PROJEKT BUDOWLANY - WYKONAWCZY

DLA ZADANIA:

Opracowanie dokumentacji projektowej i kosztorysowej rewaloryzacji Rynku II w Łęcznej z przyległymi ulicami w ramach rewitalizacji Starego Miasta w Łęcznej

OBLICZENIA STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWE
BUDOWA KŁADKI DLA PIESZYCH

KODY CPV:	45100000-8	Przygotowanie terenu pod budowę
	45200000-9	Roboty budowlane w zakresie wznoszenia kompletnych obiektów budowlanych lub ich części oraz w zakresie inżynierii lądowej i wodnej
	45400000-1	Roboty wykończeniowe w zakresie obiektów budowlanych
OBIEKT		Rynek II w m. Łęczna
ADRES:		21-010 Łęczna

OBIEKT POŁOŻONY NA DZIAŁKACH O NR EWID.: 1759, 1788, 1789, 1790, 1794, 1806, 1824, 1825, 1826, 1827, 1858, 1869, 1874, 1881, 1886/1, 1886/2, 1886/3, 1887, 1888, 1898, 1909, 1935, 2013, 2160

INWESTOR		**Gmina Łęczna** Plac Kościuszki 5 **21-010 Łęczna**
JEDNOSTKA PROJEKTUJĄCA	TMD	**Zespół Projektowania i Obsługi Inżynierskiej Budownictwa Drogowego „ToMaR - DROG", Tomasz Lis, Marek Oleszczuk – spółka jawna** ul. Mełgiewska 38B/14 **20-234 Lublin**

ZESPÓŁ PROJEKTUJĄCY:

FUNKCJA	IMIĘ I NAZWISKO	UPR. NR	DATA	PODPIS
PROJEKTANT	mgr inż. Tadeusz Mazurek	699/Lb/88	09.2015	
SPRAWDZAJĄCY	mgr inż. Grzegorz Rakowski	ONB 907/23/72	09.2015	

ICELAND LIECHTENSTEIN NORWAY eea grants

MINISTERSTWO INFRASTRUKTURY I ROZWOJU

Współfinansowane z funduszy EOG, pochodzących z Islandii, Lichtensteinu i Norwegii oraz środków krajowych

LUBLIN, LISTOPAD 2015

SPIS TREŚCI

Część I - Założenia analiz statycznych i wymiarowania

Część II – ustrój niosący i filary

1. Dane wyjściowe str.1
2. Charakterystyka wytrzymałościowa stalowych blachownic (faza 1) str.1
2.1.Wskaźnikui wytrzymałości blachownic str.1
3. Obciążenie kładki str.1
3.1. Ciężar własny str.1
3.1.1. Faza 1 str.1
3.1.2. Faza str.1
3.2.1. Blachownice skrajne str.1
3.2.2.reakcje z przęsła środkowego str.1
3.3. Naprężenia w belkach str.2
3.3.1 Faza 1
3.3.2 Faza 2
3.3.3.Ugięcia belek w fazie 1 str.4
4. Wymiarowanie podpór pośrednich (filarów) str.4
4.1. Obciążenie filara w Fazie 1 – kierunek Y (prostopadły do osi podłuż.) str.5
4.2. Kierunek X (wzdłużny) str.5
4.3. Wymiarowanie oczepu w kierunku Y str.6
4.3.1. Przekrój 1-1 str.6
4.3.2. Przekrój 2-2 str.6
4.3.3. Faza 2 str.6
4.4. Parcie wiatru na przęsła (kierunek Y) str.7
4.5.Wymiarowanie przekroju podporowego w Fazie 2 str.7
5. Wymiarowanie ławy wieńczącej pale str.8
6. Obliczenie poprzecznic nad przyczółkami str.9
7. Obliczenia ramownicy głównej ustroju niosącego w Fazie 2 str.10
7.1. Reakcje z obciążenia ramownicy str.10
7.2. Momenty zginające w ryglu ramownicy str.11
7.3. Momenty zginające w słupach ramownicy str.11
7.4.Zestawienie obciążenia słupów przyjęte do wymiarowania str.11
7.5. Siły tnące w ryglu ramownicy str.12
7.6. Siły tnące w słupach str.12

7.7. Podpory nr 2 i 3 (ciężar ławy) i zestawienie obciążeń pali str.13
8. Wymiarowanie płyty pomostu str.14
9. Zespolenie płyty betonowej z belkami stalowymi str.15
10. Poprzecznice belek stalowych str.17
10.1.Reakcje pionowe w poprzecznicach str.17
10.2. Momenty zginające str.17
10.3. Przymocowanie poprzecznic do żeber środników str.17
10.4.Sprawdzenie poprzecznic na czas oparcia na oczepach str.18
10.5 Połączenie pakietów na śruby sprężające str.18

Część III – Obliczenia przyczółków (podpory nr 1 i 4)

1.Dane wyjściowe str.1
2. Obciążenie z przęsła str.1
2.1. Obciążenia pionowe z przęsła str.1
2.2. Siła pozioma z przęsła str.1
2.3. Ciężar własny przyczółka str.1
2.4. Obciążenie przyczółka w kierunku wzdłużnym str.2
2.4.1 Parcie gruntu nieobciążonego str.2
2.4.2 Parcie gruntu obciążonego str.2
2.4.3. Siły oporu w łożyskach elastomerowych str.2
2.5. Zestawienie obciążeń w poziomie spodu przyczółka str.3
2.6. Palowanie przyczółka str.3
2.7. Wymiarowanie przyczółka str.4
2.7.1 Korpus przyczółka str.4
2.7.2. Skrzydełka trójkątne str.4
2.7.3. Wspornik odciążający za przyczółkiem str.5
2.7.4 Ścianka zaplecza str.5
3. Obliczenia spływu wody opadowej z pomostu kładki str.6

IV. Załączniki do obliczeń statycznych –wydruki komputerowe

I.ZAŁOŻENIA ANALIZ STATYCZNYCH I WYMIAROWANIA KONSTRUKCJI.

1.1. Analiza podpór.

Schemat statyczny mostu rozwiązywany jest w dwóch fazach obliczeniowych:

1. Faza 1 realizacyjna – do momentu zabetonowania przęsła.
2. Faza 2 użytkowa – po zabetonowaniu przęsła i zespoleniu z podporami

W fazie 1 ustrój nośny składa się z 3 przęseł swobodnie podpartych o rozpiętościach przęseł równych: przesła skrajne L_t = 23,25 m i przęsło środkowe L_t =22,50m. Belki oparte są na oczepach podpór pośrednich w odległości 20 cm od czoła belek. Belki pracują w pakietach złożonych po 2 belki w przenoszeniu obciążeń stałych związanych z fazą realizacyjną.

Podpory w fazie 1 składają się z oczepów w kształcie odwróconej litery T i słupów średnicy 80cm opartych na ławach wieńczących pale fundamentowe średnicy 90cm.

W fazie 2 ustrój nośny zostaje zespolony z płytą pomostu i zostaje monolitycznie związany z podporami. Powstaje w ten sposób, układ ramowy 3-przęsłowy o rozpiętościach przęseł (rygla) równych Lt = 24,00-24,00-24,00m.

Schematem statycznym podpór pośrednich w kierunku poprzecznym do osi wiaduktu jest ramownica jednosłupowa z oczepem (słup średnicy D=80cm.) Słup jest zamocowany w oczepie i ławie wieńczącej pale fundamentowe.

Pod względem statycznym pale fundamentowe podpór traktowane są jak słupy pogrążone w ośrodku sprężystym spełniającym warunki odporu podłoża wprost proporcjonalnie do:

- właściwości gruntu scharakteryzowanych współczynnikiem proporcjonalności ”m” podanym w MN/m^4 (w zależności od rodzaju i stanu gruntu w strefie aktywnej zginania pala)
- zagłębienia pala w stosunku do przyjętego poziomu obliczeniowego
- przemieszczenia bocznego pala pod wpływem obciążeń poziomych.

Poziom obliczeniowy gruntu do określenia zginania pali i ich nośności przyjęto na spodzie ław fundamentowych.

W schemacie obliczeniowym reakcje boczne ośrodka gruntowego zostały zastąpione pojedynczymi prętami o sztywnościach odpowiadającym reakcji gruntu (podporami sprężystymi). Dolny koniec pali traktuje się jako utwierdzony w skale.

Analizy statyczne od ciężaru stałego wykonano dla dwóch faz pracy przęsła:

- faza 1 - przed zespoleniem - układ belek swobodnie podparty,
- faza 2 - po zespoleniu z betonem wypełniającym - układ ramownicowy 3 - przęsłowy,

Obciążenia uwzględnione w obliczeniach:

W fazie 1:

- ciężar własny konstrukcyjny dźwigarów stalowych g(0),
- ciężar własny deskowań gzymsów i betonu płyty i wypełniającego nad filarami g(1),

W fazie 2:

- ciężar własny nawierzchni i elementów wyposażenia: kable, poręcze g(2),
- obciążenie ruchome tłumem pieszych o natężeniu 4,00 kN/m2
- uderzenie pojazdu w słup podpory nr 3

– zmian długości przęsła wywołanych wpływami termicznymi ($\Delta t = \pm 35^0$),

Analizę statyczną ustroju nośnego i podpór na podstawie wyników sił wewnętrznych i przemieszczeń w schemacie statycznym ramownicy głównej ustroju niosącego wykonano całkowicie w technice mikrokomputerowej i w arkuszu Exel.

Wyniki analiz podano w zestawieniach tabelarycznych, sporządzonych w arkuszu kalkulacyjnym Excel.

1.2. Charakterystyka prętów zastępczych sprężystego zamocowania pali fundamentowych w ośrodku gruntowym.

Wielkość nacisku bocznego gruntu na pale fundamentowe na głębokości „z" poniżej poziomu obliczeniowego terenu:

$$q_z = \sigma_z * b_0 = c_z * b_0 * y_z = m * z * b_0 * y_z$$

gdzie:

c_z - = m * z – współczynnik podłoża zależny od wsp. „m" i głębokości „z"

m – wsp. proporcjonalności podłoża zależny od rodzaju gruntu i jego cech geotechnicznych

b_0 – szerokość obliczeniowa pala

y_z – przemieszczenie boczne pala

$b_0 = k * k\phi * k_0 * d$

k – wsp. uwzględniający wzajemne oddziaływania pali leżących w płaszczyźnie działania sił jeśli rozstaw pali w świetle L_0 jest mniejszy od Lp = 1.8 * (d+1)

k = k1 + (1-k1) / 1.8 / (d+1) * Lp

Lp = 1.8 * (d+1

Lp = 1,80 x (0,90+1,0) = 3,42m, rozstaw pali rzeczywisty L = 2,50m

k1 = 0,60 dla 2 pali w podporze

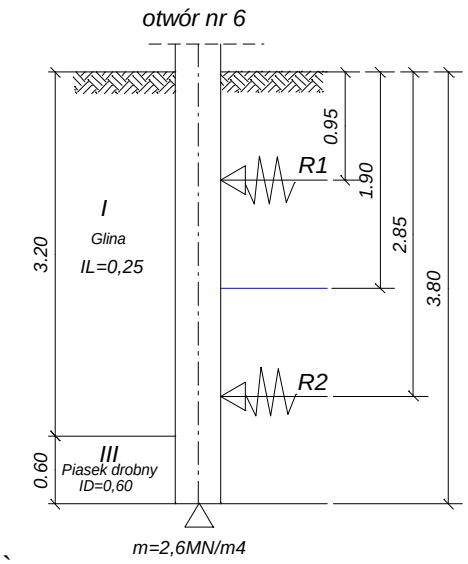
k = k1 +(1-k1)/ Lp x L = 0,60+(1,00-0,60)/3,42 x 2,50 = 0,892

$k\phi$ – wsp. przekroju poprzecznego pala, $k\phi$ = 0,90

k_0 = 1,50 + 0,5/ d = 1,5 + 0,50 / 0,90 = 2,05

$b_0 = k * k\phi * k_0 * d$ = 0,892 * 0,90 * 2,05 * 0,90 = 1,48 m dla 2 pali bo = 2,96m

- schemat zastępczy odporu bocznego gruntu na pal fundamentowy – wg profilu geotechnicznego (odwierty nr 6)



Przyjmuję m = 2,60x0,90 = 2,30 MN/ q_z wsp. materiałowy μ = 0,90

hm =2 (d+1) = 2*(0,90 +1,00) = 3,80 m

<u>Podpora sprężysta R1:</u>

z = 0,95 m

$q_z = m * z * b_0 * y_z = 2,3 * 0,95 * 2* 1,48 * y_z = 6,46\ y_z$

Δh = 1,90 m

$R1 = q_z * \Delta h = 6,46 * y_z * 1,90 = 12,3 * y_z$

<u>podpora sprężysta R2:</u>

z = 2,85 m

m = 2,30 MN / m4

Δh = 1,90 m

$R2= m * z * b_0 * y_z * \Delta h = 2,3 * 2,85 * 2 *1,48 * y_z * 1,90 = 36,6\ y_z$

- podpory sprężyste zastępuje się prętami dwuprzegubowymi o sztywnościach odpowiadającym reakcjom podłużnym. Długość prętów zastępczych przyjęto L = 1.00 m, a pole przekroju poprzecznego wyznaczono dla Eb = 36400 MPa z warunku:

$\sigma = \varepsilon E$

$\sigma = R_i / A_i$

$e = y_z / L$, zatem: $\sigma = \varepsilon E$ => $R_i / A_i = y_z / L * E$ => $A_i = R_i * L / y_z / E$ czyli:

$A1 = 12,3\ y_z * 1,00 / y_z / 36400 = 0,000335\ m^2 = 3,35\ cm^2$

$A2 = 36,6\ y_z * 1,00 / y_z / 36400 = 0,001055\ m^2 = 10,55\ cm^2$

na poziomie z = 3,80 m poniżej poziomu obliczeniowego terenu, pal traktuje się jako zamocowany w miękkiej skale (gezie).

Parametry prętów zastępczych (sprężynek) :

- dla A1 : F1 = 3,35 cm2 , d = 2,06cm, J1 = 0,90 cm4 i dla 2 sprężynek (2 pale)
  F1 = 6,7 cm2, J1 = 2,0cm4
- dla A2 : F2 = 10,55 cm2, d =3,66 cm , J2 = 8,05 cm4
  F2 = 21,0 cm2, J2 = 16,1 cm4

2. Ramownica główna i podpory pośrednie kładki

Siły wewnętrzne w ramownicy ustroju niosącego i podporach pośrednich określono na podstawie wyników obliczeń sił wewnętrznych wg własnego programu komputerowego „Rama" dla ramownicy ustroju niosącego i zadanych obciążeń zewnętrznych.
Schemat obliczeniowy ramownicy ustroju niosącego kładki pokazano na załączniku graficznym i wydrukach komputerowych.
Zestawienie zbiorcze sił wewnętrznych dla obciążeń obliczeniowych w miarodajnych węzłach układu ramowego wykonano w arkuszu kalkulacyjnym Excel.
Siły w podporach pośrednich obliczono dla kierunku „Y" prostopadłego do osi podłużnej kładki i dla kierunku „X" wdłużnego.
Reakcje na poszczególne belki w fazie 1 obliczono z uwzględnieniem nierównego rozkładu obciążeniana belki wynikającego z łuku poziomego pomostu R=180m.
Oczep będzie betonowany w 2 fazach.
W fazie 1 będzie wykonana jego część do wysokości 1,10m. i fazie 2 pozostała część.
W fazie 1 uwzględniono obciążenia jednostronne jakie mogą wystąpić w czasie betonowania płyty.
Obliczenia podpory pośrednie wykonano w arkuszu kalkulacyjnym Excel.
Płytę betonową zespoloną z belkami stalowymi obliczono w kierunku Y jako belkę ciągłą 3 przęsłową ze wspornikami i kierunku Y wynikającymi z docelowego układu ramowego.
Przęsła zespolone obliczono wg własnego programu komputerowego „Zesp" dla miarodajnych przekrojów (przęsłowych i podporowych).

