



Egz.

1

 <b>GTI</b> DESIGN	<b>GTI Design</b> Spółka z ograniczoną odpowiedzialnością sp. k. 80-298 Gdańsk, ul. Synów Pułku 35 NIP 957-108-52-30 REGON 364229143	2020 299
		Rew. 0

Nazwa zadania:	<b>Ekspertyza wiaduktów w ciągu ulicy Monte Cassino</b>
Zamawiający:	 <b>ZARZĄD DRÓG I TRANSPORTU</b> w Koszalinie Zarząd Dróg i Transportu w Koszalinie ul. Połczyńska 24 75-815 Koszalin
Nazwa opracowania:	<b>EKSPERTYZA WIADUKTÓW W CIĄGU ULICY MONTE CASSINO W KOSZALINIE</b>

Opracował:	mgr inż. Tymon Galewski 
Opracował:	mgr inż. Przemysław Słomka  POM/0080/POOM/11

Gdańsk, Czerwiec 2020

## EKSPERTYZA WIADUKTÓW W CIĄGU ULICY MONTE CASSINO W KOSZALINIE

### SPIS TREŚCI

1. Opis techniczny.

2. Rysunki:

Rys 01-01	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 1-2	Rew. 0
Rys 02-01	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 2-3 cz.1	Rew. 0
Rys 02-02	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 2-3 cz.2	Rew. 0
Rys 02-03	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 2-3 cz.3	Rew. 0
Rys 03-01	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 3-4 cz.1	Rew. 0
Rys 03-02	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 3-4 cz.2	Rew. 0
Rys 03-03	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 3-4 cz.3	Rew. 0
Rys 03-04	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 3-4 cz.4	Rew. 0
Rys 03-05	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 3-4 cz.5	Rew. 0
Rys 04-01	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 4-5 cz.1	Rew. 0
Rys 04-02	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 4-5 cz.2	Rew. 0
Rys 04-03	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 4-5 cz.3	Rew. 0
Rys 04-04	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 4-5 cz.4	Rew. 0
Rys 04-05	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 4-5 cz.5	Rew. 0
Rys 05-01	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 5-6 cz.1	Rew. 0
Rys 05-02	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 5-6 cz.2	Rew. 0
Rys 05-03	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 5-6 cz.3	Rew. 0
Rys 06-01	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 6-7 cz.1	Rew. 0
Rys 06-02	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 6-7 cz.2	Rew. 0
Rys 06-03	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 6-7 cz.3	Rew. 0
Rys 07-01	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 7-8 cz.1	Rew. 0
Rys 07-02	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 7-8 cz.2	Rew. 0
Rys 07-03	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 7-8 cz.3	Rew. 0
Rys 07-04	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 7-8 cz.4	Rew. 0
Rys 08-01	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 8-9 cz.1	Rew. 0
Rys 08-02	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 8-9 cz.2	Rew. 0
Rys 08-03	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 8-9 cz.3	Rew. 0
Rys 08-04	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 8-9 cz.4	Rew. 0
Rys 08-05	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 8-9 cz.5	Rew. 0



Rys 09-01	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 9-10 cz.1	Rew. 0
Rys 09-02	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 9-10 cz.2	Rew. 0
Rys 09-03	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 9-10 cz.3	Rew. 0
Rys 09-04	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 9-10 cz.4	Rew. 0
Rys 09-05	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 9-10 cz.5	Rew. 0
Rys 10-01	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 10-11 cz.1	Rew. 0
Rys 10-02	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 10-11 cz.2	Rew. 0
Rys 10-03	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 10-11 cz.3	Rew. 0

### 3. Załączniki.

- 3.1. Ekspertyza: „Mosty w ciągu al. Monte Cassino w Koszalinie. Etap II - Obliczenia sprawdzające istniejących belek strunobetonowych. Firma Projektowa Wanecki Sp. z o.o., czerwiec 2020r.
- 3.2. Sprawozdanie z badań chemicznych materiału. BARG M.B. Gdańsk Sp. z o.o., maj 2020r.
- 3.3. Sprawozdanie z badania wytrzymałości betonu w konstrukcji. BARG M.B. Gdańsk Sp. z o.o., maj 2020r.

**EKSPERTYZA WIADUKTÓW  
W CIĄGU ULICY MONTE CASSINO  
W KOSZALINIE**

**OPIS TECHNICZNY**

**1. ZAMAWIAJĄCY OPRACOWANIE**

**Zarząd Dróg i Transportu w Koszalinie**

ul. Połczyńska 24  
75-815 Koszalin

**2. PODSTAWA OPRACOWANIA DOKUMENTACJI**

- 2.1. Umowa nr 11/4/2020, z dnia 12.02.2020 zawarta pomiędzy Gminą Miasto Koszalin, Rynek Staromiejski 6-7, 75 - 007 Koszalin, NIP 6692385366 - Zarząd Dróg i Transportu w Koszalinie, ul. Połczyńska 24, 75-815 Koszalin a GTI Design Sp. z o.o. sp. k. z siedzibą w Gdańsku (80-298) przy ul. Synów Pułku 35, KRS 0000612872, NIP: 957-108-52-30, REGON: 364229143.
- 2.2. „Raport z przeglądu szczegółowego dylatacji i łożysk na wiadukcie przy ul Monte Cassino w Koszalinie, z 2019.12 opracowany przez MSP Engineering Sp. z o.o.
- 2.3. Inwentaryzacja przeprowadzona przez GTI Design.
- 2.4. Ekspertyza: „Mosty w ciągu al. Monte Cassino w Koszalinie. Etap II - Obliczenia sprawdzające istniejących belek strunobetonowych. Firma Projektowa Wanecki Sp. z o.o., czerwiec 2020r.
- 2.5. Sprawozdanie z badań chemicznych materiału. BARG M.B. Gdańsk Sp. z o.o., maj 2020r.
- 2.6. Sprawozdanie z badania wytrzymałości betonu w konstrukcji. BARG M.B. Gdańsk Sp. z o.o., maj 2020r.

**3. PRZEPISY, NORMY, ROZPORZĄDZENIA**

- 3.1. PN-85/S-10030 – „Obiekty mostowe. Obciążenia.”
- 3.2. PN-81/B-03020 – „Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.”
- 3.3. PN-83/B-02482 – „Fundamenty budowlane. Nośność pali i fundamentów palowych.”

- 3.4. PN-91/S-10042 – „Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, Żelbetowe i sprężone. Projektowanie”.
- 3.5. PN-91/S-10052 – „Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie.”
- 3.6. Rozporządzeniu Ministra Infrastruktury z dnia 3 lipca 2003 r. w sprawie szczegółowego zakresu i formy projektu budowlanego (Dz. U. nr 120 poz. 1133) oraz w Ustawie Prawo Budowlane z dnia 07.07.1994 (Dz. U. Nr 89, poz.414) z późniejszymi zmianami.
- 3.7. Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie (Dz.U. Nr 43 poz. 430 z dnia 14 maja 1999r.).
- 3.8. Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie (Dz.U. Nr 63 poz. 735 z dnia 3 sierpnia 2000r.).
- 3.9. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 23 czerwca 2003 r., w sprawie informacji dotyczącej bezpieczeństwa i ochrony zdrowia oraz planu bezpieczeństwa i ochrony zdrowia. (Dz. U. Nr 120, poz. 1126).

#### **4. UWARUNKOWANIA GRUNTOWO-WODNE**

Warunki gruntowo - wodne nie są przedmiotem niniejszego opracowania

#### **5. CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU**

Przeprawa mostowa w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie składa się z dwóch równoległych obiektów mostowych, północnego i południowego.

- 1) wiadukt część północna o nr ew. JNI 31000482 (kierunek – Szczecin)
- 2) wiadukt część południowa nr ew. JNI 31000481 (kierunek – Gdańsk).

Każdy z nich to prowadzi po 2 pasy ruchu po 10 przęsłach.

Konstrukcja przęsła jest wolnopodparta. Składa się na nią po 5 belek typu WBS. Belki połączone są poprzecznkami w liczbie 2 poprzecznic podporowe i 3 przęsłowe na 1 przęsło.

Powstanie obiektów jest datowane na 1971.

Dokumentacji archiwalnej w zasobach zarządcy – brak

Poszukiwania dokumentacji archiwalnej po zasobach osób prywatnych wciąż trwają.

W latach 2009-2011 – Został przeprowadzony remont, który oprócz standardowych czynności takich jak malowanie, wymiana kap i krawężników oraz barier obejmował zamontowanie dodatkowego sprzężenia odciążającego pasy dolne belek w ich środkowych odcinkach.





Powyżej: Widok obiektów od strony południowo wschodniej



Powyżej: zbliżenie na przęsła 6-7-8

## 6. PRZEDMIOT I ZAKRES EKSPERTYZY

Przedmiotem ekspertyzy jest ocena stanu technicznego przęseł w związku z zauważeniem na belkach WBS, poprzecznicach i oczepach podpór spękań betonu.

Ekspertyza techniczna obejmuje:

- a) dokonanie wizji w terenie
- b) szczegółową inwentaryzacją obiektów
- c) sporządzenie opracowania zawierające wstępne wnioski
- d) badania na miejscu: betonu, zbrojenia, sprzężenia obiektów

- e) obliczenia statyczne stanu istniejącego i określenie nośności stanu istniejącego
- f) wydanie doraźnych zleceń eksploatacyjnych lub/i zabezpieczających
- a) opracowanie koncepcji naprawy obiektów lub uzasadnienie wymiany obiektów.

## **7. SPRAWOZDANIE Z INWENTARYZACJI**

1 Faza ekspertyzy obejmuje opracowanie materiałów zebranych w trakcie inwentaryzacji w terenie i na ich podstawie sporządzenie wstępnych wniosków.

W lutym 2020 Zespół terenowy z GTI Design przeprowadził inwentaryzację szczegółową przęseł i widocznych części podpór obiektów.

Prace inwentaryzacyjne przeprowadzono z podnośnika koszowego.

Powierzchnie betonowe zostały częściowo umyte wodą po ciśnieniu, celem usunięcia luźnych części farby, szpachłówki, pajęczyn itp. Luźne kawałki betonu trzymające się na farbie zostały usunięte narzędziami ręcznymi.

Wykonano zdjęcia każdej belki z obu stron oraz z obu końców, oraz dodatkowe w miejscach mocno uszkodzonych. Obfotografowano również uszkodzenia na poprzecznicach oraz oczepach podpór.

Za podstawę opisaną dokumentacji zdjęciowej przyjęto numery przęseł, za wyjątkiem podpory P11 która jest opisana oddzielnie.

Miejsca wykonania zdjęć zaznaczono na betonie farbą zieloną fluorescencyjną. Zakodowana nazwa miejsca na zdjęciach ma następującą treść na poniższym przykładzie:

**P5** (przęsło) **+** (bez znaku oznacza przy P5, z + oznacza przy P6)

**/ N** (północ) / **D1** (dźwigar 1)



Miejsca uszkodzeń, rys i pęknięć dla widoczności zaznaczono zieloną farbą, strzałkami. Kompletna dokumentacja zdjęciowa zawiera 959 zdjęć i jest dołączona w wersji elektronicznej. Miejsca wykonania zdjęć po powyższym opisie są identyfikowalne w terenie.

Wykaz wykonanych zdjęć przedstawiono poniżej:

Nr przęsa (podpory)	Estakada północ/południe	Liczba zdjęć
1	Północ	43
	Południe	37
2	Północ	29
	Południe	56
3	Północ	37
	Południe	56
4	Północ	28
	Południe	53
5	Północ	34
	Południe	43
6	Północ	51
	Południe	37
7	Północ	47
	Południe	73
8	Północ	51
	Południe	100
9	Północ	40
	Południe	66
10	Północ	18
	Południe	29
11	Północ	11
	Południe	20

Poniżej w formie syntetycznej podsumowano główne typy zaobserwowanych uszkodzeń.

W załączeniu do niniejszego opisu znajduje się opracowanie rysunkowe dla poszczególnych przęseł.



### 7.1. PODPORY

Na obecnym etapie inwentaryzacji stwierdzono niepokojące spękania końcówek belek oczepowych pod podparciem skrajnych belek WBS.



Na powyższym zdjęciu widoczne liczne zarysowania wspornika pod łożyskiem, tego typu spękania występują licznie w ww. elementach.

Zauważono również nieliczne pionowe spękania słupów. Nie uznano ich za nazbyt groźne.

## **7.2. USTRÓJ NOŚNY**

Głównym powodem przystąpienia do opracowania ekspertyzy wiaduktów w ciągu ul. Monte Cassino w Koszalinie były widoczne gołym okiem z poziomu terenu spękania konstrukcji przęseł.

Stwierdzono następujące typy uszkodzeń na przęsłach:

### **Zarysowania środków belek WBS od ścinania**

Występują one na odcinkach belek od podpory do miejsca naprawczego wzmocnienia, najliczniej występują na belkach skrajnych.

Układ rys wskazuje, że są to typowe rysy od ścinania w belce sprężonej i świadczą o przekroczeniu nośności belek na ścinanie.

Ze względu na występowanie niniejszych rys głównie na belkach skrajnych wydano w lutym 2020 zalecenia dla zarządcy obiektów o zawężeniu ruchu tylko do 1 przebiegającego środkiem jezdni pasa ruchu.









### **Wzdłużne spękania pasów dolnych belek WBS w rejonie zakotwienia kabli**

Są to zdaniem autorów typowe uszkodzenia występujące w belkach WBS. Wynikają one z faktu, że czoło belki nie jest w omawianej konstrukcji odpowiednio zabezpieczone przed korozją i wnikaniem wody do wnętrza belki. Woda, która do wnętrza belki raz się dostała, znajduje przestrzeń w osłonkach splotów służących na czole belki do redukcji siły sprężającej. W wyniku kolejnych cykli zamrażania i rozmrażania dochodzi do wysadzenia mrozowego otuliny splotów. Ten typ uszkodzenia jest praktycznie nienaprawialny.



Na powyższym zdjęciu widoczne jest wyraźnie naprawcze szpachlowanie spękań podłużnych, które dodatkowo zasłania zaistniałe zarysowania.





Na powyższym zdjęciu, w miejscu odspojenia się bryły betonu na pasie dolnym belki WBS, widoczny jest rozwinięta korozja a co za tym idzie bardzo zły stan splotów sprężających w betonie.





### Uszkodzenia miejsca oparcia belek WBS na łożyskach

W miejscach oparcia belek WBS na łożyskach zauważono liczne odłupania się betonu w strefach docisku i za nimi.





### **7.3. WYPOSAŻENIE**

Wyposażenie obiektów jest w ogólnie zadowalającym stanie technicznym z uwagi na fakt, że były one remontowane niecałe 10 lat temu, za wyjątkiem łożysk i dylatacji.

Nieszczelne dylatacje i strefy przy dylatacyjnej, z których stale leje się woda, są jedną z bezpośrednich przyczyn złego stanu technicznego stref podparcia przęsła. Na poniższym zdjęciu wyraźnie widać skutki sporej penetracji wody przez płytę pomostu.



Zły stan techniczny łożysk, a w szczególności bardzo zły stan techniczny końcówek belek w miejscach oparcia na łożyskach, grozi awarią oparcia belek na podporach.



## 8. BADANIA BETONU PODPÓR

Kolejnym etapem ekspertyzy było wykonanie badań betonu istniejącego obiektu. W celu zbadania składu chemicznego oraz wytrzymałości betonu w konstrukcji, zostały pobrane próbki z konstrukcji.

W związku ze złym stanem technicznym przęseł i ryzykiem awarii przęseł w ogóle a w przypadku niefortunnego miejsca pobrania próbek w szczególności zdecydowano się na skoncentrowaniu wysiłku badawczego na sprawdzeniu filarów.

Poniżej przedstawiono zdjęcia dokumentujące pobrane próbki:



Powyżej: Oznaczenie miejsca pobrania.





Powyżej: Pobrane próbki wraz z opisem miejsca pobrania.



Powyżej: Zasięg korozji wgłębnej.

## **8.1. BADANIA SKŁADU CHEMICZNEGO BETONU**

W zakresie badania składu chemicznego wchodziło oznaczenie zawartości chlorków w betonie metodą miareczkowania oraz oznaczenie zawartości azotanów i siarczanów metodą kolorometryczną. Z uzyskanych wyników badań zawartość chlorków w betonie wyniosła od 0,026% do 0,048%, a azotanów nie stwierdzono w ogóle. W klasyfikacji szkodliwych soli budowlanych wg WTA, oznacza to niski poziom zasolenia. Natomiast podczas badania siarczanów uzyskano wyniki od 0,4% do 0,6% co wskazuje na średni poziom zasolenia. Szczegółowe wyniki pokazane są w załączniku „Sprawozdanie z badań chemicznych materiału”.

Powyższe oznacza że beton filarów miejscowo traci zdolności ochrony posanacyjnej betonu. To znaczy że zasadowy odczyn cementu nie będzie w stanie dłużej chronić zbrojenia przed rozwojem korozji pomimo znajdowania się prętów w betonie pod prawidłowej grubości otuliną.

## **8.2. BADANIA WYTRZYMAŁOŚCI BETONU**

Pobrane próbki betonu zostały poddane badaniom wytrzymałości betonu na ściskanie, zgodnie z: PN-EN 12390-3:2019; PN-EN 12390-1:2013; PN-EN 12390-7:2019; PN-EN 12504-1:2019. Na podstawie uzyskanych wyników badań wyznaczono wytrzymałość betonu dla poszczególnych próbek w zakresie od 18,3MPa do 55,3MPa dla podpór jezdni północnej oraz od 29,8MPa do 49,9MPa dla podpór jezdni południowej.

Należy nadmienić, że uzyskane wytrzymałości betonu są wewnątrz przekroju za zbrojeniem. Od lica podpór do zbrojenia wielokrotnie występowała korozja wgłębna. Szczegółowe wyniki pokazane są w załączniku „Sprawozdanie z badania wytrzymałości betonu w konstrukcji”.

## **9. WYNIKI OBLICZEŃ BELEK STRUNOBETONOWYCH**

Kolejnym etapem było wykonanie obliczeń sprawdzających nośność prefabrykowanych belek typu WBS wbudowanych w istniejący obiekt. Założono klasę obciążenia „A” wg PN-B-10030:1985 uwzględniając możliwie najbardziej niekorzystny układ obciążenia ruchomego, w tym pojazdu 800,0 kN (80,0 t). Obliczenia wykazały przekroczenie naprężeń stycznych przy ścinaniu od 2,0% do 33,9%, oraz przekroczenie nośności strzemion w strefach podporowych od 9,6% do 37,5%. Jest to potwierdzeniem wniosków z pierwszej fazy analizy – wizualnej, gdzie widoczne są typowe zarysowania od ścinania.

Obliczenia te nie uwzględniały degradacji cech mechaniczno-wytrzymałościowych materiałów, które zostały stwierdzone w analizowanym obiekcie. Wykazane w pierwszej części ekspertyzy zarysowania ukośne stref podporowych belek, sygnalizują stan przedawaryjny wywołany mniejszym niż krytyczne obciążeniem użytkowym. Stwierdzone uszkodzenia są bezpośrednim następstwem uplastycznienia stali zbrojeniowej strzemion i nie klasyfikują ustroju nośnego do naprawy.

Szczegółowe obliczenia i wnioski znajdują się w załączniku „Ekspertyza: Mosty w ciągu al. Monte Cassino w Koszalinie. Etap II - Obliczenia sprawdzające istniejących belek strunobetonowych”.



## **10. WNIOSKI**

- 10.1. *Stan techniczny obiektów w ciągu ul. Monte Cassino w Koszalinie jest zły.*
- 10.2. *Liczne spękania środników belek WBS, wzdłużne spękania stref zakotwienia strun, oraz zniszczenia w strefach oparcia na łożyskach, świadczą o tym, że belki sprężone są niezgodne z wymaganiami technicznymi dla tego typu elementów.*
- 10.3. *Mnogość uszkodzeń na obiekcie świadczy o tym, że stan obydwu obiektów jest równomiernie zły i degradacja podobnych typów dotknęła całej przeprawy.*
- 10.4. *Prace prowadzone podczas remontu 10 lat temu wyraźnie doszczelniły boki dźwigarów i uniemożliwiły wysączenie się wody dostającej się do obiektu przez nieszczelne dylatacje. Powyższe zatrzymanie wody w belkach dodatkowo przyspieszyło degradację obiektu.*
- 10.5. *Sprężenie zewnętrzne zamontowane w trakcie ww. remontu miało na celu wzmocnienie stref przęsłowych belek. Nie miało ono pozytywnego wpływu na nośność stref podporowych. Zarówno oparcia belek jak i ich środniki nie zostały wzmocnione w trakcie powyższych prac remontowych.*
- 10.6. *Badania próbek betonu podpór wykazało co prawda wystarczającą wytrzymałość betonu na ściskanie, ale wyniki badań dotyczą jedynie betonu wewnątrz kosza zbrojeniowego. Samo zbrojenie główne jest w większości przypadków skorodowane a beton wokół prętów jest na wywierconych wałkach silnie nasączony produktami korozji żelaza.*
- 10.7. *Kształtowanie się degradacji betonu wgłąb próbek wskazuje na konieczność wymiany zarówno płaszcza otuliny jak i zbrojenia głównego. Taki zakres koniecznej wymiany podważa zasadność ekonomiczną i techniczną naprawy filarów. Tańszym rozwiązaniem będzie zbudować nowe.*
- 10.8. *Nośność posadowienia na etapie ekspertyzy pozostała nieznana. Wzmianki w dokumentach archiwalnych sugerują że zastosowano pale Franki. Bliższe szczegóły nie są jednak znane. Korzystanie ze starego posadowienia w przypadku wymiany przęsła i filarów jest rozwiązaniem nieekonomicznym ponieważ wiąże się z ryzykami trudnych do przewidzenia roszczeń do zamawiającego.*
- 10.9. *Wyniki obliczeń pokazały brak niezbędnej nośności prefabrykowanych belek przęsła istniejącego obiektu dla obciążeń normowych.*
- 10.10. *Stan techniczny obiektu z uwagi na fakt iż od daty budowy (1971) minęło blisko 50 lat jest całkowicie uzasadniony. Belka sprężona, struno-betonowa WBS cechowała się słabą trwałością z uwagi na ww. mankamenty. Większość obiektów z tych belek została już dawno rozebrana. Obiekty w ciągu ul. Monte Cassino są ostatnimi przedstawicielami zlikwidowanej w Polsce technologii budowy mostów.*
- 10.11. ***Przeprowadzona ocena wizualna konstrukcji przęsła, wykonane badania oraz wykonane obliczenia na obiektach świadczą o tym, że w niedługiej przyszłości obiekty mogą grozić awarią lub katastrofą budowlaną w ruchu lądowym.***

## **11. ZALECENIA**

- 11.1. Obiekty mostowe w ciągu ul Monte Cassino w Koszalinie (część północna o nr ew. JNI 31000482, kierunek – Szczecin i część południowa nr ew. JNI 31000481, kierunek – Gdańsk) oceniamy jako nie nadające się do dalszej eksploatacji, z uwagi na liczne uszkodzenia belek sprężonych.**
- 11.2. *Puszczenie ruchu 1 kierunkowego a w szczególności 2 kierunkowego po obu pasach na obiektach jest absolutnie niedopuszczalne.*
- 11.3. **Należy pozostawić obiekty jako zamknięte ponieważ przywrócenie ruchu zagraża katastrofą budowlaną.**
- 11.4. *Zaleca się odbudowę obiektów w zakresie:*
- 11.4.1. *Przęsła – budowa nowych ponieważ remont istniejących jest niemożliwy technicznie.*
  - 11.4.2. *Filary – budowa nowych ponieważ remont istniejących jest bezzasadny ekonomicznie i ryzykowny jeśli chodzi o skalę potencjalnych roszczeń do zamawiającego.*
  - 11.4.3. *Posadowienie – możliwe do pozostawienia. Zasadność korzystania ze starego posadowienia wątpliwa ekonomicznie. Stare posadowienia staną się najpewniej przedmiotem roszczeń wykonawcy do zamawiającego. Po drugi budując nowy obiekt, rozsądnym jest zbudować go na nowym, pełnowartościowym posadowieniu.*
- 11.5. *Zasadne technicznie i ekonomicznie jest zbudowanie nowego obiektu pozbawionego wad obecnie istniejącego:*
- 11.5.1. *Konstrukcja w układzie ciągłym z 2 dylatacjami zamiast 11-toma.*
  - 11.5.2. *Przyczółki masywne zamiast oczepowych – celem zwiększenia trwałości nasypu i stref przejściowych za obiektem.*
  - 11.5.3. *Zlokalizowanie na obiekcie brakującego ciągu pieszo rowerowego.*

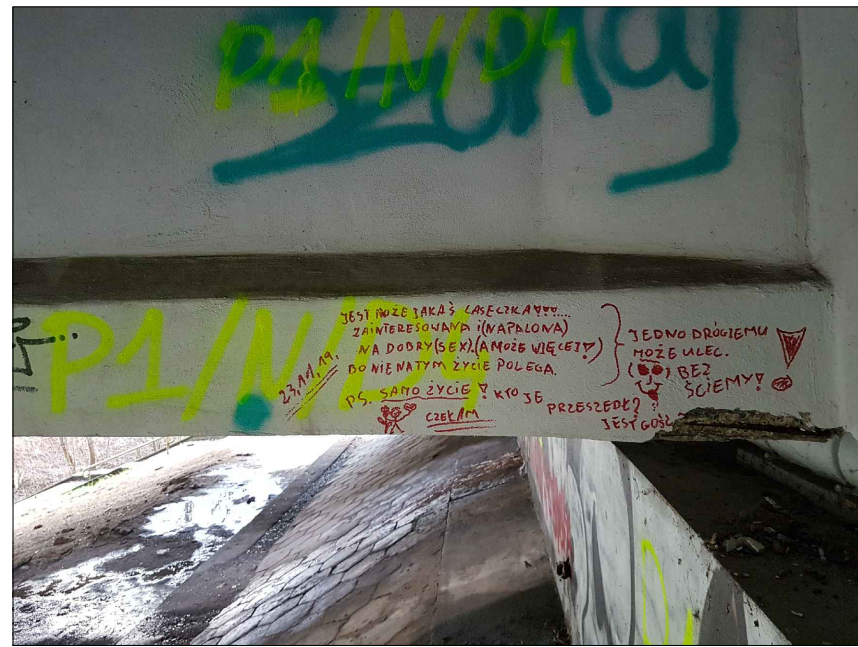
Opracowanie sporządził zespół w składzie:

*mgr inż. Tymon Galewski – dyrektor biura GTI*

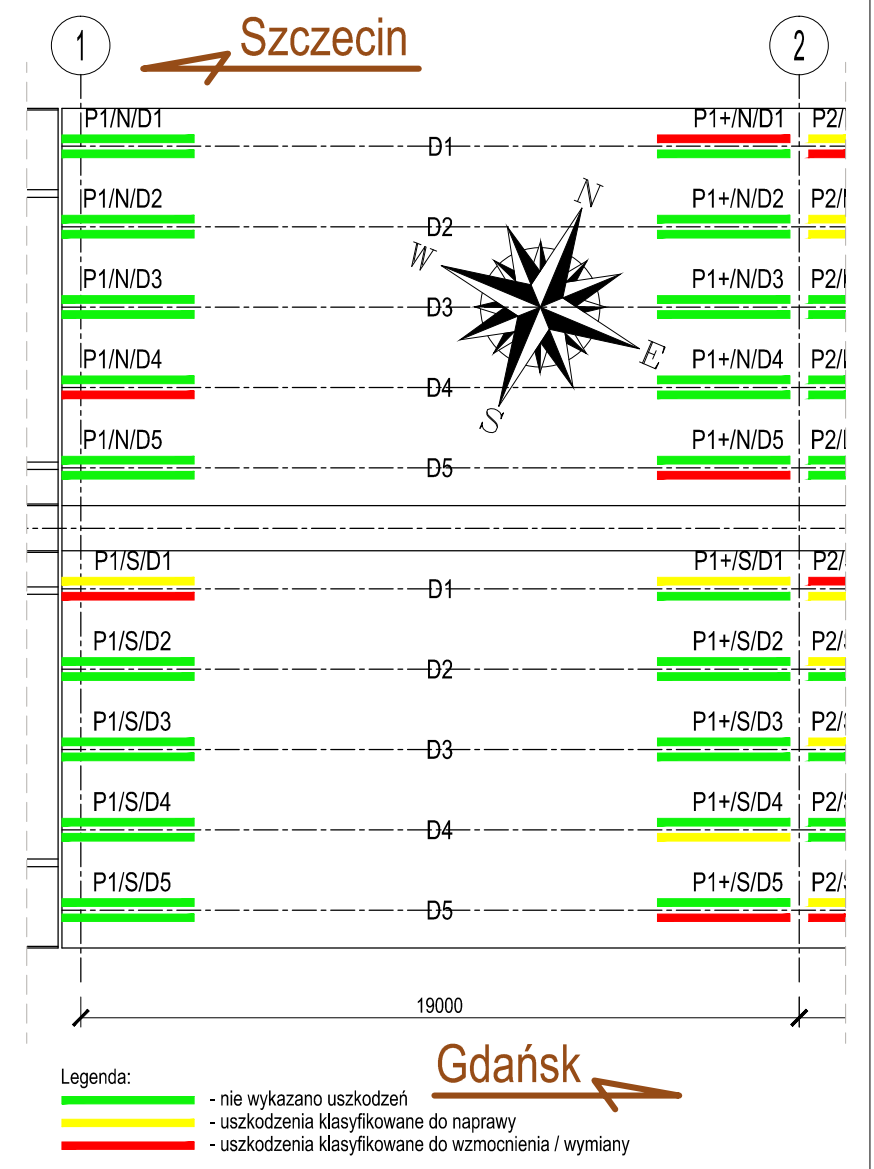
*mgr inż. Przemysław Słomka – projektant mostowy*

Kontakt telefoniczny z zespołem autorów ekspertyzy: **Tymon Galewski 728-840-900**



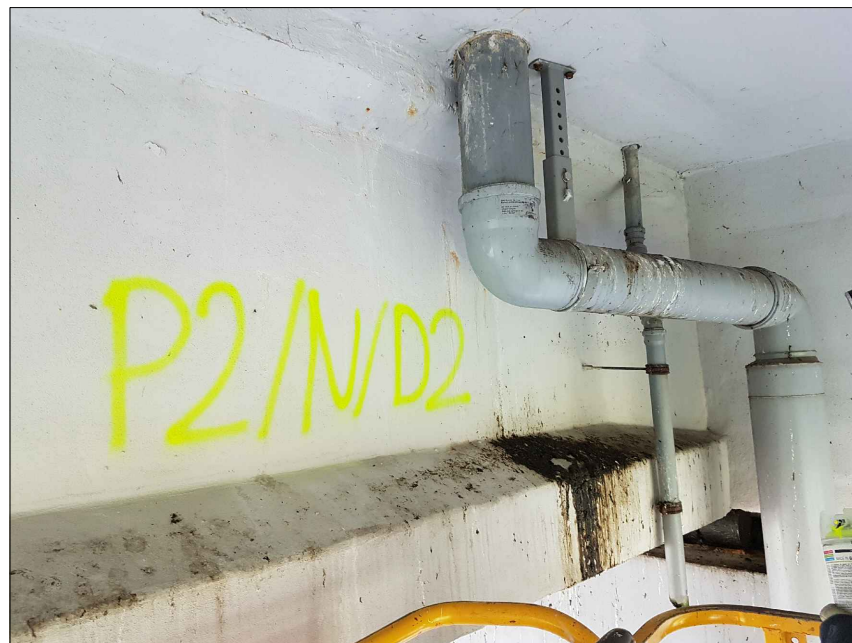
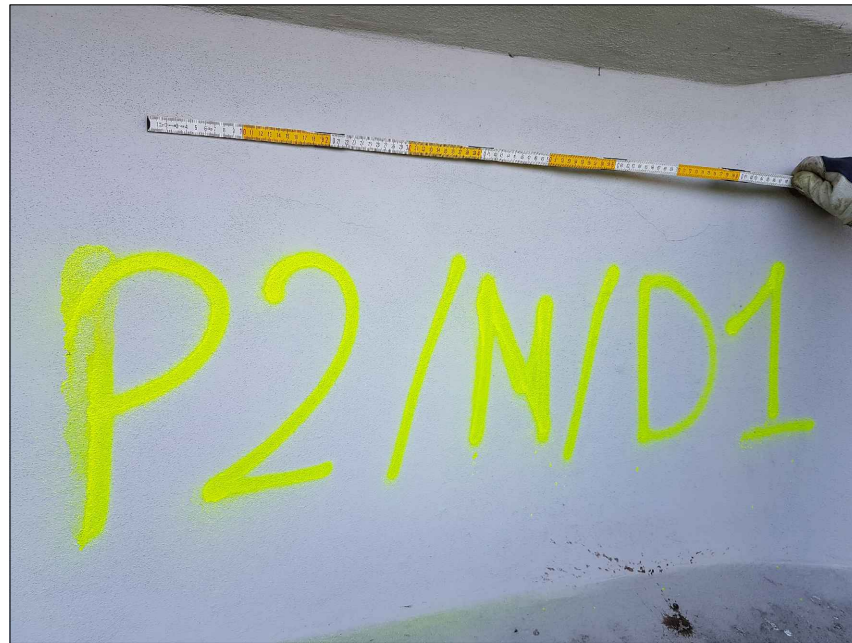


Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200

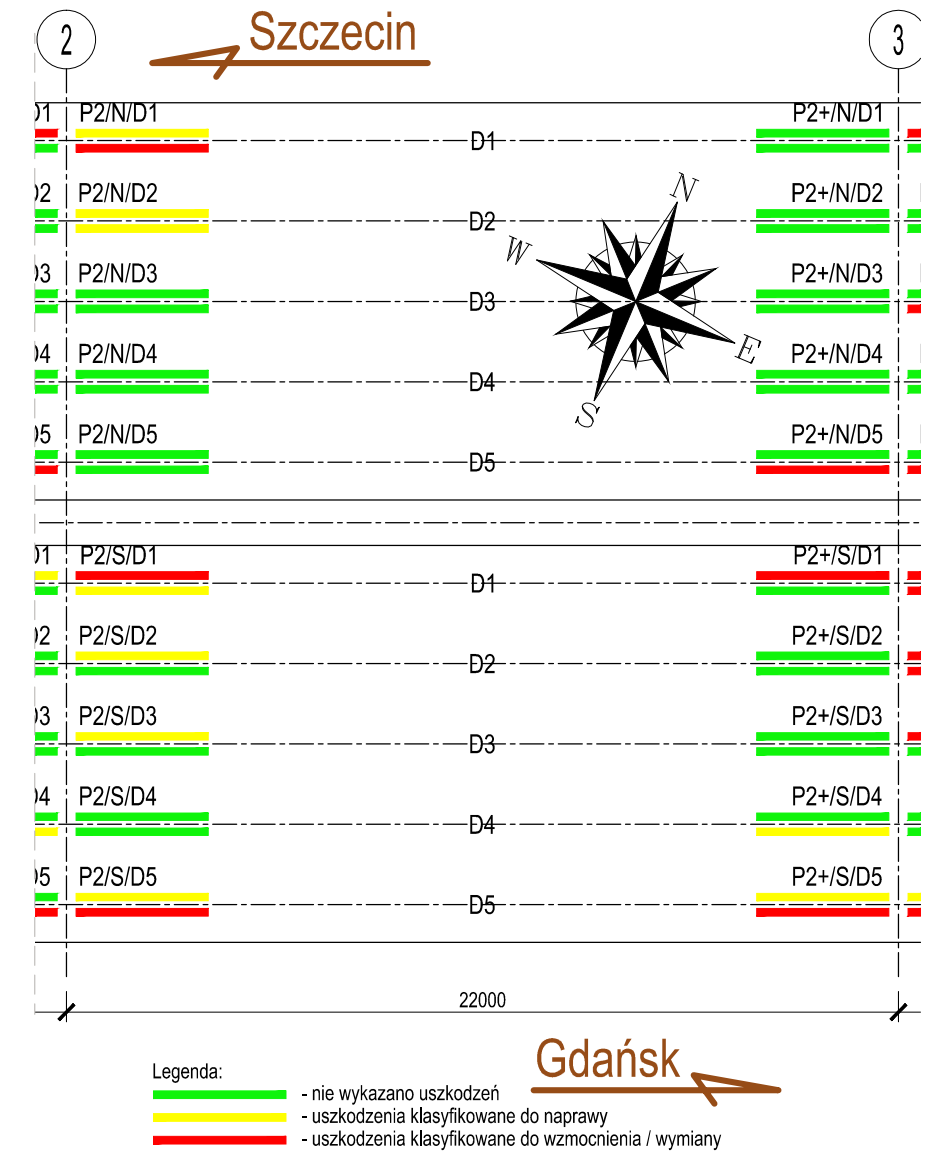


Rew.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	Jednostka projektująca:
ZARZĄD DRÓG I TRANSPORTU w Koszalinie			GTI DESIGN
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			Rys-01-01
tel: +48 728 840 900			Rewizja 0
Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 1-2			1:200
Projektował mgr inż. Przemysław Słomka			A3
Opracował inż. Michał Kij			
Sprawdził			
Plik GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg			2020-03-11



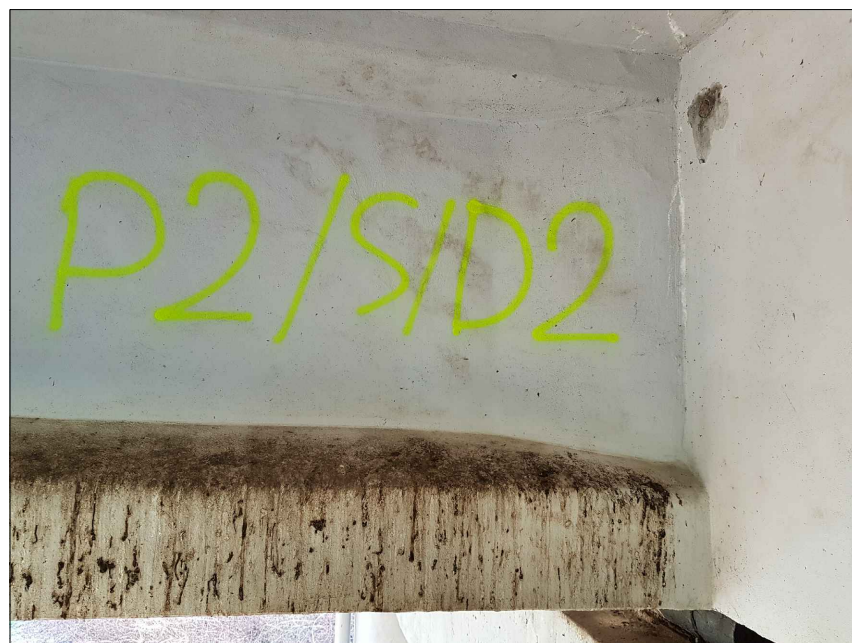
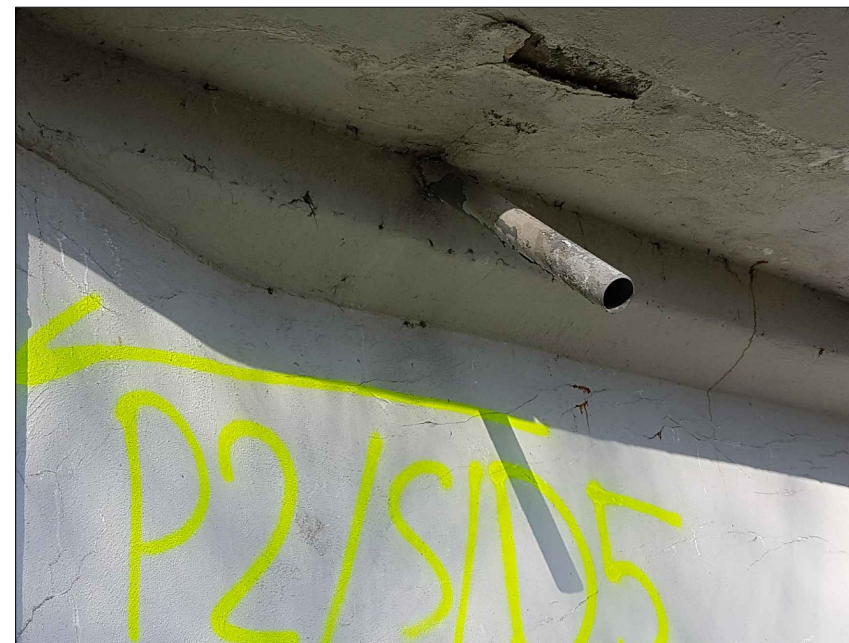


Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200

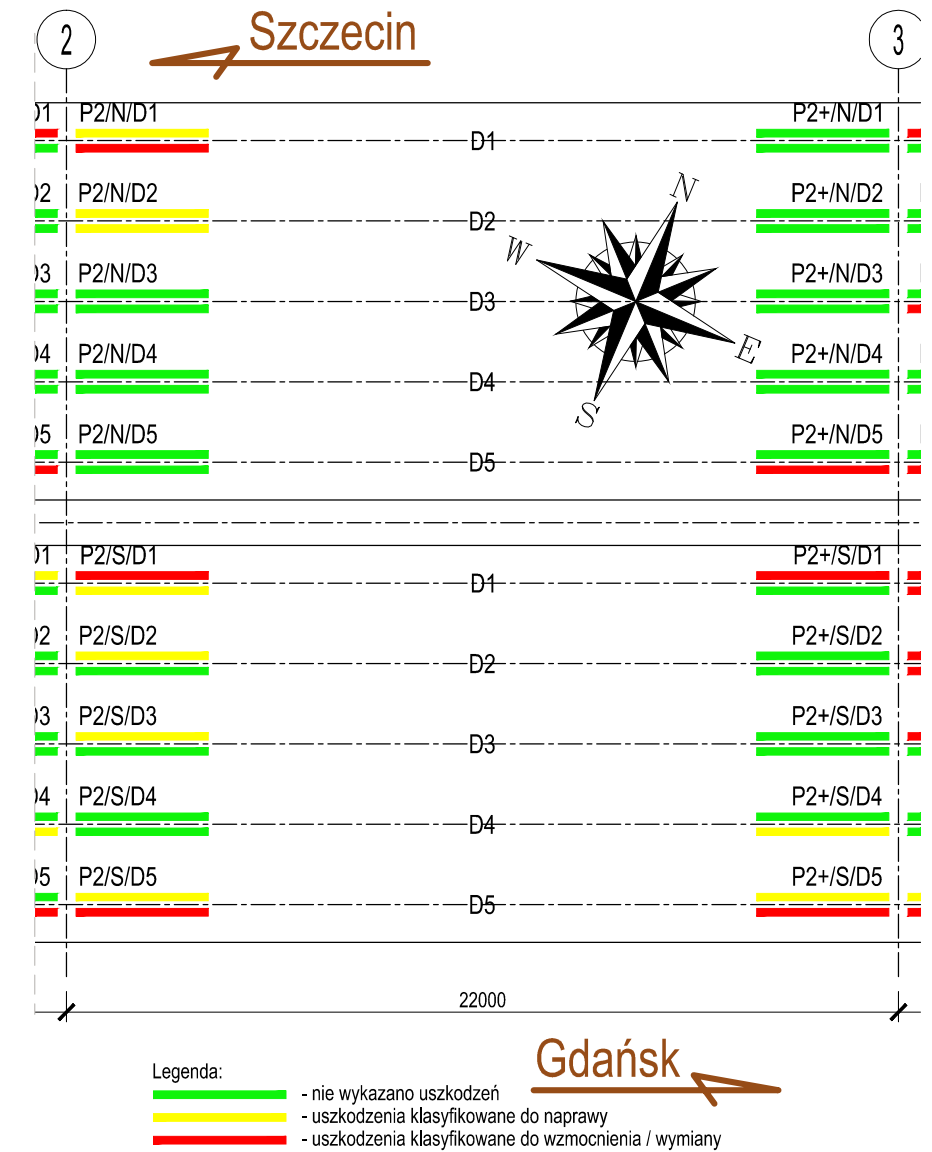


Rew.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	Jednostka projektująca:
ZARZĄD DRÓG I TRANSPORTU w Koszalinie			GTI DESIGN
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			Rys-02-01
tel: +48 728 840 900			Rewizja 0
Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 2-3 cz.1			1:200
Projektował mgr inż. Przemysław Słomka			A3
Opracował inż. Michał Kij			
Sprawdził			
Plik GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg			2020-03-11





Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200

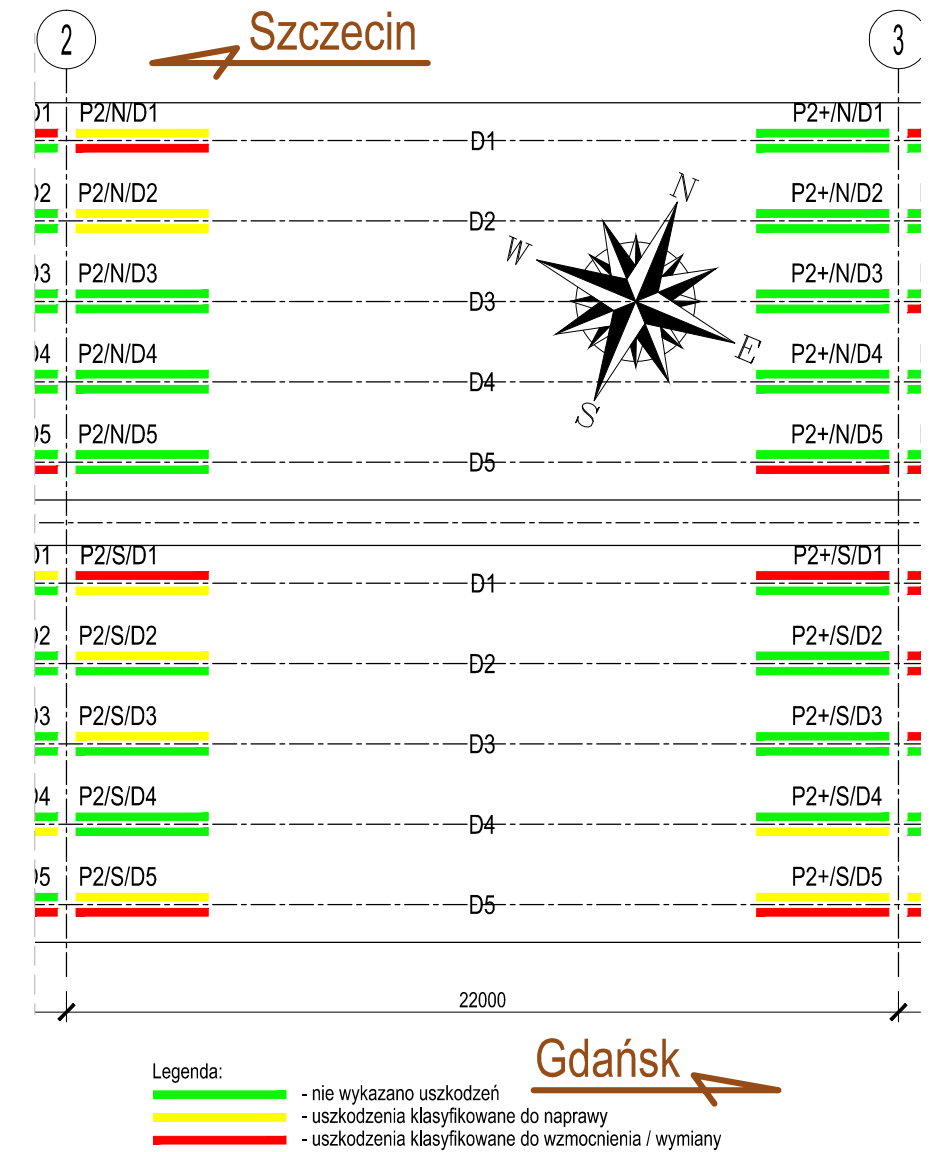


Rew.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	Jednostka projektująca:
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			<b>Rys-02-02</b>
tel: +48 728 840 900			Rewizja 0
Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 2-3 cz.2			1:200
Projektował: mgr inż. Przemysław Słomka			A3
Opracował: inż. Michał Kij			
Sprawdził:			
Plik: GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg			2020-03-11



