



EVROPSKÁ UNIE  
Evropské strukturální a investiční fondy  
Operační program Doprava

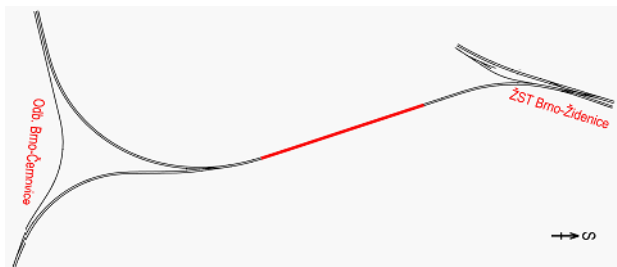
Ministerstvo dopravy  
Státní fond dopravní  
infrastruktury



Jiná ověření:

Paré:

Orientační schéma:




Razítko oprávněné osoby:

Podpis:

Datum:

Revize:	Datum:	Popis:	Kontroloval:
000	21.6.2023	Zpracování připomínek	Ing. Jan Bartaloš

Stavebník/Investor:	<b>Správa železnic, státní organizace</b>	 <b>SPRÁVA ŽELEZNIC</b>
Adresa:	Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1	
Zástupce investora:	Stavební správa východ	
Adresa:	Nerudova 773/1, 779 00 Olomouc	

Zhotovitel díla:	<b>Správa železnic, státní organizace</b>		
Adresa:	Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1		
Kontakt:	T: +420 972 235 830 E: O9sek@spravazeleznic.cz		
Zhotovitel objektu:	<b>Správa železnic, státní organizace</b>		
Adresa:	Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1		
Kontakt:	T: +420 972 235 830 E: O9sek@spravazeleznic.cz		
Hlavní projektant (HIP):	Ing. Peter Lastovecký	Specialista:	Ing. Jan Bartaloš

Název stavby/akce:	Modernizace traťového úseku Brno-Židenice (mimo) – odb. Brno-Černovice		Označení investora:
			S622100218
			Označení zhotovitele:
			S622100218
Název části:	Mosty, propustky a zdi		Označení části:
			D.2.1.4
Název objektu/dílní části:	Brno os. nádr. - Brno-Židenice, žel. most v ev.km 5,046 - Filipínského (nový km 145,318)		Označení objektu/komplexu:
			SO 31-19-07
Název přílohy:	Statický výpočet		Číslo přílohy:
Název dílní části přílohy:	-		3. 001
Odpovědný projektant:	Zpracovatel přílohy:	Měřítko: -	Stupeň dokumentace:
Ing. Jan Bartaloš	Ing. Radek Navrátil	Formáty: 81 x A4	DSP
Kraj:	Katastrální území:	TUDU:	Smluvní datum zpracování:
Jihomoravský	Židenice 611115	2005 06	21.6.2023

Označení investora:										Stupeň dokumentace:					Část:					Objekt:							Podobjekt:			Příloha:				Revize:								
S	6	2	2	1	0	0	2	1	8	-	D	S	P	X	-	D	2	1	0	4	-	S	O	3	1	1	9	0	7	-	X	X	-	3	-	0	0	1	-	0	0	0

[Prostor pro další informace]



**Modernizace traťového úseku  
Brno Židenice (mimo) – odb. Brno Černovice**

**SO 31-19-07 Brno os. nádr. - Brno-Židenice,  
žel. most v ev.km 5,046 - Filipínského  
(nový km 145,318)**

Dokumentace pro stavební povolení (DSP)

**Statický výpočet**

**OBSAH**

<b>1. ZÁKLADNÍ ÚDAJE O MOSTNÍM OBJEKTU .....</b>	<b>5</b>
1.1. ZÁKLADNÍ ÚDAJE O STAVBĚ A MOSTNÍM OBJEKTU .....	5
1.2. ÚDAJE O STAVEBNÍKOVÍ .....	5
1.5. DOPLŇUJÍCÍ ÚDAJE O MOSTĚ .....	5
<b>2. PODKLADY.....</b>	<b>6</b>
<b>3. VÝPOČETNÍ POMŮCKY.....</b>	<b>6</b>
<b>4. PŘEHLED DALŠÍ POUŽITÉ LITERATURY .....</b>	<b>6</b>
<b>5. ZÁKLADNÍ TECHNICKÝ POPIS KONSTRUKČNÍCH ČÁSTÍ OBJEKTU .....</b>	<b>7</b>
5.1. STAVEBNÍ STAV .....	7
5.2. INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉ POMĚRY V MÍSTĚ MOSTU .....	7
5.3. GEOLOGIE UVAŽOVANÁ VE VÝPOČETNÍM MODELU .....	8
5.4. POPIS TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ .....	8
<b>6. GRAFICKÉ PŘÍLOHY MOSTU .....</b>	<b>8</b>
<b>7. VÝPOČETNÍ MODEL .....</b>	<b>12</b>
7.1. VÝPOČETNÍ MODEL NOSNÉ KONSTRUKCE.....	12
7.2. OKRAJOVÉ PODMÍNKY .....	12
7.2.1. Pro přechodovou oblast .....	13
7.2.2. Pro piloty .....	13
7.2.2.1. Horizontální tuhost .....	13
7.2.2.2. Vertikální tuhost.....	15
7.2.2.3. Skupinové působení .....	17
<b>8. POPIS ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ .....</b>	<b>19</b>
8.1. STÁLÁ A NAHODILÁ DLOUHODOBÁ ZATÍŽENÍ.....	19
8.1.1. Vlastní tíha .....	19
8.1.2. Ostatní stálé .....	19
8.1.3. Dotvarování a smršťování .....	20
8.1.4. Poklesy podpor, nerovnoměrné sedání .....	20
8.1.5. Zemní tlak.....	20
8.2. NAHODILÁ KRÁTKODOBÁ ZATÍŽENÍ – KLIMATICKÁ .....	20
8.2.1. Účinky teplotních změn .....	20
8.2.2. Zatížení větrem.....	21
8.2.3. Zatížení sněhem.....	23
8.3. NAHODILÁ KRÁTKODOBÁ ZATÍŽENÍ – DOPRAVOU .....	23
8.3.1. Dynamické součinitele při statické analýze .....	24
8.3.2. Model zatížení LM71 .....	24
8.3.3. Model zatížení SW/0 .....	24
8.3.4. Model zatížení SW/2 .....	24
8.3.5. Nezatížený vlak.....	24
8.3.6. Vodorovné zatížení dopravou.....	24
8.3.6.1. Odstředivé síly .....	24
8.3.6.2. Brzdné a rozjezdové síly .....	25
8.3.6.3. Boční ráz .....	25
8.3.6.4. Užité zatížení drážní stezky .....	25
8.3.6.5. Zatížení na zábradlí.....	25
8.4. MIMOŘÁDNÁ ZATÍŽENÍ.....	25
8.4.1.1. Vykojení vlaku na mostě.....	25

