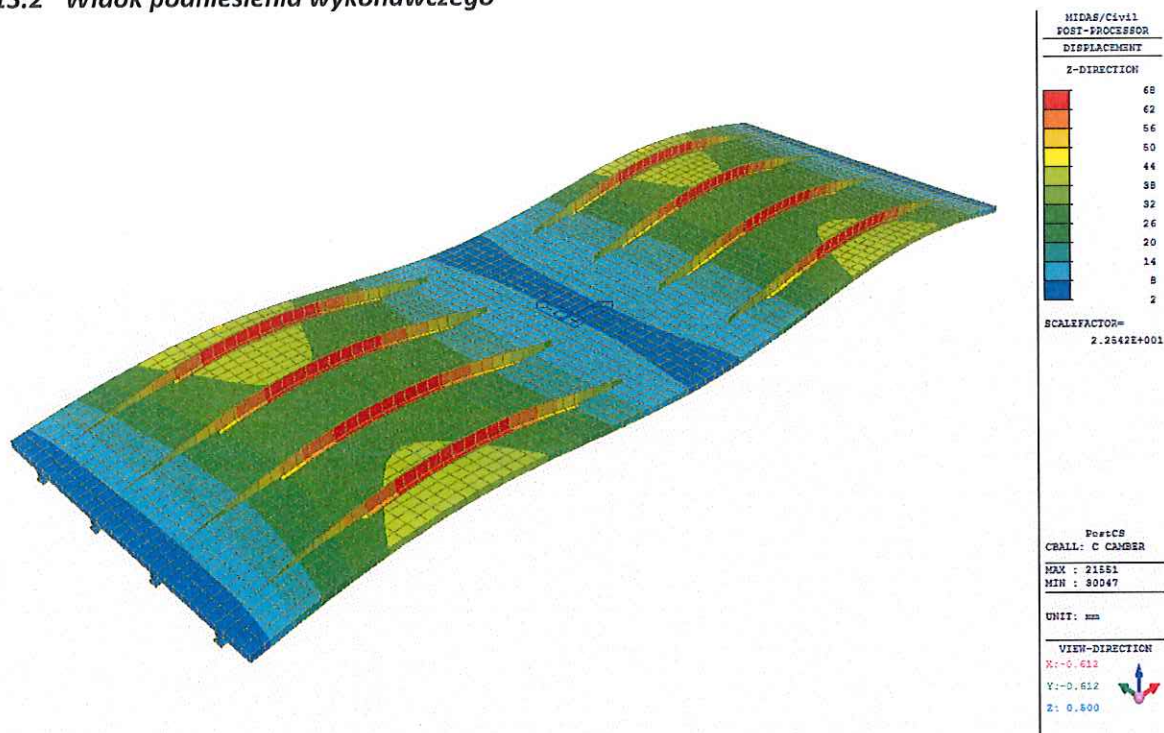


Figure 20 Construction camber view

1.13.3 Wartości podniesienia wykonawczego

3.0	2.7	2.8	3.0
14.1	13.6	14.4	14.3
19.7	19.0	19.3	20.0
25.1	24.3	24.7	25.4
30.5	29.7	30.2	30.9
35.9	35.1	35.4	36.1
41.3	38.5	39.4	40.5
46.7	43.2	43.8	45.0
52.1	47.2	47.9	49.1
57.5	51.1	51.9	53.2
62.9	55.7	57.5	59.1
68.3	59.7	60.5	61.7
73.7	63.8	62.9	65.4
79.1	67.9	65.7	68.6
84.5	71.9	66.5	71.3
89.9	75.9	67.0	74.1
95.3	79.9	66.6	76.9
100.7	83.9	65.7	79.7
106.1	87.9	64.5	82.4
111.5	91.9	62.9	85.1
116.9	95.9	59.4	87.8
122.3	99.9	55.7	90.5
127.7	103.9	51.1	93.2
133.1	107.9	46.7	95.9
138.5	111.9	41.3	98.6
143.9	115.9	35.9	101.3
149.3	119.9	30.5	104.0
154.7	123.9	25.1	106.7
160.1	127.9	19.7	109.4
165.5	131.9	14.3	112.1
170.9	135.9	8.9	114.8
176.3	139.9	3.5	117.5
181.7	143.9	-1.9	120.2
187.1	147.9	-7.3	122.9
192.5	151.9	-12.7	125.6
197.9	155.9	-18.1	128.3
203.3	159.9	-23.5	131.0
208.7	163.9	-28.9	133.7
214.1	167.9	-34.3	136.4
219.5	171.9	-39.7	139.1
224.9	175.9	-45.1	141.8
230.3	179.9	-50.5	144.5
235.7	183.9	-55.9	147.2
241.1	187.9	-61.3	149.9
246.5	191.9	-66.7	152.6
251.9	195.9	-72.1	155.3
257.3	199.9	-77.5	158.0
262.7	203.9	-82.9	160.7
268.1	207.9	-88.3	163.4
273.5	211.9	-93.7	166.1
278.9	215.9	-99.1	168.8
284.3	219.9	-104.5	171.5
289.7	223.9	-109.9	174.2
295.1	227.9	-115.3	176.9
300.5	231.9	-120.7	179.6
305.9	235.9	-126.1	182.3
311.3	239.9	-131.5	185.0
316.7	243.9	-136.9	187.7
322.1	247.9	-142.3	190.4
327.5	251.9	-147.7	193.1
332.9	255.9	-153.1	195.8
338.3	259.9	-158.5	198.5
343.7	263.9	-163.9	201.2
349.1	267.9	-169.3	203.9
354.5	271.9	-174.7	206.6
359.9	275.9	-180.1	209.3
365.3	279.9	-185.5	212.0
370.7	283.9	-190.9	214.7
376.1	287.9	-196.3	217.4
381.5	291.9	-201.7	220.1
386.9	295.9	-207.1	222.8
392.3	299.9	-212.5	225.5
397.7	303.9	-217.9	228.2
403.1	307.9	-223.3	230.9
408.5	311.9	-228.7	233.6
413.9	315.9	-234.1	236.3
419.3	319.9	-239.5	239.0
424.7	323.9	-244.9	241.7
430.1	327.9	-250.3	244.4
435.5	331.9	-255.7	247.1
440.9	335.9	-261.1	249.8
446.3	339.9	-266.5	252.5
451.7	343.9	-271.9	255.2
457.1	347.9	-277.3	257.9
462.5	351.9	-282.7	260.6
467.9	355.9	-288.1	263.3
473.3	359.9	-293.5	266.0
478.7	363.9	-298.9	268.7
484.1	367.9	-304.3	271.4
489.5	371.9	-309.7	274.1
494.9	375.9	-315.1	276.8
500.3	379.9	-320.5	279.5
505.7	383.9	-325.9	282.2
511.1	387.9	-331.3	284.9