IV. Załączniki do obliczeń statycznych –wydruki komputerowe

1. Analiza statyczna ramownicy ustroju niosącego kładki – załącznik nr 1 Rama2.dat)
2. Analiza statyczna rusztu palowego – podpora nr 2 - załącznik nr 2 (Pale2.dat
3. Analiza statyczna rusztu palowego – podpora nr 3 - załącznik nr 3 Pale3z.dat)
4. Analiza statyczna rusztu palowego – przyczółek nr 1 - załącznik nr 4(Pal 1P.dat)
5. Analiza statyczna rusztu palowego – przyczółek nr 4 - załącznik nr 5(Pal2B.dat)
6. Wymiarowanie słupów podpór pośrednich D=80cm - załącznik nr 6(Slup1A.dat)
7. Wymiarowanie pali D=90cm - załącznik nr 7 (Pale90.dat)
8. Płyta betonowa pomostu - załącznik nr 8 (Plyta1.dat)
9. Wymiarowanie przekroju zespolonego (skrajne w środku): -załącznik nr 9 (zesp3Sk.dat)
10. J.w. skrajne nad podporą : -załącznik nr 10 (zesp5L.dat)
11. J.w. lecz środkowe nad podporą: -załącznik nr11(zesp13S.dat)
12. J.w. przęsło środkowe w środku dla M_{max}: -załącznik nr12(zesp14S.dat)
13. J.w. przęsło środkowe w środku dla M_{min}: - załącznik nr 13(zesp14A.dat)

Część II Obliczenia statyczne kładki dla pieszych w Łęcznej
Ustrój niosący i filary

1 **Dane wyjściowe**

Schemat statyczny kładki belka ciągła 3 przęsłowa: 24,0- 24,0-24,0
szerokość płyty s = 4,40 m
Rozstaw dźwigarów B = 1,10 m ilośc dźwigarów r = 4 szt
Rozpiętości przęseł w fazie 2 L1 i L3 = 24,00 m L2 = 24,00 m

Lewa strona kładki - od zewnetrznej strony łuku poziomego

2 Charakterystyka wytrzymałościowa ustroju niosącego - stalowe blachownice zespolona z płytą betonową
Belka spawana H = 55,0 cm

Tabela 1

nazwa elementu	Wymiary elementów dźwigara szerokość b cm	grubość g cm	Pole F cm2	odl.od góry pasa ai cm	Moment statyczny od spodu środnika S=F x ai cm3	ei = y-a1 cm	s = ei x ei cm2	Moment bezwładności przekroju Jx wł cm4	Jx1 =F * s cm4	Jx=Jxw+Jx1 cm4
pas górny	30	3,2	96,0	50,2	4819	-25,90	671	82	64398	64480
środnik	48,6	1,5	72,9	24,30	1771	0,00	0	14349	0	14349
pas dolny	30	3,2	96,0	-1,6	-154	25,90	671	82	64398	64480
			264,9		6437			14513	128795,52	143308
Położenie osi oboj.od góry pasa dolnego			y =	S / F =	24,30	cm				

2.1 Wskaźniki wytrzymałości

Tabela 2

Moment bezwładności. Jx = 143308 cm4		
przekrój wyzancz.naprężeń	odl.od x hi cm	wsk Wytrz. Wi =Jx/ hi cm3
wierzch nakładki		
góra pasa górnego	-27,50	-5211
góra środnika	-24,30	-5897
spód środnika	24,30	5897
spód pasa dolnego	27,50	5211

3. **Obciążenie kładki**

3.1 **Ciężar własny** kg/m wsp.obc, γ kg/m
3.1.1 Faza 1
Ciężar belek G = 264,9x100x7,85/1000 x 4 = 832
832 1,2 998
dodatek na spoiny i żebra poprzeczne 25% 208 1,2 250
go = 1040 1248

kN/m kN/m
razem ciężar konstrukcji stalowej qo = **10,40** 1,20 **12,48** wg wykazu stali go = 9,8 kN/m
deskowania 4,00 1,50 6,00
wstawki betonowe 0,05 x 0,35 x 4 x 27= 1,89 1,20 2,27
gzymsy 0,40x0,06x25,0 x 2 = 1,20 1,20 1,44
płyta betonowa 0,14 x 4,40 x 27,0 = 16,63 1,20 19,96
q1 = **34,12** **1,235** **42,14** kN/m

3.1.2 **Faza 2**
nawierzchnia 0,015x4,50x23,0 = 1,52 1,50 2,28
odparowana woda (1,89 + 16,63)*1/27 = -0,69
usunięte deskowanie -4,00 1,50 -6,00
kable 0,80 1,50 1,20
balustrady 2,00 1,20 2,40
razem obc.stałe q2 = **-0,37** 1,00 **-0,12**
Obciążenie użytkowe kładki
szerokość użytkowa b = 4,00 m
t = 4,00 kN/m2
Obciążenie tłumem p = 4,00 x 4,00 = p = **16,00** **1,50** **24,00**

3.2. **Siły wewnętrzne w belkach - Faza 1**
3.2.1 **Przęsła skrajne**
Rozpiętość belki stalowej w fazie 1 - opartej na oczepach i przyczółku
Poprzecznica wykanana będize w 2 fazach
długość całkowita belki Lc = 24,0-0,75+ 0,20*2 = 23,65 m
rozpiętość belki skrajnej w fazie 1 Lt1 = 23,65 - 0,20 23,45 m
wspólczynniki rozdziału obciązenia w fazie 1 na poszczególne belki
obciążenia przypadające na belki (promień łuku R=180m)

pole obciążenia przypadające na belkę nr 1	zewn. łuku	F 1 =	27,6	m2	wsp.roozdz.	m1 =27,6 /101,0 =	0,273
pole obciążenia przypadające na belkę nr 2		F 2 =	24,75	m2		m2 =	0,245
pole obciążenia przypadające na belkę nr 3		F 3 =	24,75	m2		m3 =	0,245
pole obciążenia przypadające na belkę nr 4	wewn.łuku	F 4 =	23,9	m2		m 4 = 23,90/101,0 =	0,237
		Σ F =	101,0	m2		razem	1,000

Reakcje w belce skrajnej w fazie 1

Przęsło skrajne
od obc.ciężarem belek + betonu q1= 34,12 kN/m belki + beton płyty na 4 belki
Rc1 = 23,65x34,12 / 2 = 403 kN na przycz. Rr1 = 498 kN
Rc3= 23,65 x 34,12 / 2 = 403 kN na filar Rr2 = 498 kN
razem 807 kN razem 997 kN
Ciężar poprzecznic skrajnych Gp s = 1,03 x 0,60 x 4,20 x 25,0 x 1,2 = 78 kN
Reakcja w fazie 1 na przyczółek z uwględnieniem ciężaru poprzecznic
Rr1 = 498 + 150 = 576 kN
od obciążenia ciężarem belek q1o = 10,4 kN/m
Rc1o = 403 x 10,4 / 34,12 = 123 kN Rr1o = 148 kN

Rc2o = 403 x 10,4 / 34,12 = 123 kN Rr2o = 148 kN
246 **295**

3.2.2 **Reakcje z przęsła środkowego**

same belki R c3 = (22,50+2*0,20)*10,40/2 = 119 kN **143** kN
belki + beton (22,50+0,40)*34,12 /2 = 391 kN **483** kN

Moment w przęśle skrajnym w fazie 1

obc.charakterystyczne M 1 max = 403 x 23,45/2 -(23,45/2+0,2)* (23,45/2+0,2)x/2 x 34,12 = **2305** kNm

Moment zginający w przęśle środkowym

Lt = 22,50 m Lc = 22,90 m
obc.charakterystyczne R1 = R2 = 22,90 x 33,80 /2 = 391 kN
M max = 391 x 22,5/2 -(22,50/2+0,2)*(22,5/2+0,2)/2*34,12 = **2159** kNm

3.3. **Naprężenia w belkach**

3.3.1 **Faza 1**

obliczenie ugięć belki w fazie 1
Rozpiętość belki skrajnej w fazie 1 Lt 1 = 23,45 m Lt 2 = 22,50 m przęsło środkowe
Moment bezwładności w fazie 1
belki skrajne nr 1 i 2 Jx1 = 143308 cm4 Wxd = 5211 cm3
Wxg = -5211 cm3
belki skrajne nr 3 i 4 Jx1 = 143308 cm4 Wxd = 5211 cm3
Wxg = -5211 cm3
Moduł sprężystości stali Ea = 205000 MPa
przęsła skrajne f = 5 * Mc * Lt1 * Lt1 /(48 *Ea *Jx) = 0,0001950 * Mc(i)
przęsła środkowe f = 5 * Mc * Lt2 * Lt2 /(48 *Ea *Jx) = 0,0001795 * Mc(i)
Reakcje na podpory od obciążenia z belek w fazie 1 (obciążenia q1)
do obliczeń ugięć przyjmuję obciążenie bez deskowania q1 ' = 30,12 kN/m wsp. α = 30,12m / 34,12 = 0,883
Zestawienie sił wewnętrznych w belkach w fazie 1

Tabela 3

Numer belki stalowej	Momenty na belki wg wsp.rozdziału	Przęsła środkowe: Momenty w fazie 1: charakt. Mc (i) kNm	wsp.obc.	Obliczen. Mr(i) kNm	Reakcje w fazie 1: na filar: charakt. R1c(i) kN	Obliczen. R1(r) kN	z przyczółek: charakt. R2c(i) kN	Obliczen. R2(i) kN	Ugięcie w fazie 1 Y1(i) * α m	Ugięcie pakietu po 2 belki m
Przęsło środkowe										
belka nr 1	0,273 x 2159 =	590,0	1,235	**728,8**	106,8	131,9			**0,093**	
belka nr 2	0,245 x 2159 =	529,1	1,235	653,5	95,7	118,2			0,084	0,089
belka nr 3	0,245 x 2159 =	529,1	1,235	653,5	95,7	118,2			0,084	
belka nr 4	0,237 x 2159 =	510,9	1,235	631,1	92,4	114,2			0,081	0,082
Przęsła skrajne						482,5				
belka nr 1	0,273 x 2305 =	629,8	1,235	**777,9**	110,3	136,2	110,25	136,2	**0,108**	
belka nr 2	0,245 x 2305 =	564,7	1,235	697,6	98,9	122,1	98,87	122,1	0,097	0,103
belka nr 3	0,245 x 2305 =	564,7	1,235	697,6	98,9	122,1	98,87	122,1	0,097	
belka nr 4	0,237 x 2305 =	545,3	1,235	673,6	95,5	117,9	95,47	117,9	0,094	0,096
					Razem	498,3		498,3		

Naprężenia w belkach w Fazie -1

Tabela 4

Naprężenia w belce Faza 1	w przęsłach skrajnych: Moment Mr(i) kNm	pas dolny MPa	pas górny MPa	w przęśle środkowym: Moment Mr(i) kNm	pas dolny MPa	pas górny MPa	
Wsk.wytrzym. [cm3]		*5211*	*-5211*		*5211*	*-5211*	
w przęsle	777,9	149,3	-149,3	728,8	139,8	-139,8	< 195 MPa

3.3.2 **Faza 2**

Siły wewnętrzne dla obciążeń w fazie 2 obliczono wg prpgramu włąsnego ustroju ramownicowego.
Obciążenia krótkotrwałe - ruchome od obc.tłumem
Charakterystyka przekroju zespolonego
dla stali Ea = 205000 MPa
dla betonu B30 Eb = 32600 MPa n = Ea / Eb = 6,29
Grubość płyty betonowej g = 14 cm
Szerokość współpracująca B = 130 cm
Wysokość belek stalowych H = 55 cm

Przekrój betonowy

Tabela 5

	szerokość B cm	grubość g cm	Pole Fb cm2	odl yi cm	Mom.stat' S=Fb*yi cm3	e = y-yi cm	E=e * e cm2	Momenty bezwładności: J1 = F * E cm4	J wł cm4	Jx =J1+Jw. cm4
Płyta betonowa	130,0	14,0	1820	12	21840	-0,83	0,69	1264	29727	30991
Wstawka	35	5	175	2,5	438	8,67	75,1	13144	365	13509
			1995		22278			14408	30091	**44500**

oś obojętna od góry belki stalowej Y = 11,17 cm

Tabela 5a

	szerokość B cm	grubość g cm	Pole Fb cm2	Mom.bez. Jxb cm4	Przekrój sprowadzony do stali: Fs =Fb/n cm2	Jsb=Jxb/n cm4	Odl.osi od spodu środnika e cm	Moment statyczny Sa =F*e cm3
Płyta betonowa	130,0	14,0	1995	44500	317	7077	62,97	19976
Przekrój stalowy				143308	265		24,30	6437
					582			26413
				Y = Sa / Fz =	**45,4**	cm		

Moment bezwładności przekroju zespolonego

Tabela 5c

	Pola przekroju F1 cm2	Odległości od osi obojetnej przekroju yi =Y-e cm	D= yi*yi cm2	Momenty bezwładności Jx wł cm4	J1 = F*D cm4	Jxz=J1w+J1 m4
plyta betonowa	317	-17,6	309,6	7077	98213	105289
przekrój stalowy	265	21,1	444,0	143308	117623	260932
				150385	215836	**366221**

Wskaźniki wytrzymałościwe przekroju zespolonego - dla obciążeń krótkotrwałych

wysokość belki stalowe Hc = 55,0 + 5,0 + 14,0 = 74,0 cm

Tabela 6

	odległości hi cm	Wskaźniki wytrzym. stali Wai=Jz/hi cm3	betonu Wbi=Jz/hi*n cm3	Naprężenia - obc.tłumem w fazie 2 Moment 345 kNm	stal MPa	beton MPa	Faza 1 MPa	Razem faza 1+2 MPa	
góra płyty beton.	-25,4		*-90566*			-3,8		-3,8	
spód płyty beton.	-11,4		*-201516*			-1,7		-1,7	
	-6,4		*-358264*			-1,0		-1,0	
góra pasa górnego	-6,4	-56973			-6,1		-149,3	-155,3	
spód pasa górnego	-3,2	-113451			-3,0				
góra pasa dolnego	45,4	8072			42,7				
spód belki stalowej	48,6	7540			45,7		149,3	195,0	< 195 MPa
spód nakładki dolnej									

Obciążenia długotrwałe - obiążenie q2

Charakterystyka przekroju zespolonego dla obciążeń długotrwałych

stal 18 G2	Ea =	205000	MPa		
beton B 35	Eb =	32600	MPa	n = 3 Ea / Eb =	18,87
Grubość płyty betonowej	g =	14	cm		
Szerokość współpracująca	B =	130	cm		
Wysokość belek stalowych	H =	55	cm		
Obciążenie długotrwałe	q2 =	-0,12	kN/m		

Przekrój betonowy

Tabela 7

	szerokość B cm	grubość g cm	Pole Fb cm2	odl yi cm	S=Fb*yi cm3	e = y-yi cm	E = e*e cm2	Moment bezwładności J1 =E *F cm4	J wł cm4	Jx=J1+Jwł cm4
Płyta betonowa	130,0	14,0	1820	12	21840	-0,8	0,7	1264	29727	30991
Wstawka	35,0	5	175	2,5	438	8,7	75,1	13144	365	13509
			1995		22278			14408	30091	44500
			Y =	**11,17**	cm					

Tabela 7a

	szerokość B cm	grubość g cm	Pole Fb cm2	Mom.bez. Jxb cm4	Przekrój sprowadzony do stali Fs =Fb/n cm2	Jsb=Jxb/n cm4	Odl.osi od spodu belek e cm	Moment statyczny Sa =F*e cm3
Płyta betonowa	130,0	14,0	1995	44500	106	2359	63,0	6659
Przekrój stalowy				143308	265	143308	24,30	6437
					371			13096
				Y = Sa / Fz =	**35,3**	cm		

Moment bezwładności przekroju zespolonego

Tabela 7c

	Pola przekroju F1 cm2	Odległości od osi obojetnej przekroju yi =Y-e cm	D= yi*yi cm2	Momenty bezwładności Jx wł cm4	J1 = F*D cm4	Jxz=J1w+J1 m4
plyta betonowa	106	-27,6	763,7	2359	80759	83118
przekrój stalowy	265	11,0	121,7	143308	32240	175548
				145667	112999	**258666**

Wskaźniki wytrzymałościwe przekroju zespolonego

Tabela 8

	odległości hi cm	Wskaźniki wytrzym. stali Wai=Jz/hi cm3	betonu Wbi=Jz/hi*n cm3	Naprężenia od obc.długotwwałych w Fazie 2 belka nr 1 - przęsło skrajne Moment -2 kNm	stal MPa	beton MPa	Faza 1 MPa	Razem Faza 1 i 2 przęsła skrajne MPa	M = -1 przęsło środkowe	Razem Faza 1 i 2 przęsło środkowe MPa
góra płyty beton.	-35,5		*-137582*			0,0		0,0	0,00	0,00
spód płyty beton.	-24,7		*-197817*			0,0		0,0	0,00	0,00
	-19,7		*-248107*			0,0		0,0	0,00	0,00
góra pasa górnego	-19,7	-13152			0,1		-149,3	-149,2	0,0	-149,2
spód pasa górnego	-16,5	-15707			0,1			0	0,0	
góra pasa dolnego	35,3	7321			-0,2			0	-0,1	
spód belki stalowej	38,5	6713			-0,2		149,3	149,0	-0,1	149,2

Obciążenia długotrwałe
Przęsła skrajne
Reakcja na przyczółek R 1 = -1 kN wg wydruków
max.moment przęsłowy Mmax = -5 kNm wg wydruków komp.
na belkę skrajną nr 1 M1 = -5 / 4 = -1,4 kNm/belkę
Przęsło środkowe
Reakcja na filar R 1 = -3 kN wg wydruków
Moment przęsłowy M max = **-2** kNm/przęsło
na belkę skrajną nr 1 M2 = -137 / 4 = -0,6 kNm/belkę

Współczynniki rozdziału obciążenia na belki w fazie 2 - określone metodą sztywnej poprzecznicy
odległości między belkami c = 1,10 m
mimośród obciążenia zmienny e(max) = 0,20 m przyjmuję średnią wartość e = 0,10 m
Jx = (0,55 x 0,55+1,65 x ,65) x 2 = 6,05 W1 = 3,667
W2 = 11,000
m1 = (1/4+e,W1) * P = 0,2773 * P
m2 = (1/4+e/w2) * P = 0,2591 * P
m3 = (1/4 - 0,12/11,00) * P = 0,2409 * P
m4 = (1/4 - 0,12/3,667) * P = 0,2227 * P

Moment od obc.tłumem

Przęsła skrajne M(sk)t = **1243** kNm/ przęsło wg obliczeń komp.
Mt max1 = 0,2773 x 1243 = **345** kNm/belkę
Przęsło środkowe M(śr)t = **880** kNm/ przęsło
Mt max2 = 0,2773 x 880 = **244** kNm/belkę

Obciążenie długotrwałe
od obciążenia q2 M2q2 = -5 kNm **skrajne** **środkowe**
na belkę skrajną zewn. max M2q2 = -5 x 0,2773 = -1,5 kNm/belkę -0,6 kNm
Na belkę skrajną wewn. max M4q2 = - 5 x 0,2227 = -1,2 kNm/belkę -0,5 kNm

Zestawienie naprężeń w belkce skrajnej nr 1 (od zewnętrznej strony łuku) - przęsła skrajne

Tabela 9

miejsce naprężeń	odległości hi od osi oboj.	Wskaźniki wytrzym. stali Wai=Jz/hi	Wskaźniki wytrzym. betonu Wbi=Jz/hi*n długotrw.	Faza 1 Moment 777,9	Naprężenia w przekroju obc.długotrwałe w fazie 2 - q2 Moment -1,5	stal	beton	Faza 2 ob.tłumem qt 345	Razem Faza 1 i 2	
	cm	cm3	cm3	kNm	kNm	MPa	MPa	MPa	MPa	
góra płyty beton.	-35,5		*-137582*				0,01	-3,81	**-3,8**	< 17,3 MPa
spód płyty beton.	-24,7		*-197817*				0,01	-1,71	-1,7	C25/30
	-19,7		*-248107*				0,0	-1,4	-1,4	
góra pasa górnego	-19,7	-13152		-149,3		0,1		-6,1	-155,2	
spód pasa górnego	-16,5	-15707		-131,9		0,1		-21,9	-153,8	
góra pasa dolnego	35,3	7321		131,9		-0,2		47,1	178,8	
spód belki stalowej	38,5	6713		149,3		-0,2		51,4	**200,4**	< 205 MPa

Naprężenia w przęsłach zespolonych z uwzględnieniem skurczu i pełzania betonu wykonano wg programu"Zesp" wyniki w załaczeniu.

