

"MOSTMAR"

Przedsiębiorstwo Wielobranżowe
Usługi Projektowe Marketingowe, Nadzór Budowlany
25-705 KIELCE, ul. Kryształowa 18/8
tel. (041) 34 –564 –50

Cześć II PROJEKT WYKONAWCZY

Projekt wykonawczy
stadium

mostowa
branża

Zadanie: Projekt remontu mostu w ciągu drogi powiatowej nr 0302T
w m. Jasiów nad rzeką Bobrzą km rzeki 39+700

Obiekt: Istniejący most drogowy w m. Jasiów km drogi 0+124,02

Adres budowy: miejscowość Jasiów, Gm. Zagnańsk, woj. Świętokrzyskie

Inwestor: Urząd Gminy Zagnańsk, ul. Spacerowa 8

Obiekt jest zlokalizowany na działkach o numerach ewidencyjnych:
Nr: 80/2, 81, 165

Autorzy opracowania	Imię i nazwisko	Branża – Nr upr.	Podpis	Data
Projektował	mgr inż. Marian Dolipski	mostowa ONB-907/64/67		IV.2014
Opracował	mgr inż. Marian Dolipski	mostowa ONB-907/64/67		IV.2014
Sprawdził	mgr inż. Jerzy Porzuczek	mostowa ONB-907/357/66		IV.2014
NR Proj. MR-2/2013	KIELCE, kwiecień 2014r		Egz. nr	

OPRACOWANIE ZAWIERA**Cześć I: PROJEKT BUDOWLANY**

- 1.1. Projekt zagospodarowania terenu
- 1.2. Projekt architektoniczno-budowlany
- 1.3. Plan BIOZ

Cześć II: Projekt Wykonawczy

1. Cześć opisowa
2. Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe
3. Cześć rysunkowa
 1. Lokalizacja mostu – widok z góry
 2. Rysunek ogólny mostu – przekrój podłużny 1:50
 3. Przekrój poprzeczny pomostu
 4. Przyczółek P-1 geometria i zbrojenie stan projektowany 1:50 i 1:25
 5. Przyczółek P-2 geometria i zbrojenie stan projektowany 1:50 i 1:25
 6. Płyta przejściowa – zbrojenie 1:25
 7. Geometria i zbrojenie płyty ustroju nośnego 1:25
 8. Belka strunobetonowa typu „Kujan”-12 (projektowana) 1:25
 9. Belka kablobetonowa typu WBS-12 (istniejąca) 1:25
 10. Łożyska elastomerowe 1:5
 11. Bariero-poręcz 1:50
 12. Dylatacja
 13. Schody skarpowe
14. Profil podłużny drogi 1: $\frac{100}{250}$
15. Przekroje poprzeczne drogi
16. Przekroje normalno-konstrukcyjne drogi
17. Inwentaryzacja mostu istniejącego 1:100

Dokumentacja przetargowa

1. Przedmiar robót
2. Kosztorys ofertowy
3. Kosztorys inwestorski
4. Szczegółowe Specyfikacje Techniczne

Opracowania związane

1. Operat wodno-prawny
2. Dokumentacja geotechniczna

1. Część opisowa – opis techniczny

1.1. Przedmiot opracowania

Przedmiotem mniejszego opracowania jest remont istniejącego mostu zlokalizowanego w miejscowości Jasiów, gm Zagnańsk nad rzeką Bobrzą w kilometrze rzeki 39+700

1.2. Podstawa opracowania

Podstawą opracowania jest zlecenie Inwestora oraz uzyskane warunki techniczne zawarte w wypisie z Planu Zagospodarowania Przestrzennego gminy Zagnańsk, obręb geodezyjny miejscowości Jasiów.

Podstawę opracowania stanowią również zalecenia i wnioski zawarte w Ekspertyzie Technicznej opracowanej przez Przedsiębiorstwo Naukowo-Techniczne EXPERTUS-AE” w grudniu 2008r oraz wykonana szczegółowa inwentaryzacja mostu we wrześniu 2013r przez autora niniejszego projektu.

1.3. Cel opracowania

Celem opracowania jest projekt wykonawczy remontu mostu umożliwiający poprawienie stanu technicznego wszystkich elementów konstrukcyjnych i uzyskanie nośności mostu klasy „C” zgodnie z normą PN-85-S/10030- „Obiekty mostowe, obciążenia”

1.4. Opis stanu istniejącego

Istniejący most drogowy jednoprzęsłowy betonowy posiada następujące parametry:

- długość całkowita mierzona do końca skrzydeł 22,56m
- długość przęsła mierzona do końca płyty 12,90m
- długość w świetle podpór skrajnych 11,60m
- szerokość jezdni w świetle krawężników 5,80÷5,90m
- szerokość obustronnych kap chodnikowych 0,90÷1,00m
- szerokość obiektu w świetle gzymsów 7,60÷7,90m
- kat skrzyżowania 90°

W trakcie inwentaryzacji obiektu stwierdzono:

- nienormatywne szerokości pasów ruchu na jezdni i chodnikach
- poważne pęknięcia i wykruszenia betonu w kapach chodnikowych
- pęknięcia oraz korozję betonu i przecieki na gzymsach i spodzie płyty
- ubytki i korozję betonu na skrzydłach i trzonie podpór
- rysy na belkach skrajnych pomiędzy półką a środkiem
- znaczne ubytki betonu i odsłonięcie zbrojenia na spodzie płyty
- znaczne ubytki i uszkodzenia betonu w poprzecznicach ustroju nośnego
- nienormatywne wymiary stalowych balustrad oraz ich korozję
- zniszczoną i popękaną bitumiczną nawierzchnię na jezdni oraz całkowity brak nawierzchni na kapach chodnikowych

Ze względu na zły stan techniczny obiektu na wniosek Inwestora po wizji lokalnej w terenie w październiku 2013r powstała decyzji określająca zakres robót remontowych.

Niniejszy projekt Wykonawczy obejmuje całość robót naprawczych do wykonania na moście podczas remontu.

1.4.1. Urządzenia obce

Pod istniejącym przęsłem mostu są zlokalizowane następujące urządzenia obce:

- wodociąg $\phi 150\text{mm}$ w rurze ochronnej pod prawym chodnikiem
- wodociąg $\phi 300\text{mm}$ w rurze ochronnej pod prawym chodnikiem
- kable energetyczne średniego napięcia w trzech stalowych rurach ochronnych umieszczone pod lewym chodnikiem
- kanał sanitarny KS200 poza mostem po stronie lewej

Istniejące urządzenia obce nie wymagają przełożenia w trakcie wykonania robót remontowych na moście. Ich lokalizacja nie ulegnie zmianie. Na czas robót rozbiórkowych płyty oraz poprzecznice należy zabezpieczyć w/w urządzenia przed uszkodzeniem.

1.5. Opis stanu projektowanego

1.5.1. Zastosowane parametry normatywne dla mostu po remoncie

Podstawowym założeniem dla remontowanego mostu jest zwiększenie trwałości elementów konstrukcyjnych głównie płyty ustroju nośnego oraz uzyskanie wymaganej minimalnej nośności jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie zlokalizowane w ciągu dróg publicznych zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej Nr 735. Oznacza to że po wykonaniu remontu istniejący most będzie spełniać nośność klasy „C” co umożliwi obciążenie obiektu pojazdami o maksymalnym ciężarze do 40 ton przy maksymalnym nacisku na oś 120kN. Konstrukcja obiektu – most betonowy jednoprzęsłowy o długości całkowitej (mierzonej do końca skrzydeł) 22,60m

- długość przęsła do końca płyty 12,70m
- szerokość jezdni dla ruchu samochodowego w świetle krawężników 6,00m
- szerokość obustronnych kap chodnikowych 2×1,10m
- szerokość całkowita w świetle gzymsów przęsła 8,20m
- rozpiętość w świetle podpór skrajnych – światło mostu 11,60m
- powierzchnia całkowita mostu po remoncie 185,3m²

Wymagane obciążenie użytkowe mostu – Klasa „C” wg PN-85/S-10030

1.5.2. Ogólny opis zakresu robót remontowych

Założono, że przed rozpoczęciem remontu mostu należy wykonać przy moście kładkę, dla pieszych.

Projekt Budowlany obejmuje wykonanie dokumentacji technicznej na remont istniejącego mostu wraz z częściową przebudową dojazdów w rejonie podpór skrajnych, oraz wykonaniem niezbędnych płyt przejściowych za przyczółkami.

Remont przęsła mostu wymaga wykonania całkowitej rozbiórki żelbetowej płyty ustroju nośnego, wymiany dwóch skrajnych belek na nowe oraz wykonania nowej żelbetowej płyty współpracującej o zwiększonej grubości do 18cm z betonu B-30.

Betonowe trzony podpór skrajnych wymagają napraw powierzchniowych oraz wzmocnienia ścian czołowych dodatkowym żelbetowym płaszczem ochronnym. Istniejące żelbetowe

skrzydełka połączone z trzonami przyczółków zostaną przebudowane w górnej części w taki sposób aby zapewniały możliwość osadzenie słupków barier ochronnych.

W tym celu przewidziano rozebranie górnej części skrzydeł na głębokości 0,50m i wykonanie nowych oczepów; natomiast zewnętrzne powierzchnie skrzydeł będą zabezpieczone powierzchniowo powłokami ochronnymi z użyciem materiałów N-PCC.

Zakłada się że odbudowę przęsła wraz z robotami drogowymi na dojazdach prowadzić się będzie w I etapie przy zamkniętym ruchu samochodowym, w etapie II będą wykonane roboty naprawcze trzonów podpór i skrzydeł oraz roboty regulacyjne koryta rzeki pod mostem.

Z uwagi na projektowaną przebudowę górnej części skrzydeł oraz korektę niwelety jezdni, zostanie wykonana nowa konstrukcja nawierzchni na moście i poza mostem na dojazdach.

Nową nawierzchnię z podbudową należy wykonać na odcinku po 6,0m licząc od końca skrzydeł i między skrzydłami.

Na pozostałym odcinku w granicach robót drogowych istniejąca nawierzchnia zostanie sfrezowana na głębokość 4cm i zostanie wykonana nowa warstwa ścieralna.

Odwodnienie mostu z poziomu nawierzchni rozwiązano w nawiązaniu do projektowanego odwodnienia chodnika dla pieszych. Wykorzystano studzienki odwodnienia ulicznego które są usytuowane poza mostem. Odpływ ze studzienek do betonowego ścieku segmentowego pod chodnikiem a dalej rowem otwartym do rzeki.

1.5.3. Na etapie opracowania projektu remontu mostu

Na etapie opracowania projektu remontu mostu nie dysponowano Dokumentacją Techniczną obiektu potwierdzającą sposób posadowienia podpór. Przyjęto posadowienie na palach na podstawie uzyskanych danych gruntowych, przeprowadzonej inwentaryzacji oraz informacji uzyskanych od właściciela obiektu.

W czasie robót naprawczych po odkopaniu i odsłonięciu elementów konstrukcyjnych należy zawsze stwierdzić, czy stan faktyczny zgadza się z założeniami projektowymi i wprowadzić ewentualne korekty.

Poziom posadowienia ławy fundamentowej przyjęto na głębokości 1,50m poniżej poziomu terenu na warstwie gruntów słabonośnych.

Trzony i ławy fundamentowe podpór nie wymagają poszerzenia, pozostaną w stanie istniejącym. Wzmocnienia wymagają przednie ściany trzonów z uwagi na zbyt małą wytrzymałość betonu w warstwie przypowierzchniowej.

Projektuje się wykonanie żelbetowego płaszcza wzmacniającego z betonu B-30 o grubości 10cm na całej wysokości trzonu.

Technologia wykonania napraw podpór:

Podłoże ścian czołowych przyczółków i skrzydeł powinno być oczyszczone ze wszystkich luźnych frakcji, pyłów, zatłuszczeń i uszkodzonych warstw aż do odsłonięcia dobrego betonu: Czyszczenie podłoża należy wykonywać za pomocą młotków elektrycznych, wodą pod wysokim ciśnieniem (hydromonitorem), za pomocą piaskowania, śrutownia i.t.p. Powierzchnia po odkuciu powinna być uszorstniona a krawędzie ubytków przycięte prostopadłe do powierzchni elementu na głębokość około 1cm co umożliwi wygładzenie podłoża podczas naprawy.

Odsłonięte zbrojenie powinno być oczyszczone do stopnia czystości SA 2½ wg PN-EN ISO 8501-1.

Rysy w korpusach przyczółków o rozwarości powyżej 0,2mm należy naprawić przy zastosowaniu żywic syntetycznych epoksydowych metodą iniekcijną.

Celem naprawy jest przywrócenie nośności, konsolidacja elementów i jej uszczelnienie, zabezpieczenie zbrojenia oraz poprawa wyglądu zewnętrznego podpory.

Decyzje o rodzaju użytego do iniekcji materiału i sposobie wykonania zabiegu podejmuje Wykonawca Robót.

Po wykonaniu i naprawie istniejących rys należy przystąpić do wykonania żelbetowego płaszcza ochronnego na zewnętrznych powierzchniach trzonów podpór P1 i P2.

