

# KONSULTACYJNE BIURO PROJEKTOWE KRZYSZTOF ŻÓŁTOWSKI

80-172 Gdańsk, ul. Nobla 16  
tel. (58) 718-40-50, fax (58) 718-40-50  
e-mail: KBP@bridges.pl

## Ekspertyza (część II)

<b>Temat</b>	<b>Ekspertyza techniczna dotycząca aktualnej nośności mostu nad Martwą Wisłą w ciągu ul. Siennickiej w Gdańsku wraz z koncepcją przebudowy.</b> <b>OCENA NOŚNOŚCI PRZESEŁ I PRZYCZÓŁKÓW</b>
--------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

ZLECAJĄCY            **Gdański Zarząd Dróg i Zieleni**  
80-254 Gdańsk ul. Partyzantów 36

WYKONAWCA        **Konsultacyjne Biuro Projektowe „Krzysztof Żółtowski”**  
80-172 GDAŃSK ul. Nobla 16

UMOWA              6.A/IM/2020

DATA                 14.08.2020

### AUTORZY OPRACOWANIA

FUNKCJA	IMIĘ I NAZWISKO	NR. UPRAWNIENI	DATA	PODPIS
	dr hab. inż. Krzysztof Żółtowski prof. PG	5506/Gd/93	08.2020	
	mgr inż. Mikołaj Binczyk	-	08.2020	
	mgr inż. Przemysław Kalitowski	-	08.2020	

Gdańsk, sierpień 2020

EGZ NR 0 1 2 3 4

**SPIS TREŚCI**

AUTORZY OPRACOWANIA.....	1
1. Podstawa opracowania .....	3
2. Wykorzystane materiały i opracowania .....	3
3. Cel opracowania.....	3
4. Charakterystyka obiektu badawczego.....	3
4.1. Konstrukcja przęseł.....	4
4.2. Konstrukcja podpór .....	4
5. Analiza nośności konstrukcji przęseł.....	7
5.1. Model numeryczny .....	7
5.2. Zakres analiz numerycznych.....	8
5.3. Obciążenia .....	8
5.4. Kombinacja obciążeń.....	8
5.5. Sprawdzenie SGN i SGU wg PN.....	8
6. Analiza nośności podpory skrajnej – przyczółka .....	14
6.1. Model numeryczny .....	14
6.2. Rezultaty analiz numerycznych.....	16
7. Ocena stanu technicznego przyczółków na podstawie oględzin, objawów i studiów dokumentacji archiwalnej.....	22
7.1. Rys historyczny .....	22
7.2. Pomiary monitorujące .....	26
7.3. Interpretacja wyników.....	28
8. Wnioski, podsumowania i zalecenia.....	30

## 1. PODSTAWA OPRACOWANIA

Umowa nr 6.A/IM/2020 pomiędzy Gdański Zarząd Dróg i Zieleni oraz KBP „Krzysztof Żółtowski”.

## 2. WYKORZYSTANE MATERIAŁY I OPRACOWANIA

- [1] Remont kapitalny mostu Siennickiego w Gdańsku – Projekt ustroju niosącego mostu, opracowanie technologiczne i rysunki warsztatowe, Biuro Projektów Budownictwa Komunalnego w Gdańsku, 1984,
- [2] Przebudowa infrastruktury tramwajowej w ul. Siennickiej i ul. Lenartowicza od ul. Elbląskiej do ul. Sucharskiego – 6.3. Most w ciągu ul. Siennickiej nad Martwą Wisłą, PROGREG Sp. z o.o., 2013
- [3] Ekspertyza techniczna i wytyczne projektowania remontu kapitalnego przyczółków Mostu Siennickiego w Gdańsku. Dr inż. Kazimierz Abramski z zespołem. Ośrodek Postępu Technicznego „Wdrożenie” S.A. Gdańsk 1988.
- [4] Materiały archiwalne ZDiZ Gdańsk
- [5] Geodezyjne pomiary Mostu Siennickiego w Gdańsku. Geobor Sp z o.o. Gdańsk ul. Pileckiego 8. W okresie 28.11.19 do 15.05.2020
- [6] PN-85/S-10030 – Obiekty mostowe. Obciążenia.
- [7] PN-82/S-10052 – Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie.
- [8] PN-81-B-03020 – Grunty budowlane Posadowienie bezpośrednie budowli Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [9] Opinia techniczna dotycząca uszkodzonych dylatacji Mostu Siennickiego w Gdańsku. Politechnika Gdańska, 2019.

## 3. CEL OPRACOWANIA

- Analiza nośności pręseł stalowych mostu,
- Analiza jakościowa przemieszczeń przyczółków z wykorzystaniem modelu numerycznego posadowienia fundamentu mostu w gruncie,
- Ocena stanu technicznego konstrukcji przyczółków na podstawie objawów i deformacji.

## 4. CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU BADAWCZEGO

Most Siennicki wykonano jako trzyprzęsłowy ustrój ciągły o konstrukcji stalowej. Przekrój poprzeczny stanowią dwa dźwigary skrzynkowe oraz ortotropowa płyta pomostowa (rys. !!!).

Parametry obiektu:

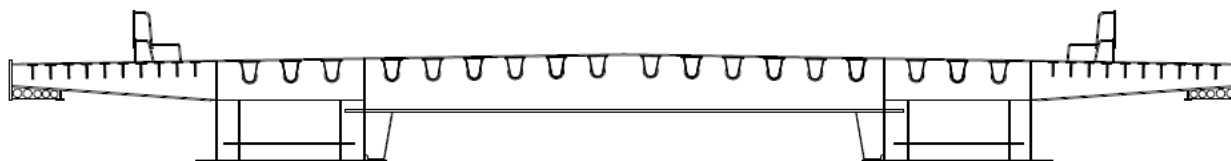
- |                                 |                         |
|---------------------------------|-------------------------|
| • Szerokość całkowita           | 17,64 m                 |
| • Szerokość jezdni              | 12,90 m                 |
| • Szerokość chodników           | 1,847 m                 |
| • Długość całkowita             | 96,69 m                 |
| • Rozpiętość teoretyczna        | 34,245+26,205+34,245 m  |
| • Kąt skosu                     | 90°                     |
| • Projektowana klasa obciążenia | I kl. wg PN 82/3-10030  |
| • Profil podłużny               | łuk pionowy, R = 2500 m |

Łożyska umieszczono na podporach pod każdym środkiem dźwigara głównego (4x 4 szt.). Łożyska stałe umieszczono na filarze od stron Gdańska. Pozostałe łożyska zaprojektowano jako jednokierunkowo-przesuwne. Projektowane nośności łożysk:

- Łożyska na przyczółkach 3 MN
- Łożyska na filarach 4 MN

#### 4.1. Konstrukcja przęseł

Generalnie przęsła mostu mają jednakowy przekrój poprzeczny na całej swej długości. Pomost stanowi płyta ortotropowa o grubości 18 mm wraz z żebrami zamkniętymi pod jezdnią i otwartymi pod chodnikami. Dźwigary główne wykonano w postaci skrzynek stalowych o grubości półki dolnej 26 mm oraz grubości środników 18 mm. Wysokość skrzynki wynosi ok. 1.4 m a szerokość ok. 2.1 m. Poprzecznice wykonano jako blachownicowe dwuteowniki o wysokości ok. 1.7 m. Dokładne wymiary poszczególnych blach i ich grubości są zawarte w projekcie przęseł [1,2,4], który jest zachowany w dobrym stanie.

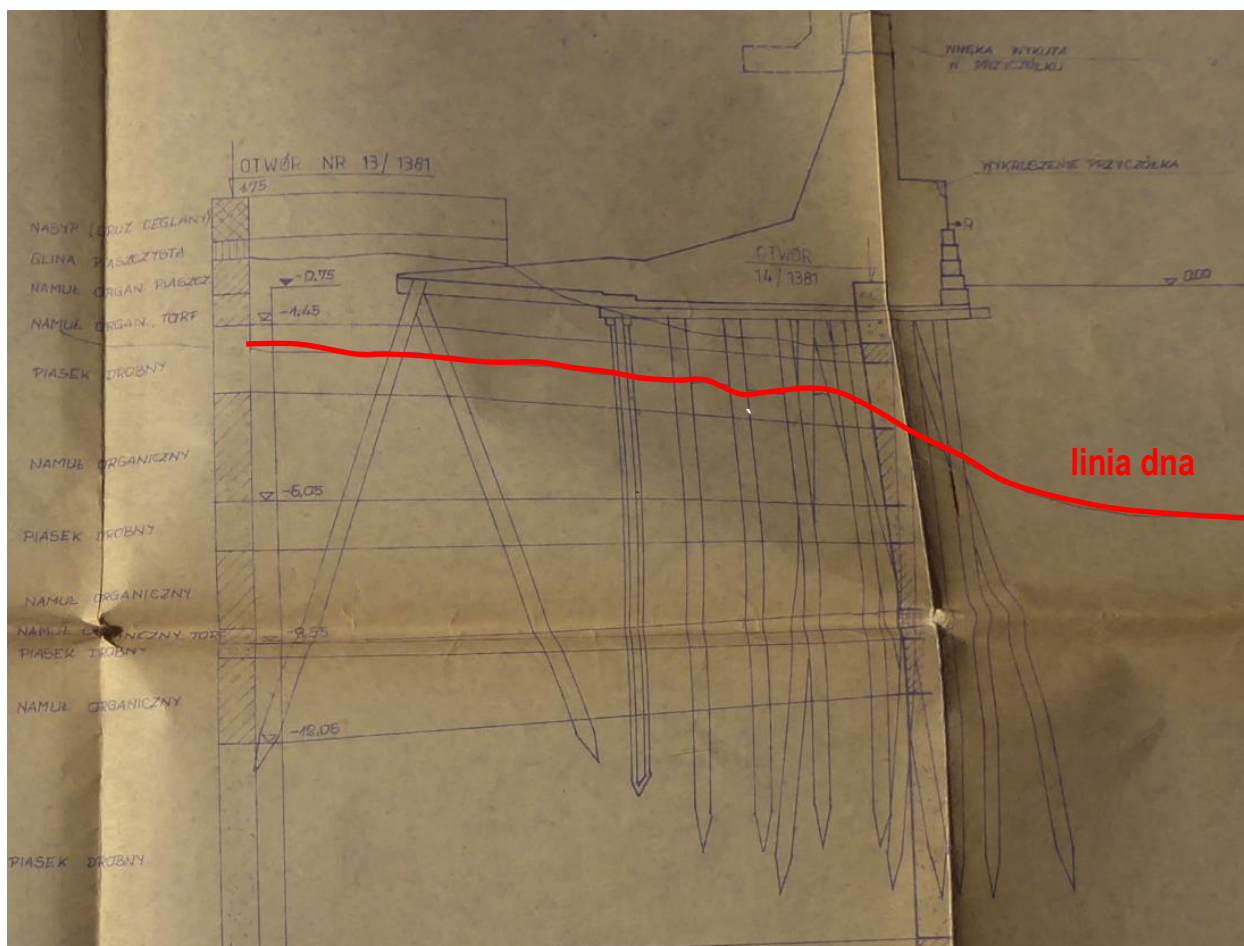


Rys. 4.1 Przekrój poprzeczny przęsła mostu Siennickiego [1]

#### 4.2. Konstrukcja podpór

- Przyczółki mostu:

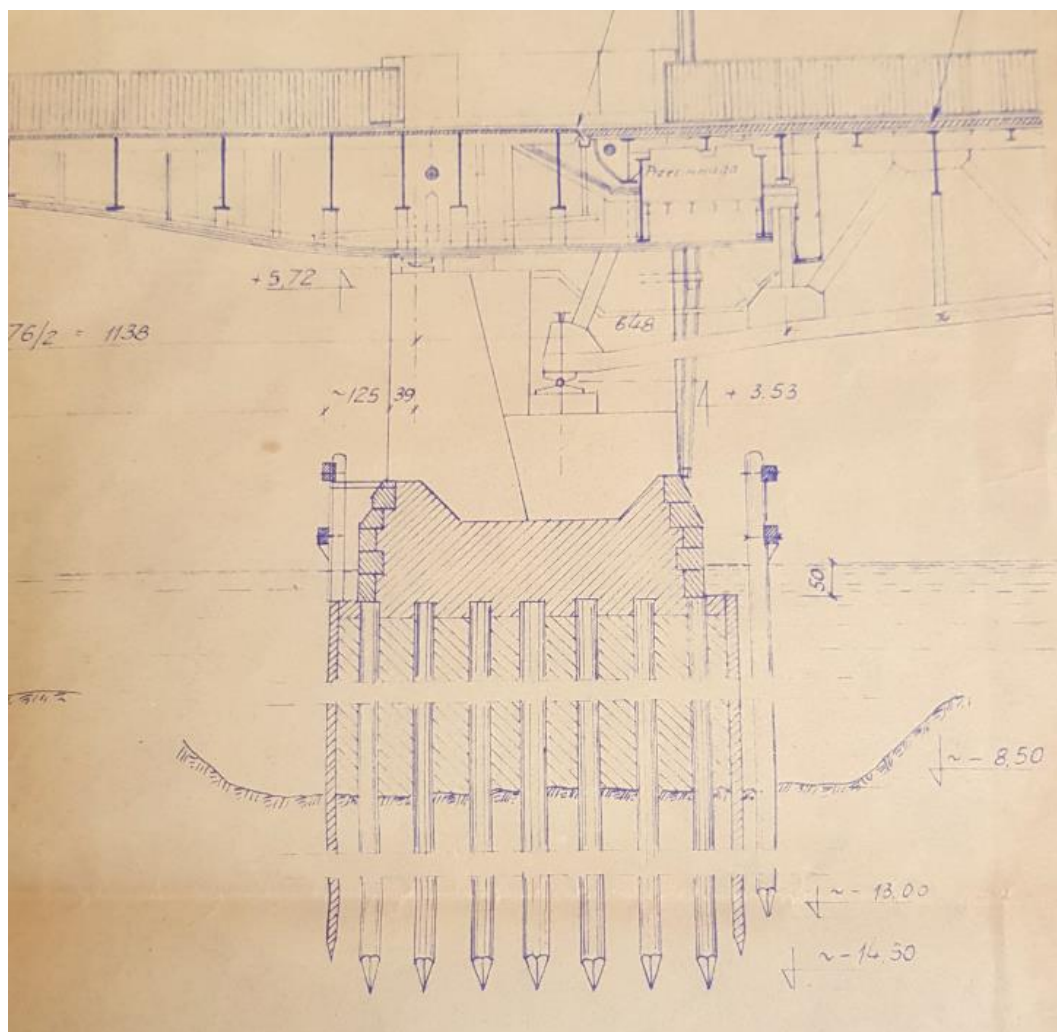
Zgodnie z [1] i [3] przyczółki mostu posadowione są na ruszcie z pali drewnianych zwieńczonym drewnianą podłogą znajdującą się ~0.5 m pod poziomem wody. W zależności od przyczółka, pod drewnianą podłogą znajdują się woda a dopiero na głębokości około od 0,7 do 3 m pod drewnianą podłogą rozpoczyna się dno rzeki. Na drewnianej podłodze spoczywa betonowy korpus przyczółka. W latach 80-tych XIX wieku stan techniczny pali i podłogi uznano za dobry po inspekcji nurka, który zinwentaryzował pale skrajne i pobrał próbki drewna. Rys. 4.2 przedstawia posadowienie przyczółka. Zostało on opracowany na podstawie dokumentacji niemieckiej o której wspomniano w [3].