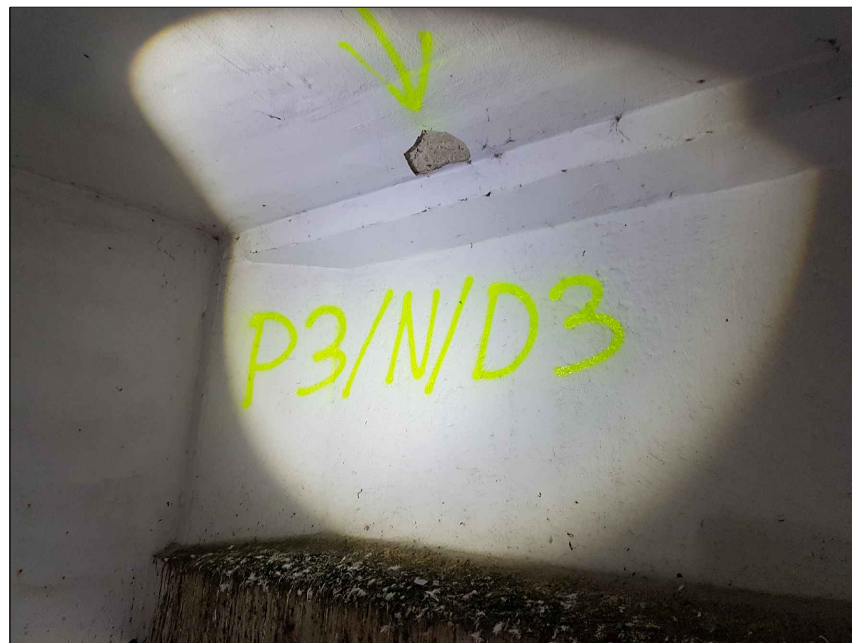


Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200

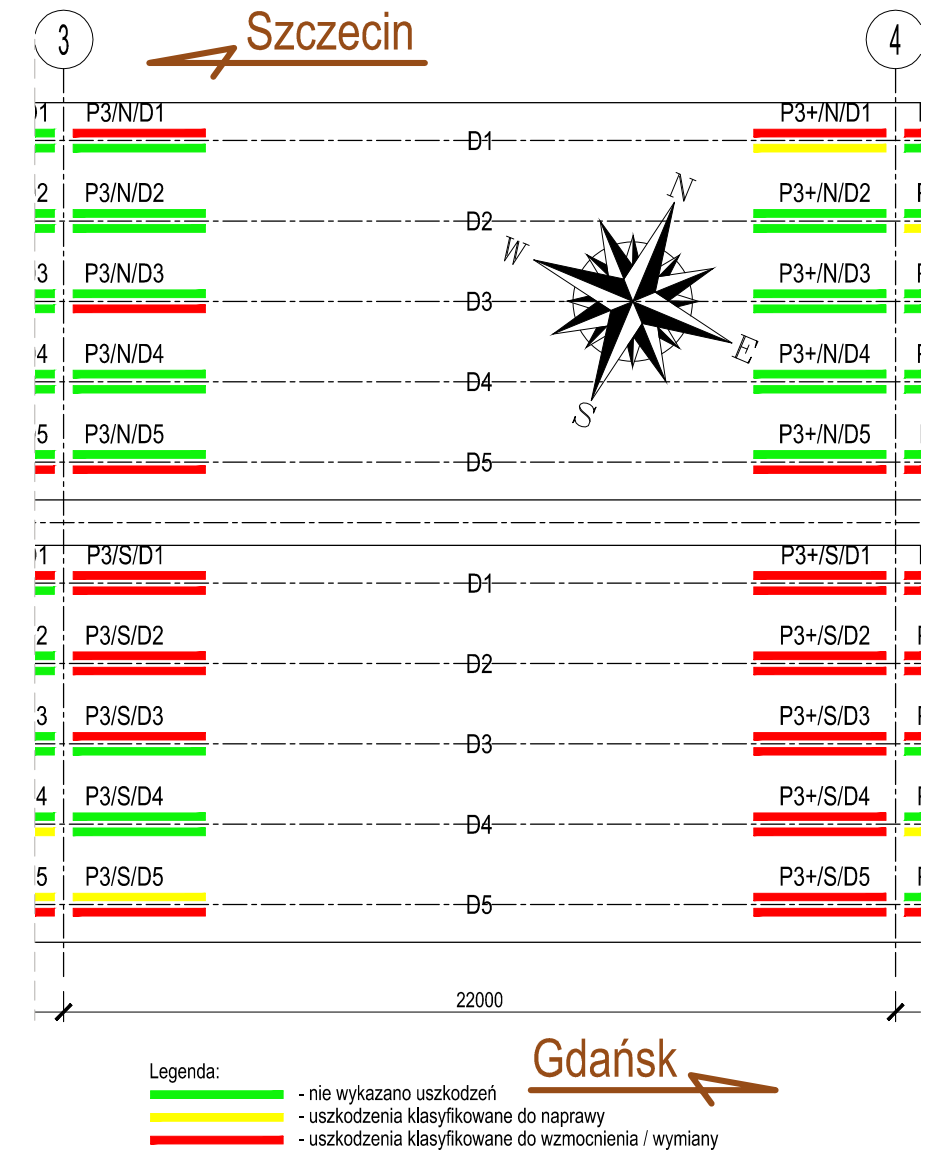


Rew.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	Jednostka projektująca:
ZARZĄD DRÓG I TRANSPORTU w Koszalinie			GTI DESIGN
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			Rys-02-03
tel: +48 728 840 900			Rewizja 0
Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 2-3 cz.3			1:200
Projektował: mgr inż. Przemysław Słomka			A3
Opracował: inż. Michał Kij			
Sprawdził:			
Plik: GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg			2020-03-11



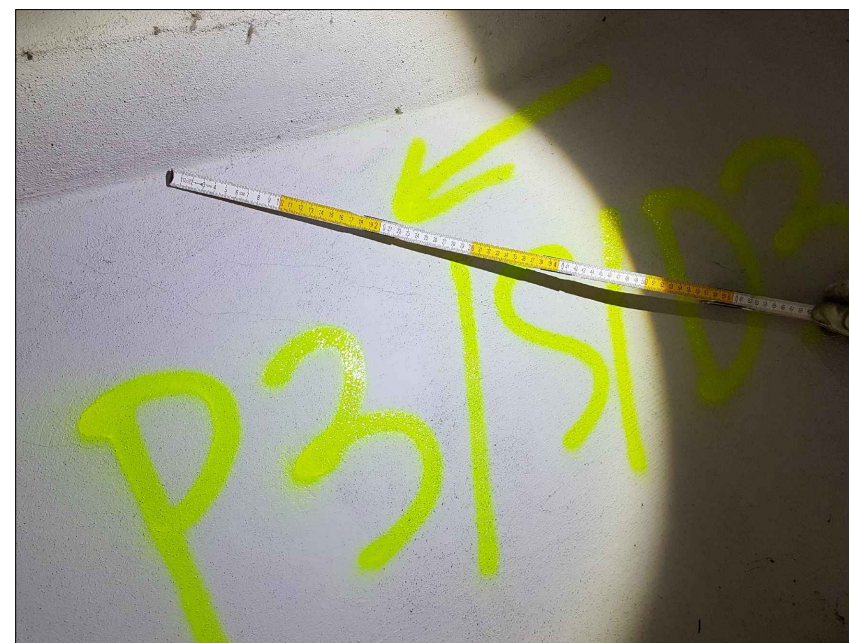
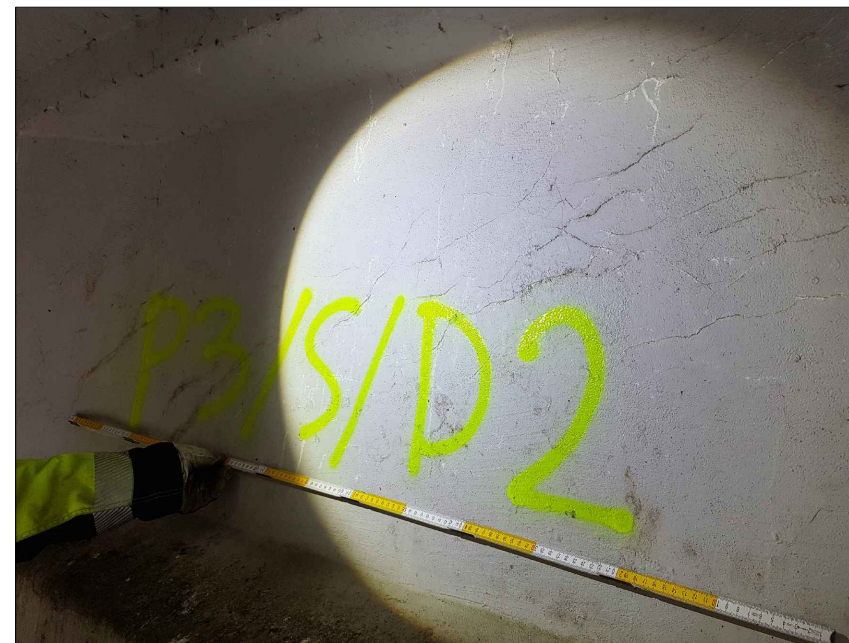
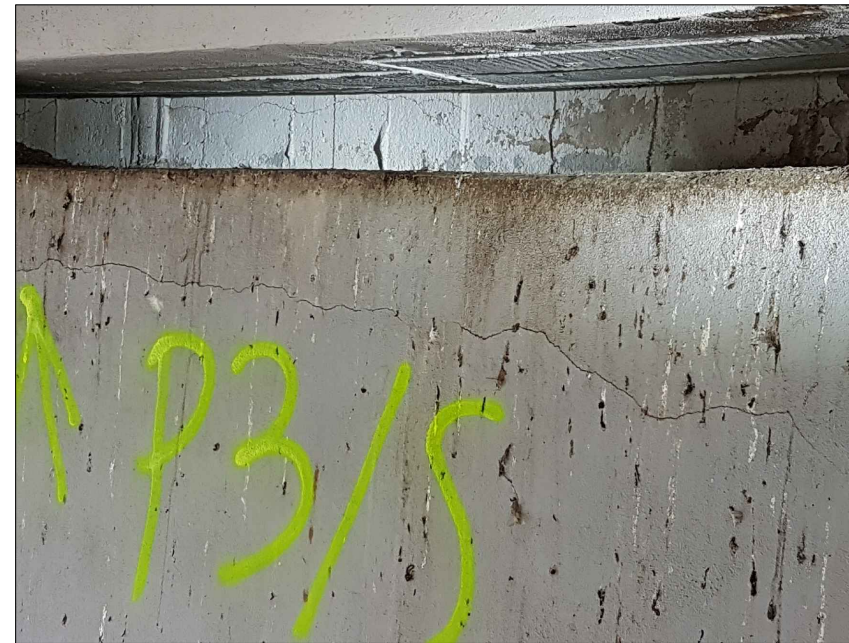


Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200

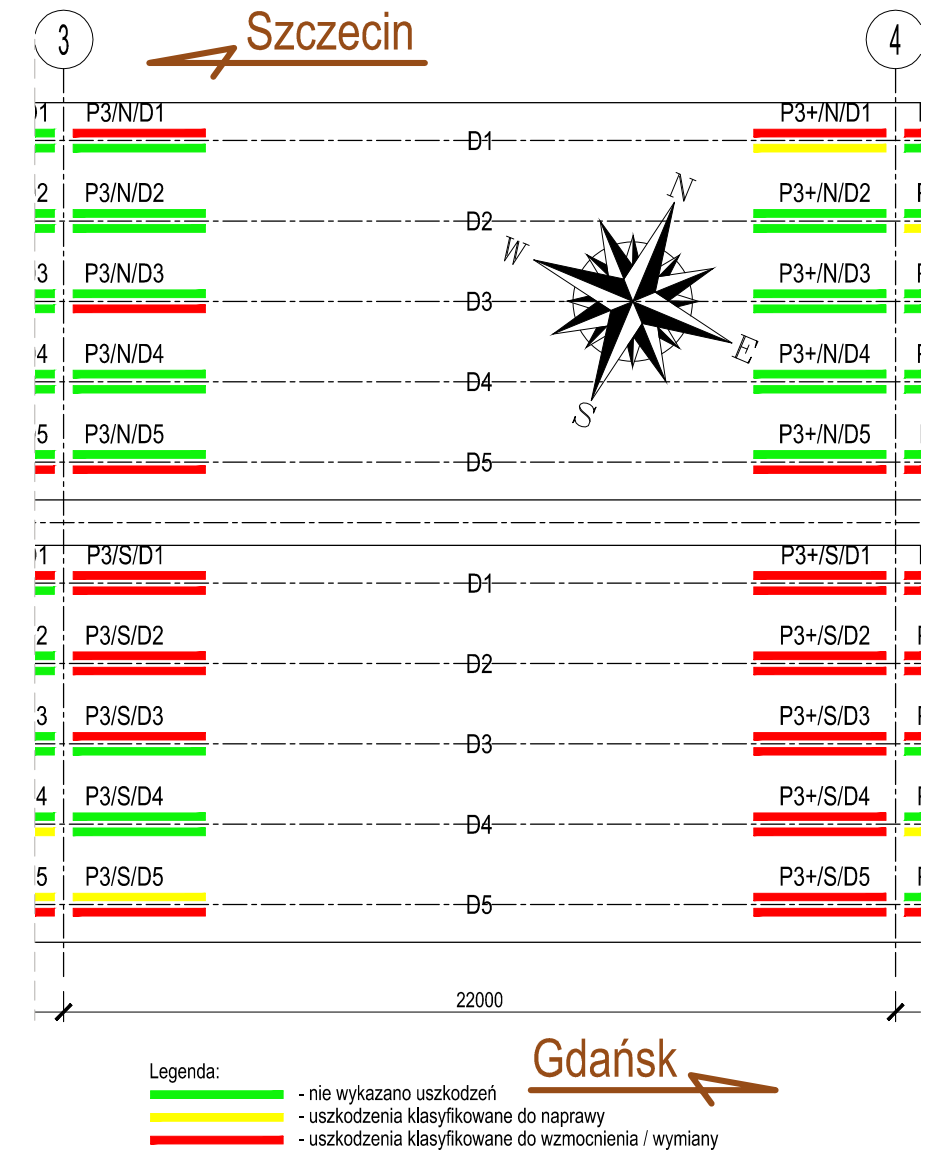


Rew.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	Jednostka projektująca:
ZARZĄD DRÓG I TRANSPORTU w Koszalinie			GTI DESIGN
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			Rys-03-01
tel: +48 728 840 900			Rewizja 0
Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 3-4 cz. 1			1:200
Projektował: mgr inż. Przemysław Słonka			A3
Opracował: inż. Michał Kij			
Sprawdził:			
Plik: GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg			2020-03-11



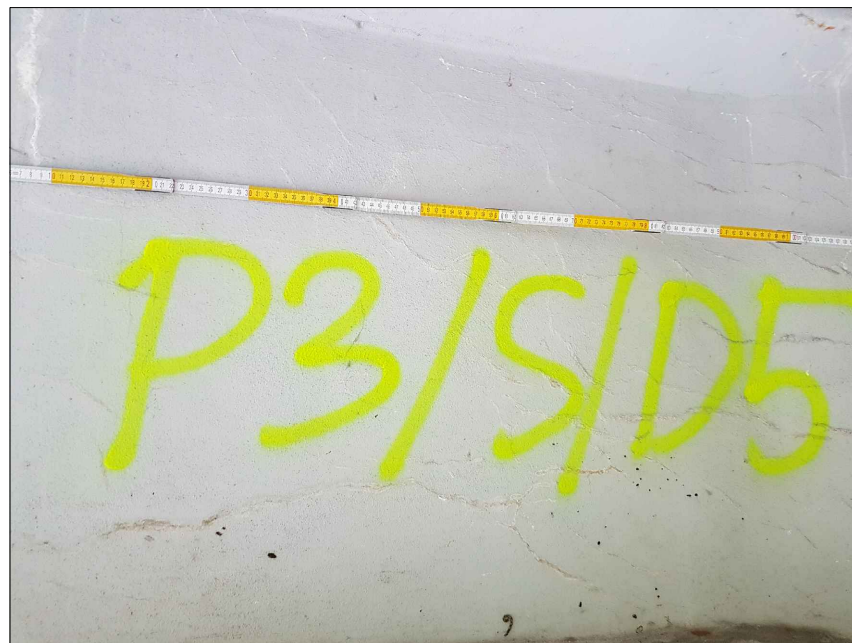
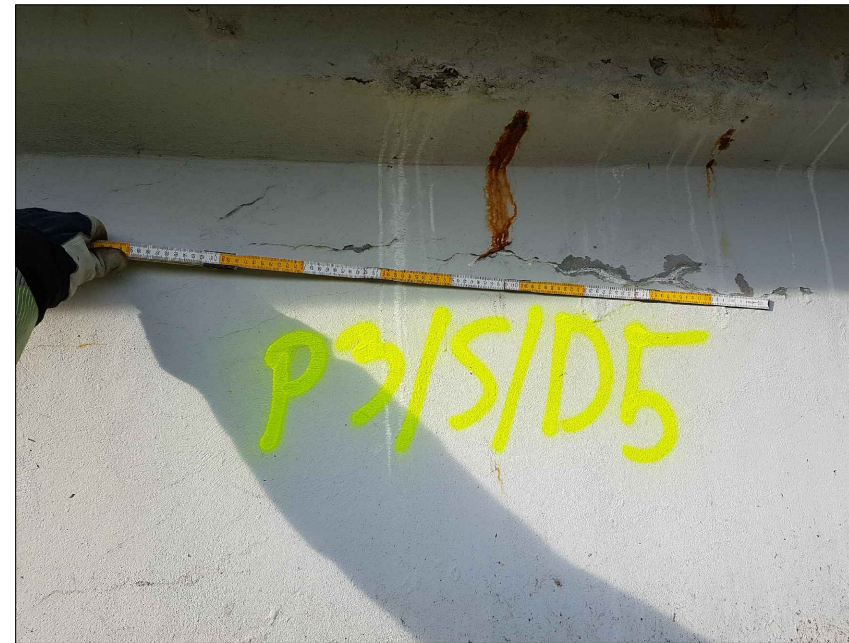


Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200

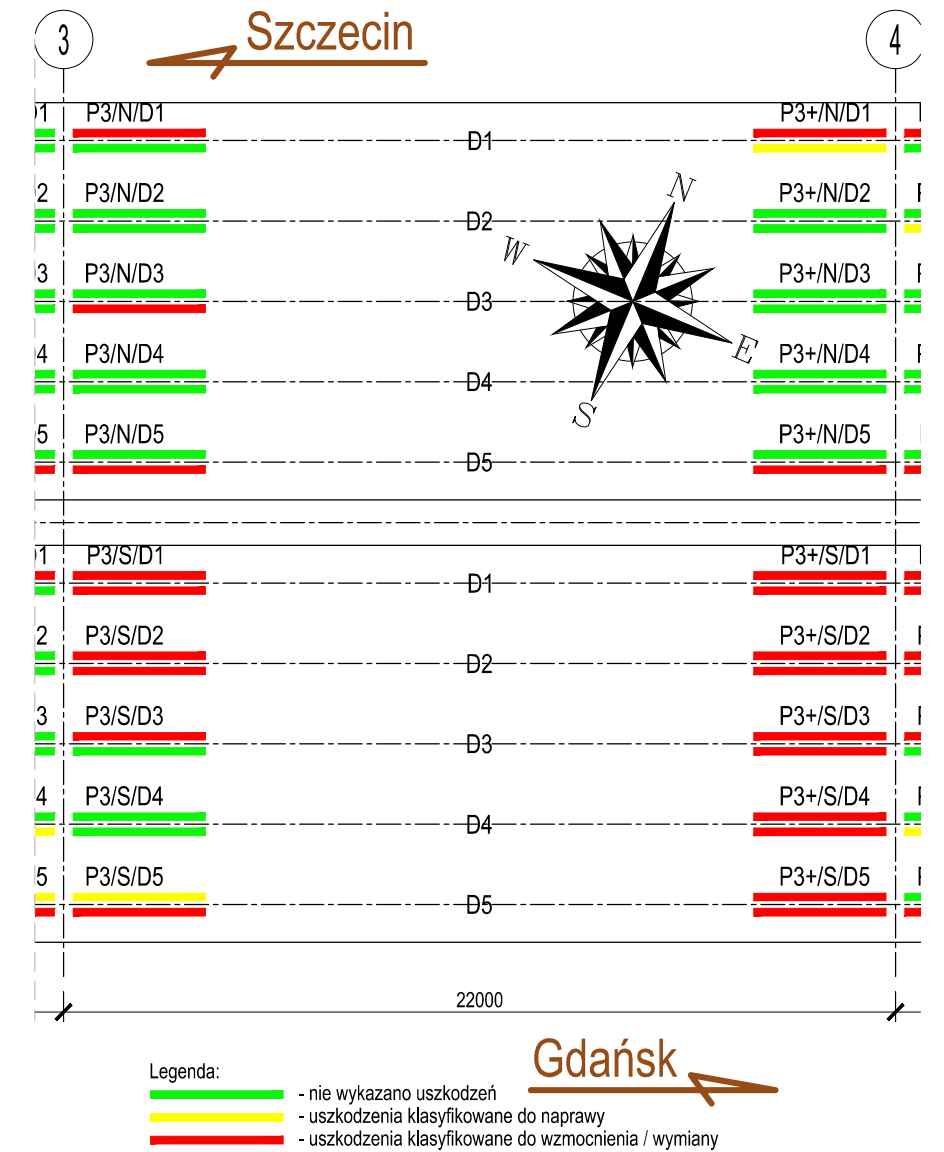


Rew.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	Jednostka projektująca:
ZARZĄD DRÓG I TRANSPORTU w Koszalinie			GTI DESIGN
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			Rys-03-02
tel: +48 728 840 900			Rewizja 0
Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 3-4 cz.2			1:200
Projektował mgr inż. Przemysław Słomka			A3
Opracował inż. Michał Kij			
Sprawdził			
Plik GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg			2020-03-11



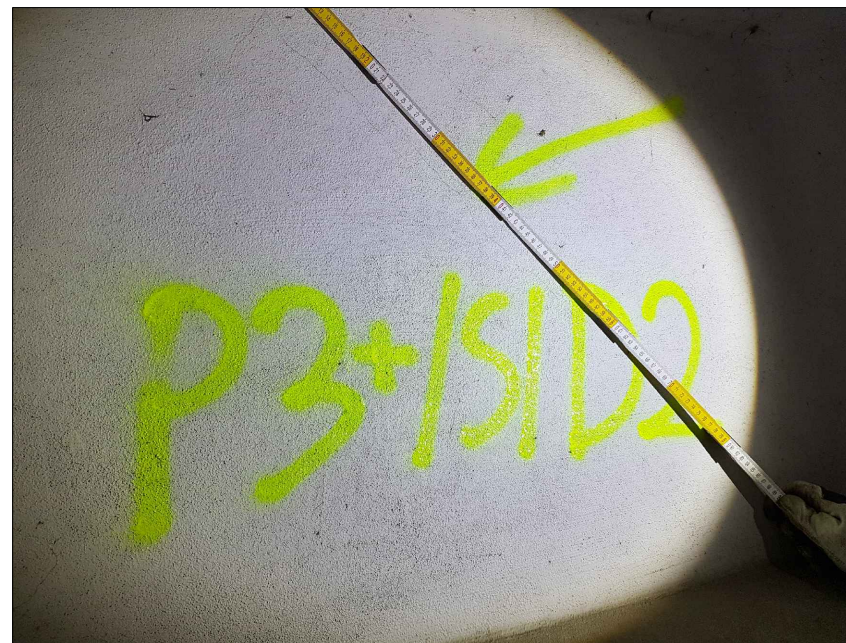
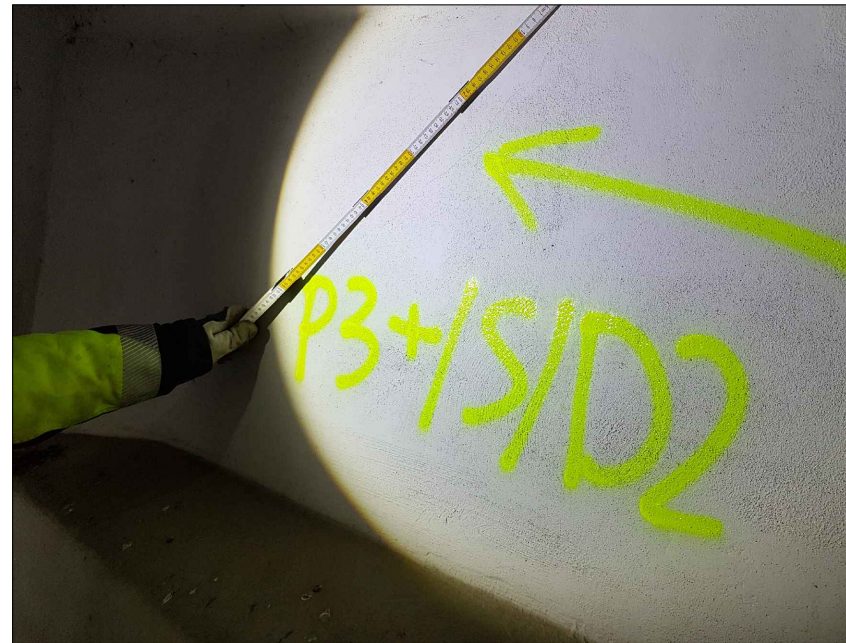
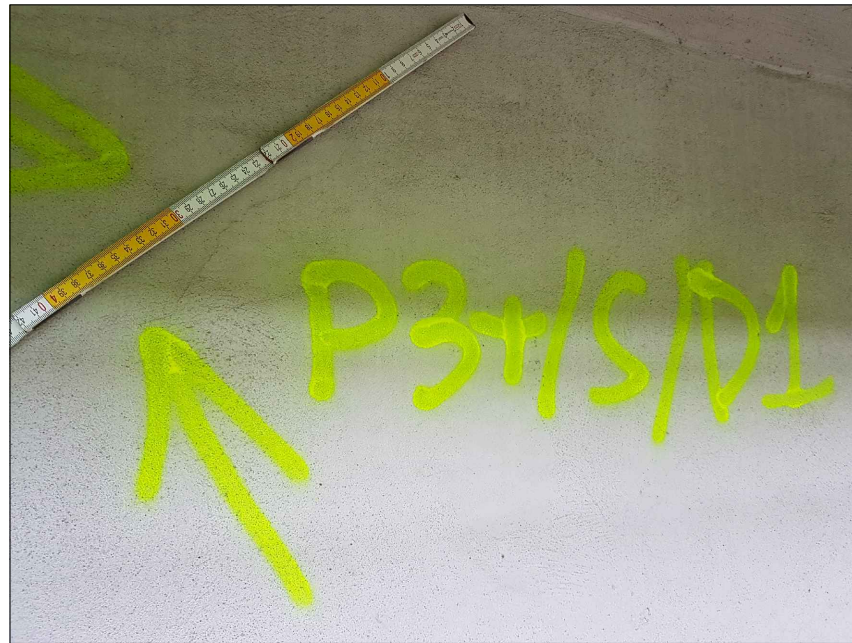


Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200

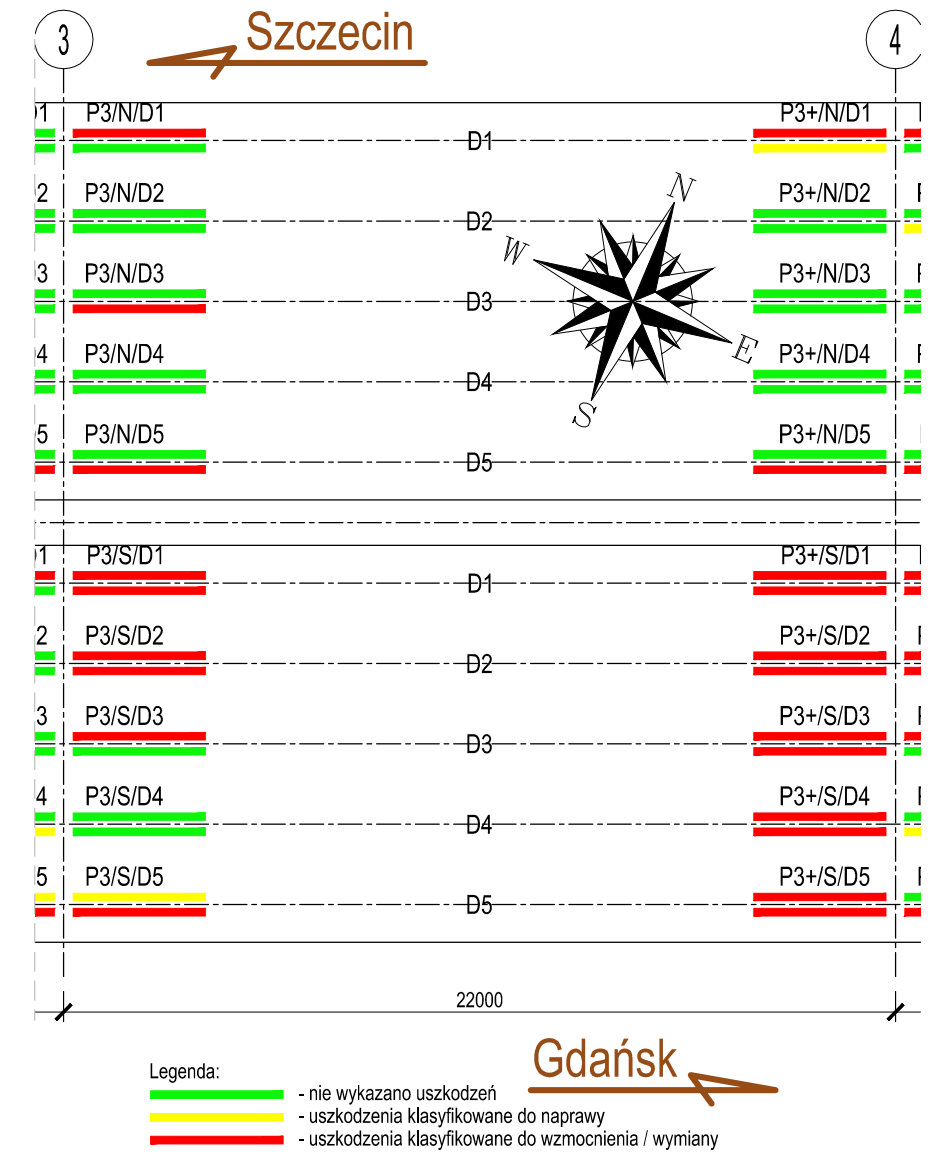


Rew.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	
Jednostka projektująca:			
ZARZĄD DRÓG I TRANSPORTU w Koszalinie		GTI DESIGN	
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			Rys-03-03
tel: +48 728 840 900			Rewizja 0
Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 3-4 cz.3			1:200
			A3
Projektował	mgr inż. Przemysław Słomka	POM/0080/POOM/11	
Opracował	inż. Michał Kij		
Sprawdził			
Plik	GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg		2020-03-11



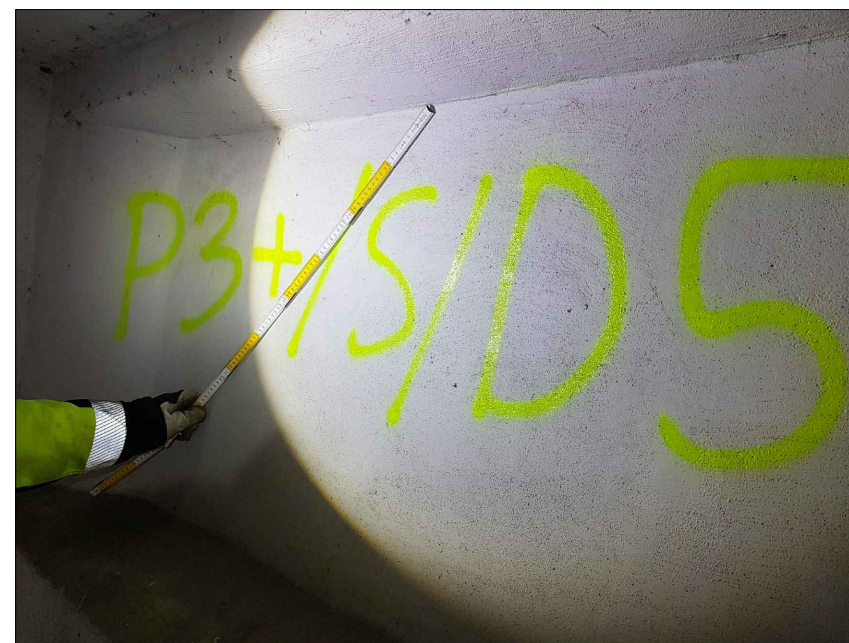
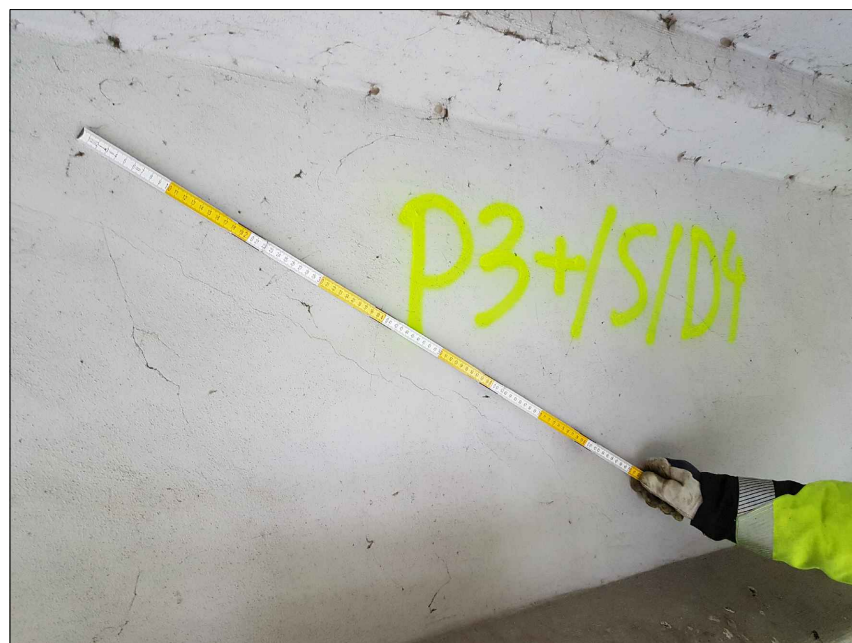
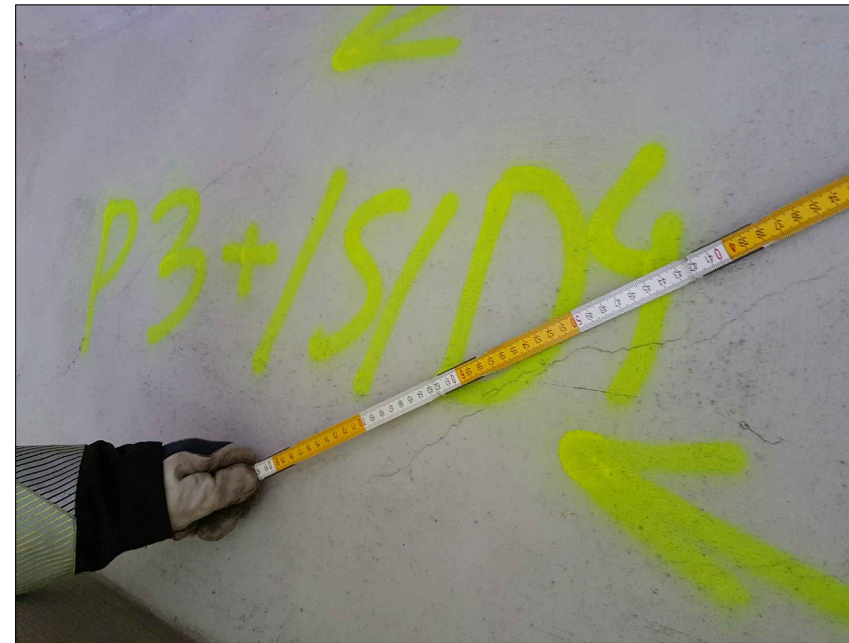
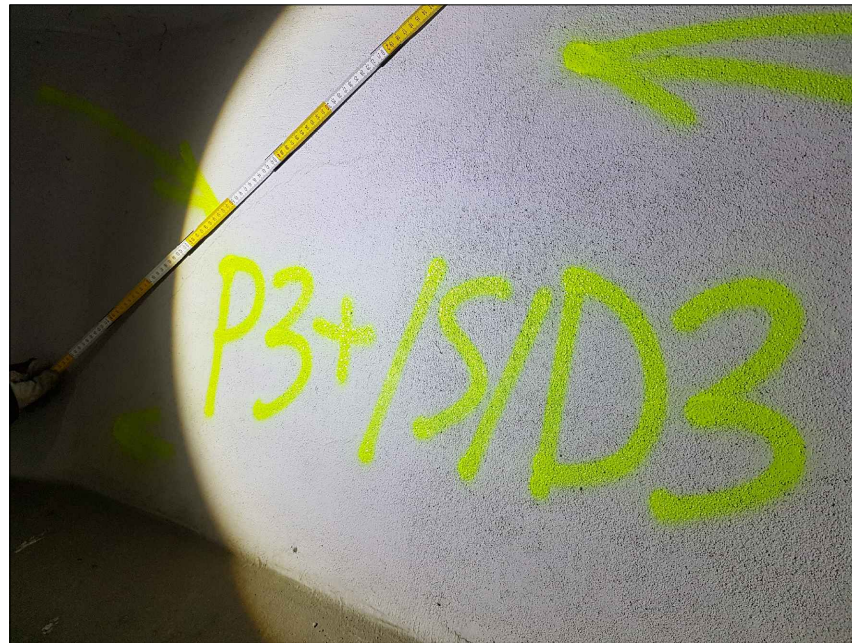


Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200

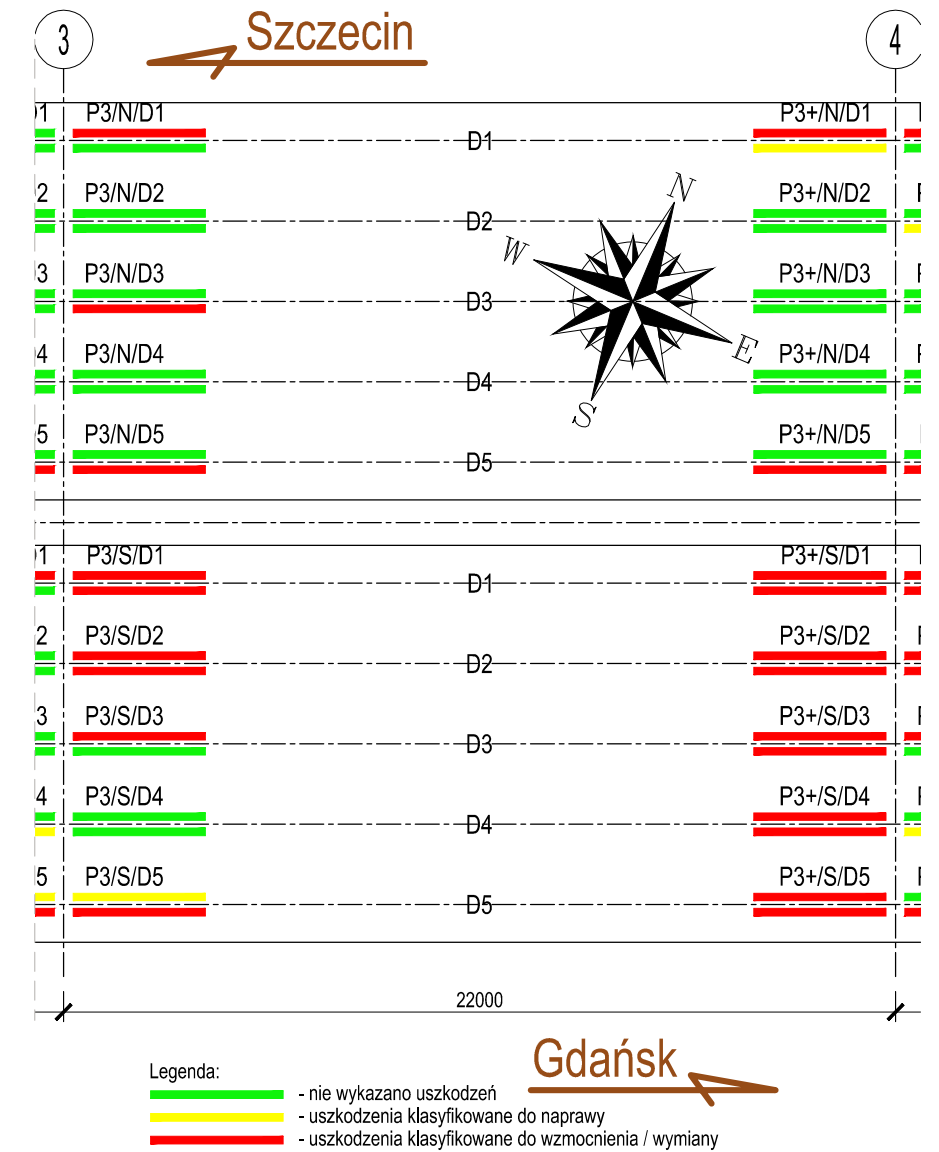


Rew.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	Jednostka projektująca:
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			Rys-03-04
Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 3-4 cz.4			Rewizja 0
tel: +48 728 840 900			1:200
			A3
Projektował	mgr inż. Przemysław Słonka	POM/0080/POOM/11	
Opracował	inż. Michał Kij		
Sprawdził			
Plik	GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg		2020-03-11



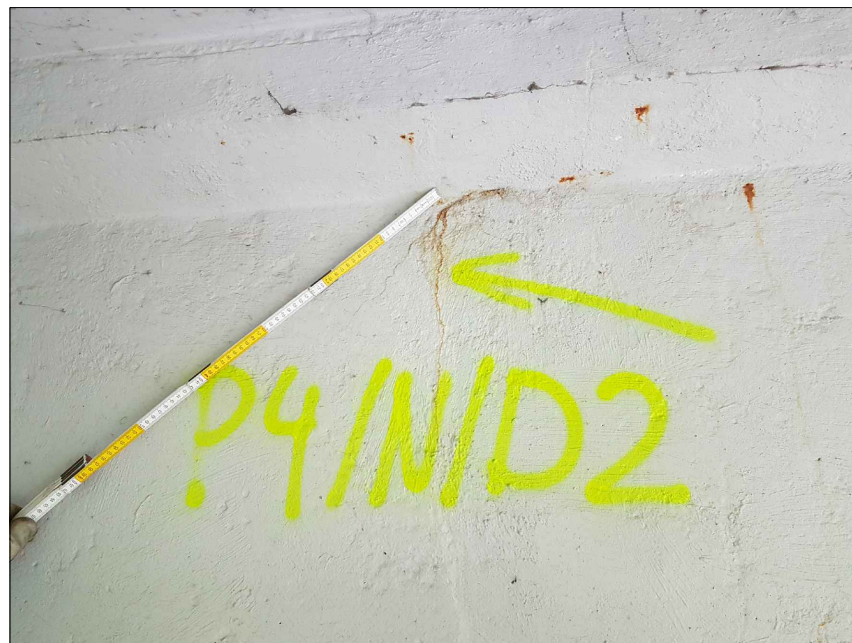
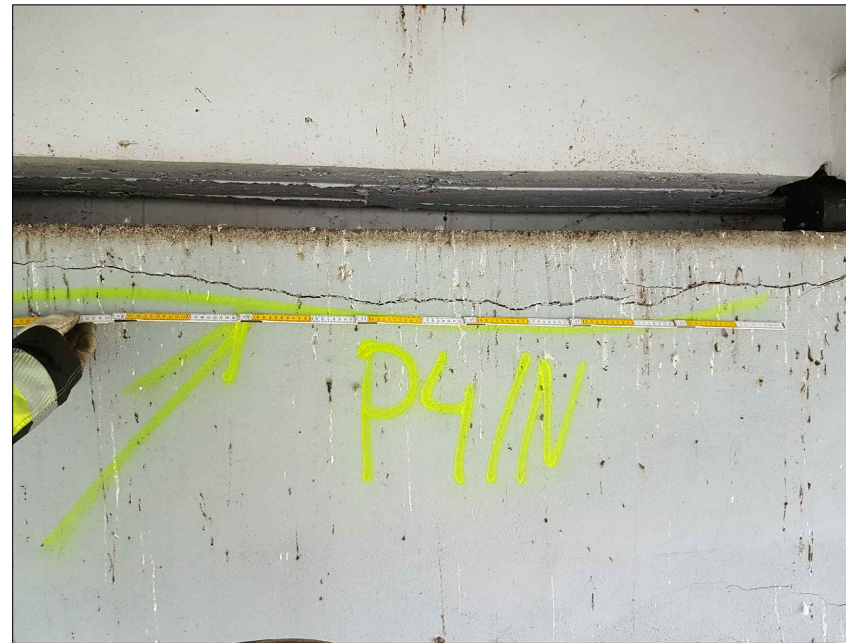
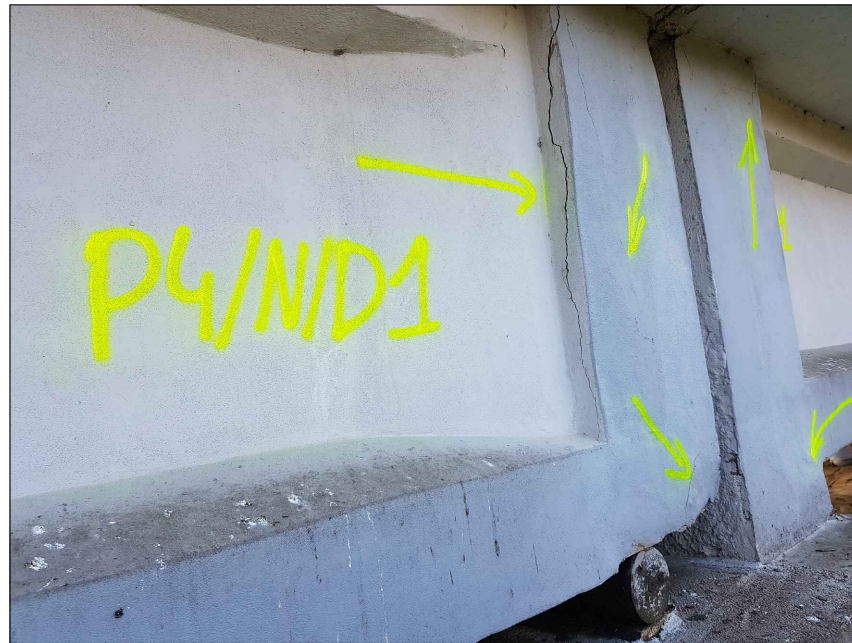


Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200

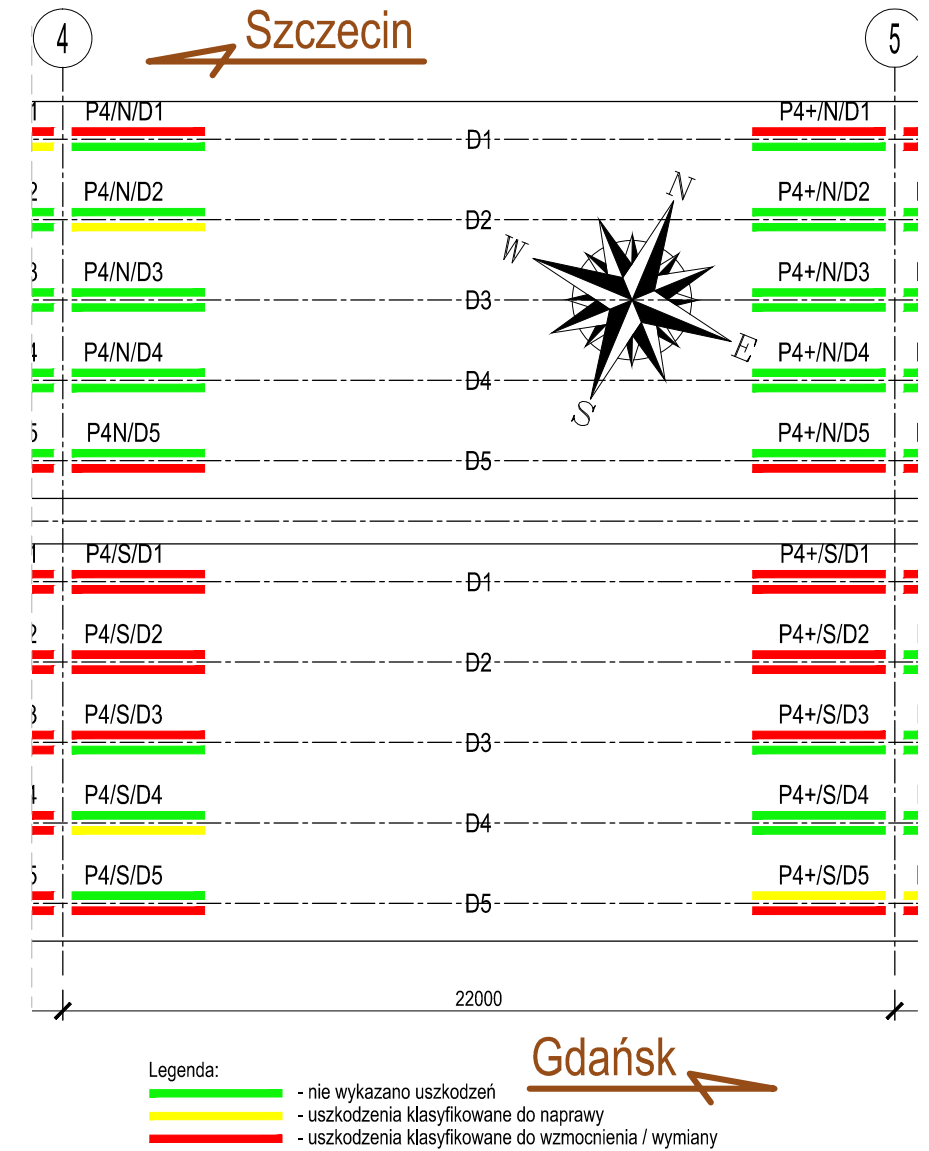


Rew.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	Jednostka projektująca:
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			<b>Rys-03-05</b>
tel: +48 728 840 900			Rewizja 0
Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 3-4 cz.5			1:200
Projektował mgr inż. Przemysław Słonka			POM/0080/POOM/11
Opracował inż. Michał Kij			
Sprawdził			
Plik GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg			2020-03-11





Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200

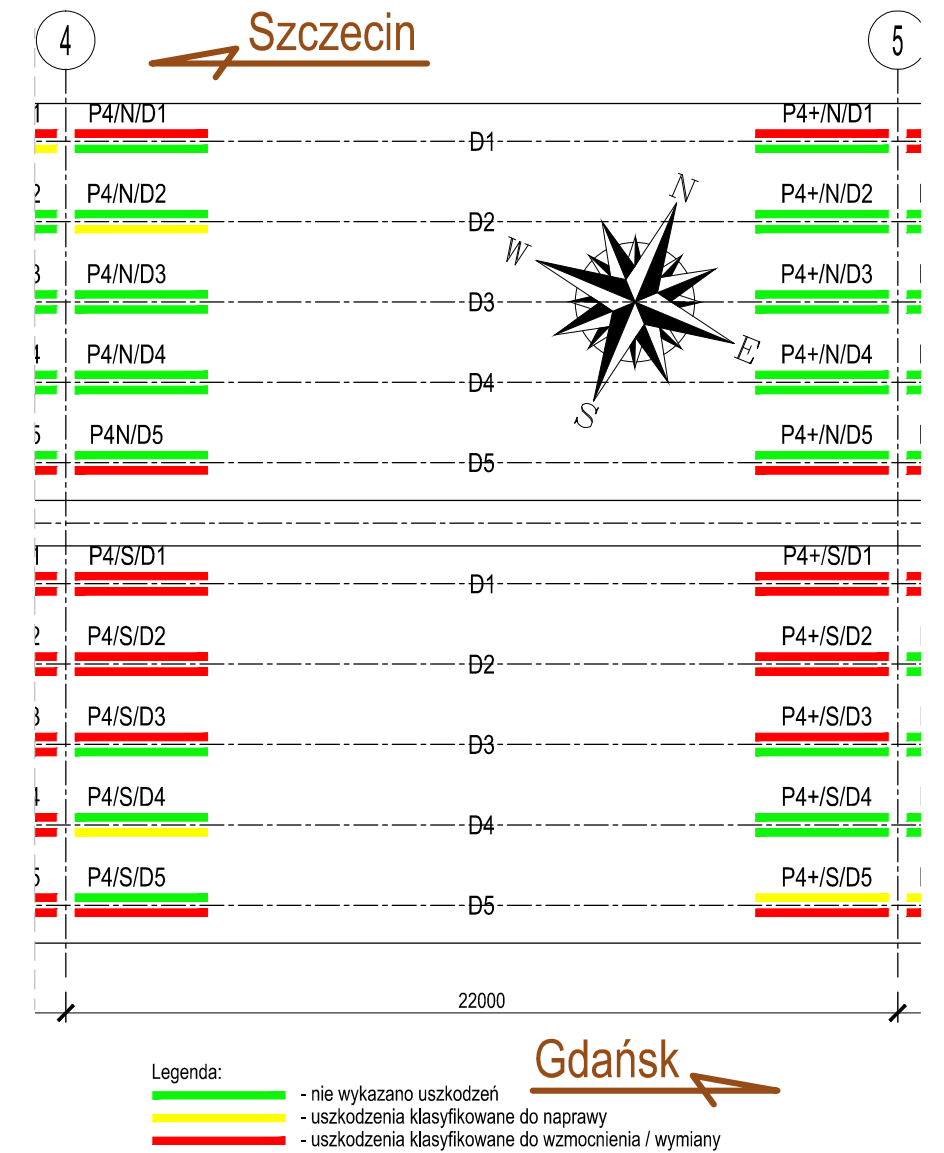


Rev.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	Jednostka projektująca:
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			<b>Rys-04-01</b>
tel: +48 728 840 900			Rewizja 0
Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 4-5 cz. 1			1:200
Projektował mgr inż. Przemysław Słomka			A3
Opracował inż. Michał Kij			
Sprawdził			
Plik GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg			2020-03-11



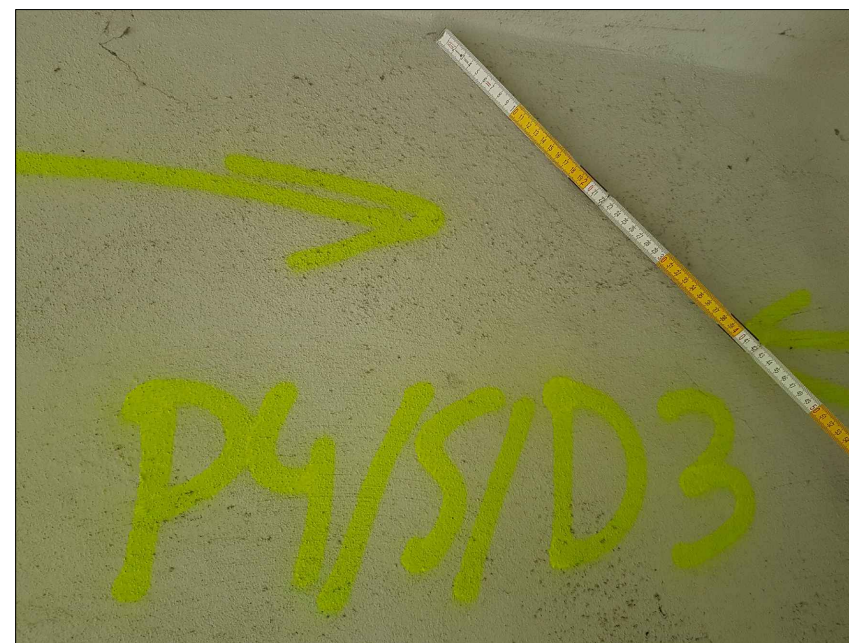
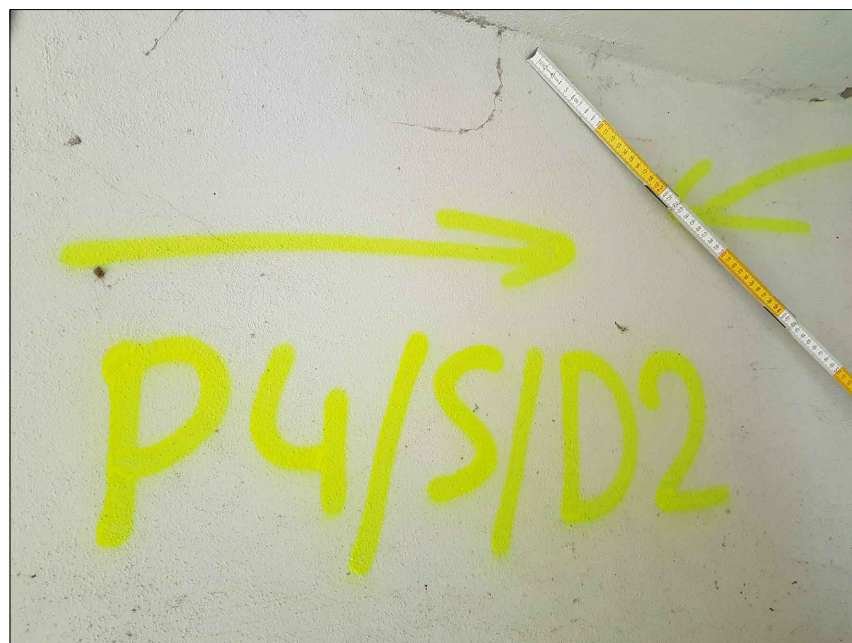
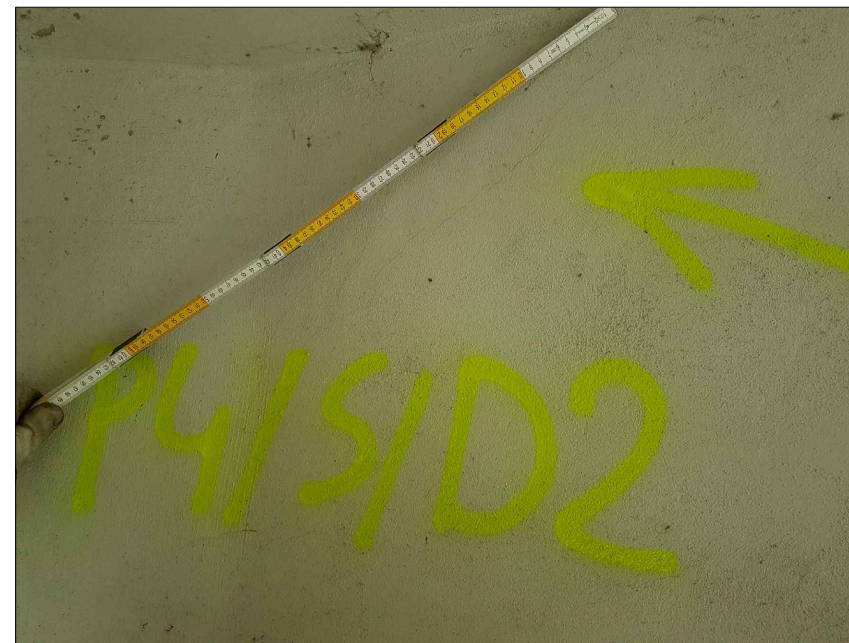


Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200

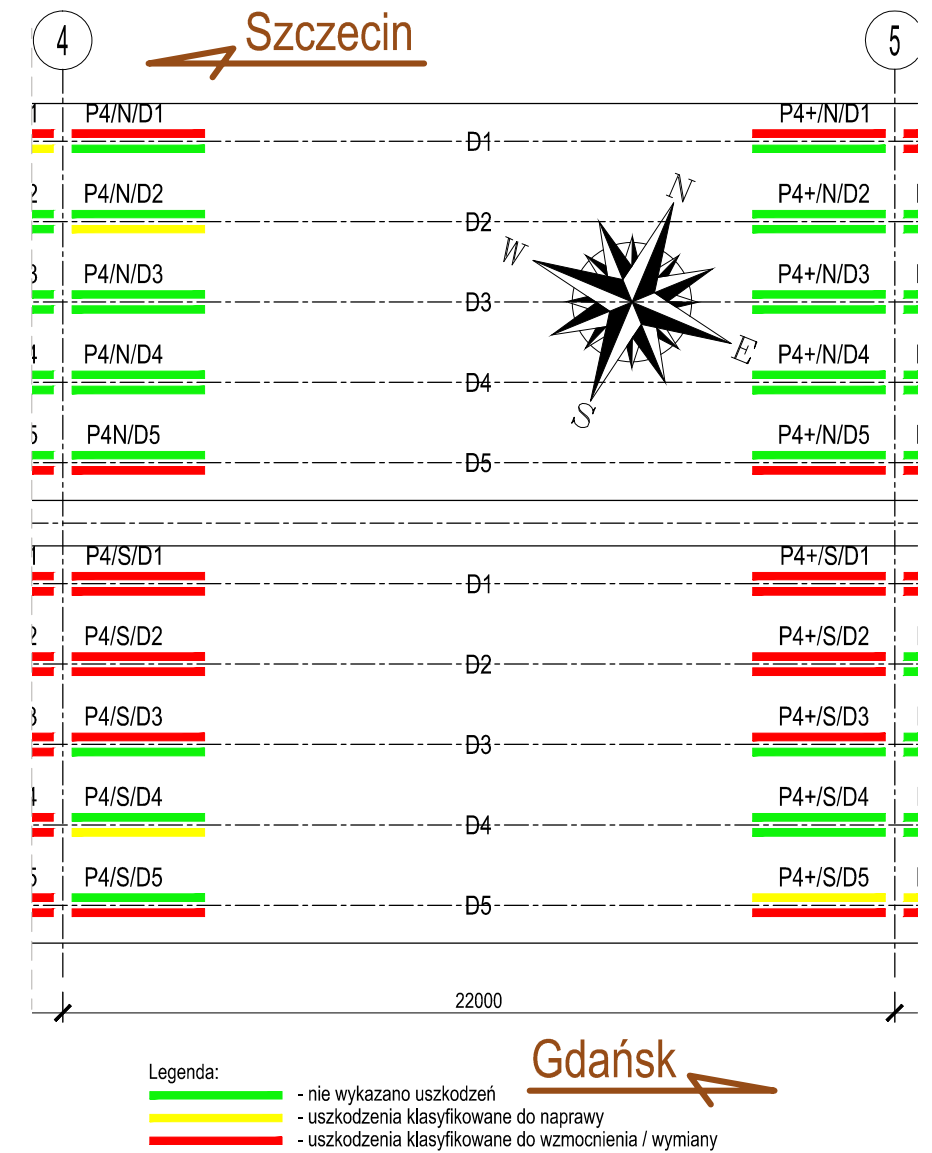


Rew.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	Jednostka projektująca:
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			<b>Rys-04-02</b>
tel: +48 728 840 900			Revizja 0
Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 4-5 cz.2			1:200
Projektował mgr inż. Przemysław Słomka			POM/0080/POOM/11
Opracował inż. Michał Kij			
Sprawdził			
Plik GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg			2020-03-11



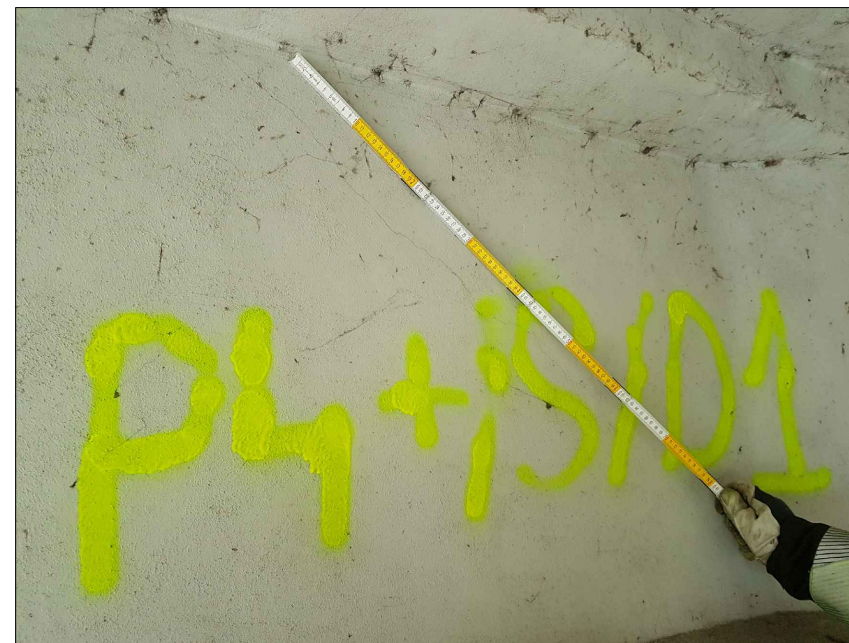
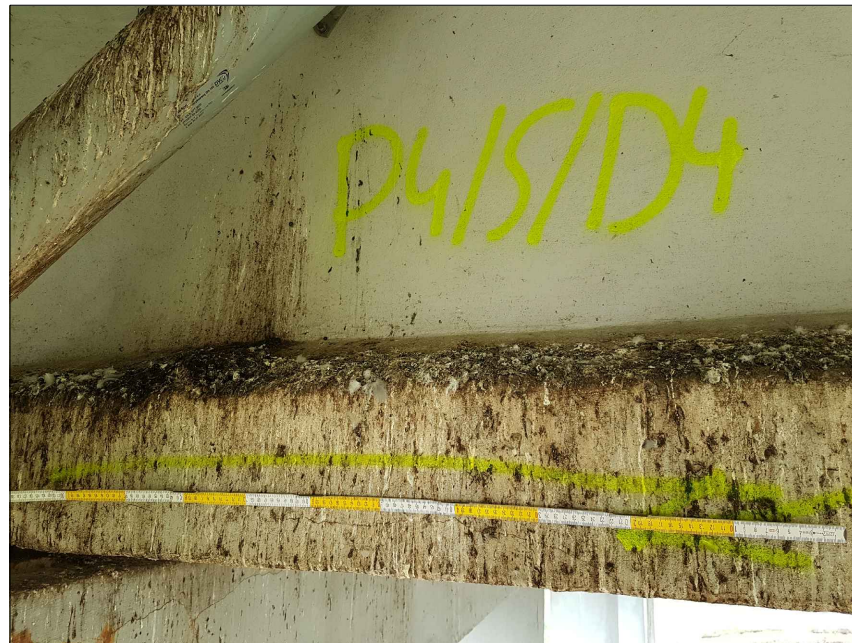
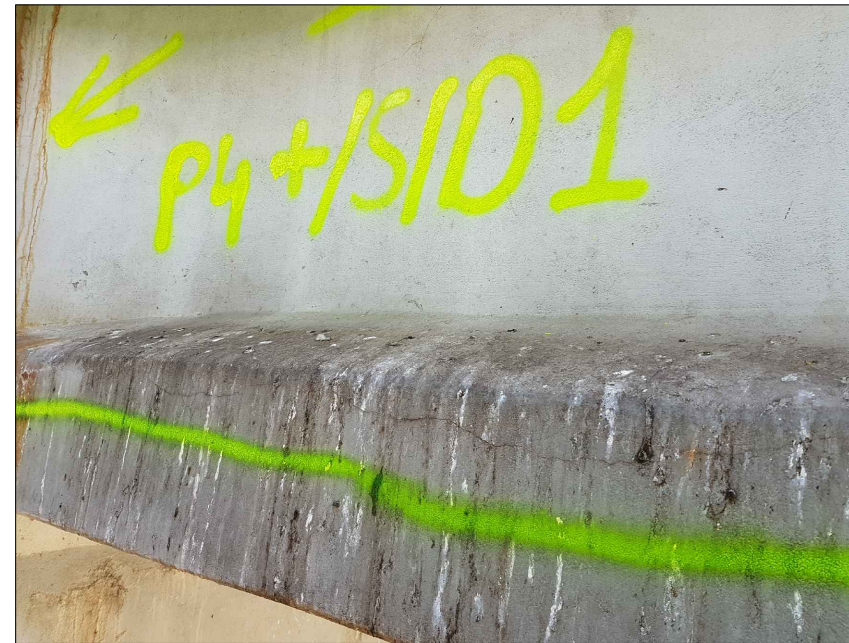
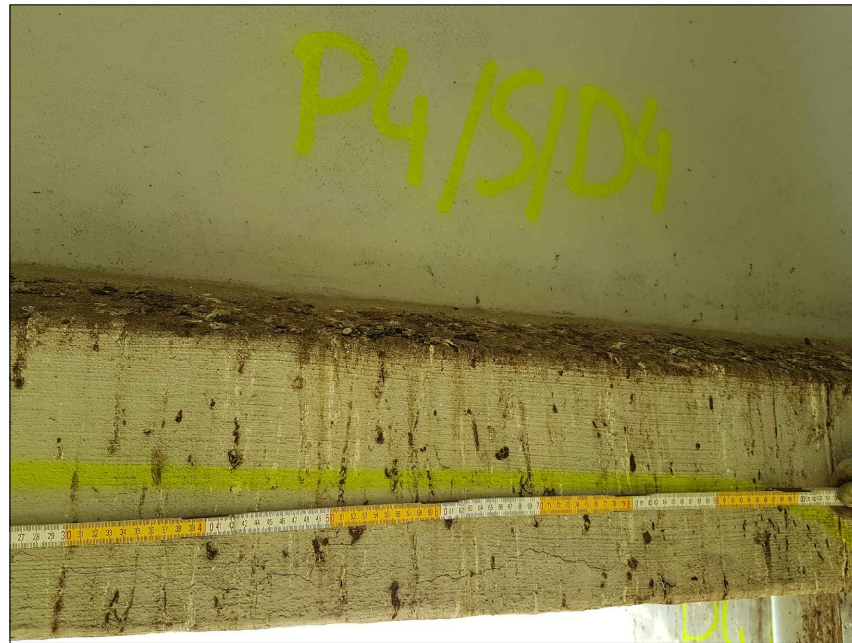


Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200

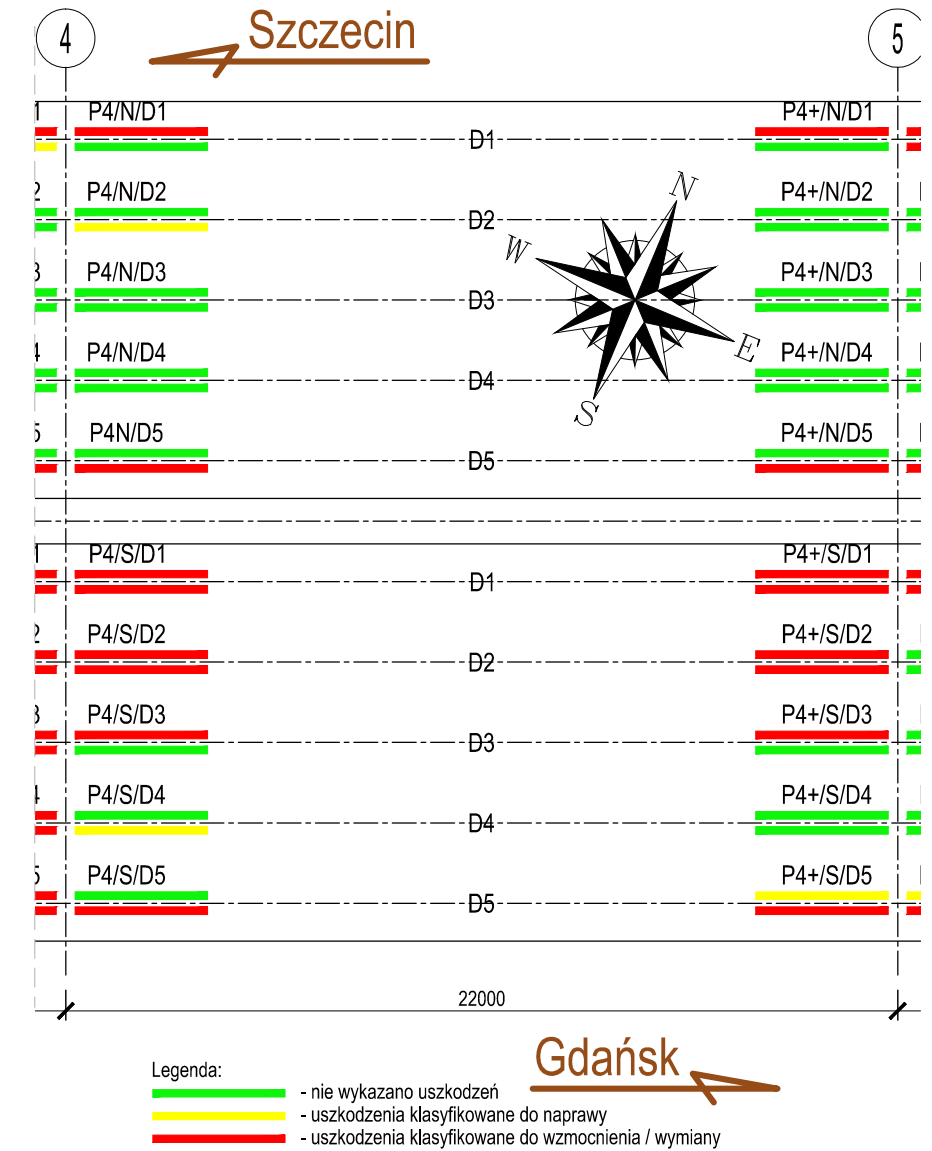


Rev.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	Jednostka projektująca:
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			<b>Rys-04-03</b>
tel: +48 728 840 900			Rewizja 0
Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 4-5 cz.3			1:200
			A3
Projektował	mgr inż. Przemysław Słomka	POM/0080/POOM/11	
Opracował	inż. Michał Kij		
Sprawdził			
Plik	GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg		2020-03-11



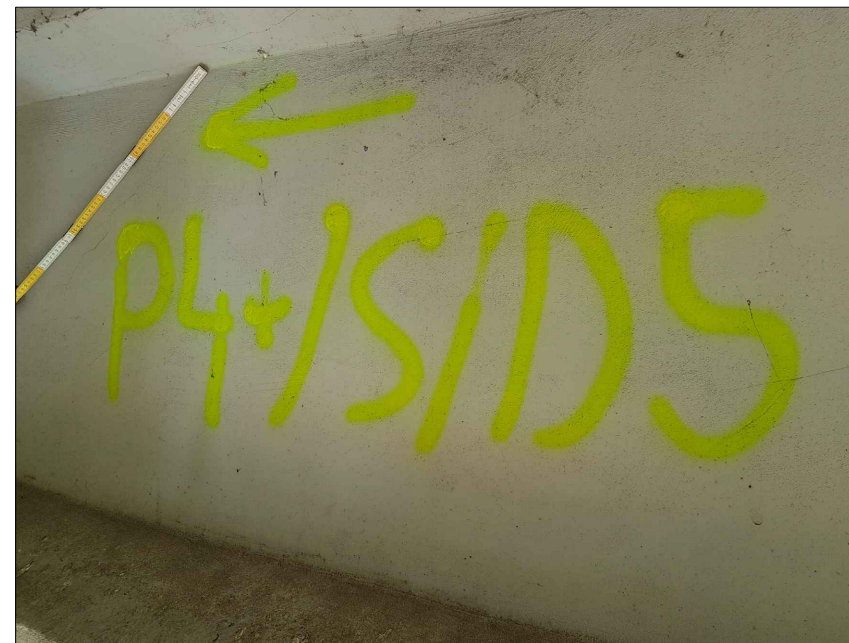
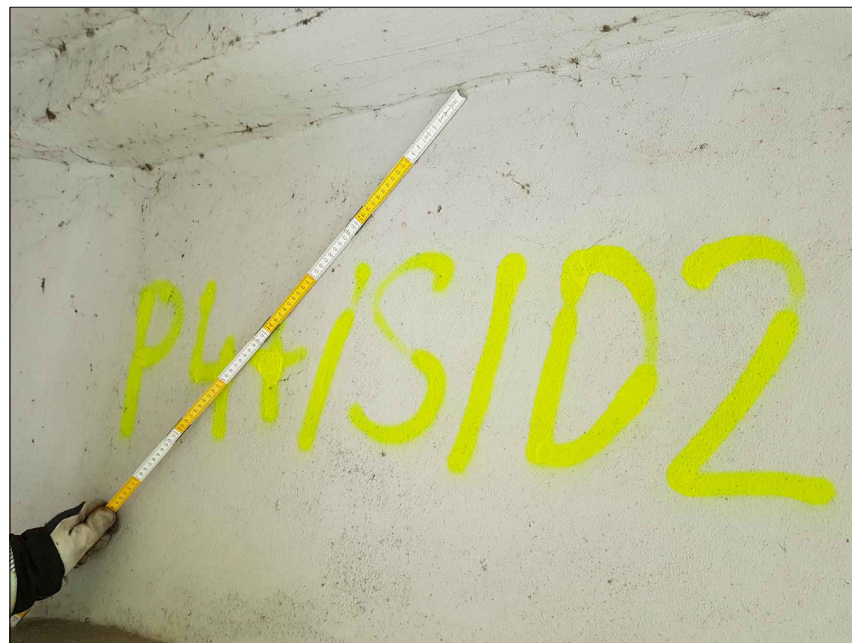
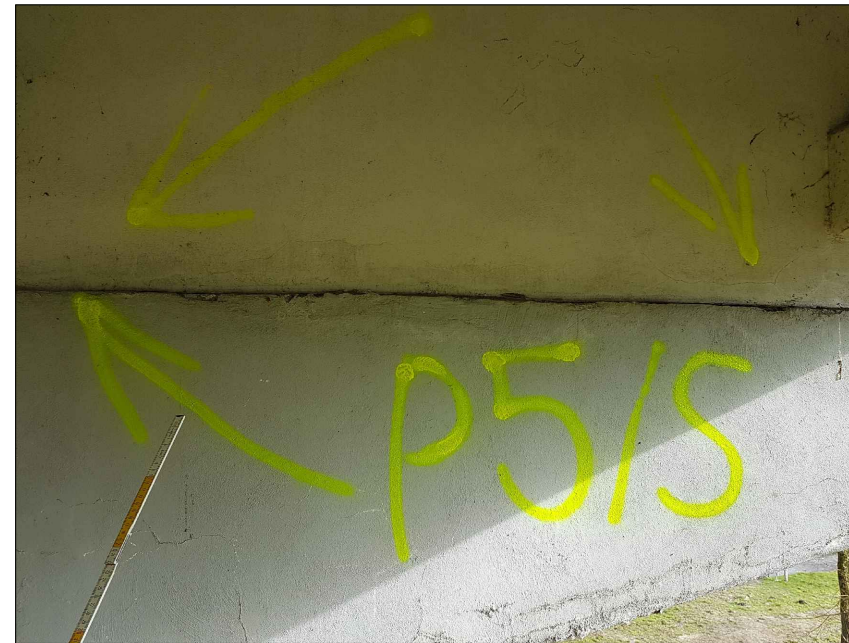
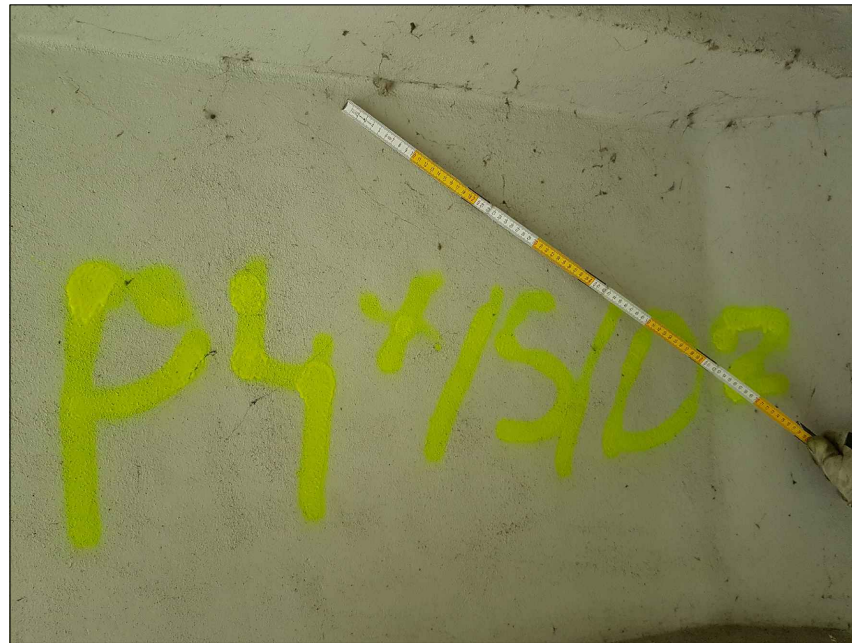


Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200

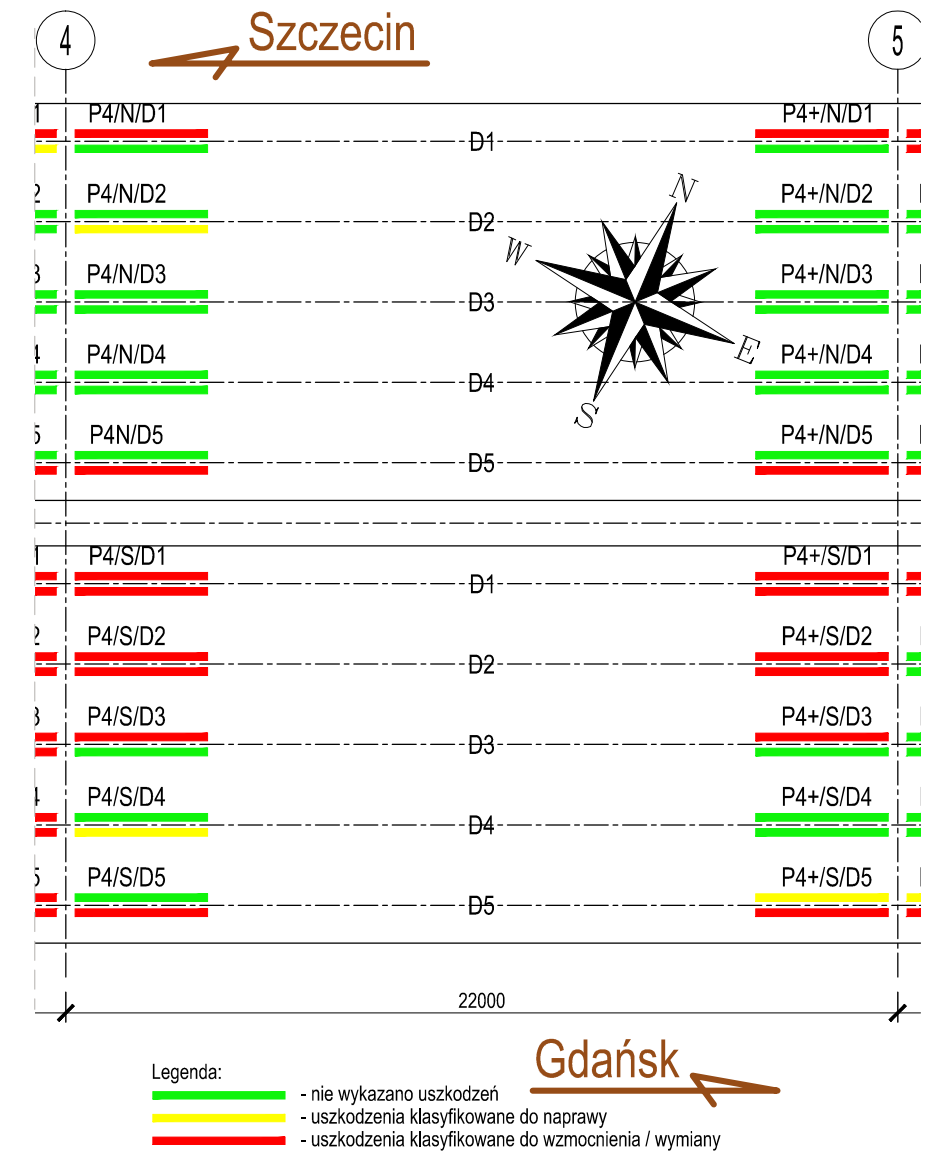


Rew.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	Jednostka projektująca:
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			Rys-04-04
tel: +48 728 840 900			Rewizja 0
Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 4-5 cz.4			1:200
Projektował mgr inż. Przemysław Słomka			A3
Opracował inż. Michał Kij			
Sprawdził			
Plik GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg			2020-03-11



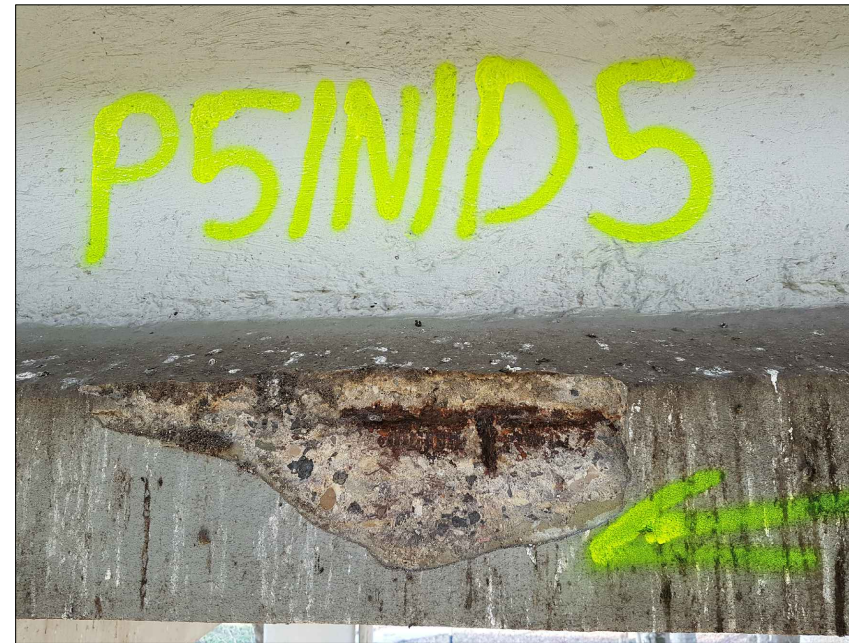


Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200

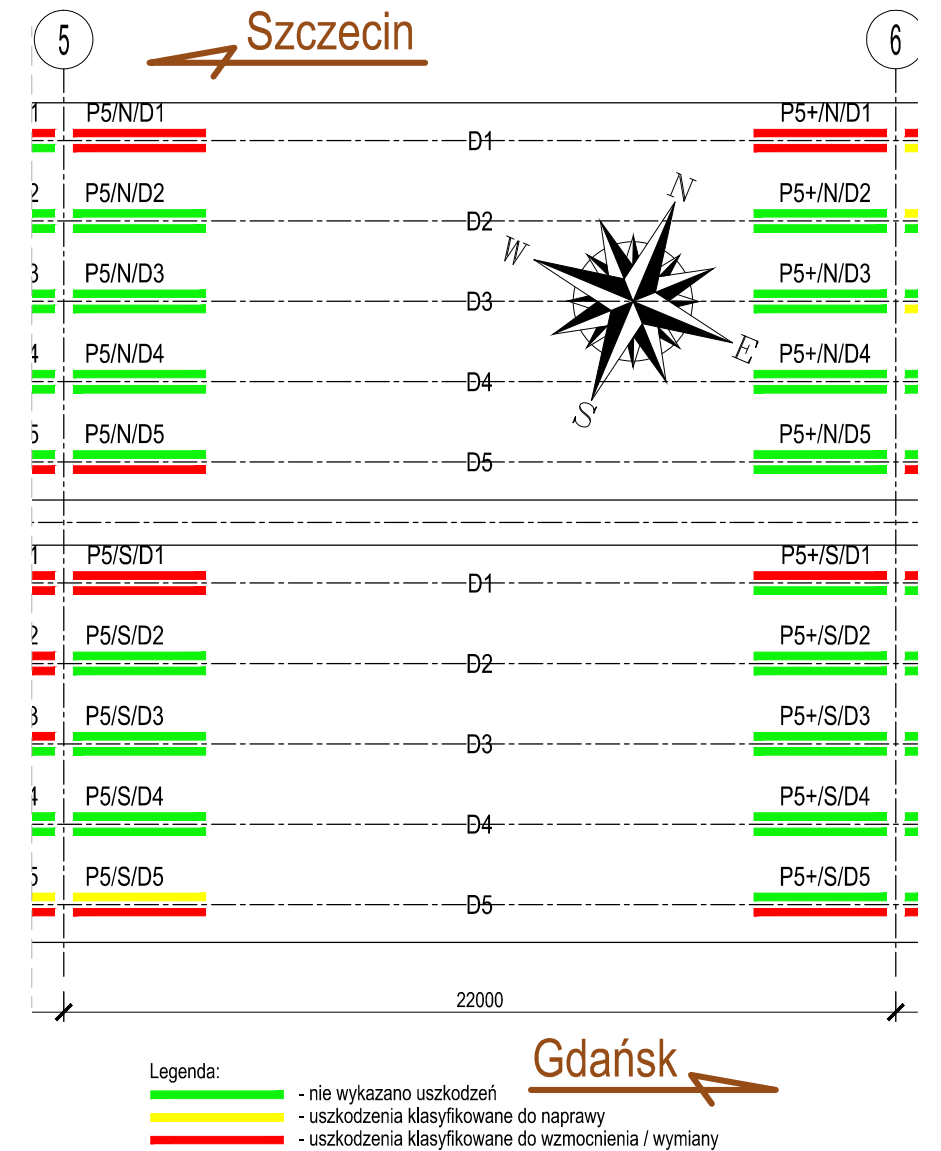


Rew.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	Jednostka projektująca:
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			<b>Rys-04-05</b>
tel: +48 728 840 900			Rewizja 0
Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 4-5 cz.5			1:200
			A3
Projektował	mgr inż. Przemysław Słomka	POM/0080/POOM/11	
Opracował	inż. Michał Kij		
Sprawdził			
Plik	GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg		2020-03-11



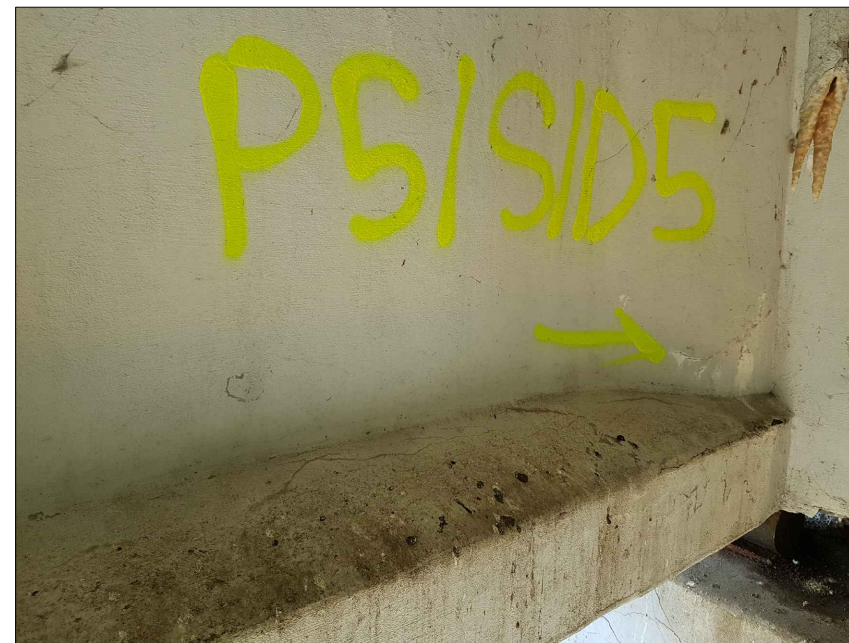


Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200

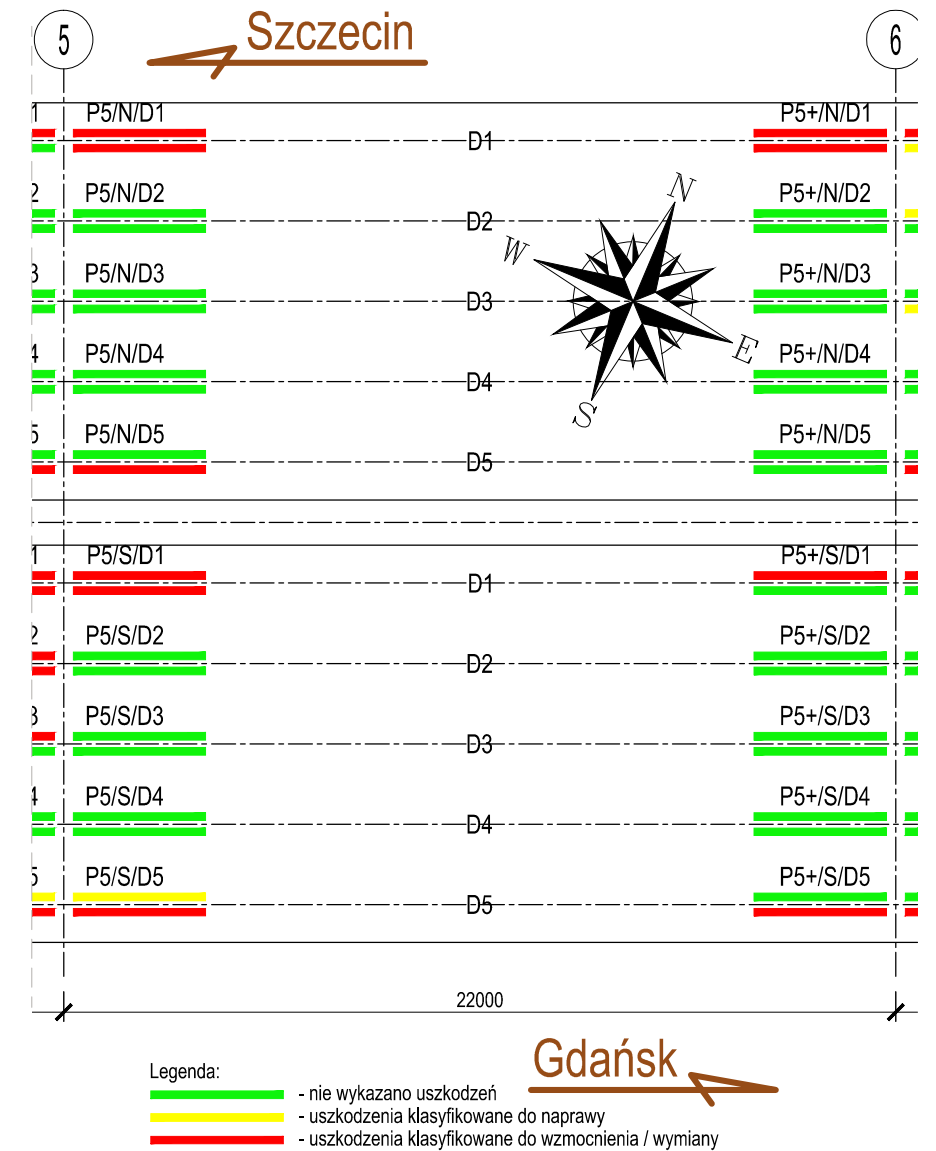


Rew.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	Jednostka projektująca:
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			<b>Rys-05-01</b>
Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 5-6 cz. 1			Rewizja 0
tel: +48 728 840 900		1:200 A3	
Projektował	mgr inż. Przemysław Słomka	POM/0080/POOM/11	
Opracował	inż. Michał Kij		
Sprawdził			
Plik	GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg		2020-03-11



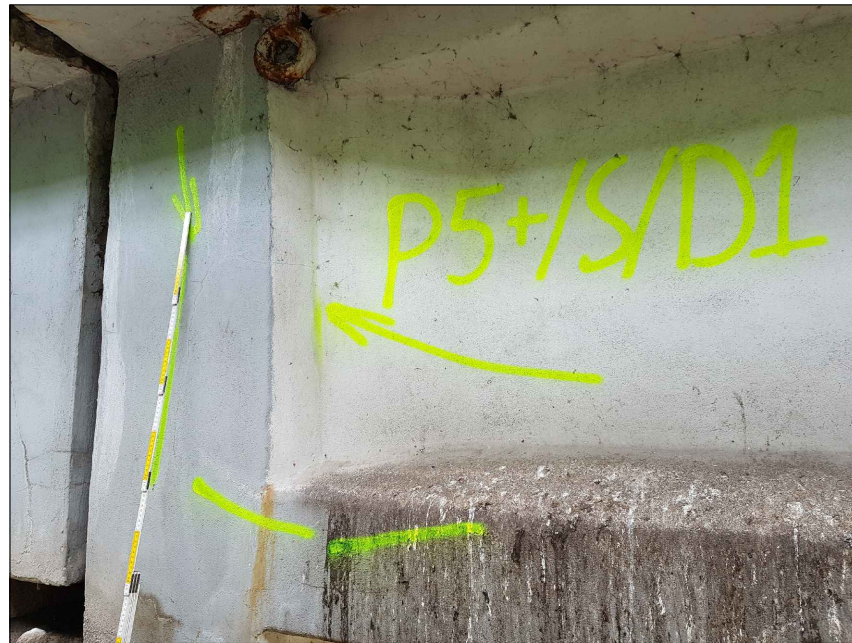


Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200

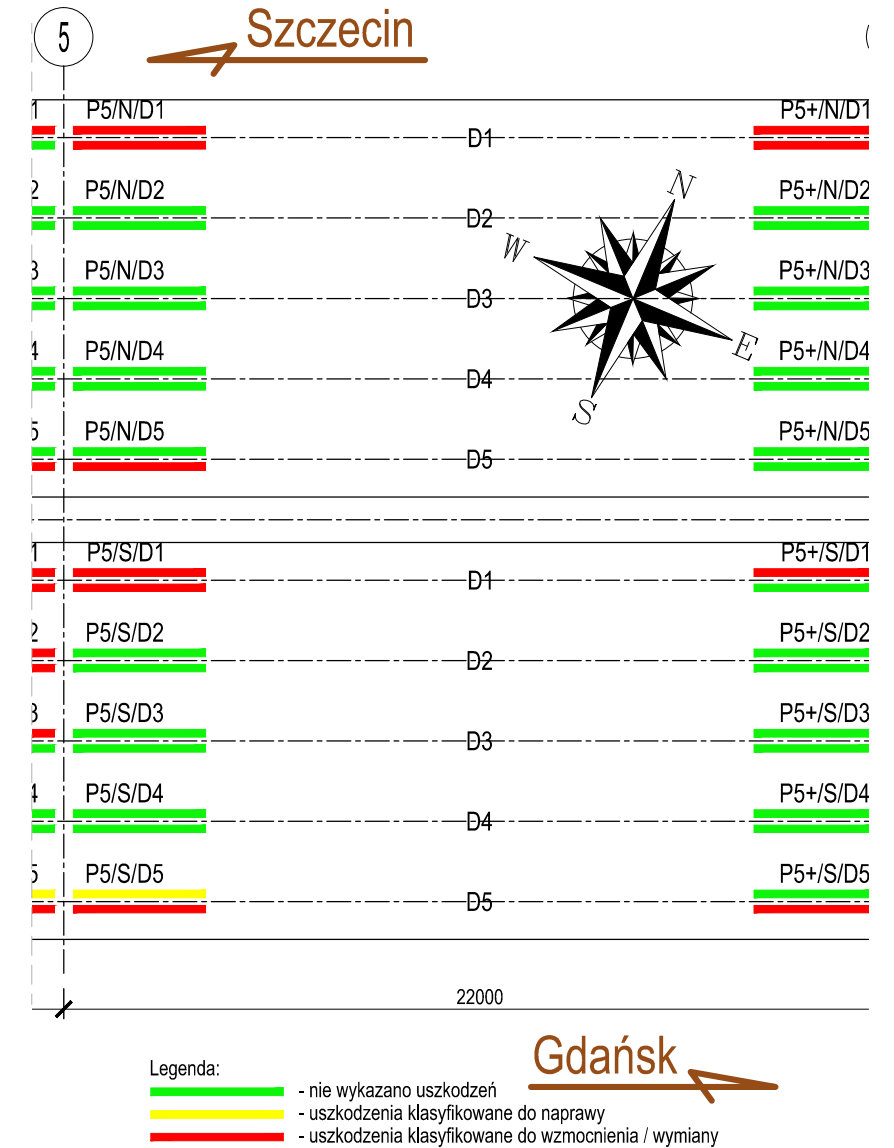


Rew.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			<b>Rys-05-02</b>
tel: +48 728 840 900			Rewizja 0
Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 5-6 cz.2			1:200
Projektował: mgr inż. Przemysław Słomka			POM/0080/POOM/11
Opracował: inż. Michał Kij			
Sprawdził:			
Plik: GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg			2020-03-11