8.4.1.2.	Náraz do konstrukce spodní stavby.....	26
8.4.1.3.	Zatížení pro posouzení únavy.....	26
<b>9.</b>	<b>KOMBINACE .....</b>	<b>26</b>
9.1.	SESTAVY ZATÍŽENÍ .....	26
9.2.	SOUČINITELÉ ZATÍŽENÍ A KOMBINACE .....	27
9.3.	KOMBINACE DLE NÁVRHOVÝCH SITUACÍ .....	27
<b>10.</b>	<b>POSOUZENÍ MOSTU .....</b>	<b>28</b>
10.1.	SCHÉMA POSUZOVANÉ KONSTRUKCE.....	28
10.2.	ÚNOSNOST PILOT.....	30
10.3.	POSOUZENÍ VÝZTUŽE PILOT .....	31
10.4.	SPODNÍ VÝZTUŽ ZÁKLADU .....	33
10.5.	SMYKOVÁ VÝZTUŽ ZÁKLADU .....	34
10.6.	VÝZTUŽ NOSNÉ KONSTRUKCE V MSÚ .....	35
10.7.	VÝZTUŽ NOSNÉ KONSTRUKCE V MSP – CHARAKTERISTICKÁ .....	38
10.8.	VÝZTUŽ NOSNÉ KONSTRUKCE – POSOUZENÍ ÚNAVY .....	41
10.8.1.	Pro betonářskou výztuž .....	41
10.8.2.	Pro tlacený beton .....	42
10.9.	VÝZTUŽ NOSNÉ KONSTRUKCE V MSP – KVAZISTÁLÁ .....	43
10.10.	VÝZTUŽ STĚN V MSÚ .....	45
10.11.	VÝZTUŽ STĚN V MSP – CHARAKTERISTICKÁ .....	49
10.12.	VÝZTUŽ STĚN V MSP – KVAZISTÁLÁ.....	52
10.13.	VÝZTUŽ KRAJNÍCH KŘÍDEL V MSÚ .....	55
10.14.	VÝZTUŽ KRAJNÍCH KŘÍDEL V MSP – CHARAKTERISTICKÁ .....	58
10.15.	VÝZTUŽ KRAJNÍCH KŘÍDEL V MSP – KVAZISTÁLÁ .....	60
10.16.	VÝZTUŽ VNITŘNÍCH KŘÍDEL V MSÚ .....	62
10.17.	VÝZTUŽ VNITŘNÍCH KŘÍDEL V MSP – CHARAKTERISTICKÁ .....	64
10.18.	OVĚŘENÍ S OHLEDEM NA PŘETVOŘENÍ A KMITÁNÍ ŽELEZNIČNÍCH MOSTŮ.....	66
10.18.1.	Bezpečnost provozu a pohoda cestujících .....	66
10.18.1.1.	Svislá zrychlení nosné konstrukce mostu .....	66
10.18.1.2.	Svislé průhyby nosné konstrukce mostu .....	66
10.18.1.3.	Volné zdvihání v místě ložisek .....	67
10.18.1.4.	Svislé průhyby konců nosné konstrukce mostu za ložisky .....	67
10.18.1.5.	Zkroucení nosné konstrukce mostu podél střednice každé koleje .....	67
10.18.1.6.	Pootočení konců každé hlavní nosné konstrukce podél příčné osy nebo poměrné celkové pootočení mezi sousedícími konci nosné konstrukce .....	67
10.18.1.7.	Podélné posunutí konců horního povrchu hlavní nosné konstrukce od podélného posunutí a pootočení konců hlavní nosné konstrukce .....	67
10.18.1.8.	Vodorovná příčná výchylka a vodorovné pootočení nosné konstrukce mostu kolem svislé osy na koncích nosné konstrukce .....	67
10.18.1.9.	Meze pro první vlastní frekvenci vodorovného příčného kmitání pole mostu .....	68
10.18.1.10.	Nadvýšení nosné konstrukce .....	68
<b>11.</b>	<b>POSOUZENÍ ŘÍMSY .....</b>	<b>68</b>
11.1.	SCHÉMA POSUZOVANÉ KONSTRUKCE.....	68
11.2.	POPIS ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ .....	68
11.2.1.	Vlastní tíha a ostatní stálá zatížení .....	68
11.2.2.	Dotvarování a smršťování .....	69
11.2.3.	Poklesy podpor, nerovnoměrné sedání .....	69
11.2.4.	Zemní tlak.....	69
11.2.5.	Nahodilá krátkodobá zatížení – klimatická – účinky teplotních změn.....	69
11.2.6.	Nahodilá krátkodobá zatížení – klimatická – zatížení větrem .....	69

11.2.7.	Nahodilá krátkodobá zatížení – klimatická – zatížení sněhem.....	69
11.2.8.	Nahodilá krátkodobá zatížení – dopravou .....	69
11.2.9.	Užitné zatížení drážní stezky .....	69
11.2.10.	Zatížení na zábradlí .....	69
11.2.11.	Mimořádná zatížení – vykolejení vlaku na mostě .....	70
11.3.	SOUČINITELÉ ZATÍŽENÍ A KOMBINACE .....	70
11.4.	POSOUZENÍ ŘÍMSY V MSU .....	71
11.5.	VÝZTUŽ ŘÍMSY V MSP – CHARAKTERISTICKÁ.....	71
<b>12.</b>	<b>ZÁVĚR .....</b>	<b>71</b>
<b>13.</b>	<b>PŘÍLOHA 1 – ZATÍŽITELNOST MOSTU .....</b>	<b>72</b>
<b>14.</b>	<b>PŘÍLOHA 2 – SCHÉMATA VÝZTUŽE.....</b>	<b>73</b>
14.1.	VÝZTUŽ PILOT.....	73
14.2.	VÝZTUŽ ZÁKLADU RÁMU .....	74
14.3.	VÝZTUŽ ZÁKLADU KŘÍDEL .....	75
14.4.	VÝZTUŽ STĚN RÁMU.....	76
14.5.	VÝZTUŽ KRAJNÍHO KŘÍDLA .....	77
14.6.	VÝZTUŽ VNITŘNÍHO KŘÍDLA .....	78
14.7.	VÝZTUŽ PŘÍČLE (NOSNÉ KONSTRUKCE) .....	79
14.8.	LEMOVACÍ VÝZTUŽE BOČNÍCH HRAN DŘÍKU .....	80
14.9.	VÝZTUŽ ŘÍMSY .....	80
<b>15.</b>	<b>PŘÍLOHA 3 – DOPORUČENÍ PRO NÁVRH KONSTRUKCE.....</b>	<b>81</b>
15.1.	DOPORUČENÍ PRO OMEZENÍ VZNIKU POVRCHOVÝCH (POHLEDOVÝCH) TRHLIN.....	81
15.2.	DOPORUČENÍ PRO TĚSNĚNÍ DILATAČNÍ SPÁRY V OSE KOLEJÍ .....	81

## 1. ZÁKLADNÍ ÚDAJE O MOSTNÍM OBJEKTU

### 1.1. Základní údaje o stavbě a mostním objektu

Název stavby:	Modernizace traťového úseku Brno-Židenice (mimo) – odb. Brno-Černovice
Číslo trati podle Prohlášení o dráze	722 00
Číslo trati podle nákrešného jízdního řádu	320-5
Číslo trati podle knižního jízdního řádu	251, 260, 300, 340
Číslo traťového a definičního úseku	200506
Traťová třída zatížení	D4
Kategorie dráhy	Celostátní
Kategorie dráhy podle	TSI INF -/F1
Součást sítě	TEN-T ANO
Maximální traťová rychlost	60 km/hod
Místo realizace (kraj):	Jihomoravský
Město:	Brno
Městská část:	Židenice
Katastrální území:	Židenice [611115]
Parcelní čísla pozemků:	viz samostatná část PD – I. Geodetická dokumentace
<b>Dílčí část – objekt (PS/SO):</b>	SO 31-19-07 Brno os. nádr. - Brno-Židenice, žel. most v ev.km 5,046 – Filipínského (nový km 145,318)
Charakter dílčí části:	změna již dokončené stavby
Staničení mostního objektu	km 5,046 (stávající) km 145,318 013 (nové)
Překračované překážky:	ul. Filipínského
Převáděné komunikace:	4 koleje ve finálním stavu
Traťová třída zatížení	D4
Návrhové zatížení:	model LM71 ( $\alpha = 1,21$ ) a SW/2 dle ČSN EN 1991-2 ed.2
Třída následků CC:	CC3, dle ČSN EN 1990