3.3.3. **Ugięcia belek w fazie 1**
Momenty od obciążenia długotrwałego
przęsła skrajne- belka nr 1 M1q2 = -1,5 /1,2 = -1,3 kNm
przęsła skrajne- belka nr 4 M4q2 = -1,2 / 1,2 = -1,0 kNm
Jzd = 258666 cm4
belka zewn. nr 1 f1q2 = -5x0,0013x24,0x24,0 /(48x205000x258666) *100000= -0,00014 m b.małe pomijam
belka wewn.nr 4 f4q2 = -5x0,0010x24,0x24,0 /(48x205000x258666) *100000= -0,00011 m
Przęsła środkowe Msq2 = -0,6 kNm
belka zewn. nr 1 f1sq2 = -5x0,0006x24,0x24,0 /(48x205000x258666) *100000= -0,00007 m
belka wewn.nr 4 -0,00005 m
od obc.tłumem
przęsło skrajne Mt = 1243 / 1,50x 0,273 = 230 kNm/ belkę
Jxz = 366221 cm4
f t = 5 x 24,0x24,0x0,230/(48x205000x366221)x100000 = **0,018** m
Dop.ugięcie od obc.łumem przyjęto równe 1/600 Lt
f dop = 24,00 / 600 = **0,040** m > fp = 0,018 m
Przęsło środkowe Mt2 = 244 / 1,50 = 163 kNm/ belkę
ft = 0,018 x 163 / 230 = **0,013** m
Razem ugięcie od obc.stałych w fazie 1 i 2

Przęsła skrajne
belki skrajne zewn.łuku fc = 0,1103 - 00014 = 0,108 m przyjęto strzałkę wykonawczą f k = **0,100** m
Przęsło środkowe
belki skrajne zewn. łuku fc = 0,093 - 0,00007 = 0,093 m przyjęto strzałkę wykonawczą f k = **0,090** m

Środniki belek stalowych wycinane będą wg łuku kołowego o promieniach wskazanych na rysunku konstrukcyjnym blachownic.
Docelowy promień łuku pionowego przeseł po ugięciach trwałych od obiążenia w Fazie 1 wynosi R=700m.

4. **Wymiarowanie podpór pośrednich - filarów**
Oczep filarów wymiaruję jako belkę prostokątną do której powczepione są wsporniki pod belki stalowe
Wymiary oczepu w osi słupa
szerokość od str.wewn. łuku b1 = 1,72 m b1' = 1,72-2x0,56= 0,60 m
szerokość od str. zewn. łuku b2 = 2,31 m b2' = 2,31-2x0,56= 1,19 m
nad słupem bo = (1,72 + 2,31) / = 2,02 m bo' = 2,02-2x0,56 = 0,90 m
wysokość ho = 0,35+0,35+0,40 = 1,10 m
długość oczepu Lo = 4,40 m
wysokość wspornika hw = 0,35+0,35 = 0,70 m
szerokość niszy an = 0,56 m
Ciężar własny oczepu
strona zewnętrzna łuku Gop = ((1,19+0,90)/2x1,10+ 0,56x2x0,70) x 4,40 / 2 x 25,0 x 1,20 = 127,4 kN
strona wewnętrzna łuku Gol = ((0,60+0,90)/2x1,10+ 0,56x2x 0,70) x 4,40 /2 x 25,0 x 1,20 = 106,0 kN
Razem Go = 233,4 kN
Beton z fazy 2 nad oczepem
od str.zewn.łuku Gbz= ((1,19+0,90)/2x0,40+0,56x0,80x2) x 4,40/2 x 25,0x1,20 = 86,7 kN
od str.wewn.łuku Gbw= ((0,60+0,90)/2x0,40+ 0,56x2x 0,80) x 4,40 /2 x 25,0 x 1,20 = 78,9 kN
Razem Gb = 165,5 kN
Razem ciężar oczepu **Gf = 399,0 kN**

Ciężar betonu nad niszami
z jednej strony oczepu Gn = 0,80 x 4,40 x 0,56 x 25 x 1,2 = 59,14 kN
szerokości przypadajace na belki
czyli na 1 belke przypada Gn1 = Gn / 4 = 14,8 kN
moment od ciężaru betonu nad niszą Mn1 = 0,56 / 2 x 14,8 = 4,1 kNm

4.1. Obciążenie filara w Fazie 1 - kierunek Y (prostopadły do osi podłużnej kładki)

Tabela 10

	Kierunek prostopadły do osi kładki - y						Kierunek wzdłużny - x				
		z przęsła środkowego		z przęsła skrajnego				Moment zamoc.wsp.		Względem osi słupa	
	ramie siły ey i m	Reakcje belki z płytą Ri kN	Moment My=Ri *eyi kNm	Reakcje belki z płytą Ri kN	Moment My=Ri *eyi kNm	Suma sił pionowych kN	ramie siły ex i m	z przesła środkowego Mx=Ri *exi kNm	z przesła skrajnego Mx=Ri *exi kNm	mimośród ex o m	różnica R Δ Ri Mx =eiΔRi kNm
Strona lewa oczepu											
ciężar oczepu numery belek	1,10	127,4	140,2			127,4	0,28	4,1	4,1		
belka nr 1	1,85	131,9	243,9	136,2	251,9	268,0	0,45	**59,3**	61,3	0,88	-3,8
belka nr 2	0,75	118,2	88,7	122,1	91,6	240,4	0,45	53,2	55,0	0,81	-3,1
beton nad niszami	1,10	86,7	47,7		47,7	86,7					
Razem z reakcji belek		336,8		258,3		**722,5**					
Moment z belek			**380,3**		**391,2**					dla obc.	
Łączny moment MyL			**911,6**							jednostr.	*-6,9*
Strona prawa oczepu											
ciężar oczepu belki stalowe	1,10	106,0	116,6			106,0					
belka nr 3	0,35	118,2	41,4	122,1	42,7	240,4	0,45	53,2	55,0	0,74	-2,9
belka nr 4	1,45	114,2	165,6	117,9	171,0	232,1	0,45	35,5	53,1	0,68	-2,5
							Razem Mx			razem	*-5,4*
beton nad niszami	1,10	78,9	43,4		43,4	78,9	Miarodajny Mx do wymiarowania			dla symetr.	
Razem		417,3	250,3	240,0	257,1	**657,4**	59,3				*-12,3*
Łączny moment Myp			624,1				4,1				
Moment w głowicy słupa [kNm]			Ms = 911,6 - 624,1 =		***287,6***		Mx =	**63,5** kNm			
Siła pionowa na słup [kN]			Vs = 722,5 + 657,4 =		***1379,9***		Qx =	146,6 kN			

Moment od ciężaru własnego oczepu i nisz Myq = 140,2+47,7-116,6-43,4 = 27,84 kNm
Moment od ciężaru przęsła MyRo = 243,9+88,7-41,4-165,6 = 125,7 kNm
razem M = 153,52 kNm

Moment od obciążenia połowy przęsła - betonowanie jednostronne
- na prawej stronie Myp = -116,6 kNm Vp = 106,0 kN bez belek
- na lewej stronie oczepu My(L) = 911,6 kNm siła pionowa V L= 722,5 kN
M = 795,0 kNm V = 828,5 kN

Obciążenie od ciężaru samych belek stalowych na prawej stronie oczepu na przęsłach skrajnym i środkowym
Reakcje na 1 belkę
z przęsła skrajnego R1L = 148 / 4 = 36,9 kN
z przęsła środkowego R1P = 143 / 4 = 35,7 kN
razem R = 72,6 kN Vbp = 145,2 kN
Obciążenie na lewej stronie oczepu My(L) = -(1,45+0,35) * 72,6 = -130,7 kNm

Obciążenie słupa w 1 Fazie - betonowanie jednostronne

My = 795,0 -130,7 =	664,4	kNm
Mx = (336,8-258,3)x0,84 =	65,9	kNm
moment wypadkowy Mw =	667,6	kNm
Vo = 828,5 + 145,2 =	973,7	kN

ex = 0,84 m

Obciążenie słupa w 1 Fazie - obciążenie symetryczne

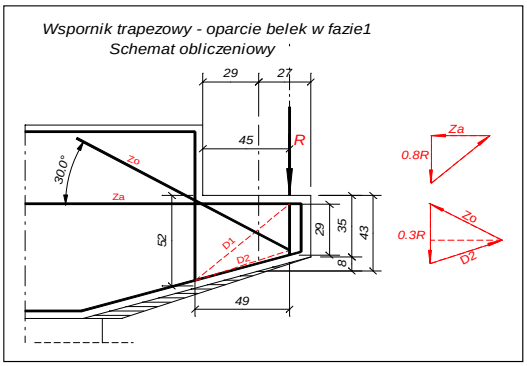
My(1) =	287,6	kNm
Mx(1) =	53,1	kNm
Mw =	292,5	kNm
Vo(1) =	1379,9	kN

ex = 0,75 m

4.2. **Kierunek X - równoległy do osi kładki**

Wsporniki oparcia belek stalowych w fazie 1
Miarodajnym do wymiarowanie jest przekrój oczepu w miejscu oparcia belki stalowej nr 1 z przęsła środkowego (rys.1).

Obliczenia wykonuj dla szerokości zastępczej bQ - dla siły tnącej Qx=R



Rys.1

Moment zginający w przekroju Mx = 63,5 kNm
Reakcja z belki stalowej nr 1 P =Qx = 146,6 kN
prety Φ = 12,0 mm
dla adop = 0,2 mm (stan montaż.) Ra = 250 MPa
Kąt między siłą Zo i Za α = 30 stopni
sin a = 0,50
Siła w pręcie Zo = R *1/sin a = 2 x R= 293,3 kN
Wymagany przekrój zbrojenia Fa i Fo
ap = 45,0 cm
z = 0,85 x 52 = 44,2 cm
z2 = 43 x 0,85 = 36,6 cm
Fa = Zo / Ra = 1/Ra x[0,8 x P x ap/ z) = **4,78** cm2
na szer. 0,80m
Fo =0,3P/Raxap/z xSQR(1+(z2/ap)x(z2/ap)) = **2,31** cm2
ap = 29 cm
dla ap = 29 cm Fo = 1,85 cm2
Zbrojenie przypadające na 1 mb szerokości wspornika
zbrojenie Fo = 2,31 / 0,80 = 2,90 cm2/m przyjmuję Φ 12 co 30cm
zbrojenie Fa = 4,78 / 0,80 = 5,99 cm2/m przyjęto Φ 12 co 15cm

Fo =	**3,77**	cm2/m
Fa =	**7,54**	cm2/m

Sprawdzenie przekroju na zginanie
h = 52 cm
a = 4 cm
h1 = 52 - 4 = 48 cm
ty = 30+2 x 21 = 72 cm
szerokość dla M bm = 72 + 1,5 x 29 = 116 cm przyjęto bm= 45 + 55 = 100 cm
szerokość dla Q bQ = 71+ 0,3 x 29 = 80 cm
Przyjęto Fz = **7,54** cm2/m F12 co 15
n = Ea / Eb = 15
Ra = 285 MPa Rb = 17,3 MPa beton C 25/30
strefa ściskana betonu X = 9,4 cm

ramię sił wewn. Z = 44,9 cm
Naprężenia w betonie σ b(x) = 3,03 MPa
naprężenia w stali σ a(x) = 188 MPa < 285 MPa
ścinanie τ = Q / (bQ * z) = 0,41 MPa
τ b = 0,28 MPa
m = 1 + 50 x Fz / b/ h1 = 1,08
Siła tnąca przenoszona przez beton Qb = 0,28x1,08x0,80x0,449 = 0,108 MN = 108 kN
Strzemiona fs = 1,131 cm2 ϕ 12 co c = 18 cm
k = 4 cięte Ra = 285,0 MPa
Qs = 285 x 0,000131 x 4 x 0,449 / 0,18 = 0,321 MN = 321 kN
Nośność przekroju na ścinanie Qn = 108 + 321 = **430** kN > Q = 146,6 kN

4.3 **Wymiarowanie oczepu w kierunku Y**

4.3.1 **przekrój 1 - 1** My = 911,6 kNm
Qy = 722,5 kN
Przyjęto Φ 25 Fz1 = 4,91 cm2 prętów s = 9 **Fz = 44,18 cm2** 18G2-b
b = 90 cm
h = 110,0 cm a = 5,0 cm h1 = 105 cm
n = 15 Ra = 285,00 MPa Rb = 17,30 MPa
x = 32,72 cm
Z = 94,09 cm
Naprężenia w betonie σ b (y) = **6,6** MPa
naprężenia w stali σ a = **219,3** MPa < Ra = 285,00 MPa
ścinanie τ = Qy / b / z = 0,86 MPa > 0,28 MPa
τ b = 0,28 MPa
μ = 1+ 50 * Fz/ b / h1 = 1,235
Siła tnąca przenoszona przez beton Qb = τb * m * b * z = 0,291 MN = 291 kN
Strzemiona Ra = 285 MPa
pręty Φ 12 fs = 1,131 cm2 v = 4 cięte co c = 25 cm
przez strzemiona Qs = 285 x 0,000113 x 4 x 93,59/ 25 x 4 = 0,485 MN = 485 kN
Pręty odgięte
Przyjęto 3 Φ 25 Fo = 14,73 cm2
przez pręty odgięte Qo = 14,73 x 285 x 0,707 = 0,297 MN = 297 kN
Nośność przekroju na ścinanie Qn = 291+ 485 + 297 = **1073** kN > Qy = 722,5 kN

4.3.2. **Przekrój 2 - 2**
odl. od końca oczepu y = 1,55 m
obc. ciągłe oczepu qo = (124,3+81,3) x 2 / 4,40 = 97,31 kN/m
M2y = (141,6+126,2)x1,10+93,49 x 1,55x1,55/2+27,17x2x0,55 = 280,6 kNm
Q2y = 141,6+126,2 + 93,49 x 1,55 + 2 x 27,17 = 448 kN
Przyjęto Φ 25 Fz1 = 4,91 cm2 ilość prętów z = 5
Fz = **24,54** cm2
b = (100 +980) / 2 = 95 cm
h = 96 cm a = 5,0 cm
h1 = h - a = 91 cm
n = 15
X = 23,0 cm
z = 83,3 cm
Naprężenia w betonie σ b(y) = 2 x M2 / b / z / x = 3,09 MPa
naprężenia w stali σ a = M2 / Fz / z = 137,2 MPa
ścinanie τ = 0,57 MPa
μ = 1+ 50 * Fz /b / h1 = 1,14
Siła tnąca przenoszona przez beton Qb = 0,28x1,11x0,84x0,95 = 0,253 MN = 253 kN
Strzemiona
pręty ϕ 12 fs = 1,131 cm2 v = 4 cięte co c = 25 cm
przez strzemiona Qs = 285 x 0,000113 x 4 x 0,841 / 0,25 = 0,430 MN = 430 kN
Nośność przekroju na ścinanie Qn = 248 + 305 = **683** kN > Q2 = 448 kN

4.3.3. **Faza 2**
siły wewnętrzne w ramownicy przyjęto z wydruków komputrowych
Ramownica 3 przęsłowa rozpiętośći rygla L = 24,00 m
Reakcje od obciążenia w Fazie 2
od obciążenia stałego q2 = -0,12 kN/m
Rq2 = -3,3 kN wg wydruków komp.ramownica
od obc.tłumem t = 24,00 kN/m
R2t = 684,8 kN j.w.
razem R2 = 681,5 kN
Obciążenie oczepu w Fazie 2 (obc.tłumem)