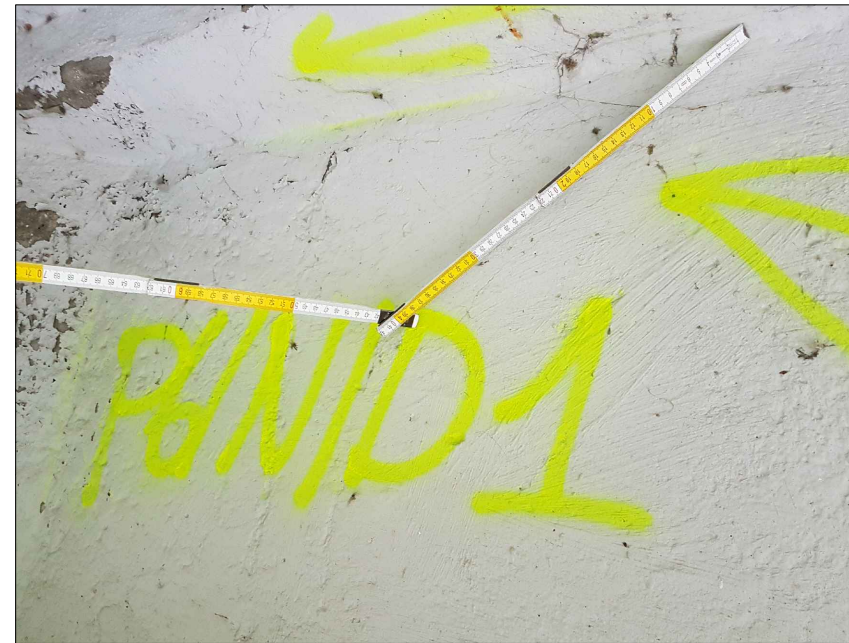


Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200

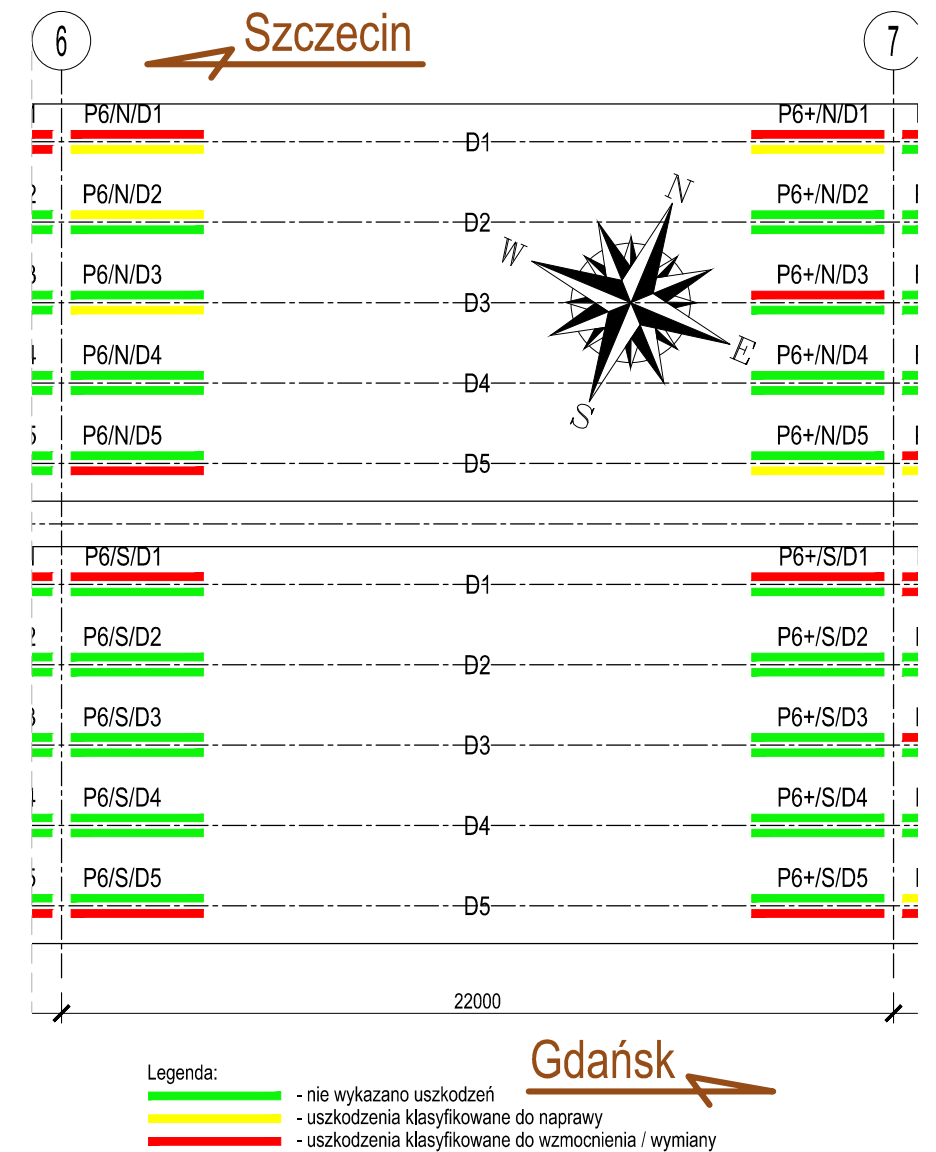


Rew.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	Jednostka projektująca:
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			<b>Rys-05-03</b>
tel: +48 728 840 900			Rewizja 0
Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 5-6 cz.3			1:200
			A3
Projektował	mgr inż. Przemysław Słomka	POM/0080/POOM/11	
Opracował	inż. Michał Kij		
Sprawdził			
Plik	GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg		2020-03-11



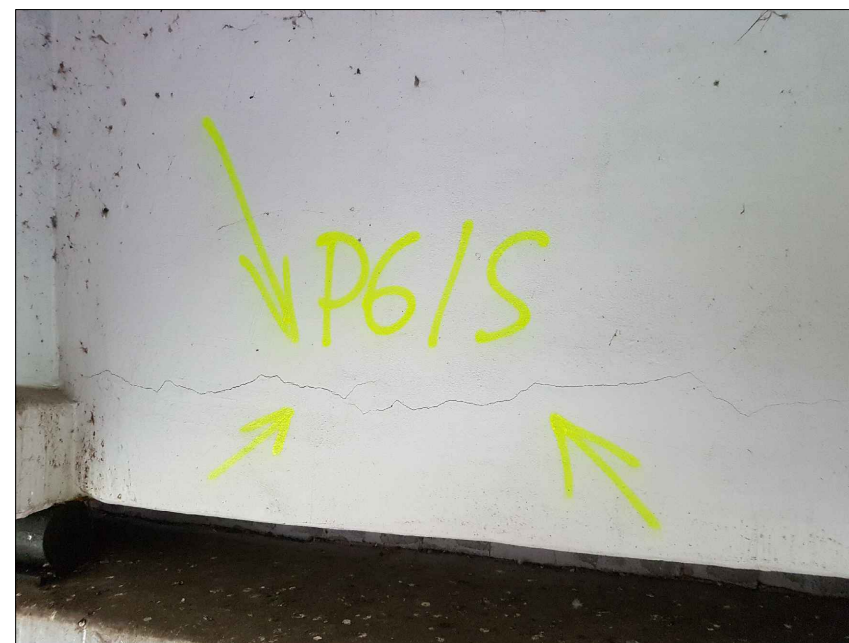


Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200

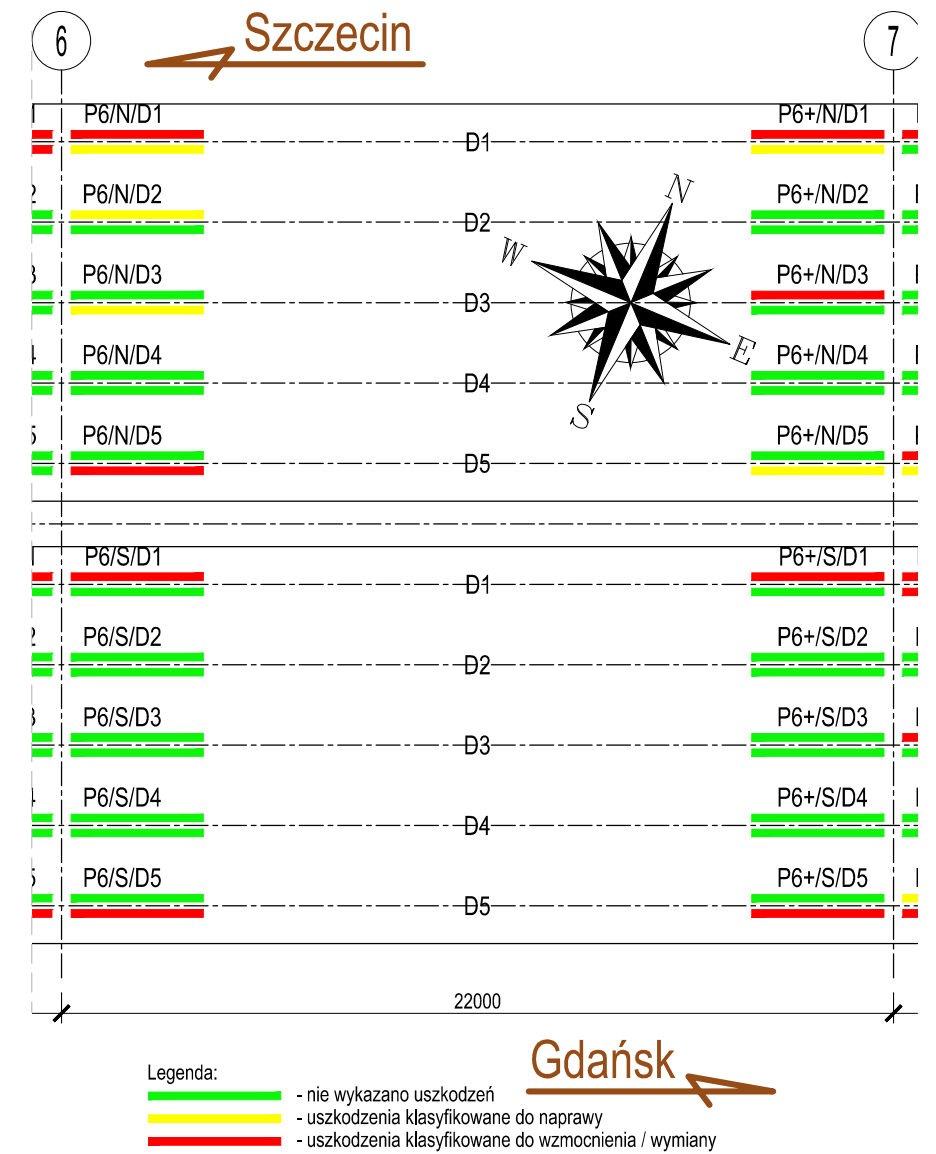


Rew.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	Jednostka projektująca:
ZARZĄD DRÓG I TRANSPORTU w Koszalinie			GTI DESIGN
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			Rys-06-01
tel: +48 728 840 900			Rewizja 0
Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 6-7 cz.1			1:200
Projektował mgr inż. Przemysław Słomka			A3
Opracował inż. Michał Kij			
Sprawdził			
Plik GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg			2020-03-11



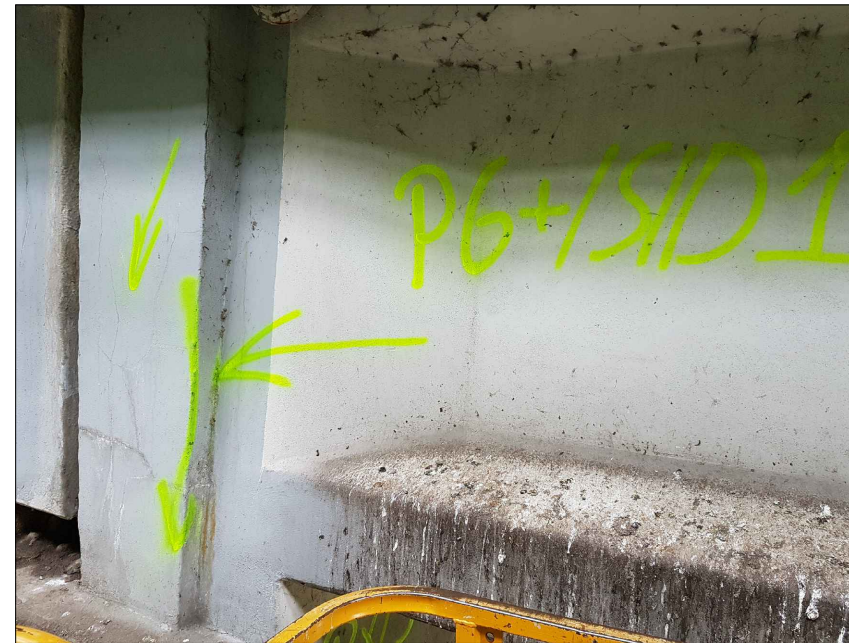
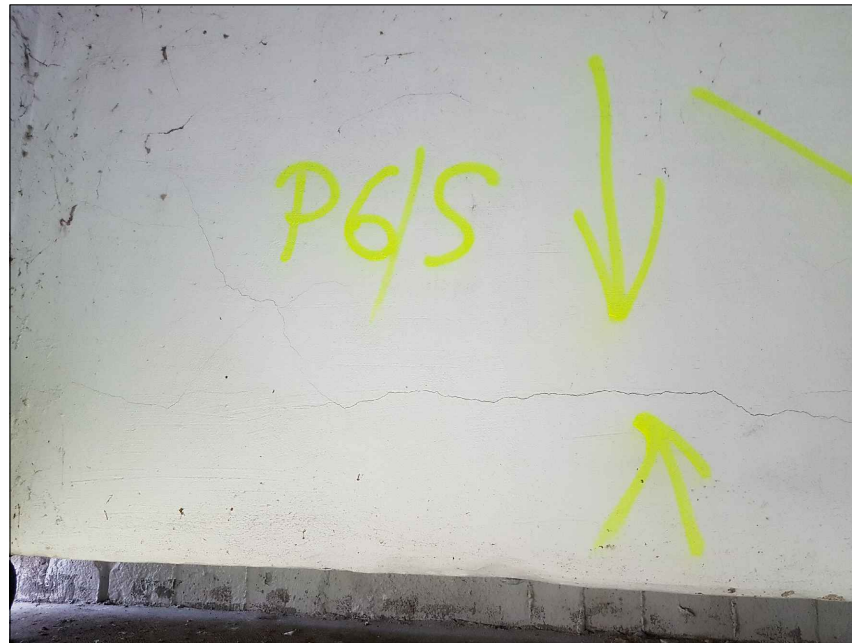


Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200

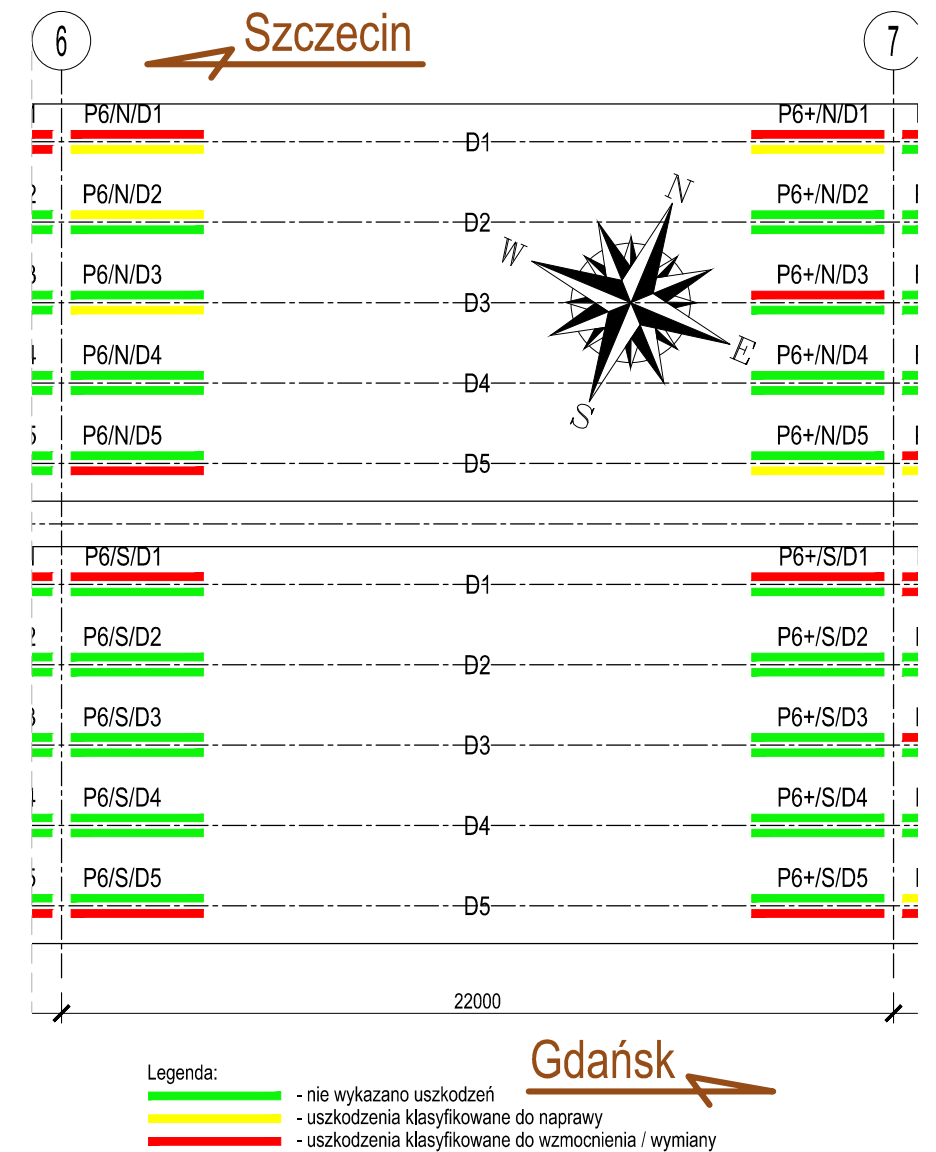


Rew.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	
Jednostka projektująca:			
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			Rys-06-02
tel: +48 728 840 900			Rewizja 0
Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 6-7 cz.2			1:200
			A3
Projektował	mgr inż. Przemysław Słomka	POM/0080/POOM/11	
Opracował	inż. Michał Kij		
Sprawdził			
Plik	GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg	2020-03-11	





Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200

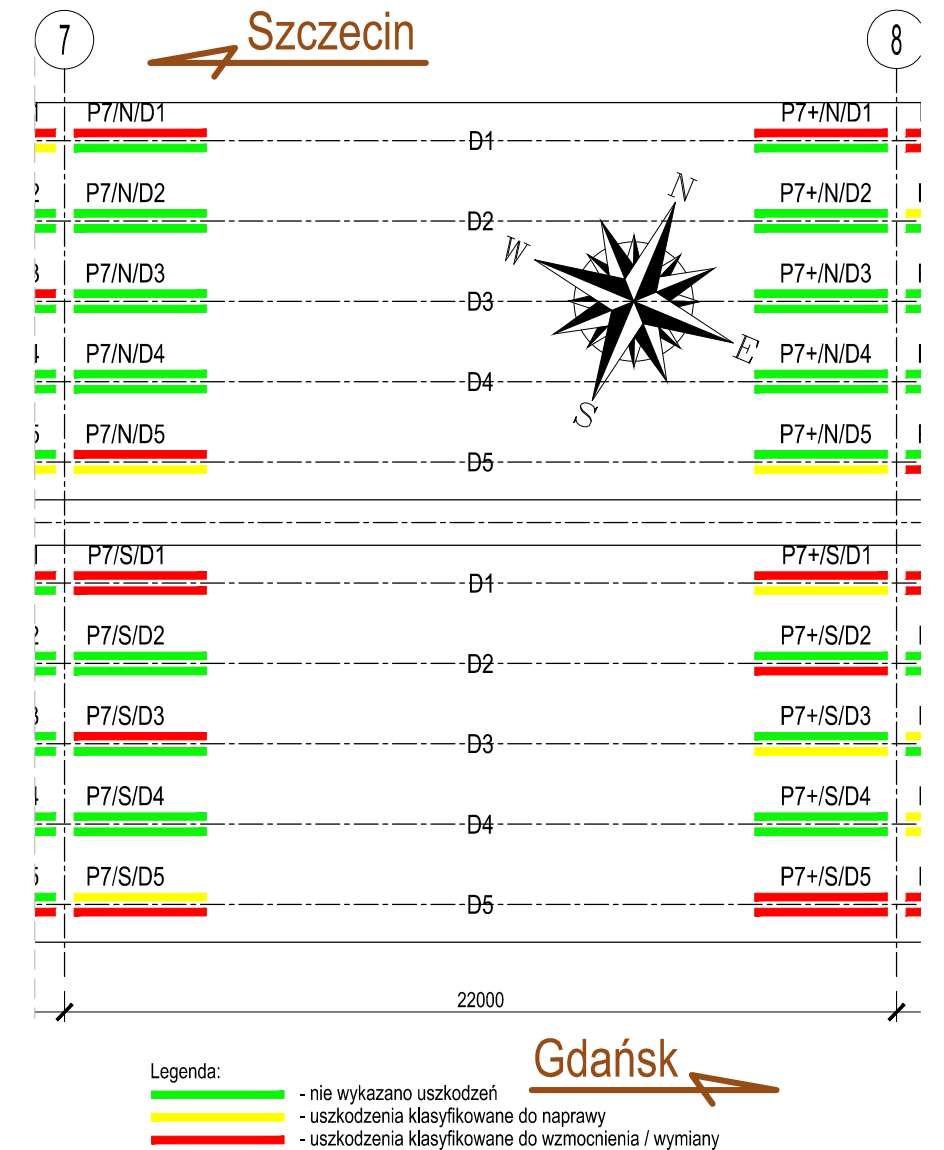


Rew.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	Jednostka projektująca:
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			<b>Rys-06-03</b>
tel: +48 728 840 900			Rewizja 0
Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 6-7 cz.3			1:200
Projektował: mgr inż. Przemysław Słomka			POM/0080/POOM/11
Opracował: inż. Michał Kij			
Sprawdził:			
Plik: GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg			2020-03-11



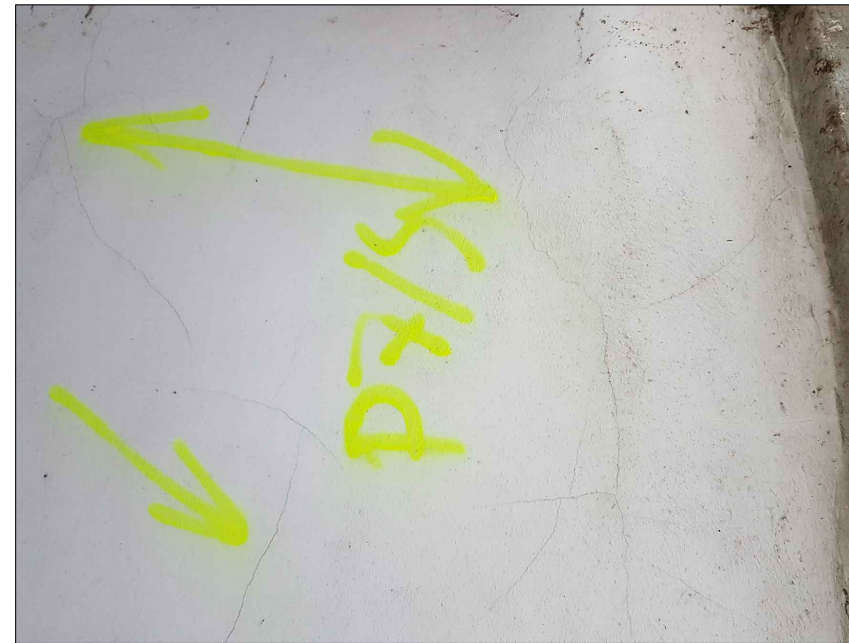


Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200

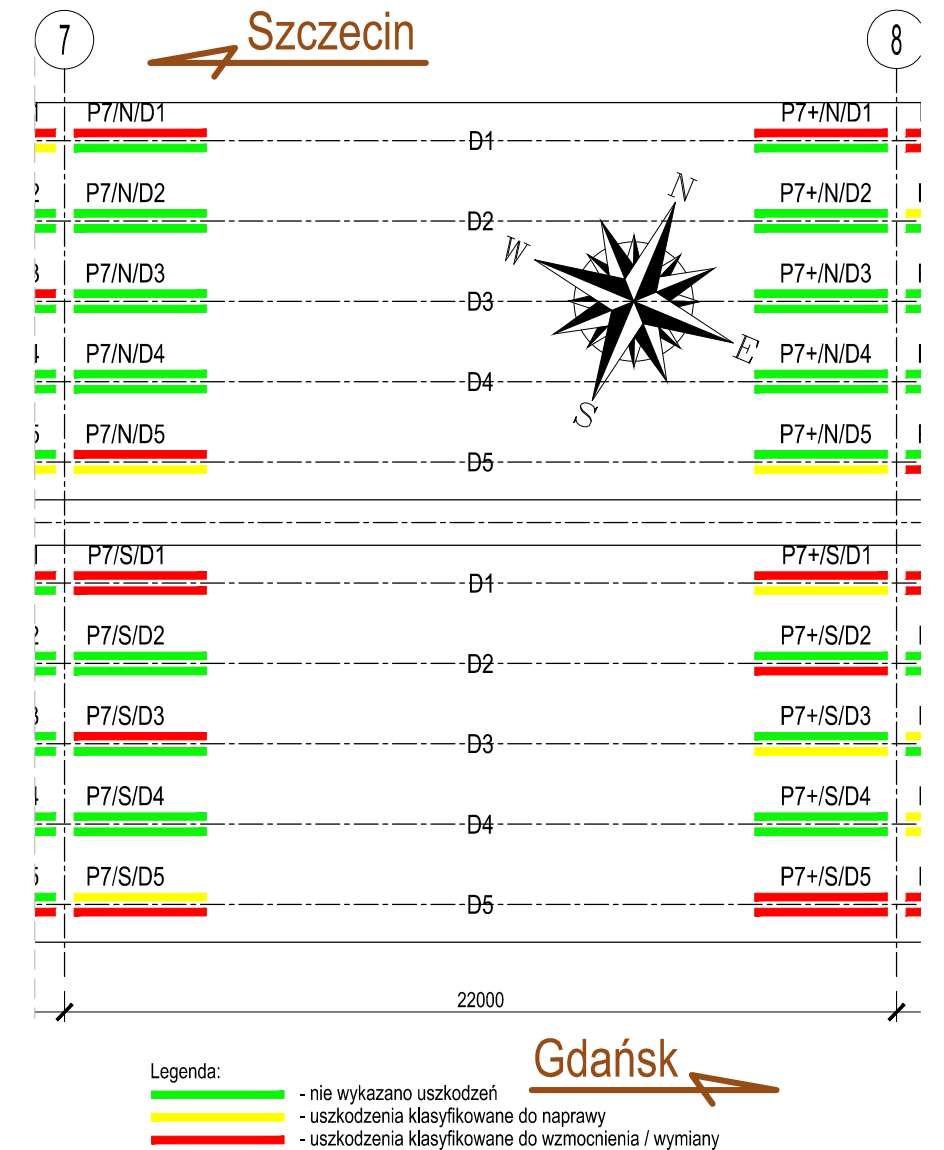


Rew.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	
Jednostka projektująca:			
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			Rys-07-01
tel: +48 728 840 900			Rewizja 0
Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 7-8 cz.1			1:200
			A3
Projektował	mgr inż. Przemysław Słomka	POM/0080/POOM/11	
Opracował	inż. Michał Kij		
Sprawdził			
Plik	GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg		2020-03-11



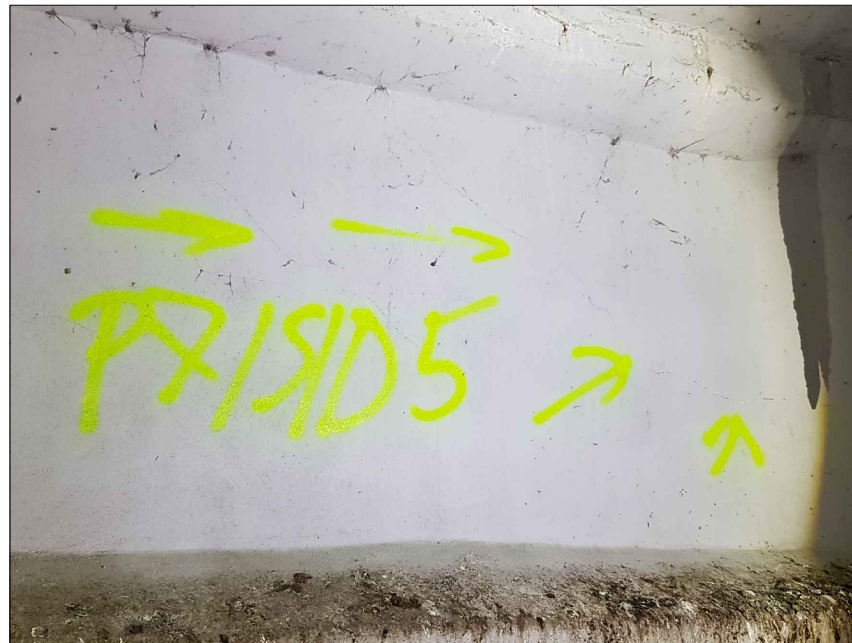
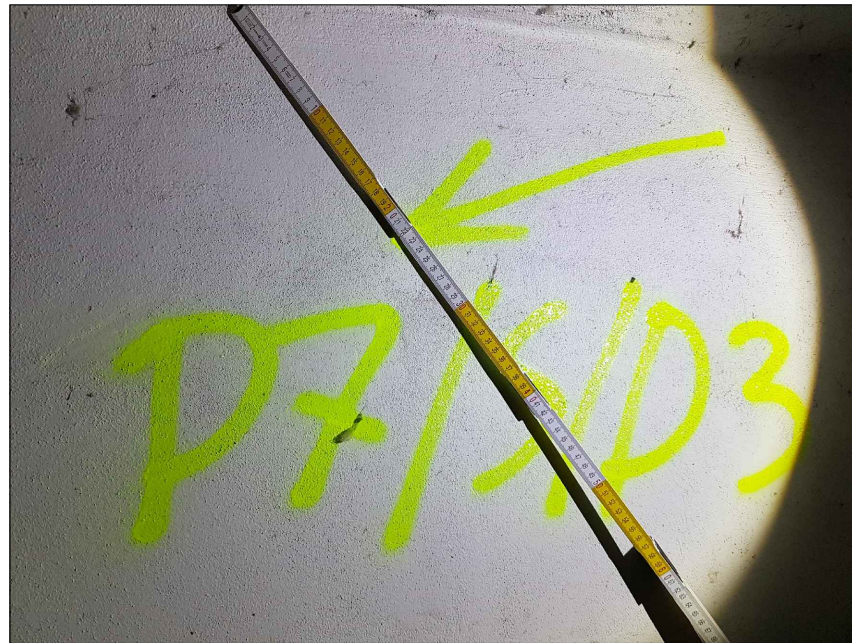


Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200

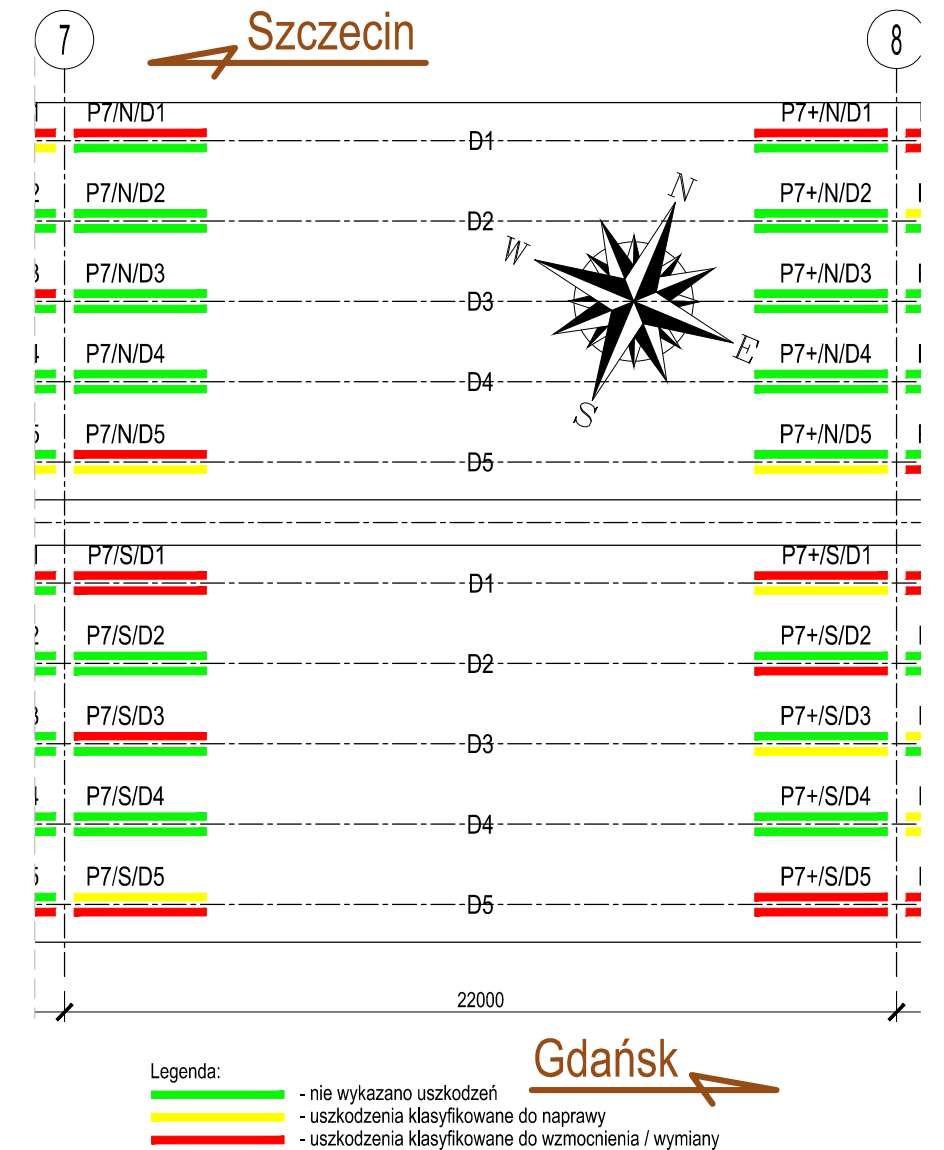


Rew.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	Jednostka projektująca:
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			<b>Rys-07-02</b>
tel: +48 728 840 900			Rewizja 0
Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 7-8 cz.2			1:200
Projektował mgr inż. Przemysław Słomka			POM/0080/POOM/11
Opracował inż. Michał Kij			
Sprawdził			
Plik GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg			2020-03-11



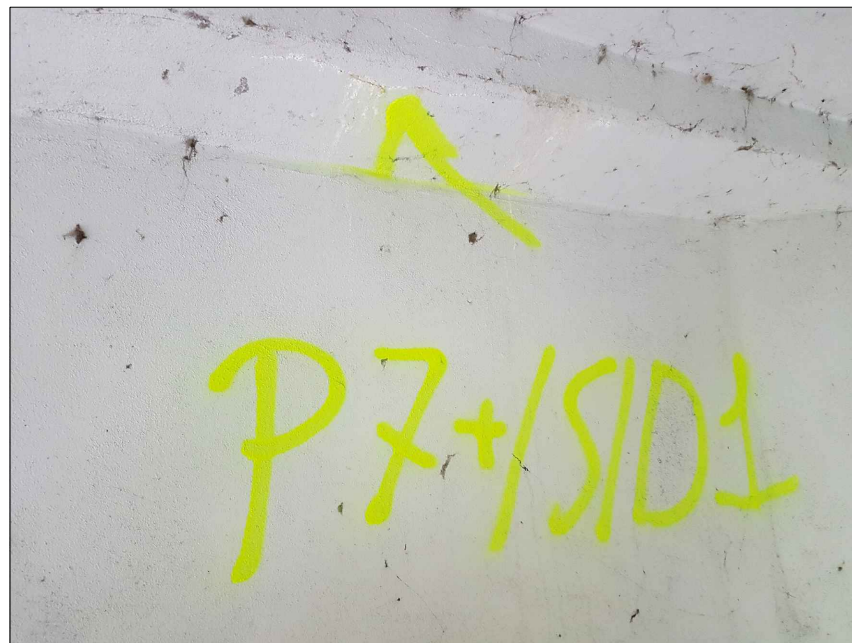


Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200

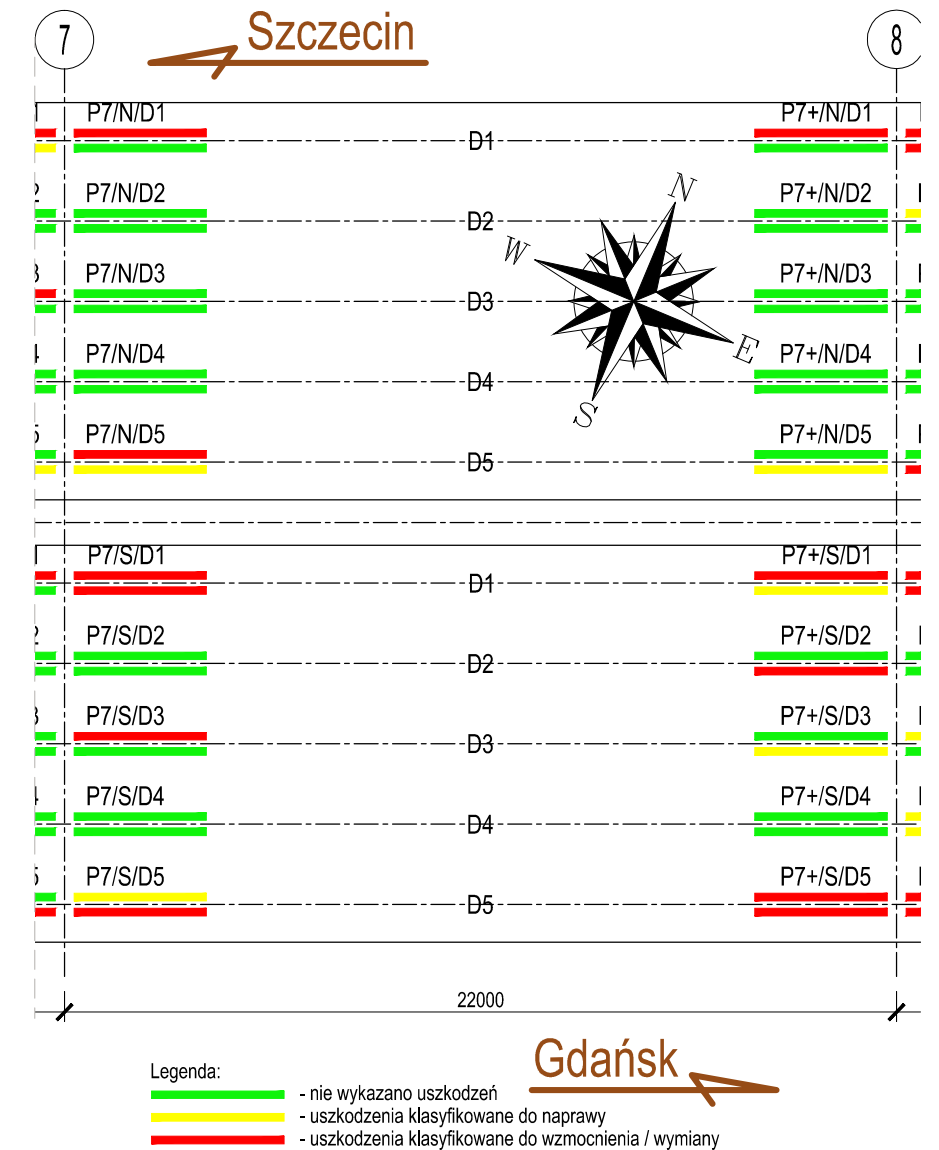


Rew.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	Jednostka projektująca:
ZARZĄD DRÓG I TRANSPORTU w Koszalinie			GTI DESIGN
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			Rys-07-03
tel: +48 728 840 900			Rewizja 0
Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 7-8 cz.3			1:200
Projektował mgr inż. Przemysław Słomka			POM/0080/POOM/11
Opracował inż. Michał Kij			
Sprawdził			
Plik GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg			2020-03-11



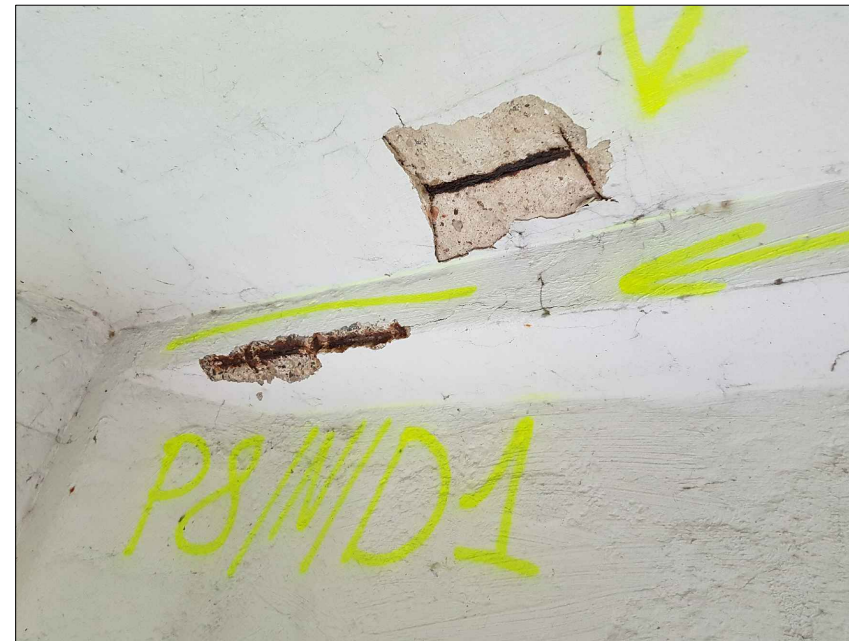


Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200

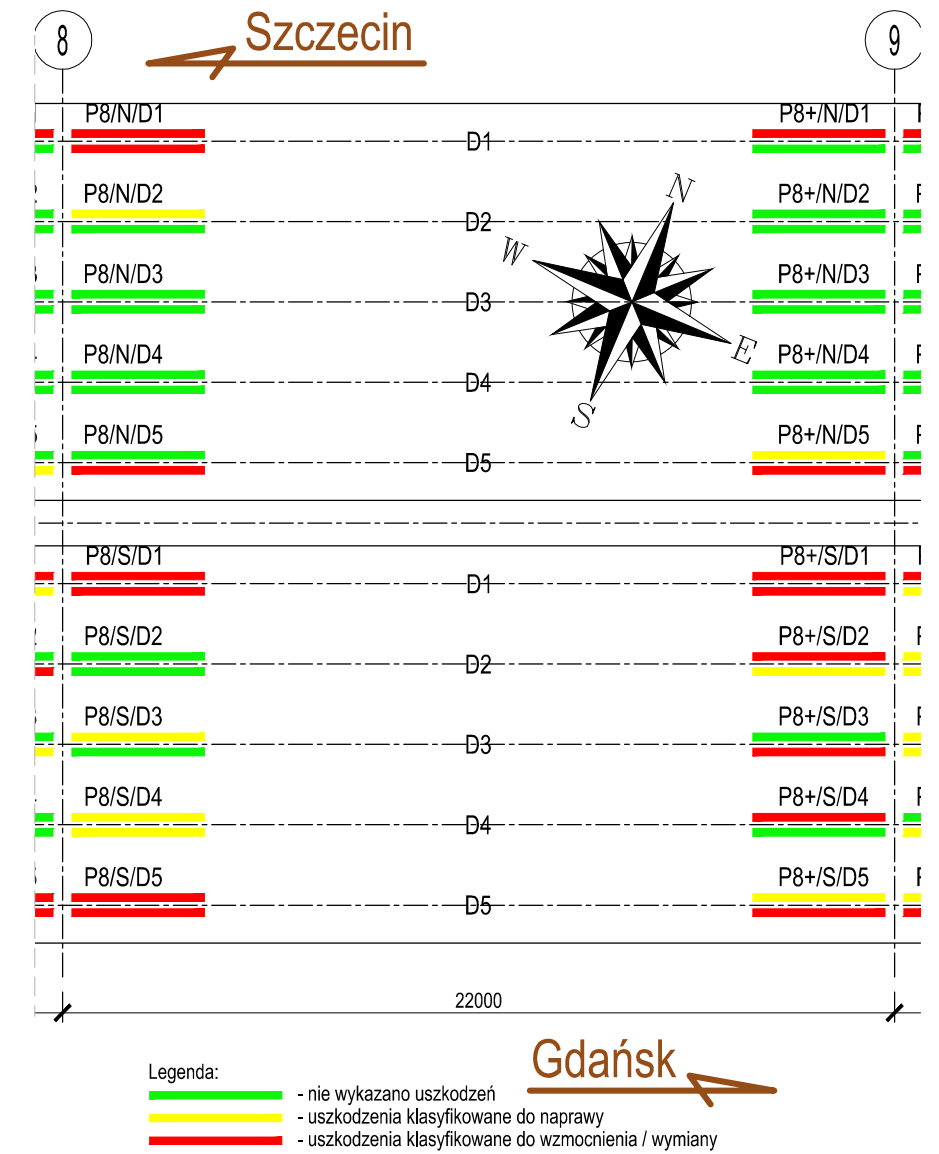


Rew.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	
Jednostka projektująca:			
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			Rys-07-04
tel: +48 728 840 900			Rewizja 0
Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 7-8 cz.4			1:200
Projektował: mgr inż. Przemysław Słomka			POM/0080/POOM/11
Opracował: inż. Michał Kij			
Sprawdził:			
Plik: GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg			2020-03-11



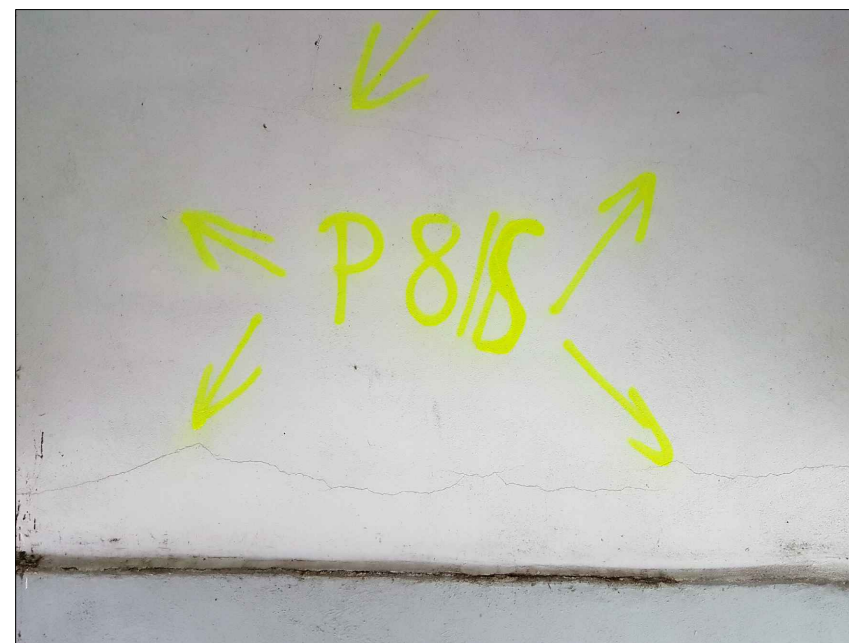
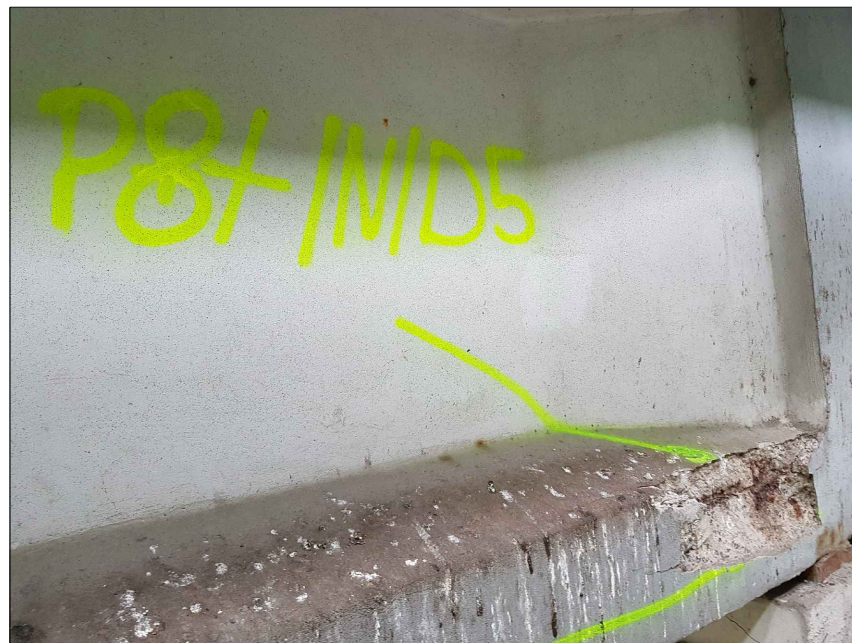


Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200

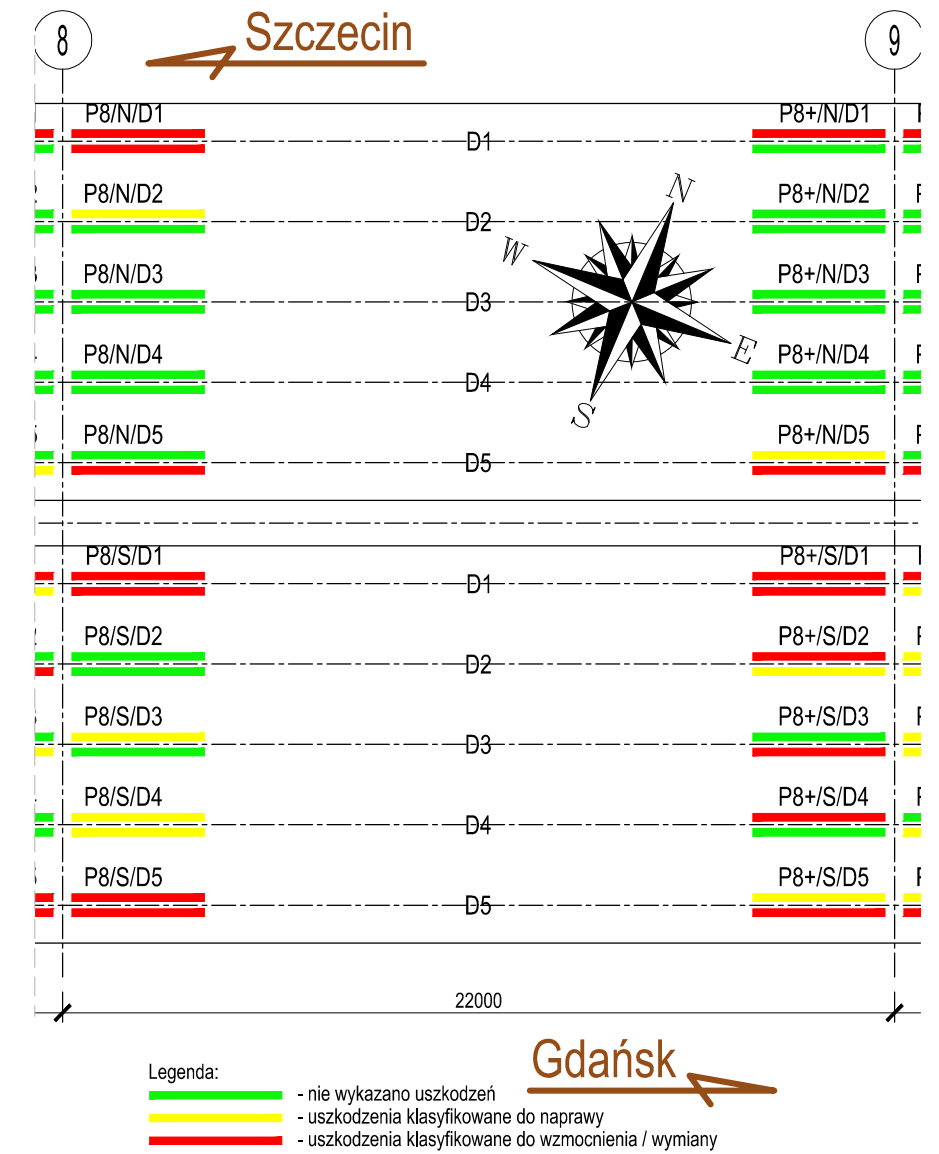


Rew.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	Jednostka projektująca:
ZARZĄD DRÓG I TRANSPORTU w Koszalinie			GTI DESIGN
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			Rys-08-01
tel: +48 728 840 900			Rewizja 0
Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 8-9 cz.1			1:200
Projektował mgr inż. Przemysław Słomka			A3
Opracował inż. Michał Kij			
Sprawdził			
Plik GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg			2020-03-11



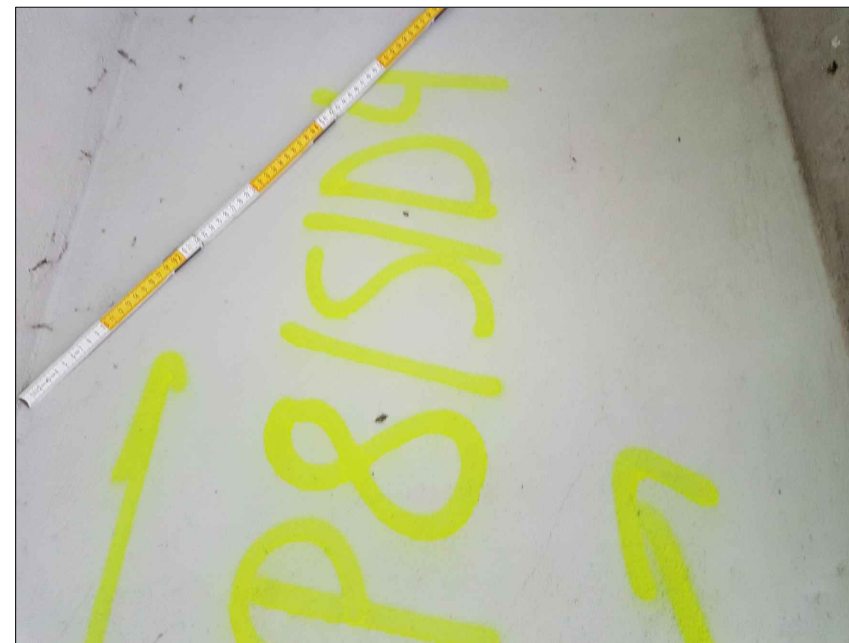
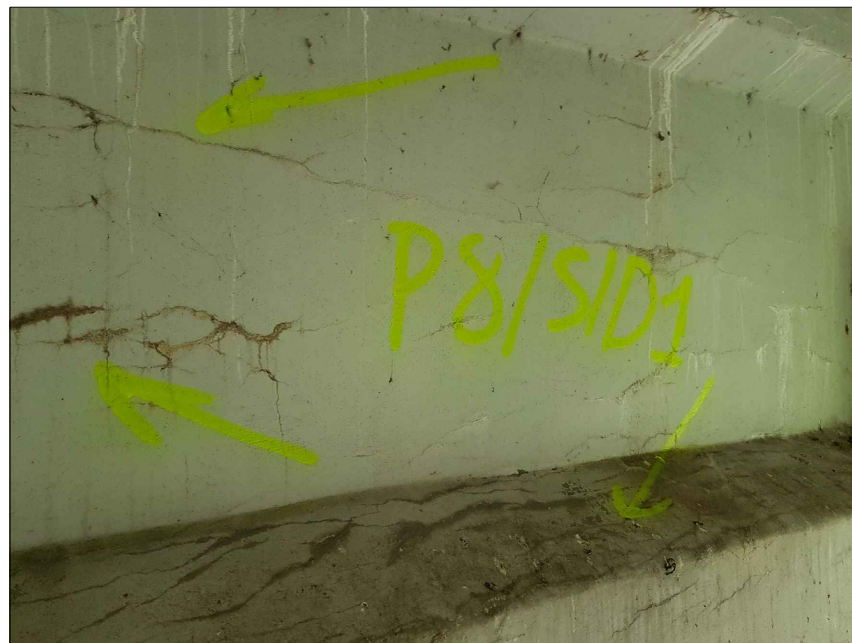


Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200

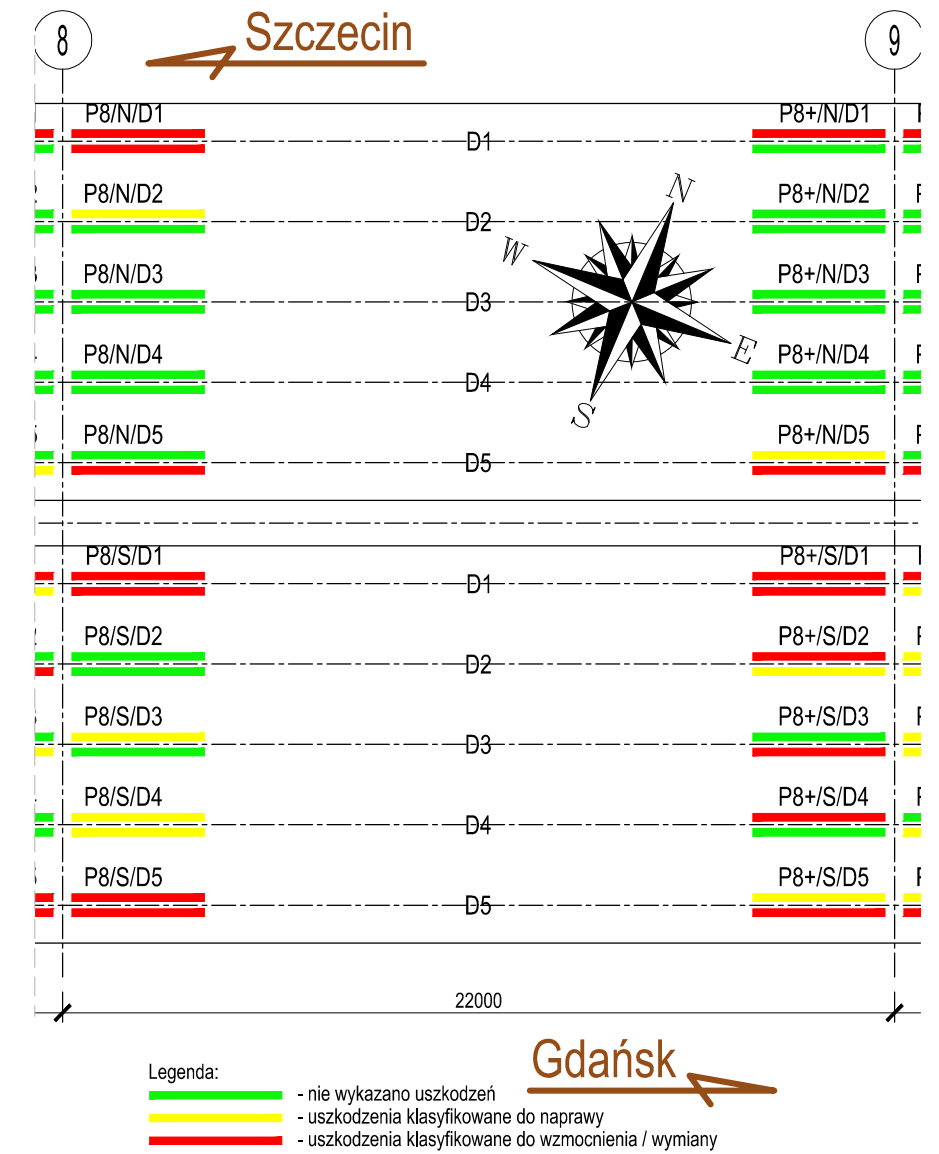


Rew.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	Jednostka projektująca:
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			Rys-08-02
tel: +48 728 840 900			Rewizja 0
Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 8-9 cz.2			1:200
Projektował mgr inż. Przemysław Stomka			A3
Opracował inż. Michał Kij			
Sprawdził			
Plik GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg			2020-03-11



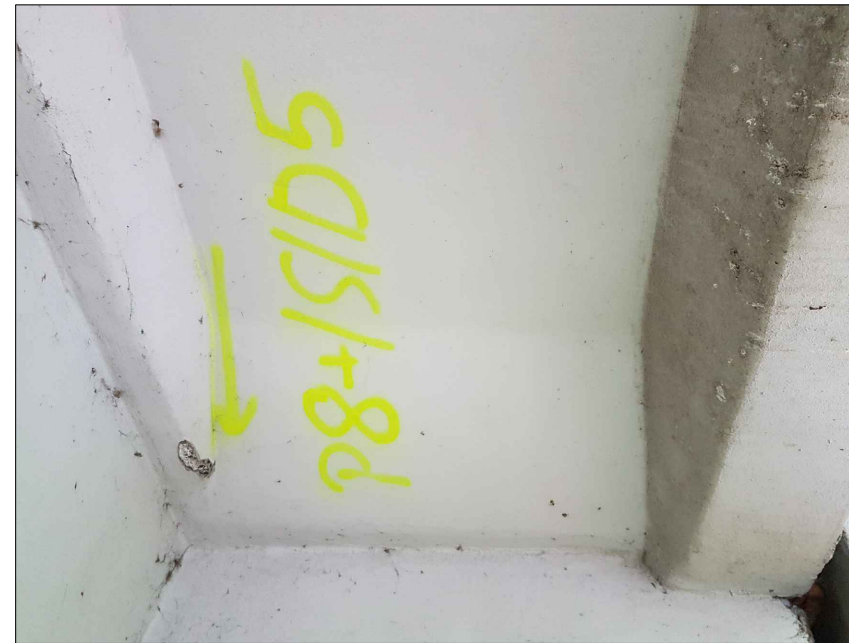


Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200

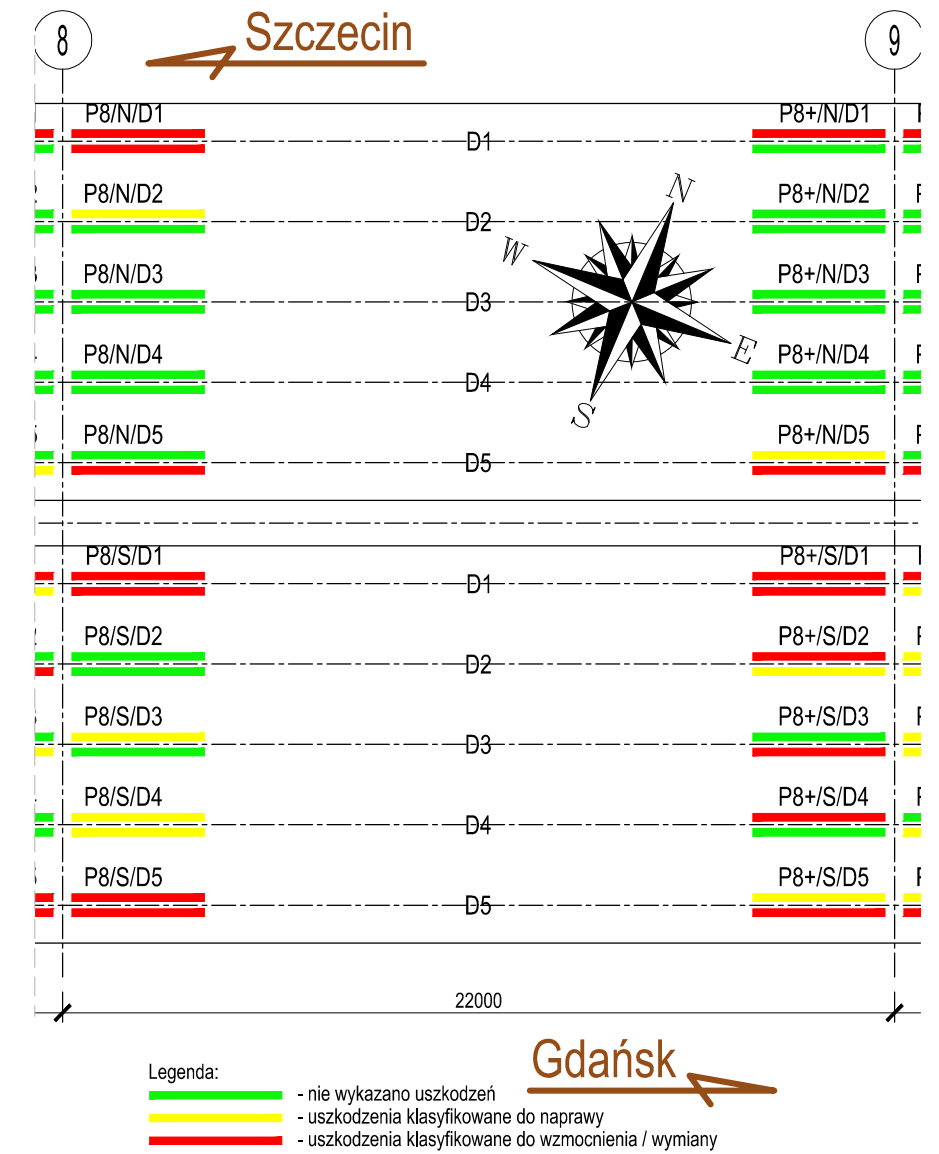


Rew.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	Jednostka projektująca:
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			<b>Rys-08-03</b>
tel: +48 728 840 900			Rewizja 0
Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 8-9 cz.3			1:200
Projektował mgr inż. Przemysław Słomka			POM/0080/POOM/11
Opracował inż. Michał Kij			
Sprawdził			
Plik GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg			2020-03-11



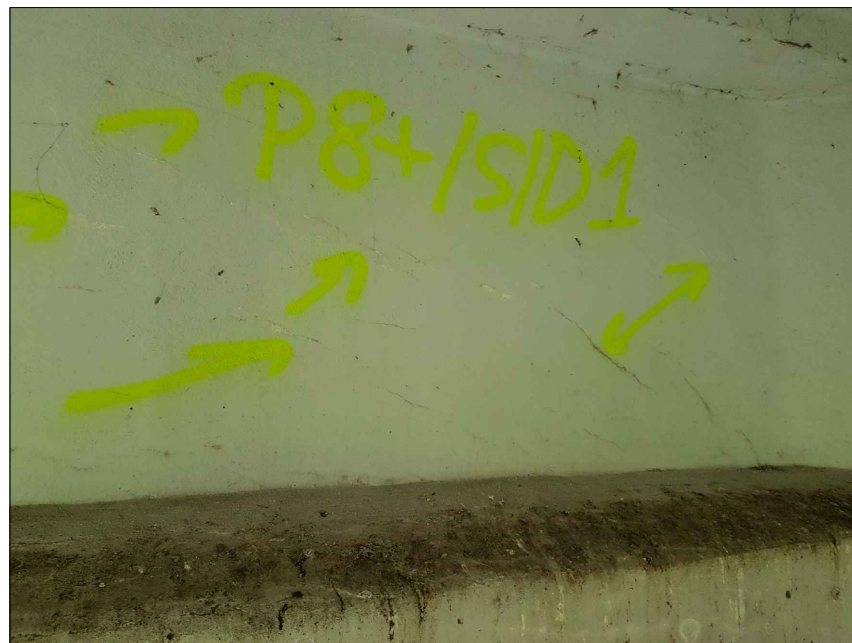
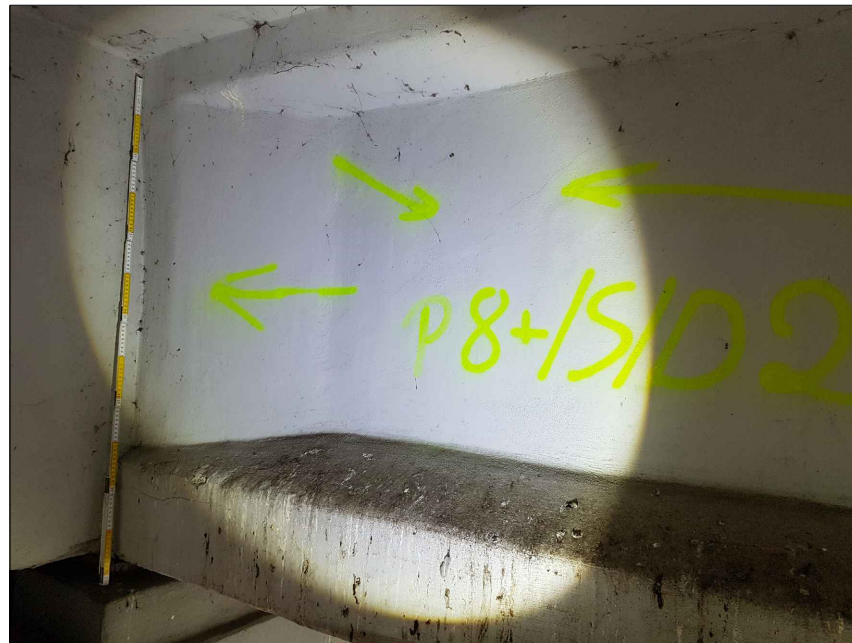


Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200

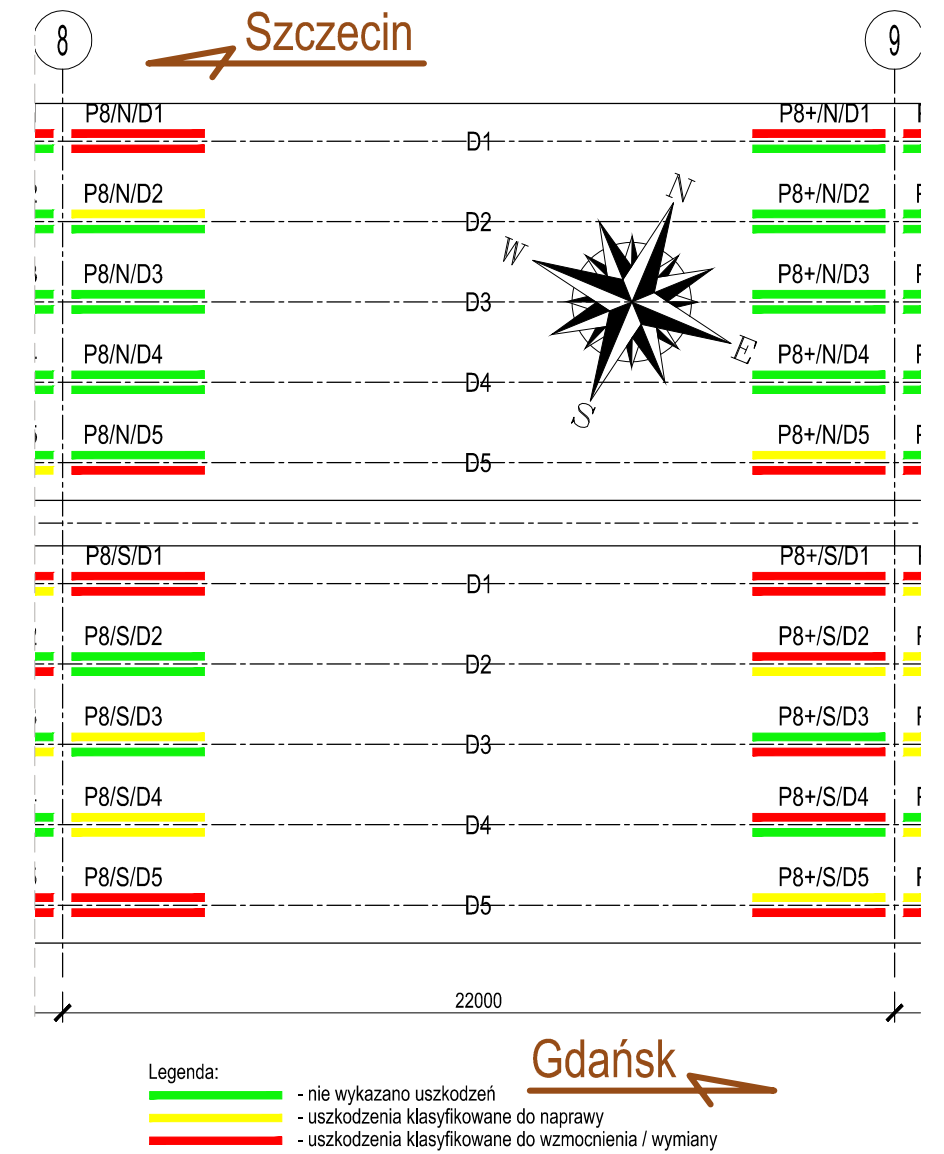


Rew.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	Jednostka projektująca:
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			Rys-08-04
tel: +48 728 840 900			Rewizja 0
Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 8-9 cz.4			1:200
Projektował: mgr inż. Przemysław Słomka			POM/0080/POOM/11
Opracował: inż. Michał Kij			
Sprawdził:			
Plik: GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg			2020-03-11



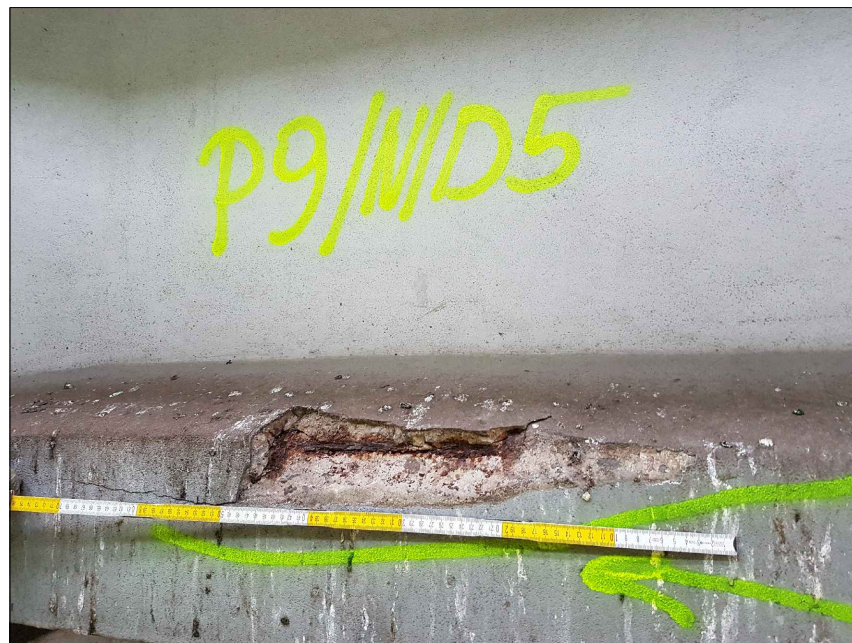
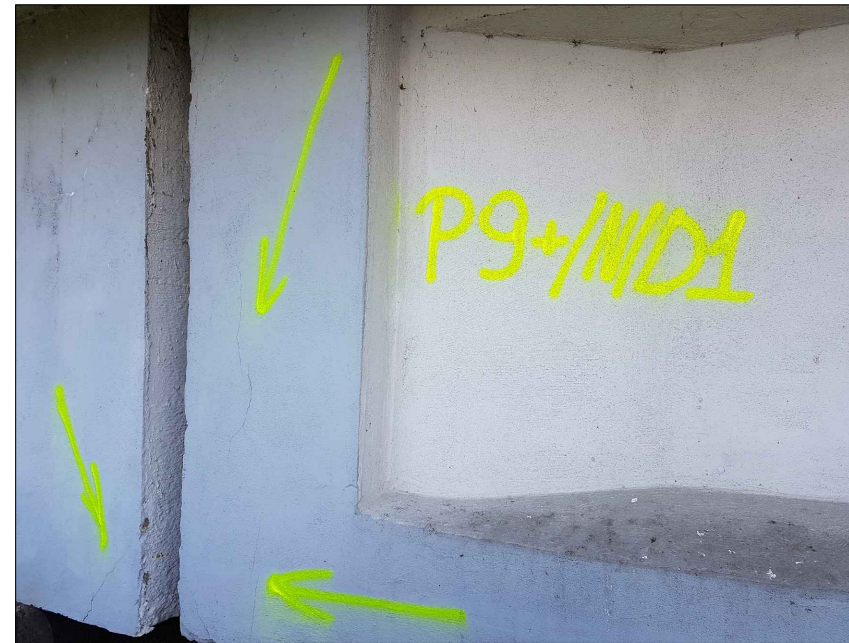
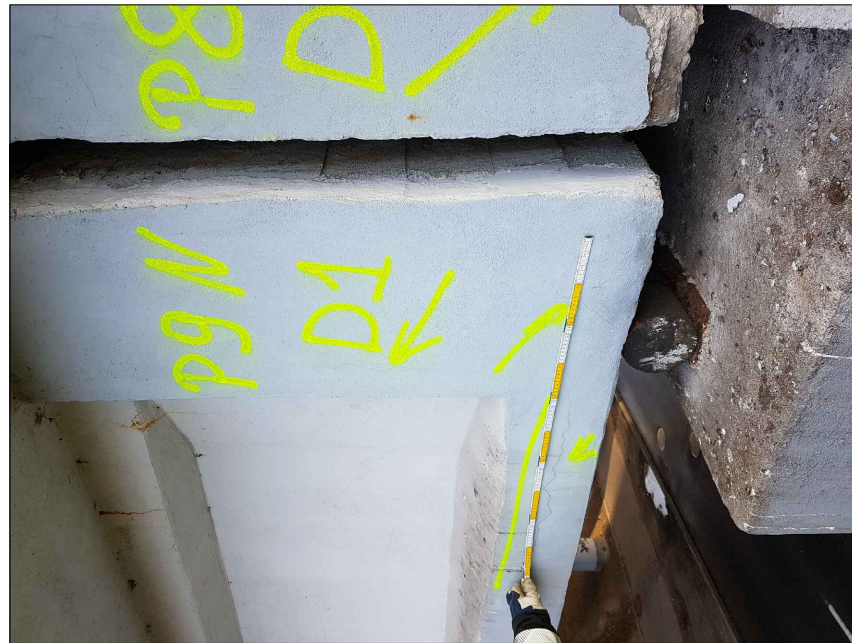


Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200

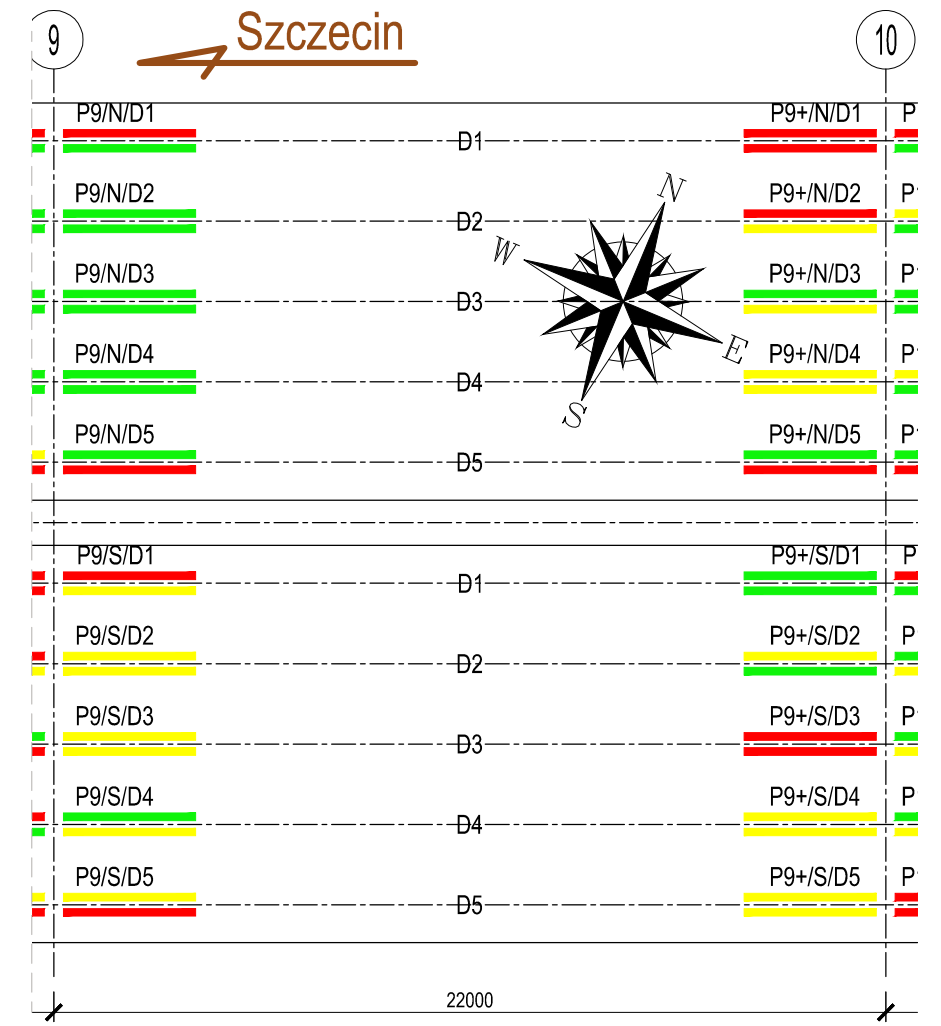


Rew.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	Jednostka projektująca:
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			<b>Rys-08-05</b>
			Rewizja 0
tel: +48 728 840 900	Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 8-9 cz.5		1:200 A3
Projektował	mgr inż. Przemysław Słomka	POM/0080/POOM/11	
Opracował	inż. Michał Kij		
Sprawdził			
Plik	GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg		2020-03-11





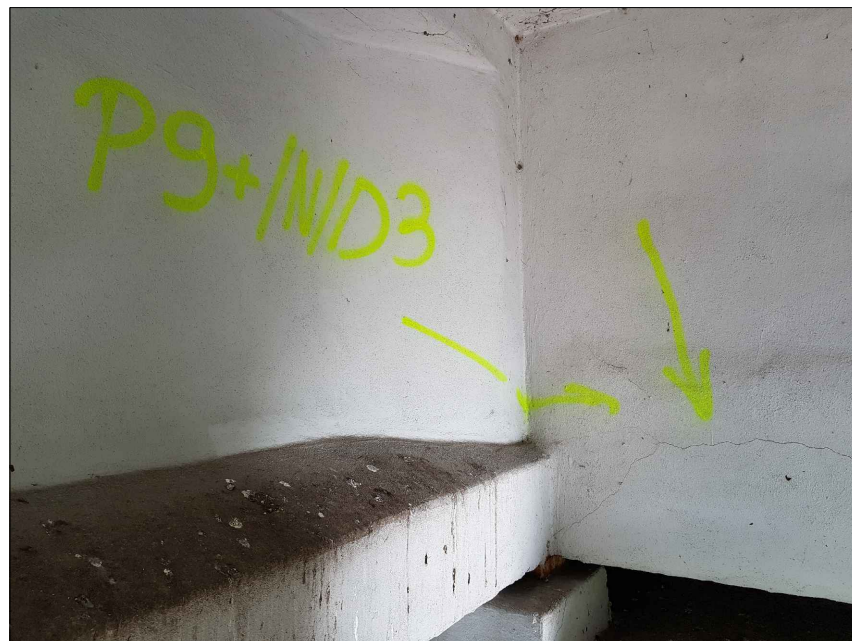
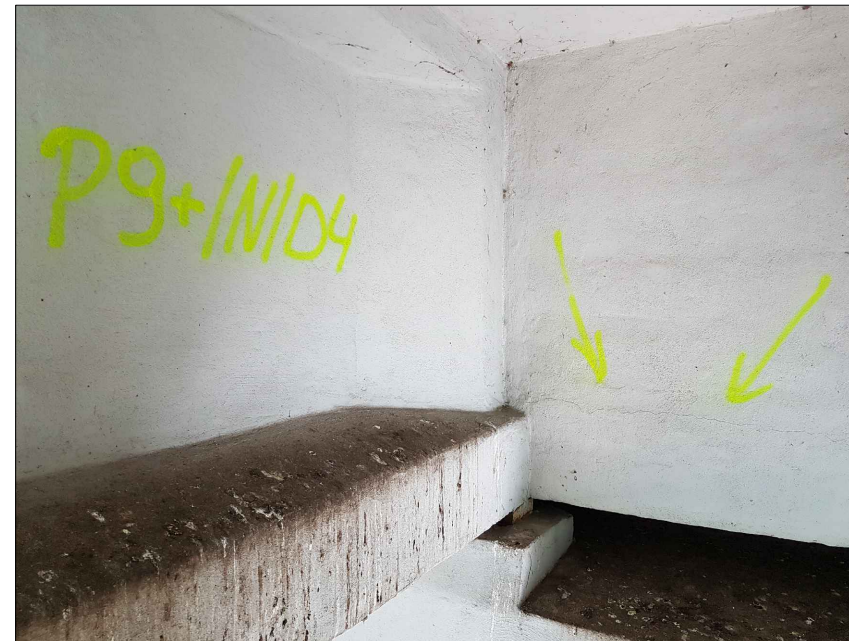
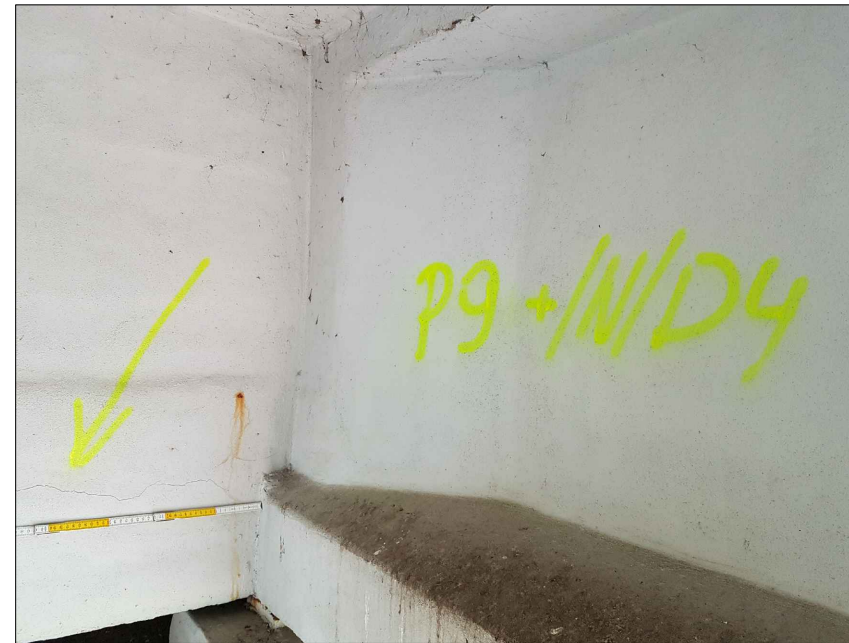
Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200



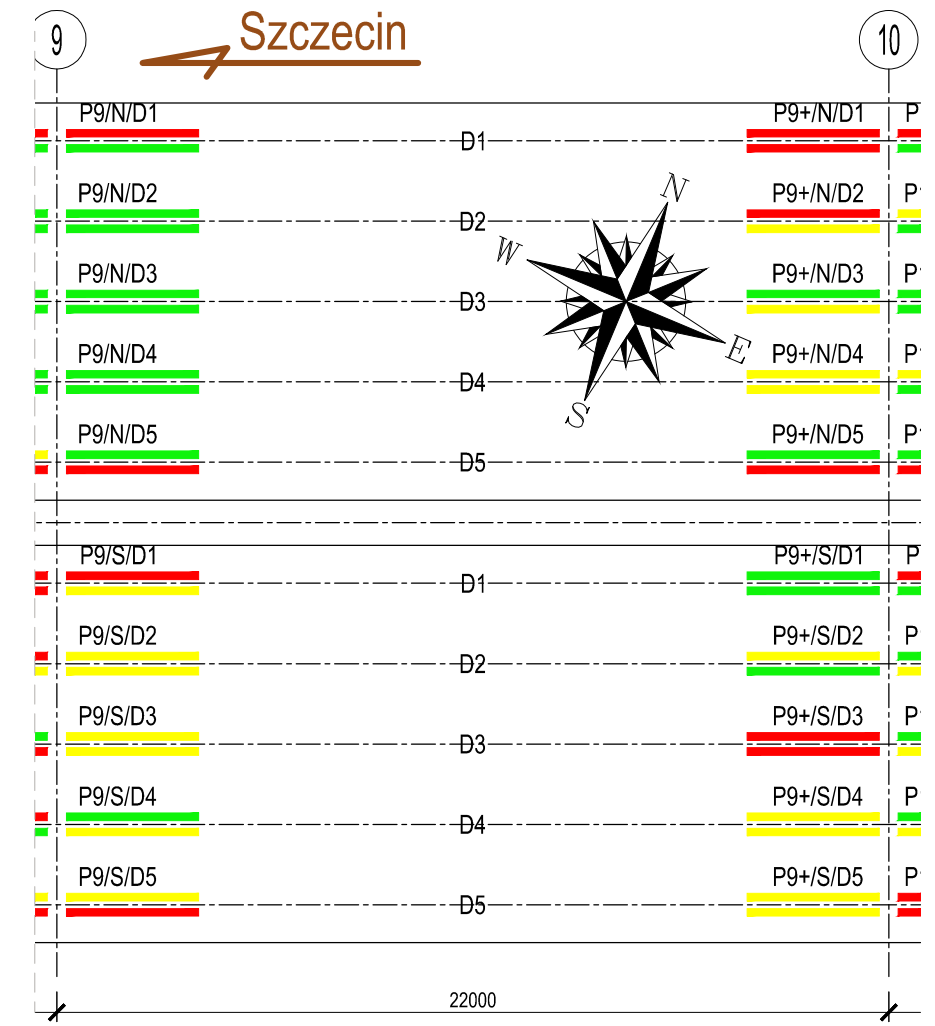
Legenda:  
█ - nie wykazano uszkodzeń  
█ - uszkodzenia klasyfikowane do naprawy  
█ - uszkodzenia klasyfikowane do wzmocnienia / wymiany

Rew.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	Jednostka projektująca:
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			<b>Rys-09-01</b>
Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 9-10 cz.1			Rewizja 0
tel: +48 728 840 900			1:200 A3
Projektował	mgr inż. Przemysław Słomka	POM/0080/POOM/11	
Opracował	inż. Michał Kij		
Sprawdził			
Plik	GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg		2020-03-11





Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200

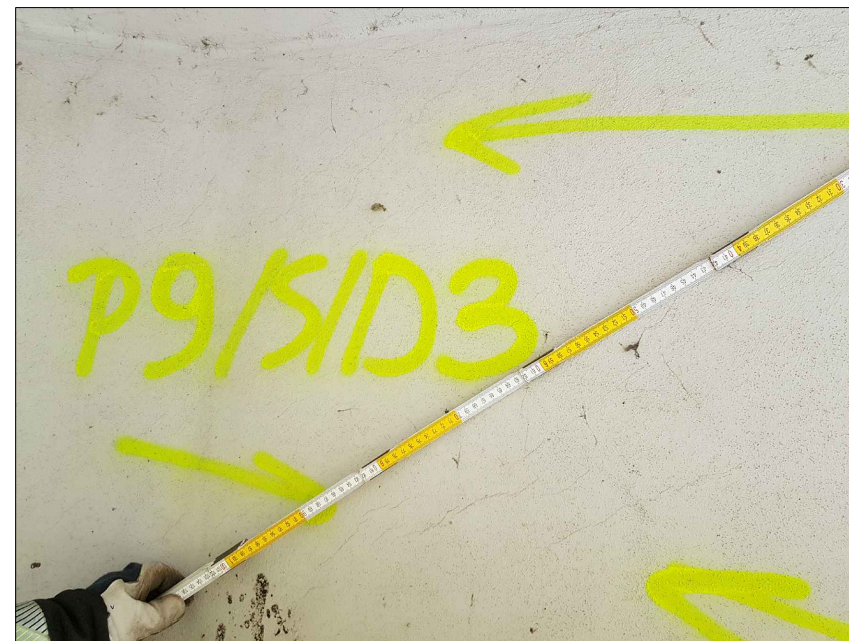
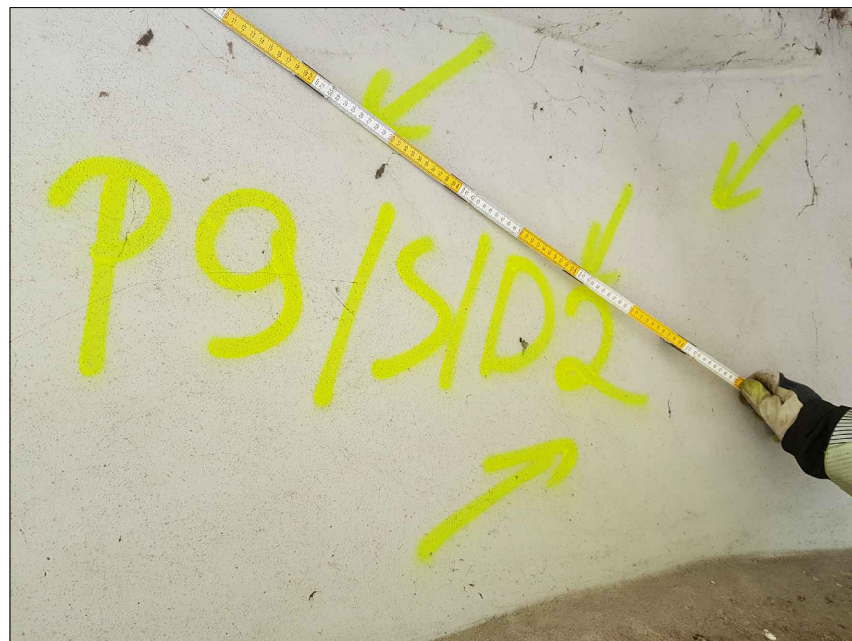
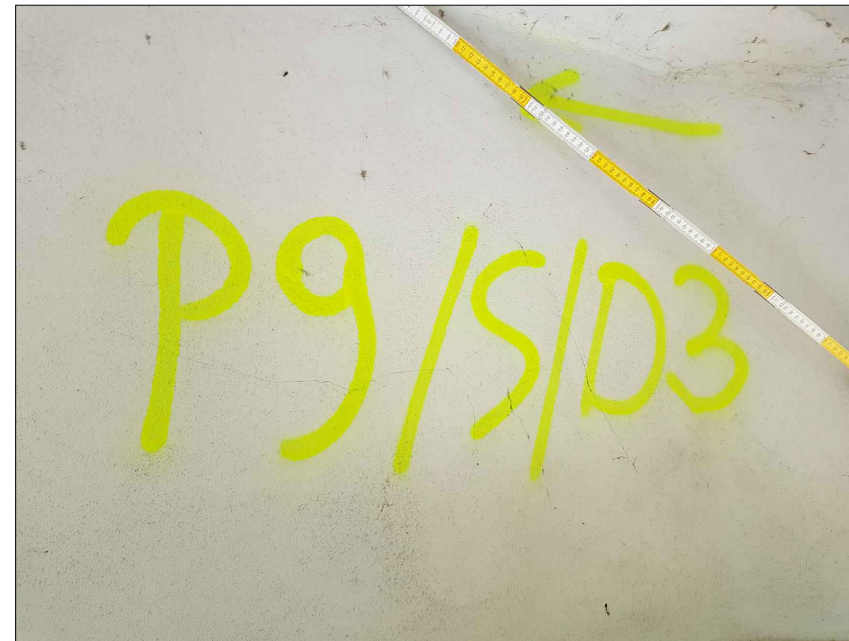
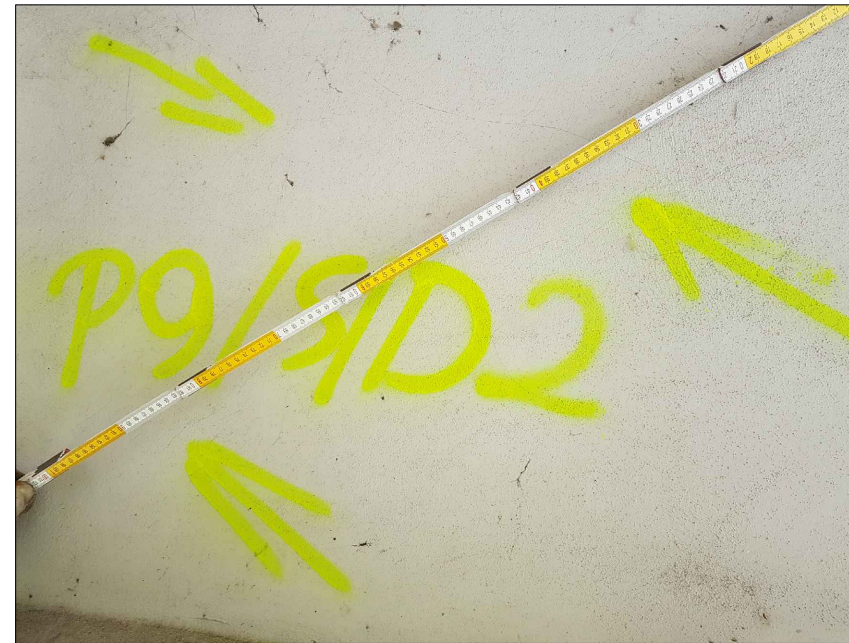
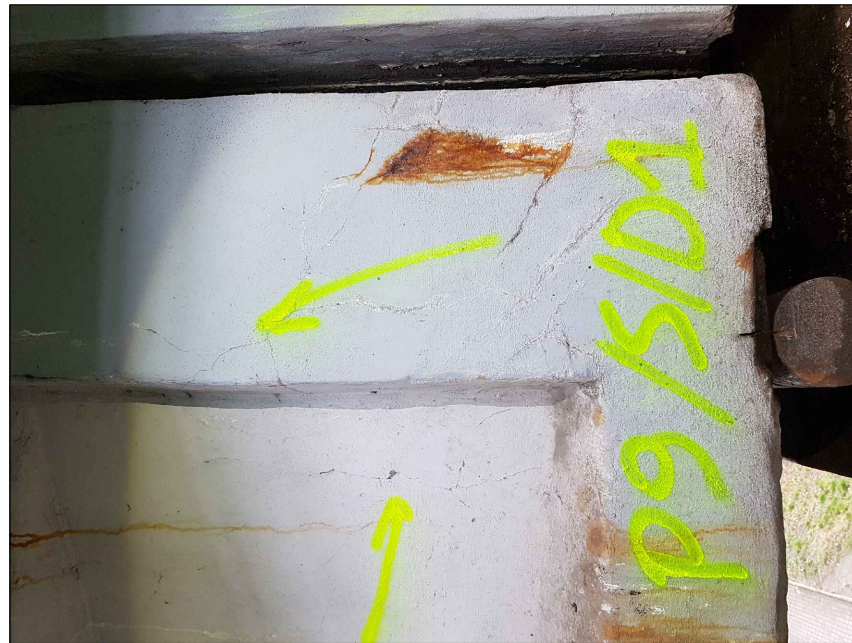