Po zamontowaniu siatki zbrojenia należy zabetonować płaszczyznę zgodnie z rysunkiem podpór oraz wykonać ścianki zapleczone ze wspornikami pod płyty przejściowe.

Istniejące skrzydła zostaną częściowo rozkute na całej długości skrzydła na głębokość 0,50m od góry co umożliwi poszerzenie kap chodnikowych oraz wykształcenie właściwej belki podporęczowej pod słupki stalowej bariery ochronnej.

Powierzchnie zewnętrzne istniejących skrzydeł wymagają wzmocnienia, należy całą powierzchnię zewnętrzną zabezpieczyć zaprawą natryskowaną NPCCIII lub torkretem po wcześniejszym przygotowaniu powierzchni. Istniejące skrzydła były połączone z trzonami podpór usytuowanych prostopadłe. Zwraca się uwagę na wykonanie nadbudowy skrzydeł w łuku poziomym z zachowaniem różnej długości wspornika wynikającej z promienia łuków poziomych trasy drogi według rysunku geometrii podpór.

Ostateczny zakres przebudowy przyczółków i skrzydeł ujawni się po odkopaniu i odsłonięciu części podziemnych, oraz skuciu części uszkodzonych.

1.5.4. Przebudowa pomostu

1. Roboty przygotowawcze:

Teren budowy należy wygrodzić i oznakować tablicami ostrzegawczymi zgodnie z obowiązującymi przepisami BHP.

Przed rozpoczęciem prac rozbiórkowych należy wykonać rusztowania oraz pomosty robocze i osłony zabezpieczające.

W zależności od możliwości i przyjętej technologii Wykonawca przygotowuje Projekt rusztowań, który podlega zatwierdzeniu przez Inspektora Nadzoru. Rusztowania oraz pomosty robocze powinny być szczelne, a poręcze posiadać wysokość min. 1,10m ze szczelnym wypełnieniem aby nie dopuścić do zanieczyszczenia środowiska gruzem z rozbiórki.

2. Roboty rozbiórkowe:

Nawierzchnię na jezdni mostu grubości 12cm należy rozebrać przy użyciu frezarki lub za pomocą młotów pneumatycznych.

Beton ochronny oraz izolację należy rozebrać etapami przy użyciu lekkich młotów.

Balustradę stalowych po zdemontowaniu należy przewieźć na miejsce wskazane przez Inwestora.

Żelbetową płytę ustroju nośnego należy rozebrać etapami przez wycinanie kolejnych odcinków płyty między belkami i usunięcie ich poza teren budowy lekkim dźwigiem. Dwie belki skrajne należy usunąć. Części płyty nad środkowymi belek należy rozebrać ręcznie lekkimi młotami z pozostawieniem zbrojenia łączącego płytę z belkami.

Materiał uzyskany z rozbiórki płyty należy usunąć z placu budowy i przewieźć na miejsce wskazane przez Inwestora.

Istniejąca nawierzchnia dojazdów wymaga rozbiórki i przebudowy na długości po 10m poza płytą pomostu dla wykonania płyt przejściowych za przyczółkami.

Rozebranie nawierzchni należy wykonać przy użyciu sprzętu będącego w posiadaniu Wykonawcy robót. Materiały z rozbiórki należy usunąć z placu budowy i przewieźć na miejsce wskazane przez Inwestora.

3. Zabezpieczenie urządzeń obcych zlokalizowanych pod przęsłem mostu w czasie wykonywania prac rozbiórkowych poprzecznicę środkowej i poprzecznic skrajnych należy zabezpieczyć przed uszkodzeniem istniejące przewody wodociągu $\phi 300$ i $\phi 150$ usytuowane między belkami oraz kable energetyczne umieszczone w rurach osłonowych pod lewym chodnikiem. Wykonawca robót opracuje projekt tymczasowego podparcia (podwieszenia) istniejących przewodów na czas montażu nowych belek skrajnych oraz wykonania nowych poprzecznic.

Sposób zabezpieczenia wymaga zachowania warunków technicznych określonych przez właścicieli tych urządzeń. Lokalizacja istniejących urządzeń obcych pozostaje bez zmian.

4. Wykonanie nowej płyty pomostu.

Po całkowitym rozebraniu płyty pomostowej należy wykonać pomiary niwelacyjne górnych półek belek ustroju nośnego w osiach poszczególnych podpór i porównać z rzędnymi przyjętymi w projekcie. Następnie podnieść cztery belki istniejące oraz dwie belki nowe i zainstalować nowe łożyska elastomerowe o wym. $200 \times 200 \times 36$ mm. Łożyska osadzić na podlewce cementowej gr. 2 cm wykonanej na górnej powierzchni trzonów podpory.

Wykonanie deskowania nowej płyty z zachowaniem różnej wysokości skosów ma zapewnić spadki poprzeczne płyty wynoszące 2% patrz rys. nr.3

Zbrojenie płyty należy wykonać zgodnie z rysunkiem nr 7.

Należy zwrócić szczególną uwagę na osadzenie kotew zespalających pręty nr.5. Otwory $\phi 16$ mm dla kotew wykonywać skośnie pod kątem 15° w rozstawie poprzecznym co 20 cm i podłużnym co 25 cm.

Przy osadzaniu kotew należy zwracać uwagę na zachowanie określonej minimalnej głębokości zakotwienia i zachowania właściwej wysokości kotew aby nie przewiercić na wylot górnych półek belek.

Kotwy osadzić przy użyciu żywic epoksydowych lub specjalnych ładunków klejowych posiadających Aprobatę Techniczną JB DiM.

Montaż zbrojenia wykonać zgodnie z rysunkiem Nr 7 przy zachowaniu grubości otuliny $a = 2,5$ cm od powierzchni górnej pręta.

Stosować beton klasy C25/30 (B-30); W8; F150.

Należy zwracać uwagę na właściwą pielęgnację po betonowaniu przez okres 7 dni.

W przypadku konieczności przyspieszenia prac dopuszcza się użycie specjalnego primera żywicznego aplikowanego na beton bezpośrednio po zakończeniu procesu wiązania.

Izolację płyty należy wykonać z papy zgrzewalnej grubości min. 0,5cm.

Układać można na podłożu spełniającym w/w wymagania:

- wytrzymałość na odrywanie badaną metodą Pull-off: $R_{sr} \geq 1,5MPa$; $R_{min}=1,0MPa$
- wilgotność: poniżej 4%
- wiek betonu: minimum 21dni

Poszczególne warstwy izolacji należy łączyć na zakład w kierunku podłużnym i poprzecznym, a układanie izolacji rozpocząć od miejsc najniższych.

Wytrzymałość izolacji na odrywanie powinno wynosić:

- przy temperaturze otoczenia $22^{\circ}C$: $R \geq 0,4MPa$
- przy temperaturze otoczenia $8^{\circ}C$: $R \geq 0,7MPa$

5. Kapy chodnikowe

Wymiary oraz geometrię kap chodnikowych przedstawiono na rysunku nr3, Wykonać zbrojenie strefy chodnika wg. rysunku nr7, w zbrojeniu osadzić kosze zakotwień słupków barier i połączyć ze zbrojeniem przez spawanie punktowe. Należy zwrócić uwagę na usytuowanie wszystkich kotew w planie i wysokościowo. Betonować betonem C25/30 mostowym (B-30) o parametrach W8, F150.

Należy zwracać szczególną uwagę na równość i spadki poprzeczne w rejonie podpory P2 gdzie następuje zmiana pochylenia na łuku poziomym z dwustronnego na jednostronny wynoszący 2%.

6. Odwodnienie mostu

Odwodnienie mostu z poziomu nawierzchni rozwiązano w nawiązaniu do projektowanego odwodnienia chodnika dla pieszych. Wykorzystano studzienki odwodnienia ulicznego które są usytuowane poza mostem w odległości 15m od końca skrzydeł. Odpływ ze studzienek do betonowego ścieku segmentowego pod chodnikiem a dalej rowem odpływowym do umocnionego koryta rzeki.

Odwodnienie płyty z poziomu izolacji wykonano przy użyciu typowych wpustów zlokalizowanych w linii krawężników w rozstawie co 3m.

7. Dylatację

Na moście nad podporami skrajnymi zostaną wykonane szczelne przykrycia dylatacyjne. W obrębie jezdni 50×30×10cm, natomiast w obrębie chodników o szerokości 30cm w uprzednio przygotowanych wnękach dylatacyjnych.

8. Łożyska

Istniejące stalowe łożyska osadzone pod 4-ma belkami typu WBS-12 należy usunąć i wymienić na nowe łożyska elastomerowe po 1 sztuce pod belkę. Dla nowo wbudowanych dwóch belek strunobetonowych typu Kujan-12 należy wykonać po dwa łożyska o wym. 200×200×36mm.

9. Bariery ochronne na obiekcie

Na długości mostu 22,00m mierzonej do końca skrzydeł zostaną zamontowane bariery ochronne stalowe przekładkowe typ H₂W₁B o parametrach wg. normy PN-EN-1317 obustronnie przy rozstawie słupków 1,0m

Poza mostem zastosowano bariery przejściowe o długości 4,0m typu H₁W₃A przy rozstawie słupków co 1,33m

1.5.5. Rodzaj zastosowanych materiałów

Istniejące 4-belki ustroju nośnego kablobetonowe typu WBS-12 zostaną wykorzystane po wykonaniu powierzchniowych napraw, dwie belki skrajne z uwagi na liczne uszkodzenia i zarysowania zostaną usunięte i zastąpione nowymi belkami strunobetonowymi typu „Kujan-12” wykonanych w formie belki „Kujan -15” o wysokości 63cm.

Nowe belki posiadają nośność klasy „A”, będą wykonane z betonu klasy B-40 sprężone 17 linami $\phi 15,5$ mm ze stali odmiany I.

Stal zbrojeniowa belek A-IIIN

Ustrój niosący płyty będzie wykonany z betonu mostowego C25/30 zbrojonego stalą zbrojeniową klasy A-IIIN w gatunku R_b500

Podpory mostu oraz skrzydła w przekrojach wzmacnianych zostaną wykonane na „mokro” w deskowaniu z betonu mostowego C25/30. Nawierzchnia jezdni na płycie mostu będzie wykonana z dwóch warstw betonu asfaltowego, warstwa ścieralna gr. 4cm z asfalto-betonu AC-11S, warstwa ochronna gr. 5cm z betonu asfaltowego AC-22.

Nawierzchnio-izolacja na kapach chodnikowych z materiałów epoksydowych gr. 0,5cm, a poza skrzydłami z betonowej kostki brukowej gr. 8cm na podbudowie cementowo-piaskowej gr. 10cm.

Obrukowanie skarp przy przyczółkach zostanie wykonane z kostki brukowej gr. 10cm na podsypce cementowo-piaskowej gr. 10cm.

1.6. Połączenie mostu z projektowaną kładką i chodnikiem

Szerokość mostu po remoncie mierzona po obrysie wynosi 8,20m, szerokość kładki po obrysie wynosi 2,00m, rozstaw osiowy wynosi $4,10 + 0,10 + 1,00 = 5,20\text{m}$.

Zmiana geometrii osi mostu spowodowana łukami poziomymi wymaga dostosowania krawężników oraz kap chodnikowych na długości skrzydeł mostu.

Odległość osi kładki od osi mostu wynosząca 5,20m należy wyznaczyć w taki sposób aby zachować na końcu skrzydeł odległość 10cm w świetle pomiędzy konstrukcjami.

Nawierzchnia na płycie pomostowej kładki zostanie wykonana z żywicy epoksydowych, na chodnikach z kostki brukowej gr. 8cm.

Sposób usytuowania kładki obok mostu przedstawia rys. nr.1.

1.7. Umocnienie koryta rzeki pod mostem

Pod mostem zaprojektowano koryto o szerokości 4,0m ubezpieczone na długości 30m tj. po 15,0m w górę i w dół dwiema kiszkami faszynowymi $\phi 25\text{cm}$. Ubezpieczenie składa się z wbitego w stopę skarpy rzędu palików, za które zakładane są dwie kieszki faszynowe.

Paliki wbijane są ukośnie o nachyleniu 3:1, rozstaw palików w rzędzie 0,5m.

Za paliki od strony brzegu zakładane są kieszki faszynowe jedna na drugą, dolna kieszka powinna być wypuszczona w dno na 5cm. Górną kieszkę należy przybić do podłoża szpilem w odstępach 1,0m.

Za kiszkami od strony brzegu należy założyć dwa płaty darniny.

Średnica palików wynosi $6 \div 8\text{m}$, długość $1,30 \div 1,50\text{m}$, średnica szpilek $3 \div 5\text{cm}$ długość $0,90 \div 1,0\text{m}$.

1.8.Przebudowa dojazdów

Obejmuje odcinek o długości 39,74m od km 0+102,50 do km 0+154,94 x wyłączeniem odcinka mostowego o długości 12,70m. Istniejąca nawierzchnia wraz z podbudową na długości skrzydeł poza płytą ustroju nośnego o długości 2×10,0m wymaga całkowitego rozebrania i wykonania nowej nawierzchni o konstrukcji jak na rys nr 16.