Rys. 4.2 Konstrukcja posadowienia przyczółków wg [1]

- Filary mostu:

Filary mostu również zostały posadowione na palach w podobny sposób jak przyczółki (rys. 4.3). Różnica jest taka, że wokół posadowienia z pali wykonano drewnianą ściankę szczelną a całą przestrzeń pomiędzy ścianką i palami wypełniono betonem. W związku z czym pale są w betonie pod wodą i nie ma do nich dostępu powietrza. Nie ma żadnych objawów degradacji lub przeciążenia fundamentów filarów.

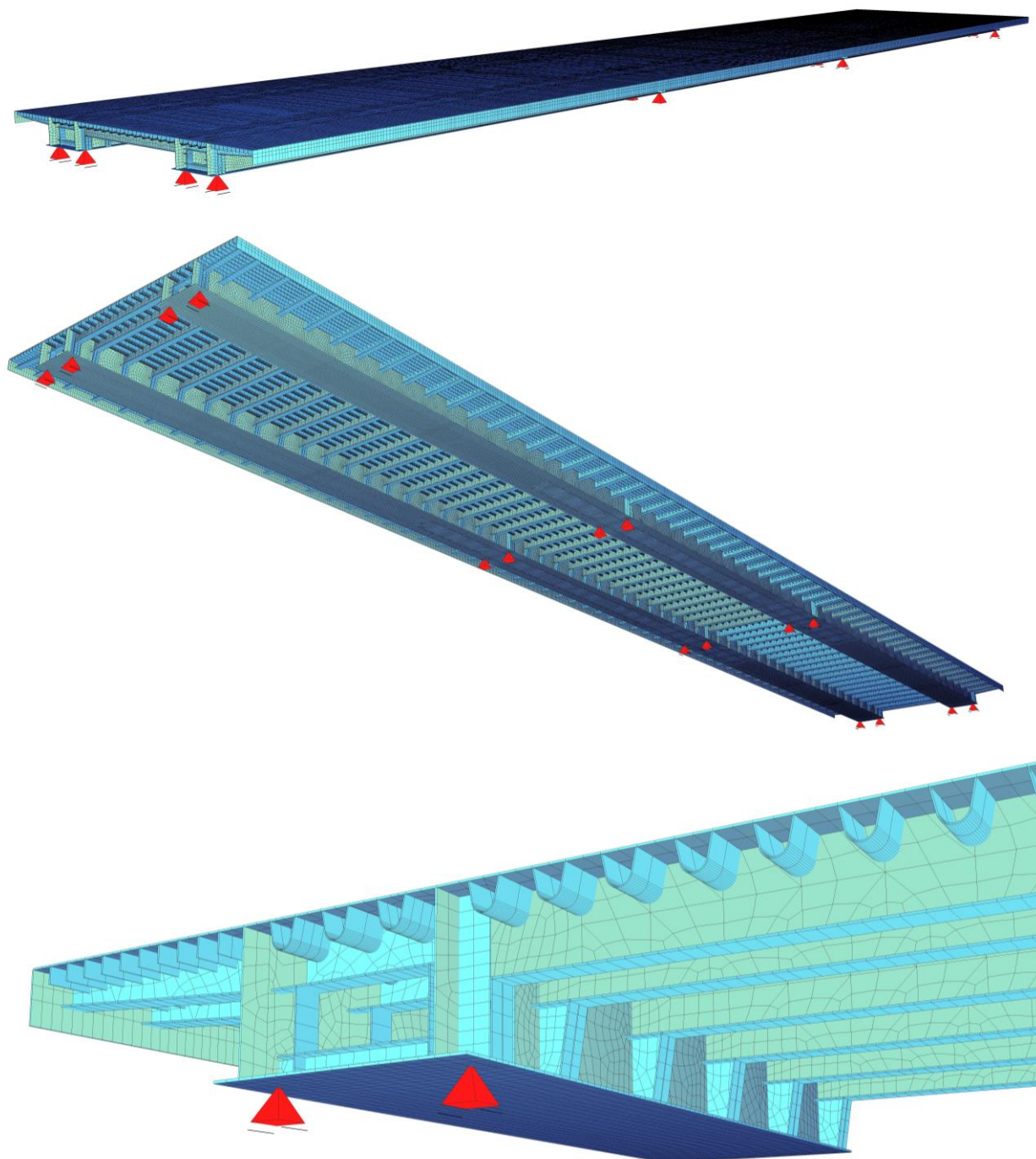


Rys. 4.3 Posadowienie filarów mostu Siennickiego

## 5. ANALIZA NOŚNOŚCI KONSTRUKCJI PRZĘSEŁ

### 5.1. Model numeryczny

Na podstawie dostępnej dokumentacji [1,4] wykonano model numeryczny przęsła. Do budowy wykorzystano środowisko MES SOFiSTiK. Model wykonano z wykorzystano jednowymiarowych elementów belkowych oraz dwuwymiarowych elementów powłokowych. Płytę pomostu, środniki dźwigara, płytę dolną oraz środniki poprzecznic wykonane z elementów powłokowych. Pasy poprzecznic oraz żebra płyty górnej i dolnej wykonano jako elementy belkowe. W miejscach łożysk zadano więzy zgodne z istniejącym schematem łożyskowania. Schemat statyczny oraz wizualizację modelu pokazano na rysunku 5.1.



Rys. 5.1. Wizualizacja modelu numerycznego Mostu Siennickiego (MES SOFiSTiK)

## 5.2. Zakres analiz numerycznych

W celu określenia nośności konstrukcji przęseł przeprowadzono obliczenia obciążając model numeryczny zgodnie z [6]. Postanowiono przykładać obciążenie dla poszczególnych klas obciążenia począwszy od najwyższej klasy A. Najwyższa klasa, dla której warunki nośności będą spełnione zostanie przyjęta jako nośność obiektu.

## 5.3. Obciążenia

Obciążenia ruchome przyjęto zgodnie z polską normą [6]. W modelu numerycznym przyjęto automatycznie generowane obciążenie ciężarem własnym. Dodatkowo zdefiniowano obciążenie od elementów wyposażenia obiektu tj. ciężar nawierzchni jezdni i chodników oraz bariery energochłonne i poręcze. Zgodnie z pkt. 6.6.1 normy [6] obciążenia ruchome zdefiniowano w dwóch wariantach jak dla obiektu z jezdnią drogową z torowiskiem niewyodrębnionym:

- Wariant 1: możliwe obciążenie równomiernie rozłożone  $q$  na całej szerokości jezdni i torowisku oraz obciążenie pojazdem K wg pkt 6.1. normy [6].
- Wariant 2: możliwe obciążenie równomiernie rozłożone  $q$  oraz pojazd K na jezdni drogowej wg pkt 6.1. normy [6] oraz obciążenie taborem tramwajowym na torach tramwajowych wg pkt 6.6.2. normy [6].

## 5.4. Kombinacja obciążeń

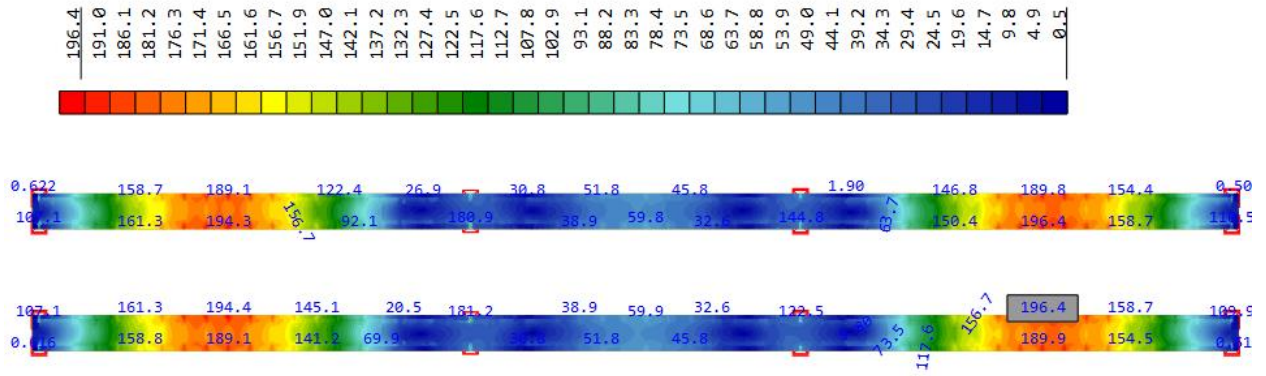
Zgodnie z normą [6] do sprawdzenia stanów granicznych głównych elementów konstrukcyjnych przęsła mostu sporządzono kombinację składającą się z obciążeń zaliczanych do układu obciążeń podstawowych. Przyjęto odpowiednie współczynniki obciążeń zgodnie z tabelą 1 normy [6]. W kombinacji obciążeń uwzględniono następujące obciążenia:

- ciężar własny,
- obciążenie wyposażeniem,
- obciążenie ruchome (klasa A zgodnie z [6] w trzech alternatywnych, wykluczających się wariantach – trzy możliwe położenia pojazdu K po szerokości obiektu),
- obciążenie tłumem na chodniku ( $2,5 \text{ kN/m}^2$ ),

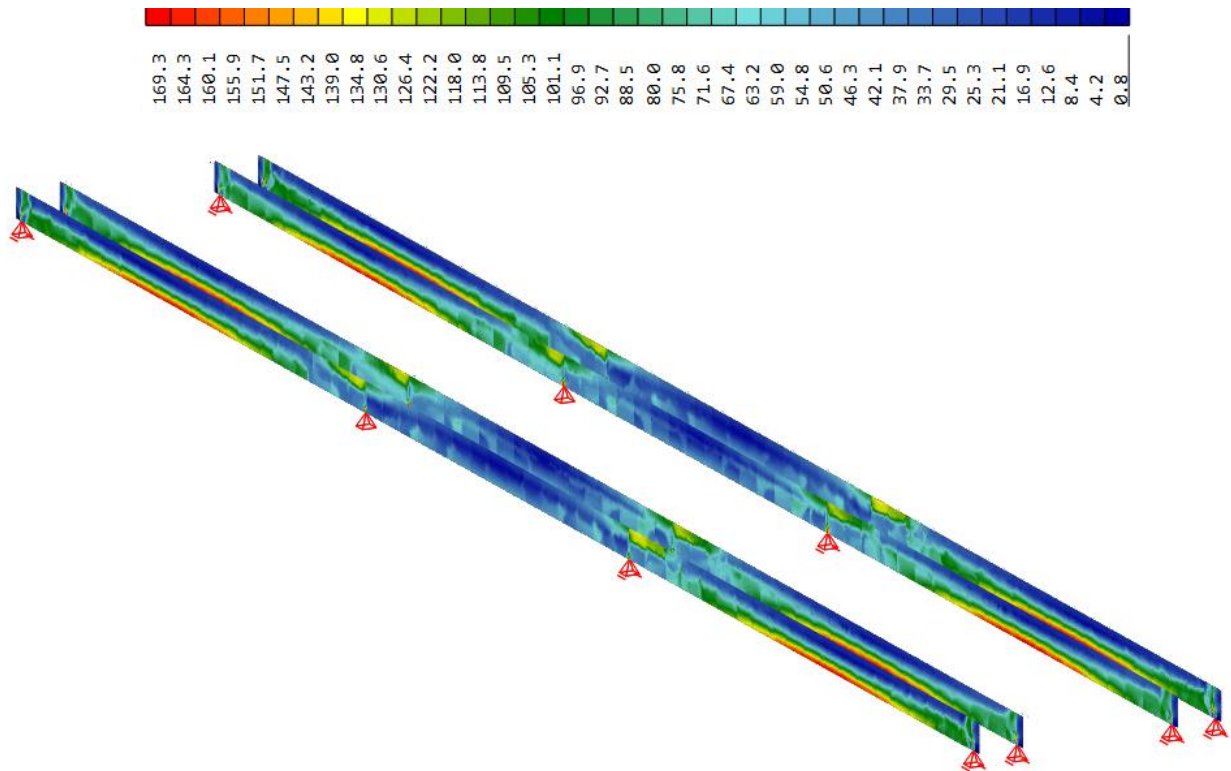
## 5.5. Sprawdzenie SGN i SGU wg PN

Dla układu obciążeń podstawowych wykonano obwiednie maksymalnych naprężeń w elementach konstrukcyjnych obiektu. Na rys. od 5.2 do 5.8 przedstawiono uzyskane wyniki wg hipotezy wytrzymałościowej Hubera-Misesa-Hencky'ego. Tabelaiczne podsumowanie maksymalnych naprężeń przedstawiono w tabeli 5.1. Obliczono również maksymalne ugięcia dźwigara (SGU). Graficzną prezentację przedstawiono na rys. 5.9.