516.5	391.9	-336.7	287.6
521.9	395.9	-342.1	290.3
527.3	399.9	-347.5	293.0
532.7	403.9	-352.9	295.7
538.1	407.9	-358.3	298.4
543.5	411.9	-363.7	301.1
548.9	415.9	-369.1	303.8
554.3	419.9	-374.5	306.5
559.7	423.9	-379.9	309.2
565.1	427.9	-385.3	311.9
570.5	431.9	-390.7	314.6
575.9	435.9	-396.1	317.3
581.3	439.9	-401.5	320.0
586.7	443.9	-406.9	322.7
592.1	447.9	-412.3	325.4
597.5	451.9	-417.7	328.1
602.9	455.9	-423.1	330.8
608.3	459.9	-428.5	333.5
613.7	463.9	-433.9	336.2
619.1	467.9	-439.3	338.9
624.5	471.9	-444.7	341.6
629.9	475.9	-450.1	344.3
635.3	479.9	-455.5	347.0
640.7	483.9	-460.9	349.7
646.1	487.9	-466.3	352.4
651.5	491.9	-471.7	355.1
656.9	495.9	-477.1	357.8
662.3	499.9	-482.5	360.5
667.7	503.9	-487.9	363.2
673.1	507.9	-493.3	365.9
678.5	511.9	-498.7	368.6
683.9	515.9	-504.1	371.3
689.3	519.9	-509.5	374.0
694.7	523.9	-514.9	376.7
700.1	527.9	-520.3	379.4
705.5	531.9	-525.7	382.1
710.9	535.9	-531.1	384.8
716.3	539.9	-536.5	387.5
721.7	543.9	-541.9	390.2
727.1	547.9	-547.3	392.9
732.5	551.9	-552.7	395.6
737.9	555.9	-558.1	398.3
743.3	559.9	-563.5	401.0
748.7	563.9	-568.9	403.7
754.1	567.9	-574.3	406.4
759.5	571.9	-579.7	409.1
764.9	575.9	-585.1	411.8
770.3	579.9	-590.5	414.5
775.7	583.9	-595.9	417.2
781.1	587.9	-601.3	419.9
786.5	591.9	-606.7	422.6
791.9	595.9	-612.1	425.3
797.3	599.9	-617.5	428.0
802.7	603.9	-622.9	430.7
808.1	607.9	-628.3	433.4
813.5	611.9	-633.7	436.1
818.9	615.9	-639.1	438.8
824.3	619.9	-644.5	441.5
829.7	623.9	-649.9	444.2
835.1	627.9	-655.3	446.9
840.5	631.9	-660.7	449.6
845.9	635.9	-666.1	452.3
851.3	639.9	-671.5	455.0
856.7	643.9	-676.9	457.7
862.1	647.9	-682.3	460.4
867.5	651.9	-687.7	463.1
872.9	655.9	-693.1	465.8
878.3	659.9	-698.5	468.5
883.7	663.9	-703.9	471.2
889.1	667.9	-709.3	473.9
894.5	671.9	-714.7	476.6
900.0	675.9	-720.1	479.3
905.4	679.9	-725.5	482.0
910.8	683.9	-730.9	484.7
916.2	687.9	-736.3	487.4
921.6	691.9	-741.7	490.1
927.0	695.9	-747.1	492.8
932.4	699.9	-752.5	495.5
937.8	703.9	-757.9	498.2
943.2	707.9	-763.3	500.9
948.6	711.9	-768.7	503.6
954.0	715.9	-774.1	506.3
959.4	719.9	-779.5	509.0
964.8	723.9	-784.9	511.7
970.2	727.9	-790.3	514.4
975.6	731.9	-795.7	517.1
981.0	735.9	-801.1	519.8
986.4	739.9	-806.5	522.5
991.8	743.9	-811.9	525.2
997.2	747.9	-817.3	527.9
1002.6	751.9	-822.7	530.6
1008.0	755.9	-828.1	533.3