Na pozostałej części o długości $39,74-20,00=19,74\text{m}$ należy sfrezować górną warstwę nawierzchni, wykonać poszerzenia jezdni do 6,0m oraz wykonać nową warstwę ścieralną o łącznej długości 39,74m Roboty drogowe na dojazdach należy skoordynować z robotami drogowymi budowy nowego chodnika oraz kładką dla pieszych.

Konstrukcja nawierzchni na dojazdach do mostu jak dla ruchu KR3:

4cm – w-wa ścieralna AC11S

6cm – w-wa wyrównawczo-wiążąca beton asfaltowy AC16 z asfaltu 35/50

8cm – podbudowa zasadnicza – beton asfaltowy AC22 z asfaltu 35/50

20cm – podbudowa pomocnicza z kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie 4/31,5mm

15cm – warstwa stabilizacyjna cementowo-piaskowa z wytwórni o RM 2,5MPa

Odwodnienie drogi na dojazdach do mostu wykonać w nawiązaniu do rozwiązania drogowego chodnika.

Obiekt: Remont mostu w ciągu drogi powiatowej Nr 0302 nad rzeką Bobrzą w miejscowości
Jasiów, gm Zagnańsk

OBLICZENIA STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWE

1. Przyjęte dane

1.1. Obciążenia ruchome (klasa mostu po wykonanym remoncie)

Przyjęto obciążenie klasy „C” wg PN-85/S-10030

(Ciężar pojazdów dopuszczonych do eksploatacji po wykonaniu remontu wg. powyższej normy na klasę „C” wynosi 30ton)

1.2. Podstawowe wymiary mostu po remoncie

Most jednoprzęsłowy belkowy o schemacie statycznym belki wolnopodpartej

Rozpiętość teoretyczna przęsła $L_t=12,00m$

Długość całkowita obiektu (płyta w osiach mostu) $L=12,70m$

Długość mostu mierzona do końca skrzydeł $L_c=22,60m$

Szerokość całkowita mostu $B=8,20m$

Szerokość jezdni na moście $b=6,00m$

Szerokość obustronnych skrajników $2 \times 1,10m$ $b_1=2,20m$

Wysokość konstrukcji $h=0,91m$

Wysokość belek ustroju nośnego WBS-12 $h_s=0,66m$

Wysokość belki ustroju nośnego „Kujan” 12 $h_s=0,63m$

Lokalizacja mostu w kilometrze drogi km 0+124

Kąt skrzyżowania osi drogi z osią rzeki $\alpha=90^\circ$

1.3. Konstrukcja mostu istniejącego i zakres remontu

Konstrukcja istniejącego ustroju nośnego: typowe belki kablobetonowe prefabrykowane typu WBS-12 o rozpiętości teoretycznej 12,0m. W przekroju poprzecznym 6 dźwigarów o wysokości 66cm w rozstawie 1,40m połączonych żelbetową płytą współpracującą grubości

12cm. Szerokość pomostu wg. inwentaryzacji 7,60÷7,90m w tym jezdnia 5,80m, chodnik 0,90÷1,00m.

Podpory skrajne betonowe masywne ze skrzydłami równoległymi o długości 4,6÷5,1m posadowienie podpór na palach (brak szczegółowych danych o ilości i długości pali)

W trakcie inwentaryzacji obiektu stwierdzono:

- poważne pęknięcia i wykruszenia betonu w kapach chodnikowych i płycie pomostu
- pęknięcia oraz korozja betonu i przecieki na gzymsach i spodzie przęsła,
- ubytki i korozja betonu w płycie ustroju nośnego i na skrzydłach podpór

Ze względu na zły stan techniczny obiektu na wniosek Inwestora opracowano dokumentację remontu mostu zawierającą: rozbiórkę płyty ustroju nośnego, z wymianą dwóch skrajnych belek i wykonanie nowej płyty wraz z wyposażeniem i naprawę powierzchniową trzonów podpór i skrzydeł, wykonanie płyt przejściowych poza podporami skrajnymi. Korekta niwelety na dojazdach i wykonanie nowej nawierzchni, wraz z podbudową na długości po 10m licząc od końca płyty pomostowej.

1.4. Warunki gruntowe

Dane gruntowe przyjęto w oparciu o:

- Dokumentację geologiczno-inżynierską opracowaną przez INWEST-EKO Kielce we wrześniu 2011r dla budowy chodnika i kładki dla pieszych zlokalizowanej przy istniejącym moście nad rzeką Bobrzą w m. Jasiów.

Zgodnie z w.w. dokumentacją geotechniczną, podłoże gruntowe w rejonie istniejącego mostu stanowią nasypy budowlane do głębokości od 1,30m do 7,20m, poniżej występują piaski średnie i grube z przewarstwieniami namułu piaszczystego. Wykonano dwa otwory o głębokości 10,50m.

Z przeprowadzonych badań na podstawie wykonanych otworów Nr5 i Nr6 w rejonie istniejącego mostu stwierdzono występowanie następujących warstw:

Otwór Nr5: rzędna terenu 294,20m n.p.m. Rzędna istniejącej ławy fundamentowej przyczółka (brzeg prawy) 288,84m n.p.m

0÷0,10m gleba czarna

0,10÷6,80m nasyp budowlany (piasek średni, szlaka okruchy piaskowców w niższych partiach poniżej 4,0m domieszka gliny)

6,80÷7,20m namuł piaszczysty

7,20÷8,60m torf

8,60÷10,50m piasek średni na pograniczu piasku grubego z domieszką żwiru – średnio zagęszczony $J_D=0,50$

Otwór nr 6: rzędna terenu 294,30m n.p.m rzędna istniejąca ławy fundamentowej przyczółka (brzeg lewy) 288,98m n.p.m.

0-0,10m gleba czarna

0,10÷4,70m nasyp budowlany (piasek średni, piasek gruby, szlaka, okruchy piaskowców)

4,70÷10,50m piasek średni na pograniczu piasku grubego, średnio zagęszczony $J_D=0,50$

Poziom wody gruntowej na głębokości 5,10m÷5,20m ppt i ma ścisły związek z poziomem wody w rzece.

Według „Rozporządzenia MSWiA z dnia 24 września 1998r w sprawie ustalenia geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych”- ustala się rodzaj gruntów jako złożone warunki gruntowe.

Zgodnie z §7, p.2b ww Rozporządzenia dla obiektów budowlanych posadowionych w złożonych warunkach gruntowych ustala się II kategorię geotechniczną.

1.5. Obowiązujące normy i przepisy

PN-85/S-10030 – „Obiekty mostowe, obciążenia”

PN-74/B-2009 – „Obciążenia w obliczeniach statycznych”

PN-91/S-10042 – „Obiekty mostowe, konstrukcję betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie”

PN-83/B-04282 – „Fundamenty budowlane, nośność pali i fundamentów palowych”

PN-81/B-03020 – „Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie”

PN-83/B-03010- „Ściany oporowe. Obliczenia statyczne i projektowanie”

PN-EN 1991-2 – „Obliczenia ruchome mostów”

PN-EN 1992-2 – „Projektowanie konstrukcji z betonu – cz. 2 Mosty z betonu”

– Rozporządzenie Nr735 Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30.V.2000r w sprawie warunków jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie.

2. Sprawdzenie nośności przyczółków (schemat jak w zał. 1, str.6) (po wykonanym remoncie)

2.1. Obciążenia charakterystyczne od przęsła $L_t=12,00\text{m}$

a) nawierzchnia w kN/mb

- asfaltobeton w-wa ścieralna gr. 4cm: $0,04 \times 6,00 \times 23,0 = 5,52$
- asfaltobeton w-wa wiążąca gr. 5cm: $0,05 \times 6,00 \times 23,0 = 6,90$
- izolacja z papy zgrzewalnej gr. 0,5cm: $0,005 \times 6,50 \times 14,0 = 0,46$
- krawężnik kamienny $20 \times 20\text{cm}$: $2 \times 0,20 \times 0,20 \times 27,0 = 2,16$
- nawierzchnia chodnika gr. 0,5cm $2 \times 0,005 \times 0,90 \times 23,0 = 0,21$
- bariera sprężysta typ sztywny: $2 \times 0,75 = 1,50$

Razem $g_1 = 16,75 \text{ kN/mb}$

b) Konstrukcja przęsła w kN/mb

- belki skrajne „Kujan” $L_c = 12,40\text{m}$, $v = \frac{2,41}{12,40} \times 27,0 \times 2 \text{ szt.} = 10,50$
- belki środkowe WBS $L = 12,40\text{m}$, $v = \frac{1,59}{12,40} \times 27,0 \times 4 \text{ szt.} = 13,85$
- płyta ustroju nośnego gr. 18cm, $v = \frac{25,11}{12,40} \times 27,0 = 53,38$
- poprzecznice 3 szt. $v = (1,28 + 1,04 \times 2) \times 27,0 \times \frac{1}{12,4} = 7,32$

Razem $g_2 = 85,05 \text{ kN/m}$

c) płyty przejściowe: dł. 4,0m w kN/m.

- nawierzchnia bitumiczna gr. 10cm: $0,10 \times 6,50 \times 23,0 = 14,95$
- podbudowa śr. grubość $\sim 30\text{cm}$ $0,30 \times 6,50 \times 24,0 = 46,80$
- płyty żelbetowe $L = 4\text{m}$ gr. 30cm, $v = 8,63 \text{ m}^3 \times \frac{8,63}{4,0} \times 27,0 = 58,25$

Razem $g_3 = 120,00 \text{ kN/m}$

2.1.1. Reakcje pionowe z przęsła $L_c=12,7m$ na przyczółek od obciążeń obliczeniowych stałych

$$Rg_1 = 16,75 \times 1,50 \times 12,70 \times 0,5 = 159,6 kN; \quad \gamma_f = 1,50$$

$$Rg_2 = 85,05 \times 1,20 \times 12,70 \times 0,5 = 648,1 kN; \quad \gamma_f = 1,20$$

$$\text{Razem } Rg = 807,7 kN$$

2.2. Obciążenie tarem samochodowym K i q

- Obciążenia równomiernie rozłożone $q=2,0 kN/m^2$

Na jezdni o szerokości 6,0m: $6,00 \times 2,0 = 12,0 kN/m$

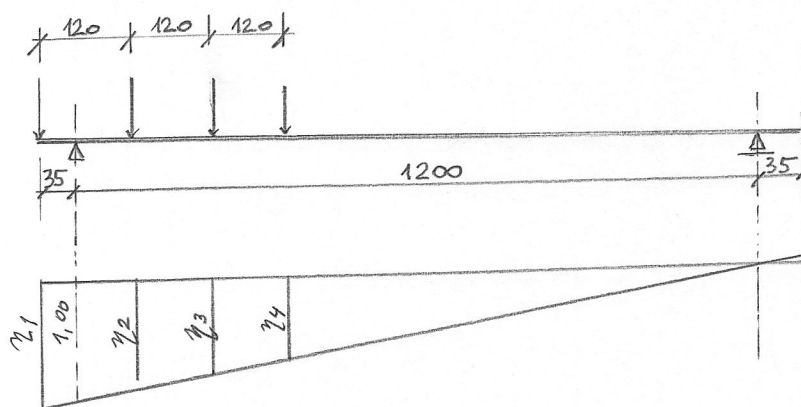
- Obciążenie siłami skupionymi pojazdem $K=400 kN$; $\gamma_f = 1,50$

$$\varphi = 1,35 - 0,005 \times 12,0 = 1,29$$

$$K = 400 \times 1,29 \times 1,50 = 774 kN$$

(zespół 4 sił, obciążenia obliczeniowe)

a)



$$\eta_1 = \frac{12,35}{12,00} = 1,029$$

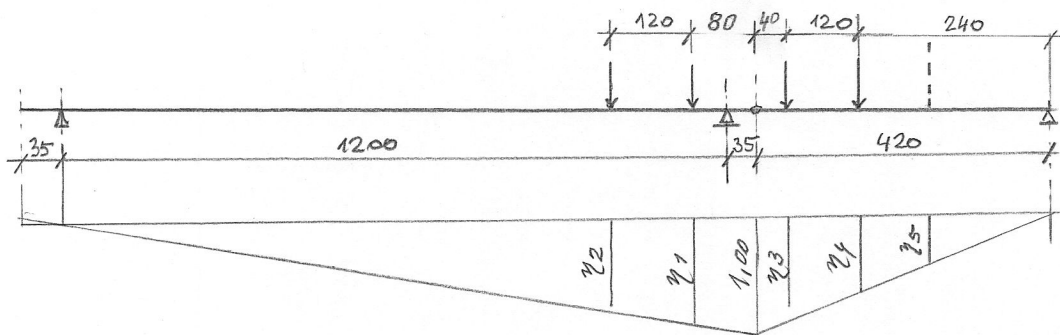
$$\eta_2 = \frac{12,35 - 1,20}{12,00} = 0,929$$

$$\eta_3 = \frac{12,35 - 2,40}{12,00} = 0,829$$

$$\eta_4 = \frac{12,35 - 3,60}{12,00} = 0,729$$

$$R_q = 12,0 \times 1,50 \times 12,70 \times 0,5 = 114,3 \text{ kN}$$

$$R_K = \frac{774}{4} (1,029 + 0,929 + 0,829 + 0,729) = 680,3 \text{ kN}$$



$$\eta_1 = \frac{12,0 - 0,60}{12,0} = 0,95$$

$$\eta_2 = \frac{12,0 - 1,80}{12,0} = 0,85$$

$$\eta_3 = \frac{4,20 - 0,60}{4,20} = 0,857$$

$$\eta_4 = \frac{4,20 - 1,80}{4,20} = 0,571$$

$$\eta_5 = \frac{4,20 - 4,00}{4,20} = 0,048$$

$$R_K = \frac{774}{4} (0,95 + 0,85 + 0,857 + 0,571) = 624,6 \text{ kN} - \text{nie miarodajne}$$

$$R_{K_1} = \frac{774}{4} (0,857 + 0,571 + 0,048) = 285,6 \text{ kN} \text{ (obciążenie K na płycie przejściowej)}$$

