



WIKTOR KWASHA, *vgkvasha@gmail.com*
BOHDAN HNIDEC
St. nauk. pracownik Lubov Salijczuk
Politechnika Lwowska

DEFEKTY BETONOWANIA SŁUPA PODPORY MOSTU, JEGO STAN AWARYJNY I POAWARYJNA ODBUDOWA

DEFECT OF CONCRETING OF SUPPORT OF BRIDGE, HIM EMERGENCY STATE AND AFTER EMERGENCY RENEWAL

Streszczenie Opisano rozwiązanie konstrukcyjne odbudowy zniszczonego powodzią mostu na miejscowej drodze. Wada betonowania słupa powstała w czasie budowy, okazała się przyczyną stanu awaryjnego.

Abstract The structural decision of renewal of the bridge destroyed a flood on the local road, suffered at building defect of concreting of support, it the emergency state and method of his liquidation are described.

1. Wstęp

W infrastrukturze drogowej u podnóża Karpat ze względu na ukształtowanie terenu powszechnie stosowane są kładki dla pieszych o szerokości od 1,5÷3,0 m. Są one projektowane w celu zaspokojenia potrzeb komunikacyjnych lokalnych społeczności. Mają zapewnić ruch pieszych oraz przejazd pojedynczych pojazdów – karetek, samochodów strażackich oraz niektórych maszyn rolniczych.

W zależności od uwarunkowań lokalnych - ukształtowania terenu, planowanej sieci dróg, gęstości zabudowy oraz zapewnienia normalnego funkcjonowania sieci transportowej celu zapewnienia dojazdu do budynku i gospodarstw w jednej miejscowości może być kilka takich obiektów.

Kładki były wznoszone wcześniej przez lokalną ludność bez dokumentacji projektowej i pozwoleń z zastosowaniem różnych materiałów i rozwiązań konstrukcyjnych. Podczas powodzi wiele tych obiektów zostaje zniszczonych lub poważnie uszkodzonych. W roku 2008 w katastrofalnej powodzi w Zachodniej Ukrainie zostało uszkodzonych 60 takich mostów. Jeden z uszkodzonych obiektów przedstawiono na rysunku 1.

Doświadczenie wskazuje, że w celu zapewnienia sprawnej komunikacji w miejscowościach drugorzędnymi ulicami potrzebne są takie mosty, jednak powinny być to obiekty stałe, reprezentujące właściwy poziom techniczny. Musi być dla nich opracowana dokumentacja projektowa oraz zapewniona odporność na wody powodziowe.

W związku z tym – uwzględniając wagę problemu – na Politechnice Lwowskiej opracowano dokumentację obiektu, w którym ustrój nośny stanowią konstrukcje zespolone z belek prefabrykowanych lub układów ramowych ciągłych. W zależności od wymaganych parametrów eksploatacyjnych obiekty mają jeden lub dwa pasy ruchu. Głównym celem było

zapewnienie szybkiej odbudowy zniszczonych obiektów na wiejskich ulicach i drogach z zachowaniem właściwego poziomu inżynierskiego przy umiarkowanym koszcie budowy.

Obecnie na podstawie opracowanego projektu są wykonywane takie obiekty w górskich i podgórszych rejonach Karpat.

Jedną z pierwszych realizacji była odbudowa zniszczonego przez powódź mostu na rzece Świeża w gminie Międzyrzecze Bolechowskie w województwie Iwano-Frankowskim (rys. 1).

Podczas budowy tego obiektu, w czasie wykonywania filara (przy betonowaniu) powstała ukryta wada słupa filara, która ze względu na zaawansowanie realizacji konstrukcji spowodowała stan awaryjny filara jak i opartego na nim ustroju nośnego. Poniżej opisano charakter i prawdopodobne przyczyny powstania w trakcie betonowania filara i ustroju nośnego wady a także sposób usunięcia awarii w celu zapewnienia możliwości normalnego użytkowania obiektu.



Rys. 1. Widok ogólny istniejącego mostu

2. Konstrukcja mostu – technologia budowy podpór i ustroju nośnego

Nowy most usytuowany jest w pobliżu istniejącego obiektu, który został zniszczony przez powódź (rys. 1). Łączy dwa fragmenty drogi, dwie części wsi Międzyrzecze rozdzielone przez rzekę Świeża. Obiekt przekracza przeszkodę prawie pod kątem prostym, co stwarza dogodne warunki do przepływu wód powodziowych. Z analizy warunków powodzi w 2008 roku określono długość mostu na 240 m.