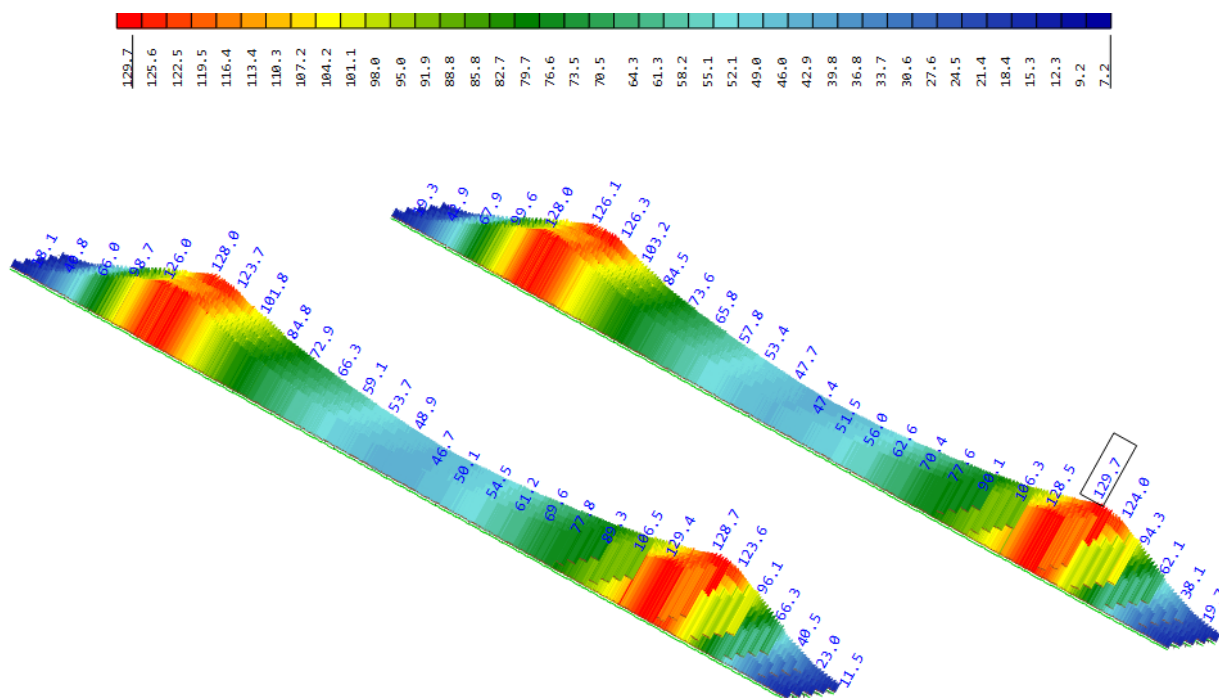




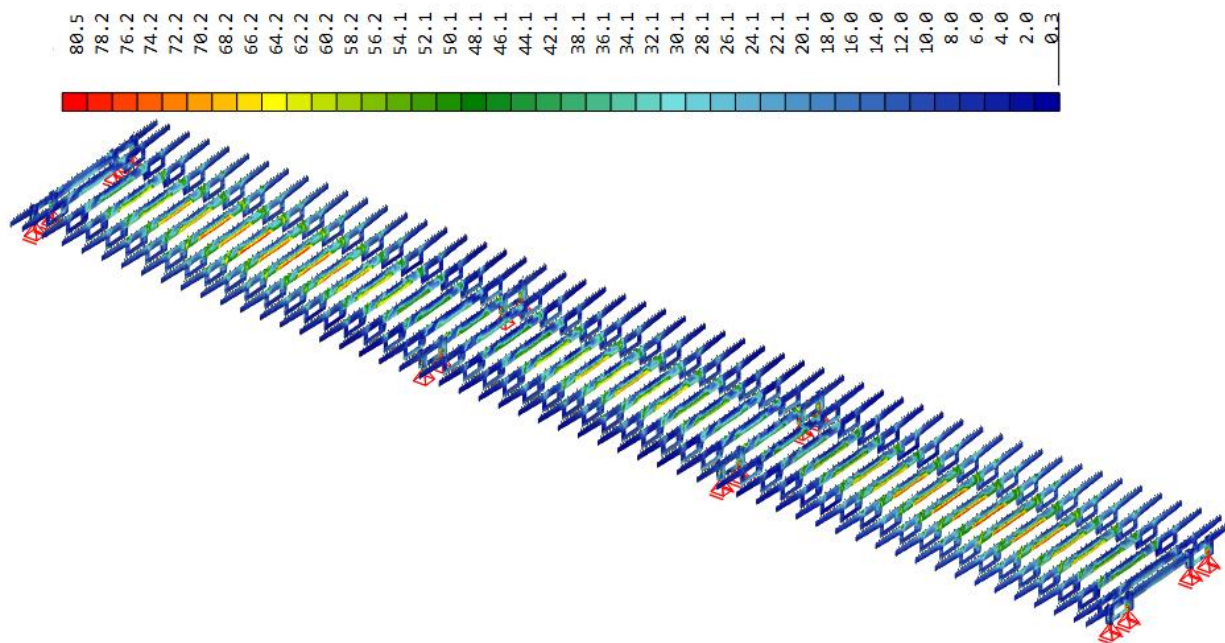
Rys. 5.2 SGN Pas dolny dźwigarów głównych – Naprężenia H-M-H [MPa]



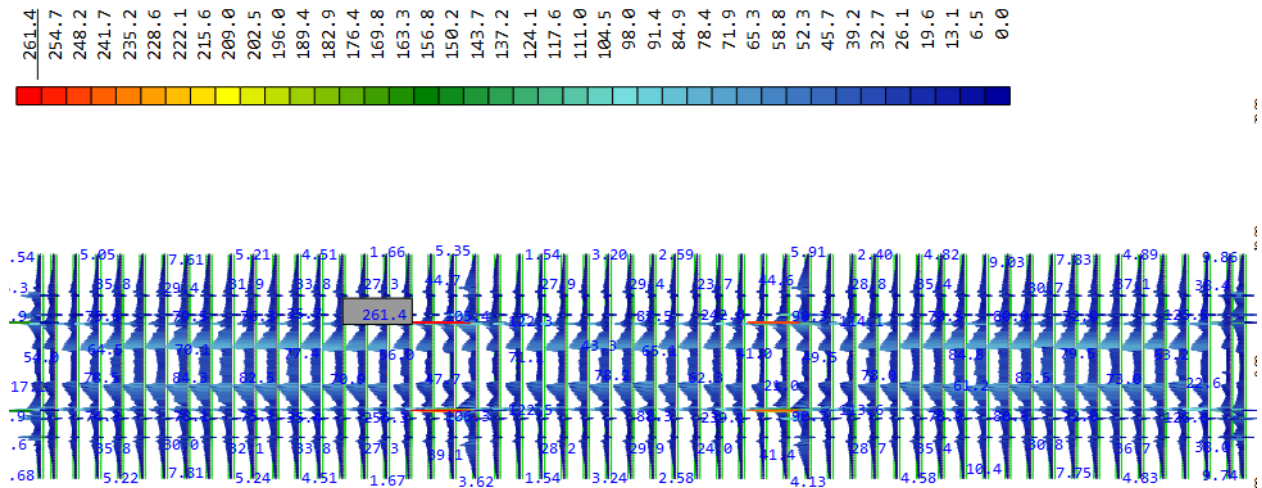
Rys. 5.3 SGN Środkniki dźwigarów głównych – Naprężenia H-M-H [MPa]



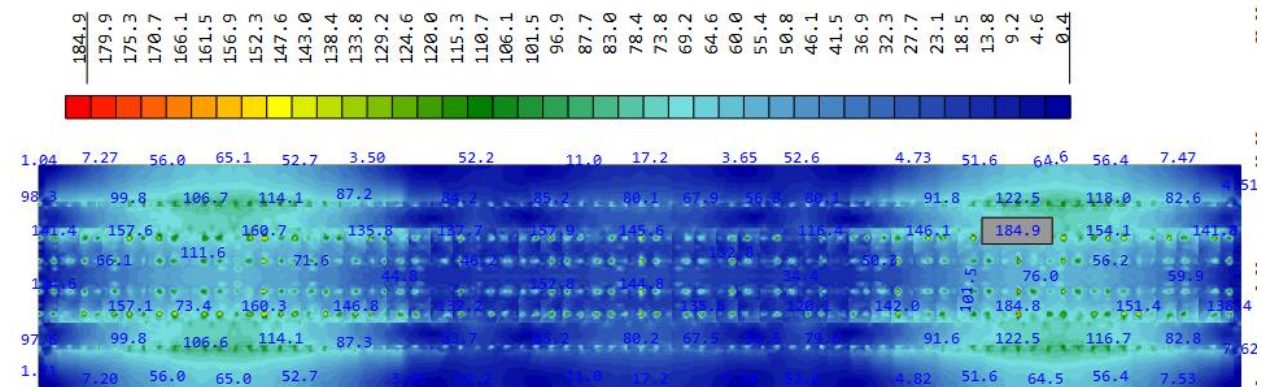
Rys. 5.4 SGN Żebra na pasie dolnym dźwigarów głównych - Naprężenia H-M-H [MPa]



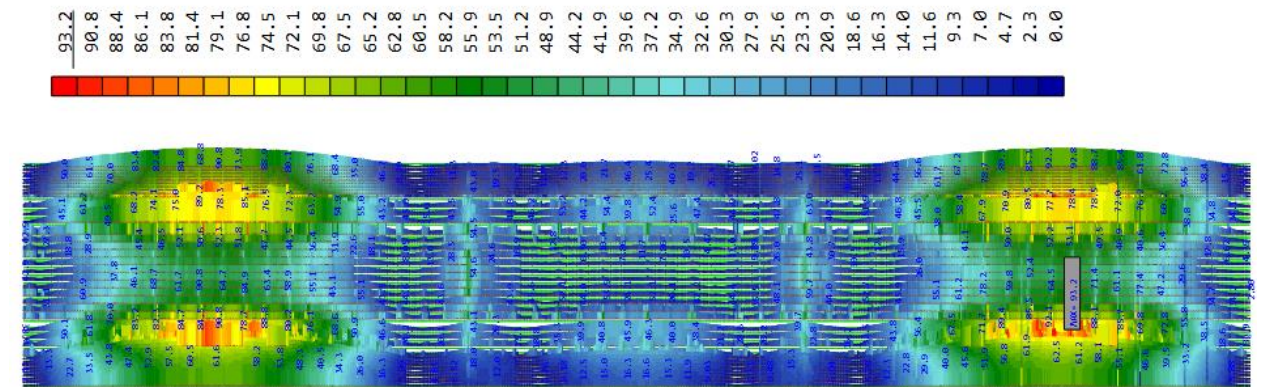
Rys. 5.5 SGN Środki poprzecznic - Naprężenia H-M-H [MPa]



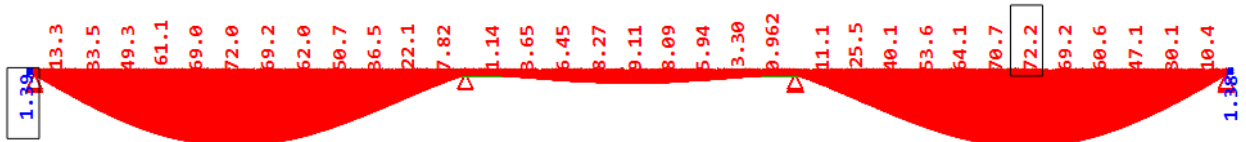
Rys. 5.6 SGN Półki dolne poprzecznic - Naprężenia H-M-H [MPa]



Rys. 5.7 SGN Płyta pomostu - Naprężenia H-M-H [MPa]



Rys. 5.8 SGN Żebra pomostu - Naprężenia H-M-H [MPa]



Rys. 5.9 SGU Maksymalne ugięcia dla lewego dźwigara głównego (patrząc w kierunku Stogów) – kombinacja charakterystyczna

Tabela 5.1 SGN Zestawienie maksymalnych naprężeń zredukowanych wg. H-M-H uzyskanych z kombinacji obliczeniowej [MPa] – obciążenie klasą A wg [6]

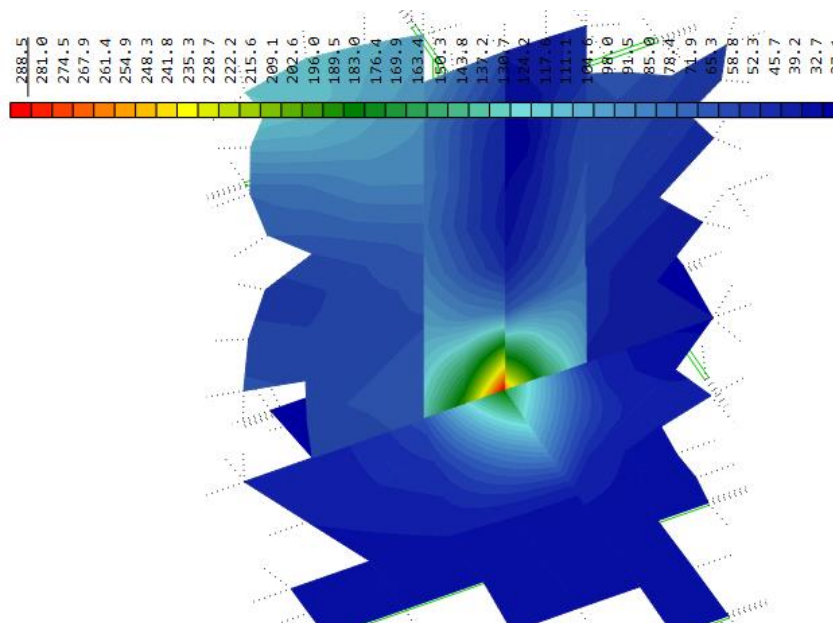
Element konstrukcyjny	Rozpatrywana część przekroju	Maksymalne naprężenia wg. Hipotezy H-M-H [MPa]	Obliczeniowa wytrzymałość stali [MPa]	Wyężenie [%]
Dźwigary główne	Pas dolny	196.4	280	70
	Środniki	169.3	280	60
	Żebra na pasie dolnym	129.7	280	46
Poprzecznice	Środniki	80.5	290	28
	Półki dolne	261.4	280	93
Pomost	Płyta pomostu	184.9	280	66
	Żebra pomostu	93.2	280	33

### Podsumowanie obliczeń SGN i SGU:

Obiekt spełnia warunki nośności dla klasy obciążenia A wg normy [6].

Maksymalne naprężenia obliczeniowe dla dźwigarów głównych wynoszą 196.4 MPa, co wobec obliczeniowej wytrzymałości stali wynoszącej 280 MPa stanowi wykorzystanie przekroju na poziomie 70%. Poprzecznice są wyężone na poziomie do 93%. Należy zaznaczyć, że największe naprężenia uzyskano w środnikach i w półkach dolnych poprzecznic w okolicach punktów podparcia przęseł. W pozostałych miejscach naprężenia okolicach nie przekraczają 100MPa. Maksymalne wyężenie płyty pomostu wynosi 66%.

W zestawieniu wyników naprężeń pominięto prezentację koncentracji naprężeń w pasie dolnym dźwigara oraz w środnikach dźwigarów oraz poprzecznic. Ta koncentracja naprężeń wynika ze sposobu modelowania warunków brzegowych i nie występuje w rzeczywistości gdzie podparcie mostu na łożysku jest powierzchniowe. Przykład takiej koncentracji naprężeń podano na rys. 5. (!!!)



Rys. 5.10 Przykład koncentracji naprężeń w elementach skończonych w pobliżu punkowego podparcia.

Maksymalne ugięcie konstrukcji wynosi 72.2 mm dla dźwigara głównego po stronie lewej (patrząc w kierunku Stogów). Zgodnie z pkt 3.5.2 normy [7] maksymalne ugięcia dla belek pełnościennych wynoszą  $L/300$ , gdzie  $L$  to rozpiętość przęsła. Zgodnie z tym warunkiem dopuszczalne ugięcia dla mostu Siennickiego wynoszą 114.2 [mm]. Wobec obliczonych ugięć w odniesieniu do dopuszczalnych przemieszczeń pionowych warunek SGU jest spełniony.