### 1.2. Údaje o stavebníkovi

Stavebník:	Správa železnic, státní organizace
Identifikační číslo:	70994234
Adresa:	Praha 1 - Nové Město, Dlážďená 1003/7, 110 00

### 1.3. Údaje o zpracovateli dokumentace

Projektant:	Správa železnic, státní organizace
Identifikační číslo:	70994234
Adresa:	Praha 1 - Nové Město, Dlážďená 1003/7, 110 00
Hlavní projektant (HIP):	Ing. Peter Lastovecký / ČKAIT 0010419 (ID00)
Specialista dílčí části:	Ing. Jan Bartaloš / ČKAIT 0013373 (IM00)
Odpovědný projektant (SO):	Ing. Jan Bartaloš / ČKAIT 0013373 (IM00)

### 1.4. Údaje o zpracovateli statického výpočtu

Zpracovatel výpočtu:	Ing. Radek Navrátil / ČKAIT 1202447 (IM00)
	Granitova 1115/8, Praha 9 - Hloubětín 19800

### 1.5. Doplnující údaje o mostě

Charakteristika mostu	Šikmý ŽB polorám pro 4 koleje s těsněnou podélnou dilatační spárou v podélné ose mostu, s oddělenými kabelovými žlaby, s rovnoběžnými křídly s ukloněným lícem a vykonzolovanou římsou (tvarově shodnými s navazujícími opěrnými stěnami), hlubinně založený na 2 řadách vrtaných velkopřůměrových pilot
-----------------------	--

Počet mostních otvorů	1
Délka přemostění	15,80 m
Délka mostu	25,50 m
Rozpětí nosné konstrukce	17,78 m
Stavební výška	1,308 m
Světlost kolmá/šikmá	14,81 m / 15,92 m
Šikmost mostu	pravá / 74°07'
Šířka mostu	9,58 m
Volná šířka mostu	9,34 m
Šířka mezi zábradlím	9,46 m
Prostor. uspoř. na mostě	VMP 3,0; osová vzdálenost kolejí 5 m
Tvar kolejového lože	uzavřené s minimální tloušťkou 350 mm od ložné plochy pražce k povrchu ochrany izolace
Směrové a výškové poměry	koleje v přímé, klesá; Vn=80 km/h

## 2. PODKLADY

Pro zpracování statického výpočtu byly použity následující vstupní podklady:

1. Modernizace průjezdu – úsek 31, Železniční uzel Brno, dokumentace pro územní rozhodnutí, Moravia Consult Olomouc a.s., rok 2006
2. Inženýrskogeologické, stavebnětechnické a hydrologické průzkumy pro stavbu „Přestavba železničního uzel Brno“, GeoTec-GS, a.s., 2006–2009

## 3. VÝPOČETNÍ POMŮCKY

Konstrukce je modelována v prostředí programu Midas Civil. Železobetonové průřezy jsou posuzovány pomocí programu IDEA StatiCa, případně v prostředí MS Excel. Doplnující geotechnické výpočty jsou prováděny pomocí programu GEO5. Pro zhotovení statického výpočtu byl Správou železnic, s. o. zapůjčen notebook se všemi potřebnými licencemi.

### Použitý software:

AutoCAD Map 3D 2023	Sériové číslo: 566-42047961
Microsoft Word 2019 MSO	ID produktu: 00414-50000-00000-AA565
Microsoft Excel 2019 MSO	ID produktu: 00414-50000-00000-AA565
Midas Civil 2022 (v 1.2)	Webová licence: ICENCIV0000049/CIV/PLS/FL/ABFLA
IDEA StatiCa 22.1	User: Bartaloš Jan, Ing. (SŽ, s. o.)
GEO5 2022 (verze 2022.67)	Licenční číslo: 12067/1

## 4. PŘEHLED DALŠÍ POUŽITÉ LITERATURY

1. nařízení komise (EU) č. 1299/2014 ze dne 18. listopadu 2014 o technických specifikacích pro interoperabilitu subsystému infrastruktura železničního systému v Evropské unii
2. ČSN 73 0037 - Zemní tlak na stavební konstrukce
3. ČSN 73 6201 - Projektování mostních objektů
4. ČSN 73 6214 - Navrhování betonových mostních konstrukcí
5. ČSN EN 15528 - Traťové třídy zatížení pro určení vztahu mezi dovoleným zatížením infrastruktury a maximálním zatížením vozidla
6. ČSN EN 1990 - Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
7. ČSN EN 1991 - Eurokód 1: Zatížení konstrukcí
8. ČSN EN 1992 - Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí
9. ČSN EN 1997 - Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí
10. ČSN EN 206+A1 - Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
11. Předpis SŽ S5/1 - Diagnostika, zatížitelnost a přechodnost železničních mostních objektů



## 5. ZÁKLADNÍ TECHNICKÝ POPIS KONSTRUKČNÍCH ČÁSTÍ OBJEKTU

### 5.1. Stavební stav

Jedná se nový most, vč. spodní stavby a založení, tj. neuvažují se žádné závady a omezení vyplývající ze stavebního stavu.

### 5.2. Inženýrskogeologické poměry v místě mostu

Jako podklad, pro potřeby projektových prací, byly použity závěry inženýrskogeologického průzkumu viz Geotechnický průzkum pro přípravnou dokumentaci; 09/2005, GeoTec – GS, a.s. a Geotechnický a stavebně-technický průzkum; 03/2009, GeoTec – GS, a.s.

Cílem průzkumu bylo ověřit základové poměry v místě projektovaného mostu. Základové poměry byly vyhodnoceny na základě dokumentace jádrových vrtů, hloubka vrtu byla předem definována tak, aby byly zastiženy neogenní jíly.

**Předkvartérní podklad** je tvořen neogenními uloženinami, ve svrchní části zastoupenými vápnatými jíly („tégly“) a ve spodní části písčitymi sedimenty („brněnskými písky“). Mocnost svrchních jílu dosahuje až několika desítek metrů, podložní písky nebyly zastiženy. Povrch neogenních sedimentů byl zastižen v hloubce cca 7,5 – 11,2 m pod terénem, přičemž upadá k VSV (vpravo ve směru staničení), kde bylo sondami AE9 a SP453 zastiženo přehloubené koryto.

**Kvartérní pokryv** tvoří fluviální uloženiny, jejichž spodní část je tvořena terasovými štěrky a svrchní část soudržnými jílovitými a hlinitými náplavy. Štěrkovitý vývoj terasových uloženin převládá v levé části objektu a ve spodní části sedimentů, písčité zeminy byly zastiženy především v pravé části mostu. Mocnost jednotlivých vrstev i celého kvartérního pokryvu se v zájmovém území mírně mění, především v závislosti na morfologii povrchu neogenních uloženin.

Agresivita podzemní vody se uvažuje **XA1**.

Pro most přes ulici Filipínského (SO 31-19-07) byly provedeny vrty FIJ1, FIJ2 a AE9.