2.3. Siły poziome od temperatury i hamowania

- od hamowania na moście dla $l=12,70\text{m}$

$$H' = 0,1 \times q \times B \times l + 0,2 \times K = 0,1 \times 2,00 \times 1,5 \times 6,00 \times 12,70 + 0,2 \times 400 \times 1,29 = 126,1\text{kN}$$

$$H = 0,3 \times K = 0,3 \times 400 \times 1,29 = 154,8\text{kN} > H'$$

Moment wywołany hamowaniem na przęśle na poziomie ławy podłożyskowej siła pozioma przypadająca na 1-przyczółek od hamowania

$$H = 154,8 \times 0,5 = 77,4\text{kN}; \quad h = 0,91 + 0,10 + 0,07 = 1,08\text{m}$$

$$M_o = 77,4 \times 1,08 = 83,6\text{kNm}$$

- od wpływu zmian temperatury na długości przęsła $L_t=12,0\text{m}$

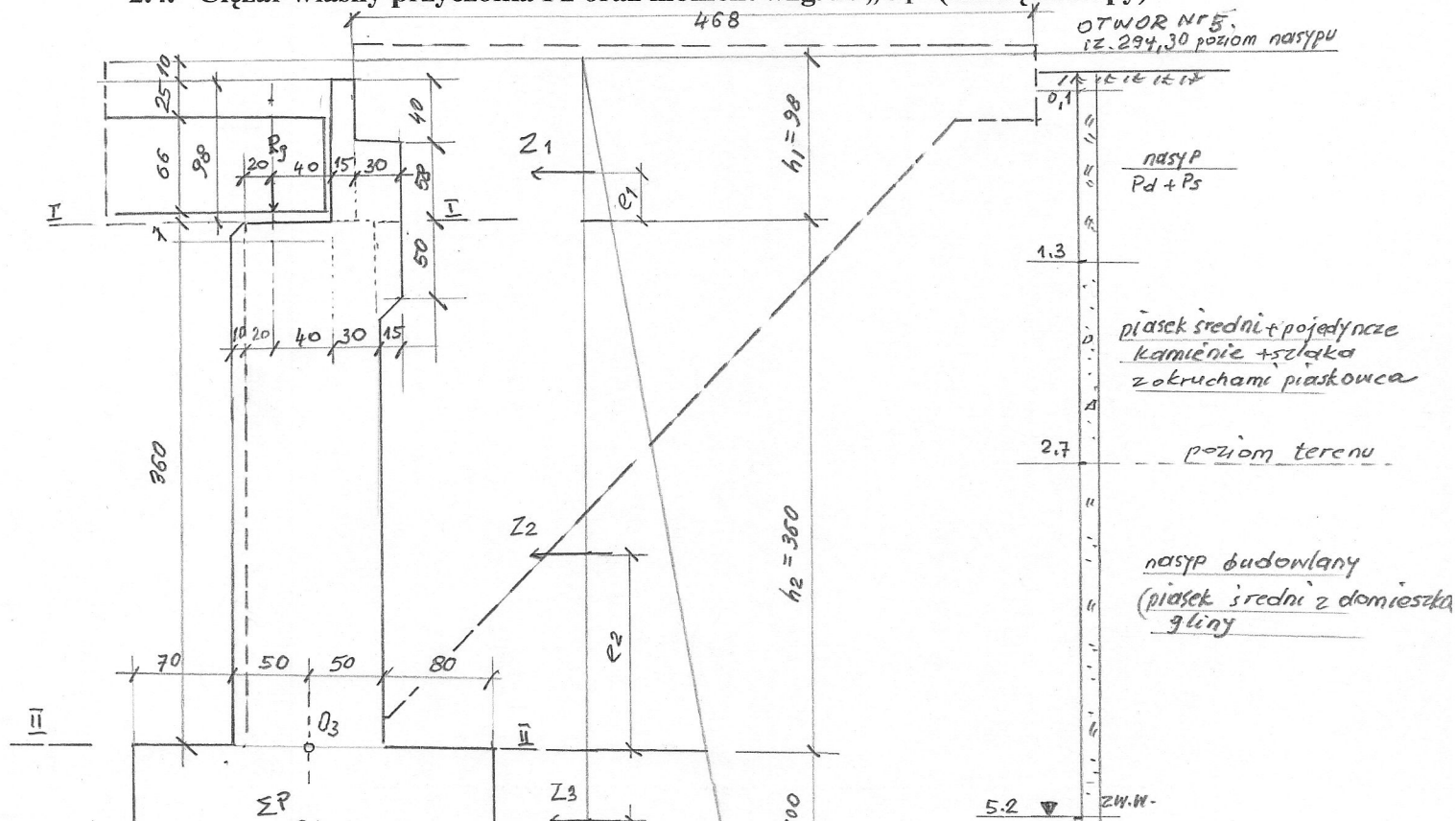
$$\begin{aligned} \text{wzrost temperatury} \quad \Delta t &= (-15^\circ\text{C} \div +10^\circ\text{C}) = 25^\circ\text{C} \\ \Delta l &= 0,00001 \times 25 \times 12,00 = 0,003\text{m} = 0,3\text{cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{spadek temperatury} \quad \Delta t &= 10^\circ\text{C} \\ \Delta l &= 0,0000 \times 10 \times 12,00 = 0,0012 = 0,12\text{cm} \end{aligned}$$

Obliczenie siły poziomej przy stalowych łożyskach stycznych dla współczynnika tarcia

$$\varphi = 0,20: Tg = \varphi \times Rg_1 = 0,20 \times 159,6 = 31,9\text{kN}$$

2.4. Ciężar własny przyczółka P2 oraz moment wzg. P. „O₁” (krawędź stopy)



Lp.	Element obliczenia	Objętość m ³	Ciężar jedn. kN	wsp. γ_f	Ciężar oblicz. kN	Ramię m	Moment obliczeń względem m P. O ₁ (kNm)
1.	Ścianka zaplecza + wspornik:						
1.1	0,15×0,98×7,60=	1,117	25,0	1,2	33,51	1,475	49,43
1.2	0,30×0,58×6,60=	1,148	25,0	1,2	34,44	1,70	58,55
1.3	0,15×0,50×6,60=	0,495	25,0	1,2	14,85	1,775	26,36
2.	Trzon						
2.1	0,90×3,60×7,60=	24,624	25,0	1,2	738,72	1,25	923,40
2.2	0,10×3,60×7,60=	2,736	25,0	1,2	82,08	0,75	61,56
3.	Skrzydła L=4,68m szt.2						
3.1	2×4,68×0,50×0,60=	2,808	25,0	1,2	84,24	3,74	315,06
3.2	2×3,58×3,44×0,5×0,45=	5,542	25,0	1,2	166,26	3,19	530,37
3.3	2×0,30×0,30×0,5×3,50=	0,315	25,0	1,2	9,45	1,95	18,42
	Razem poziom II – II				1163,6		1983,2
4.	Ława fundamentowa 2,50×1,00×8,00=	20,00	25,0	1,2	600,00	1,25	750,00
5.	Ziemia 0,70×0,50×8,00= 0,80×5,58×8,00=	2,80 35,71	18,0 18,0	1,25 1,25	63,00 803,52	0,35 2,10	22,05 1687,4
	Razem poziom III – III				1466,5		2459,4
	Łącznie poziom III- IIII				2630,1		4443,0

Położenie wypadkowej na poziomie II $e_1 = \frac{1983,2}{1163,6} = 1,70m$

na poziomie III $e_2 = \frac{4442,7}{2630,1} = 1,69m$

2.5. Parcie gruntu na ścianę przyczółka

Dla zasypki przyjęto: $\varphi^{(r)} = 30^\circ$, $\varphi^{(r)} = 27^\circ$

$\gamma = 17,0kN / m^3$

$$c = \gamma \times \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = 17,0 \times \operatorname{tg}^2(45^\circ - 15^\circ) = 5,667$$

parcie jednostkowe gruntu: $c = \gamma \times \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2)$

γ – ciężar objętościowy gruntu w $\frac{kN}{m^3}$

Długość klina odłamu

$$L_K = 0,80 + h \times \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2) = 0,80 + 5,58 \times 0,5774 = 4,02m - \text{długość klina odłamu}$$

$$F_K = L_K \times b = 4,02 \times 7,60 = 30,55m^2 - \text{powierzchnia klina odłamu}$$

Obciążenie płytą przejściową na klinie odłamu:

Ciężar płyty

$$G_p = 1,0 \times 0,30 \times 25,0 \times 1,2 = 9,00kN/m^2; \quad \gamma_f = 1,20$$

$$G_1 = 30,55 \times 9,00 = 275,0kN \text{ (ciężar własny płyty przejściowej)}$$

Obciążenie samochodami znajdującymi się na pow. klina odłamu za przyczółkiem

$$G_2 = L_K \times p \times 2P = 4,02 \times 2,00 \times 1,5 + 100 \times 1,5 \times 2 = 312,1kN \text{ (jako obc. naziomu } g_n \text{ za przycz.)}$$

Obciążenie od nawierzchni na długości klina odłamu

$$G_3 = 30,55 \times (23 \times 0,09 + 23,0 \times 0,30) - 30,55 \times 19,0 \times 0,39 = 274,03 - 226,38 = 47,65kN$$

$$\Sigma G = G_1 + G_2 + G_3 = (275,0 + 312,1 + 47,7) = 634,8kN \text{ obc. naziomu za przyczółkiem po korekcie}$$

Wysokość zastępcza:

$$h_o = \frac{\Sigma G}{\gamma \times F_K} = \frac{634,8}{17,0 \times 30,55} = 1,22m$$

Uwaga $\rightarrow 30,55m^2$ jest to powierzchnia klina odłamu w $[m^2]$

$$\gamma = 17 \frac{kN}{m^3}$$

Określenie parcia jednostkowego – naziom nie obciążony

grubość warstwy: $h_1 = 0,98m$

wg. zał. 1 $h_2 = 3,60m$

$h_3 = 4,60m$

$z = 0$

$$z_1 = c \times h_1 = 5,667 \times 0,98 = 5,55kN/m^2$$

$$z_2 = c \times h_2 = 5,667 \times (0,98 + 3,60) = 25,95kN/m^2$$

$$z_3 = c \times h_3 = 5,667 \times (0,98 + 4,60) = 31,62kN/m^2$$

Naziom obciążony samochodami (nasyp z wys. Zastępczą $h_0=1,22m$)

$$z=c \times h_0=5,667 \times 1,22=6,91 kN/m^2$$

$$z_1=c \times (h_0+h_1)=5,667 \times (1,22+0,98)=12,47 kN/m^2$$

$$z_2=c \times (h_0+h_2)=5,667 \times (1,22+0,98+3,60)=32,87 kN/m^2$$

$$z_3=c \times (h_0+h_3)=5,667 \times (1,22+0,98+4,60)=38,54 kN/m^2$$

Parcie całkowite dla $B=7,60m$ = szerokość trzonu przyczółka

Naziom nieobciążony

$$Z_1 = 0,5(0,00 + 5,55) \times 0,98 \times 7,60 = 20,7 kN; \quad e_1 = \frac{0,98}{3} = 0,33m$$

$$Z_2 = 0,5(5,55 + 25,95) \times 3,60 \times 7,60 = 430,9 kN; \quad e_2 = \frac{3,60}{3} \times \frac{2 \times 5,55 + 25,95}{5,55 + 25,95} = 1,41m$$

$$Z_3 = 0,5(25,95 + 31,62) \times 1,00 \times 7,60 = 218,8 kN; \quad e_3 = \frac{1,00}{3} \times \frac{2 \times 25,95 + 31,62}{25,95 + 31,62} = 0,48m$$