Legenda:

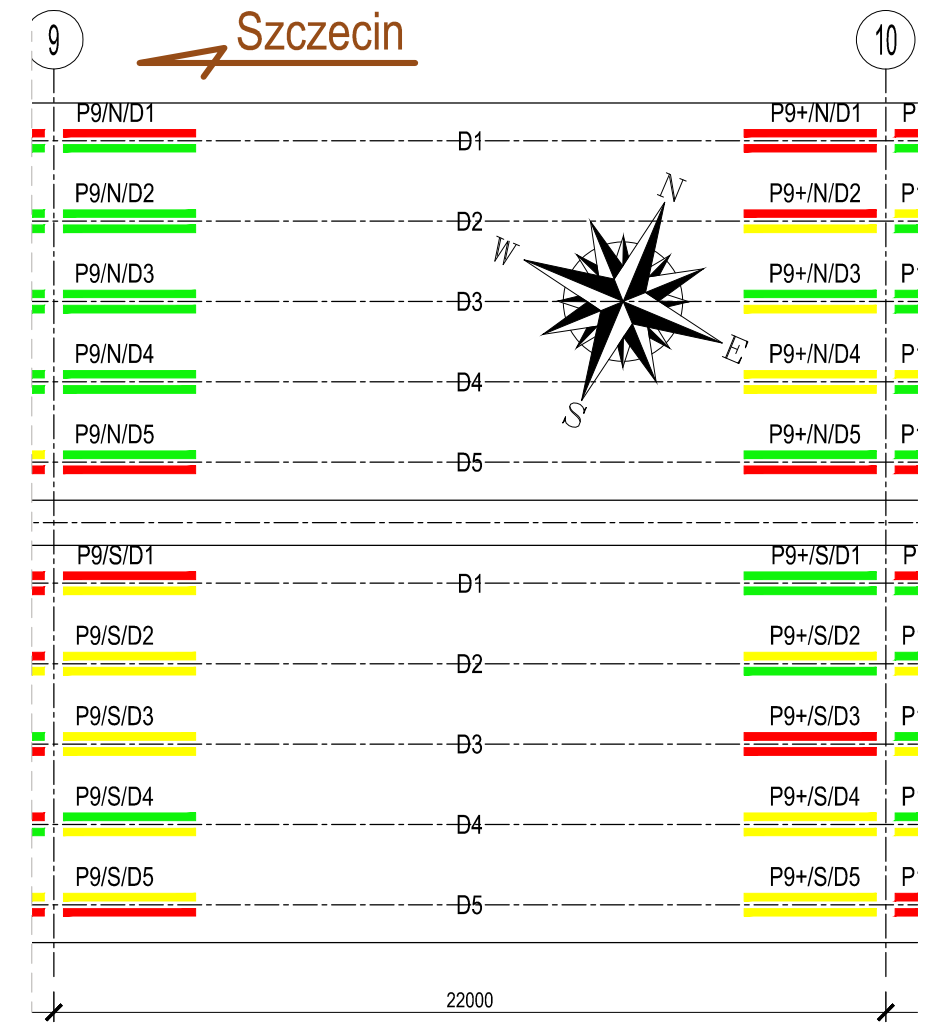
- - nie wykazano uszkodzeń
- - uszkodzenia klasyfikowane do naprawy
- - uszkodzenia klasyfikowane do wzmocnienia / wymiany

Rew.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			<b>Rys-09-02</b>
Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 9-10 cz.2			Rewizja 0
tel: +48 728 840 900			1:200 A3
Projektował	mgr inż. Przemysław Słomka	POM/0080/POOM/11	
Opracował	inż. Michał Kij		
Sprawdził			
Plik	GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg		2020-03-11





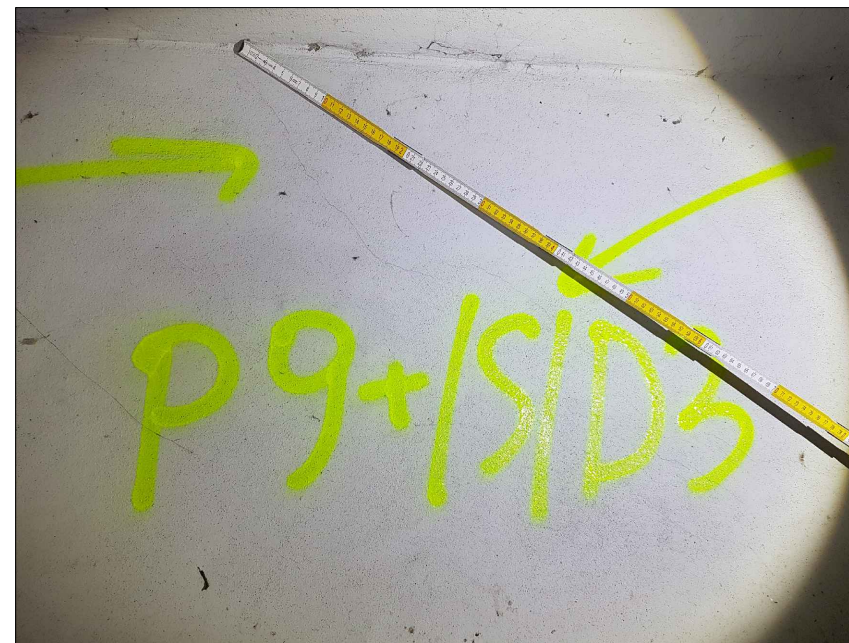
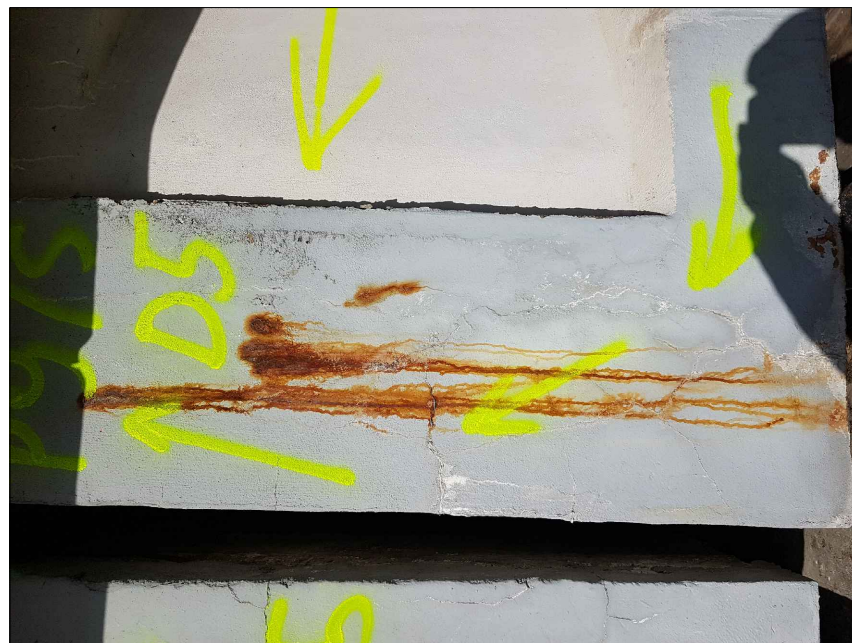
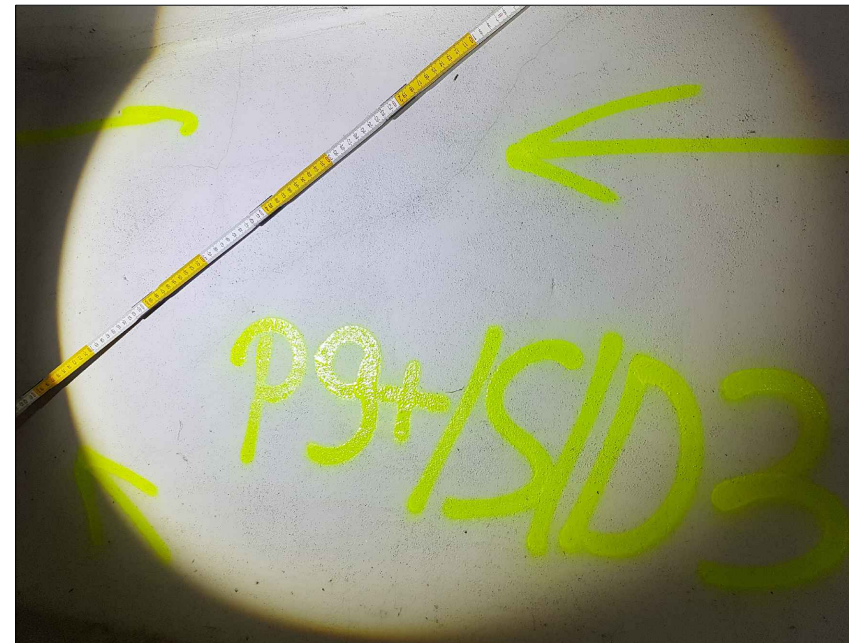
Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200



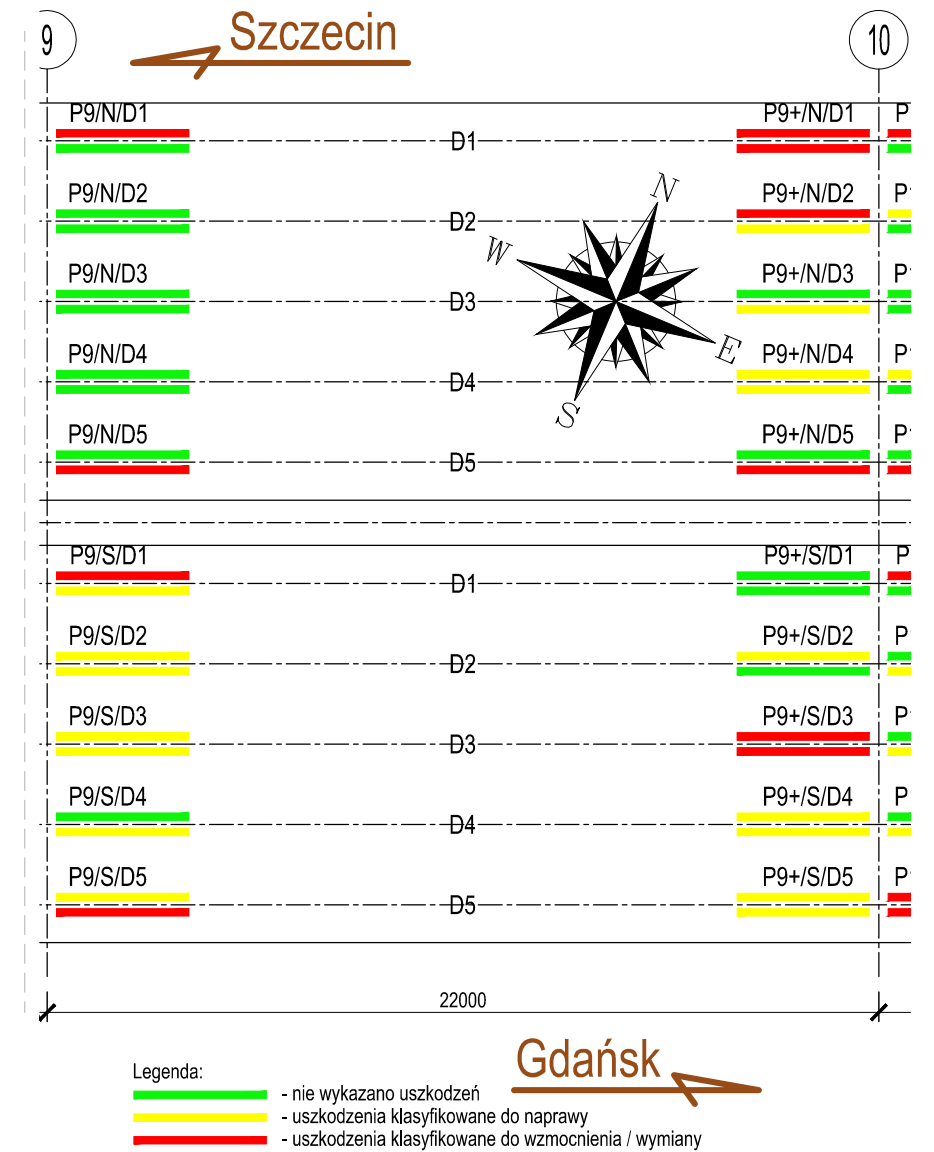
Legenda:  
█ - nie wykazano uszkodzeń  
█ - uszkodzenia klasyfikowane do naprawy  
█ - uszkodzenia klasyfikowane do wzmocnienia / wymiany

Rew.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	Jednostka projektująca:
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			<b>Rys-09-03</b>
Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 9-10 cz.3			Rewizja 0
tel: +48 728 840 900			1:200 A3
Projektował	mgr inż. Przemysław Słomka	POM/0080/POOM/11	
Opracował	inż. Michał Kij		
Sprawdził			
Plik	GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg		2020-03-11



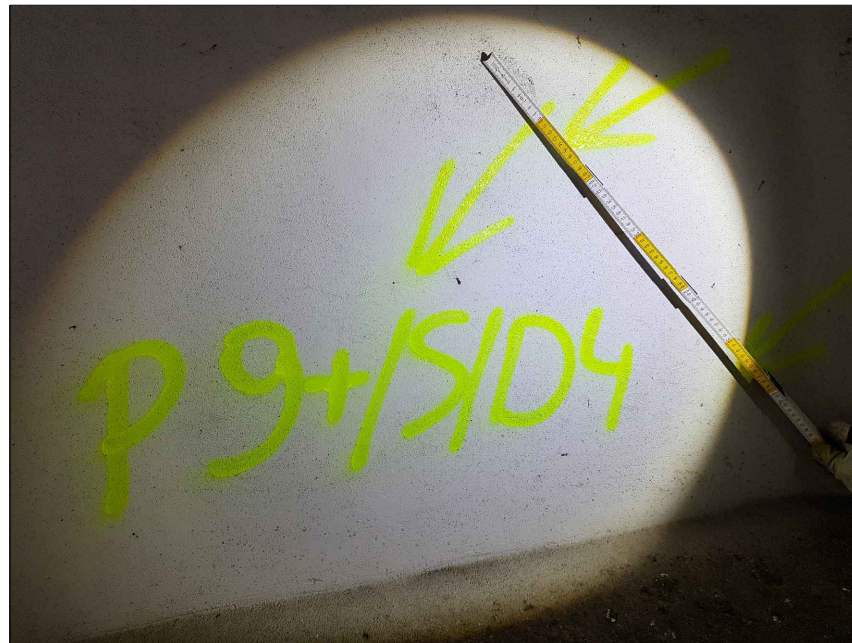
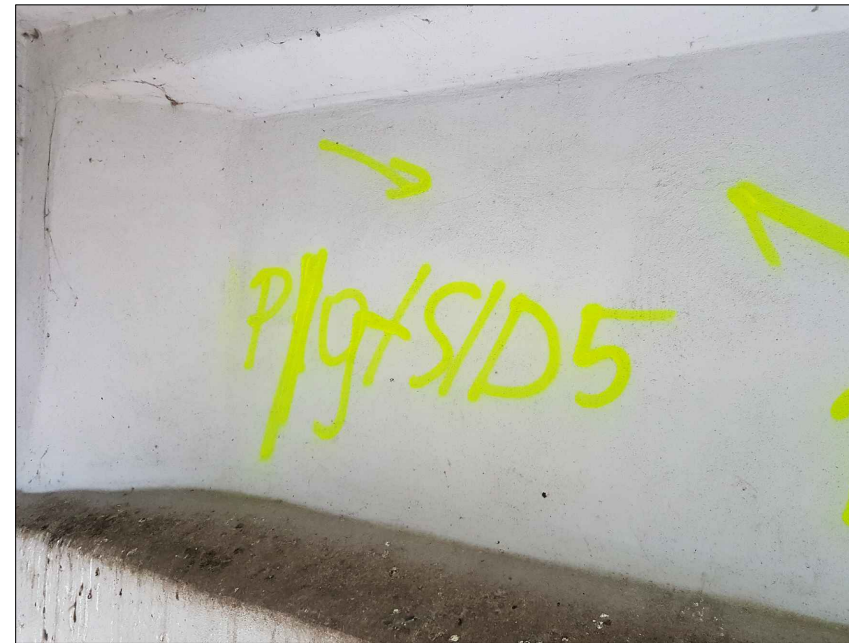
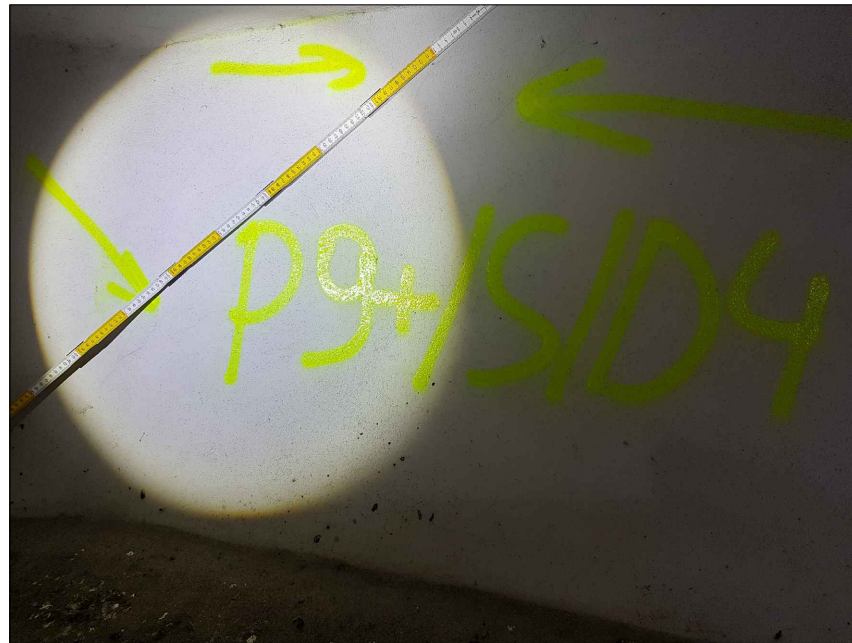


Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200

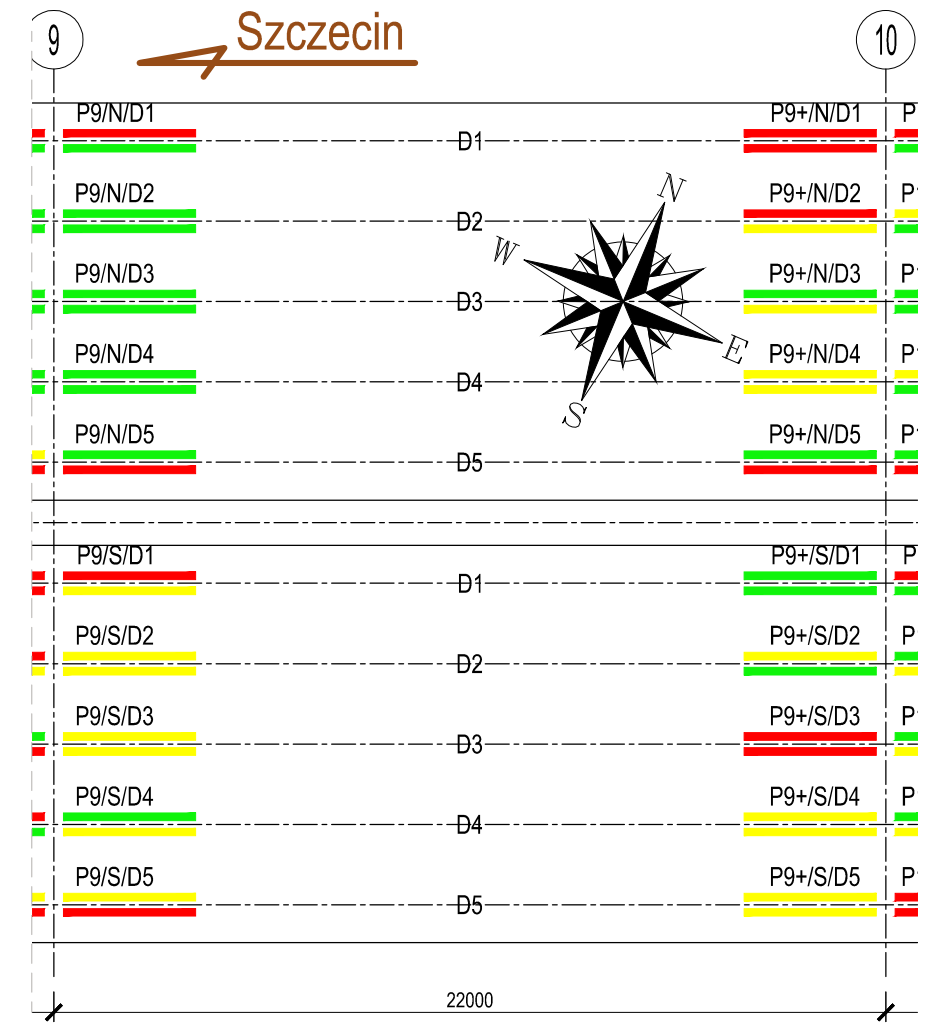


Rew.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	
Jednostka projektująca:			
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			Rys-09-04
Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 9-10 cz.4			Rewizja 0
tel: +48 728 840 900			1:200 A3
Projektował	mgr inż. Przemysław Słomka	POM/0080/POOM/11	
Opracował	inż. Michał Kij		
Sprawdził			
Plik	GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg		2020-03-11





Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200

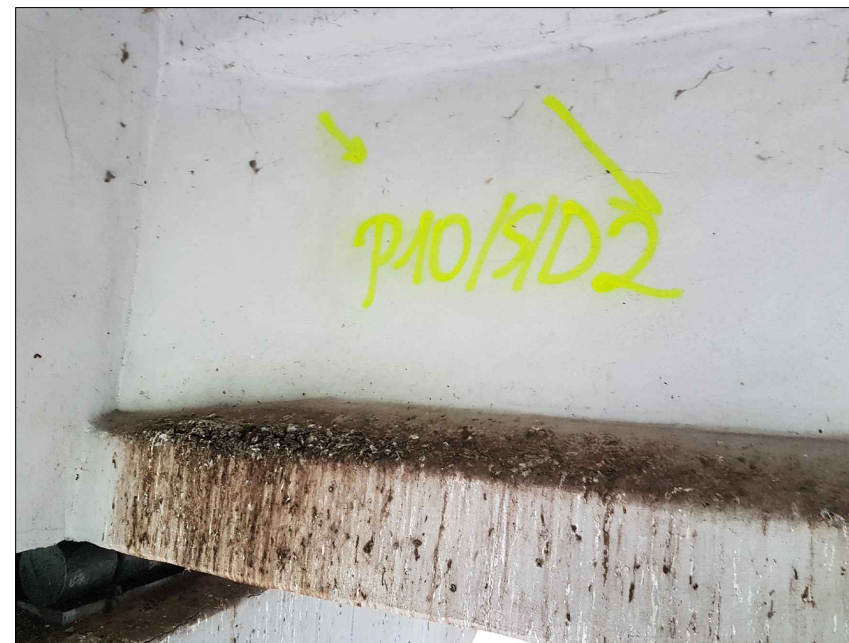
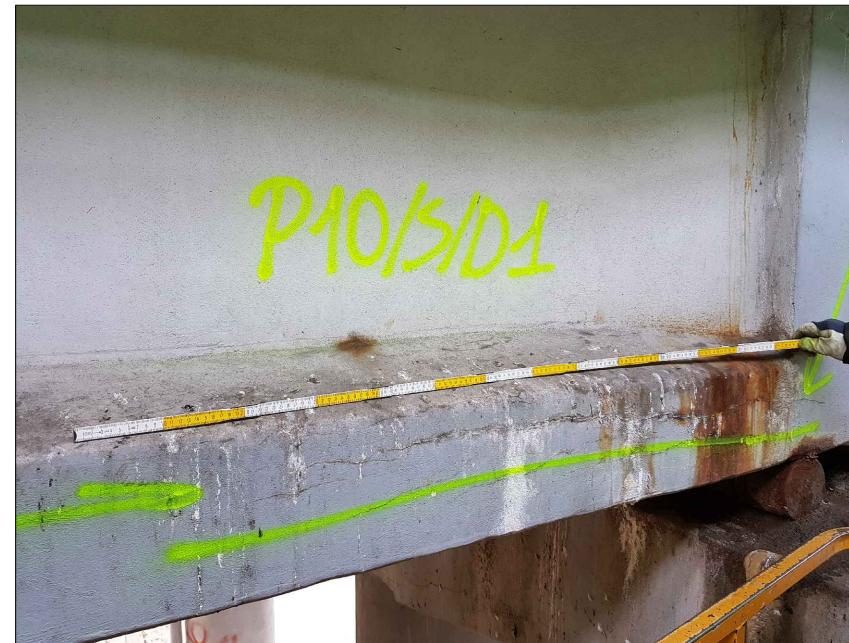
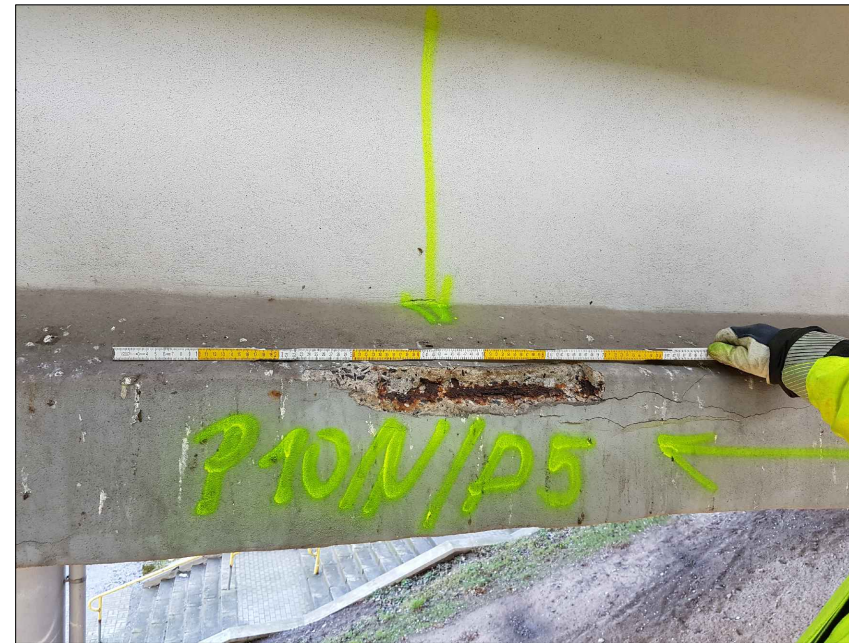


Legenda:

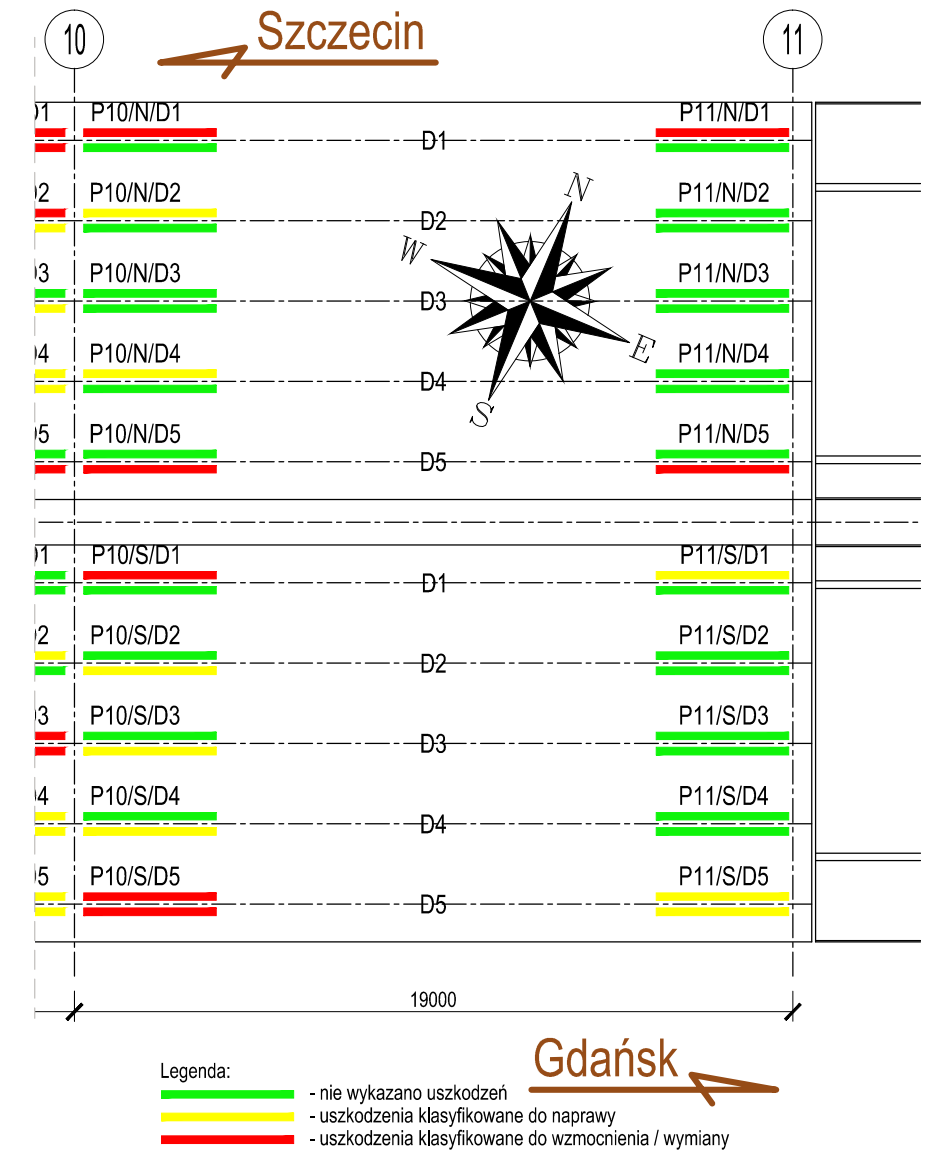
- █ - nie wykazano uszkodzeń
- █ - uszkodzenia klasyfikowane do naprawy
- █ - uszkodzenia klasyfikowane do wzmocnienia / wymiany

Rew.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	Jednostka projektująca:
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			<b>Rys-09-05</b>
Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 9-10 cz.5			Rewizja 0
tel: +48 728 840 900			1:200 A3
Projektował	mgr inż. Przemysław Słomka	POM/0080/POOM/11	
Opracował	inż. Michał Kij		
Sprawdził			
Plik	GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg		2020-03-11



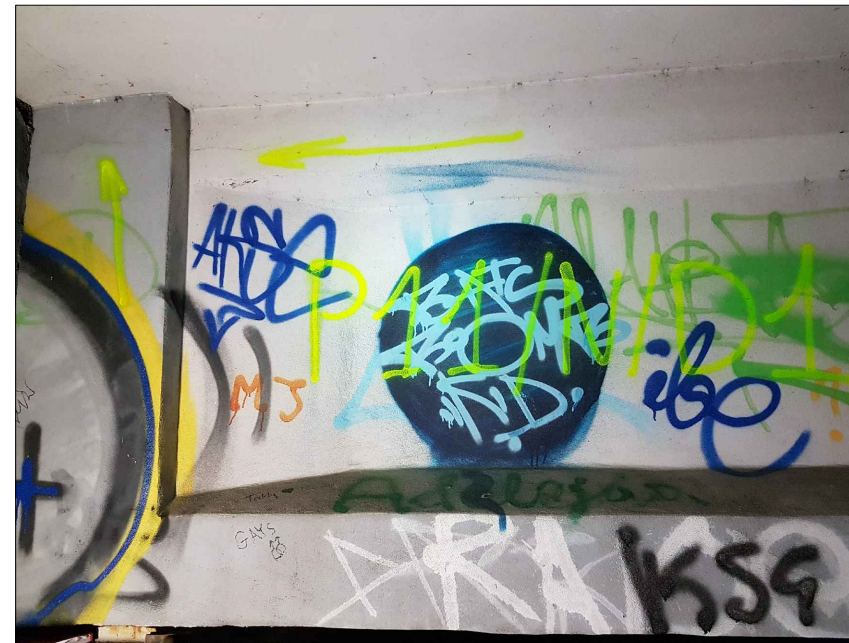
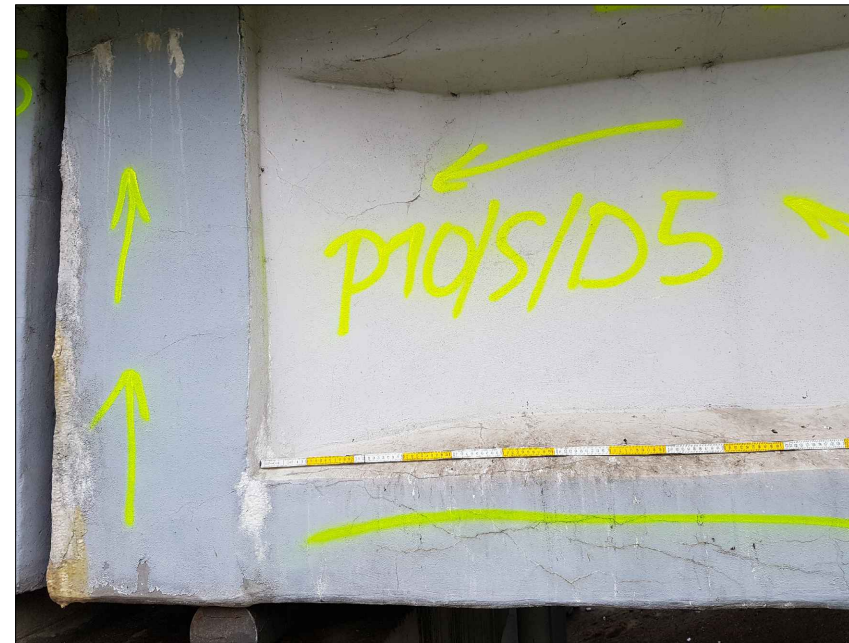


Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200

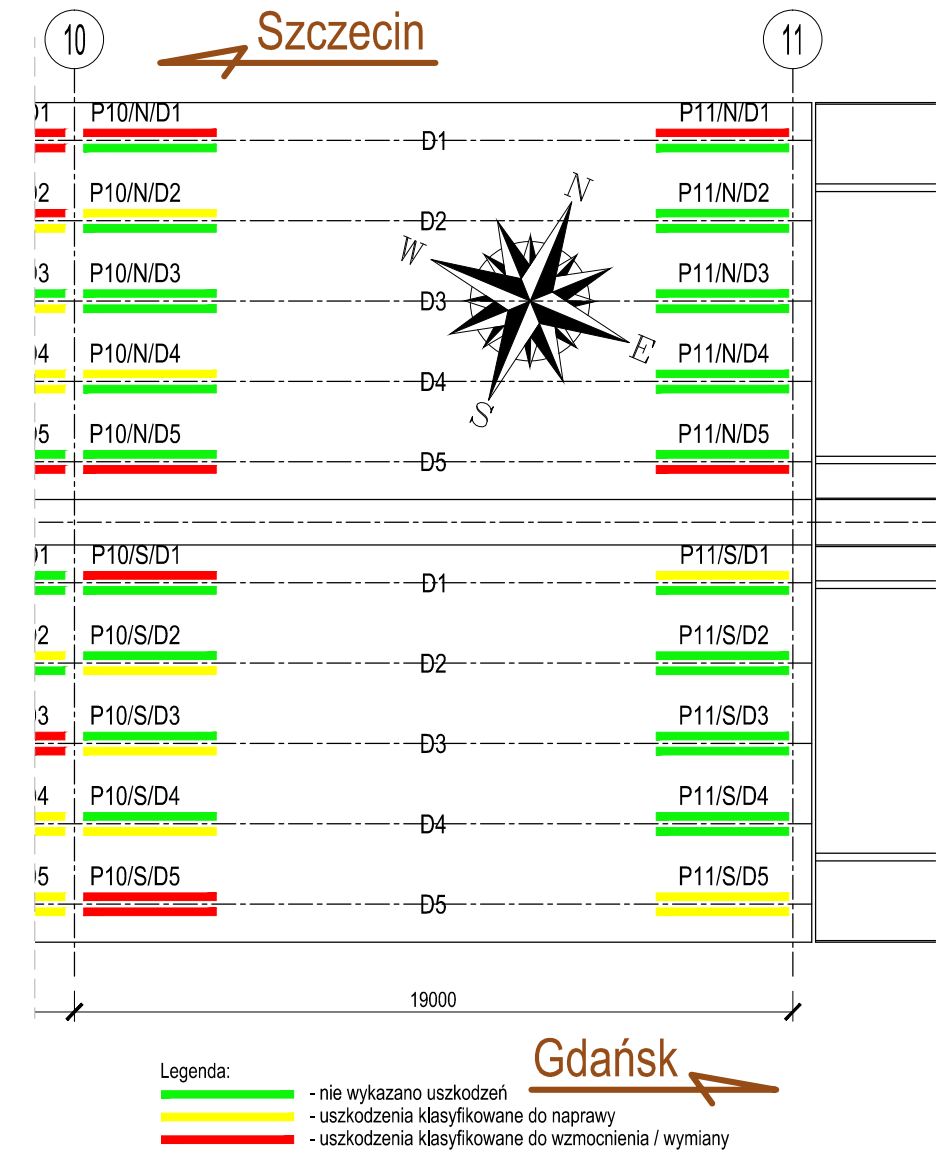


Rew.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	
Jednostka projektująca:			
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			<b>Rys-10-01</b>
Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 10-11 cz.1			Rewizja 0
tel: +48 728 840 900			1:200 A3
Projektował	mgr inż. Przemysław Słomka	POM/0080/POOM/11	
Opracował	inż. Michał Kij		
Sprawdził			
Plik	GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg		2020-03-11



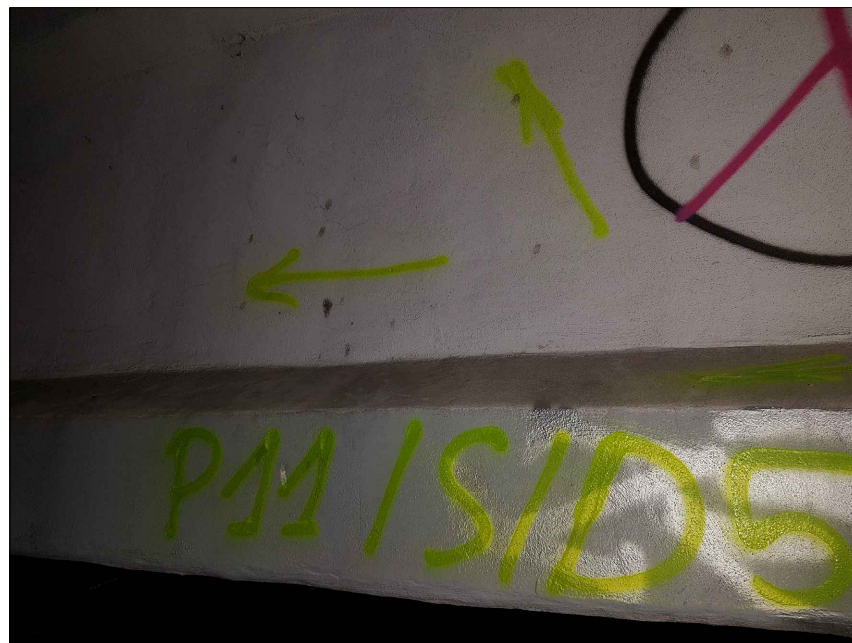
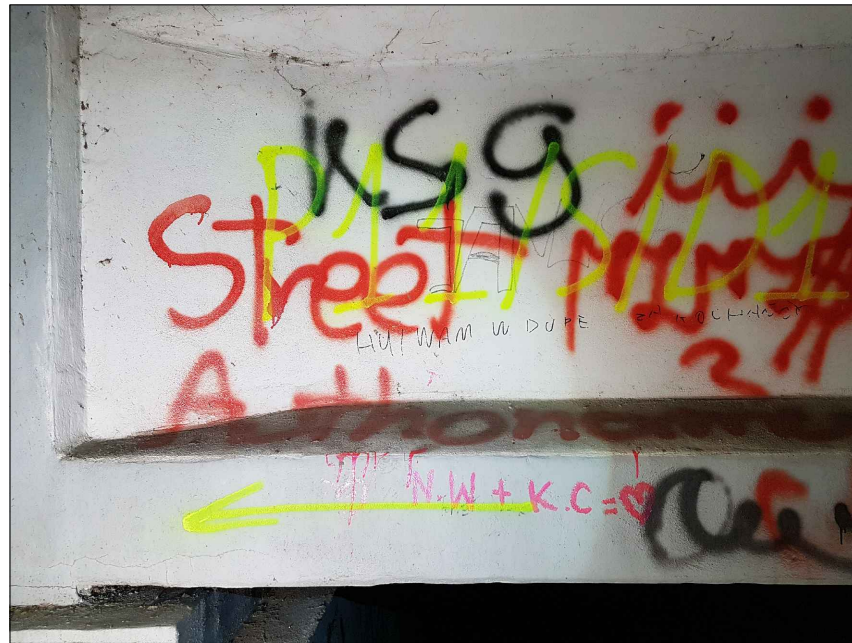


Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200

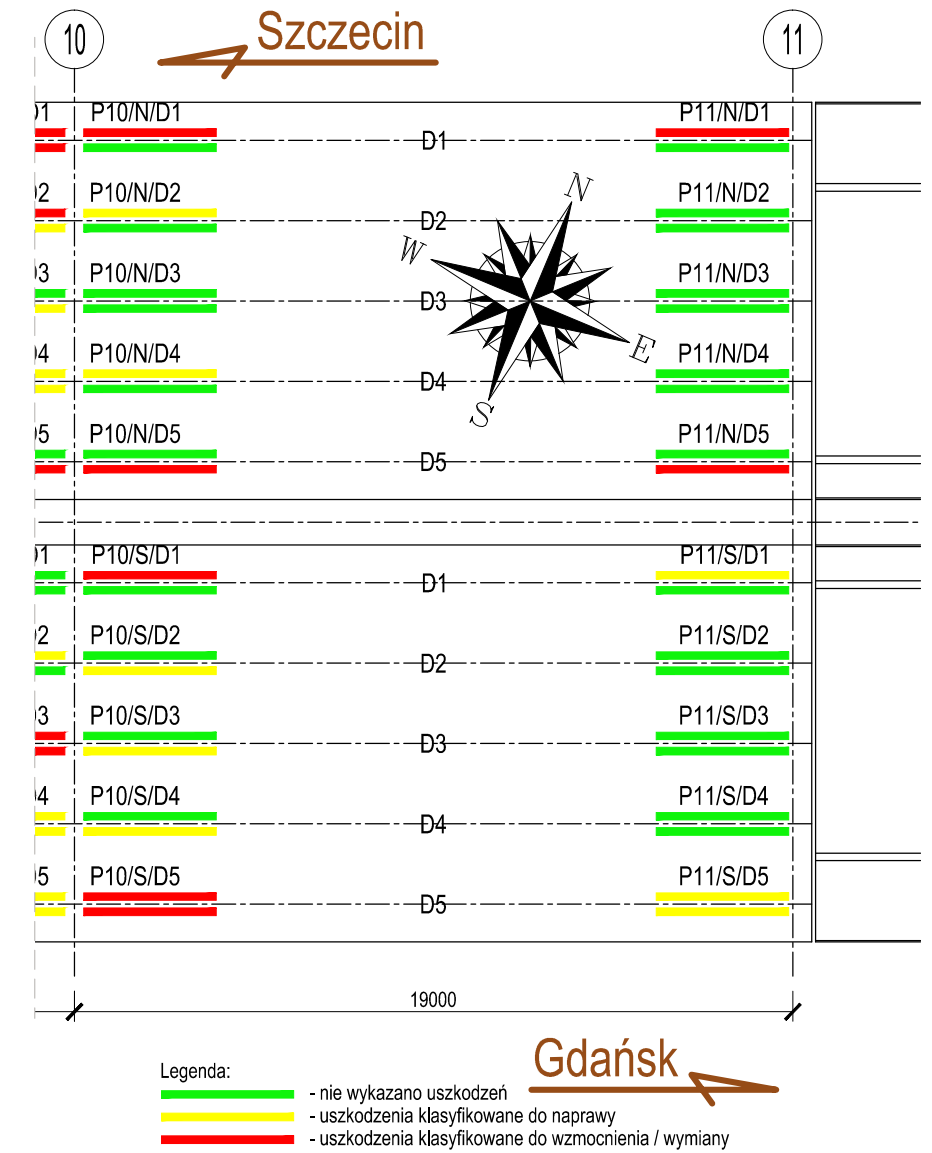


Rev.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	Jednostka projektująca:
ZARZĄD DRÓG I TRANSPORTU w Koszalinie			GTI DESIGN
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			Rys-10-02
Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 10-11 cz.2			Revizja 0
tel: +48 728 840 900			1:200
			A3
Projektował	mgr inż. Przemysław Słomka	POM/0080/POOM/11	
Opracował	inż. Michał Kij		
Sprawdził			
Plik	GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg		2020-03-11





Schemat estakady - widok z góry  
skala 1:200



Rew.	Data	Opis zmiany	
HISTORIA ZMIAN			
Inwestor:		Generalny wykonawca:	Jednostka projektująca:
Ekspertyza wiaduktu w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie			<b>Rys-10-03</b>
Inwentaryzacja uszkodzeń przęsła 10-11 cz.3			Rewizja 0
tel: +48 728 840 900			1:200 A3
Projektował	mgr inż. Przemysław Słomka	POM/0080/POOM/11	
Opracował	inż. Michał Kij		
Sprawdził			
Plik	GTI-299a-Monte-Cassino-Estakada-Ekspertyza-Rys A-v04mk.dwg		2020-03-11



EKSPERTYZA

## Wiadukty w ciągu al. Monte Cassino w Koszalinie

### ETAP II

#### Obliczenia sprawdzające istniejących belek strunobetonowych

Jednostka i zespół projektowy:



**FIRMA PROJEKTOWA WANECKI Sp. z o.o.**

Ul. Toszecka 101; 44-100 Gliwice

Tel/Fax: 32 270 20 53

Zespół projektowy	Imię i Nazwisko	Specjalność Nr uprawnień	Podpis	Data
Projektant	<b>mgr inż. Marcin Jasiński</b>			22.06.2020



## Spis treści

<b>1. Cel i zakres opracowania .....</b>	<b>4</b>
<b>2. Literatura.....</b>	<b>4</b>
2.1. Dokumenty związane.....	4
2.2. Normy i zarządzenia .....	4
2.3. Inne .....	4
<b>3. Opis konstrukcji obiektu .....</b>	<b>5</b>
<b>4. Założenia w budowie modelu numerycznego .....</b>	<b>6</b>
4.1. Budowa modelu rusztowego.....	6
4.2. Charakterystyki geometryczne prętów rusztu.....	7
4.2.1. Pręty podłużne, dźwigary WBS bez zespolenia .....	7
4.2.2. Pręty podłużne, zespolone, skrajne.....	8
4.2.3. Pręty podłużne, zespolone środkowe.....	10
4.2.4. Pręty poprzeczne, poprzecznice żelbetowe.....	12
4.2.5. Pręty poprzeczne, poprzecznice płytowe.....	13
4.3. Zestawienie charakterystyk materiałowych.....	14
<b>5. Zestawienie obciążeń.....</b>	<b>16</b>
5.1. Ciężar własny konstrukcji.....	16
5.2. Ciężar własny odparowanej wody .....	17
5.3. Ciężar własny wyposażenia .....	17
5.4. Sprężenie .....	18
5.4.1. Sprężenie pierwotne.....	18
5.4.2. Sprężenie naprawcze.....	20
5.5. Obciążenie chodnika.....	21
5.6. Obciążenie potokiem pojazdów.....	21
5.7. Obciążenie pojazdem K .....	22



<b>6. Wyniki analizy statycznej.....</b>	<b>24</b>
6.1. Kombinacje obciążeń.....	24
6.2. Obwiednie sił tnących.....	25
<b>7. Sprawdzenie nośności dźwigara na ścinanie.....</b>	<b>27</b>
7.1. Sprawdzenie naprężeń stycznych .....	27
7.1.1. Dźwigar skrajny.....	27
7.1.2. Dźwigar pośredni.....	28
7.2. Sprawdzenie nośności zbrojenia na ścinanie .....	28
7.2.1. Dźwigar skrajny .....	29
7.2.2. Dźwigar pośredni.....	30
<b>8. Podsumowanie i wnioski.....</b>	<b>31</b>



## **1. Cel i zakres opracowania**

Niniejsze opracowanie ma na celu sprawdzenie stanu granicznego nośności, w tym przede wszystkim stanu granicznego nośności przy ścinaniu, prefabrykowanych belek typu WBS wbudowanych w istniejący dwunitkowy obiekt mostowy ulokowany w ciągu alei Monte Cassino w Koszalinie.