#### Geologická skladba vrtu J1:

0	0.1	Rozpadlý beton	-	Y	N
0.1	0.8	Písek s příměsí jemn. Zeminy	středně ulehlý	S3/S-FY	N
0.8	1.2	Štěrka hlinizý	středně ulehlý	G4/GMY	N
1.2	1.5	Hlína písčitá	tvrdá	F3/MSY	N
1.5	3.3	Jíl písčitý	tuhý	F4/CS	Q1
3.3	3.8	Jíl s vysokou plasticitou	měkký	F8/CH	Q1
3.8	5	Jíl s vysokou plasticitou	měkký	F8/CHO	Q1
5	8.6	Štěrka s příměsí jemn. Zeminy	středně ulehlý	G3/G-F	Q3
8.6	10.4	Hlína s velmi vysokou plasticitou	tuhá	F7/MV	Ta
10.4	11.1	Hlína s velmi vysokou plasticitou	tuhá	F7/MV	Ta
11.1	12	Jílovec (slabě zpevněný - hlína)	pevná	R6 (F7/MV)	Ta

#### Geologická skladba vrtu J2:

0	1.6	Jíl písčitý	tuhý až pevný	F4/CSY	N
1.6	3.8	Jíl se střední plasticitou	pevný	F6/CI	Q1
3.8	4.6	Jíl s vysokou plasticitou	měkký	F8/CH	Q1
4.6	7.8	Písek s příměsí jemn. Zeminy	středně ulehlý	S3/S-F	Q2
7.8	8.5	Štěrka s příměsí jemn. Zeminy	ulehlý	G3/G-F	Q3
8.5	8.8	Hlína s velmi vysokou plasticitou	pevná	F7/MV	Ta
8.8	9.4	Hlína s velmi vysokou plasticitou	tuhá až pevná	F7/MV	Ta
9.4	10.1	Hlína s velmi vysokou plasticitou	pevná	F7/MV	Ta
10.1	10.6	Hlína s velmi vysokou plasticitou	tvrdá	F7/MV	Ta
10.6	12	Hlína s velmi vysokou plasticitou	pevná	F7/MV	Ta

## Geotechnické parametry zemin:

Geotechnický typ	Objemová tíha (kNm <sup>3</sup> )	Relativní ulehlost	Stupeň konzistence	Edef (Mpa)	Poissonovo číslo	$\varphi_{ef}$ (°)	$c_{ef}$ (kPa)	$\varphi_u$ (°)	$c_u$ (kPa)	Tabulková únosnost Rdt (kPa)
N	18	0.5	1	10	0.35	26	4	-	-	-
Q1	19	-	0.4 až 1.1	3	0.4	18	14	3	40	40 (100)
Q2	17.5	0.5	-	18	0.3	30	0	-	-	260 (400)
Q3	19	0.6	-	90	0.25	33	0	-	-	450 (700)
Ta	19.2	-	1	7	0.4	19	30	5	90	200
Ta	19.2	-	1.2	14	0.4	21	35	9	140	300

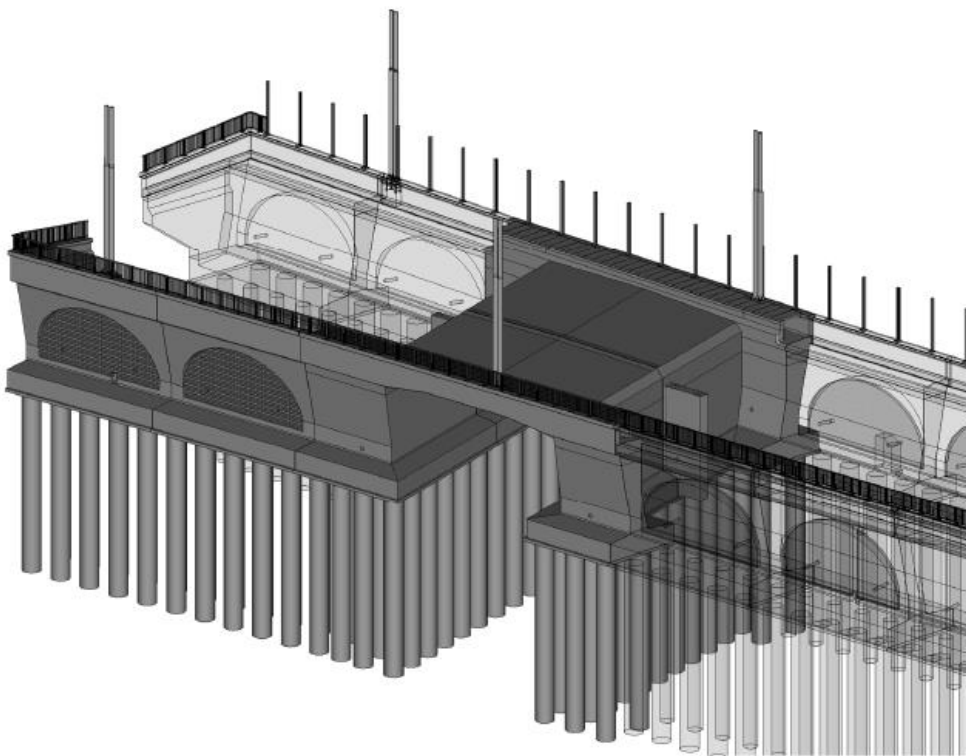
## 5.3. Geologie uvažovaná ve výpočetním modelu

Provedené vrtý dostatečně vystihují geologii v místě mostu, která se v oblasti mostu v podstatě nemění.