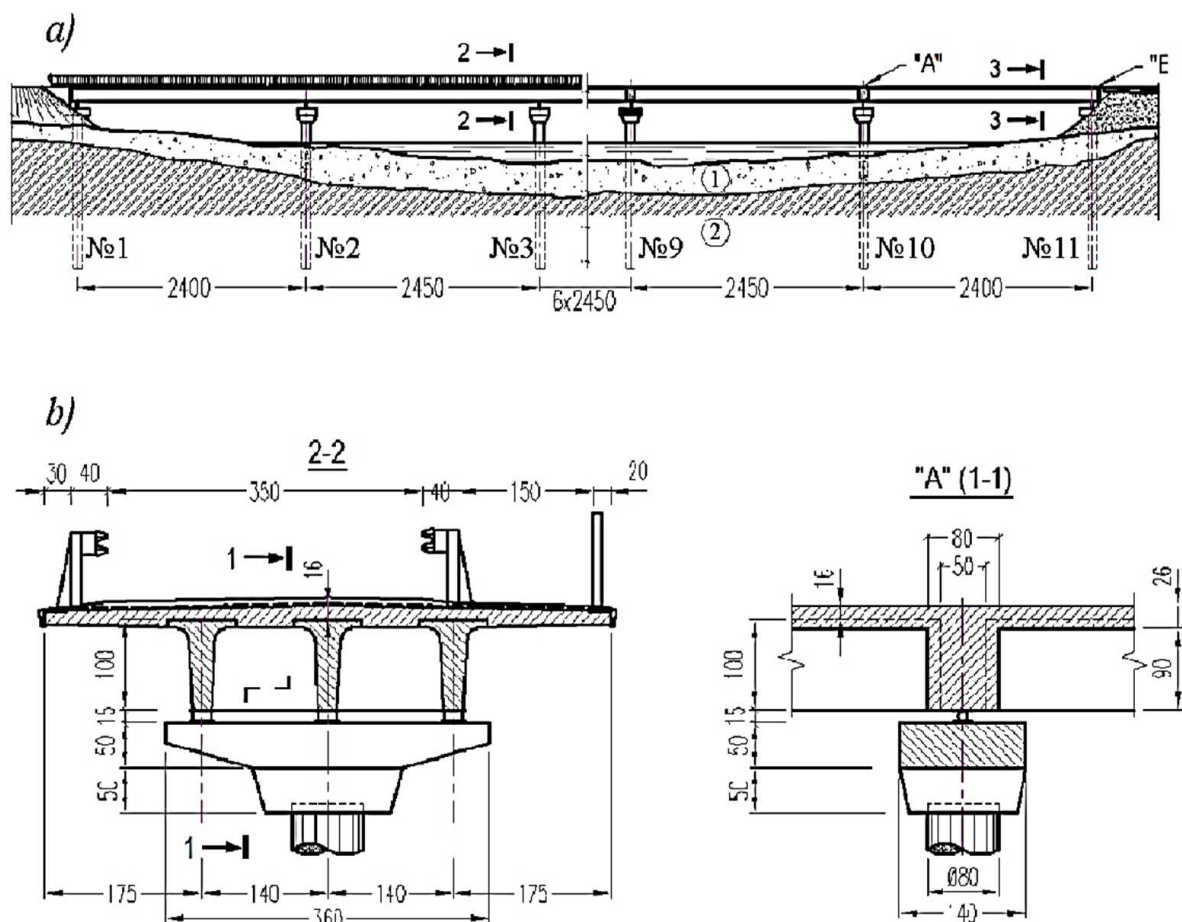
Charakter podłoża gruntowego koryta rzeki określony został przez badania geologiczne:

- warstwa nr 1: żwirowo-kamienisty grunt, piasek 27÷30%, frakcja żwirowa 25÷20% i kamienie 40% do 45% (grubość całej warstwy ~ 5,6 m),
- warstwa nr 2: glina twarda arhelitopodobna z przewarstwieniami piaskowców i argelitów o ukośnym ułożeniu, zwietrzała, ulegająca zmiękczeniu pod wpływem wody.