## 6. ANALIZA NOŚNOŚCI PODPORY SKRAJNEJ – PRZYCZÓŁKA

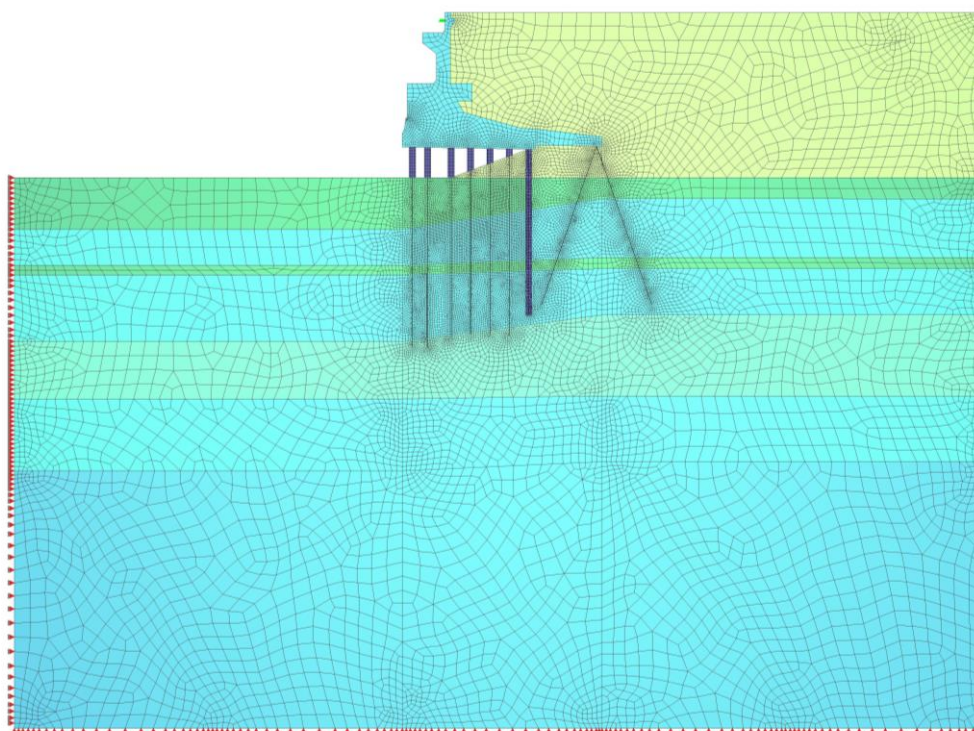
W celu zbadania nośności przyczółka zaplanowano następujące postępowanie:

- Budowa modelu numerycznego przyczółka na podstawie dostępnej dokumentacji archiwalnej.
- Odtworzenie scenariusza zmian geometrycznych, obciążania i odciążania przyczółka na podstawie dostępnej dokumentacji archiwalnej.
- Analiza numeryczna obiektu w celu zbadania zachowania się przyczółka wg założonego scenariusza.
- Porównanie rezultatów numerycznych z rzeczywistym zachowaniem się przyczółka.

### 6.1. Model numeryczny

Zbudowano model numeryczny przyczółka wraz z otaczającym go gruntem. Wykorzystano środowisko MES SOFiSTiK. Model wykonano jako płaski w Płaskim Stanie Odkształceń. Zgodnie z ogólnie przyjętą praktyką obciążenia oraz charakterystyki geometryczne układu sprowadzono do 1 m bieżącej konstrukcji. Wizualizację modelu w stanie docelowym przedstawiono na rysunku (!!!). Do budowy korpusu przyczółka oraz warstw gruntu użyto płaskie elementy czterowęzłowe. Pale oraz ściankę szczelną wykonano z jednowymiarowych elementów belkowych. Pomiedzy elementami belkowymi, a gruntem stworzono interfejsy pozwalające na sterowanie poziomem interakcji pomiędzy palami, a gruntem w poszczególnych warstwach. Wokół przyczółka wymodelowano grunt w zasięgu: poziomo – 2x szerokość przyczółka, pionowo – 2x długość pali. Węzły na krawędziach modelu zablokowano za pomocą sztywnych więzów: krawędzi boczne – więzy poziome, krawędź dolna – więzy pionowe. Dodatkowo dodano element sprężysty typu „spring” w miejscu potencjalnego oparcia ścianki żwirowej przyczółka o przęsło. Jest to element nieliniowy o bardzo dużej sztywności aktywowany dopiero w przypadku skrócenia/wydłużenia o 18cm. W trakcie tworzenia modelu napotkano następujące niepewności:

- Brak rzeczywistych parametrów geotechnicznych gruntów w obrębie przyczółka. Do oszacowania warunków wykorzystano przekroje geotechniczne dostępne w dokumentacji archiwalnej [1,2,4]
- Brak informacji na temat liczby i rzeczywistego rozkładu pali. Ekspertyza [3] potwierdza, że już w trakcie jej sporządzania (rok 1988) te dane nie były dostępne.
- Nieznajomość stanu i kondycji pali drewnianych.
- Nieznajomość stanu i kondycji betonu korpusu przyczółka oraz tylnej części zabezpieczającej przed przesunięciem (z kozłem palowym).



Rys. 6.1. Wizualizacja modelu przyczółka wraz z otaczającym gruntem w stanie docelowym

Uwzględniając wszystkie wyżej wspomniane wątpliwości przyjęto następujące charakterystyki modelu. Przekrój geotechniczny i warstwy gruntu zamodelowano jak na rysunku 6.2. Poziom wody przyjęto na poziomie 28m (rys. 6.2). W analizach wykorzystano nieliniowość materiałową. Zastosowano dla gruntów rodzimych model Hardening-Soil, a dla gruntu nasypowego model Mohra-Coulomba. Parametry gruntu przyjęto na podstawie normy [8] oraz doświadczeń własnych.

Wyodrębniono następujące fazy pracy konstrukcji związane z historią obiektu:

1. Stan gruntu in situ z miejscem na budowę przyczółka (warstwy od koloru żółtego w dół wg rys. 6.2)
2. Budowa przyczółka na palach drewnianych. Dla uproszczenia przyjęto od razu aktualną geometrię przyczółka. Ciężar przyczółka nie wpływa istotnie na deformację całego układu.
3. Wykonanie zasyпки gruntowej za przyczółkiem do poziomu 2m niżej niż obecna wysokość przyczółka (kolor pomarańczowy wg rys. 6.2).
4. Obciążenie przyczółka siłą reakcji od obciążeń stałych z przęsła mostu o aktualnej geometrii.
5. Wykonanie zasyпки do aktualnego poziomu (kolor czerwony wg rys. 6.2).
6. Dociążenie zasyпки symulujące wykonanie wzmocnienia nasypu w technologii jet grouting.
7. Przerwanie betonowego, tylnego fragmentu przyczółka połączonego z kozłem palowym. Istnieje możliwość oparcia się poziomo przyczółka na przęsło.
8. Usunięcie przęsła (podpory sprężystej) z układu po uszkodzeniu konstrukcji wg p. 7.

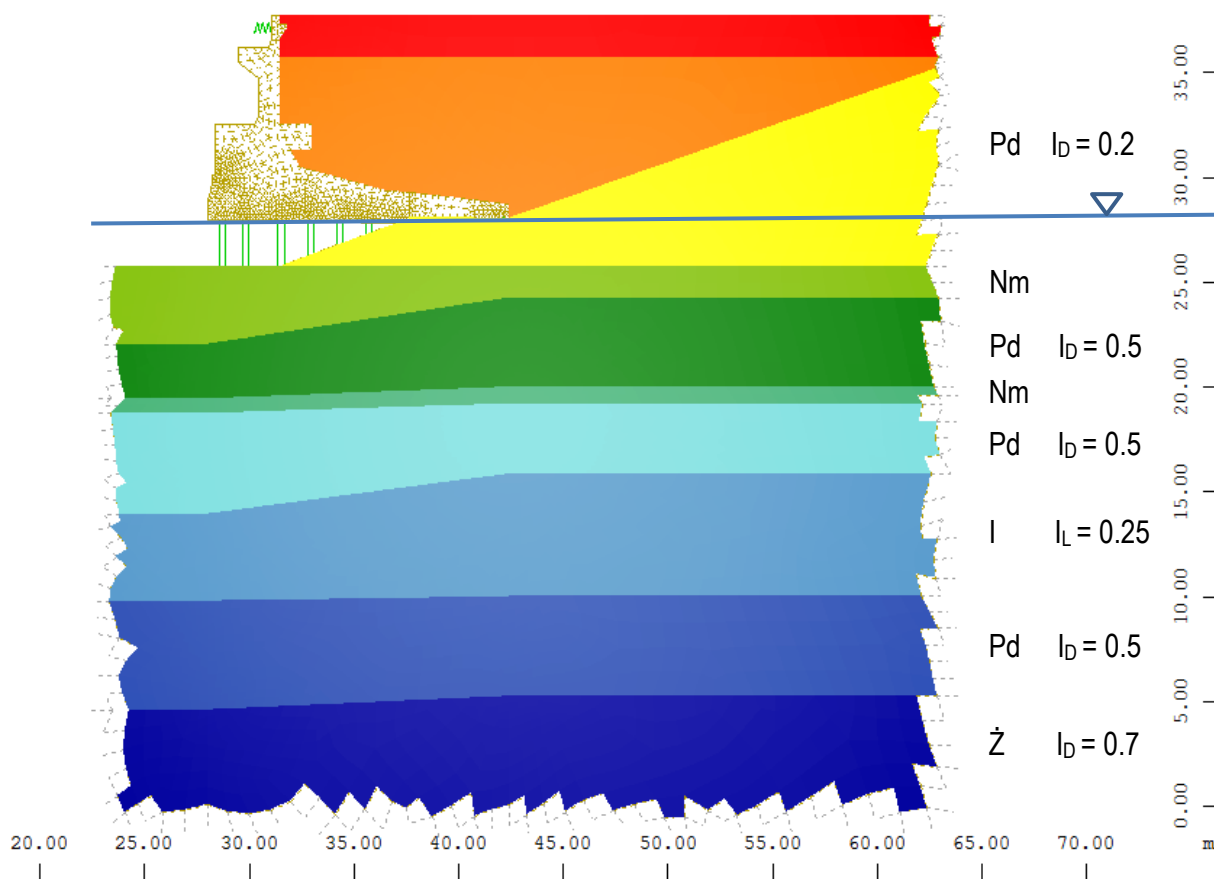
Najbardziej istotne fazy w etapach „życia” przyczółka to:

Faza 3 reprezentuje stan podpory przed wykonaniem nowego przęsła w roku 1989. Dokumentacja fotograficzna pozwala stwierdzić, że podpora mimo spękań była stateczna w ówczesnym układzie obciążeń.

Faza 6 reprezentuje stan podpory po roku 1989 z opartym przęsłem stalowym i wykonaniu remontów.

Faza 7 reprezentuje potencjalne uszkodzenie.

Faza 8 reprezentuje usunięcie obiektu po potencjalnym uszkodzeniu przyczółka.

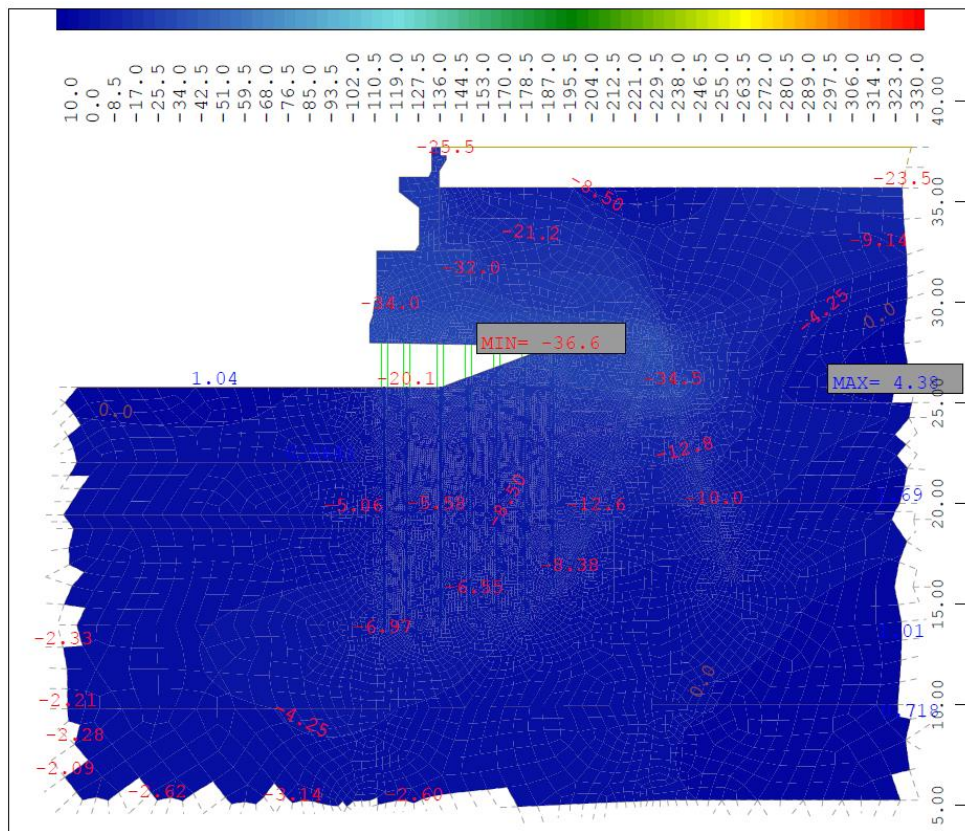


Rys. 6.2. Przyjęty na podstawie dokumentacji archiwalnej układ warstw gruntu w obrębie przyczółka od strony Stogów