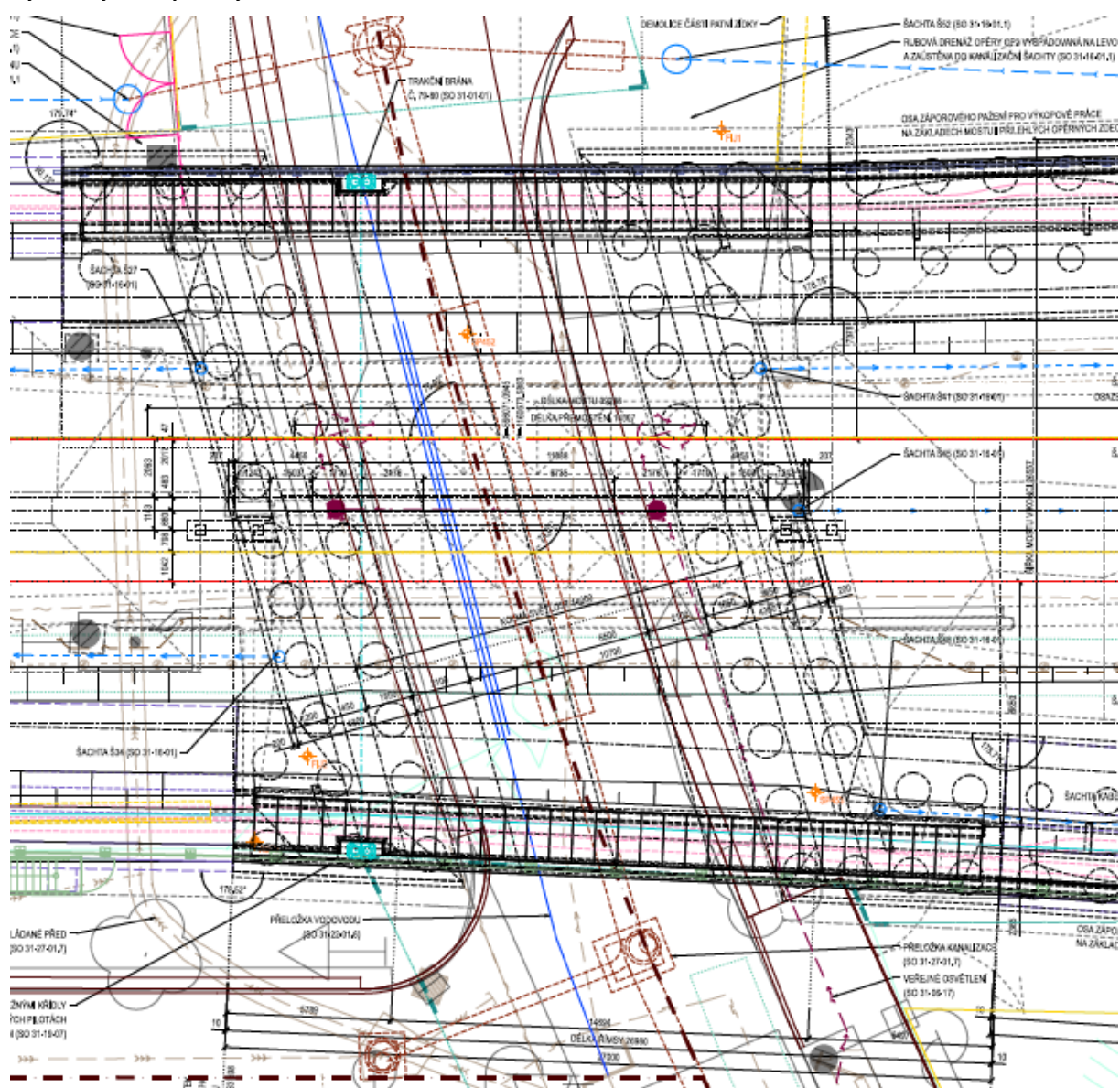
## 5.4. Popis technického řešení

Jedná se o šikmý železobetonový monolitický polorám pro 4 koleje, s těsněnou podélnou dilatační sparou v podélné ose mostu, s oddělenými prostory pro kabelová vedení, s rovnoběžnými křídly s ukloněným lícem a vykonzolovanou římsou (tvarově shodnými s navazujícími opěrnými stěnami), hlubinně založený na 2 řadách vrtaných velkopřůměrových pilot.