Naziom obciążony samochodami

$$Z_1 = 0,5(6,91 + 12,47) \times 0,98 \times 7,60 = 72,2 kN; \quad e_1 = \frac{0,98}{3} \times \frac{2 \times 6,91 + 12,47}{6,91 + 12,47} = 0,45m$$

$$Z_2 = 0,5(12,47 + 32,87) \times 3,60 \times 7,60 = 620,3 kN; \quad e_2 = \frac{3,60}{3} \times \frac{2 \times 12,49 + 32,87}{12,47 + 32,87} = 1,53m$$

$$Z_3 = 0,5(32,87 + 38,54) \times 1,00 \times 7,60 = 271,4 kN; \quad e_3 = \frac{1,00}{3} \times \frac{2 \times 32,87 + 38,54}{32,87 + 38,54} = 0,48m$$

2.6. Obciążenia zewnętrzne na przyczółek P2 – reakcję z łożysk

Reakcja od ciężaru własnego przęsła $R_g=807,7kN$

Reakcja od obciążenia samochodowego $R_s=680,3kN$

Reakcja od tłumy pieszych ($q+g_r$) $R_t=114,3kN$

Siła hamowania od taboru samochodami $H_s=77,4kN$

Siła tarcia w łożyskach stalowych $T_g=31,9kN$

2.7. Zestawienie sił i momentów w różnych przypadkach obciążenia

Poziom III – III (podstawa stopy fundamentowej, punkt „Q₂” = środek stopy)

Przypadek I – przęsła brak, przyczółek zasypany, naziom nieobciążony

$$\sum M_o = 4443,0 - 2630,1 \times 1,25 - 20,7 \times 4,93 - 430,9 \times 2,41 - 218,8 \times 0,48 = 90,2 kNm$$

$$\Sigma P = 2630,1kN, \quad e = \frac{-90,2}{2630,1} = -0,03m$$

Przypadek II – Przęsło wykonane nieobciążone, naziom obciążony samochodami, działa wpływ temperatury

$$\begin{aligned} \Sigma M_o &= 4443,0 - 2630,1 \times 1,25 - 72,2 \times 5,05 - 620,3 \times 2,53 - 271,4 \times 0,48 - 807,7 \times 0,25 \pm 31,9 \times 4,6 = \\ &= -1257,5kNm \\ &= -964,1kNm \end{aligned}$$

$$\Sigma P = 2630,1 + 807,7 = 3437,8kN; \quad e = \frac{1257,5}{3437,8} = -0,37m, \quad e_1 = \frac{964,1}{3437,8} = -0,28m$$

Przypadek III. Naziom i przęsło obciążone samochodami i tłumem, działa temperatura i hamowanie

$$\begin{aligned} \Sigma M_o &= 4443,0 - 2630,1 \times 1,25 - 72,2 \times 5,05 - 620,3 \times 2,53 - 271,4 \times 0,48 - (807,7 + 680,3 + 114,3) \times \\ &\times 0,25 \pm (31,9 + 77,4) \times 4,60 = -1785,1kNm \\ &\quad - 779,5kNm \end{aligned}$$

$$\Sigma P = 2630,1 + 807,7 + 680,3 + 114,3 = 4232,4kN; \quad e = \frac{-1785,1}{4232,4} = -0,42m, \quad e_1 = \frac{-779,5}{4232,4} = -0,18$$

Przypadek IV. Przęsło obciążone samochodami i tłumem, naziom nieobciążony, działa temperatura i hamowanie.

$$\begin{aligned} \Sigma M_o &= 4443,0 - 2630,1 \times 1,25 - 20,7 \times 4,93 - 430,9 \times 2,41 - 218,8 \times 0,48 - (807,7 + 680,3 + 114,3) \times 0,25 \pm \\ &\pm (31,9 + 77,4) \times 4,60 = -993,6kNm; \\ &\quad + 12,0kNm \end{aligned}$$

$$\Sigma P = 2630,1 + 807,7 + 680,36 + 114,3 = 4232,4kN, \quad e = \frac{-993,6}{4232,4} = -0,23, \quad e_1 = \frac{12,0}{4232,4} = +0,0$$

Przypadek V. Przęsło wykonane nieobciążone, naziom nieobciążony, działa temp.

$$\begin{aligned} \Sigma M_o &= 4443,0 - 2630,1 \times 1,25 - 20,7 \times 4,93 - 430,9 \times 2,41 - 218,8 \times 0,48 + 807,7 \times 0,25 \pm 31,9 \times 4,60 = \\ &= -408,6kNm \\ &= -145,2kNm \end{aligned}$$

$$e = \frac{-408,6}{3437,8} = -0,12m; \quad e_1 = \frac{-145,2}{3437,8} = -0,04m$$

2.8. Określenie rozkładu sił na poszczególne rzędy pali: (przyjęty rozstaw pali 1,50m)

obciążenie rzędu pali od strony przęsła: $R_w = \frac{\sum P(0,75 - e)}{a}$; $a = 1,50$, e – zmienne

Obciążenie rzędu pali od strony nasypu: $R_N = \sum P - R_w$

I Przyp. obc. $\sum P = 2630,1kN$, $e = -0,03m$, $R_w = \frac{263,01(0,75 + 0,03)}{1,50} = 1367,7kN$
 $R_N = 2630,1 - 1367,7 = 1262kN$

II Przyp. obc. $\sum P = 3437,8kN$, $e = -0,37m$, $R_w = \frac{3437,8(0,75 + 0,37)}{1,50} = 2567,0kN$
 $R_N = 3437,8 - 2567,0 = 871,0kN$

III. Przyp. obc. $\sum P = 4232,4kN$, $e = -0,42m$, $R_w = \frac{4232,4(0,75 + 0,42)}{1,50} = 3301,3kN$
 $R_N = 4232,4 - 3301,3 = 931kN$

IV Przyp. obc. $\sum P = 4232,4kN$, $e = 0,23m$, $R_w = \frac{4232,4(0,75 + 0,23)}{1,50} = 2765,2kN$
 $R_N = 4232,4 - 2765,2 = 1467kN$

V. Przyp. obc. $\sum P = 3437,8kN$, $e = -0,12m$, $R_w = \frac{3437,8(0,75 + 0,12)}{1,50} = 1994,0kN$
 $R_N = 3437,8 - 1994,0 = 1444,0kN$

2.9. Określenie wymaganej ilości i długości pali pod przyczółkiem

Przyjęto za miarodajne III przypadek obciążenia pali:

dla rzędu od strony przęsła: $R_w = 3301,3kN$

dla rzędu od strony naziomu $R_N = 1444,0kN$

Przyjęto pale $35 \times 35cm$ $L = 7,00m$: po 6 szt. w rzędzie od strony przęsła

$$U_w = \frac{R_w}{6} = \frac{3301,3}{6} = 550kN \text{ Po 4 sztuki w rzędzie od strony naziomu}$$

$$U_N = \frac{R_N}{6} = \frac{1444,0}{4} = 361kN$$

Rozstaw rzędów pali: 1,50m

Odstęp między palami 1,40m w rzędzie od strony przęsła

2,40m w rzędzie od strony naziomu

Dane wysokościowe

Rzędne terenu: 294,30m n.p.m.

Rzędne spodu ławy: 288,84m n.p.m.

Dane gruntowe wg otworu Nr5

warstwa 1 – nasyp budowlany piasek średni + szlaka $J_D=0,33-0,50$

Grubość warstwy $h_1=1,80m$, $t_1=47Kpa$

warstwa 2 – namul piaszczysty – warstwa nienośna pomijam w obliczeniach grubość warstwy $h_2=1,40m$

warstwa 3 – piasek średni + gruby $J_D=0,50$

grubość warstwy $h_3=3,80m$, $t_3 = 47 + \frac{74 - 47}{0,34} \times 0,17 = 60,5kPa$

Obliczeniowa nośność pala wciskanego:

$$N_t = N_p + N_s = S_p \times q^{(r)} \times A_p + \sum Ss_i \times t_i^{(r)} \times As_i$$

Obciążenie obliczeniowe Q_r działające wzdłuż pala powinno spełniać warunek:

$$Q_r \leq m \times N_t \rightarrow N_t > \frac{550}{0,90} = 611kN$$

Przyjęto wstępnie pale żelbetowe wbijane 35×35cm o długości $L=7,00m$ ostrze pali znajduje się na rzędnej $288,84-7,00=281,84m$ n.p.m.

W piasku średnim i grubym o $J_D=0,50$

Głębokość krytyczna: $h_c=10m$

Głębokość rzeczywista: $294,30-281,84=12,46m$

$$h_{ci} = h_c \times \sqrt{\frac{D_i}{D_o}} = 100 \times \sqrt{\frac{0,35}{0,40}} = 9,35m < 12,46m$$

Wytrzymałość gruntu pod podstawą pala na głębokości $g=12,46m$

$$q^{(r)} = \gamma_m \times q; \quad \gamma_m \leq 0,90$$

$$q^{(r)} = 0,90 \left[2150 + (3600 - 2150) \frac{0,17}{0,34} \right] = 2588kPa$$

Współczynniki technologiczne wg. tabl. 4 Lp 1a w gruntach niespoistych dla pali wbijanych:

$Sp=1,10$

Przekrój pala 35×35cm $\rightarrow Ap = 0,1225m^2$

Opór podstawy pała: $N_p = S_p \times q^{(r)} \times A_p = 1,10 \times 2588 \times 0,1225 = 349 \text{ kN}$

Opór pobocznic pała $N_s = \sum Ss_i \times t_i^{(r)} \times As_i$

Współczynniki technologiczne: $Ss=1,10$ dla gruntów niespoistych o $J_D = 0,35 \div 0,50$

Stan i rodzaj gruntu	Przelot warstwy (m)	Grubość warstwy (m)	Współczynnik t_i (kPa)	Współczynnik $t_i^{(r)} = 0,9 \times t_i$
Ps	5,40÷7,20	1,80m	47,0	42,3
Nm+Ps	7,20÷8,60	1,40m	16,0	14,4
Pr+Ps	8,60÷12,40	3,80m	60,5	54,5

Obwód pali: $A_s = 4,0,35 = 1,40 \times l_i$

Nośność pobocznic:

$$N_s = 1,10[1,80 \times 42,30 + 1,40 \times 14,40 + 3,80 \times 54,50] \times 1,40 = 467 \text{ kN}$$

Wpływ zachodzenie na siebie stref naprężeń:

$$R = \frac{D}{2} + \sum h_i \times \text{tg} \alpha : \text{ dla } \begin{matrix} h_1 = 1,80 \text{ m}, & \alpha_1 = 0,105 \\ h_2 = 1,40 \text{ m}, & \alpha_2 = 0,087 \\ h_3 = 3,80 \text{ m}, & \alpha_3 = 0,105 \end{matrix}$$

$$R = \frac{0,35}{2} + 0,105(1,80 + 3,80) + 0,087 \times 1,40 = 0,885$$

$$\text{Rozstaw pali } r=1,40 \text{ m, dla } \frac{r}{R} = \frac{1,40}{0,885} = 1,58 \rightarrow m = 0,92$$

$$\text{Rozstaw rzędów } r_1=1,50 \text{ m; dla } \frac{r_1}{R} = \frac{1,50}{0,885} = 1,70 \rightarrow m = 0,95$$

Razem nośność jednego pała wciskanego wynosi:

$$N_t = N_p + N_s \times m = 349 + 467 \times 0,92 = 779 \text{ kN} > 611 \text{ kN}$$

Wniosek:

Przyjęta wstępnie ilość pali 10szt. o długości 7,00m dla 1-go przyczółka spełnia warunek nośności. Poprawnym sprawdzeniem byłoby próbne obciążenie przyczółka z czego zrezygnowano mając na uwadze istniejący stan podpór.