1013.4	759.9	-833.5	536.0
1018.8	763.9	-838.9	538.7
1024.2	767.9	-844.3	541.4
1029.6	771.9	-849.7	544.1
1035.0	775.9	-855.1	546.8
1040.4	779.9	-860.5	549.5
1045.8	783.9	-865.9	552.2
1051.2	787.9	-871.3	554.9
1056.6	791.9	-876.7	557.6
1062.0	795.9	-882.1	560.3
1067.4	799.9	-887.5	563.0
1072.8	803.9	-892.9	565.7
1078.2	807.9	-898.3	568.4
1083.6	811.9	-903.7	571.1
1089.0	815.9	-909.1	573.8
1094.4	819.9	-914.5	576.5
1100.0	823.9	-919.9	579.2
1105.4	827.9	-925.3	581.9
1110.8	831.9	-930.7	584.6
1116.2	835.9	-936.1	587.3
1121.6	839.9	-941.5	590.0
1127.0	843.9	-946.9	592.7
1132.4	847.9	-952.3	595.4
1137.8	851.9	-957.7	598.1
1143.2	855.9	-963.1	600.8
1148.6	859.9	-968.5	603.5
1154.0	863.9	-973.9	606.2
1159.4	867.9	-979.3	608.9
1164.8	871.9	-984.7	611.6
1170.2	875.9	-990.1	614.3
1175.6	879.9	-995.5	617.0
1181.0	883.9	-1000.9	619.7
1186.4	887.9	-1006.3	622.4
1191.8	891.9	-1011.7	625.1
1197.2	895.9	-1017.1	627.8
1202.6	899.9	-1022.5	630.5
1208.0	903.9	-1027.9	633.2
1213.4	907.9	-1033.3	635.9
1218.8	911.9	-1038.7	638.6
1224.2	915.9	-1044.1	641.3
1229.6	919.9	-1049.5	644.0
1235.0	923.9	-1054.9	646.7
1240.4	927.9	-1060.3	649.4
1245.8	931.9	-1065.7	652.1
1251.2	935.9	-1071.1	654.8
1256.6	939.9	-1076.5	657.5
1262.0	943.9	-1081.9	660.2
1267.4	947.9	-1087.3	662.9
1272.8	951.9	-1092.7	665.6
1278.2	955.9	-1098.1	668.3
1283.6	959.9	-1103.5	671.0
1289.0	963.9	-1108.9	673.7
1294.4	967.9	-1114.3	676.4
1300.0	971.9	-1119.7	679.1
1305.4	975.9	-1125.1	681.8
1310.8	979.9	-1130.5	684.5
1316.2	983.9	-1135.9	687.2
1321.6	987.9	-1141.3	689.9
1327.0	991.9	-1146.7	692.6
1332.4	995.9	-1152.1	695.3
1337.8	999.9	-1157.5	698.0
1343.2	1003.9	-1162.9	700.7
1348.6	1007.9	-1168.3	703.4
1354.0	1011.9	-1173.7	706.1
1359.4	1015.9	-1179.1	708.8
1364.8	1019.9	-1184.5	711.5
1370.2	1023.9	-1189.9	714.2
1375.6	1027.9	-1195.3	716.9
1381.0	1031.9	-1200.7	719.6
1386.4	1035.9	-1206.1	722.3
1391.8	1039.9	-1211.5	725.0
1397.2	1043.9	-1216.9	727.7
1402.6	1047.9	-1222.3	730.4
1408.0	1051.9	-1227.7	733.1
1413.4	1055.9	-1233.1	735.8
1418.8	1059.9	-1238.5	738.5
1424.2	1063.9	-1243.9	741.2
1429.6	1067.9	-1249.3	743.9
1435.0	1071.9	-1254.7	746.6
1440.4	1075.9	-1260.1	749.3
1445.8	1079.9	-1265.5	752.0
1451.2	1083.9	-1270.9	754.7
1456.6	1087.9	-1276.3	757.4
1462.0	1091.9	-1281.7	760.1
1467.4	1095.9	-1287.1	762.8
1472.8	1099.9	-1292.5	765.5
1478			