Konstrukcję ustroju nośnego stanowią trzy belki o przekroju teowym usytuowane w odstępie 1,4 m. Przestrzenny system przęseł płytowo-żebrowanych uformowany został przez połączenie belek przez płytę betonową ze wspornikami po 1,75 m (rys. 2b, 2c).

Ciągłość nad podporami pośrednimi utworzono przez uformowanie żelbetowych poprzecznie w granicach wysokości belek, w których wprowadzane są końcówki belek a także prętów uzbrojenia (rys. 2b, 3). Monolityczna płyta jezdni betonowana była po utworzeniu ciągłości tj. z maksymalnym odciążeniem przęseł. Do układania betonu jezdni zastosowane zostało laminowane deskowanie zawieszone – z metalowych elementów nośnych (rys. 4d).

Zaprojektowano kładkę o schemacie konstrukcyjnym belkowym ciągłym z dźwigarami w przekroju poprzecznym. Schemat statyczny mostu jest dziesięcioprzęsłowy o rozpiętościach teoretycznych przęseł $24,0\text{ m} + 8 \times 24,5\text{ m} + 24\text{ m}$. W przekroju poprzecznym zaprojektowano jeden pas ruchu o szerokości 3,50 m i jednostronny chodnik o szerokości 1,50 m (rys. 2). Ustrój płytowo-belkowy składa się w przekroju poprzecznym z trzech belek pełnych o przekroju teowym w rozstawie co 1,40 m. Dźwigary zostały zespolone płytą pomostową z wykształceniem dwustronnych wsporników o wysięgu 1,75 m (rys. 2b, 2c). Nad podporami pośrednimi ustrój nośny uciąglono poprzez wykonanie ukrytych żelbetowych poprzecznie o wysokości równej wysokości ustroju nośnego, w których zabetonowano końce belek oraz dolne i górne proste i odgięte pręty zbrojeniowe (rys. 2b, 3). Monolityczną płytą pomostową wykonano po uciągleniu belek, aby uzyskać maksymalne odciążenie przęseł. W celu zabetonowania płyty wykonano podwieszane deskowanie z płyt laminowanych z metalowymi elementami nośnymi (rys. 4d).



Rys. 2. Ogólny widok mostu



Rys. 3. Filar z opartymi na tymczasowych podporach drewnianych dźwigarami, widoczne zbrojenie czoła dźwigarów

3. Ujawnienie defektów betonowania słupów filara

Wada betonowania słupa podpory N3 (rys. 1) została ujawniona się podczas badań obiektu po zakończeniu jego budowy a przed oddaniem do użytkowania.

Celem badań było stwierdzenie rzeczywistego charakteru pracy głównych elementów nośnych podpór wykonanych jako słupopale, sprawdzenie poprawności zaprojektowania podpór jednosłupowych oraz ich rzeczywistej nośności i osiadań dla rzeczywistych warunków posadowienia a także kontroli jakości zastosowanych technologii i pracy urządzeń w twardych glinach. Również dążono do wykrycia ewentualnych wad wykonawczych jednosłupowych podpór, zwłaszcza w górnej warstwie niejednorodnych żwirów i gleby piaszczystej z licznymi wtrąceniami dużych i średnich głazów oraz prognozowania dalszej eksploatacji podpór.

Zgodnie z przyjętą metodą badań obiekt obciążono dwoma samochodami ciężarowymi ustawionymi nad podporą w najniekorzystniejszym położeniu zgodnie z linią wpływu reakcji i utrzymywano to obciążenie przez 2÷2,5 godziny. W kierunku poprzecznym samochody ustawiano symetrycznie względem osi jezdni, czyli mimośrodowo w stosunku do osi podpory. Chodnik nie był obciążany.

Przyjęty podczas badań schemat obciążenia w pełni odpowiadał najbardziej niekorzystnemu przypadkowi, położenia zmiennego obciążenia w warunkach użytkowania mostu. Obciążenie podpory przeprowadzono w dwóch etapach. Na początku, pierwsza wywrotka była ustawiona nad wierzchołkiem linii wpływu. Obciążenie to utrzymywano przez 30 minut. W przypadku braku lub niewielkich odkształceń podpory wprowadzano drugi etap obciążenia ustawiając drugą wywrotkę tylną burtą blisko pierwszej. Takie obciążenie utrzymywano nad