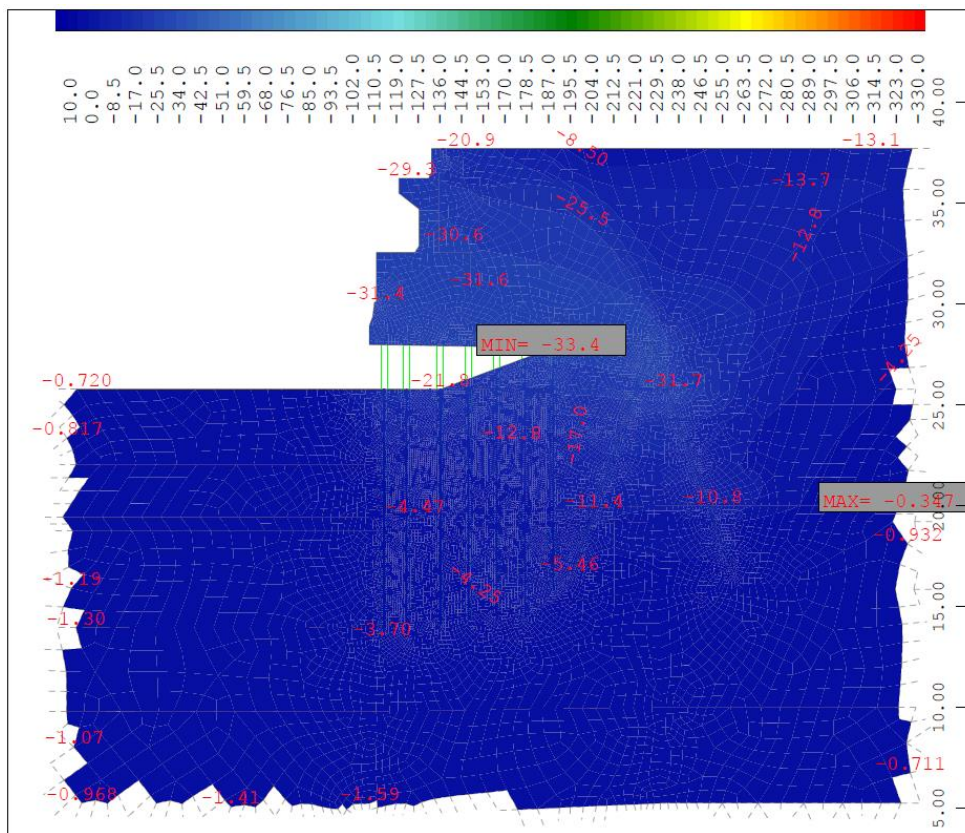
## 6.2. Rezultaty analiz numerycznych

Obliczenia przeprowadzono w środowisku MES SOFiSTiK 2020. Umożliwiono pojawianie się i włączanie do interakcji elementów w sposób zbliżony do scenariusza przedstawionego w p. 6.1. W ten sposób powstała sekwencja stanów układu, w którym każdy kolejny krok rozpoczynał się od rezultatów (stanu naprężeń i odkształceń) kroku poprzedniego. Poniżej przedstawiono rezultaty przemieszczeń dla wybranych obliczonych faz pracy konstrukcji (rys. 6.3 – 6.6). Przemieszczenia podano dla głównych faz (3, 6, 7) jako przyrosty względem poprzedniej głównej fazy. Na koniec przedstawiono sumaryczne przemieszczenia z punktu 7 i 8, w celu zaprezentowania skali przemieszczeń w przypadku uszkodzenia przyczółka i usunięciu przęsła. Na rysunkach 6.7-6.10 pokazano wizualizację deformacji układu w tych samych fazach. Również dla tych samych faz pokazano na rysunku 6.11 maksymalne naprężenia ściskające w przekrojach pali. Naprężenia obliczano w sposób liniowy z założeniem pełnej wytrzymałości niezdegradowanego przekroju pali.

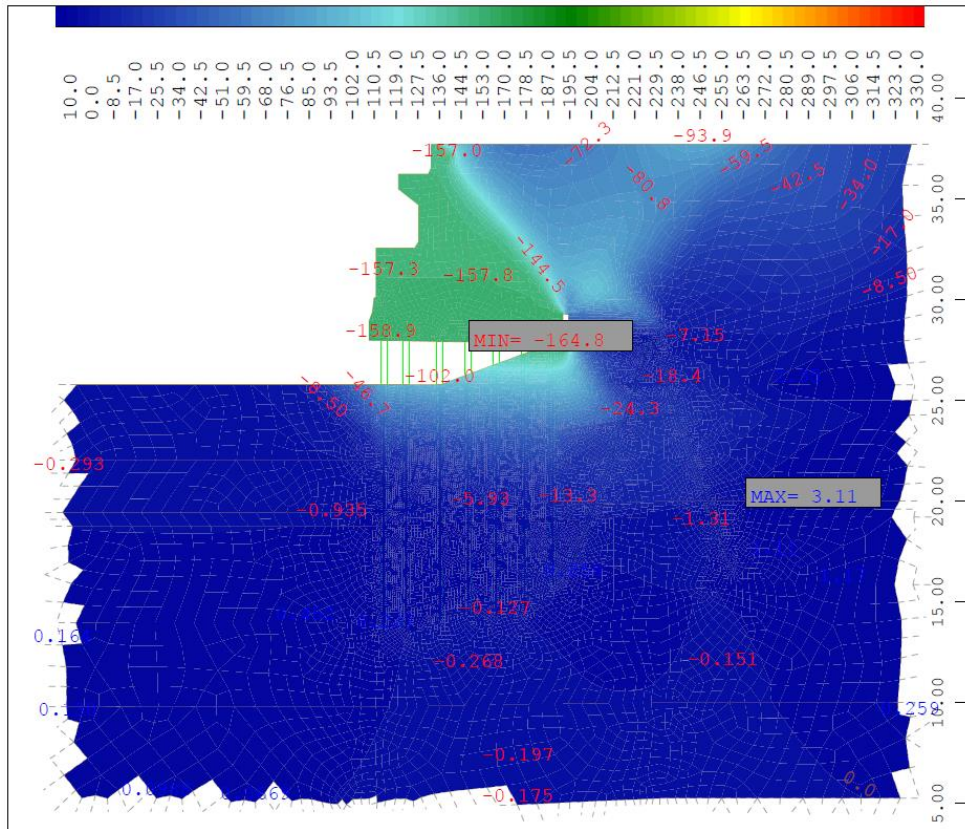




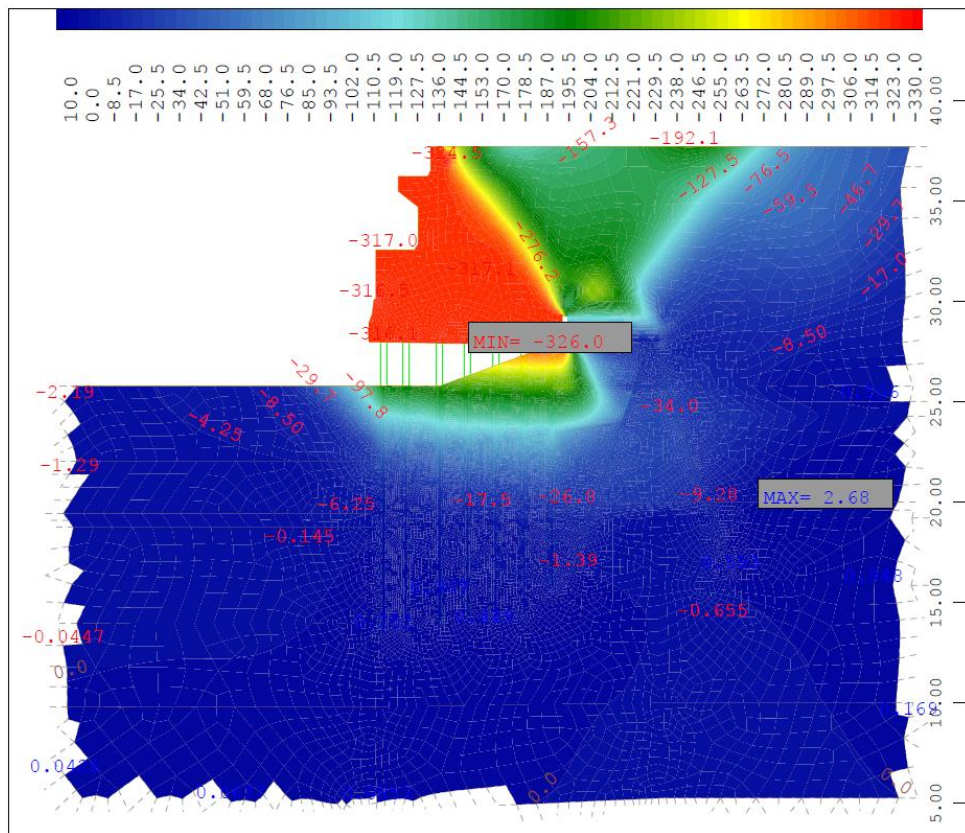
Rys. 6.3. Przemieszczenia poziome przyczółka do roku 1989 (przed remontem) – faza 3 [mm]



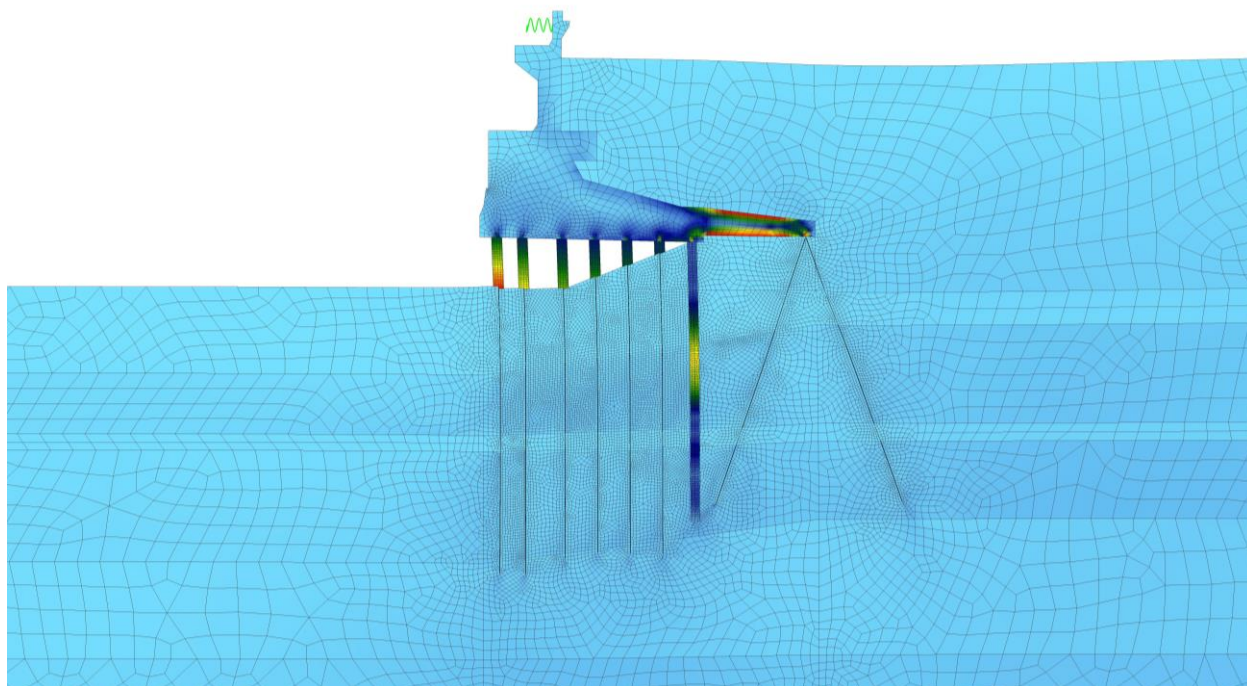
Rys. 6.4. Przemieszczenia poziome przyczółka po wykonaniu nowego przęsła i przeprowadzonych remontach – faza 6 [mm]



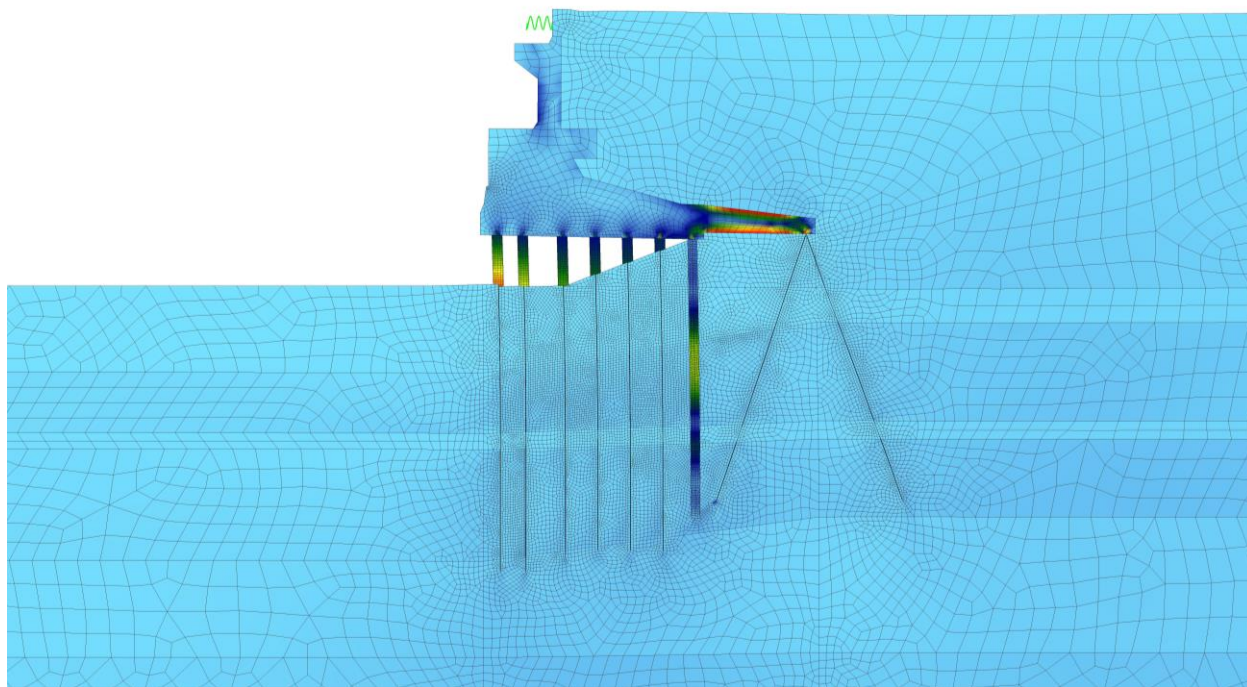
Rys. 6.5. Przemieszczenia poziome przyczołka wywołane uszkodzeniem – faza 7 [mm]