Tabela 11

Numer belki	wsp.rozdz. mi	Faza 2 Reakcje na belki R2i =R2*mi kN	Odl.od osi słupa ei m	Moment M2i=Ri*ei kNm
Lewa strona oczepu				
belka nr 1	0,27327	186,2	1,85	344,5
belka nr 2	0,24505	167,0	0,75	125,3
Razem lewa str.oczepu		**353,2**		**469,8**
Prawa strona oczepu				
belka nr 3	0,24505	167,0	-0,35	-58,5
belka nr 4	0,23663	161,3	-1,45	-233,8
Razem prawa str.oczepu		**328,3**		**-292,3**
Razem obc.w Fazie 2	*razem R2 =*	*681,5*		*177,5*
Razem obciążenie słupa w fazie 1		**973,7**		**667,62**

Przekrój 1 - 1
Kierunek Y
Moment w osi słupa My g2 = 469,8 kNm
siła tnąca Qy g2 = 353,2 kN
wymiary oczepu w fazie 2
szerokość b2 = (231+174)/2 = 202 cm
wysokość h2 = 150 cm
otulina a = 18 cm
h'2 = 145-18 = 132 cm
n = 15
przyjete zbrojenie Φ 20 Φ = 2,2 cm Fz1 = 3,80 cm2

ilość prętów v = 15 Fz = 57,02 cm2 18G2-b
x = 29,5 cm
z = 122,2 cm
Naprężenia w betonie σ b(y) = 2 x 0,48202 / (0,295 x1,222 x 2,02) = **1,3** MPa
naprężenia w stali σ a = 0,48202/ 0,05702 / 1,222 = **67,4** MPa
ścinanie τ = 0,36554 / 2,02 / 1,222 = **0,14** MPa
Przekrój zbroję konstrukcyjnie strzemionami Φ 12 co 50cm - jako przedłużenie strzemion z przekroju w fazie 1

Naprężenia sumujące się z Fazy 1 i 2
odległość zbrojenia oczepu z fazy 1 y 1 = 105 cm
naprężenia w stali z Fazy 1 σ a = 219,3 MPa
Naprężenia w stali z Fazy 2 Δ σ = 67,4 / (132-29,5)x(105-29,5) = 49,7 MPa
Razem naprężenia w stali Σ σa = 219,3 + 49,7 = **269,0** MPa < 285 MPa
Razem naprężenia w betonie Σ σ b = 6,6 + 1,3 = **7,9** MPa < 17,3 MPa

Przekrój 2- 2

odl. od końca oczepu y = 1,55 m
My 2 = 250,4x0,55= 102,4 kNm
Qy2 = 186,2 kN
h = 136,0 cm a = 18 cm
h1 = 118,0 cm
przyjęte zbrojenie Φ 25 Φ = 2,5 cm Fz1 = 4,91 cm2
ilość prętów v = 5 Fz = 24,544 cm2
n = 15
X = 20,1 cm
Z = 111,3 cm
Naprężenia w betonie σ b(y) = 0,45 MPa
naprężenia w stali σ a = 37,5 MPa
ścinanie τ = 0,08 MPa
odległość zbrojenia oczepu z fazy 1 y1 = 91,0 cm

naprężenia w stali z Fazy 1 σ a = 137,2 MPa
Naprężenia w stali z Fazy 2 Δ σ = 37,5/(118,0-20,1)x91,0 = 34,9 MPa
Razem naprężenia w stali Σ σa = 137,2+ 34,9 = **172,0** MPa
Razem naprężenia w betonie Σ σ b = 3,09 + 0,45 = 3,54 MPa

4.4. **Parcie wiatru na przesła - kierunek Y**
Przęsła nieobciążone wn = 2,50 kN/m2
γ = 1,20
Wysokość przęsła obc.wiatrem Hp = 0,73 +1,10/2 = 1,28 m
Parcie na 1 mb Wj = 1,28 x 1,20 x 2,50 = 3,84 kN/m
Siła parcia wiatru na podporę
siłę poziomą na filar obliczam jak dla reakcji pionowych ramownicy
pole gałęzi Lw R ω = 26,61
Wn = 3,84 x 26,61 = 102,2 kN
Moment w głowicy słupa
ramię siły Hw = 1,28 /2 + 0,73 = 1,37 m
Moment w głowicy słupa M 6s = 1,37 x 102,5 = 140,0 kNm
wysokość słupa w podporze nr 2 h 7 = 3,00 m
wysokość słupa w podporze nr 3 h 17 = 3,90 m
Moment w podstawie słupa podp.2 M 7s = (1,37+3,00)x102,5 = 446,5 kNm
Moment w podstawie słupa podp.3 Ms 17 s = (1,37+3,90)x102,5 = 538,4 kNm

Przęsła obciążone wo = 1,25 kN/m2
przypadek miarodajny do obliczeń Wo = 102,5 / 2 = 51,1 kN
M7s = 448,0 / 2 = 223,2 kNm
Ms17 = 540,3 / 2 = 269,2 kNm

4.4.1 **Naprężenia w dźwigarze stalowym od parcia wiatru w Fazie 1**

Moment bezwładności blachownicy w kierunku Y
J y = 30x30x30x3,2/12x2+1,5x1,5x1,5/12x48,6 = 14414 cm4 b = 30 cm
Wy = Jy / b x 2 = 961 cm3
Moment zginający w belce (bez uwzględniania poprzecznic)
parcie jednostkowe wiatru na dźwigar w = 2,50 x 1,10 x 0,73 = 2,01 kN/m obc. wyjątkowe
M y = 23,45x23,45/8x2,19 = 138 kNm
σ y = My / Wy= 144 MPa
Napężenia wypadkowe σ x = 149 MPa
σ w = SQR(σx *σx + σy*σy)= 207 MPa =< Ra = 1,05x195 = 205 MPa

Kierunek - X (wzdłużny)

4.5. **Wymiarowanie przekroju podporowego w fazie 2**
4.5.1 **Węzeł nr 6**
Moment podporowy M2 = -1569 kNm wg obliczeń komputerowych
siła tnąca w fazie 2 Q2 = -4,5 kNm
szerokość b = 440 cm
Wysokość zmienna od h = 70 do 150,0 cm
wysokość średnia h = (70+150)/2 = 110 cm
a = 3 cm
h1 = 107 cm
n =Ea/Eb= 15
przyjęte zbrojenie Φ 14 Φ = 1,4 cm Fz1 = 1,54 cm2 stal 18G2-b

ilość prętów v = 44 Fz = 67,73 cm2 co 10,0 cm
strefa ściskana betonu x = 20,04 cm
ramię sił wewn. z = 100,32 cm
Naprężenia w betonie σ b(x) = 2 x M2 / (b *x*z) = 3,5 MPa
naprężenia w stali σ a = M2 / (z * Fz) = 230,8 MPa < 285 MPa
ścinanie τ = Q2 / b/ z = 0,00 MPa < 0,28 MPa

Naprężenia wypadkowe w betonie w spodzie oczepu
kierunek Y σ y = 6,60 + 1,30 = 7,91 MPa
kierunek X σ x = 3,03 + 2,20 = 6,57 MPa
naprężenia wypadkowe σ xy = 10,28 MPa

τ = 0,86 + 0,14 = 1,00

główne rozciągające **σ gł =** (σ x + σ y)/2 - SQR(σx + σy)/4*(σx - σy + τ * τ) = **6,04** MPa > -1,15 MPa

4.5.2 **Węzeł nr 5** (styk belek stalowych z licem oczepu)

Moment w przekroju M2 = -1330,8 kNm wg obliczeń komputerowych
siła tnąca Q2 = -332,5 kNm
szerokość b = 440 cm
wysokość h = 73 cm
a = 3 cm
h1 = 70 cm
n =Ea/Eb= 15
przyjęte zbrojenie Φ 14 Φ = 1,40 cm Fz1 = 1,54 cm2
ilość prętów v = 44 **Fz = 67,73 cm2** co 10,0 cm
x = 15,8 cm
z = 64,7 cm
Naprężenia w betonie σ b(x) = 2 x M2 / (b *x*z) = 6 MPa
naprężenia w stali σ a = M2 / (z * Fz) = 304 MPa < 295+10 =305 MPa

4.5.3 **Przekrój w odległości x = 5,00 m od osi podpory nr 2**
M = 877 kNm
zbrojenie w przekroju Φ 12 Φ = 1,20 cm Fz1 = 1,13 cm2
ilość prętów v = 44 Fz = 49,76 cm2
strefa ściskana betonu x = 13,81 cm
ramię sił wewn. z = 65,40 cm
Naprężenia w betonie σ b(x) = 2 x M2 / (b *x*z) = 4,4 MPa
naprężenia w stali σ a = M2 / (z * Fz) = **269** MPa < 295 MPa

Moment zginający przenoszą pręty zbrojenia podłużbego umieszczone w płycie pomostu
naprężenia w stali zbroj. w płycie σ a = M2 / (h1 * Fz) = **304** MPa < 305 MPa
Pręty zbrojenia 44 Φ 14 są na odcinku długości po 5,50 m w obie strony licząc od osi słupa podpór pośrednich (od węzłów nr 6 i 16) i łączone są ze zbrojeniem płyty Φ 12 na zakład.

5 Wymiarowanie ławy wieńczącej pale

Siła pioowa ze słupa P = 2137 kN wg wydruków komp.
tolerancja wykonawcza wytyczenia
pali w kier. X ax = 0,10 m
wysokość słupa hs = 6,00 m
Siła pozioma od parcia wiatru Hw = 51,1 kN
Rozstaw pali e = 2,50 m

Moment zginający w ławie
kierunek poprzeczny - oś y-y
Zredukowany moment w ławie od siły ze słupa (wg PN-91/S-10042 p.12.3.3)
α 1 = α 2 = 1- 0,80/1,25 = 0,360
wsp.redukcji momentu r = 1/2 *(1+α1*α2) = 0,860
od siły P MyP = 2137 * 2,50/ 4 * 0,86 = 1149 kNm
od parcia wiatru Myw Hw x hs = 51,1 * 6,0 = 307 kNm
razem My1 = 1456 kNm

Ciężar własny ławy
wymiary ławy
wysokość h = 1,50 m
szerokość b = 1,60 m
długość L = 4,10 m
ciężar własny ławy g = h x b x 25,00 x11,20 = 72,0 kN/m
Moment od ciężaru ławy Mg = L/2*g*e/2-(L/2-e/2)*(L2/e/2)*g = 113 kNm
Razem obciążenie ławy
My = My1 + Mg = 1569 kNm
Siła tnaca Q = P/2+g*L/2 +Mwy/e = 1339 kN

Kierunek wzdłuż kładki - x-x
Moment od mimośrodu " a" Mx 1 = P * a = 213,7 kN a - błąd wytyczenia

Wymiarowanie ławy
obciążenie ławy My = 1456 kNm Qy = 1339 kN
h1 = 136 cm
Przyjęto Φ 25 Fz1 = 4,91 cm2 ilość prętów np = 11
Stal A-II **Fz = 54,00** cm2 wymagany przekrój stali Fzw = 37,9 cm2 + zbroj od skręcania
b = 160 cm
h = 150 cm ag = 7,0 cm
otulina zbrojenia dolnego ad = 14 cm
h1 = h - ad = 136 cm
n = 15
Ra = 295 MPa Rb = 17,3 Mpa
strefa ściskana betonu X = 32,4 cm
ramię sił wewn. z = 125,2 cm
Naprężenia w betonie σ b(y) = 2 x My / b / z / x = **4,84** MPa
naprężenia w stali σ a = My / Fz / z = **232,0** MPa < 285
ścinanie τ = 0,67 MPa τB = 0,28 MPa
μ = 1+ 50 * Fz /b / h1 = 1,124
Siła tnąca przenoszona przez beton Qb = 0,28x1,124x1,252x0,324 = 0,631 MN = 631 kN
Strzemiona
pręty Φ 12 fs = 1,131 cm2 v = 6 cięte co c = 30 cm
siła tnąca przenoszona przez strzemiona
Qs = 285 x 0,0001131 x6 x 1,195 / 0,25 = 0,807 MN = 807 kN
Pręty odgięte kąt α = 60 stopni
sin α = 0,866
Przyjęto s = 3 pręty Φ 25 Fo = 14,73 cm2
Qo = Fo x Ra x sin α = 0,376 MN = 376 kNm

Nośność przekroju na ścinanie Qn = 631 + 807 + 376 = **1814** kN > Q2 = 1339 kN
Skręcanie ławy
Moment skręcający w ławie Ms = Mx = 213,7 kNm
określenie dodatkowego zbrojenia na skręcanie
Obwód rdzenia przekroju Ur = [(1,6-2*0,05)+(1,50-0,20-0,-5)]*2 = 5,62 m

Przekrój rdzenia Fr = (1,6-0,20-0,05)x(1,60-2x0,05) = 1,965 m2
t s = Ms / (0,40* 1,6*1,5*1,5) = 0,06 Mpa < 0,28
rozstaw strzemion zamkniętych cr = 0,45 m
wymagany przekrój strzemiona f s = Ms * cr / (2 * Fr *n Ra) 0,000083 m2 = 0,83 cm2
przyjęto co 30 cm Φ 12 d = 12 mm Fd = 1,13 cm2 > f s

Dodatkowe pręty podłużne Fp = Ms * Ur / (2*Fr * Ra) = 0,0010 m2 = 10,4 cm2
rozmieszczone po obwodzie v = 20 sztuk
czyli pole 1 pręta Fp 1 = 0,52 cm2 po 5 prętów dołem i górą i po 5 prętów na na wys.ławy
wymagane zbrojenie dołem F d = 0,55x5+37,9 = 40,4 cm2 przyjęto 11 prętów Φ 25 Fz = 54,00 cm2

Moment podporowy w ławie nad palami (zbrojenie ławy górą)

Obliczenia wykonuję jak dla belki utwierdzonej.
Moment podporowy od siły ze słupa P = 2137 kN wg wydruków komp.
L = 2,50 m
M(P) = P *L / 8 = 667,9 kNm
Moment od ciężaru własnego ławy q = 72,0 kN/m
Mq = q * L * L / 8= 56,3 kNm
Razem moment podporowy Mp = M(P)+Mq = 724,1 kNm
wymiary ławy b = 160 cm
h = 150 cm
a = 8 cm h1 = h - a = 142 cm
Przyjęto 5 prętów Φ 25 Fz = 24,54 cm2
n = Ea / Eb = 15
strefa ściskana betonu x = 23,37 cm
ramię sił wewn. Z = h1 -X/3 = 134,2 cm
Naprężenia w betonie σ b = 2 * Mp / (b * x *z) = 2,9 MPa
naprężenia w stali σ a = Mp / Fz / z = 219,8 MPa

6. Obliczenie poprzecznicy nad przyczółkiem

6.1. Faza 1

Wymiary części poprzecznicy wykonanej w fazie 1
długość poprzecznicy Lp = 4,20 m
szerokość b = 60 cm
wysokość h = 27,0 cm
belki stalowe ustawiane będą na związanym betonie poprzecznicy na "stołeczkach 35x25x 2,5 cm z masy szybkowiązącej

Zbrojenie dolne i strzemiona wg niżej podanych obliczeń dla pełnego obciążenia z fazy 1 i 2.
poprzecznica spoczywa na ciągłym podparciu do czasu związania betonu w płycie i pozostałej części poprzecznicy.

6.2. Faza 2

max reakcja od .q2 i t R t = 821 kN obc.ciagłe qt = 245 / 4,20 = 195,5 kN/m
Moment na wsporniku Mwt = - 0,85 x 0,85 /2 x 195,5 -70,6 kNm
Zbrojenie dołem
Moment w środku Mk = (2,5 x 2,5 / 8 - 0,85 x 0,85 / 2) x 195,5 = 82,1 kNm
b = 60 cm
h = 103-15 = 88 cm
a = 4 cm
h1 = 84 cm
zbrojenie dołem 5 Φ 12 Fz = 5,65 cm2 X = 25,7 cm z = 79,4 cm
Naprężenia w betonie σ b = 1,3 MPa
naprężenia w stali **σ a = 183 MPa**
Ścinanie w fazie 2 Q2 L= 195,5 x 0,85 = 166,2 kN
Q2P = 821 / 2 - 166,2 = 244,4 kN
τ = 244,4 / 0,819/0,60 = 0,51 Mpa τ b = 0,28 Mpa
m = 1+50*Fz/b/h1 = 1,056
beton przenosi Qb = 0,28x1,056x0,60x0,794 = 0,141 MN = 141 kN
Strzemiona Φ 12 f s = 1,131 cm2 Ra = 200 Mpa
ilość cięć c = 4 rozstaw s = 30 cm
strzemiona przenoszą Qs = 0,0001131x200x4 x 79,4 / 30 = 0,240 MN = 240 kN
razem Q n = Qb + Qs = **381** kN > 244,4 kN

Zbrojenie górą
M = -70,6 kNm
Przyjęto górą 5 Φ 12 Fz' = 5,65 cm2 X = 25,67 cm z = 75,44 cm
Naprężenia w betonie σ b = 1,2 MPa
naprężenia w stali **σ a = 166 MPa**

Ostatecznie przyjmuję wykonanie poprzcznicy w Fazie 1 i na czas betonowania płyty opartej na ciągłym oparciu na ławie podłożyskowejp
zbrojenie dołem i górą **5 Φ 12 strzemiona ϕ 12 co 30 cm 4 cięte**

Sprawdzenie poprzecznicy jako belki podlewarowej (wymiana łożysk)

Reakcja z przesła (obc. q1 i q2 po związaniu betonu w przęśle) podnoszenie bez obc.kładki tłumem
Podnoszenie na 3 lewarach w odstępach co d = 1,65 m licząc od osi poprzecznicy
Reakcja na poprzecznicę z przęsła - wg wydruków komputerowych
Rc = 498 + 78 = 576 kN q = 576 / 4,20 = 137,2 kN/m
Schemat statyczny belka 2 przęsłowa
reakcje R1= 0,375 x 1,65 x 137,2 = 84,9 kN
R2 = 1,250 x 1,65 x 137,2 = 283,0 kN: Q2L = 141,5 kN < 244.4 kN
Moment przęsłowy M(1-2) = 0,0703x1,65x1,65x137,2= 26,3 kNm < 82,1 kNm
Moment podporowy M2 = -0,125x1,65x1,65x137,2= -46,7 kNm < -70,6 kNm
Siły wewnętrzne występujące podczas podnoszenia są mniejsze od sił na które obliczona jest poprzecznica. ok.!