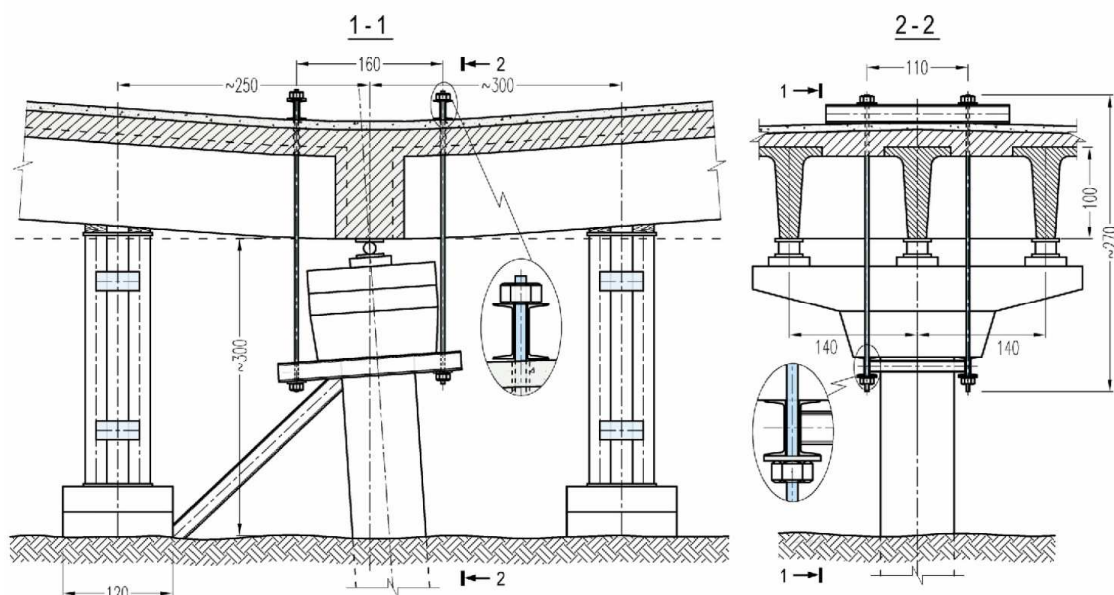
podporą przez okres 2÷2,5 godziny. W przypadku stwierdzenia braku przyrostu odkształceń podporę odciążano.



Rys. 4. Widok zmontowanych dźwigarów z góry (a) i z dołu (b), płyty pomostowej (c), podwieszonego deskowania(d), płyty pomostowej. Ogólny widok części przęsłowej konstrukcji (e, f)

W badaniu podpory numer 3 (rys. 2) po ustawieniu nad nią ciężarówki w ciągu 20 minut nastąpiło osiadanie o wartości 3,5 cm, a jej nadziemna część wychyliła się w płaszczyźnie mostu w kierunku podpory numer 4 o $2,0 \div 2,5$ cm. Dalsze obciążanie zostało przerwane, a obciążenie pierwszego etapu zdjęte z podpory. Pomimo tego odkształcenie nadal rosło pod działaniem obciążeń własnych konstrukcji i w ciągu kilku godzin osiadania osiągnęły wartości 35-40 cm z nachyleniem nadziemnych części w płaszczyźnie mostu do $20 \div 22$ cm. W tym czasie w przylegających do podpory sąsiadujących przęsłach zostały wprowadzone tymczasowe metalowe podpory (rys. 5), na które były przekazywane reakcje z przęsła. Dalsze wychylanie podpory 3 zostało zatrzymane. Zaistniała sytuacja awaryjna wymagała ustalenia przyczyn i likwidacji jej skutków.

W celu ustalenia przyczyny osiadania zdecydowano się na odkopanie podziemnej części podpory do obszaru zniszczonego. Przed odkryciem zdeformowanej podpory zamocowano ją dodatkowo za pośrednictwem systemu podwieszonego opartego na tymczasowych podporach przęsła. (rys. 5).