1.13.4 Wartości liczbowe

1.13.4.1 Podniesienie wykonawcze zgodnie z pkt. 3.5.5 PN-89/S-10052

	f_{z1}	f_{z2}	
Dźwigar nr 1	50.6	20	70.6
Dźwigar nr 2	49.6	20	69.6
Dźwigar nr 3	50.3	20	70.3
Dźwigar nr 4	51.3	20	71.3
			70.4

1.13.4.2 Podniesienie wykonawcze zredukowane

	f_{z1}	f_{z2}	
Dźwigar nr 1	36.2	20	56.2
Dźwigar nr 2	36.9	20	56.9
Dźwigar nr 3	37.3	20	57.3
Dźwigar nr 4	37.2	20	57.2
			56.9

1.13.5 Podsumowanie doboru podniesienia wykonawczego

Biorąc pod uwagę powyższe wyniki zdecydowano się zastosować podniesienie wykonawcze belek teowych na poziomie **60 mm**.

1.14 PODSUMOWANIE I WNIOSKI Z ANALIZY

Przeprowadzona analiza statyczno-wytrzymałościowa wykazała, że geometria obiektu oraz użyte materiały zostały dobrane prawidłowo. Projektowany obiekt spełnia wymagania obciążenia klasy „B” według PN-85/S-10030.