2.10. Obliczenie wymaganego uzbrojenia w istniejącym przyczółku

2.10.1 Uzbrojenie ławy fundamentowej

Wymiary ławy: $L=8,00\text{m}$, $b=2,50\text{m}$, $h=1,00\text{m}$

Maksymalne siły w palach oraz moment zginający w ławie fundamentowej

- od strony przęsła:

$R_w=3301,3\text{kN}$, III przypadek obciążenia: $r=0,80-0,50=0,30\text{m}$

$$M\alpha = 3301,3 \times 0,30 = 990,4\text{kNm}$$

- od strony naziomu

$R_N=1444,0\text{kN}$, V przypadek obciążenia: $r=0,80-0,50=0,30\text{m}$

$$M\alpha_1 = 1444,0 \times 0,30 = 433,2\text{kNm}$$

Za miarodajny przyjęto maksymalny moment jednostkowy

$$M\alpha = \frac{990,4}{8,00} = 123,8\text{kNm / mb}$$

Dane przekroju: $b=100\text{cm}$, $h=100\text{cm}$, $h_1=95\text{cm}$, $a=5\text{cm}$, $n = \frac{E_z}{E_b} = \frac{210}{30} = 7$

Beton istniejący B-25, $R_b=14,4\text{MPa}$

Stal zbrojeniowa st3SX, $R_a=200\text{MPa}$

$$\text{Potrzebne } F_2 = \frac{M\alpha}{0,875 \times h_1 \times R_a} = \frac{1238000}{0,875 \times 95 \times 2000} = 7,4\text{cm}^2$$

$$\min F_2 = 0,002 \times F_3 = 0,002 \times 100 \times 100 = 20,0\text{cm}^2$$

Wymagane uzbrojenie główne dołem $\phi 20\text{cm}$ co 15cm o $F_z = \frac{100}{15} \times 3,14 = 20,9\text{cm}^2$

Uzbrojenie rozdzielcze $0,2 \times F_2 = 4,0\text{cm}^2$, przyjęto $\phi 12$ co 30cm $f_z = \frac{100}{30} \times 1,13 = 3,8\text{cm}^2$

Sprawdzenie naprężeń w betonie i stali:

$$x = \frac{n \times F_2}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times b \times h_1}{n \times F_2}} \right) = \frac{7 \times 20,9}{100} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 95}{7 \times 20,9}} \right) = 1,463 \times (-1 + 11,44) = 15,3\text{cm}$$

$$z = h_1 - \frac{x}{3} = 95 - \frac{15,3}{3} = 89,9\text{cm},$$

Naprężenia w betonie:

$$\delta_b = \frac{2 \times M_a}{b \times x \times z} = \frac{2 \times 1238000}{100 \times 15,3 \times 89,9} = 1,80 \text{ MPa}$$

Napężenia w stali zbrojeniowej

$$\delta_z = \frac{M_a}{F_z \times z} = \frac{1238000}{20,9 \times 89,9} = 65,9 \text{ MPa}$$

2.10.2. Uzbrojenie trzonu, przekrój II- II

Ciężar przyczółka $G_p = 1075,3 \text{ kN}$

Moment względem punktu „O₁”: $M = 1983,2 \text{ kNm}$

Przypadek I:

$$\sum M_{O_3} = 1983,2 - 1163,6 \times 1,20 - 20,7 \times 3,93 - 430,9 \times 1,41 = -102,1 \text{ kNm}$$

$$\sum P = 1163,6 \text{ kN}; \quad e = \frac{102,1}{1163,6} = -0,09 \text{ m}$$

Przypadek II

$$\sum M_{O_3} = 1983,2 - 1163 \times 1,20 - 72,2 \times 4,05 - 620,3 \times 1,53 - 807,7 \times 0,20 \pm 31,9 \times 3,60 = -930,9 \text{ kNm}$$

$$\sum P = 1163,6 + 807,7 = 1971,3 \text{ kN}; \quad e = 0,47 \text{ m}$$

Przypadek III

$$\sum M_{O_3} = 1983,2 - 1163,6 \times 1,20 - 72,2 \times 4,05 - 620,3 \times 1,53 - 1602,3 \times 0,20 \pm (31,9 + 77,4) \times 3,60 = -1383,9 \text{ kNm}$$

$$\sum P = 1163,6 + 1602,3 = 2765,9 \text{ kN}; \quad e = -0,50 \text{ m}$$

Przypadek IV

$$\sum M_{O_3} = 1983,2 - 1163,6 \times 1,20 - 20,7 \times 3,93 - 430,9 \times 1,41 - 1602,3 \times 0,20 \pm (31,9 + 77,4) \times 3,60 = 816,2 \text{ kNm}; \quad e = -0,30 \text{ m}$$

$$\sum P = 1163 + 1602,3 = 2765,9 \text{ kN}$$

Przypadek V

$$\sum M_{O_3} = 1983,2 - 1163,6 \times 1,20 - 20,7 \times 3,93 - 430,9 \times 1,41 - 807,7 \times 0,20 \pm 31,9 \times 3,60 = 378,5 \text{ kNm}; \quad e = -0,19 \text{ m}$$

$$\sum P = 1163 + 807,7 = 1971,3 \text{ kN}$$

Za miarodajny przyjęto III przypadek obciążenia, długość trzonu przyczółka $l=7,60m$

$$\Sigma M_{03} = 1383,9 kNm; \quad M_{\alpha} = \frac{1383,9}{7,60} = 182 kNm / mb, \quad P_1 = \frac{2765,9}{7,60} = 363,9 kN / mb$$

$$\Sigma P = 2765,9 kN, \quad e = 0,50m, \quad \frac{e}{h_1} = \frac{0,50}{0,85} = 0,59 > 0,46 - \text{duży mimośród}$$

Dane przekroju: $b=100cm$, $h=90cm$, $h_1=85cm$, $a=5cm$, $n=7$

Beton istniejący B-25, $R_b=14,4MPa$

Stal zbrojeniowa St3SX, $R_a=200MPa$

$$\frac{e}{h_1} = \frac{0,50}{0,85} = 0,59$$

$$e_z = e + 0,5h - a = 50 + 45 - 5 = 90cm$$

$$M_z = P_1 \times e_z = 363,9 \times 0,90 = 327,5 kNm$$

$$W_z = \frac{n \times M_z}{R_a \times b \times h_1^2} = \frac{7 \times 3275000}{2000 \times 100 \times 85^2} = 0,0158 \rightarrow m = 0,202, \quad m_z = 0,944$$

$$\delta_b = m \times \frac{k_z}{n} = 0,202 \times \frac{200}{7} = 5,8 MPa < 14,4$$

$$\text{Potrzebne } F_z = \frac{1}{R_a} \times \left(\frac{M_z}{m_z \times h_1} - P_1 \right) = \frac{1}{2000} \left(\frac{3275000}{0,944 \times 85} - 36390 \right) = 2,21 cm^2$$

$$\text{Przyjęto min. } F_z = 0,002 \times F_b = 0,002 \times 100 \times 85 = 17 cm^2$$

$$\text{Przyjęto zbrojenie po stronie naziomu } \phi 18 \text{ co } 20cm \text{ o } F_z = \frac{100}{20} \times 2,54 = 12,7 cm^2$$

$$\text{oraz } \phi 12 \text{ co } 20cm \text{ po stronie przęsła o } F_{z1} = \frac{100}{20} \times 1,13 = 5,65 cm^2$$

Uzbrojenie rozdzielcze w trzonie $\phi 12$ co $30cm$ o $f_z=3,76 cm^2$

Sprowadzenie naprężeń przy zbrojeniu niesymetrycznym F_{z1} i F_{z2}

$$S_g = \frac{0,5 \times b \times h^2 + n \times (F_{z1} \times a + F_{z2} \times h_1)}{b \times h + n(F_{z1} + F_{z2})} = \frac{0,5 \times 100 \times 90^2 + 7(5,65 \times 5 + 12,7 \times 85)}{100 \times 90 + 7(5,65 + 12,7)} = 45,2 cm$$

$$S_d = h - S_g = 90 - 45,2 = 44,8 cm$$

$$F = b \times h + n(F_{z1} + F_{z2}) = 100 \times 90 + 7(5,65 + 12,7) = 9128 cm^2$$

$$J = \frac{b \times (S_g^3 + S_d^3)}{3} + n[F_{z1} \times (S_g - a)^2 + F_{z2} \times (S_d - a)^2] = 6075333 + 29248 = 6104581 cm^3$$

Naprężenia w betonie i stali

$$\delta_{bg} = \frac{N}{F} + \frac{Mz}{J} \times Sg = \frac{36390}{9128} + \frac{3275000}{6104581} \times 45,2 = 3,99 + 0,54 \times 45,2 = 28,2 daN / cm^2$$

$$\delta_z = n \times \left[\frac{N}{F} + \frac{M}{J} \times (Sg - a) \right] = 7[3,99 + 0,54(45,2 - 5)] = 180,0 daN / cm^2$$

2.10.3 Uzbrojenie projektowanej ścianki zapleczej – Poziom I-I

$$G_p = 33,51 + 34,44 + 14,85 + 84,24 = 167,04 kN$$

$$Mo_1 = 49,43 + 58,55 + 26,36 + 315,06 = 449,4 kNm$$

Przypadek III. $\sum M = 449,4 - 167,04 \times 1,625 - 72,2 \times 0,45 = 145,47 kNm$
 $\sum P = 167,04 kN; \quad e = 0,87 m$

Dane przekroju: $b=100cm$ $h=15cm$, $h_1=12$, $a=3cm$, $n=7$

beton B-30, $R_b = 17,3 MPa$

stal kl. A-III, $R_o = 410 MPa$

Przyjęto uzbrojenie symetryczne: $\min Fz = 0,004 \times 100 \times 12 = 4,8 cm^2$

pręty $\phi 10$ co $15cm$ o $F_z = \frac{100}{15} \times 0,785 = 5,2 cm^2$

a) Moment zginający w części środkowej ścianki na poziomie I od parcia gruntu przy naziomnie obciążonym samochodami:

$$M_c = Z_1 \times e_1 = 72,2 \times 0,45 = -32,5 kNm; \quad M = \frac{32,50}{7,60} = 4,27 kNm / mb$$

Sprawdzenie naprężeń przy obciążeniu j.w.

$$x = \frac{7 \times 5,20}{100} \left(-1 + \sqrt{\frac{2 \times 100 \times 12}{7 \times 5,20}} \right) = 2,59 cm; \quad z = 12 - \frac{2,59}{3} = 11,1 cm$$

Naprężenia w betonie i stali

$$\delta_b = \frac{2 \times 42700}{100 \times 2,59 \times 11,1} = 2,97 MPa < R_b$$

$$\delta_z = \frac{42700}{5,20 \times 11,1} = 74,0 MPa < R_a$$

b) Projektowany wspornik pod płytą przejściową $h=30cm$, $L=6,60m$

$$G_p = 6,60 \times 0,30 \times 0,58 \times 25,0 \times 1,2 = 34,5 kN$$

Reakcja od obciążenia płytą przejściową $R_p = 634,8 kN$ wg pkt. 2,5 ramię $r=0,15m$

$$\Sigma P = 634,8 + 34,5 = 669,3kN$$

$$M_{\alpha} = 669,3 \times 0,15 = 100,4kNm, \quad M_1 = \frac{100,4}{6,60} = 15,2kNm / mb$$

Dane przekroju wspornika: $b=100cm$, $h=30cm$, $h_1=26cm$, $a=4cm$ beton B-30 kl. AIII, $R_a=17,3MPa$

Stal kl. A III, $R_a=410MPa$

Wymagane zbrojenie poziome górne

$$F_z = \frac{152000}{0,875 \times 26 \times 4100} = 1,63cm^2$$

$$\min F_z = 0,004 \times F_b = 0,004 \times 100 \times 26 = 10,4cm^2$$

Przyjęto zbrojenie poziome górą $\phi 16co 15cm$ o $F_z = \frac{100}{15} \times 2,01 = 13,4cm^2$

Sprawdzenie naprężeń w betonie i stali

$$x = \frac{7 \times 13,4}{100} \left(-1 + \sqrt{\frac{2 \times 100 \times 26}{7 \times 13,4}} \right) = 6,00cm, \quad z = h_1 - \frac{x}{3} = 26 - \frac{6,0}{3} = 24,0cm$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 152000}{100 \times 6,0 \times 24,0} = 2,11MPa < R_b$$

$$\sigma_z = \frac{152000}{13,4 \times 24,0} = 47,3MPa < R_a$$

2.10.4. Uzbrojenie ciosów na ławie podłożyskowej

Przyjęto łożyska elastomerowe o wymiarach $200 \times 200 \times 36mm$

Reakcja pionowa na jedno łożysko $R = \frac{807,7 + 680,3}{6} = 248,2kN$, reakcje poziome

$$H_s = \frac{77,4}{6} = 12,9kN$$

Wymiary ciosów podłożyskowych tylko dla belek „Kujan” $50 \times 60 \times 3cm$

$$\frac{a'}{a} = \frac{s}{50} = 0,10 \longrightarrow \text{wg Guyona } m=0,22$$

Wartość wypadkowej rozciągania: $W=R \cdot m=248 \cdot 0,22=53,5 \text{ kN}$

$$\text{Potrzebne zbrojenie: } F_z = \frac{W}{k_z} = \frac{5350}{2100} = 2,54 \text{ cm}^2$$

Przyjęto $5 \varnothing 10$ o $f_z=5 \cdot 0,785=3,92 \text{ cm}^2$ w formie pojedynczej siatki o oczkach $10 \times 10 \text{ cm}$.