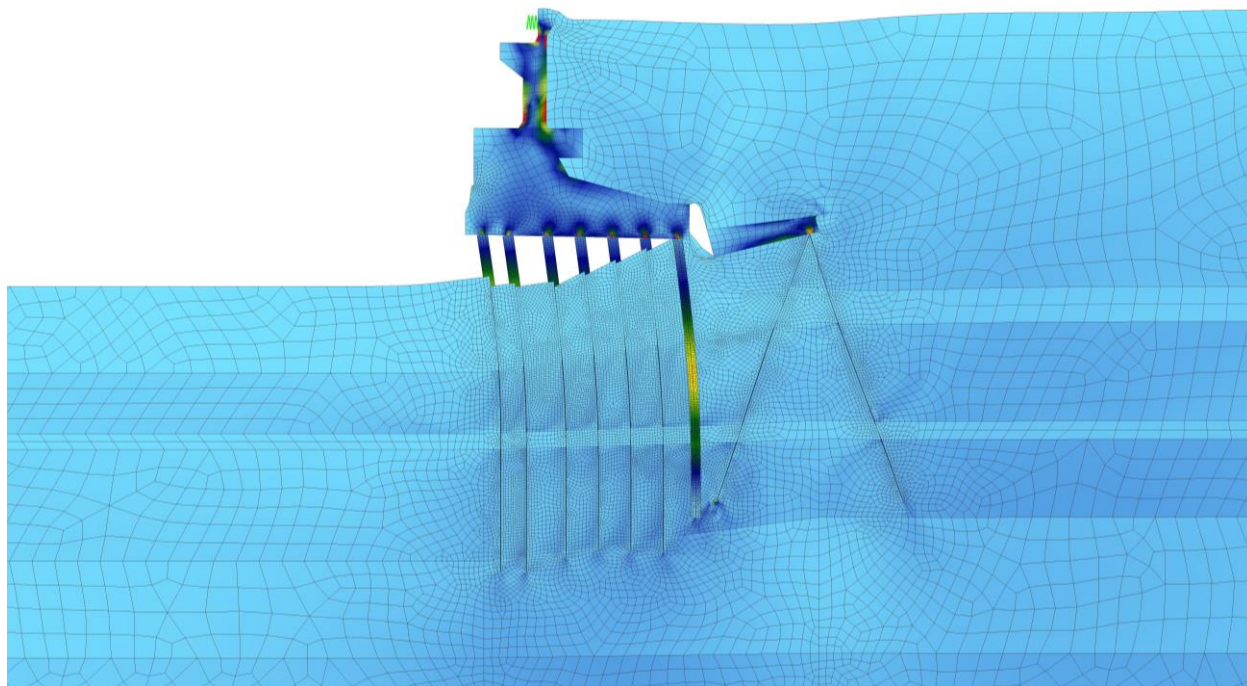
Rys. 6.6. Przemieszczenia poziome wywołane uszkodzeniem przyczołka w przypadku braku podparcia przez konstrukcję przęsła – faza 8 [mm]



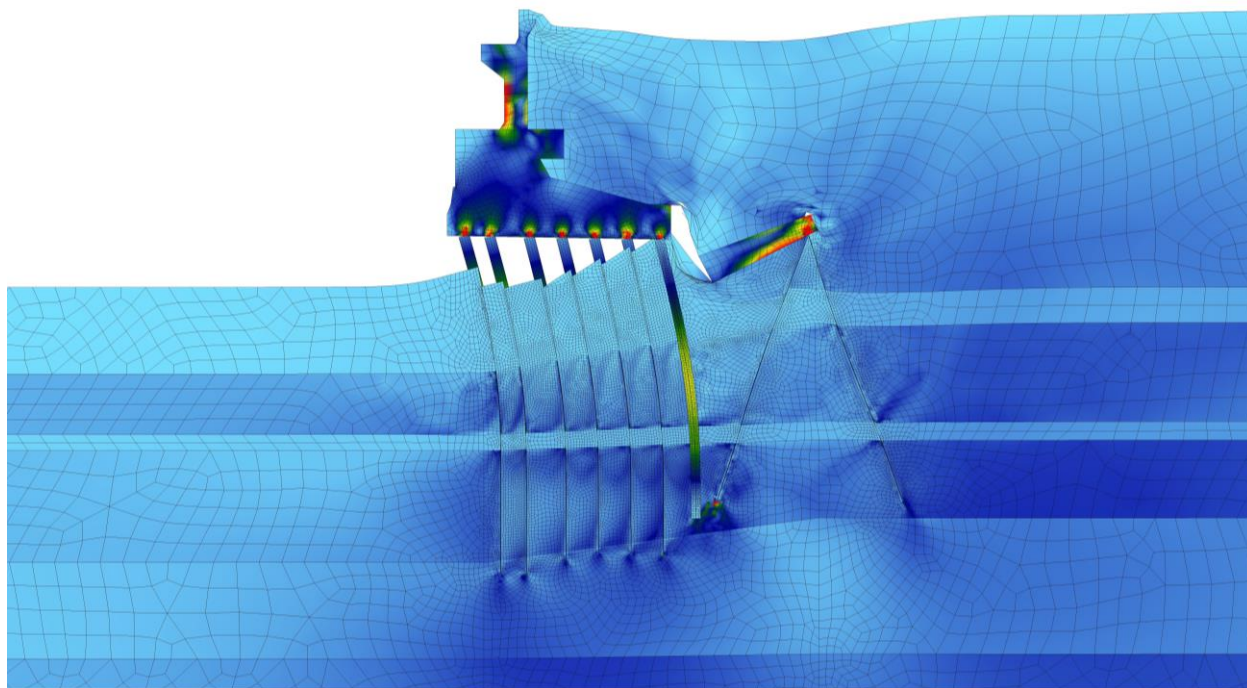
Rys. 6.7. Przyrost przemieszczeń – deformacja przyczołka w fazie 3 – skala: 5:1.



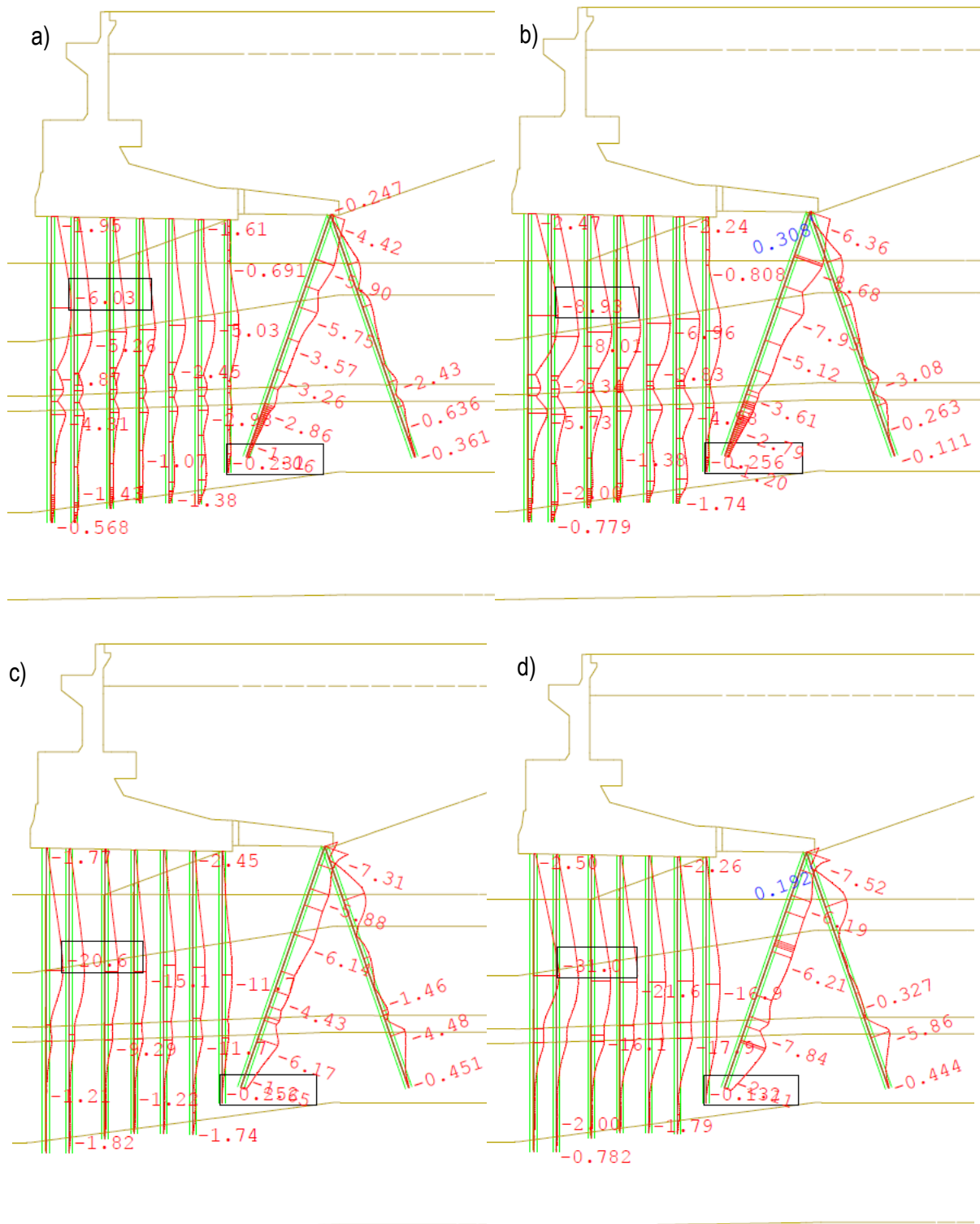
Rys. 6.8. Przyrost przemieszczeń – deformacja przyczołka w fazie 6 – skala: 5:1.



Rys. 6.9. Przyrost przemieszczeń – deformacja przyczółka w fazie 7 – skala: 5:1.



Rys. 6.10. Przyrost przemieszczeń – deformacja przyczółka w fazie 8 – skala: 5:1.



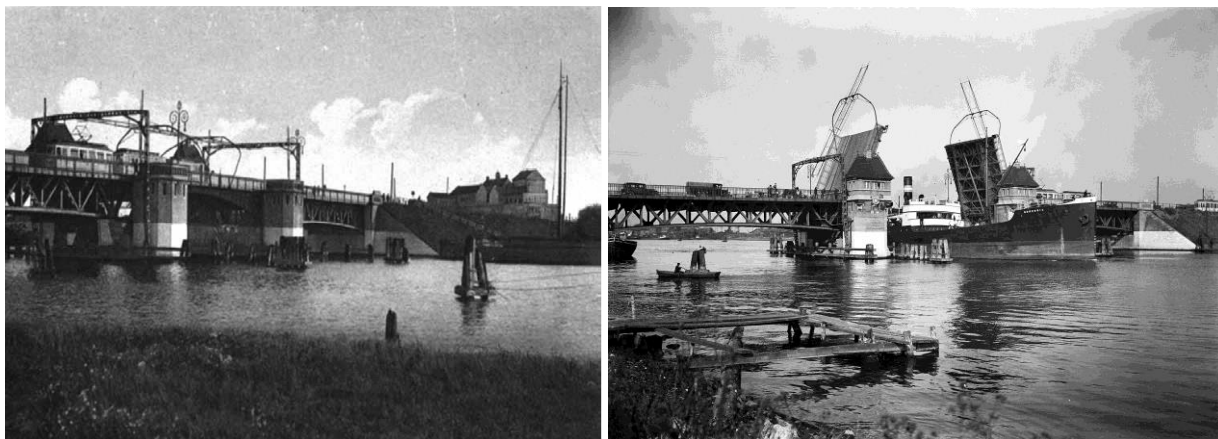
Rys. 6.11. Maksymalne naprężenia ściskające w palach dla faz: (a) 3, (b) 6, (c) 7, (d) 8 [MPa]

## 7. OCENA STANU TECHNICZNEGO PRZYZCÓŁKÓW NA PODSTAWIE OGŁĘDZIN, OBJAWÓW I STUDIÓW DOKUMENTACJI ARCHIWALNEJ

W celu wyjaśnienia przyczyn obecnego stanu technicznego stanu technicznego przyczółków trzeba odtworzyć historię ich budowy i eksploatacji. Daty przytoczone poniżej mogą być nieprawidłowe z historycznego punktu widzenia. Mają one jedynie zdefiniować przedziały czasowe ważne z technicznego punktu widzenia.

### 7.1. Rys historyczny

Most Siennicki został zbudowany w 1912 roku. Przeprawa składała się z kratownicowych przęseł skrajnych i zwodzonego przęsła nawigacyjnego. Na moście odbywał się ruch kołowy i tramwajowy. Historycznie przedmiotowa przeprawa składa się z dwóch części. Część brzegowa to klasyczne przęsła o konstrukcji kratownicowej z jazdą górą. Część środkowa to stalowe przęsło zwodzone składające się z dwóch symetrycznych konstrukcji klapowych z przeciwwagą. Cała przeprawa liczyła ~95 m.

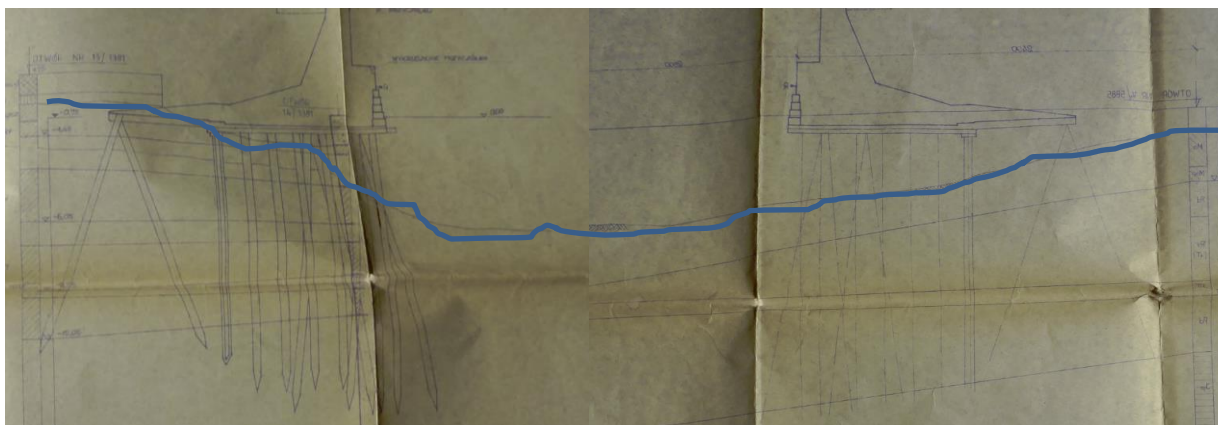


Rys. 7.1 Historyczne zdjęcie Mostu Siennickiego. Widok na stronę zachodnią i poniżej na wschodnią

Istotne dla oceny jest umiejscowienie przyczółków w palnie. Niefortunnie postanowiono skrócić most zawężając rzekę w miejscu przeprawy (rys. 7.2). W rezultacie zbudowano przyczółki w sposób podobny do nabrzeża (rys. 7.3).