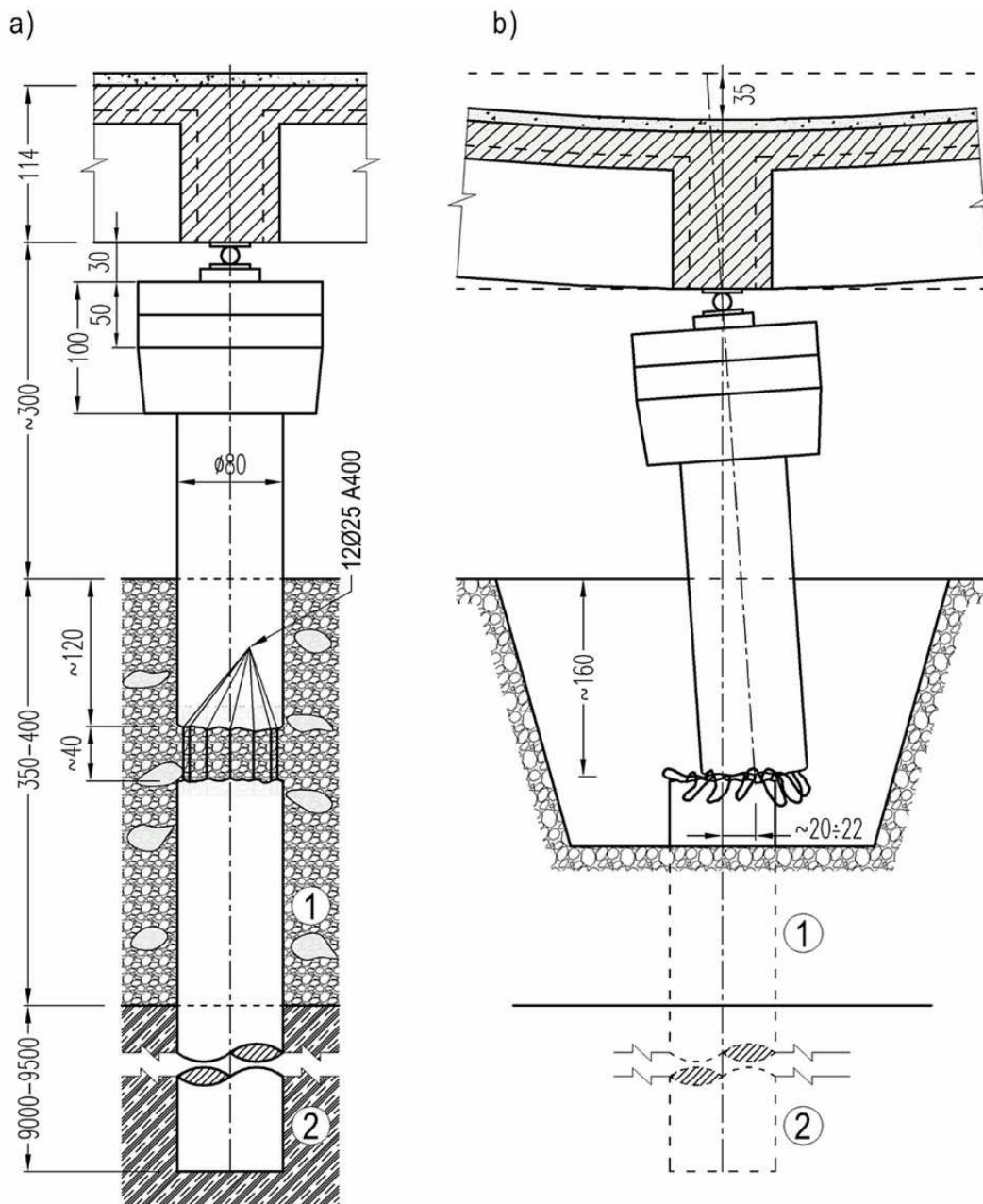
Rys. 5. Zmiana położenia podpory N3 po osiadaniu

Po wykonaniu odkrywki na głębokości ok. 1,60 m od powierzchni terenu ujawniono lokalne zniszczenie słupa podporowego. W zniszczonym przekroju stwierdzono resztki żwiru i piaszczystej gleby oraz pogniecione zbrojenie.

Ujawniony w trakcie oględzin charakter zniszczenia dowodzi, że jego przyczyną była obecność niezabetonowanego fragmentu słupa podporowego o wysokości $35 \div 40$ cm (rys. 6a). Najbardziej prawdopodobnym jest, że ten fragment otworu wiertniczego zamiast mieszanką betonową został przypadkowo wypełniony przez piaszczysto-żwirowy sypki grunt. Taka sytuacja może wystąpić w wyniku nieprzestrzegania wymagań technologii betonowania – nierównomierne wyciąganie obudowy i podawanie w otwór wiertniczy mieszanki betonowej. Przyspieszone wyciąganie rury i opóźnienia w dostarczaniu mieszanki betonowej lub jej chwilowy brak w obszarze obudowy powodują rozluźnienie ścian otworu wiertniczego, który w takiej sytuacji może zostać wypełniony gruntem rodzimym (rys. 6).