7. OBLICZENIA RAMOWNICY GŁÓWNEJ

Statyka ramownicy wg własnego programu komputerowego n (wyniki w pliku RAMA.2 .dat)

Siły w ramownicy ustroju niosącego
Wpływy termiczne (schemat nr 8)
przemieszczenie węzła nr 6 i 16 od sił poziomych H = 1000 kN zaczpionych w tych węzłach
węzeł nr 6 x4 = 0,02151 cm
węzeł nr 12 x12 = -0,03274 cm

wydłużenie między węzłami 6 i 16 Δx = 0,02151+0,03274 = 0,05425 cm
wydłużenie między węzłami od podniesienia temperatury o 35 stopni
Δ L(t) = 0,000012*(45-10) x 2400 = 1,008 cm
mnożnik α = Δ L(t) / Δ x = 1,008 / 0,05425 = 18,58
Obliczeniowe wartości sił wewnętrznych w ryglu otrzymujemy mnożąc
wartości dla schematu nr 8 przez mnożnik α = 18,58
obciążenie ciągłe w fazie 2 - po związaniu betonu pł q2 = -0,12 kN/m
obciążenie tłumem na kładce szeokośći 4,0 m t = 24,00 kN/m

7.1. Reakcje z obciążenia ramownicy

Tabela 12

Schematy przyjęte w obliczeniach ramownicy	q2 [kN/m]	Reakcje podporowe [kN] dla fazy 2 R1 (y) kN	R12(y) kN	R22(y) kN	R27(y) kN	$\Sigma\omega$ Σ obc.
Pole gałęzi ω Lw Ri		*9,404*	*26,606*	*26,588*	*9,402*	*72,00*
obciążenie stałe q2 =	-0,12	**-1**	**-3**	**-3**	**-1**	
od obc ruchomego t =	24,00					
wg schematu nr 1	ω	*9,404*	*26,61*	*26,59*	*9,402*	*72,00*
		226	639	**638**	226	1728
wg schematu nr 2	ω	9,2637	28,533	10,851	-0,649	48,00
		222	**685**	260	-16	1152
wg schematu nr 3	ω	*-0,7986*	*12,783*	*12,804*	*-0,790*	*24,00*
		-19	307	307	-19	576
wg schematu nr 4	ω	*10,062*	*15,750*	*-1,953*	*0,141*	*24,00*
obc. 1 przęsło skrajne		241	378	-47	3	576
wg schematu nr 5	ω	10,202	13,822	13,783	10,192	*48,00*
obc.2 przęsła skrajne		**245**	332	331	**245**	1152
max reakcje		**244**	**682**	**635**	**243**	
min. reakcje		**-20**	**-3**	**328**	**-20**	
wpływ termiczne sch. 8		*-0,239*	*0,301*	*0,208*	*-0,2700*	
wzrost temperatury α =	*18,58*	*-4*	*6*	*4*	*-5*	
spadek temperatury		*4*	*-6*	*-4*	*5*	
Łączne reakcje						
pionowe na głowice	***max***	***245***	***682***	***635***	***243***	
słupów	***min***	***-20***	***-3***	***328***	***-20***	
ciężar oczepu	*399*		399	*399*		
Reakcje z fazy 1 q 1 =	*42,14*	*498*	1011	*1011*	*498*	
ciężar poprzecznicy skrajnej		*78*			*78*	
Razem reakcje	*max*	**821**	***2092***	***2045***	***820***	
	min	**556**	***1407***	***1738***	***58***	
ciężary słupów			*45*	*59*	*0*	
razem w podstawie	*max*		***2137***	***2104***	***820***	
słupów	*min*		***1452***	***1797***	***58***	
momenty z uwzględnieniem						
mimośrodu słupa względem osi przęsła	*e =*		0,20 m			
momenty M y	*max*	*dla Rmax*	***427***	***421***	***164***	
	min	*dla Rmin*	***290***	***359***	***12***	

Uwaga!
Ponieważ wpływ temperatury wywołuje reakcje mniejsze od 5% od obciążeń od ciężaru własnego mogą być pominięte w obliczeniach reakcji podporowych.

Ciężar własny podpór pośrednich
ciężar własny oczepów Go = 233,4 + 165,5 = 399 kN
ciężary słupów D = 0,80 m
podpory nr 2 wys. H1 = 3,00 m *Gs1 = 3,00x0,80x0,80x3,14/4x25x1,2 = 45* kN
podpory nr 3 wys. H1 = 3,90 m *Gs1 = 59* kN

7.2 **Momenty zginające w ryglu ramownicy**

Tabela 13

Schematy przyjęte w obliczeniach ramownicy	qi kN/m	Momenty przęsłowe węzeł nr 3 M 3 kNm	węzeł nr 5 M5 kNm	węzeł nr 13 M13 kNm	węzeł nr 14 M 14 kNm	węzeł nr 25 M 25 kNm	Momenty podporowe węzeł nr 6 M 6L kNm	M 6P kNm	węzeł nr 16 M 16 (L) kNm	M 16(P) kNm
Pole gałęzi	ω	*44,0416*	*-48,2062*	*-42,9332*	*17,680*	*44,021*	*-62,302*	*-54,443*	*-54,197*	*-62,354*
ciężar własny	-0,12	-5	*6*	*5*	-2	-5	8	7	7	8
obciążenie tłumem schemat 1	ω	*44,0416*	*-48,2062*	*-42,9332*	*17,680*	*44,0210*	*-62,302*	*-54,443*	*-54,197*	*-62,354*
t =	24,00	1057	-1157	-1030	424	1057	-1495	**-1307**	**-1301**	**-1496**
schemat 2	ω	*42,636*	*-51,4378*	*-53,0936*	*27,173*	*-6,487*	*-65,674*	*-53,094*	*-35,417*	*-18,947*
t =	24,00	1023	**-1235**	-1274	652	-156	**-1576**	-1274	-850	-455
schemat 3	ω	*-7,986*	*-18,3681*	*-23,565*	*36,767*	*-7,895*	*-19,167*	*-35,050*	*-35,417*	*-18,947*
t =	24,00	-192	-441	-566	**882**	-189	-460	-841	-850	-455
schemat 4	ω	*50,622*	*-33,0696*	*-29,5286*	*-9,594*	*0,141*	*-46,508*	*-31,341*	*12,154*	*0,324*
t =	24,00	1215	-794	-709	-230	3	-1116	-752	292	8
schemat 5	ω	*52,028*	*-29,8380*	*-19,3681*	*-19,087*	*51,916*	*-43,136*	*-19,394*	*-18,780*	*-30,098*
t =	24,00	**1249**	-716	-465	-458	**1246**	-1035	-465	-451	-722
razem momenty	max	**1243**	**6**	**5**	**880**	**1241**	**8**	***7***	**298**	**15**
	min	**-197**	**-1229**	**-1269**	**-460**	**-195**	**-1569**	***-1300***	**-1294**	**-1489**
temperatura +/- α =	18,58	*0,0024*	*5,500*	*-3,400*	*-0,0041*	*0,0027*	*-0,00574*	*-0,00334*	*-0,00481*	*0,00648*
schemat nr 6		0,04	102	-63	-0,08	0,05	-0,11	-0,06	-0,09	0,12
Ekstremalne momenty	max	**1243**	**108**	**68**	**880**	1241	8	7	**298**	15
w ryglu	min	-197	**-1331**	**-1332**	**-460**	-195	**-1569**	-1300	-1294	-1489

7.3. **Momenty w słupach podpór pośrednich**

Kierunek wzdłuż osi kładki Mx

Tabela 14

Schematy przyjęte w obliczeniach ramownicy	qi kN/m	Momenty w słupach filarów D=80cm spód słupów filar nr 2 węzeł nr 7 kNm	filar nr 3 wezeł nr 17 kNm
Pole gałęzi Lw Mi	ω		
Faza 1			
obciążenie stałe	ω	*-1,734*	*0,539*
q2 [kN/m]	-0,12	0,2	-0,1
od obc ruchomego t =	24,00		
wg schematu nr 1	ω	*-1,734*	*0,539*
	ω * t	-42	13
wg schematu nr 2	ω	*-2,971*	*-3,113*
	ω * t	-71	-75
wg schematu nr 3	ω	*3,513*	*-1,081*
	ω * t	84	-26
wg schematu nr 4	ω	*-6,484*	*-2,032*
	ω * t	-156	-49
wg schematu 5	ω	*-5,247*	*1,620*
	ω * τ	-126	39
max momenty schemat nr 1	max	**85**	**39**
min. momenty schemat nr 1 + 2 ; 3	min	-155	-75
temp.Δt =+ /- 35 α = schemat nr 8	18,58	*0,947* 18	*-0,548* -10
Razem momenty	max	**85**	**39**
	min	**-155**	**-75**
uderzenie w słup sch.10	η	*-0,498*	*0,182*
siła K = 600x0,25x1,10= 165	η * K	**-82**	**30**
min. momenty		**-238**	**-75**
max. momenty		**85**	**69**

Tabela 14a

Schematy przyjęte w obliczeniach ramownicy	qi kN/m	Momenty w słupach filarów D=80cm głowica słupów filar nr 2 pręt 6-7 kNm	filar nr 3 pręt 16-17 kNm
pole gałęzi Lw	ω		
Faza 1			
obciążenie stałe	ω	*-7,859*	*8,158*
q2 [kN/m]	-0,12	**1**	**-1**
od obc ruchomego t =	24,00	*-7,859* -189	*8,158* 196
wg schematu nr 1	ω	*-7,859*	*8,158*
	ω * t	-189	196
wg schematu nr 2	ω	*-0,716*	*-7,696*
	ω * t	-17	-185
wg schematu nr 3	ω	*18,360*	*-16,470*
	ω * t	**441**	-395
wg schematu nr 4	ω	*-15,167*	*8,774*
	ω * t	-364	**211**
wg schematu nr 5	ω	*-23,743*	*24,627*
	ω * τ	-570	**591**
max momenty schemat nr 4	max	**442**	**590**
min. momenty schemat nr 3	min	-569	-396
temp.Δt =+ /- 35 α = schemat nr 8	18,58	*-0,405* -8	*-0,127* -2
Razem momenty	max	**442**	**590**
	min	**-127**	**-188**
uderzenie w słup sch.10	η	*0,920*	*-0,180*
siła K = 600x0,25x1,10= 165	η * K	**152**	**-30**
	przyp.nie miarodajny		
min. momenty		**-127**	**-218**
max. momenty		**593**	**590**

7.4. **Zestawienia obciążeń słupów filarów do wymiarowania przekroju**

Tabela 15

schematy obciążenia do wymiarowania	Kierunek Y siła V kN	mimośród ey m	Moment My My = ey*V kNm	Pozioma Hy kN	Kierunek X Pozioma Hx kN	ex m	Mx kNm	Obciążenie słupa do wymiarowania Moment wypadkowy Mw kNm	Siła w słupie V kN	mimśród ew =Mw/R m
Faza 1 - stan montażowy (głowica słupa)										
obc.jednostronne	974		664	0	0		66	**668**	**974**	***0,69***
obc.symetryczne	1380		288	0	0		53	292	1380	*0,21*
Faza 2 - stan docelowy										
głowica słupa węzeł nr 6 (podpora nr 2)										
ekstremalny moment Mx i towarzysząca siła normalna V i piozioma Hx										
schemat 1	1739	0,20	348				-127	**370**	**1739**	***0,21***
schemat 2	1785	0,20	357				593	693	1785	*0,39*
ekstremalna siła V i towarzszący moment Mx i siła Hx										
schemat 3	2092	0,20	418				-188	**459**	**2092**	***0,22***
głowica słupa węzeł nr 16 (podpora nr 3)										
ekstremalny moment Mx i towarzysząca siła normalna V i pozioma Hx										
schemat 4	1668	0,20	334				-188	383	1668	*0,23*
schemat 5	1738	0,20	348				590	685	1738	*0,39*

ekstremalna siła V i towarzszący moment Mx i siła Hx										
schemat 6	2045	0,20	409				165	441	2045	*0,22*
Podstawa słupa węzeł nr 7 (podpora nr 2)										
ekstremalny moment Mx i towarzysząca siła normalna V i Hx										
schemat 10 *)	1784	0,20	580	51,1	-181		-238	627	1784	*0,35*
schemat 11 *)	1759	0,20	621	51,1	-181		85	627	1759	*0,36*
ekstremalna siła V i towarzszący moment Mx										
schemat 12*)	2137	0,20	651	51,1	-181		-124	662	2137	*0,31*
podstawa słupa węzeł nr 17 (podpora nr 3)										
ekstremalny moment Mx i towarzysząca siła normalna V i Hx										
schemat 13*)	1726	0,20	614	51,1	-268		-75	619	1726	*0,36*
schemat 14*)	2104	0,20	690	51,1	-268		69	693	2104	*0,33*
ekstremalna siła V i towarzszący moment Mx										
schemat 15*)	2104	0,20	690	51,1	-268		88	696	2104	*0,33*

Uwaga ! Schematy z indeksem *) nr 10 - 15 uwzględniają wpływ parcia wiatru MY w
uwzględniono został moment od parcia wiatru Myw = 223 kNm filar nr 2
Myw = 269 kNm filar nr 3

Miarodajnym do wymiarowania przekroju jest obciążenie wg schematu nr 1 - betonowanie jednostronne płyty pomostu kładki
wymiarowanie wykonano wg programu własnego zbrojenie stal A-II (18G2-b) 16 Φ 25 **Fz =** **78,54** *cm2*
naprężenia w betonie σ b = 16,12 MPa
naprężenia w zbrojeniu σ a = 289,55 MPa

7.5. **Siły tnące w przekrojach przęsła zespolonego**

Tabela 16

Schematy obciążeń	qi [kN/m]	Siły tnace w ryglu ramownicy dla fazy 2						
		R1 (y) kN	Q3 kN	Q5 kN	Q6L kN	Q6P kN	Q13 kN	Q25 kN
Pole gałęzi ω Lw Ri		*9,404*	*-0,260*	*-13,596*	*-14,596*	*13,598*	*11,01003*	*0,598*
obciążenie stałe faza 1+2 q1 + q2 =	-0,12	-1	0	2	2	-2	-1	0
od obc tłumem t =	24,00							
wg schematu nr 1	ω	*9,404*	*-0,736*	*-13,596*	*13,598*	*13,598*	*11,01003*	0,598
	ω * t	226	**-18**	-326	326	326	264	14
wg schematu nr 2	ω	*9,2637*	*-0,7363*	*-13,7364*	*-14,737*	*12,797*	*12,797*	*0,6487*
	ω * τ	222	-18	**-330**	**-354**	**307**	307	16
wg schematu nr 3	ω	*-0,7986*	*-0,7986*	*-0,7986*	*3,017*	*11,985*	*10,9847*	*0,790*
	ω * τ	-19	-19	-19	72	288	264	19
wg schematu nr 4	ω	*10,062*	*0,0623*	*-12,938*	*-13,938*	*1,8124*	*1,8124*	-0,1408
	ω * τ	*241*	*1*	-311	*-335*	*43*	43	-3
wg schematu nr 5	ω	*10,203*	*0,2028*	*-12,797*	*-13,798*	*0,0256*	*0,0256*	*-0,1916*
	ω * τ	***245***	*5*	-307	*-331*	*1*	1	*-5*
temp.Δt =+ /- 35 α =	18,58	*-0,240*	*-0,240*	*-0,240*	*-0,240*	*0,060*	*-0,060*	*0,270*
schemat nr 6		-4	-4	-4	-4	1	-1	5
razem siły tnące								
max Qi		**244**	5	-22	74	307	**307**	19
min Qi		-20	-18	-332	**-356**	-3	-2	-5

7.6. **Siły tnące w słupach podpór pośrednich**

Kierunek wzdłuż osi kładki Qx

Tabela 17

Schematy obciążenia wg topologii ramownicy głównej ustroju nośnego kładki	Obciążenia qi kN/m	Siły tnace w słupach filarów D=80cm spód słupów filar nr 2 węzeł nr 7 kNm	filar nr 3 wezeł nr 17 kNm	Kombinacje schematów obciążenia
Pole gałęzi Lw Qi	ω			
Faza 1 schemat 0				
obciążenie stałe q2 [kN/m]	ω	*1,4938*	*-1,4939*	
	-0,12	-0,2	0,2	
od obc ruchomego t =	24,00			
wg schematu nr 1	ω	*1,494*	*-1,494*	
	ω * t	36	-36	
wg schematu nr 2	ω	*-0,8993*	*0,8986*	
	ω * t	-22	22	
wg schematu nr 3	ω	*-3,0171*	*3,0173*	
	ω * t	-72	72	
wg schematu nr 4	ω	*2,118*	*-2,1187*	
	ω * t	51	-51	
wg schematu nr 5	ω	*4,5108*	*-4,5111*	
	ω * τ	108	-108	
max siły tnące schemat nr 0 i 2	max	**108**	**73**	schemat nr 0 + 5
min. Siły tnące schemat nr 0 i 3	min	**-73**	**-108**	nr 0 + 5
temp.Δt =+ /- 35 α =	ω	*2,770*	*-2,77*	
schemat nr 8	18,58	51	-51	
Razem siły tnące	max	**160**	**124**	
	min	**-124**	**-160**	
uderzenie w słup sch.10	η	*-0,346*	*-0,654*	
siła K = 600x0,25x1,10=	η * K	**-57**	**-108**	
165				
max.siły tnace		**102**	**16**	nr 0 + 5 + 11
min. siły tnące		**-181**	**-268**	