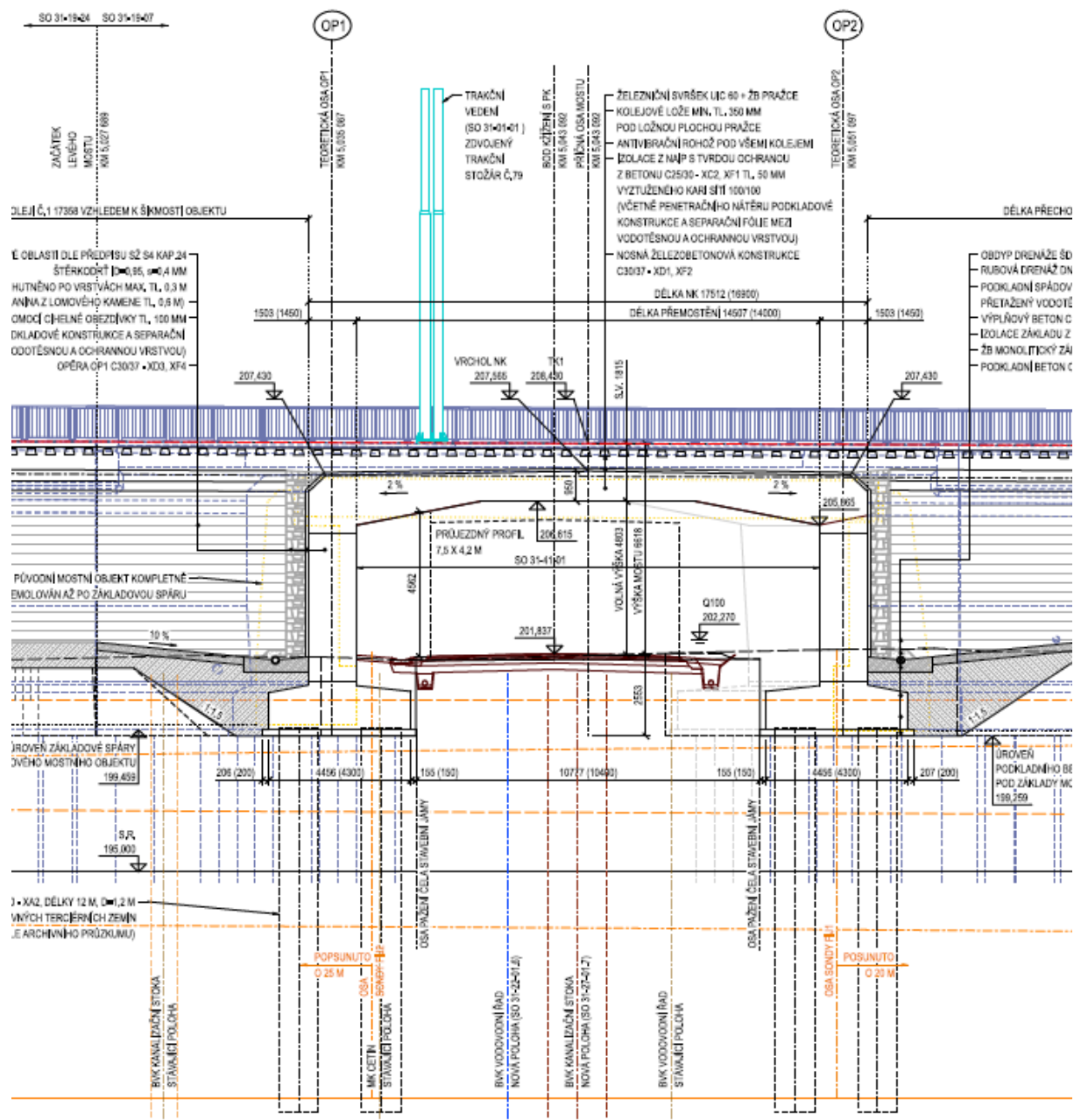
## 6. GRAFICKÉ PŘÍLOHY MOSTU



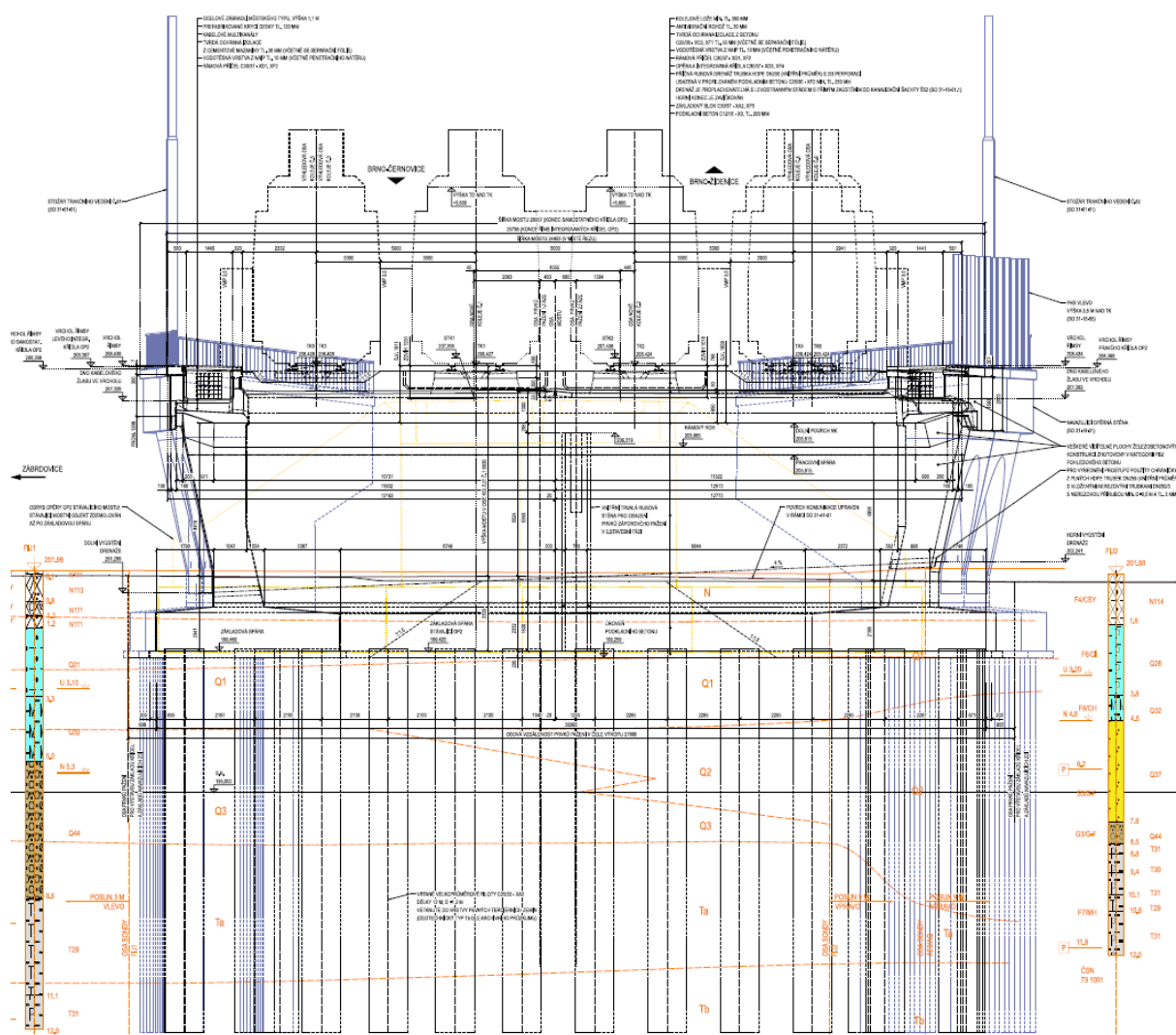
## Výřez z výkresu půdorysu mostu



**Výřez z výkresu podélného řezu mostu**



## Výřez z výkresu příčného řezu mostu



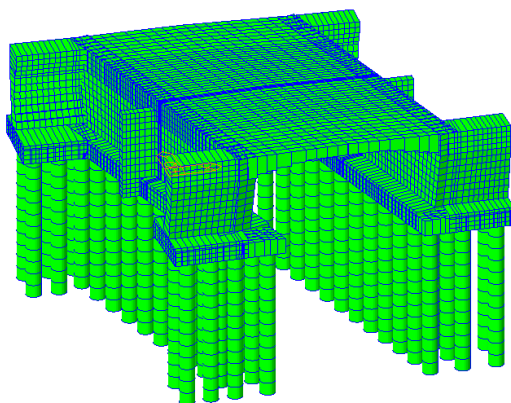


## 7. VÝPOČETNÍ MODEL

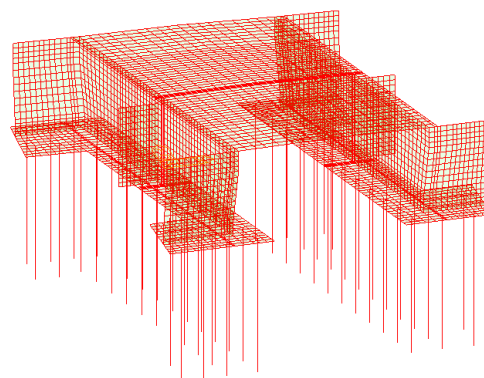
### 7.1. Výpočetní model nosné konstrukce

Výpočetní model je vytvořen prostorový ve 3D a je tvořen deskostěnnými (PLATE) a prutovými (BEAM) prvky, v programu MIDAS Civil. Náběhované části jsou vytvořeny rozdílnou tloušťkou prvků. Dělení modelu na prvky je voleno s ohledem na dimenze mostu, tloušťky konstrukcí a poměr stran prvků (pro obdélníkové prvky max poměr stran cca 1:25).

*Axonometrický pohled (zobrazení hmot)*



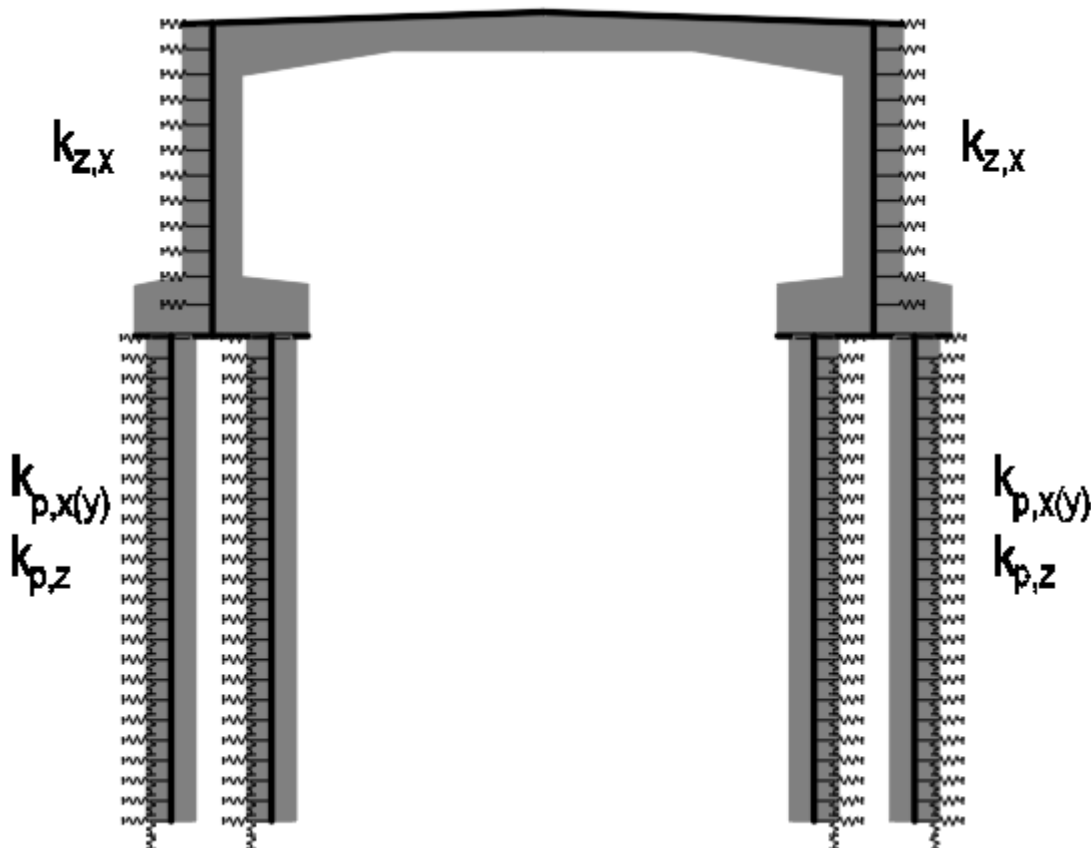
*Axonometrický pohled (bez zobrazení hmot)*



### 7.2. Okrajové podmínky

Okrajové podmínky jsou tvořeny tuhostí zásypového materiálu přechodové oblasti a odporem zeminy po délce pilot (horizontální a vertikální).