Pod obciążeniem nastąpiło wyboczenie prętów zbrojenia, grunt z niedobetonowanego przekroju został wyciśnięty, a pręty zostały zgniecione. Górna część podpory osiadła i wychyliła się z pionu. Ruch podpory trwał do momentu oparcia górnej części słupa na dolnej,

a następnie osiadanie zatrzymało się. Defekt słupa podporowego doprowadził do stanu awaryjnego całej podpory i opartych na niej przęseł praktycznie ukończonego mostu co doprowadziło do katastrofy (rys. 5). Zaistniałe okoliczności wymagały podjęcia działań w celu likwidacji sytuacji awaryjnej i poawaryjnej odbudowy uszkodzonej części mostu.



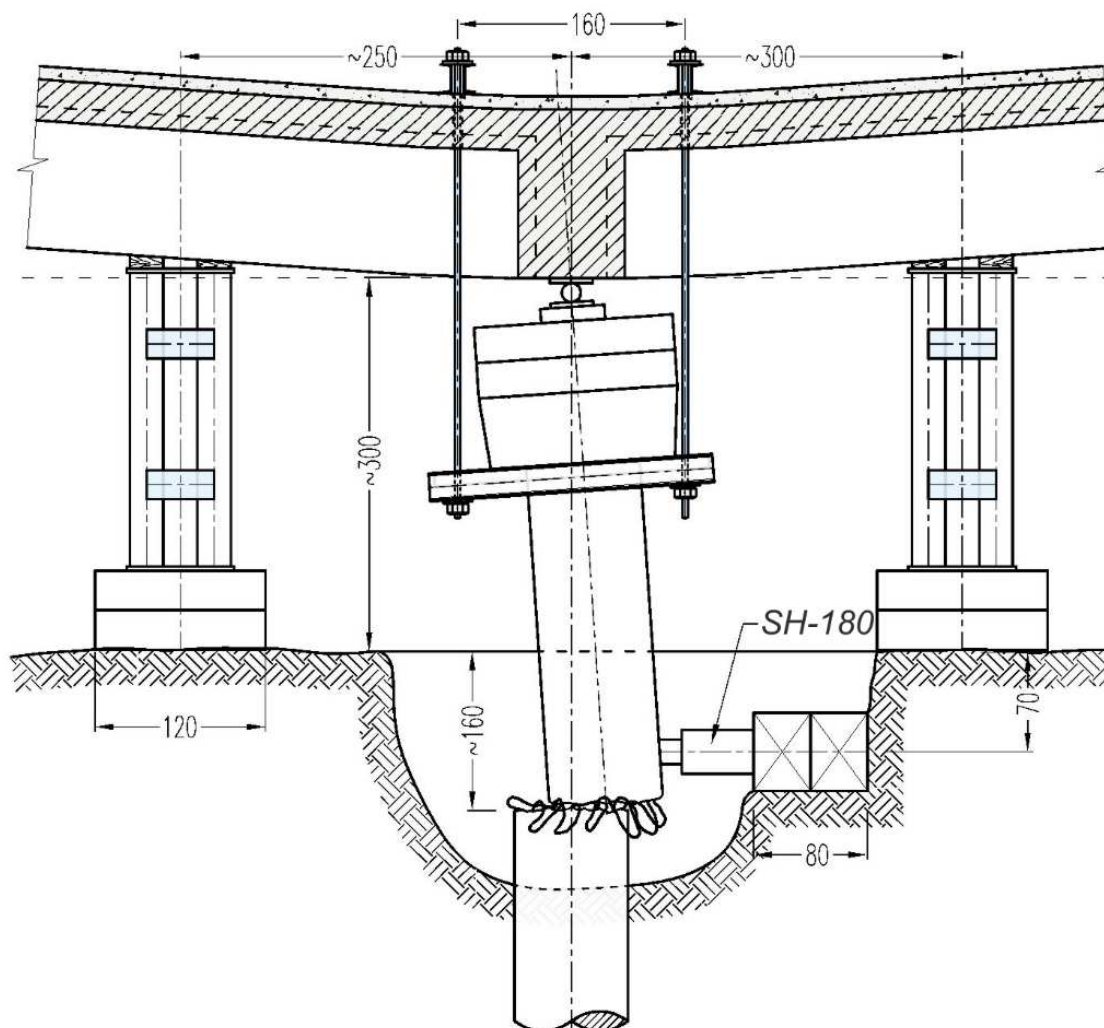
Rys. 6. Prawdopodobna wada betonowania słupa podpory (a) i jego położenie ujawnione po odkopaniu miejsca zniszczenia (b)