Poziom założenia siatki j. w. określono na podstawie wykresu dla $\frac{a'}{a}=0,10$

$$m=0,23 \longrightarrow Z=m \cdot a=0,23 \cdot 0,50=0,11 \text{ m}$$

2.10 Obliczenie na zginanie istniejącego skrzydła przyczółka P – 2

Przyjęto dane jak na rys. zał.1

- wysięg wspornika skrzydła $a=4,68 \text{ m}$

- grubość skrzydła zmienna: $g = 0,30: 0,50 \text{ m}$

Parcie boczne na powierzchnię skrzydła

a) Obciążenie użytkowe w kN/m^2

- nawierzchnia asfaltowa gr. 12 cm : $0,12 \cdot 23 \cdot 1,5=4,14 \text{ kN/m}^2$

- podbudowa z tłucznia gr. 30 cm : $0,30 \cdot 23 \cdot 1,5=10,35 \text{ kN/m}^2$

b) Obciążenie od ciągnika K – 400 o pow. $2,7 \cdot 5,0=13,5 \text{ m}^2$

$$\text{Obciążenie zastępcze: } p = \frac{400 \times 1,5}{13,5} = 44,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Razem } g+p=4,14+10,35=14,5 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie zastępcze od obciążenia naziomu przy $\gamma_z=19 \text{ kN/m}^3$

$$h_z = \frac{g}{\gamma_z} = \frac{59,0}{19,0} = 3,10 \text{ m}$$

c) Parcie jednostkowe zasypki gruntowej na skrzydełku przy naziomie obciążonym

Przyjęto grunt sytki jako piasek średni o zagęszczeniu $I_D=0,6$, $\phi_n = 32^\circ$ przy parciu

$$\text{obliczeniowym } \phi_U^T = 0,9 \times 32 = 28,8^\circ$$

Jednostkowe parcie czynne wg PN- 85/S – 10030

$e_a = \gamma(h_z + z) \times \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$; gdzie $\gamma = 1,7 \text{ t/m}^3$ - ciężar objętościowy gruntu

$h_z = 3,10 \text{ m}$ - grubość zastępcza zasypki
gruntowej

$z_1 = 4,40 \text{ m}$ - przy ścianie trzonu $\operatorname{tg}\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg} 30,6^\circ = 0,591$

$z_2 = 0,50 \text{ m}$ - na końcu skrzydła

Uśredniona wysokość naziomu $h = h_z + \frac{z_1 + z_2}{2} = 3,10 + \frac{4,90}{2} = 5,55 \text{ m}$

Przy $z_1 = 4,40 + h_z = 4,40 + 3,10 = 7,50 \text{ m} \rightarrow$

$$e_{a_1} = 1,7 \times 7,5 \times 0,591^2 = 4,45 \text{ t/m}^2$$

Przy $z_2 = 0,50 + h_z = 0,50 + 3,10 = 3,60 \text{ m} \rightarrow$

$$e_{a_2} = 1,7 \times 3,60 \times 0,591^2 = 2,13 \text{ t/m}^2$$

d) Powierzchnie boczne skrzydła A_1, A_2 - położenie środka ciężkości pow A_1, A_2

- część A_1 : $h_1 = 4,40 - 0,10 = 4,30 \text{ m}$

$$h_2 = 0,50 \text{ m}$$

$$\text{Pow. } A_1 = (4,30 + 0,50) \times 0,5 \times 3,80 = 9,12 \text{ m}^2 \quad e_1 = \frac{3,80}{3} \times \frac{4,30 + 2 \times 0,50}{4,30 + 0,50} = 1,40 \text{ m}$$

$$A_2 = 0,50 \times 0,50 = 0,25 \text{ m}^2 \quad e_2 = 3,80 + \frac{0,50}{2} = 4,05 \text{ m}$$

Parcie gruntu na powierzchnie boczne:

$$P_{o_1} = A_1 \times \frac{e_{a_1} + e_{a_2}}{2} = 9,12 \times \frac{4,45 + 2,13}{2} = 9,12 \times 3,29 = 30,0 \text{ t} = 300 \text{ kN}$$

$$P_{o_2} = A_2 \times e_{a_2} = 0,25 \times 2,13 = 0,53 \text{ t} = 5,3 \text{ kN}$$

e) Moment w przekroju α_1 od parcia gruntu na pow. $A_1 + A_2$ w [tm]

$$M_{\alpha_1}^g = P_1 \times e_1 + P_2(3,80 + 0,25) = 30,0 \times 1,40 + 0,53 \times 4,05 = 44,2 \text{ tm} \\ = 442 \text{ kNm}$$

Moment w przekroju α_1 od uderzenia w barierę sprężystą siłą $P = 50 \text{ kN}$

Siła założona na wys. $0,70 \text{ m}$ powyżej chodnika.

$$M_{\alpha_1}^R = 50,0 \times 0,70 = 35,0 \text{ kNm}$$

Dobór zbrojenia poziomego w skrzydle

Moment zginający w przekroju α_1 od parcia gruntu oraz uderzenia pojazdu w barierę:

$$M_{\alpha_1} = 442,0 + 35,0 = 477,0 \text{ kNm}$$

$$\text{Potrzebne zbrojenie poziome } F_z = \frac{4770000}{0,875 \times 40 \times 2000} = 75,95 \text{ cm}^2$$

Dane przekroju zginanego w płaszczyźnie poziomej w przekroju $\alpha - \alpha$

Grubość przekroju $h = 40 \text{ cm}$, wysokość przekroju $b = 400 \text{ cm}$, $h_1 = 35 \text{ cm}$

Istniejący beton B – 25: $R_b = 14,4 \text{ MPa}$

Istniejące zbrojenie St35x: $R_a = 200 \text{ MPa}$

Na podstawie katalogu typowych skrzydeł $L=5,0 \text{ m}$ przyjęto ilość zbrojenia istniejącego

$$\text{– pręty poziome } 15 \square 14 \text{ o } f_z = 15 \times 1,54 = 23,10 \text{ cm}^2$$

$$\text{– pręty skośne } 18 \square 14 \text{ o } f_z = 18 \times 1,54 = 27,72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Razem } f_z = 50,82 \text{ cm}^2$$

Potrzebne zbrojenie dodatkowe poziome na połączeniu istniejącego skrzydła z trzonem przyczółka $\Delta F = 75,95 - 50,82 = 25,13 \text{ cm}^2$

Przyjęto 3 pręty $\square 25$ ze stali A – IIIN o zwiększonej wytrzymałości $R_a = 410 \text{ MPa}$

$$F_z = 3 \times 4,91 \times \frac{410}{200} = 30,2 \text{ cm}^2$$

Grubość strefy ściskanej w betonie przy jednostronnym zbrojeniu od strony wewnętrznej (od zasypki ziemnej)

$$x = \frac{7 \times 75,95}{400} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 400 \times 35}{7 \times 75,95}} \right) = 1,33 \left(-1 + \sqrt{1 + 52,7} \right) = 8,4 \text{ cm}$$

$$z = 35 - \frac{8,4}{3} = 32,2 \text{ cm}$$

Naprężenie w betonie

$$\sigma_b = \frac{2 \times 4770000}{400 \times 8,4 \times 32,2} = 8,82 \text{ MPa} < R_b = 14,4 \text{ MPa}$$

Naprężenie w zbrojeniu

$$\sigma_z = \frac{4770000}{75,95 \times 32,2} = 195,0 \text{ MPa} < R_a 200 \text{ MPa}$$

2.11 Obliczenie płyty przejściowej

Obliczenie projektowanej płyty przejściowej: długość $L_x = 4,0 \text{ m}$, szerokość $L_y = 6,50 \text{ m}$, grubość $h = 300 \text{ cm}$, podparcie płyty na wsporniku przyczółka oraz gruncie nasypu na końcu płyty.

Obciążenie płyty ciężarem własnym

- nawierzchnia bitumiczna grubość 10cm: $0,10 \times 23,0 \times 1,5 = 3,45 \text{ kN/m}^2$
- podbudowa tłuczniowa śr. grubości 45cm: $0,45 \times 24,0 \times 1,5 = 16,20 \text{ kN/m}^2$
- płyta żelbetowa grubość 30cm $0,30 \times 27,0 \times 1,2 = 9,72 \text{ kN/m}^2$

$$\text{Razem: } g = 29,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Przyjęto powierzchnię płyty: } E_p = 4,0 \times 6,50 = 26,0 \text{ m}^2$$

Obciążenie użytkowe KL"C" dla 1-go koła:

$$P_k = 0,5 \times K \times \gamma_t = 0,5 \times 100 \times 1,5 = 75,0 \text{ kN}$$

Powierzchnia obciążenia użytkowego:

$$\left. \begin{aligned} t_x &= 0,60 + 2 \times 0,40 = 1,40 \text{ m} \\ t_y &= 0,20 + 2 \times 0,40 = 1,00 \text{ m} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{ślad koła} \\ \text{na powierzchni płyty} \end{array}$$

Moment zginający w kierunku $\perp$ do osi mostu i równoległym do osi mostu obliczam na podstawie tablic, dla płyt prostokątnych, opartych swobodnie na obwodzie. Przyjęto płytę prostokątną obciążoną równomiernie na prostokącie współśrodkowym o parametrach $l_y : l_x = 6,50 : 4,00 \cong 1,625$

Taką proporcję spełnia rozwiązanie tablicowe na str. 356 tablice Inż. Tom II

- przypadek $l_y = 1,5l_x$ jest bliższe wymiarom rzeczywistym.

Obciążenie płyty obciążeniem użytkowym od koła pojazdu K wynosi:

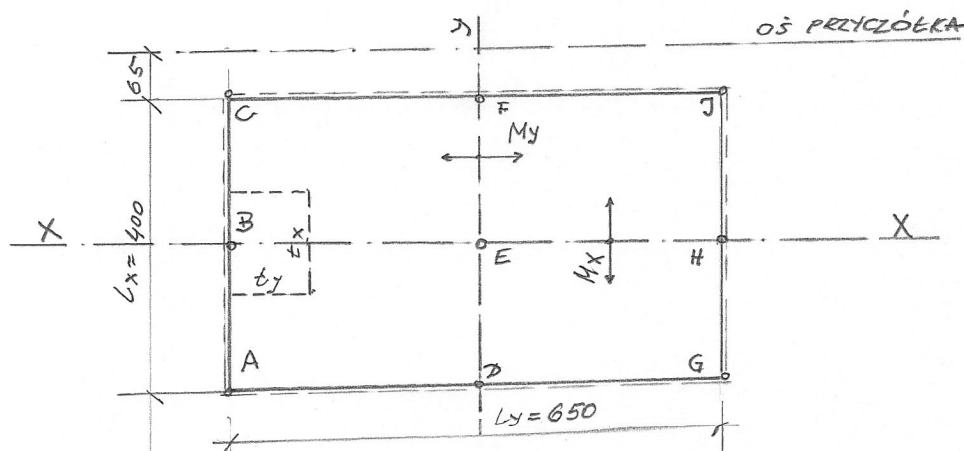
$$t_x = 1,40 \text{ m} ; t_y = 1,00 \text{ m}$$

Średnie natężenie obciążenia od ciężaru stałego $g = 29,4 \text{ kN/m}^2$

Obciążenie całkowite płyty o powierzchni $F_p = 26,0 \text{ m}^2$ czyli ciężar płyty z balastem

$$P = 26,0 \times 29,4 = 765 \text{ kN}$$

Schemat obciążenie płyty przejściowej od obciążenia użytkowego KL"C" przy osiach $K = 3 \times 100 \text{ kN}$ co $1,20 \text{ m}$ ustawionych współśrodkowo.



Momenty w pkt A – G na płycie – obciążenie ciężarem stałym „g” – kierunek M_y

p. C $t_x/t_y = 1,0 \quad a_{x_m} = 0,0642$ $t_y/l_x = 1,5 \quad a_{y_m} = 0,0288$	p. F $t_x/t_y = 0,5 \quad a_{x_m} = 0,1011$ $t_y/l_x = 0,5 \quad a_{y_m} = 0,0410$	p. I $t_x/l_y = 0,1 \quad a_{x_m} = 0,1414$ $t_y/l_x = 0,1 \quad a_{y_m} = 0,0457$
p. B $t_x/l_x = 0,5 \quad a_{x_m} = 0,0771$ $t_x/l_y = 0,5 \quad a_{y_m} = 0,0521$	p. E $t_x/l_x = 0,5 \quad a_{x_m} = 0,1253$ $t_x/l_x = 0,5 \quad a_{y_m} = 0,0765$	p. H $t_x/l_x = 0,1 \quad a_{x_m} = 0,1917$ $t_x/l_x = 0,1 \quad a_{y_m} = 0,0886$
p. A $t_x/x = 0,1 \quad a_{x_m} = 0,0823$ $t_x/l_x = 0,1 \quad a_{y_m} = 0,0876$	p. D $t_x/l_x = 0,5 \quad a_{x_m} = 0,1375$ $t_x/l_x = 0,5 \quad a_{y_m} = 0,1387$	p. G $t_x/l_x = 0,1 \quad a_{x_m} = 0,2555$ $t_x/l_x = 0,1 \quad a_{y_m} = 0,2024$

Moment obliczany z zależności:

- dla kierunku zginania x – x : $M_x = a_{x_m} \times w_1$

- dla kierunku zginania y – y: $M_y = a_{y_m} \times w_2$

Gdzie: w_1 – wsp. liczbowy przy a_{x_m}

w_2 – wsp. liczbowy przy a_{y_m}

Obciążenie jedn. $g=29,4 \text{ kN/m}^2$

$P=765 \text{ kN}$

Powierzchnia płyty $F=26,0 \text{ m}^2$

$t_x=1,40 \text{ m}; t_y=1,00 \text{ m}$

Momenty zginające w kierunku x i y w punktach charakterystycznych płyty przejściowej od obciążenia stałego $g=29,4 \text{ kN/m}^2$