*Schéma výpočetního modelu a přechodové oblasti, vč. vyjádření okrajových podmínek.*



### 7.2.1. Pro přechodovou oblast

Přechodová oblast se uvažuje jako hutněný zásyp z nesoudržného materiálu, v kvalitě provedení odpovídající kvalitě násypu tělesa železničního spodku (dolní mez) a ve velmi dobré kvalitě provedení (horní mez). Protože polovina mostu jsou takřka identické, je pro zjednodušení uvažována vodorovná tuhost zásypu pro horní mez na jednu polovinu mostu a pro dolní mez na druhou polovinu mostu, s následujícími parametry zeminy:

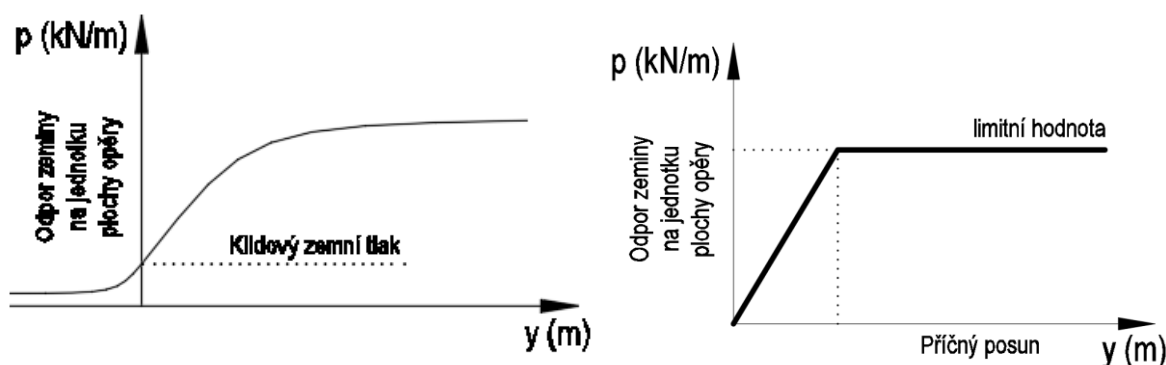
- Youngův modul zeminy přechodové oblasti pro horní mez  $E_{s,max} = 400 \text{ MPa}$
- Youngův modul zeminy přechodové oblasti pro dolní mez  $E_{s,min} = 80 \text{ MPa}$

Tuhost zásypu použitá pro výpočet se uvažuje bez redukce klidového zemního tlaku na tlak aktivní a uvažuje pouze se zvýšením klidového zemního tlaku na tlak pasivní. Tato redukce je zanedbána na stranu bezpečnou a není uvažována s ohledem na cyklické dohutňování zásypu za opěrou, vlivem deformací mostu a pohybem jemnozrnných částic zeminy do rubu opěr, a tím způsobeným časovým nárůstem aktivního zemního tlaku. Tento nárůst nepřesáhne, s ohledem na výšku opěr a jejich malé deformace, hodnoty klidového zemního tlaku. Tuhost na rubu opěr je vyjádřena dle E.J. O'Briena, pro kolmé rozpětí mostu 15,45 m a výšku opěr 8,00 m následovně:

- vodorovná tuhost zásypu pro horní mez  $k_{hor,max} = (4 \cdot E_s / \pi) / ((L_0 / H_0)^{0.6} \cdot H_0) = 42\,892 \text{ kN/m}^2$
- vodorovná tuhost zásypu pro dolní mez  $k_{hor,min} = (4 \cdot E_s / \pi) / ((L_0 / H_0)^{0.6} \cdot H_0) = 8\,578 \text{ kN/m}^2$

reálná tuhost zásypu přechodové oblasti

idealizovaná tuhost bez redukce na aktivní zemní tlak



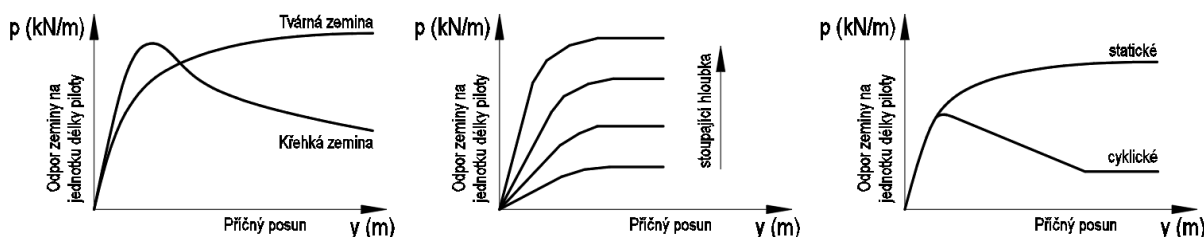
### 7.2.2. Pro piloty

Geologie podloží v místě pilot je modelována pomocí horizontálních a vertikálních pružin, kdy tuhost těchto pružin vyjadřují P-Y a P-Z křivky.

#### 7.2.2.1. Horizontální tuhost

P-Y křivky jsou tvořeny dle zastiženě geologie, typů zemin a hladiny podzemní vody. Pro cyklická zatížení je tuhost redukována a s narůstajícím geostatickým napětím (hloubkou) tuhost roste. S ohledem na použitý software, který neumožňuje modelovat klesající větev tuhosti, je tato část nahrazenou plastickou větví (s ohledem na malé deformace je případné využití plastické větve minimální). Pro zeminy měkkých hlín a jíly je tuhost P-Y křivek vyjádřena dle Matlocka, pro tuhé a pevné hlíny a jíly, a pro nesoudržné písčité a štěrkovité zeminy dle Reese.

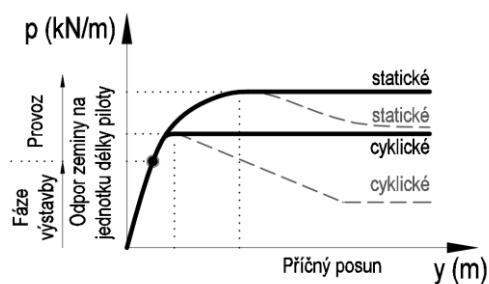
Horizontální reálná tuhost dle charakteru zeminy, dle narůstající hloubky a dle typu zatížení