Przyjęte schematy obciążenia do obliczenia pali

7.7. **Podpory nr 2 i 3**

Wymiary ławy wieńczącej pale fundamentowe szerokość bx = 1,60 m
by = 4,50 m
wysokość h = 1,50 m
Ciężar ławy Gw = 1,60x1,50x4,50 x 15,0 x 1,20 = 324 kN

7.7.1. **Zestawienie zbiorcze obciążenia palowania podpór pośrednich**

Srednica pala D = 0,90 m
Pole przekroju pala Fd = 0,636 m2 Wxp = 0,0716 m3
Wytrzymałość betonu na rozciąganie Raw = 1,05 MPa = 1050 kPa

Tabela 18

		kierunek X - wzdłuż kładki		kierunek prostopadły - Y		Siły w części podziemnej pali			siły pionowe w palach	
	siła pionowa	moment	siła pozioma	Moment	siła pozioma	w trzonie	głebokość	w stopie	N min	Nmax
	V	Mx	Hx	My	Hy	Mz	hz	Mo		
	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	m	kNm	kN	kN
Podpora nr 2										
schemat nr 10	1784					Pale długości		L =	7,00	m
ciężar ławy	324									
Razem	2108	-238	-181	580	51,1	170	2,80	62	852,21	1255,59
moment wypadkowy				627		naciski pod stopą		σ min	472	1106
								σ max	2207	2841
schemat nr 11	1759									
ciężar ławy	324									
Razem	2083	85	-181	621	51,1	130,88	3,50	69	827,8	1255,20
						naciski pod stopą		σ min	334	1006
								σ max	2268	2940
schemat nr 12	2137									
ciężar ławy	324									
Razem	**2461**	-124	-181	651	51,1	141,99	2,80	67	1000,82	1452,80
						naciski pod stopą		σ min	634	1344
								σ max	2513	3223
Podpora nr 3										
schemat nr 13	1726					Pale długości		L =	6,00	m
ciężar ławy	324									
razem	2050	-75	-268	614	51	132,00	3,00	107	850,6	1253,4
						naciski pod stopą		σ min	-158	475
								σ max	2832	3465
schemat nr 14	2104									
ciężar ławy	324									
	2428	**69**	**-268**	**690**	**51**	136,35	3,00	108	991,7	1436,3
						naciski pod stopą		σ min	43	742
								σ max	3075	3774
schemat nr 15	2104									
ciężar ławy	324									
razem	2428	88	-268	690	51	140,49	3,60	**134**	991,70	1436,30
				696		naciski pod stopą		σ min	-310	388
								σ max	3428	**4127**

Podpora nr 3 - ława fundamentowa skręcona względem osi oczepu (równoległa do drogi)										
schemat nr 13	1726					Pale długości		L =	6,00	m
ciężar ławy	324									
razem	2050	-75	-268	614	0	147,00	4,20	138,79	696,2	1353,8
moment wypadkowy				619		naciski pod stopą		σ min	-845	189
								σ max	3034	4067
schemat nr 14	2104									
ciężar ławy	324									
razem	2428	**69**	**-268**	**690**	**0**	153,67	3,60	140	864,1	1536,9
						naciski pod stopą		σ min	**-600**	458
								σ max	3316	4374
schemat nr 15	2104									
ciężar ławy	324									
razem	2428	88	-268	690	0	140,49	3,60	142	858,20	1569,80
						naciski pod stopą		σ min	**-634**	485
								σ max	3332	**4450**
schemat nr 16-montaż.	974									
ciężar ławy	324									
razem	1298	0	0	668		145,13	0,00	31,08	411,60	884,4
						naciski pod stopą		σ min	213	956
								σ max	1081	1824

Dopusczalny nacisk na skakę miękką pod stopą pala pogrążonego na min. 3 D w skałę wynosi σ dop = 6,0 MPa
współczynnik bezpieczeństwa η = 1,62 czyli σ dop = 6,0 / 1,68 = **3,70** MPa dla obc.charakt.
max.nacisk obliczeniowy pod stopą pala wynosi **σ max = 4450** kPa = **4,45** MPa
i odpowiednio nacisk od obciążeń charakterystycznych przy γ = 1,33 σ r max = 4,45/1,33 = **3,35** MPa
Przyjęte długości i średnice pali spełniaja warunki wytrzymałościowe .
Zbrojenie pali 90cm
Fz min = Fbx0,005 = 90x90x3,14/4x0,005 = 31,8 cm2 przyjęto 16 Φ 16 Fz = 32,16 cm2
Osiowa nośność pala N = 3,70x 0,636 = 2,356 MN = **2356** kN

7.7.2 **Momenty w palach podpór nr 2 i 3**

Kierunek wzdłuż osi kładki Mx

Tabela 19

Schematy obciążeń	qi kN/m	Momenty na 2 pale filarów D = 90cm góra ławy wieńczącej: filar nr 2 węzeł 7 kNm	filar nr 3 węzeł 17 kNm
Faza 2			
obciążenie stałe	ω	*-1,7343*	*0,5389*
q2 [kN/m]	-0,12	0	0
od obc ruchomego t =	24,00		
wg schematu nr 1	ω	*-1,7343*	*0,5389*
	ω * t	-42	13
wg schematu nr 2	ω	*-2,971*	*-3,113*
	ω * t	-71	-75
wg schematu nr 3	ω	*3,513*	*-1,081*
	ω * t	84	-26
wg schematu nr 4	ω	*-6,484*	*-2,0316*
	ω * t	-156	-49
wg schematu nr 5	ω	*4,511*	*-4,511*
	ω * τ	108	-108
max momenty schemat nr 5	max	**108**	**13**
min. momenty schemat nr 1 + 4	min	-155	-108
temp.Δt =+ /- 35 α = schemat nr 8	18,58	*0,00452* 0	*-0,00605* 0
Razem momenty	max	**108**	**13**
	min	**-155**	**-49**
uderzenie w słup sch.10	η	*-0,498*	*0,182*
siła K = 600x0,25x1,10= 165	η * K	**-82**	**30**
max. Momenty		**108**	**13**
min. momenty		**-238**	**-19**

Momenty w stopach pali Mx

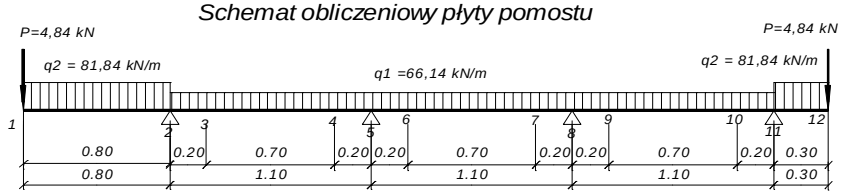
Tabela 20

Schematy obciążeń	qi kN/m	Momenty na 2 pale filarów D = 90cm spód pali: filar nr 2 węzeł 12 kNm	filar nr 3 węzeł 22 kNm
Faza 2			
obciążenie stałe	ω	*-1,71796*	*1,77814*
q2 [kN/m]	-0,12	0	0
od obc ruchomego t =	24,00		
wg schematu nr 1	ω	*-1,718*	*1,778*
	ω * t	-41	43
wg schematu nr 2	ω	*0,121*	*-1,486*
	ω * t	3	-36
wg schematu nr 3	ω	*3,472*	*-3,590*
	ω * t	83	-86
wg schematu nr 4	ω	*-3,335*	*2,1049*
	ω * t	-80	51
wg schematu nr 5	ω	*-5,190*	*5,369*
	ω * τ	-125	129
max momenty schemat nr 0 + 5	max	**84**	**129**
min. momenty schemat nr 0 + 3	min	-124	-86
temp.Δt =+ /- 35 α = schemat nr 8	18,58	*1,9* 35	*3,018* 56
Razem momenty	max	**119**	**185**
	min	**-160**	**-142**
uderzenie w słup sch.10	η	*-0,193*	*-0,771*
siła K = 600x0,25x1,10= 165	η * K	**-32**	**-127**
max.M - obc.wyjątkowe		**87**	**58**
min. M - obc.wyjątkowe		-192	-270

Momenty w stopie pala utwierdzonego w podłożu skalnym [Mo] obliczono wg programu "PAL" - wynki zestawiono w tabeli nr 18

8. **Wymiarowanie płyty pomostu**

Schemat obliczeniowy płyty pomostu



P = 1,44+1,20+1,20+1,00 = 4,84 kN - gzymsy, kable, poręcz + słup ee
q1 = 42,14+24,0 = 66,14 kN/m - c. własny + tłum
*q2 = 66,14+0,06*26,0*1,2= 66,14+15,7 = 81,84 kN/m - +pogrubienie plyty na wspornikach*

Schematy obciążeń

- schemat nr 1 : ciężar własny : p=4,84kN, q1 = 42,14+15,7 =57,84 kN/m
- schemat nr 2 : ciężar własny + tłumem na całej szerokości kładki
- schemat nr 3 : ciężar własny + tłumem na połowie kładki

Charakterystyka przekrojów
Wsporniki
*J1 =0, 20*0,20*0,20*1,00/12 =0,006667 m4 F1 = 0,20 x 1,00 = 0,200 m2*
Przęsła
*J2 =0,14*0,14*0,14*1,00/12 = 0,0002286 m4 F1 = 0,14 x 1,.00 = 0,14 m2*

Ilość węzłów w =12
ilość prętów p = 11
ilość podpór r = 4

Siły wewnętrzne obliczono wg programu "Belka"

8.1. **Przekrój wspornikowy (węzeł nr 2)**

M = -30,061 kNm Q = 70,312 kNm

Przyjęte zbrojenie Φ12 co 15

Fz = 7,54 cm2/ 1m
n = 15 Ra = 285 MPa
b = 100 cm cm
h = 20 cm a = 3
h1 = 17 cm
X = 5,17 cm
Z = 15,28 cm
σ b = 7,61 MPa
σ a = 261 MPa
τ = Q / b / z = 0,46 MPa > τB = 0,28 MPa

Siła tnaca przenoszona przez beton

μ = Fz / b / h1 = 0,004435 k = 1 +50*μ = 1,22176471

Qb = τb *k * b * z = 0,0523 MN = 52,3 kN

Siła tnaca przenoszona przez strzemiona

Ra = 200 MPa

ϕ 10 fs = 0,785 cm2 c = 4 cięte

co s = 25 cm

Siła tnaca przenoszona przez strzemiona

Qs = fs * c * z / s * Ra = 0,0384 MN = 38,4 kN

nośność przekroju na ścinanie Q = Qb + Qs = 90,7 kN >> 70,312 kN

8.2. **Przekrój przęsłowy (węzeł nr 3)**

M = -18,702 kNm Q = 50,178 kN

Przyjęte zbrojenie Φ12 co 15

Fz = 7,54 cm2/ 1m

n = 15 Ra = 295 MPa

b = 100 cm

h = 14 cm a = 3 cm

h1 = 11 cm

X = 3,98 cm

Z = 9,67 cm

σ b = 9,71 MPa

σ a = 256 MPa < 285 MPa

τ = Q / b / z = 0,519 MPa > 0,28 MPa

Siła tnąca przenoszona przez beton

μ = Fz / b / h1 = 0,006855 k = 1 +50*μ = 1,3427

Qb = τb *k * b * z = 0,0364 MN = 36,4 kN

Siła tnaca przenoszona przez strzemiona

Ra = 200 MPa

ϕ 10 fs = 0,785 cm2 c = 4 cięte

co s = 25 cm

Siła tnaca przenoszona przez strzemiona

Qs = fs * c * z / s * Ra = 0,0243 MN = 24,3 kN

nośność przekroju na ścinanie Q = Qb + Qs = 60,7 kN >> 50,178 kN

8.3. **Przekrój przęsłowy (węzeł nr 4)**

max M = 0,599 kNm Q 4 = 6,142 kN

Przyjęte zbrojenie Φ12 co 15 strzemiona zbędne

8.4. **Przekrój przęsłowy (między węzłami nr 6 - 7)**

M = 5,949 kN Q = 0 kN

Przyjęte zbrojenie Φ12 co 30

Fz = 3,77 cm2/ 1m

n = 15 Ra = 295 MPa

b = 100 cm

h = 14 cm a = 3 cm

h1 = 11 cm

X = 3,01 cm

Z = 10,00 cm

σ b = 3,96 MPa

σ a = 158 MPa

τ = Q / b / z = 0,000 MPa > τB = 0,28 MPa

Siła tnaca przenoszona przez beton

μ = Fz / b / h1 = 0,003427 k = 1 +50*μ = 1,1714

Qb = τb *k * b * z = 0,0328 MN = 32,8 kN > Q

Strzemiona sa zbędne

Siła tnaca przenoszona przez strzemiona

Ra = 200 MPa

ϕ 10 fs = 0,785 cm2 c = 4 cięte

co s = 25 cm

Siła tnaca przenoszona przez strzemiona

*Qs = fs * c * z / s * Ra = 0,0251 MN = 25,1 kN*

nośność przekroju na ścinanie Q = Qb + Qs = 57,9 kN >> 0 kN

9. **Zespolenie płyty z belkami stalowymi - opórki sztywne**

Moment statyczny płyty względem osi obojętnej przekroju zespolonego

Sx b = 130 x 14x (25,2 -14/2) / 6,288 = 5334 cm3 = 0,005334 m3

Moment bezwładności Jxz = 366221 cm4 = 0,00366221 m4

	Przesło skrajne						Przesło środkowe			
	Q1 =	244	kN =	0,244	MN	na 4 belki				
	Q5L =	-332	kN =	-0,332	MN	na 4 belki	Q13 =	0,307	MN	na 4 belki
nad przyczółkiem	Q'1 =	0,244 x 0273 =		0,067	kN/ belkę skrajną					
nad filarem	Q'5 =	0,332 x 0,273 =		0,092	kN/ belkę skrajną		Q'13 =	0,084	kN/ belkę skrajną	
9.1. Siła rozwarstwiająca od temperatury-		wg wydruków komputerowych (plik "Zesp3SK...dat"t)								
- od skurczu betonu + temp		σ g =	2,735	MPa	góra opórki					
- od temperatury		σ d =	5,476	MPa	dół		σ g =	3,111	MPa	góra opórki
	razem	σ (g+d) =	8,211	MPa			σ d =	4,822	MPa	dół
wysokość opórki	hs =	0,12	m				σ (g+d) =	7,933	MPa	
szerokość	a =	0,20	m							
	T t =	8,211 x 0,20 x 0,12 /2 =		0,099	MN/m	od.t +sk	Tt =	0,095		
siła rozwarstwiająca	T5' =	Q5L * Sxb / Jx z =		0,134	MN/m	od tłumu	T '13 =	0,221	MN/m	
	T1' =	Q1 * Sxb / Jx z =		0,097	MN/m					
Razem	T5 =	T t + T' 5 =		**0,233**	MN/m					
	T1 =	T t + T' 1 =		**0,196**	MN/m					
rozstaw opórek co	c =	0,33	m				c =	0,33	m	
Siła na opórkę	T1,5 =	T5 * c =	0,077	MN =	77	kN	T1,13 =	0,073	MN	
	T1,1 =	T1 * c =	0,065	MN =	65	kN				

Przyjęte wymiary opórek | Wymiary opórek jak w belkach skrajnych

szerokość	a =	0,20	m						
wysokość	h =	0,12	m						
grubość	g =	0,032	m						
Dociski	σd =	T1 / (a x h) =	3,2	MPa		σd =	3,03	MPa
Zginanie w opórce	M =	(T' *h/2 +Tt * 2 / 3*h)*c =	0,00526	MNm		M =	0,00437	MNm
Naprężenia w opórce	σ o =	M * 6 / (a * g * g) =	154	MPa	< 200 MPa	σ o =	128	MPa

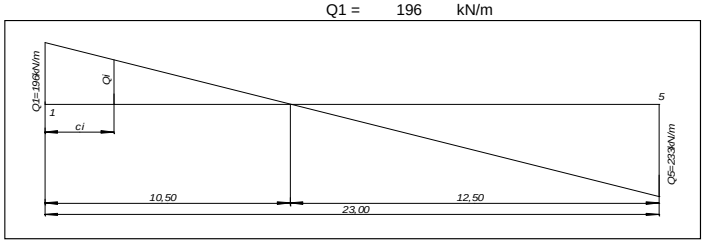
Spoiny łączące opórki z pasem blachownicy a = 6 mm = 0,006 m

powierzchnia spoin	Fsp = 2 * as * (g + a) =	0,00278	m2		
wskaźnik wytrzymałości spoin	Ws = as*g*(g + 3*a)/ 3 =	0,0000404	m3		
	σ a = M / Ws =	**130**	MPa		
	τ a = T1 /Fsp =	28	MPa		
	τ max = SQR (σa*σa + τa*τa) =	**133**	MPa	< 0,65 x 200 = 130 MPa	

Pole wykresu sił tnacych	c = 153x23,00/(153+116) =	12,50	m	F Q5 =	0,233 x 12,50 / 2 =	1,455	MNm
wymagana ilość opórek na długości L/ "c"	n5 = F Q5 / T1 =	**19**	szt				
i na długości	L - c = 23,0-13,09=	10,50	m	F Q1 =	0,196 x 10,50 /2 =	1,026	MNm
	n1 = FQ1 / T1 =	**13**	szt.				