W ramach etapu I Ekspertyzy [1] wykazano liczne spękania i uszkodzenia belek strunobetonowych ustroju nośnego, w tym zarysowania ukośne stref podporowych belek, zarysowania podłużne w okolicach wgłębnego kotwienia cięgien sprężających oraz odłupania betonu w otoczeniu oparcia belek na łożyskach.

Niniejszy dokument stanowi element etapu II ekspertyzy i zawiera obliczenia statycznowytrzymałościowe ustroju nośnego w stanie istniejącym. Ogólny opis konstrukcji przedstawiono w rozdziale 3. Rozdział 0. poświęcono założeniom do modelu numerycznego, rozdział 5. – zestawieniu obciążeń, rozdział 6. – kombinatoryce obciążeń i wynikom analizy statycznej, zaś rozdział 7. – sprawdzeniu stanu granicznego nośności przy ścinaniu. Wnioski i zalecenia ujęto w rozdziale 8.

## **2. Literatura**

### **2.1. Dokumenty związane**

- [1] Ekspertyza wiaduktów w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie. Etap I. Opis techniczny wraz ze związaną dokumentacją rysunkową i zdjęciową, GTI Design, marzec 2020.

### **2.2. Normy i zarządzenia**

- [2] PN-B-03264:1999 – Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [3] PN-S-10030:1985 – Obiekty mostowe. Obciążenia.
- [4] PN-S-10042:1991 – Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie.

### **2.3. Inne**

- [5] Prefabrykowane belki strunobetonowe typu WBS, L = 21, 18, 15 m, Transprojekt-Warszawa, Warszawa, październik 1993 r.



### 3. Opis konstrukcji obiektu

Przedmiotowy obiekt mostowy jest konstrukcją dwunitkową przeprowadzającą ruch kołowy w ciągu al. Monte Cassino w Koszalinie (DK6), umożliwiającą bezkolizyjne przekroczenie ulic: Batalionów Chłopskich i Dąbrowskiego oraz rzeki Dzierżęcinki.

Nitka południowa: kierunek Gdańsk, numer ewidencyjny: **JNI 31000481**

Nitka północna: kierunek Szczecin, numer ewidencyjny: **JNI 31000482**

Każda z nitek prowadzi po dwa pasy ruchu wzdłuż ciągu dziesięciu przęseł swobodnie podpartych.

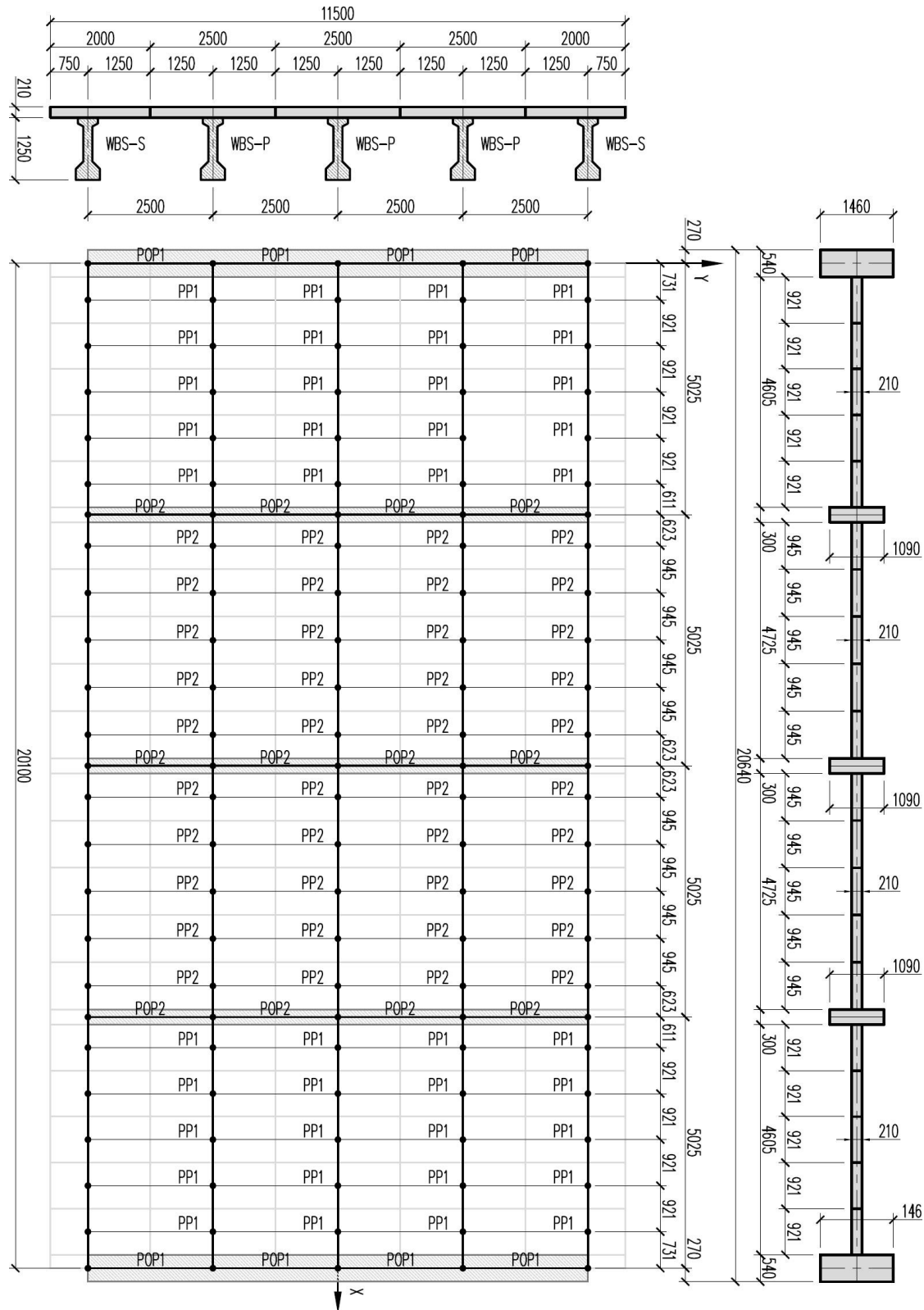
Na konstrukcję pojedynczego przęsła składa się 5 prefabrykowanych belek strunobetonowych typu WBS połączonych poprzecznkami podporowymi o szerokości około 0,50 m oraz trzema równomiernie rozmieszczonymi poprzecznkami pośrednimi o szerokości około 0,30 m. Belki zespolono żelbetową płytą pomostową o prawdopodobnej grubości 210 mm, zgodnej z rozwiązaniami katalogowymi [5]. Długość pojedynczego przęsła wynosi około 21,0 – 22,0 m.

Rok budowy: 1971.



#### 4. Założenia w budowie modelu numerycznego

##### 4.1. Budowa modelu rusztowego

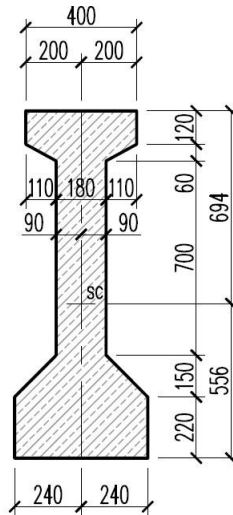


Rys. 1. Schemat modelu rusztowego przęsła.



## 4.2. Charakterystyki geometryczne prętów rusztu

### 4.2.1. Pręty podłużne, dźwigary WBS bez zespolenia



Rys. 2. Geometria przekroju poprzecznego belki WBS.

### Charakterystyki geometryczne przekroju dźwigara, klasa betonu: B35

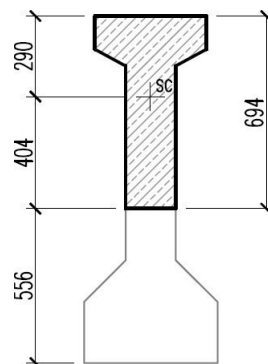
Pole przekroju:  $A_b = 0,347 \text{ m}^2$

Rzędna środka ciężkości względem włókien dolnych dźwigara:  $z_c^b = 0,556 \text{ m}$

Moment bezwładności przy skręcaniu:  $I_x^b = 6,006 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$

Moment bezwładności przy zginaniu w płaszczyźnie pionowej:  $I_y^b = 58,302 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$  Moment

bezwładności przy zginaniu w płaszczyźnie poziomej:  $I_z^b = 3,689 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$



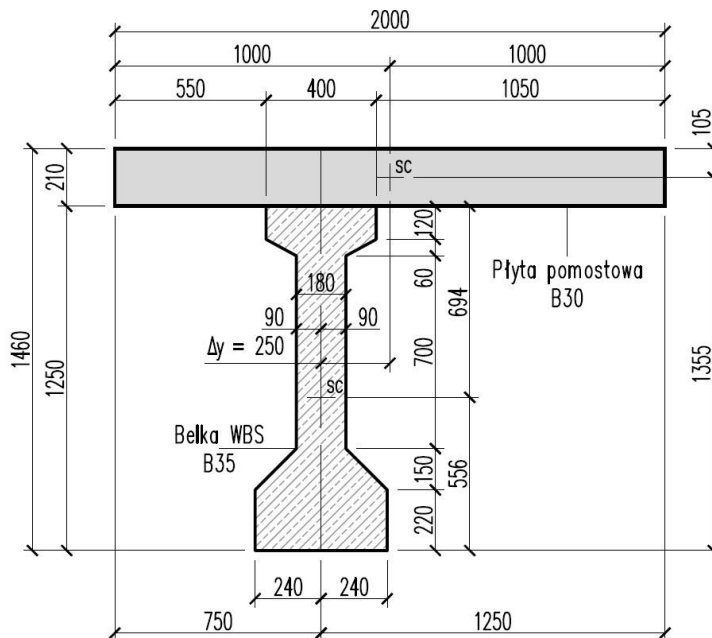
Rys. 3. Geometria pola przekroju poprzecznego belki WBS do obliczeń maksymalnego momentu statycznego.

Maksymalny moment statyczny:  $S_c^b = 0,158 \cdot 0,404 = 63,832 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$



4.2.2. Pręty podłużne, zespolone, skrajne

Oznaczenie: **WBS-S**



Rys. 4. Geometria przekroju poprzecznego skrajnej belki WBS zespolonej z płytą żelbetową.

**Szerokość współpracująca płyty pomostowej**, wg [4], p. 6.5.3:

Wysięg lewego wspornika płyty pomostowej:  $b_1 = 0,550$  m

Wysięg prawego wspornika płyty pomostowej:  $b_2 = 1,050$  m

Rozpiętość teoretyczna dźwigara:  $l = 20,100$  m

Współczynnik redukcyjny wysięgu lewego wspornika płyty pomostowej, wg [4], tab. 10:

$$\frac{b_1}{l} = \frac{0,550}{20,100} = 0,027 \leq 0,100 \rightarrow \lambda = 1,000$$

Współczynnik redukcyjny wysięgu prawego wspornika płyty pomostowej, wg [4], tab. 10:

$$\frac{b_2}{l} = \frac{1,050}{20,100} = 0,052 \leq 0,100 \rightarrow \lambda = 1,000$$

**Charakterystyki geometryczne przekroju dźwigara**, klasa betonu: **B35** → p. 4.2.1.

**Charakterystyki geometryczne płyty pomostowej**, klasa betonu: **B30**

Pole przekroju:  $A_p = 0,420$  m<sup>2</sup>

Rzędna środka ciężkości względem włókien dolnych dźwigara:  $z_c^p = 1,355$  m

Moment bezwładności przy skręcaniu:  $I_x^p = 5,771 \cdot 10^{-3}$  m<sup>4</sup>

Moment bezwładności przy zginaniu w płaszczyźnie pionowej:  $I_y^p = 1,544 \cdot 10^{-3}$  m<sup>4</sup>

Moment bezwładności przy zginaniu w płaszczyźnie poziomej:  $I_z^p = 140,0 \cdot 10^{-3}$  m<sup>4</sup>



**Charakterystyki geometryczne przekroju sprowadzonego:**

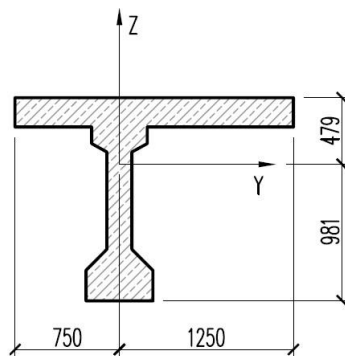
Stosunek modułów sprężystości – betonu płyty pomostowej do betonu dźwigara:

$$n = \frac{E_b^p}{E_b^b} = \frac{32,6}{34,6} = 0,942$$

Pole przekroju:  $A = A_b + n \cdot A_p = 0,347 + 0,942 \cdot 0,420 = 0,743 \text{ m}^2$  Rzędna

środką ciężkości względem włókien dolnych dźwigara:

$$z_c = \frac{z_c^b \cdot A_b + n \cdot z_c^p \cdot A_p}{A} = \frac{0,556 \cdot 0,347 + 0,942 \cdot 1,355 \cdot 0,420}{0,743} = 0,981 \text{ m}$$



**Rys. 5.** Skrajna belka WBS zespolona z płytą żelbetową. Środek ciężkości przekroju sprowadzonego.

Moment bezwładności przy skręcaniu:

$$I_x = I_x^b + n \cdot I_x^p = 6,006 \cdot 10^{-3} + 0,942 \cdot 5,771 \cdot 10^{-3} = 11,4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Moment bezwładności przy zginaniu w płaszczyźnie pionowej:

$$I_y = I_{yb} + A_b \cdot (z_c - z_{cb})^2 + n \cdot I_{yp} + n \cdot A_p \cdot (z_c - z_{cp})^2$$

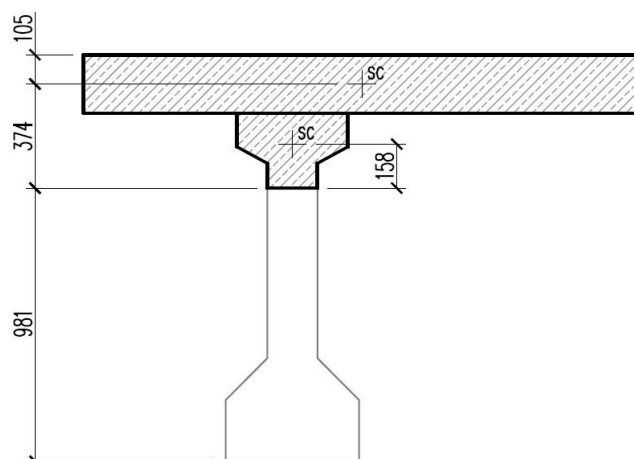
$$I_y = 58,302 \cdot 10^{-3} + 0,347 \cdot (0,981 - 0,556)^2 + 0,942 \cdot 1,544 \cdot 10^{-3} + \\ + 0,942 \cdot 0,420 \cdot (0,981 - 1,355)^2 = 177,8 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Moment bezwładności przy zginaniu w płaszczyźnie poziomej:

$$I_z = I_z^b + n \cdot I_z^p + n \cdot A_p \cdot \Delta y^2$$

$$I_z = 3,689 \cdot 10^{-3} + 0,942 \cdot 140,0 \cdot 10^{-3} + 0,942 \cdot 0,420 \cdot 0,250^2 = 160,3 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$



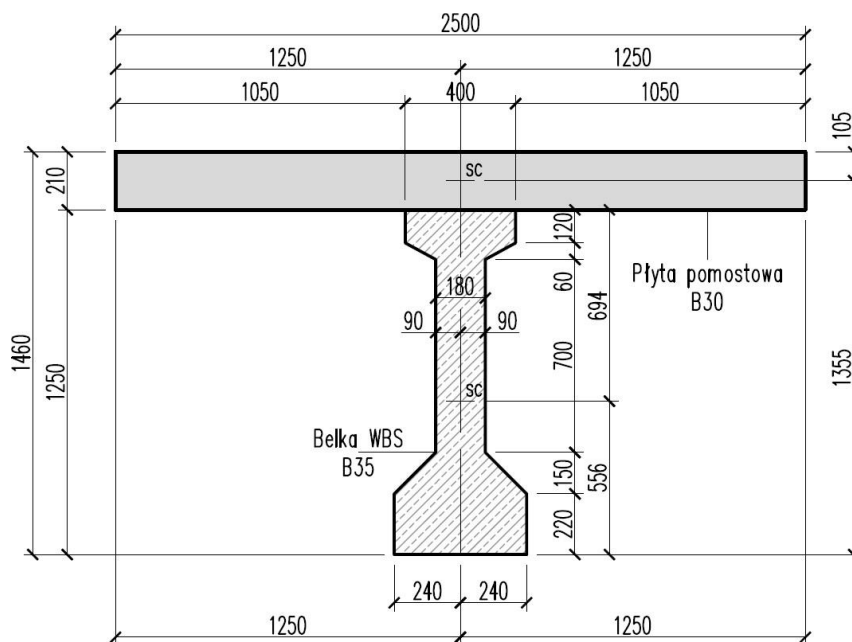


**Rys. 6.** Geometria pola przekroju poprzecznego skrajnej belki WBS zespolonej z płytą żelbetową do obliczeń maksymalnego momentu statycznego.

Maksymalny moment statyczny:  $S_c = 0,081 \cdot 0,158 + 0,942 \cdot 0,420 \cdot 0,374 = 160,8 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$

#### 4.2.3. Pręty podłużne, zespolone środkowe

Oznaczenie: **WBS-P**



**Rys. 7.** Geometria przekroju poprzecznej środkowej belki WBS zespolonej z płytą żelbetową.

**Szerokość współpracująca płyty pomostowej, wg [4], p. 6.5.3:**

Wysięg lewego wspornika płyty pomostowej:  $b_1 = 1,050 \text{ m}$

Wysięg prawego wspornika płyty pomostowej:  $b_2 = 1,050 \text{ m}$

Rozpiętość teoretyczna dźwigara:  $l = 20,100 \text{ m}$



Współczynnik redukcyjny wsięgu lewego wspornika płyty pomostowej, wg [4], tab. 10:

$$\frac{b_1}{l} = \frac{1,050}{20,100} = 0,052 \leq 0,100 \rightarrow \lambda = 1,000$$

Współczynnik redukcyjny wsięgu prawego wspornika płyty pomostowej, wg [4], tab. 10:

$$\frac{b_2}{l} = \frac{1,050}{20,100} = 0,052 \leq 0,100 \rightarrow \lambda = 1,000$$

**Charakterystyki geometryczne przekroju dźwigara**, klasa betonu: **B35** → p. 4.2.1.

**Charakterystyki geometryczne płyty pomostowej**, klasa betonu: **B30**

Pole przekroju:  $A_p = 0,530 \text{ m}^2$

Rzędna środka ciężkości względem włókien dolnych dźwigara:  $z_c^p = 1,355 \text{ m}$

Moment bezwładności przy skręcaniu:  $I_x^p = 7,247 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$

Moment bezwładności przy zginaniu w płaszczyźnie pionowej:  $I_y^p = 1,929 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$

Moment bezwładności przy zginaniu w płaszczyźnie poziomej:  $I_z^p = 273,4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$

**Charakterystyki geometryczne przekroju sprowadzonego:**

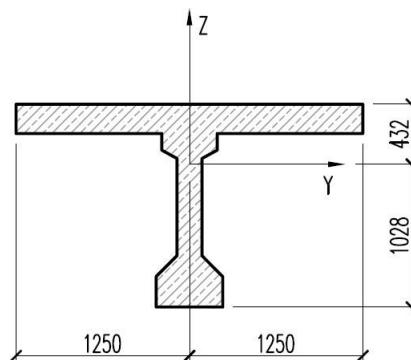
Stosunek modułów sprężystości – betonu płyty pomostowej do betonu dźwigara:

$$n = \frac{E_b^p}{E_b^b} = \frac{32,6}{34,6} = 0,942$$

Pole przekroju:  $A = A_b + n \cdot A_p = 0,347 + 0,942 \cdot 0,530 = 0,846 \text{ m}^2$  Rzędna

środką ciężkości względem włókien dolnych dźwigara:

$$z_c = \frac{z_c^b \cdot A_b + n \cdot z_c^p \cdot A_p}{A} = \frac{0,556 \cdot 0,347 + 0,942 \cdot 1,355 \cdot 0,530}{0,846} = 1,028 \text{ m}$$



**Rys. 8.** Środkowa belka WBS zespolona z płytą żelbetową. Środek ciężkości przekroju sprowadzonego.

Moment bezwładności przy skręcaniu:

$$I_x = I_x^b + n \cdot I_x^p = 6,006 \cdot 10^{-3} + 0,942 \cdot 7,247 \cdot 10^{-3} = 12,8 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$



Moment bezwładności przy zginaniu w płaszczyźnie pionowej:

$$I_y = I_{yb} + A_b \cdot (z_c - z_{cb})^2 + n \cdot I_{yp} + n \cdot A_p \cdot (z_c - z_{cp})^2$$

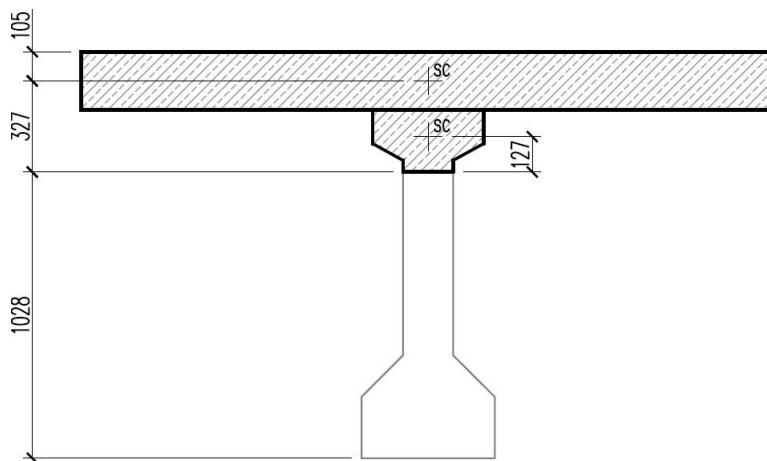
$$I_y = 58,302 \cdot 10^{-3} + 0,347 \cdot (1,028 - 0,556)^2 + 0,942 \cdot 1,929 \cdot 10^{-3} +$$

$$+ 0,942 \cdot 0,530 \cdot (1,028 - 1,355)^2 = 190,8 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Moment bezwładności przy zginaniu w płaszczyźnie poziomej:

$$I_z = I_{zb} + n \cdot I_{zp}$$

$$I_z = 3,689 \cdot 10^{-3} + 0,942 \cdot 273,4 \cdot 10^{-3} = 261,2 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$



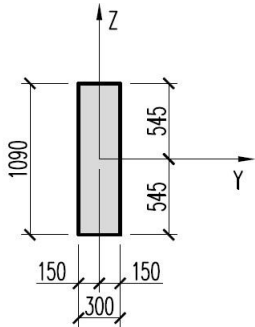
**Rys. 9.** Geometria pola przekroju poprzecznego środkowej belki WBS zespolonej z płytą żelbetową do obliczeń maksymalnego momentu statycznego.

Maksymalny moment statyczny:  $S_c = 0,073 \cdot 0,127 + 0,942 \cdot 0,525 \cdot 0,327 = 171,0 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$

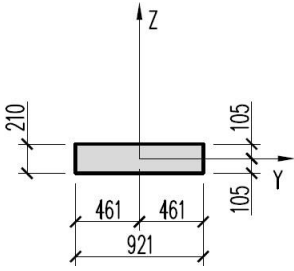
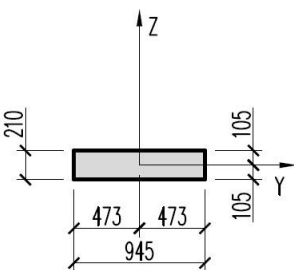
#### 4.2.4. Pręty poprzeczne, poprzecznice żelbetowe

<b>Poprzecznica podporowa</b>		<b>POP1</b>
Pole przekroju: $A = 0,788 \text{ m}^2$		Beton: <b>B30</b>
Moment bezwładności na skręcanie: $I_x = 58,8 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$		
Momenty bezwładności na zginanie: $I_y = 140,1 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$ , $I_z = 19,2 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$		



Poprzecznica pośrednia		POP2
		
Pole przekroju: $A = 0,327 \text{ m}^2$	Beton: <b>B30</b>	
Moment bezwładności na skręcanie: $I_x = 8,1 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$		
Momenty bezwładności na zginanie: $I_y = 32,4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$ , $I_z = 2,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$		

## 4.2.5. Pręty poprzeczne, poprzecznice płytowe

Poprzecznica płytowa, $b = 0,921 \text{ m}$		PP1
		
Pole przekroju: $A = 0,193 \text{ m}^2$	Beton: <b>B30</b>	
Moment bezwładności na skręcanie: $I_x = 2,4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$		
Momenty bezwładności na zginanie: $I_y = 7,108 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$ , $I_z = 13,7 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$		
Poprzecznica płytowa, $b = 0,945 \text{ m}$		PP2
		
Pole przekroju: $A = 0,198 \text{ m}^2$	Beton: <b>B30</b>	
Moment bezwładności na skręcanie: $I_x = 2,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$		
Momenty bezwładności na zginanie: $I_y = 7,293 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$ , $I_z = 14,8 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$		



#### 4.3. Zestawienie charakterystyk materiałowych

Beton

B35

Wytrzymałość gwarantowana betonu przy osiowym ściskaniu, wg [4], tab. 1:  $R_b^G = 35,0$  MPa

Wytrzymałość charakterystyczna betonu przy osiowym ściskaniu, wg [4], tab. 1:  $R_{bk} = 26,2$  MPa

Wytrzymałość obliczeniowa betonu przy osiowym ściskaniu, wg [4], tab. 1:

- przy wymiarowaniu elementów żelbetowych i betonu sprężonego:  $R_{b1} = 20,2$  MPa
- przy krótkotrwałym przeciążeniu:  $R_{b2} = 22,4$  MPa

Wytrzymałość charakterystyczna betonu przy osiowym rozciąganiu, wg [4], tab. 2:

- pewność niepojawienia się zarysowania na poziomie 95%:  $R_{btk\ 0,05} = 1,90$  MPa - wartość średnia:

$$R_{btk\ 0,50} = 2,70 \text{ MPa}$$

Wytrzymałość obliczeniowa betonu przy osiowym rozciąganiu, wg [4], tab. 2:

- pewność niepojawienia się zarysowania na poziomie 95%:  $R_{bt\ 0,05} = 1,25$  MPa - wartość średnia:

$$R_{bt\ 0,50} = 1,80 \text{ MPa}$$

Współczynnik sprężystości betonu osiowo ściskanego, wg [4], tab. 3:  $E_b = 34,6$  MPa

Współczynnik Poissona, wg [4], p. 3.7:  $\nu = 0,167$

Współczynnik rozszerzalności termicznej, wg [4], p. 3.8:  $\alpha_T = 1 \cdot 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$

Powyższe wartości normatywne nie uwzględniają wpływu degradacji betonu na skutek działania czynników zewnętrznych i czasu oraz wystąpienia zarysowań.

Beton

B30

Wytrzymałość gwarantowana betonu przy osiowym ściskaniu, wg [4], tab. 1:  $R_b^G = 30,0$  MPa

Wytrzymałość charakterystyczna betonu przy osiowym ściskaniu, wg [4], tab. 1:  $R_{bk} = 22,5$  MPa

Wytrzymałość obliczeniowa betonu przy osiowym ściskaniu, wg [4], tab. 1:

- przy wymiarowaniu elementów żelbetowych i betonu sprężonego:  $R_{b1} = 17,3$  MPa
- przy krótkotrwałym przeciążeniu:  $R_{b2} = 19,2$  MPa

Wytrzymałość charakterystyczna betonu przy osiowym rozciąganiu, wg [4], tab. 2:

- pewność niepojawienia się zarysowania na poziomie 95%:  $R_{btk\ 0,05} = 1,70$  MPa
- wartość średnia:  $R_{btk\ 0,50} = 2,40$  MPa



Wytrzymałość obliczeniowa betonu przy osiowym rozciąganiu, wg [4], tab. 2:

- pewność niepojawienia się zarysowania na poziomie 95%:  $R_{bt,0,05} = 1,15$  MPa - wartość średnia:

$$R_{bt,0,50} = 1,60 \text{ MPa}$$

Współczynnik sprężystości betonu osiowo ściskanego, wg [4], tab. 3:  $E_b = 32,6$  MPa

Współczynnik Poissona, wg [4], p. 3.7:  $\nu = 0,167$

Współczynnik rozszerzalności termicznej, wg [4], p. 3.8:  $\alpha_T = 1 \cdot 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$

Stal zbrojeniowa **18G2-b**

Rodzaj stali zbrojeniowej: okrągła, żebrowana

Klasa stali zbrojeniowej: **A-II**

Wytrzymałość charakterystyczna stali zbrojeniowej, wg [4], tab. 6:  $R_{ak} = 355$  MPa

Wytrzymałość obliczeniowa stali zbrojeniowej, wg [4], tab. 6:  $R_a = 295$  MPa

Moduł sprężystości stali zbrojeniowej, wg [4], p. 4.6:  $E_a = 210$  GPa

Współczynnik rozszerzalności termicznej, wg [4], p. 4.7:  $\alpha_T = 1 \cdot 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$

Powyższe wartości normatywne nie uwzględniają wpływu degradacji stali zbrojeniowej na skutek działania czynników zewnętrznych i czasu, w tym zwłaszcza korozji.

Stal sprężająca **II**

Średnica lin:  $\text{Ø}15,5 \text{ mm (1Ø}5,5 + 6\text{Ø}5 \text{ mm)}$ , odmiana II

Nośność charakterystyczna lin, wg [4], tab. 8:  $P_{vk} = 194,0$  kN

Nośność obliczeniowa lin, wg [4], tab. 8:  $P_v = 130,0$  kN

Moduł sprężystości stali sprężającej, wg [4], p. 4.6:  $E_v = 170$  GPa

Współczynnik rozszerzalności termicznej, wg [4], p. 4.7:  $\alpha_T = 1 \cdot 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$

Powyższe wartości normatywne nie uwzględniają wpływu degradacji stali sprężającej na skutek działania czynników zewnętrznych i czasu, w tym zwłaszcza korozji cięgien.



## 5. Zestawienie obciążeń

### 5.1. Ciężar własny konstrukcji

Ciężar własny konstrukcji przykładany jest w formie zewnętrznych obciążeń liniowych, równomiernie rozłożonych lub powierzchniowych, analizowanych w fazach początkowej i użytkowej. W fazie początkowej założono schemat statyczny belek swobodnie podpartych, pracujących niezależnie i obciążonych betonem w stanie niezwiązanym oraz ciężarem własnym.

W analizie rusztowego schematu statycznego fazy użytkowej, różnicę między ciężarem betonu związanego i niezwiązanego odzwierciedla się w formie obciążenia powierzchniowego odwrotnego, przedstawionego w p. 5.2.

Jednostkowy ciężar objętościowy betonu niezbrojonego, wg [3], tab. 2:  $\gamma_{bs} = 24,0 \text{ kN/m}^3$

Dodatek z uwagi na stan niezwiązaną (beton mokry), wg [3], tab. 2:  $\Delta\gamma_{b,1} = 1,0 \text{ kN/m}^3$

Dodatek z uwagi na ciężar zbrojenia, wg [3], tab. 2:  $\Delta\gamma_{b,2} = 1,0 \text{ kN/m}^3$

Dodatek z uwagi na kruszywo bazaltowe, wg [3], tab. 2:  $\Delta\gamma_{b,3} = 2,0 \text{ kN/m}^3$

Jednostkowy ciężar objętościowy betonu niezwiązanego:

$$\gamma_{b,1} = \gamma_{bs} + \Delta\gamma_{b,1} + \Delta\gamma_{b,2} = 24,0 + 1,0 + 1,0 + 2,0 = 28,0 \text{ kN/m}^3$$

Jednostkowy ciężar objętościowy betonu związanego:

$$\gamma_{b,2} = \gamma_{bs} + \Delta\gamma_{b,2} = 24,0 + 1,0 + 2,0 = 27,0 \text{ kN/m}^3$$

Ciężar prefabrykowanych belek strunobetonowych (pole powierzchni przekroju:  $A_b = 0,347 \text{ m}^2$ ):

$$g_1 = A_b \cdot \gamma_{b,1} = 0,347 \cdot 27,0 = 9,369 \text{ kN/m}$$

Ciężar poprzecznic skrajnych (wysokość:  $h = 1,250 \text{ m}$ , szerokość:  $b = 0,540 \text{ m}$ ):

$$g_2 = h \cdot b \cdot \gamma_{b,2} = 1,250 \cdot 0,540 \cdot 28,0 = 18,900 \text{ kN/m}$$

Część przypadająca na dźwigary skrajne:  $18,900 \cdot 1,250 = 23,6 \text{ kN}$

Część przypadająca na dźwigary pośrednie:  $18,900 \cdot 2,500 = 47,3 \text{ kN}$

Ciężar poprzecznic pośrednich (wysokość:  $h = 0,880 \text{ m}$ , szerokość:  $b = 0,300 \text{ m}$ ):

$$g_3 = h \cdot b \cdot \gamma_{b,2} = 0,880 \cdot 0,300 \cdot 28,0 = 7,392 \text{ kN/m}$$

Część przypadająca na dźwigary skrajne:  $7,392 \cdot 1,250 = 9,2 \text{ kN}$

Część przypadająca na dźwigary pośrednie:  $7,392 \cdot 2,500 = 18,5 \text{ kN}$



Ciężar płyty pomostowej (grubość:  $g = 0,210$  m):  $g_p = g \cdot \gamma_{b,2} = 0,210 \cdot 28,0 = 5,880$  kN/m<sup>2</sup>:

Część przypadająca na dźwigary skrajne:  $5,880 \cdot 2,000 = 11,760$  kN/m

Część przypadająca na dźwigary pośrednie:  $5,880 \cdot 2,500 = 14,700$  kN/m

### 5.2. Ciężar własny odparowanej wody

Obciążenie odwrotne wzdłuż poprzecznic skrajnych:

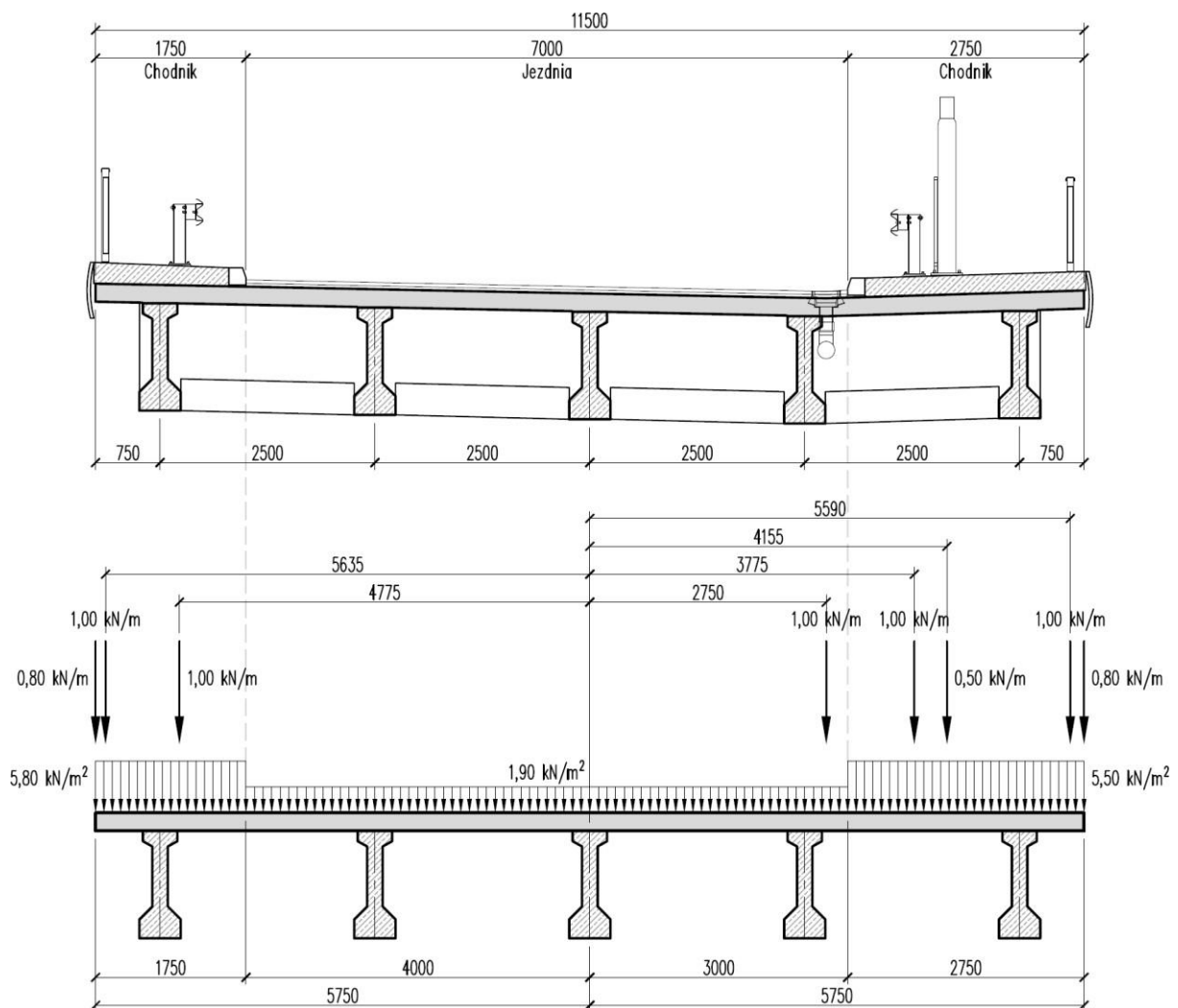
$$\Delta g_2 = h \cdot b \cdot (-\Delta \gamma_{b,1}) = 1,250 \cdot 0,540 \cdot (-1,0) = -0,675 \text{ kN/m}$$

Obciążenie odwrotne wzdłuż poprzecznic pośrednich:

$$\Delta g_3 = h \cdot b \cdot (-\Delta \gamma_{b,1}) = 0,880 \cdot 0,300 \cdot (-1,0) = -0,264 \text{ kN/m}$$

Obciążenie odwrotne, powierzchniowe:  $\Delta g_p = g_p \cdot (-\Delta \gamma_{b,1}) = 0,210 \cdot (-1,0) = -0,210$  kN/m<sup>2</sup>

### 5.3. Ciężar własny wyposażenia



Rys. 10. Schemat obciążenia przęsła ciężarem własnym wyposażenia.



Jednostkowy ciężar objętościowy betonu zabudów chodnikowych:  $\gamma_b = 25,0 \text{ kN/m}^2$

Jednostkowy ciężar objętościowy warstw nawierzchni drogowych, wg [3], tab. 2:  $\gamma_g = 23,0 \text{ kN/m}^2$

Obciążenie ciężarem desek gzymsowych, balustrad, barier, kolektora oraz zastępcze obciążenie ciężarem latarni przyjmuje się jako liniowe, równomiernie rozłożone wzdłuż ustroju nośnego, zlokalizowane względem środka przęsła zgodnie z rys. 10.

Ciężar desek gzymsowych:  $g = 0,80 \text{ kN/m}$

Ciężar balustrad, barier i kolektora:  $g = 1,00 \text{ kN/m}$

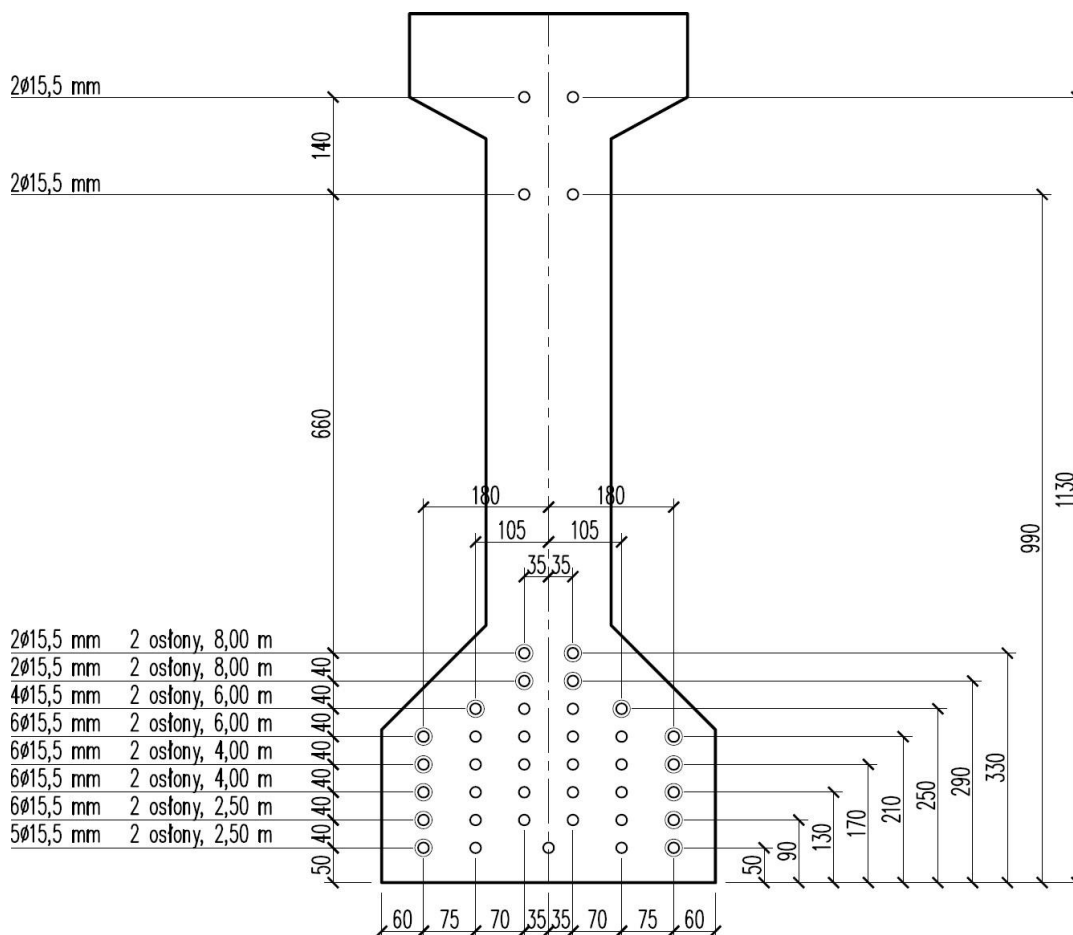
Zastępcze obciążenie ciężarem latarni:  $g = 0,50 \text{ kN/m}$

## 5.4. Sprężenie

### 5.4.1. Sprężenie pierwotne

Siła w cięgnach w stanie początkowym ( $t = 0$ ):  $P_{v,0} = 126,0 \text{ kN}$

Siła w cięgnach w stanie użytkowym ( $t = \infty$ ):  $P_{v,t} = 93,0 \text{ kN}$ , różnica:  $\Delta P_v = -33,0 \text{ kN}$



Rys. 11. Sprężenie pierwotne. Układ cięgien sprężających.



Siły sprężające w stanie początkowym przykłada się niezależnie na każdą z belek pracujących samodzielnie. Zestawienie sił skupionych, ich mimośrodków oraz momentów przez nie wywoływanych przedstawiono w tab. 1.

**Tab. 1.** Siły osiowe, mimośrodky i momenty zginające od sprężenia. Stan początkowy.

Rząd ciągów	Liczba	Rzędna	$e$	Naciąg		$\Sigma M_{spr}$	Osłona
				$N_{spr}$	$\Sigma N_{spr}$		
	[szt.]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]
1	3	0,050	-0,506	126,0	378,0	-191,3	
	2	0,050	-0,506	126,0	252,0	-127,5	2,500
2	4	0,090	-0,466	126,0	504,0	-234,9	
	2	0,090	-0,466	126,0	252,0	-117,4	2,500
3	4	0,130	-0,426	126,0	504,0	-214,7	
	2	0,130	-0,426	126,0	252,0	-107,4	4,000
4	4	0,170	-0,386	126,0	504,0	-194,5	
	2	0,170	-0,386	126,0	252,0	-97,3	4,000
5	4	0,210	-0,346	126,0	504,0	-174,4	
	2	0,210	-0,346	126,0	252,0	-87,2	6,000
6	4	0,250	-0,306	126,0	504,0	-154,2	
	2	0,250	-0,306	126,0	252,0	-77,1	6,000
7	2	0,290	-0,266	126,0	252,0	-67,0	8,000
8	2	0,330	-0,226	126,0	252,0	-57,0	8,000
9	2	0,990	0,434	126,0	252,0	109,4	
10	2	1,130	0,574	126,0	252,0	144,6	

Siły sprężające w stanie użytkowym pomniejsza się o straty opóźnione oddziałujące w przekroju zespolonym. Przyjmuje się je jako oddziaływanie różnic między siłami w stanach  $t = 0$  i  $t = \infty$ , przyłożone na model rusztowy.

Zestawienie ekwiwalentów strat opóźnionych w postaci sił skupionych, ich mimośrodków oraz momentów przez nie wywoływanych przedstawiono w tab. 2. dla przekrojów zespolonych dźwigarów skrajnych oraz w tab. 3. dla przekrojów zespolonych dźwigarów pośrednich.

**Tab. 2.** Siły osiowe, mimośrodky i momenty zginające od sprężenia. Stan użytkowy, dźwigar skrajny.

Rząd ciągów	Liczba	Rzędna	$e$	Naciąg		$\Sigma M_{spr}$	Osłona
				$N_{spr}$	$\Sigma N_{spr}$		
	[szt.]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]
1	3	0,050	-0,931	-33,0	-99,0	92,2	
	2	0,050	-0,931	-33,0	-66,0	61,4	2,500
2	4	0,090	-0,891	-33,0	-132,0	117,6	
	2	0,090	-0,891	-33,0	-66,0	58,8	2,500
3	4	0,130	-0,851	-33,0	-132,0	112,3	
	2	0,130	-0,851	-33,0	-66,0	56,2	4,000



**Obliczenia sprawdzające istniejących belek strunobetonowych**

Rząd cięgien	Liczba	Rzędna	e	Naciąg		$\Sigma M_{spr}$	Osłona
				$N_{spr}$	$\Sigma N_{spr}$		
	[szt.]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]
4	4	0,170	-0,811	-33,0	-132,0	107,1	
	2	0,170	-0,811	-33,0	-66,0	53,5	4,000
5	4	0,210	-0,771	-33,0	-132,0	101,8	
	2	0,210	-0,771	-33,0	-66,0	50,9	6,000
6	4	0,250	-0,731	-33,0	-132,0	96,5	
	2	0,250	-0,731	-33,0	-66,0	48,2	6,000
7	2	0,290	-0,691	-33,0	-66,0	45,6	8,000
8	2	0,330	-0,651	-33,0	-66,0	43,0	8,000
9	2	0,990	0,009	-33,0	-66,0	-0,6	
10	2	1,130	0,149	-33,0	-66,0	-9,8	

**Tab. 3.** Siły osiowe, mimośrod i momenty zginające od sprężenia. Stan użytkowy, dźwigar pośredni.

Rząd cięgien	Liczba	Rzędna	e	Naciąg		$\Sigma M_{spr}$	Osłona
				$N_{spr}$	$\Sigma N_{spr}$		
	[szt.]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]
1	3	0,050	-0,978	-33,0	-99,0	96,8	
	2	0,050	-0,978	-33,0	-66,0	64,5	2,500
2	4	0,090	-0,938	-33,0	-132,0	123,8	
	2	0,090	-0,938	-33,0	-66,0	61,9	2,500
3	4	0,130	-0,898	-33,0	-132,0	118,5	
	2	0,130	-0,898	-33,0	-66,0	59,3	4,000
4	4	0,170	-0,858	-33,0	-132,0	113,3	
	2	0,170	-0,858	-33,0	-66,0	56,6	4,000
5	4	0,210	-0,818	-33,0	-132,0	108,0	
	2	0,210	-0,818	-33,0	-66,0	54,0	6,000
6	4	0,250	-0,778	-33,0	-132,0	102,7	
	2	0,250	-0,778	-33,0	-66,0	51,3	6,000
7	2	0,290	-0,738	-33,0	-66,0	48,7	8,000
8	2	0,330	-0,698	-33,0	-66,0	46,1	8,000
9	2	0,990	-0,038	-33,0	-66,0	2,5	
10	2	1,130	0,102	-33,0	-66,0	-6,7	

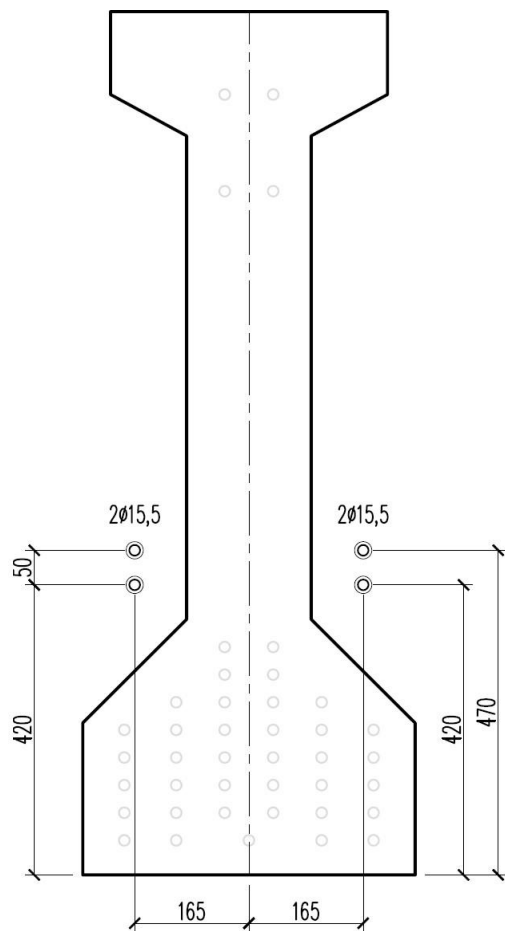
5.4.2. Sprężenie naprawcze

Oddziaływanie sprężenia naprawczego przyjmuje się w formie kolejno przykładanych układów cięgien zewnętrznych prowadzonych w środkowych odcinkach belek. Wprowadzono rozróżnienie z uwagi na typy sprężenia naprawczego – każde analizowane na modelu rusztowym:

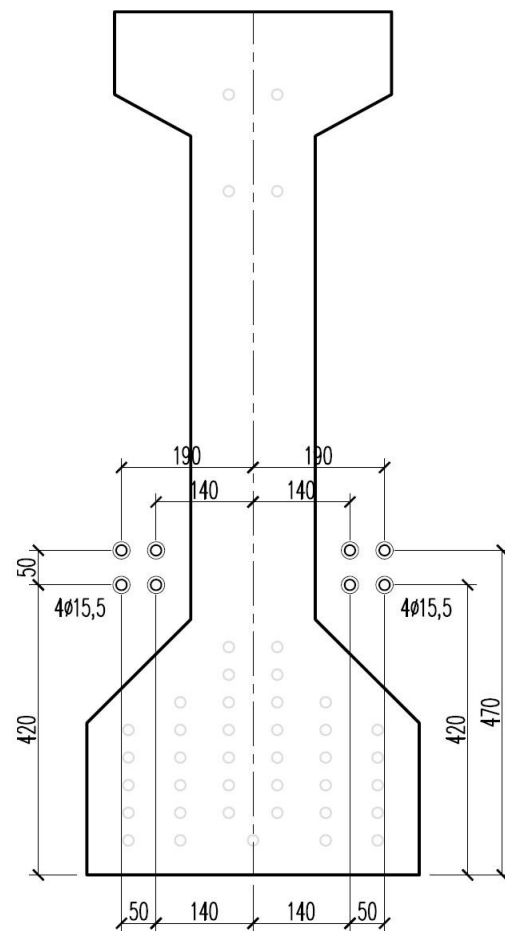
**Typ 1**, nitka południowa: 4 cięgna Ø15,5 mm, dźwigary skrajne

**Typ 2**, nitka północna: 8 cięgien Ø15,5 mm, dźwigary skrajne i przedskrajne





Rys. 12. Sprężenie naprawcze. Nitka południowa.