Rys. 7.2 Most Siennicki w planie z zaznaczoną linią brzegową rzeki (mapa google, szkic z archiwum państwowego w Gdańsku)

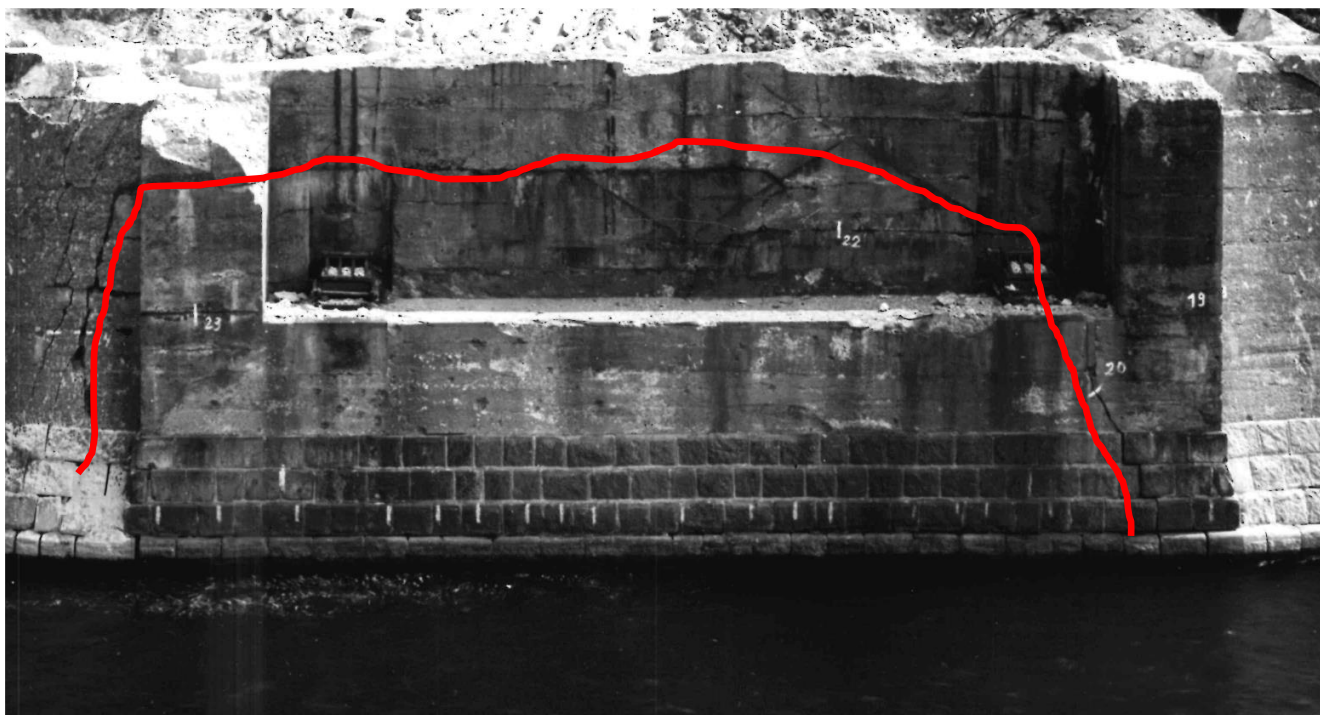


Rys. 7.3 Przyczółki Mostu Siennickiego z zaznaczoną linią dna rzeki Martwej Wisły (zasoby ZDiZ Gdańsk)

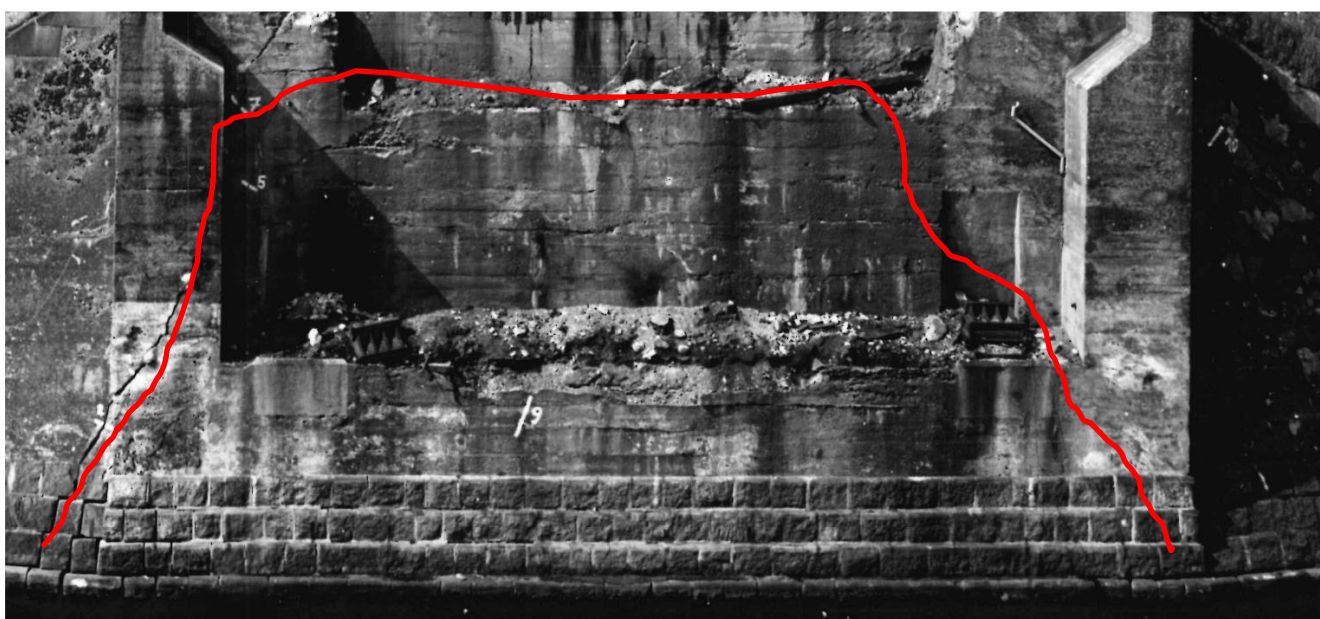
Konstrukcja posadowienia przewiduje w obrębie koryta rzeki przejście obciążenia z nasypu i przyczółka przez ruszt palowy (rys. 7.3). Nasyp nad częścią lądową posadowiono bezpośrednio. Oddziaływanie nasypu w części lądowej na przyczółek i część nadwodną przejmowała ścianka szczelna zakotwiona u koźle palowym. Geotechnicznie warunki są bardzo trudne, gdyż występują od góry namuły i ropy plastyczne przewarstwione piaskami (warunki geotechniczne opisano w punkcie 6 opracowania). Należy wspomnieć, że przedstawiony na rys. 7.3 schemat palowania nie jest dokumentem oryginalnym i został technicznie potwierdzony jedynie w zakresie pierwszego rzędu pali od strony rzeki (ekspertyza nurkowa z 1984 roku). Nie natrafiono na materiały archiwalne dokumentujące rzeczywisty plan palowania.

W marcu 1945 roku Niemcy próbowali wysadzić przęsła mostu i uszkodzili je na tyle skutecznie, że pomimo prób nigdy ich nie odbudowano. Wykonano wzmocnienie z wykorzystaniem tymczasowych podpór i mostu składanego Bayleya. W roku 1984 podjęto prace nad budową nowych przęseł. Projekt wykonało BPBK w Gdańsku [1]. Projekt zakładał wykorzystanie istniejących przyczółków pomimo wątpliwości wskazywanych w [3]. Zastrzeżenia budziła stateczność przyczółków posadowionych na palach drewnianych. Ostatecznie zdemontowano stare przęsła i przystąpiono do oceny podpór pod kontem budowy nowych przęseł. Wyrażano zastrzeżenia co do stanu technicznego przyczółków. Zdawano sobie wówczas sprawę z faktu, iż pale w dużej części fundamentów przyczółków stoją w wodzie i mogą podlegać erozji biologicznej. **Wówczas zakładano, że przebudowany most będzie służyć miastu 20 lat** i pomimo wątpliwości przystąpiono do budowy nowych przęseł z wykorzystaniem istniejących podpór. Nie wykonano żadnych zabiegów wzmocniających posadowienie.

Przyczółki były mocno popękane. Charakter i przebieg pęknięć wskazywał jednoznacznie na nierównomierne osiadanie korpusów przyczółków w stosunku do skrzydełek (rys. 7.4)



Rys. 7.4 a) Historyczne zdjęcia przyczółków (zachodni) z zaznaczoną linią głównego pęknięcia. (źródło ZDiZ Gdańsk).



Rys. 7.4 b) Historyczne zdjęcia przyczółków (wschodni) z zaznaczoną linią głównego pęknięcia. (źródło ZDiZ Gdańsk).

W związku z przebudową ul. Siennickiej podwyższono niweletę na przeprawie. Skutkowało to dodaniem ~2 m nasypu (w murach oporowych) i tym samym poważnym jego dociążeniem.

W roku 1989 oddano Most Siennicki do użytkowania. Już wtedy przyczółki zaczęły się przemieszczać w kierunku rzeki. Świadczą o tym zdjęcia zakleszczonych dylatacji (rys. 7.5). Można przypuszczać, że przyczółki utrzymały stateczność dzięki zaparciu się o przesło mostu.





Rys. 7.5 Pierwotna dylatacja na moście [4]. Widoczne całkowite zakleszczenie przy temperaturze powietrza poniżej 10 st. C. (12.11.2004)

W roku 2015 wykonano remont nawierzchni na moście. Elementem prac była wymiana zakleszczonych dylatacji. Nie dokonano wówczas krytycznej oceny sytuacji i rozebrano zakleszczone dylatacje wraz ze ściankami żwirowymi tym samym umożliwiając przyczółkom dalszy ruch w kierunku rzeki. Cztery lata po wykonaniu nowych dylatacji z uwagi na ich zły stan zlecono ocenę sytuacji [9] która ujawniła i opisała przyczyny nieprawidłowości. Wtedy to na podstawie pomiarów stwierdzono, że sumaryczne przemieszczenia przyczółków od 1988 roku wynoszą ok. 160 do 180 mm w kierunku rzeki i sytuacja nie wygląda na ustabilizowaną.

Przebieg deformacji w czasie można ująć w chronologiczny ciąg wydarzeń:

1. 1912 – budowa mostu
2. 1912 – 1945 brak informacji o kłopotach z przyczółkami
3. 1945 – uszkodzenie przęsła przez saperów niemieckich
4. 1947 – 1986 funkcjonuje tymczasowa przeprawa. Brak informacji o ruchach przyczółków
5. 1989 – oddanie do użytku nowego mostu. Dociążono strefy przyczółkowe o 2m dodatkowego naziomu
6. 2004 – dylatacje na moście są zakleszczone. Można oszacować przemieszczenie przyczółków na ~50 mm w kierunku rzeki. Nie wiadomo, kiedy nastąpiło zakleszczenie dylatacji.
7. 2015 – remont nawierzchni i uwolnienie zakleszczonych przyczółków. Można oszacować, że w tym czasie przyczółki po uwolnieniu przesunęły się w kierunku rzeki o ~80 mm (wg informacji z budowy wystąpiło gwałtowne uwolnienie, potwierdzone hukiem )
8. 2015 – Montaż nowej dylatacji
9. 2019 – Stwierdzono zakleszczenie nowych dylatacji. Można oszacować, że w tym czasie przyczółki przesunęły się w kierunku rzeki o ~40 mm

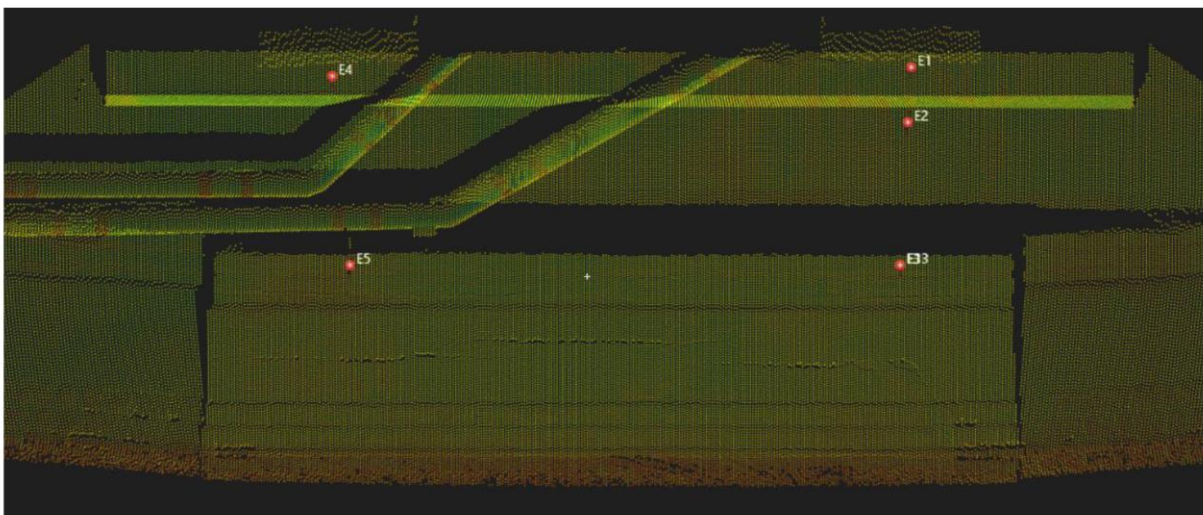
Sumaryczne przemieszczenie przyczółków w kierunku rzeki określono na podstawie pomiarów przesunięć punktów podparcia łożysk. Wynoszą one ok. 180 mm w kierunku rzeki na dzień 28.10.2019.

O tego czasu prowadzony jest monitoring geodezyjny położenia przyczółków, który wskazuje tendencję do dalszych przemieszczeń.