9.2. **Rozmieszczenie opórek na przęsłach**

kat nachylenia wykresu sił tnacych	tg α =	(196 + 233) / 23,0 =	18,65217		L1 =	12,5	m
Odległośći między siłami Q i	L 1 - 5 =	23,00	m		L2 =	10,5	m
Koniec przesła skrajnego	Q 5 =	233	kN/m	Nośność opórki	T15=	77	kN
	Q1 =	196	kN/m				



strona prawa - od Q5 = 233 kN *Tabela 21*

	Rzędna Q5 kN	odstępy z m	Q= Qi-zi*tgα kN	Siła na opórkę kN	Odległości m	odległość od Q5 m
opórka nr 1	233,00	0,33	226,84	76		0
opórka nr 2	226,84	0,33	220,69	74		
opórka nr 3	220,69	0,33	214,53	72	0,99	
opórka nr 4	214,53	0,36	207,82	76		0,99
opórka nr 5	207,82	0,36	201,10	74		
opórka nr 6	201,10	0,36	194,39	71	1,08	
opórka nr 7	194,39	0,40	186,93	76		2,07
opórka nr 8	186,93	0,40	179,47	73		
opórka nr 9	179,47	0,40	172,01	70	1,2	
opórka nr 10	172,01	0,45	163,61	76		3,27
opórka nr 11	163,61	0,45	155,22	72		
opórka nr 12	155,22	0,45	146,83	68	1,35	
opórka nr 13	146,83	0,50	137,50	71		4,62
opórka nr 14	137,50	0,50	128,17	66		
opórka nr 15	128,17	0,50	118,85	62	1,5	
opórka nr 16	118,85	0,65	106,72	73		6,12
opórka nr 17	106,72	0,65	94,60	65	1,3	7,42
opórka nr 18	94,60	0,80	79,68	70	0,80	8,22
opórka nr 19	79,68	1,00	61,03	70	1,00	9,22
opórka nr 20	61,03	1,35	35,85	65	1,35	10,57
opórka nr 21	35,85	1,93	-0,15	34	1,93	12,50
		12,5			12,50	

strona lewa - od QL = 196,00 kN

opórka nr 1	196,00	0,33	189,84	63,7		0
opórka nr 2	189,84	0,33	183,69	61,6		
opórka nr 3	183,69	0,33	177,53	59,6	0,99	0,99
opórka nr 4	177,53	0,36	170,82	62,7		
opórka nr 5	170,82	0,36	164,10	60,3		
opórka nr 6	164,10	0,36	157,39	57,9	1,08	2,07
opórka nr 7	157,39	0,40	149,93	61,5		
opórka nr 8	149,93	0,40	142,47	58,5		
opórka nr 9	142,47	0,40	135,01	55,5	1,2	3,27
opórka nr 10	135,01	0,45	126,61	58,9		
opórka nr 11	126,61	0,45	118,22	55,1		
opórka nr 12	118,22	0,45	109,83	51,3	1,35	4,62
opórka nr 13	109,83	0,50	100,50	52,6		
opórka nr 14	100,50	0,50	91,17	47,9		
opórka nr 15	91,17	0,50	81,85	43,3	1,5	6,12
opórka nr 16	81,85	0,65	69,72	49,3		
opórka nr 17	69,72	0,65	57,60	41,4	1,3	7,42
opórka nr 18	57,60	0,80	42,68	40,1	0,80	8,22
opórka nr 19	42,68	2,28	0,15	48,8	2,28	10,50
		10,50			10,50	

9.4 **Ścinanie w płycie**

Momenty statyczne przekrojów niebezpiecznych - sprowadzone do stali

n = 6,29

S1-1 = 1,30x0,14x0,12/ 6,29 = 0,0034731 m3

b = 1,30 m

S2-2 =(0,35x0,050,025+0,29x0,09x0,095)/ 6,29 = 0,0004639 m3

b =0,134x2+0,20 = 0,468 m

S3-3 =(0,30*0,19*0,19/2-0,20*0,14*0,14/2)/6,29= 0,0005494 m3

b = 0,38 m

Q = 0,092 MN

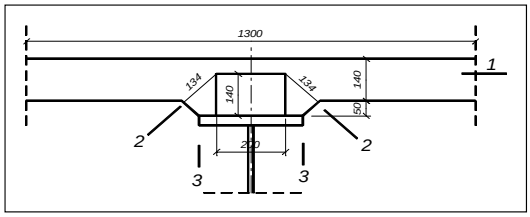
Jz = 0,004 m4

τ = Q * Si / (Jz * bi)

τ 1 = 0,067 MPa

τ 2 = 0,031 MPa

τ 3 = 0,036 MPa < τ =0,28 Mpa - dla betonu C25/30



10. **Poprzecznice belek stalowych**

Przyjęto poprzecznice z C 900 Jy = 8030 cm4 = 0,0000803 m4

rozstaw poprzecznic c = 2,00 m

Obliczenia wykonuję wg wzorów podanych w ' Mosty stalowe" prof.. A.Rżyński (str.252-257) - metoda mimośrodowego ściskania

α = d*d*d / (6*EJ' * Δ p)

gdzie d = 1,10 m rozstaw dźwigarów

L = 23,25 m rozpiętość dźwigara stalowego w fazie 1

J' = Jy / c = 4,015E-05 m4/m jednostkowa sztywność przekroju Faza 1 - bez płyty

Δ p = 5*L*L*L*p/)384*E*Jd) = 13,0 ugięcie dźwigara od obc.równom. p = 1,0 MN/m

Jd = 143308 cm4 = 0,00143308 m4 moment bezwł belki stalowej

α = 0,0021 ponieważ 0,00 < a < 0,005 może być stoowana w/w metoda

b1 = 1,65 m odległość belki nr 1 od osi

b2 = 0,55 m odległość belki nr 2 od osi

Σ bi * bi = (0,55*0,55+1,65*1,65)*2= 6,05

10.1. Rzędne reakcji - (wg rys. 24.9 tab 24.1 "Mosty stalowe ")

Tabela 22

	Rzędna linii wpływu nad belkami Lw Ri								Rzędne Lw M	
	belka nr 1 y1	belka nr 2 y2	belka nr 3 y3	belka nr 4 y4	y1'	y2'	y3'	y4'	z1	z1'
Reakcja R1	0,700				-0,20					
Reakcja R2		0,400				0,20				
Reakcja R3			0,400				0,20			
Reakcja R4				0,700				-0,20		
Momenty M 1									0,770	-0,220
Momenty M1-2									1,375	-0,220

10.2. Momenty zginające w poprzecznicach

Miarodajne do obliczeń jest obciążenie z fazy 1 - nie współpracuje płyta betonowa

q1 = 42,14 kN/m na szerokości b = 4,50 m q1" = 42,14/4,5 = 9,37 kN/m

rozstaw poprzecznic t = 3,00 m

M (2-3) = 2,771 x 3,00 x 9,37 = 77,9 kNm

M2 = 1,0306 x 3,00 x 9,37 = 29,0 kNm

M1 = -0,7228 x 3,00 x 2 0 = -20,3 kNm

Przyjęto C 300 Wy = 535 cm3

max. Moment przęsłowy M = 77,9 kNm

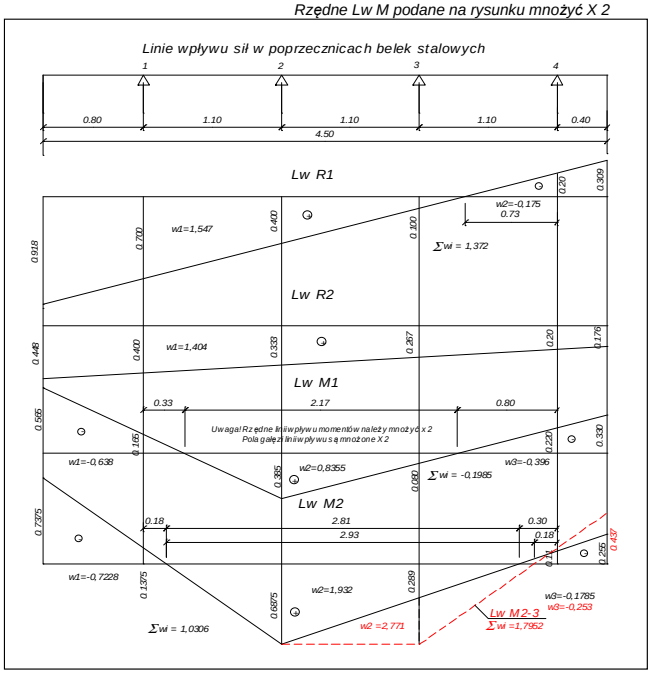
Naprężenia w C 300 σ = 146 MPa

Reakcja w poprzecznicach

R1 = 1,547 x 9,37 x 3,00 = 43,5 kN

R2 = 1,404 x 9,37 x 3,00 = 39,4 kN

Rzędne Lw M podane na rysunku mnożyć X 2



10.3. Poprzecznice pakietów przyspawane będą do żeber środnika

Spoiny pionowe

spoiny pachwinowe grubości a = 4 mm

długość spoin - 2x30cm l = 60 cm

Qmax = R2 = 43,5 kN

ścinanie w spoinach τ = 18 MPa

Spoiny poziome

siła pozioma

S = M1 / 0,30 = 29,0 / 0,30 = 68 kN

spoiny pachwonowe a = 4 mm

n = 2 szt.

długość 1 spoiny l = 10 cm

τ = S / a /n / l = 85 MPa

wytrzymałość obl. spoiny

Rt = 0,65 x 200 = 130 MPa

Na poprzecznicach oparte będzie deskowanie płyty

obciążenie ciągłe na 1mb

q = 9,37x 3,00 = 28,1 kN/m

reakcja (belka 3 przęsł.) Rd = 30,9

M d = 30,9 x 1,10/3 = 11 kNm

naprężenia w poprzecznicy od oparcia deskowań

σ = 21 MPa

Razem naprężenia w C 300

Σ σ = 146 + 21 = 167 MPa

Q = 28,1 x1,10 /2 = 15,5 kN

τ = 6 MPa

Σ τ = 85 + 6 = 91 MPa

W C 300 wycięty będzie otwór średnicy 200mm wzmocniony kołnierzem 60x5mm dla przepuszczenia kolektora .

Moment bezwładności osłabionego przekroju J'y = 8030-20*20*20*1/12+6*0,5*2*9.75*9,75= 7934 cm4 = 7,934E-05 m4

Wy' = 7934 / 15 = 529 cm3

i sumaryczne naprężenia w osłabionym przekroju C 300 zginanego w płaszczyźnie ścianki i przymocowanego ściankami do żeber

Σ σ = 167 * 535/ 529 = **169** MPa < Ra = 200 x 0,90 = 180 MPa **Stal S235J2**

zmniejszenie wytrzymałości obliczeniowej dla C 300 z = 0,90

ścinanie w przekroju osłabionym otworem d=200mm

Moment statyczny przekroju Sx = 0,016*0,10*x0,142+0,034*0,01*0,117= 0,000267 m3 R2= 39,4 kN

τ = R2 * Sx / (J'y * b) = 13,3 MPa < 115 MPa

10.4 **Sprawdzenie poprzecznicy skrajnej na czas oparcia pakietu na oczepach**

Ciężar przęsła 2 pakietów G = 227 kN wg wykazu stali γ = 1,40 wsp.obc.

Ciężar obliczeniowy pakietu G1= G / 2 * γ = 158,9 kN

Na czas przygotowania "stołeczków" na oczepie pakiet będzie oparty w 2 punktach pod C300

odl.oparcia od osi blachownic a = 0,30 m

Reakcja na 1 podparcie R1 = G / 4 = 39,7 kN < Qmax = 43,5 kN

Moment zginający w C300 M1 = R1 x a = 11,9 kNm < M(1-2) = 77,9 kNm ok.!

Pakiety mogą być oparte na skrajnych poprzecznicach stalowych z C300

10.5 **Połączenie pakietów za pomocą śrub sprężających M20 klasy 12,9**

ilość śrub w połaczeniu k = 4 szt

rozstaw śrub w pionie t = 18 cm

w poziomie od krawędzi e1 = e2 = 6 cm

między śrubami e3 = 6 cm moment M2 = 29,0 kNm

Siła pozioma przypadająca na 1śrubę S1 = M2 / t / (k/2)= 80,4 kN

Siła napinająca wg PN-85/S-10052(zał.4 tab Z4-2) Pn = 200,8 kN

Moment dokręcania Ms = 763 Nm

Nośność obliczeniowa 1 śruby M20 śruby w złączu

Ns = μ * i * Pn = 80,3 kN = S1 = 80,4 kN

i = 1 liczba powierzchni tarcia w złączu

μ = 0,40 wsp.tarcia pow.stykowych (pow.przygotowane przez opalanie)

μ = 0,45 przez piaskowanie

Obliczył:
mgr inż.Tadeusz Mazurek

Sprawdził:
mgr inż..Grzegorz Rakowski

Koniec obliczeń

Lublin, październik 2015r

Część III OBLICZENIA PRZYCZÓŁKÓW NR 1 4 KŁADKI PIESZO - ROWEROWEJ W ŁĘCZNEJ

1 Dane wyjściowe

Rozpiętość teoretyczna przęsła	Lt =	24,00	m
Długość całkowita przęsła	Lc =	23,65	m
szerokość kładki	j =	4,50	m
klasa obciążenia ruchomego wg PN-85/S-10030			
obciążenie tłumem	t =	4,00	kPa
Wsp. dynamiczny	φ =	1,273	nie dotyczy kładek
szerokość płyty	b =	4,40	m bez gzymsów prefabr.

2 Obciążenie z przesła

2.1 Obciążenia pionowe

tabela 1

LP	Wyliczenie ciężaru elementu przyczółek - podpora 1A	Obciążenie z przęsła przęsła [kN] charakt. R(c) kN	wsp.obc. γ	oblicz. R(r) kN	Momenty zginające względem osi przyczółka mimośród ex m	ey m	My My=R(r)*ey kNm
1	2	3	4	5			
	Faza 1						
	Reakcje na belki stalowe						
	belka nr 1	110	1,235	136	0	1,85	252
	belka nr 2	99	1,235	122	0	0,75	92
	belka nr 3	99	1,235	122	0	-0,35	-43
	belka nr 4	96	1,235	118	0	-1,45	-171
	razem z belek stalowych + płyta	404	1,235	498			130
	Ciężar poprzecznicy Gp = 0,60x1,03x4,20 x 25,0 =	65	1,200	78	*0,00*	0	0
	Razem obciążenie z Fazy 1	468	1,230	576		0,23	130
	Faza 2						
	Obciążenie od ciężaru q2	-1	1,2	-1		0,20	0
	Obciążenie tłumem t = 4,0 kN/m2 max.reakcja na całą szer.przęsła	163	1,5	245		0,20	49
	min.reakcja	-13	1,5	-20			
	Razem obciążenie w fazie 2	163		244			49
3	łączna reakcja na przyczółek faza 1 i 2 R(1,2) = R1+R2	631		820		0,22	179

2.2. **Siła poziome z przęsła**

Dobranie łożysk elastomerowych

Siła oporu w łożysku elastomerowym

Przemieszczenie poziome przęsła nad przyczółkiem od temperatury

	ΔL =	36,00 x 0,000012x(45-10) =			**0,015**	m	
Reakcja na 1 łożysko	My =	179	kNm	rozstaw łożysk	s =	2,5	m
Obciążenie pionowe przyczółka	V =	820	kN				
Reakcje na łozysko	N1 =	820 / 2 + 179 / 2,5 =		**482**	kN		
	N2 =	820 / 2 - 179 / 2,5 =		339	kN		
Minimalna reakcja na łożysko	Nmin =	576/2 -130/2,5-20/4=		**231**	kN		
przyjęto łożysko elastomerowe o nośności	N =	630	kN	typ 1 niekotwione			
wysokość całkowita łożyska	hc =	41	mm	dop.przesunięcie +/- 20 mm			
grubość elastomeru (3 warstwy)	he =	29	mm				
wymiary łożyska	a =	200	mm	A = a * b =	0,050	m2	
	b =	250	mm				
	G =	0,90	MPa				
siła oporu w 1 łożysku eaestomerowym	T =	ΔL * G * A / he =		0,02346	MN =	23,46	kN / łozysko
Siła oporu w 2 łożyskach elastometowych	**Tł =**	**46,9**	kN				
Min. naciski pod łożyskiem	σ =	N min / A =		4,6	MPa	> 3,0 MPa	