Rys. 13. Sprężenie naprawcze. Nitka południowa.

Siła w pojedynczym cięgnię sprężenia naprawczego:  $P_{v,n} = 126,0 \text{ kN}$

### 5.5. Obciążenie chodnika

Obciążenie chodnika tłumem pieszych przyjmuje się zgodnie z [3], p. 6.7.2 jak dla obliczeń dźwigarów głównych i podpór:

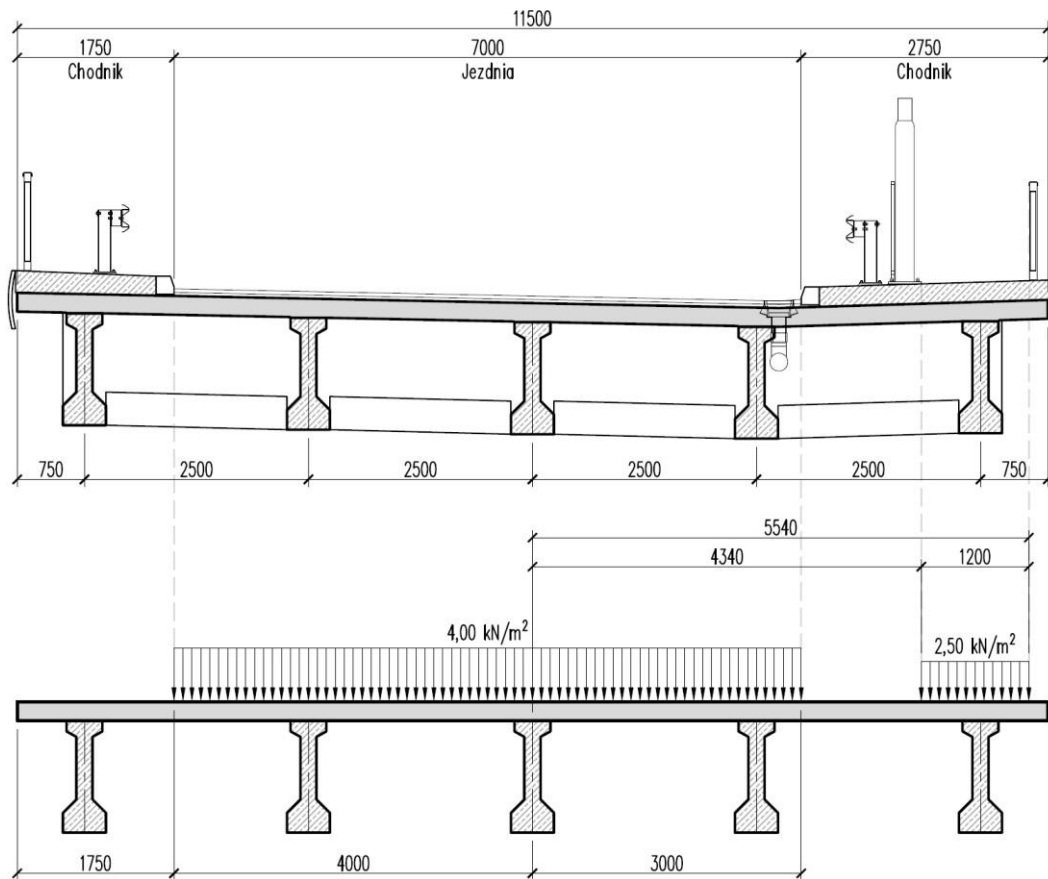
$$q_t = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

### 5.6. Obciążenie potokiem pojazdów

Obciążenie potokiem pojazdów przyjmuje się na całej długości przęsła i na całej szerokości jezdni, stosowanie do klasy obciążenia **A** wg [3], p. 6.3. i tab. 3:

$$q = 4,00 \text{ kN/m}^2$$





Rys. 14. Schemat obciążenia przęsła potokiem pojazdów i tłumem pieszych na chodniku.

### 5.7. Obciążenie pojazdem K

Obciążenie pojazdem K towarzyszy obciążeniu jezdni opisanemu w p. 5.6. i przyjmuje postać zestawu obciążeń powierzchniowych w najniekorzystniejszym ustawieniu spośród rozpatrywanych na rys. 15. i 16. Wartości obciążeń odpowiadają klasie A wg [3], p. 6.3. i tab. 3:

$$K = 800 \text{ kN}$$

Obciążenie przypadające na pojedyncze koło:  $F = 100,0 \text{ kN}$

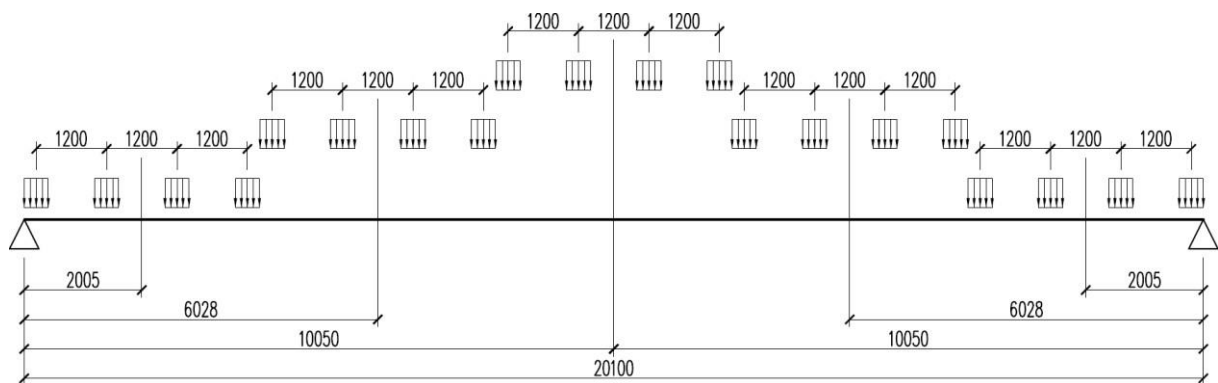
Powierzchnia obciążenia:  $l_1 = 0,810 \text{ m}$ ,  $b_1 = 0,410 \text{ m}$

$$q_K = \frac{F}{l_1 \cdot b_1} = \frac{100,0}{0,810 \cdot 0,410} = 301,1 \text{ kN/m}^2$$

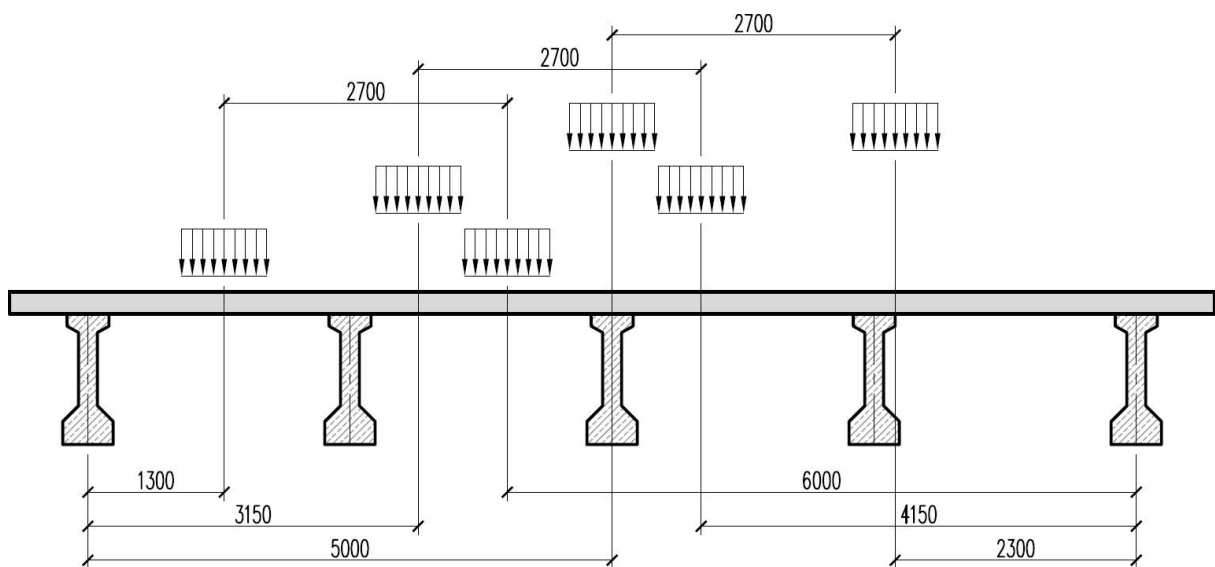
Efekty obciążenia pojazdem K mnoży się przez współczynnik dynamiczny wg [3], p. 6.3.2:

$$\varphi = 1,35 - 0,005 \cdot L = 1,35 - 0,005 \cdot 20,10 = 1,250$$





Rys. 15. Analizowane lokalizacje obciążenia pojazdem K na długości przęsła.



Rys. 16. Analizowane lokalizacje obciążenia pojazdem K na szerokości ustroju nośnego.



## 6. Wyniki analizy statycznej

### 6.1. Kombinacje obciążeń

Obciążenia łączy się w ramach układu podstawowego, wyznaczając wartości kombinacyjne sił wewnętrznych: charakterystyczne i obliczeniowe. Współczynniki obciążeń przyjmuje się wg [3], tab. 1.

**Tab. 4.** Zestawienie współczynników obciążeń w kombinacjach charakterystycznej i obliczeniowej.

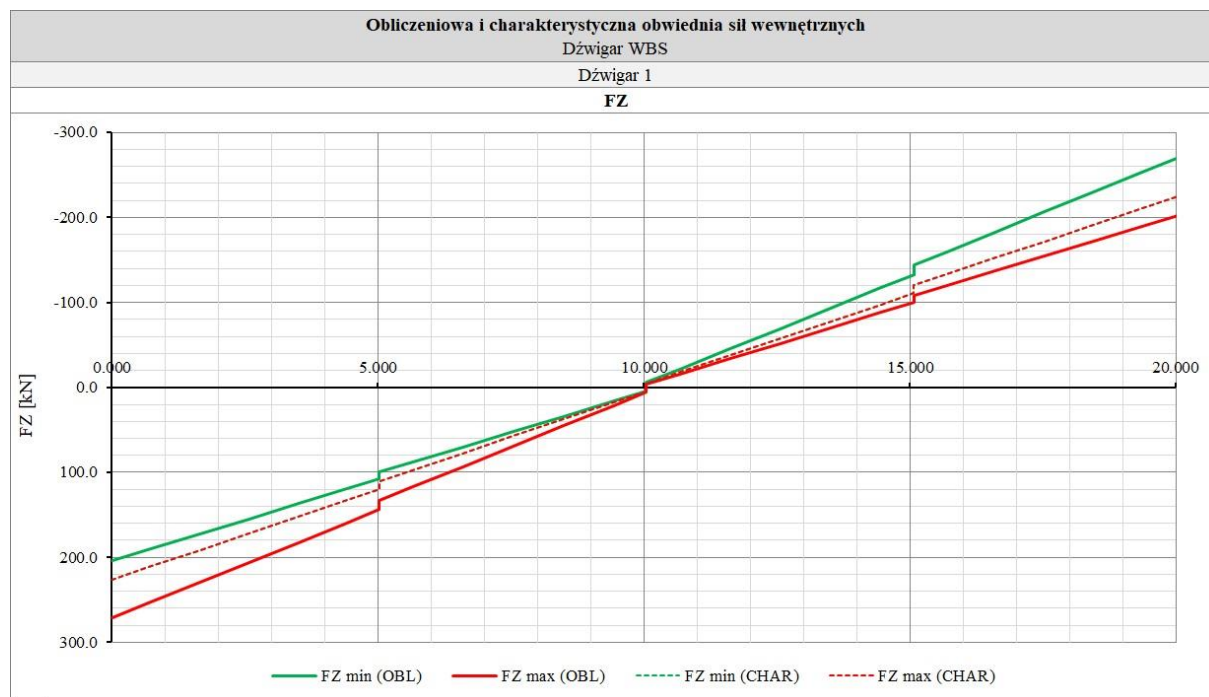
Rodzaj obciążenia	Kombinacja			
	Charakterystyczna		Obliczeniowa	
	<i>min</i>	<i>max</i>	<i>min</i>	<i>max</i>
Ciężar własny konstrukcji	1,00	1,00	0,90	1,20
Ciężar własny odparowanej wody	1,00	1,00	0,90	1,20
Ciężar własny wyposażenia	1,00	1,00	0,90	1,50
Sprężenie pierwotne	1,00	1,00	0,85	1,20
Sprężenie pierwotne, straty opóźnione	1,00	1,00	0,85	1,20
Sprężenie naprawcze	1,00	1,00	0,85	1,20
Obciążenie chodnika	0,00	1,00	0,00	1,30
Obciążenie potokiem pojazdów	0,00	1,00	0,00	1,50
Obciążenie pojazdem K	0,00	1,00	0,00	1,50

W analizie dźwigarów stosuje się konwencję sumowania wpływów ze stanów początkowego oraz użytkowego. Efekty obciążeń, w tym naprężenia, analizuje się przy założeniu pracy pojedynczego dźwigara pod obciążeniem ciężarem własnym konstrukcji i sprężeniem pierwotnym oraz przy założeniu pracy rusztowej i zespolenia pod resztą obciążeń.

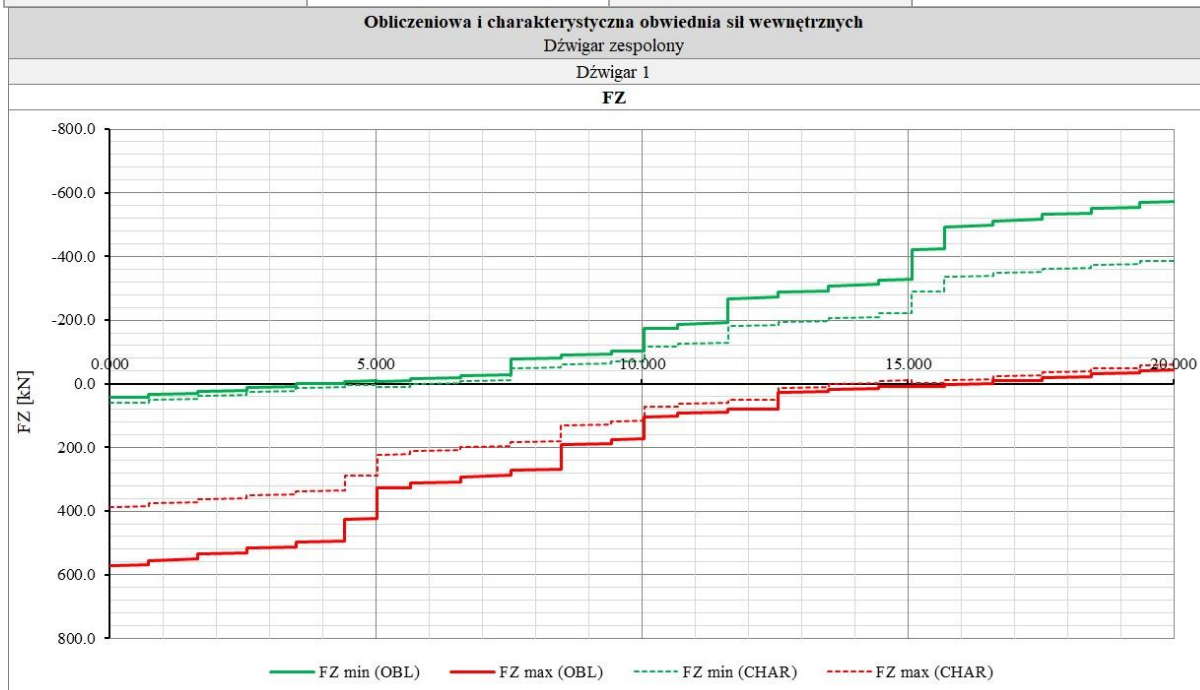


## 6.2. Obwiednie sił tnących

Obwiednie sił tnących w stadium początkowym i użytkowym, dźwigar skrajny:



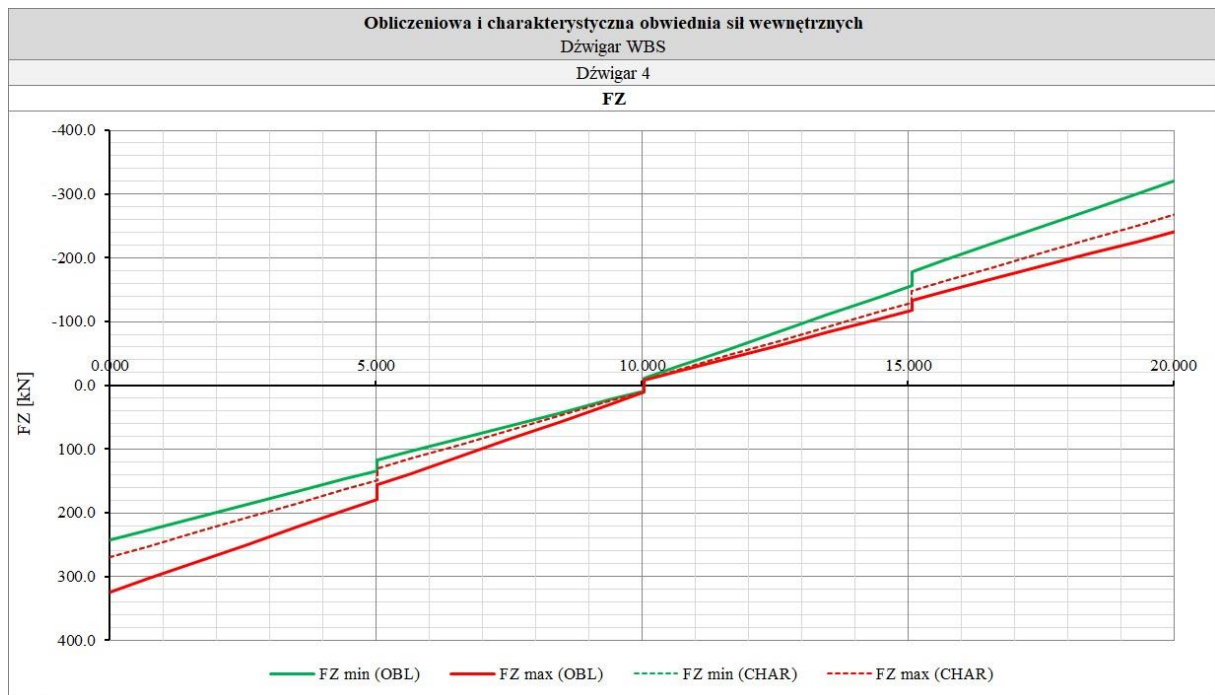
$FZ_{\min}$ (CHAR)	-226,2 kN	$FZ_{\min}$ (OBL)	271,4 kN
$FZ_{\max}$ (CHAR)	226,2 kN	$FZ_{\max}$ (OBL)	-271,4 kN



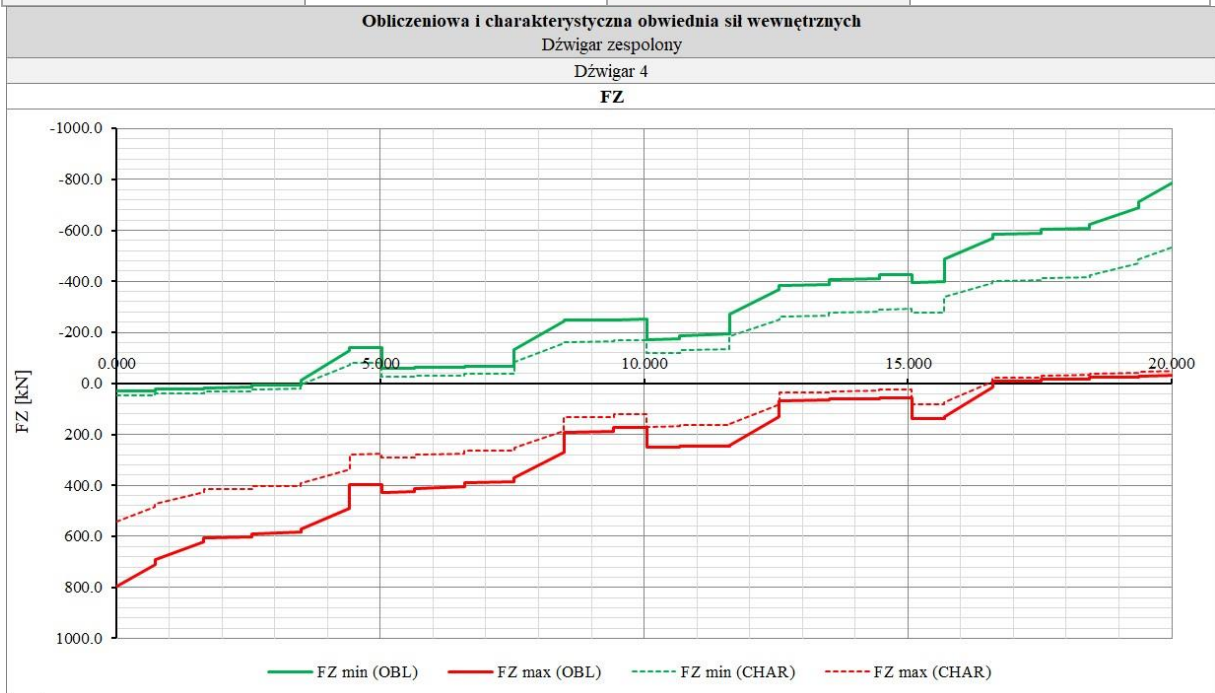
$FZ_{\min}$ (CHAR)	-386,6 kN	$FZ_{\min}$ (OBL)	571,5 kN
$FZ_{\max}$ (CHAR)	386,6 kN	$FZ_{\max}$ (OBL)	-571,5 kN

Obwiednie sił tnących w stadium początkowym i użytkowym, dźwigar pośredni:





<b><math>FZ_{\min}</math> (CHAR)</b>	-269,7 kN	<b><math>FZ_{\min}</math> (OBL)</b>	323,6 kN
<b><math>FZ_{\max}</math> (CHAR)</b>	269,7 kN	<b><math>FZ_{\max}</math> (OBL)</b>	-323,6 kN



<b><math>FZ_{\min}</math> (CHAR)</b>	-541,2 kN	<b><math>FZ_{\min}</math> (OBL)</b>	796,2 kN
<b><math>FZ_{\max}</math> (CHAR)</b>	541,2 kN	<b><math>FZ_{\max}</math> (OBL)</b>	-796,2 kN



## 7. Sprawdzenie nośności dźwigara na ścinanie

### 7.1. Sprawdzenie naprężeń stycznych

Klasa betonu: **B35**

Obliczeniowa wytrzymałość betonu na ścinanie betonu niezbrojonego, wg [4], tab. 15:  $\tau_R = 0,32$  MPa

Maksymalne dopuszczalne naprężenia styczne, wg [4], tab. 15:  $\tau_{b,max} = 4,43$  MPa

Szerokość środnika:  $b = 0,180$  m

#### 7.1.1. Dźwigar skrajny

##### Naprężenia styczne w przekroju przed zespoleniem:

Ramię sił wewnętrznych:

$$z = \frac{I_y^b}{S_c^b} = \frac{58,302 \cdot 10^{-3}}{63,832 \cdot 10^{-3}} = 0,913 \text{ m}$$

Obliczeniowa siła tnąca:  $V = 271,4$  kN

Naprężenia styczne w stanie początkowym:

$$\tau_{b,1} = \frac{V}{b \cdot z} = \frac{271,4}{0,180 \cdot 0,913} = 1,65 \text{ MPa}$$

##### Naprężenia styczne w przekroju zespolonym:

Ramię sił wewnętrznych:

$$z = \frac{I_y}{S_c} = \frac{177,8 \cdot 10^{-3}}{160,8 \cdot 10^{-3}} = 1,106 \text{ m}$$

Obliczeniowa siła tnąca:  $V = 571,5$  kN

Naprężenia styczne w stanie użytkowym:

$$\tau_{b,2} = \frac{V}{b \cdot z} = \frac{571,5}{0,180 \cdot 1,106} = 2,87 \text{ MPa}$$

##### Sumaryczne naprężenia styczne:

$$\tau_b = \tau_{b,1} + \tau_{b,2} = 1,65 + 2,87 = 4,52 \text{ MPa} > \tau_{b,max} = 4,43 \text{ MPa}$$

**Przekroczenie dopuszczalnych naprężeń stycznych**

**(1,020 > 1,000)**







Stopień zbrojenia przekroju sprężonego:

$$\mu = \frac{A_{aL}}{A_b} = \frac{1,275 \cdot 10^{-3}}{0,347} = 3,675 \cdot 10^{-3}$$

Zwiększenie wytrzymałości betonu na ścinanie z uwagi na zbrojenie podłużne:

$$a_1 = 1 + 50 \cdot \mu = 1 + 50 \cdot 3,675 \cdot 10^{-3} = 1,184$$

Zwiększenie wytrzymałości betonu na ścinanie z uwagi na sprężenie:  $a_1 = 2,000$

Wytrzymałość betonu niezbrojonego na ścinanie z uwzględnieniem zbrojenia podłużnego i ściskania:

$$\tau'_R = a_1 \cdot a_2 \cdot \tau_R = 1,184 \cdot 2,000 \cdot 0,32 = 0,76 \text{ MPa}$$

Obliczeniowa wytrzymałość stali zbrojeniowej strzemion na rozciąganie:  $R_{aw} = 295 \text{ MPa}$

### 7.2.1. Dźwigar skrajny

Ramię sił wewnętrznych przez zespoleniem (p. p. 7.1.1.):  $z = 0,913 \text{ m}$

Ramię sił wewnętrznych po zespoleniu (p. p. 7.1.1.):  $z = 1,106 \text{ m}$  Nośność przekroju niezbrojonego na ścinanie przed zespoleniem:

$$\Delta V_{b,1} = \tau'_R \cdot b \cdot z = 0,76 \cdot 0,180 \cdot 0,913 = 124,9 \text{ kN}$$

Wymagane pole przekroju strzemion z uwagi na siłę tnącą w stanie początkowym ( $V = 271,4 \text{ kN}$ ):

$$\left(\frac{A_{aw}}{s}\right)_1 = \frac{V - \Delta V_{b,1}}{z \cdot R_{aw}} = \frac{271,4 - 124,9}{0,913 \cdot 295 \cdot 10^3} = 0,544 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m} = 544 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Wymagane pole przekroju strzemion z uwagi na siłę tnącą w stanie użytkowym ( $V = 571,5 \text{ kN}$ ):

$$\left(\frac{A_{aw}}{s}\right)_2 = \frac{V}{z \cdot R_{aw}} = \frac{571,5}{1,106 \cdot 295 \cdot 10^3} = 1,752 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m} = 1752 \text{ mm}^2/\text{m}$$

**Łączne wymagane pole przekroju strzemion:**

$$\frac{A_{aw}^{req}}{s} = \left(\frac{A_{aw}}{s}\right)_1 + \left(\frac{A_{aw}}{s}\right)_2 = 544 + 1752 = 2296 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Zbrojenie strzemionami w strefie podporowej:  $2\text{Ø}10$  co  $75 \text{ mm}$

$$\frac{A_{aw}^{prov}}{s} = \frac{2 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 10^2}{0,075} = 2094 \text{ mm}^2 < \frac{A_{aw}^{req}}{s} = 2296 \text{ mm}^2/\text{m}$$

**Niewystarczające pole przekroju strzemion w strefie podporowej**

(1,096 > 1,000)



### 7.2.2. Dźwigar pośredni

Ramię sił wewnętrznych przez zespoleniem (p. p. 7.1.1.):  $z = 0,913$  m

Ramię sił wewnętrznych po zespoleniu (p. p. 7.1.2.):  $z = 1,116$  m  
Nośność przekroju niezbrojonego na ścinanie przed zespoleniem:

$$\Delta V_{b,1} = \tau'_R \cdot b \cdot z = 0,76 \cdot 0,180 \cdot 0,913 = 124,9 \text{ kN}$$

Wymagane pole przekroju strzemion z uwagi na siłę tnącą w stanie początkowym ( $V = 323,6$  kN):

$$\left(\frac{A_{aw}}{s}\right)_1 = \frac{V - \Delta V_{b,1}}{z \cdot R_{aw}} = \frac{323,6 - 124,9}{0,913 \cdot 295 \cdot 10^3} = 0,738 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m} = 738 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Wymagane pole przekroju strzemion z uwagi na siłę tnącą w stanie użytkowym ( $V = 796,2$  kN):

$$\left(\frac{A_{aw}}{s}\right)_2 = \frac{V}{z \cdot R_{aw}} = \frac{796,2}{1,116 \cdot 295 \cdot 10^3} = 2,418 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m} = 2418 \text{ mm}^2/\text{m}$$

**Łączne wymagane pole przekroju strzemion:**

$$\frac{A_{aw}^{req}}{s} = \left(\frac{A_{aw}}{s}\right)_1 + \left(\frac{A_{aw}}{s}\right)_2 = 738 + 2418 = 3156 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Zbrojenie strzemionami w strefie podporowej:  $2\text{Ø}10$  co  $75$  mm

$$\frac{A_{aw}^{prov}}{s} = \frac{2 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 10^2}{0,075} = 3156 \text{ mm}^2 < \frac{A_{aw}^{req}}{s} = 2296 \text{ mm}^2/\text{m}$$

**Niewystarczające pole przekroju strzemion w strefie podporowej**

**(1,375 > 1,000)**



## 8. Podsumowanie i wnioski

Na podstawie przeprowadzonych wyżej obliczeń, stwierdza się co następuje:

1. Nośność belek sprężonych typu WBS tworzących ustrój nośny przedmiotowego obiektu jest **niewystarczająca** z uwagi na naprężenia styczne przy ścinaniu. Przekroczenie nośności belek skrajnych: 2,0%, pośrednich: 33,9%.
2. Ilość zbrojenia poprzecznego belek WBS tworzących ustrój nośny przedmiotowego obiektu jest **niewystarczająca** do przeniesienia obliczeniowych sił tnących. Przekroczenie nośności strzemion w strefach podporowych wynosi 9,6% i 37,5% odpowiednio: w belkach skrajnych i pośrednich.
3. Największe wyężenia uzyskano w belkach przedskrajnych. Najmniejszemu obciążeniu podlega dźwigar środkowy.
4. Obliczenia przeprowadzono przy założeniu klasy obciążenia A wg [3] przy możliwie najniekorzystniejszym układzie obciążenia ruchomego, w tym pojazdu 800,0 kN (80,0 t). Obliczenia nie uwzględniają degradacji cech mechaniczno-wytrzymałościowych materiałów, przy czym z uwagi na osłonięcie belek pośrednich od bezpośrednich oddziaływań wiatrowych i atmosferycznych, degradacja ta dotyczy przede wszystkim dźwigarów skrajnych.
5. Wykazane w pierwszej części ekspertyzy zarysowania ukośne stref podporowych belek sygnalizują stan przedawaryjny wywołany mniejszym niż krytyczne obciążeniem użytkowym. Stwierdzone uszkodzenia są bezpośrednim następstwem uplastycznienia stali zbrojeniowej strzemion i **nie klasyfikują** ustroju nośnego do naprawy.





**BARG M.B. Gdańsk Sp. z o.o.**

ul. Handlowa 15, 81-061 Gdynia

tel./fax: 58 667 19 99

www.barg.pl

data wydania: 01.04.2020

**SPRAWOZDANIE Z BADAŃ CHEMICZNYCH MATERIAŁU**  
**nr GTI\_DESIGN/ODWIERTY/1/CH/2020**

**Zleceniodawca:** GTI Design Sp. z o.o., Sp. k.  
ul. Synów Pułku 35, 80-298 Gdańsk

**Obiekt / Budowa:** Odwierty z filarów wiaduktu - dostarczone przez Zamawiającego

**Rodzaj badań:** Oznaczenie zawartości chlorków w betonie metodą miareczkowania.  
Oznaczenie zawartości azotanów i siarczanów metodą kolorometryczną

**Element konstrukcji:** Filar wiaduktu

**Warstwa badana:** Beton

**Data badania:** 25.05.2020

**Klasa betonu:** -

**Lokalizacja:** Próbkę dostarczone przez Zleceniodawcę

**Wyniki badania zawartości chlorków azotanów, siarczanów w betonie**

Lp.	Oznaczenie próbki	Właściwości chemiczne			
		pH	Cl- [%]	NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> [%]	SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> [%]
1	P2/N	12	0,048	0	0,6
2	P3/N	12	0,036	0	0,6
3	P4/N	13	0,026	0	0,4
4	P5/N	12	0,038	0	0,4
5	P6/N	12	0,040	0	0,4
6	P7/N	11	0,040	0	0,6
7	P8/N	12	0,038	0	0,6
8	P9/N	12	0,036	0	0,6
9	P10/N	12	0,032	0	0,6

**Klasyfikacja szkodliwych soli budowlanych wg WTA**

Poziom zasolenia	Chlorki [%]	Siarczany [%]	Azotany [%]
Niski	< 0,2	< 0,5	< 0,1
Średni	0,2÷0,5	0,5÷1,5	0,1÷0,3
Wysoki	>0,5	>1,5	> 0,3

Gdynia, dnia 26.05.2020

BARG M.B. Gdańsk Sp. z o.o.

*Łukasz Höffer*  
Łukasz Höffer  
SPECJALISTA DS. BADAŃ

zatwierdził





**BARG M.B. Gdańsk Sp. z o.o.**

ul. Handlowa 15, 81-061 Gdynia

tel./fax: 58 667 19 99

www.barg.pl

data wydania: 01.04.2020

**SPRAWOZDANIE Z BADAŃ CHEMICZNYCH MATERIAŁU**  
**nr GTI\_DESIGN/ODWIERTY/2/CH/2020**

**Zleceniodawca:** GTI Design Sp. z o.o., Sp. k.  
ul. Synów Pułku 35, 80-298 Gdańsk

**Obiekt / Budowa:** Odwarty z filarów wiaduktu - dostarczone przez Zamawiającego

**Rodzaj badań:** Oznaczenie zawartości chlorków w betonie metodą miareczkowania.  
Oznaczenie zawartości azotanów i siarczanów metodą kolorometryczną

**Element konstrukcji:** Filar wiaduktu

**Warstwa badana:** Beton

**Data badania:** 25.05.2020

**Klasa betonu:** -

**Lokalizacja:** Próbkę dostarczone przez Zleceniodawcę

**Wyniki badania zawartości chlorków azotanów, siarczanów w betonie**

Lp.	Oznaczenie próbek	Właściwości chemiczne			
		pH	Cl- [%]	NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> [%]	SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> [%]
1	P2/S	13	0,036	0	0,4
2	P3/S	12	0,038	0	0,6
3	P4/S	12	0,036	0	0,6
4	P5/S	12	0,042	0	0,4
5	P6/S	12	0,048	0	0,6
6	P7/S	13	0,038	0	0,4
7	P8/S	12	0,040	0	0,6
8	P9/S	12	0,040	0	0,6
9	P10/S	13	0,042	0	0,4

**Klasyfikacja szkodliwych soli budowlanych wg WTA**

Poziom zasolenia	Chlorki [%]	Siarczany [%]	Azotany [%]
Niski	< 0,2	< 0,5	< 0,1
Średni	0,2÷0,5	0,5÷1,5	0,1÷0,3
Wysoki	>0,5	>1,5	> 0,3

Gdynia, dnia 26.05.2020

BARG M.B. Gdańsk Sp. z o.o.

*Łukasz Höffer*  
Łukasz Höffer  
SPECJALISTA DS. BADAŃ

zatwierdził





**BARG M.B. Gdańsk Sp. z o.o.**

ul. Handlowa 15, 81-061 Gdynia

tel./fax: 58 667 19 99

www.barg.pl

data wydania: 01.03.2020

## SPRAWOZDANIE Z BADANIA WYTRZYMAŁOŚCI BETONU W KONSTRUKCJI

nr GTI\_DESIGN/ODWIERTY/53/OR/2020

<b>Zleceniodawca:</b>	<b>GTI DESIGN Sp. z o.o. Sp. k.</b> ul. Synów Pułku 35, 80-298 Gdańsk
<b>Obiekt / Budowa:</b>	<b>Próbki pobrane z filarów wiaduktu</b> -
<b>Element konstrukcji:</b>	Filary
<b>Data betonowania:</b>	>28 dni
<b>Deklarowana klasa betonu:</b>	
<b>Miejsca pobrania próbek:</b>	Miejsca pobrania rozmieszczone równomiernie w obszarze badawczym
<b>Sposób pobrania próbek:</b>	Próbki rdzeniowe pobrane przez Zleceniodawcę
<b>Data przekazania próbek:</b>	20.04.2020
<b>Protokół pobrania nr:</b>	55/SK
<b>Ocena wizualna rdzeni:</b>	Próbki bez widocznych uszkodzeń/pustek
<b>Oszacowany maks. wymiar kruszywa:</b>	16 mm
<b>Wymiary odwiertów rdzeniowych:</b>	
<b>Nr próbki rdzeniowej:</b>	

ø=100 mm, h=160 mm;	ø=100 mm, h=160 mm;	ø=100 mm, h=160 mm;	ø=100 mm, h=160 mm;
45/SK/P2N	45/SK/P3N	45/SK/P4N	45/SK/P5N
ø=100 mm, h=160 mm;	ø=100 mm, h=160 mm;	ø=100 mm, h=160 mm;	ø=100 mm, h=160 mm;
45/SK/P6N	45/SK/P7N	45/SK/P8N	45/SK/P9N
ø=100 mm, h=160 mm;			
45/SK/P10N			

<b>Metoda przygotowania próbek:</b>	Próbki do badań przygotowano wg PN-EN 12504-1:2019
<b>Sposób przygotowania próbek:</b>	Przycinanie, szlifowanie
<b>Warunki przechowywania próbek:</b>	Zgodnie z normą PN-EN 12504-1:2019, zabezpieczone przed utratą wilgoci
<b>Uzyskany dla próbek stosunek h/ø:</b>	1,0
<b>Metoda badawcza:</b>	PN-EN 12390-3:2019      PN-EN 12390-1:2013      PN-EN 12390-7:2019      PN-EN 12504-1:2019
<b>Odstępstwa od wytycznych norm:</b>	Brak

### Wyniki badań wytrzymałości betonu na ściskanie

Numer próbki badawczej	Data badania	Wiek próbki [dni]	Lokalizacja próbki w przekroju rdzenia	Zbrojenie w próbce badawczej		Średnie wymiary próbek		Masa	Siła niszcząca	Gęstość objętościowa	Wytrzymałość $f_{is}$
				średnica	lokalizacja <sup>1)</sup>	średnica	wysokość				
			mm	mm	mm	mm	kg	kN	kg/m <sup>3</sup>	N/mm <sup>2</sup>	
45/SK/P2N	25.05.2020	>28 dni	20-120	-	-	98	99	1,816	292,0	2442	38,7
45/SK/P3N			20-120	-	-	98	99	1,803	290,7	2424	38,5
45/SK/P4N			20-120	-	-	98	99	1,782	291,7	2396	38,6
45/SK/P5N			20-120	-	-	98	99	1,841	360,4	2475	47,7
45/SK/P6N			20-120	-	-	98	99	1,764	137,9	2372	18,3
45/SK/P7N			20-120	-	-	98	99	1,775	382,4	2387	50,6
45/SK/P8N			20-120	-	-	98	99	1,847	254,1	2483	33,7
45/SK/P9N			20-120	-	-	98	99	1,877	394,0	2524	52,2
45/SK/P10N			20-120	-	-	98	99	1,850	417,4	2487	55,3
							n	9			
										<b>Wytrzymałość minimalna <math>f_{c,is,lowest}</math></b>	<b>18,3</b>
										<b>Niepewność pomiaru<sup>2,3</sup></b>	

<sup>1)</sup> odległość środka odkrytego pręta od góry próbki

<sup>2)</sup> podać jeśli zasadne

<sup>3)</sup> określone met. A i B. Niepewność rozszerzona z zastosowaniem rozkładu t-Studenta

Gdynia, dnia 26.05.2020

BARG M.B. Gdańsk Sp. z o.o.

*Łukasz Höffer*  
Łukasz Höffer  
SPECJALISTA D.S. BADAŃ

autoryzował

F046-PQ21

Podane wyniki badań odnoszą się wyłącznie do badanych próbek.

Bez zgody laboratorium niniejsze świadectwo badania nie może być powielane inaczej, jak tylko w całości.

strona 1 z 2





**BARG M.B. Gdańsk Sp. z o.o.**

ul. Handlowa 15, 81-061 Gdynia

tel./fax: 58 667 19 99

www.barg.pl

data wydania: 01.03.2020

## SPRAWOZDANIE Z BADANIA WYTRZYMAŁOŚCI BETONU W KONSTRUKCJI

nr GTI\_DESIGN/ODWIERTY/54/OR/2020

<b>Zleceniodawca:</b>	<b>GTI DESIGN Sp. z o.o. Sp. k.</b> ul. Synów Pułku 35, 80-298 Gdańsk																								
<b>Obiekt / Budowa:</b>	<b>Próbki pobrane z filarów wiaduktu</b> -																								
<b>Element konstrukcji:</b>	Filary																								
<b>Data betonowania:</b>	>28 dni																								
<b>Deklarowana klasa betonu:</b>																									
<b>Miejsca pobrania próbek:</b>	Miejsca pobrania rozmieszczone równomiernie w obszarze badawczym																								
<b>Sposób pobrania próbek:</b>	Próbki rdzeniowe pobrane przez Zleceniodawcę																								
<b>Data przekazania próbek:</b>	20.04.2020																								
<b>Protokół pobrania nr:</b>	55/SK																								
<b>Ocena wizualna rdzeni:</b>	Próbki bez widocznych uszkodzeń/pustek																								
<b>Oszacowany maks. wymiar kruszywa:</b>	16 mm																								
<b>Wymiary odwiertów rdzeniowych:</b>																									
<b>Nr próbki rdzeniowej:</b>	<table border="1"><tr><td>ø=100 mm, h=160 mm;</td><td>ø=100 mm, h=160 mm;</td><td>ø=100 mm, h=160 mm;</td><td>ø=100 mm, h=160 mm;</td></tr><tr><td>45/SK/P2S</td><td>45/SK/P3S</td><td>45/SK/P4S</td><td>45/SK/P5S</td></tr><tr><td>ø=100 mm, h=160 mm;</td><td>ø=100 mm, h=160 mm;</td><td>ø=100 mm, h=160 mm;</td><td>ø=100 mm, h=160 mm;</td></tr><tr><td>45/SK/P6S</td><td>45/SK/P7S</td><td>45/SK/P8S</td><td>45/SK/P9S</td></tr><tr><td>ø=100 mm, h=160 mm;</td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td>45/SK/P10S</td><td></td><td></td><td></td></tr></table>	ø=100 mm, h=160 mm;	ø=100 mm, h=160 mm;	ø=100 mm, h=160 mm;	ø=100 mm, h=160 mm;	45/SK/P2S	45/SK/P3S	45/SK/P4S	45/SK/P5S	ø=100 mm, h=160 mm;	ø=100 mm, h=160 mm;	ø=100 mm, h=160 mm;	ø=100 mm, h=160 mm;	45/SK/P6S	45/SK/P7S	45/SK/P8S	45/SK/P9S	ø=100 mm, h=160 mm;				45/SK/P10S			
ø=100 mm, h=160 mm;	ø=100 mm, h=160 mm;	ø=100 mm, h=160 mm;	ø=100 mm, h=160 mm;																						
45/SK/P2S	45/SK/P3S	45/SK/P4S	45/SK/P5S																						
ø=100 mm, h=160 mm;	ø=100 mm, h=160 mm;	ø=100 mm, h=160 mm;	ø=100 mm, h=160 mm;																						
45/SK/P6S	45/SK/P7S	45/SK/P8S	45/SK/P9S																						
ø=100 mm, h=160 mm;																									
45/SK/P10S																									
<b>Metoda przygotowania próbek:</b>	Próbki do badań przygotowano wg PN-EN 12504-1:2019																								
<b>Sposób przygotowania próbek:</b>	Przycinanie, szlifowanie																								
<b>Warunki przechowywania próbek:</b>	Zgodnie z normą PN-EN 12504-1:2019, zabezpieczone przed utratą wilgoci																								
<b>Uzyskany dla próbek stosunek h/ø:</b>	1,0																								
<b>Metoda badawcza:</b>	PN-EN 12390-3:2019      PN-EN 12390-1:2013      PN-EN 12390-7:2019      PN-EN 12504-1:2019																								
<b>Odstępstwa od wytycznych norm:</b>	Brak																								

### Wyniki badań wytrzymałości betonu na ściskanie

Numer próbki badawczej	Data badania	Wiek próbki [dni]	Lokalizacja próbki w przekroju rdzenia	Zbrojenie w próbce badawczej		Średnie wymiary próbek		Masa	Siła niszcząca	Gęstość objętościowa	Wytrzymałość $f_{is}$	
				średnica	lokalizacja <sup>1)</sup>	średnica	wysokość					
				mm	mm	mm	mm	kg	kN	kg/m <sup>3</sup>	N/mm <sup>2</sup>	
45/SK/P2S	25.05.2020	>28 dni	20-120	-	-	98	99	1,763	326,4	2370	43,2	
45/SK/P3S			20-120	-	-	98	99	1,803	224,9	2424	29,8	
45/SK/P4S			20-120	-	-	98	99	1,772	228,7	2383	30,3	
45/SK/P5S			20-120	-	-	98	99	1,769	328,7	2379	43,5	
45/SK/P6S			20-120	-	-	98	99	1,833	308,5	2465	40,9	
45/SK/P7S			20-120	-	-	98	99	1,750	275,2	2353	36,5	
45/SK/P8S			20-120	-	-	98	99	1,841	377,0	2475	49,9	
45/SK/P9S			20-120	-	-	98	99	1,854	274,7	2493	36,4	
45/SK/P10S			20-120	-	-	98	99	1,818	295,0	2444	39,1	
				n	9	<b>Wytrzymałość średnia <math>f_{c,m(n),is}</math></b>				<b>38,8</b>		
								<b>Wytrzymałość minimalna <math>f_{c,is,lowest}</math></b>				<b>29,8</b>
								<b>Niepewność pomiaru<sup>2,3</sup></b>				

<sup>1)</sup> odległość środka odkrytego pręta od góry próbki

<sup>2)</sup> podać jeśli zasadne

<sup>3)</sup> określone met. A i B. Niepewność rozszerzona z zastosowaniem rozkładu t-Studenta

Gdynia, dnia 26.05.2020

BARG M.B. Gdańsk Sp. z o.o.

*Łukasz Höffer*  
Łukasz Höffer  
SPECJALISTA D.S. BADAŃ

autoryzował

F046-PQ21

Podane wyniki badań odnoszą się wyłącznie do badanych próbek.

Bez zgody laboratorium niniejsze świadectwo badania nie może być powielane inaczej, jak tylko w całości.

strona 2 z 2