## 7.2. Pomiary monitorujące

Na potrzeby prowadzenia monitoringu przemieszczeń wykonano bazę pomiarową i umieszczono punkty pomiaru geodezyjnego na przyczółkach [5]

Podsumowanie pomiarów obrazują szkice zamieszczone poniżej wg [5] rys. 7.6 i 7.7 oraz tabela nr 7.1

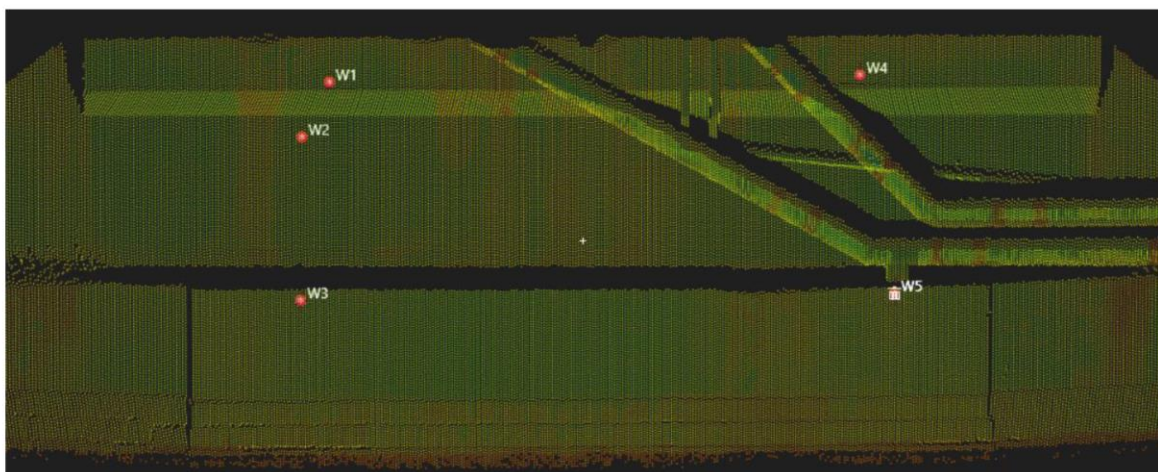


4. Punkty pomiarowe na przyczółku wschodnim (od strony Przeróbki)

5. Przyczółek wschodni - wartości przemieszczeń.

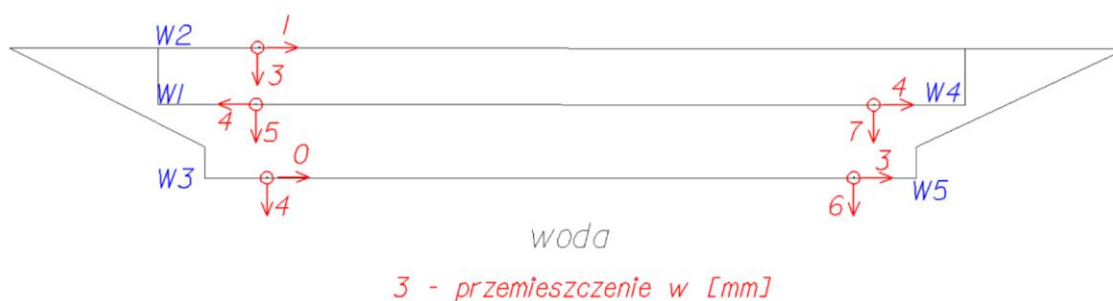


Rys. 7.6 Całkowite przemieszczenia pomierzone od 28.11.2019 na przyczółku wschodnim (Stogi)



6. Punkty pomiarowe na przyczółku zachodnim (od strony Gdańska)

7. Przyczółek zachodni - wartości przemieszczeń.



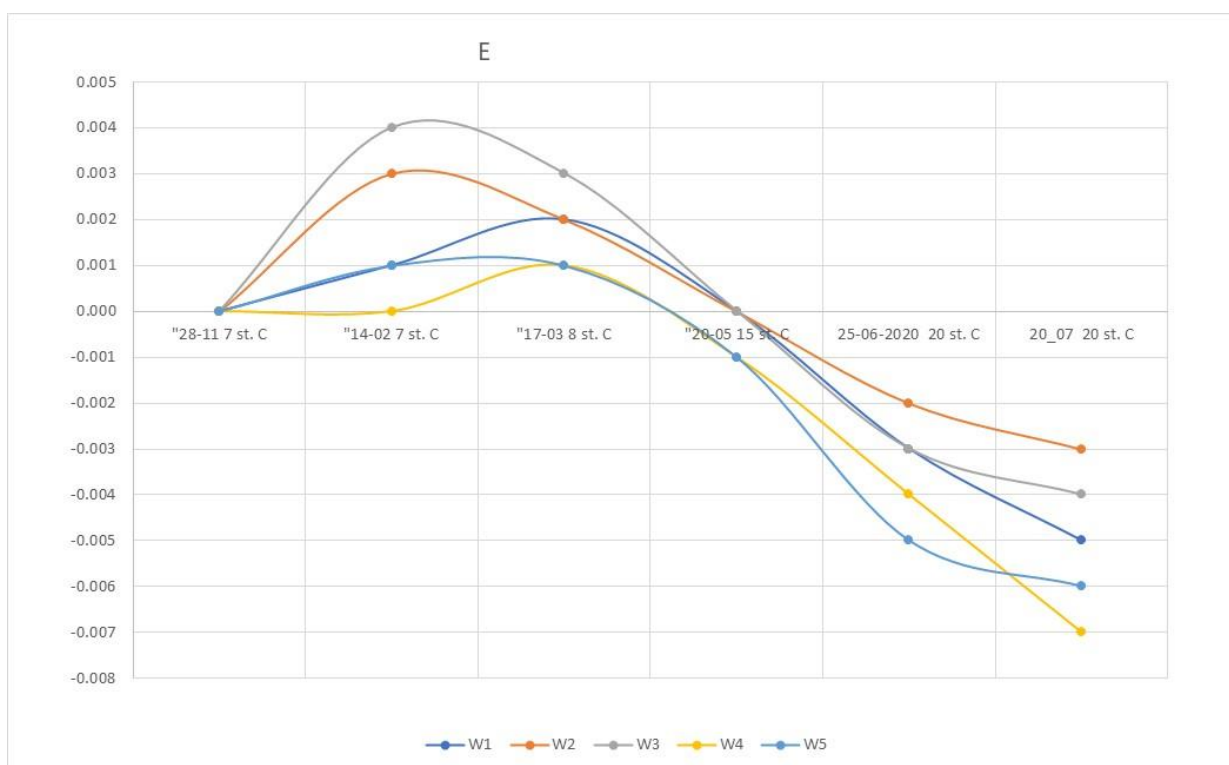
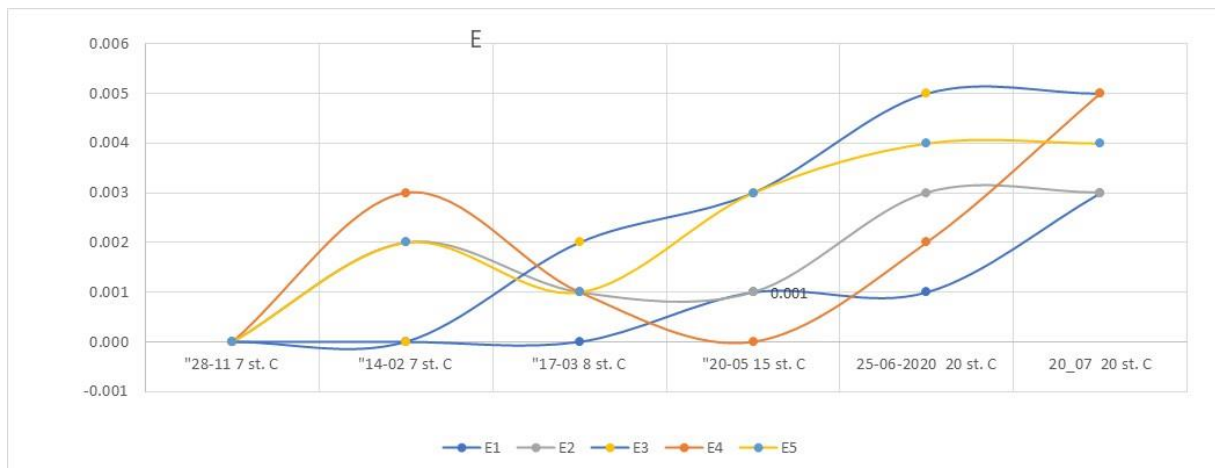
Rys. 7.7 Całkowite przemieszczenia pomierzone od 28.11.2019 na przyczółku zachodnim (Gdańsk)

Tabela 7.1 Historia przemieszczeń punktów pomiarowych względem odczytu w dniu 28.11.19

punkt	przemieszczenia podłużne [mm]					
	"28-11 7 st. C	"14-02 7 st. C	"17-03 8 st. C	"20-05 15 st. C	25-06-2020 20 st. C	20_07 20 st. C
E1	0.00	0.000	0.000	0.001	0.001	0.003
E2	0.00	0.002	0.001	0.001	0.003	0.003
E3	0.00	0.000	0.002	0.003	0.005	0.005
E4	0.00	0.003	0.001	0.000	0.002	0.005
E5	0.00	0.002	0.001	0.003	0.004	0.004
W1	0.00	0.001	0.002	0.000	-0.003	-0.005
W2	0.00	0.003	0.002	0.000	-0.002	-0.003
W3	0.00	0.004	0.003	0.000	-0.003	-0.004
W4	0.00	0.000	0.001	-0.001	-0.004	-0.007
W5	0.00	0.001	0.001	-0.001	-0.005	-0.006

### 7.3. Interpretacja wyników

Wyniki zebrane o okresie od 28.11.19 do dzisiaj wskazują na niewielkie ruchy masywów przyczółków. Oznacza to, że prawdopodobnie czynnikiem stabilizującym przemieszczenia jest pręśło mostu pracujące jako rozpora. Mimo wszystko można zaobserwować stałą tendencję. Na wykresach poniżej przedstawiono historię pomierzonych przemieszczeń w okresie od 28.11.2019 do 20.07.2020.



Rys. 7.8 Przemieszczenia w kierunku osi mostu w czasie [mm]

W obu przyczółkach widać gołym okiem objawy przemieszczeń (rys. 7.9)



Rys. 7.9 Pęknięcia po remoncie w 2015 roku. Na lewo przyczółek zachodni (krzywa W1-W3 na wykresie). Na prawo przyczółek wschodni (krzywa E4 i E5 na wykresie)

Jeżeli przyjmujemy, że w okresie 5 miesięcy nastąpiło przesunięcie ~3 do 6 mm, daje to nam przyrost roczny na poziomie 7-14 mm. Prędkość przemieszczeń jest realistycznie określona i odpowiada czasowi całkowitego zakleszczenia się dylatacji po ostatnim remoncie.

Dodatkowym elementem potwierdzającym złą sytuację jest stan techniczny części żelbetowej i kamiennej przyczółków. Szczególnie widać degradację na przyczółku wschodnim (rys. 7.10). Pęknięcia osiągają tam rozwarście 20 mm i głębokość min. 700 mm. Można zatem się spodziewać, że są to pęknięcia całego korpusu.



Rys. 7.10 Pęknięcia korpusu przyczółka wschodniego

Biorąc pod uwagę stan techniczny przyczółka (liczne rysy i spękania), opisane w materiałach historycznych jego zniszczenia związane z wysadzeniem mostu w roku 1945, historię remontów oraz pomiary geodezyjne można stwierdzić, że proces destrukcji przyczółków postępuje i w przypadku braku interwencji doprowadzi do ich zniszczenia.

## 8. WNIOSKI, PODSUMOWANIA I ZALECENIA

### Podsumowanie wykonanych analiz:

- Analiza statyczno wytrzymałościowa konstrukcji przęseł kwalifikuje je do klasy obciążeń A PN-85/S-10030.
- Analiza obliczeniowa nośności przyczółków połączona z oceną wizualną i pomiarami geodezyjnymi wskazuje na następujące wnioski:
  - Przyczółki od 1989r. przemieszczają się w kierunku rzeki.
  - Główną przyczyną przemieszczeń jest oddziaływanie nasypów drogowych na konstrukcję przyczółków i podłoże w ich sąsiedztwie.
  - Udział obciążeń ruchomych w procesie przemieszczania się przyczółków jest marginalny.
  - Proces przemieszczania się przyczółków został w znacznym stopniu ograniczony poprzez zaparcie się przyczółków o konstrukcję przęseł. Ograniczyło to przemieszczenia górnej części przyczółków i nie zabezpiecza przed obrotem przyczółków.
  - Analizy numeryczne wskazują, iż w przypadku braku przęśla jako rozpory i degradacji układu koźłowego pod nasypem (rys. 4.2 i 6.1), dojdzie do osunięcia się przyczółków do rzeki.
  - Wykonana analiza zakładająca scenariusz awarii układu koźłowego pali za przyczółkiem wpisuje się w rzeczywiste deformacje korpusów przyczółków.
  - Przy uwzględnieniu obecnego stanu przemieszczeń poziom naprężeń w palach w przyjętym modelu hipotetycznym nie są przekroczone przy założeniu, że pale te nie uległy erozji biologicznej (pracuje pełen przekrój pala).
- Ocena podpór wykonana na podstawie oględzin konstrukcji, studiów dokumentacji archiwalnej i wykonanych pomiarów geodezyjnych wskazuje, że:
  - Filary mostu zostały posadowione na palach w podobny sposób jak przyczółki (rys. 4.3). Różnica jest taka, że wokół posadowienia z pali wykonano drewnianą ściankę szczelną a całą przestrzeń pomiędzy ścianką i palami wypełniono betonem. W związku z czym pale są w betonie pod wodą i nie ma do nich dostępu powietrza. Nie ma żadnych objawów degradacji lub przeciążenia fundamentów filarów.
  - Przyczółki od 1989r. przemieszczają się w kierunku rzeki.
  - Stan techniczny korpusów przyczółków wskazuje na nierównomierne osiadanie. Od 1989r. zauważono pojawienie się nowych pęknięć i uszkodzeń.
  - Drewniane pale przyczółków znajdują się w wodzie swobodnej podlegającej ciągłej wymianie (falowanie związane z ruchem statków, wiatr i ciągłe zmiany poziomu wody). W takim przypadku, z powodu napowietrzenia, środowisko wodne wokół pali stwarza warunki do erozji biologicznej drewna.
  - Na konstrukcji jezdni i w połączeniach z murami oporowymi widoczne są gołym okiem szczeliny i spękania świadczące o ciągłym przemieszczaniu się przyczółków w kierunku rzeki.

**Wnioski:**

- Konstrukcja przęseł i filarów jest w pełni sprawna i kwalifikuje się do dalszej eksploatacji przy klasie obciążeń a wg PN-85/S-10030
- Z uwagi na szereg założeń i niewiadomych nie można w sposób technicznie obiektywny ocenić nośności przyczółków. Wykonane analizy potwierdzają jakościowo zachodzące procesy jednak nie odpowiadają w sposób jednoznaczny ilościowo na pytanie dotyczące bezpieczeństwa konstrukcji. Bezpieczeństwo konstrukcji musi być potwierdzone na podstawie bieżących wyników monitoringu geodezyjnego.
- Konstrukcja przyczółków wymaga całkowitego przebudowania w zakresie korpusów i posadowienia.
- Z uwagi na znikomy udział ruchu na obiekcie w całości obciążeń dopuszcza się eksploatację mostu. Jednak w celu wyeliminowania potencjalnych efektów dynamicznych wprowadza się ograniczenia. Ogranicza się ruch do pojazdów o masie całkowitej max 10 T z wyłączeniem komunikacji miejskiej. Wprowadza się ograniczenie prędkości tramwajów do max 30 km/h.
- 

**Zespół autorski:**

dr hab. inż. **Krzysztof Żółtowski** prof. PG

*upr. bud. nr 5506/Gd/93 w spec.: konstrukcje budowlane w zakresie mostów  
upr. bud. nr POM/0135/POOK/11 do proj. w spec.: konstrukcyjno-budowlanej bez ograniczeń  
Rzecoznawca bud. – projektowanie w zakresie mostów RZE/X/0009/12,  
Nr ewid. POM/BM/5710/01*

mgr inż. **Mikołaj Binczyk**

mgr inż. **Przemysław Kalitowski**