Ciężar całkowity płyty $P=765 \text{ kN}$

Moment zginający na krawędziach płyty $l_x = 4,00 \text{ m}$

$l_y = 6,50 \text{ m}$

Wielkość momentu M_y na krawędzi A – D – G :

$$M_{\Sigma y} = \frac{1}{3} (M_A^y + M_D^y + M_G^y) = \frac{1}{3} (0,0876 + 0,1387 + 0,2024) = 0,1429 \times 765 = 109,3 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Wielkość momentu M_y na krawędzi B – E – H :

$$M_{\Sigma y} = \frac{1}{3} (0,0521 + 0,0765 + 0,0886) = 0,0724 \times 765 = 55,4 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Wielkość momentu przy M_y na krawędzi C – F – I :

$$M_{\bar{y}} = \frac{1}{3} (0,0288 + 0,0410 + 0,0457) = 0,0385 \times 765 = 29,4 \frac{kNm}{m}$$

Wielkości uśrednione M_x na krawędziach płyty:

$$- ABC: M_x = \frac{1}{3} (0,0823 + 0,0771 + 0,0642) = 0,074 \times 765 = 56,6 kNm/m$$

$$- DEF: M_x = \frac{1}{3} (0,1375 + 0,1253 + 0,1011) = 0,1213 \times 765 = 92,8 kNm/m$$

$$- GHI: M_x = \frac{1}{3} (0,2555 + 0,1917 + 0,1414) = 0,1962 \times 765 = 150,0 kNm/m$$

Obciążenie użytkowe uśrednione od śladu 1-ego koła K wg. wyliczenia na str. 18

$P_k = 75kN$, przy 6 śladach kół $P_k = 6 \times 75,0 = 450 kN$

Nacisk jednostkowy na poziom pod płytą o powierzchni $26,0 m^2$

$$P_0 = \frac{450,0}{26,0} = 17,3 kN/m^2$$

Zginanie względem osi y – y płyty przejściowej (oś równoległa do osi przyczółka)

$$m_y = \frac{p_0 \times l_x \times l_y^2}{8} = \frac{17,3 \times 4,0 \times 6,5^2}{8} = 365,5 kNm$$

Zginanie poprzeczne wzgl osi x – x płyty przejściowej

$$m_x = \frac{p_0 \times l_y \times l_x^2}{8} = \frac{17,3 \times 6,50 \times 4,0^2}{8} = 224,9 kNm$$

Momenty jednostkowe – kierunek y – y: $m_{oy} = \frac{365,5}{4,0} = 91,4 kNm$

Momenty jednostkowe – kierunek x – x: $m_{ox} = \frac{224,9}{6,5} = 34,6 kNm$

2.11.1. Zbrojenie płyty przejściowej

Maksymalny moment w kierunku x – x:

$$\sum M_x = \frac{1}{3} (56,6 + 92,8 + 150,0) = 99,8 kNm/m$$

Dane przekroju płyty: $b = 100cm$, $h = 30cm$, $h_1 = 26cm$, $a = 4cm$

Beton B-30 $R_b = 17,3 MPa$

Stal A-IIIIN $R_a = 410,0 MPa$

Wymagany przekrój zbrojenia dolnego podłużnego na mb

$$F_s = \frac{M_x}{0,875 \times h_1 \times R_a} = \frac{998000}{0,875 \times 26 \times 4100} = 10,70 cm^2$$

Przyjęto $5\phi 16$ co 20 cm o $f_s = 5 \times 2,01 = 10,1 \text{ cm}^2$

Sprawdzenie naprężeń w betonie i stali

$$x = \frac{7 \times 10,1}{100} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 26}{7 \times 10,1}} \right) = 5,4 \text{ cm}$$

$$z = h_1 - \frac{x}{3} = 26 - \frac{5,4}{3} = 24,2 \text{ cm}$$

Naprężenia w betonie i stali:

$$\sigma_b = \frac{2 \times 998000}{100 \times 5,4 \times 24,2} = 15,3 \text{ MPa} < 17,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{998000}{10,1 \times 24,2} = 408,3 \text{ MPa} < 410 \text{ MPa}$$

Maksymalny moment w kierunku y – y

$$\sum M_y = \frac{1}{3} (109,3 + 55,4 + 29,4) = 64,7 \text{ kNm/m}$$

Dane przekroju płyty: $b = 100 \text{ cm}$, $h = 30 \text{ cm}$, $h_1 = 26 \text{ cm}$, $a = 4 \text{ cm}$

Wymagany przekrój zbrojenia dolnego poprzecznego na 1mb

$$F_s = \frac{M_y}{0,875 \times h_1 \times R_a} = \frac{647000}{0,875 \times 26 \times 4100} = 6,94 \text{ cm}^2$$

Przyjęto $\phi 16$ co 30 cm o $f_s = \frac{100}{30} \times 2,01 = 6,7 \text{ cm}^2$

Sprawdzenie naprężeń w betonie i stali:

$$x = \frac{7 \times 6,7}{100} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 26}{7 \times 6,7}} \right) = 4,5 \text{ cm}$$

$$z = h_1 - \frac{x}{3} = 26 - \frac{4,5}{3} = 24,5 \text{ cm}$$

Naprężenia w betonie i stali:

$$\sigma_b = \frac{2 \times 647000}{100 \times 4,5 \times 24,5} = 11,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{647000}{6,7 \times 24,5} = 394,2 \text{ MPa}$$

Zbrojenie górne podłużne w płycie przyjęto $\phi 16$ co 40 cm o:

$$f_s = \frac{100}{40} \times 2,01 = 5 \text{ cm}^2$$

Zbrojenie górne poprzeczne przyjęto $\phi 12$ co 30 cm o:

$$f_z = \frac{100}{30} \times 1,13 = 3,8 \text{ cm}^2$$

3.0 Projektowana płyta żelbetowa przęsła

a) Określenie wielkości momentów zginających w płycie od obciążenia stałego

- obciążenie na 1 m² od ciężaru własnego

$$\text{Nawierzchnia bitumiczna, grubość 9 cm} \quad 0,69 \times 23,0 = 2,07 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Izolacja z papy, grubość 0,5 cm} \quad 0,005 \times 14,0 = 0,07 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Płyta żelbetowa, grubość 18 cm} \quad 0,18 \times 27,0 = 4,86 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Razem } g_1 = 7,00 \times 1,20 = 8,40 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie równomiernie rozłożone

$$g_2 = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Razem } g = 10,40 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- obciążenie skupione od koła pojazdu} \quad K = \frac{100}{2} \times 1,50 = 75,0 \text{ kN}$$

Moment zginający wyjściowy (liczony jak dla belki wolnopodpartej o długości

$l_0 = 1,40 \text{ m}$ dla pasma płyty o szerokości 1,0 m)

$$M_0 = \frac{g \times l_0^2}{8} + \frac{P \times l_0}{y} = \frac{10,40 \times 2,40^2}{8} + \frac{75,0 \times 2,40}{4} = 2,55 + 26,25 = 28,8 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Dla stosunku } \frac{h_y}{h_z} = \frac{18}{72} = 0,25$$

Gdzie $h_y = 18 \text{ cm}$ – grubość pracującej płyty

$$h_z = 66 + 6 = 72 \text{ cm} \text{ – wysokość żebra tj. belka WBS} = 66 \text{ cm} + \text{skos} = 6 \text{ cm}$$

Momenty przęsłowe (w środku rozpiętości przęsła) w belce obustronnie utwierdzonej

$$+M = 0,5M_0 = 0,5 \times 28,8 = +14,4 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Momenty przęsłowe nad belkami

$$-M = 0,7M_0 = 0,7 \times 28,8 = -20,16 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

b) Sprawdzenie wielkości momentów zginających w płycie przy obciążeniu

powierzchniowym równomiernie rozłożonym

- obciążenie powierzchniowe

$$\Sigma g = 10,40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + \frac{3}{2} \times \frac{75,0}{1,40} = 10,4 + 80,35 = 90,75 \text{ kN/m}^2$$

Dla $\frac{l_0}{l_t} = \frac{1,40}{12,0} = 0,12$ dla płyty podpartej na dwóch krawędziach tj. dla schematu III

odczytano: $\alpha_3 = 0,0125$

$$\beta_3 = 0,0625$$

$$\delta = -0,125$$

Wielkości momentu przęsłowego:

$$M_x = g \times \beta_3 \times l^2 = 90,75 \times 0,0625 \times 1,4^2 = 11,1 \text{ kNm/m}$$

$$M_y = g \times \alpha_3 \times l^2 = 90,75 \times 0,0125 \times 1,4^2 = 22,2 \text{ kNm/m}$$

$$-M = g \times \delta \times l^2 = -90,75 \times 0,0125 \times 1,4^2 = 22,2 \text{ kNm/m}$$

3.1 Zbrojenie projektowanej płyty ustroju nośnego

a) Przekrój przęsłowy

Za miarodajne przyjmuje momenty przęsłowe wyliczone w pkt. „a”

$M_x = 14,4 \text{ kNm/m}$ oraz momenty podporowe $M = 22,2 \text{ kNm/m}$ wyliczone w pkt. „b”

Dane przekroju płyty: $b = 100 \text{ cm}$, $h = 18 \text{ cm}$, $h_1 = 18 - 2,5 = 15,5 \text{ cm}$, $a = 2,5 \text{ cm}$

Beton B-30 $R_b = 17,3 \text{ MPa}$

Stal A-IIIIN $R_a = 410 \text{ MPa}$

$$n = \frac{E_s}{E_b} = \frac{210}{21,0} = 10; \quad m = \frac{410}{17,3} = 23,7$$

$$W_z = \frac{n+M}{R_a \times b \times h_1^2} = \frac{10 \times 144000}{410 \times 100 \times 15,5^2} = 0,146 \text{ z tablic odczytano } m = 0,781; m_2 = 0,854$$

$$K_z = \frac{2/3 \times n \times m}{n + m} = \frac{0,667 \times 10 \times 23,7}{10 + 23,7} = 0,901$$

Potrzebny przekrój stali zbrojeniowej w przęsle dołem

$$F_z = \frac{M_x}{h_1 \times K_z \times R_a} = \frac{144000}{15,5 \times 0,901 \times 4100} = 2,51 \text{ cm}^2$$

Minimalna ilość zbrojenia

$$\min F_z = 0,004 \times F_b = 0,004 \times 100 \times 15,5 = 6,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Przyjęto pręty } \varnothing 12 \text{ co } 15 \text{ cm o } F_z = \frac{100}{15} \times 1,13 = 7,53 \text{ cm}^2$$

Uzbrojenie rozdzielcze: $0,2 \times F_z = 1,50 \text{ cm}^2$, przyjęto $\varnothing 10$ co 20 cm o $F_z = 3,9 \text{ cm}^2$

Sprawdzenie naprężeń:

$$x = \frac{n \times F_z}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times b \times h_1}{n \times F_z}} \right) = \frac{10 \times 7,53}{100} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 15,5}{10 \times 7,53}} \right) =$$

$$= 4,13 \text{ cm}$$

$$z = h_1 - \frac{x}{3} = 15,5 - \frac{4,13}{3} = 14,1 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times M_x}{b \times x \times z} = \frac{2 \times 144000}{100 \times 4,13 \times 14,1} = 4,9 \text{ MPa} < R_b$$

$$\sigma_z = \frac{M_x}{F_z \times z} = \frac{144000}{7,53 \times 14,1} = 136 \text{ MPa} < R_a$$

b) Przekrój podporowy

Potrzebny przekrój stali zbrojeniowej nad podporą górną

$$F_z = \frac{222000}{15,5 \times 0,901 \times 4100} = 3,88 \text{ cm}^2, \text{ min } F_z = 6,20 \text{ cm}^2$$

Przyjęto górne pręty $\emptyset 12$ co 15cm o $F_z = 7,53 \text{ cm}^2$

Uzbrojenie rozdzielcze $\emptyset 10$ co 30cm o $f_z = \frac{100}{30} \times 0,785 = 2,6 \text{ cm}^2$

3.2. Belki ustroju nośnego

Przyjęto pozostawienie w remontowanym prześle 4- belki środkowe, prefabrykowane, kablobetonowe typu WBS – 12 w rozstawie osiowym 1,40 m, dwie belki skrajne – uszkodzone, należy usunąć i zastąpić nowymi belkami typu „Kujan”.

Wykonanie nowych belek typu WBS z uwagi na brak form jest niemożliwe. Zostały zastąpione typowymi belkami strunobetonowymi typu „Kujan – 12”. Istniejące belki typu WBS – 12 były wyprodukowane w latach ‘70 (rok budowy mostu 1972), na podstawie katalogu „Typowe kablobetonowe mosty prefabrykowane” Opracowanie Transprojekt W-wa rok 1964.

Belka była zaprojektowana na obciążenie kl. I ze sprawdzeniem pojazdem T-80 co odpowiada obecnej klasie „C”. Wbudowane dwie nowe belki typu „Kujan” będą wykonane obecnie, więc mogą być stosowane dla przęseł wolnopodpartych przy obciążeniu klasy „C”. Typowe belki nie wymagają wykonywania sprawdzających obliczeń statycznych.

KONIEC OBLICZEŃ

WYKONAŁ

.....