4. Poawaryjna odbudowa i wzmocnienie podpory mostu

Poawaryjna odbudowa uszkodzonego obiektu obejmowała wyprostowanie pochylonej podpory, wzmocnienie słupa i podniesienie ustroju nośnego nad podporą do projektowanej rzędnej i oparcie go na łożyskach umieszczonych pod każdą belką. Prostowanie podpory

wykonano poprzez przyłożenie poziomej siły z siłownika przyłożonego bezpośrednio do prostowanej podpory oraz bloków betonowych (rys. 7).

Przesunięcie poziome dolnej części prostowanej podpory wystąpiło przy sile 360 kN, która była praktycznie stała do osiągnięcia położenia pionowego przez podporę. W czasie tej operacji zbrojenie słupa nie było rozcięte a położenie względem osi łożysk było utrzymywane wcześniej wykonanym podwieszonym systemem zabezpieczającym (rys. 5).



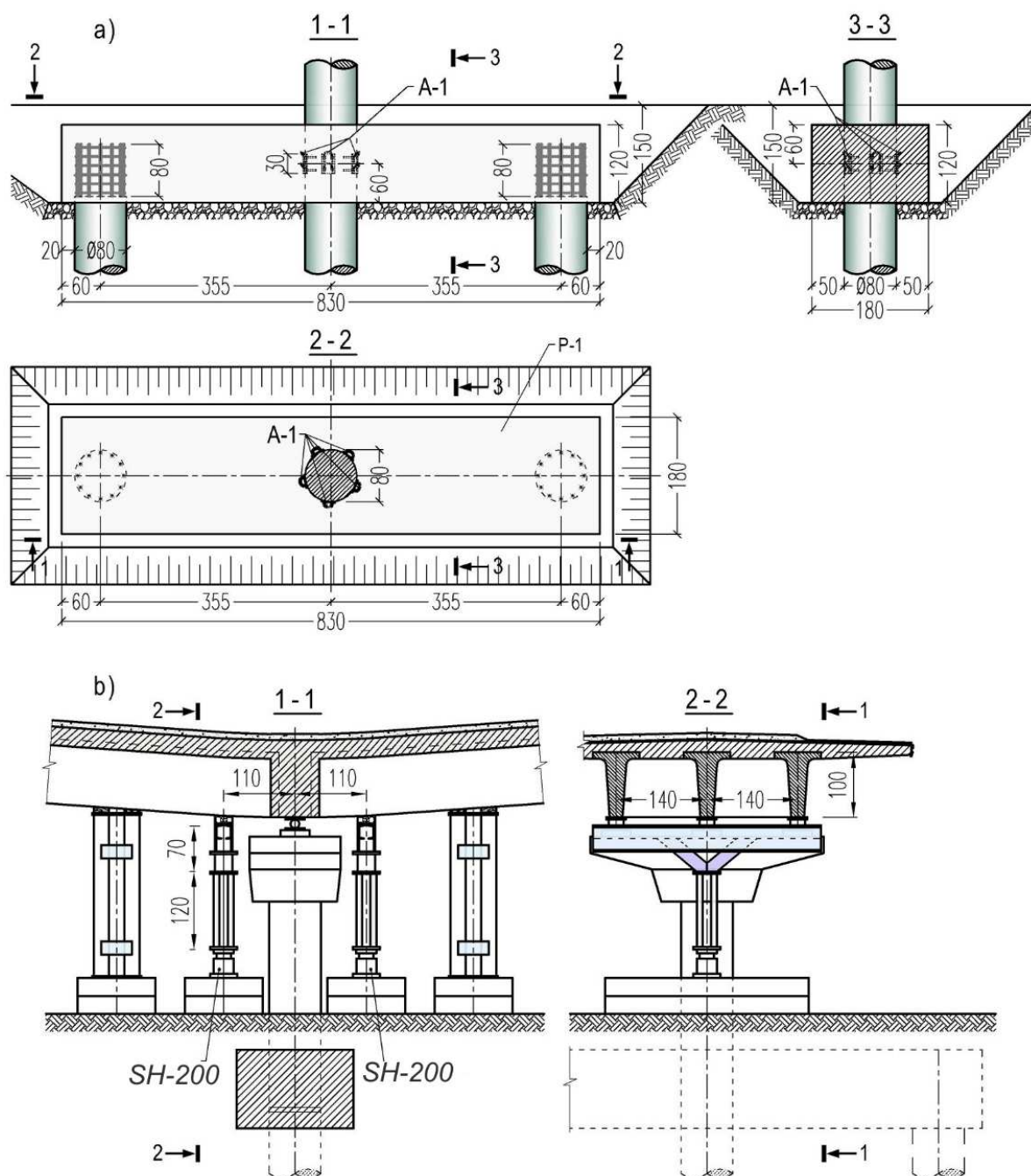
Rys. 7. Prostowanie górnej części podpory przy użyciu siłowników hydraulicznych SH