2.3. Ciężar własny przyczółka

2.3.1. Wymiary przyczółka wg załączonego rysunku nr 1. Obliczenia wykonano w tabeli 2.

tabela 2

Lp	Rodzaj obciążenia	WYMIARY ELEMENTU PRZYCZÓŁKA szerokość b [m]	długość L [m]	wysokość h [m]	Objętość V= b L h m3	ciężar jedn. [kN/m3]	CIĘŻAR charakt. Gc(i) [kN]	wsp. obc. δ	oblicz. Gr(i) [kN]
1	Korpus przyczółka	1,20	4,20	2,41	12,15	25,0	304	1,20	364
2	ścianka zapleczna	0,25	4,20	1,32	1,39	25,0	35	1,20	42
3	wspornik odciążający	3,70	0,90	0,30	1,00	25,0	25	1,20	30
4	Skrzydła								
4.1	Część trójkątna - szt.2	0,25	1,50	1,50	1,13	25,0	28	1,20	34
4.2	część górna - szt. 2	0,25	2,45	1,00	1,23	25,0	31	1,20	37
4.3.	wstawki między gzymsem a ścianą	0,10	2,45	0,20	0,10	25,0	2	1,20	3
4.3	gzymsy	0,05	2,45	0,40	0,10	25,0	2	1,20	3
4.4.	Razem ciężar własny przyczółka				**17,08**		**427**	**1,20**	**512**
5	Ciężar gruntu nad przyczółkiem								
5.1	nad płytą odciążającą	3,70	0,90	1,32	4,40	20,0	88	1,50	132
5.2	Razem grunt nad przyczółkiem						**88**	**1,50**	**132**
5.3	Łączny ciężar własny przyczółka						**515**	**1,251**	**644**
6	**Reakcje z przęsła**								
6.1	- od ciężaru własnego przęsła					z tab.1	**468**	1,23	**576**
6.2	- od obciążenia tłumem					z tab.1	**163**	1,50	**244**

2.3.2.2 Zebranie obciążeń działających na przyczółek - poziom 2 - 2 (spód przyczółka)

Lp	Rodzaj obciążenia	Odległość od osi łożysk e [m]	Ciężar przyczółka charakt. Gc(i) [kN]	Ciężar przyczółka oblicz. Gr(i) [kN]	Moment względem osi łożysk charakt. Mc(Q) [kNm]	Moment względem osi łożysk oblicz. Mr(Q) [kNm}	tabela 3 położenie wypadkowej od osi łożysk ex [m]
	ława fundamentowa						
1	Korpus przyczółka	0,00	304	364	0	0	
2	ścianka zapleczna	-0,48	35	42	-16	-20	
3	wspornik odciążający	-1,05	25	30	-26	-31	
4	Skrzydła						
4.1	Część trójkątna - szt.2	-1,10	28	34	-31	-37	
4,2	część górna - szt. 2	-1,83	31	37	-56	-67	
4.3.		-1,83	2	3	-4	-5	
4.3	gzymsy	-1,83	2	3	-4	-5	
4.4	**Razem w poziomie spodu przyczółka**		427	512	-138	-166	**-0,32**
5	Ciężar gruntu nad przyczółkiem						
5.1	nad płytą wspornikową	-1,05	88	132	-92	-138	
5.2	Łączny ciężar własny przyczółka		**515**	**644**	**-231**	**-305**	**-0,47**
6	**Obciążenie z przęsła**						
6.1	- od ciężaru stałego	0,00	468	576	0	0	
6.2	- od obc.tłumem	0,00	163	244	0	0	
6.3	Razem obciążenie z przęsła		**631**	**820**	**0**	**0**	
7	Łącznie		**1146**	**1465**	**-231**	**-305**	**-0,21**

2.4. OBCIĄŻENIE PRZYCZÓŁKA W KIERUNKU WZDŁUŻ PRZĘSŁA

szerokość ściany przyczółka B = 4,20 m
Wysokość korpusu H = 2,41 m
Wysokość ścianki czołowej H1= 1,67 m
Wysokość parcia na ścianę przyczółka Hk= 2,06 m efekt przesłonięcia płytą odciążającą

2.4.1 Parcie gruntu nieobciążonego

parametry gruntu nasypowego: piasek średnioziarnisty
ciężar piasku ρ = 18,5 kN/m3
kat tarcia wewnętrznego φ = 33 stopnie
kn = (45 - φ / 2) = 0,295
współczynnik obciążeń γ = 1,25

Parcie gruntu na scianę przyczółka
parcie jednostkowe z (h) = 18,5 x 0,2948 x 4,50 x 1,25 x h = **28,6 * h** kN/m2
poziom 1 - 1 spód ścianki zaplecznej h1 = 1,67 m Z1 = 28,6 x 1,67 x 1,67 / 2 = **39,9** kN
M1 = 39,9 x 1,67 / 3 = **22,2** kNm
poziom 2 - 2 spód przyczółka h2 = 2,06 m
Z2 = 39,9 + 2,06x2,06/2*28,6 = **101** kN
M3 = 39,9x2,41+2,06x2,06x2,06/6x28,6+22,2 = **160** kNm

2.4.2. Parcie gruntu obciążonego

Obciązenie tłumem t = 4,00 kPa
szerokość użytkowa j = 4,0 m
współczynnik obciążeń γ = 1,5
zastępcze obc.naziomu od obc.tłumu q(k) = 4,00 x 4,00 x 1,50 = 24,00 kN/m
parcia jednostkowe (dla k = 0,2948)
- od obciążenia t z(p) = p x k = 7,08 kN/m
poziom 1 - 1 spód ścianki zaplecznej h1 = 1,67 m
Z1(t) = 1,67 x 7,08 = 11,8 kN
poziom 2 - 2 spód przyczółka h2 = 3,50 m
Z2(t) = 3,50 x 7,08 = 24,8 kN
Moment od parcia gruntu obciążonego
poziom 1 - 1 spód ścianki zaplecznej h1 = 1,67 m M1(n) = Z1(t) x h1 / 2 = **10** kNm
poziom 2 - 2 spód przyczółka h2 = 3,50 m M2(n) = Z2(t) x h2 / 2 = **43** kNm

2.4.3. Siła oporu w łożyskach elastomerowych

Siła oporu w łozyskach elastomerowych T ł = 46,9 kN
Moment na przyczółek od siły hamowania h ł = 2,47 m odl.łożysk od spodu korpusu
Poziom spodu ławy fund. M4 Tł = 2,47 x 46,9 = 116 kNm

2.5. Zestawienie obciążeń w poziomie spodu korpusu (poz.2 - 2) i schematy obciążenia

tabela 4

Lp	Rodzaj obciążenia przyczółek - podpora 1	kierunek wzdłuż mostu		Kierunek prostopadły		siły pionowe
		siła **Hx** [kN]	moment **Mx** [kNm]	siła **Hy** [kN]	moment **My** [kNm]	**V** [kN]
1	2	3	4	5	6	7
1	ciężar własny przyczółka		-305		0	644
2	ciężar własny przesła		0		130	576
3	obc. tłumem na przęśle		0		49	244
4	Pracie gruntu					
5	nieobciążonego	101	160			
6	-obciążonego	25	43			
7	- opory w łożyskach elastomerowych	47	116			
I	**Schemat 1** Przęsło obciążone Naziom nieobciązony	148	-29		**179**	**1465**
II	**Schemat 2** Przęsło nieobciążone Naziom obciążony	172	15		130	1221
III	**Schemat 3** przyczółek nieobsypany - bez przęsła	0	-305		0	512

2.6. **Palowanie**

ilość pali żelbetowych w ławie	n =	2	szt.				
średnica pala	D =	0,90	m				
Długośc pala	L p =	7,50	m	w przyczółku nr 1	Gp =	143	kN
	Lp =	6,00	m	w przyczółku nr 4	Gp =	115	kN
Pole pala	A =	0,636	m2				
	Wx =	0,0716	m3				

Siły wewnętrzne w palach przyczółka obliczono wg programu własnego "Pal" (bez ciężaru pala)

2.6.1. Pale w przyczółku nr 1 i nr 4

tabela 5

L.p.	Numer schematu obciązenia podpory	Siły pionowe w palach		Moment w palu			Naciski pod stopą pala	
		min V1 MN	max V2 MN	w trzonie Mx MNm	Głebokość hx m	w stopie Mp MNm	dla V1 MPa	dla V2 MPa
Przyczółek nr 1 - pale długości L=7,50m								
1	schemat 1	0,7062	0,8168	0,20391	4,50	0,16773	3,45 -1,23	3,63 -1,06
2	Schemat 2	0,5993	0,6797	0,23574	4,50	0,19465	3,66 -1,78	**3,79** **-1,65**
3	Schemat 3	0,2710	0,2710	0,15450	0,00	0,01512	0,64 0,21	
Przyczółek nr 4 - pale długości L=6,00m								
4	schemat 1	0,7096	0,8134	0,23466	6,00	0,23466	4,39 -2,16	4,56 -2,00
5	Schemat 2	0,6018	0,6772	0,27197	6,00	0,27197	4,75 -2,85	**4,86** **-2,74**
6	Schemat 3	0,2710	0,2710	0,15450	0,00	0,05524	1,20 -0,35	

Naciski od ciężaru własnego pala

dla pala w przyczłółku nr 1	Δ σ =	143 / 0,636 =	225,00 kPa	=	0,23	MPa
dla pala w przyczłółku nr 4	Δ σ =	115 / 0,636 =	180,00 kPa	=	0,18	MPa

Nośność pali opartych w skale miękkiej o wytrzymałości na ściskanie 1 < Rc < 5 MPa określono wg "Wytycznych Techn.- Budowlanych projektowania i wykonania pali wielkośrednicowych w obiektach mostowych" wyd. Min. Komunikacji 1975r

Dop. nacisk na skakę miękką pod stopą pala pogrążonego na głębokość R = 6,0 MPa dla obc.charakt.

nr 1	hg =	2,1	m (wg rys.)	hg / D =	2,3	σ gr =	5,3	MPa
nr 4	hg =	3,4	m (wg rys.)	hg / D =	3,8	σ gr =	6,4	MPa

współczynnik bezpieczeństwa η = 1,62

dopuszczalne naciski pod stopą pala przyczółka nr 1	σ gr' =	**3,27**	MPa
dopuszczalne naciski pod stopą pala przyczółka nr 4	σ gr' =	**3,95**	MPa

max.nacisk obliczeniowy pod stopą pala przycz. Nr 1 wynosi σ max = 3,79 + 0,23 = 4,01 MPa

max.nacisk obliczeniowy pod stopą pala przycz. Nr 4 wynosi σ max = 4,86 + 0,18 = 5,04 MPa

i odpowiednio nacisk od obciążeń charakterystycznych przy γ = 1,28

- przyczółek nr 1	σ r1 max = 4,01/1,28 =	**3,14**	MPa
- przyczółek nr 4	σ r4 max = 5,04 /1,28 =	**3,95**	MPa

Osiowa nośność pala w przyczółku nr 1 N = 0,636 x 3,27 = **2,081** MN

Osiowa nośność pala w przyczółku nr 4 N = 0,636 x 3,95 = **2,513** MN

Przyjęte długości i średnice pali spełniają warunki wytrzymałościowe .

2.7. **Wymiarowanie przyczółka**

2.7.1 **Korpus**

Przekrój mimośrodowo ściskany- duży mimośród

kierunek obciążenia X

V =	**512**	kN	schemat nr 3
Mx =	305	kNm	
e = Mx / R =	0,595	m	
b =	420	cm	
a =	5	cm	
h =	120,00	cm	
h1 =	115	cm	
e / h1 =	0,52	> 0,46 duży mimośród	
Fz =	31,7	cm2	ϕ 12 co 15 cm
c = h/2 - e = 55-58,4 =	0,5	cm	
n=Ea/Eb =	15		
A = 3 x c =	1,63		
B = 6x15/450x6,28x(110+2x3,4)=	807		
C = 6x15x20,7/450*(105*105+5*5+3,4x110) =	89471		

	x*x*x	A*x*x	B *x	L	P = C
x = 38,3	56182	2395	30906	89482	89471

K = b*x/2+n*Fz*(2-h/x) = 7505 cm2 = 0,750 m2

σb = V / K =

σb =	0,7	MPa
σa =	21	MPa

czyste zginanie ściany

Mx =	305	kNm	schemat 3
b =	420		
h =	120,00	cm	
a =	5	cm	
h1 =	115	cm	
n =	15		
Fa =	31,67	cm2	
X =	15,04	cm	
Z =	109,99	cm	
σb =	0,9	MPa	
σa =	87	MPa	

Przyjęto zbrojenie konstrukcyjne fz min = 105x100x0,002 = 21 cm2/mb Φ16 co 15 cm 31,7 cm2/m

Kierunek obciążenia Y

My =	179	kNm			
h =	420	cm	b =	120	cm
a =	5	cm	h1 =	415	cm
Fz =	9,048	cm2			
n =	15				
x =	30	cm			
z =	405	cm			
σb =	0,2	MPa			
σa =	49	MPa			

2.7.2 **Skrzydła trójkatne - podwieszone (1,50 x 1,50 m)** L = H = 1,85 m

h = b = 1,50 m

Parcie gruntu do poziomu spodu płyt przejściowych jest równe p = 0 (przesłonięte betonem)

Parcie jednostkowe gruntu na skrzydła poniżej płyt przejściowych

Parcie jednostkowe p(z) = 18,5 x 1,25 x 0,295 * z = 6,82 * z

Parcie gruntu nieobciążonego

tabela 6

LP	Pasma obliczeniowe skrzydełka	długość pasma L m	odl.od ściany ei m	wys.pasma si m	Odl.środka pasma od góry Hi m	Parcie gruntu nieobc. Z=6,82*Hi*Lxs kN	Moment M=Z * ei kNm
	pasmo nr 1	2,400	1,2	1,000	0,500	8,19	*9,82*
	pasmo nr 2	1,3125	0,65625	0,375	1,1875	3,99	*2,62*
	pasmo nr 3	0,9375	0,46875	0,375	1,5625	3,75	1,76
	pasmo nr 4	0,5625	0,28125	0,375	1,9375	2,79	0,78
	pasmo nr 5	0,1875	0,09375	0,375	2,3125	1,11	0,10
		moment zamocowania skrzydeł w ścianie				M(n) =	**15,08**

Parcie gruntu obciążonego

Obciążęnie tłumem

parcie jednostkowe od obc.tłumem p = 4,00 x 1,50 x 0,295 = 1,77 kPa

tabela 7

LP	Pasma obliczeniowe skrzydełka	długość pasma L m	odl.od ściany ei m	wys.pasma si m	Odl.środka pasma od góry Hi m	Parcie gruntu obciążon. Z=1,77*L*s/2 kN	Moment M= Z * ei kNm	Moment łączny grunt obc.i nieobc kNm
	pasmo nr 1	2,400	1,2	1,000	0,500	2,12	2,55	*12,37*
	pasmo nr 2	1,3125	0,656	0,375	1,1875	1,38	0,91	*3,52*
	pasmo nr 3	0,9375	0,469	0,375	1,5625	0,97	0,46	2,21
	pasmo nr 4	0,5625	0,281	0,375	1,9375	1,93	0,54	1,33
	pasmo nr 5	0,1875	0,09375	0,375	2,3125	0,16	0,02	0,12
		moment zamocowania skrzydeł w ścianie				M(o) =	4,47	**19,55**

wysokość zamocowania skrzydeł w ścianie zaplecznej w = 1,09 m 2 pasma
Moment od pasm 1 + 2 M(s) = M(n)+ M(o) = 28,33 kNm

sprowadzony moment dla pasma szer.1,00m M(1) = 28,33 / 1,09 = 25,99 kNm/m
wymiary ścianki grubość h = 25 cm
otulina bet. a = 5 cm
h1 = h - a = 20 cm
b = 100 cm
n = 15
przyjęto zbrojenie A-II (18G2-b) Φ 12 co 15cm Fa = 7,54 cm2/m poziome
co 15cm - pionowo
X = 2,9 cm
Z = 19,0 cm
Naprężenia w przekroju
- w betonie σ b = 2M / b / X / Z = 9,5 MPa < 17,3 MPa
- w stali zbrojeniowej σ a = M / Fa / Z = 181,0 MPa < 285 MPa

2.7.3. **Wspornik odciążający za przyczółkiem**

Obciążenia wspornika
- od ciężaru własnego R1g = (0,30x25,0+1,25x18,5)x4,00x1,20= 183,75 kN
- od obc.tłumem R1s = 0,90 x 4,00 x 4,0 x 1,250 = 41,7 kN/m
wysięg wspornika a = 0,90 m
Moment w przekroju wspornika M = (R1g+R1s) * a / 2 = 101,5 kNm na szer. 4,0 m
Wymiarowanie wspornika
wymiary ścianki grubość h = 35 cm
otulina bet. a = 5 cm
h1 = h - a = 30 cm
b = 400 cm
n = 15
przyjęto zbrojenie A-II (18G2-b) Φ 12 co 20 cm Fa = 22,6 cm2/m
X = 8,3 cm
Z = 27,2 cm
Naprężenia w przekroju
- w betonie σ b = 2M / b / X / Z = 2,2 MPa <17,3 MPa
- w stali zbrojeniowej σ a = M / Fa / Z = 165 MPa < 285 MPa

2.7.4. **Ścianka zapleczna**

Moment od parcia gruntu M = 32,1 kNm
h = 25 cm
a = 4 cm h1 = 21 cm
Wymagany przekrój zbrojenia Fz = 0,0321 / 0,21/0,85/295 = 6,09 cm2/ 4,2m
Przyjęto Fz min = 100x25x0,002 = 5,0 cm2/m Φ 12 co 15 F z = 7,54 cm2/m

Obliczył:

mgr inż..Tadeusz Mazurek

Sprawdził :
mgr inż.. Grzegorz Rakowski

Lublin. październik 2015r