W drugim etapie prac naprawczych wykonano wzmocnienie podpory. Po obu zewnętrznych stronach podpory wykonano dwa wiercone pale o średnicy 80 cm zagłębione w gruncie do głębokości 6,0 m, które nie zmniejszały światła obiektu. Zostały one połączone monolitycznie oczepem żelbetowym, który obejmował również słup w miejscu złamania (rys. 8). Aby zapewnić niezawodne połączenie słupa z oczepem i zapobiec poślizgowi zastosowano specjalnie zaprojektowane kotwy klejone A-I z pętlami

Prawdopodobną przyczyną stanu awaryjnego podpory i lokalnego zniszczenia słupa a w konsekwencji osiadania górnej części była wada betonowania podziemnej części słupa związana z technologią betonowania – za wczesne wyciągnięcie rury osłonowej i opóźnienie w podawaniu do strefy betonowania mieszanki betonowej spowodowało wypełnienie pustej strefy części wierzonej pali gruntem piaszczysto-żwirowym zamiast mieszanką betonową.

Ujawniona wada betonowania słupa podpory świadczy o tym, że przy wykonywaniu pali wierconych i słupów według technologii „Bauer” w sypkich gruntach piaszczysto-żwirowych koryt rzek konieczne jest unikanie możliwości wpadnięcia ich w wiercony otwór i rzetelne kontrolowanie rur osłonowych, szybkości i ilości podawanej mieszanki betonowej.

Zastosowane rozwiązanie prostowania górnej części podpory z użyciem podnośników hydraulicznych okazało się skuteczne i proste w wykonaniu. Wzmocnienie słupa podpory z zastosowaniem pali wierconych zapewniło uzyskanie pełnej nośności i normalnych warunków eksploatacji obiektu.



Rys. 8. Awaryjne wzmocnienie podpory (a) i podniesienie ustroju nośnego do położenia projektowego (b)

5. Wnioski

1. Prawdopodobną przyczyną stanu awaryjnego podpory i lokalnego zniszczenia słupa a w konsekwencji osiadania górnej części była wada betonowania podziemnej części słupa związana z technologią betonowania – za wczesne wyciągnięcie rury osłonowej i opóźnienie w podawaniu do strefy betonowania mieszanki betonowej spowodowało wypełnienie pustej strefy części wierconej pali gruntem piaszczysto-żwirowym zamiast mieszanką betonową.
2. Ujawniona wada betonowania słupa podpory świadczy o tym, że przy wykonywaniu pali wierconych i słupów według technologii „Bauer” w sypkich gruntach piaszczysto-żwirowych koryt rzek konieczne jest unikanie możliwości wpadnięcia ich w wiercony otwór i rzetelne kontrolowanie rur osłonowych, szybkości i ilości podawanej mieszanki betonowej.
3. Zastosowane rozwiązanie prostowania górnej części podpory z użyciem podnośników hydraulicznych okazało się skuteczne i proste w wykonaniu.
4. Wzmocnienie słupa podpory z zastosowaniem pali wierconych zapewniło uzyskanie pełnej nośności i normalnych warunków eksploatacji obiektu.