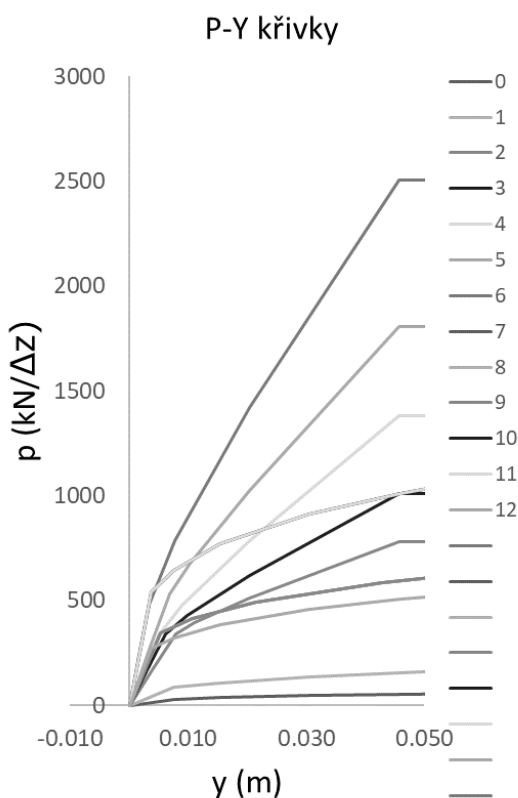
Pro výpočet se tedy uvažují idealizované P-Y křivky, statická pro působení dlouhodobých zatížení a cyklická pro působení krátkodobých zatížení. Protože zatížení dopravou je zadáno jako pohyblivé a nelze tedy aplikovat

### Statický výpočet

pouze nelineární výpočet bez superpozice zatěžovacích stavů, je tuhost zadána ve dvou krocích. Protože piloty budou deformovány zejména směrem do líce konstrukce, ve směru působení hlavního zatížení (směr rovnoběžně s kolejí pro most a směr kolmo na kolej pro zavěšená křídla), je pro výpočet P-Y křivek uvažována hloubka základové spáry líce konstrukce. V prvním kroku jsou spočteny deformace od působení dlouhodobých zatížení na statické větvi a o tyto deformace se upraví cyklická větve pro krátkodobá zatížení. Pro upravenou cyklickou větev není uvažováno se zvýšeným geostatickým napětím v podloží mostu od stálých zatížení. S ohledem přibližně stejnou geologii v místě mostu se pro P-Y křivky neuvažuje horní a dolní mez tuhosti.



Horizontální tuhosti 12 m pilot





Hloubka (m)		Hloubka (m)		Hloubka (m)		Hloubka (m)		Hloubka (m)		Hloubka (m)		Hloubka (m)	
0		1		2		3		4		5		6	
Δz (m)		Δz (m)		Δz (m)		Δz (m)		Δz (m)		Δz (m)		Δz (m)	
1		1		1		1		1		1		1	
y (m)	P (kN/m)	y (m)	P (kN/m)	y (m)	P (kN/m)	y (m)	P (kN/m)	y (m)	P (kN/m)	y (m)	P (kN/m)	y (m)	P (kN/m)
0.00000	0.0	0.00000	0.0	0.00000	0.0	0.00000	0.0	0.00000	0.0	0.00000	0.0	0.00000	0.0
0.00760	29.3	0.00760	86.8	0.00391	171.9	0.00311	171.1	0.00258	170.4	0.00346	266.1	0.00171	240.5
0.01530	37.0	0.01530	109.6	0.00781	343.8	0.00622	342.2	0.00516	340.8	0.00691	532.2	0.00342	481.0
0.03050	46.6	0.03050	138.0	0.01094	395.7	0.00975	429.0	0.00896	476.3	0.01027	677.0	0.00765	785.0
0.06100	58.7	0.06100	173.8	0.01094	395.7	0.00975	429.0	0.00896	476.3	0.01027	677.0	0.00765	785.0
0.09150	67.2	0.09150	199.0	0.01094	395.7	0.00975	429.0	0.00896	476.3	0.01027	677.0	0.00765	785.0
0.12200	74.0	0.12200	219.0	0.02033	512.3	0.02033	621.0	0.02033	784.2	0.02033	1025.6	0.02033	1422.8
0.18300	84.7	0.18300	250.7	0.04575	779.4	0.04575	1011.7	0.04575	1380.1	0.04575	1805.1	0.04575	2504.2
0.24400	93.2	0.24400	275.9	0.05033	779.4	0.05033	1011.7	0.05033	1380.1	0.05033	1805.1	0.05033	2504.2
0.30500	93.2	0.30500	275.9										
0.36600	93.2	0.36600	275.9										
0.42700	93.2	0.42700	275.9										
0.45750	93.2	0.45750	275.9										
0.48800	93.2	0.48800	275.9										
Hloubka (m)		Hloubka (m)		Hloubka (m)		Hloubka (m)		Hloubka (m)		Hloubka (m)			
7		8		9		10		11		12			
Δz (m)		Δz (m)		Δz (m)		Δz (m)		Δz (m)		Δz (m)			
1		1		1		1		1		1			
y (m)	P (kN/m)	y (m)	P (kN/m)	y (m)	P (kN/m)	y (m)	P (kN/m)	y (m)	P (kN/m)	y (m)	P (kN/m)		
0.00000	0.0	0.00000	0.0	0.00000	0.0	0.00000	0.0	0.00000	0.0	0.00000	0.0		
0.00530	348.8	0.00530	348.8	0.00530	348.8	0.00380	543.0	0.00380	543.0	0.00380	271.5		
0.01070	415.7	0.01070	415.7	0.01070	415.7	0.00760	645.8	0.00760	645.8	0.00760	322.9		
0.02140	494.4	0.02140	494.4	0.02140	494.4	0.01530	769.2	0.01530	769.2	0.01530	384.6		
0.04270	587.6	0.04270	587.6	0.04270	587.6	0.03050	914.0	0.03050	914.0	0.03050	457.0		
0.06410	650.4	0.06410	650.4	0.06410	650.4	0.04580	1011.8	0.04580	1011.8	0.04580	505.9		
0.08540	698.8	0.08540	698.8	0.08540	698.8	0.06100	1087.0	0.06100	1087.0	0.06100	543.5		
0.12810	773.3	0.12810	773.3	0.12810	773.3	0.09150	1202.9	0.09150	1202.9	0.09150	601.5		
0.17080	831.0	0.17080	831.0	0.17080	831.0	0.12200	1292.6	0.12200	1292.6	0.12200	646.3		
0.21350	878.6	0.21350	878.6	0.21350	878.6	0.15250	1366.8	0.15250	1366.8	0.15250	683.4		
0.25620	919.6	0.25620	919.6	0.25620	919.6	0.18300	1430.5	0.18300	1430.5	0.18300	715.3		
0.29890	955.8	0.29890	955.8	0.29890	955.8	0.21350	1486.7	0.21350	1486.7	0.21350	743.4		
0.34160	988.2	0.34160	988.2	0.34160	988.2	0.24400	1537.2	0.24400	1537.2	0.24400	768.6		
0.42700	988.2	0.42700	988.2	0.42700	988.2	0.30500	1537.2	0.30500	1537.2	0.30500	768.6		

Z hlediska horizontální tuhosti pilot je rozhodující vrstva středně ulehých štěrků s příměsí jemnozrnné zeminy (GT Q3), na druhou stranu nejmenší odpor kladou tlustší horní vrstvy jílu a hlín s příměsí písku (GT Q1).

### 7.2.2.2. Vertikální tuhost

P-Z křivky lze vytvořit zvlášť pro únosnost na plášti a na patě piloty. Tuhosti resp. křivka sedání byla vypočítána programem GEO 5, jako nelineární dle Masopusta, pro sedání piloty za použití regresních součinitelů, zjištěných na základě zkoušek. Pro tahově namáhané piloty je uvažováno pouze plášťové tření (bez únosnosti v patě). S ohledem na přibližně stejnou geologii v místě mostu se pro P-Z křivky neuvažuje horní a dolní mez.

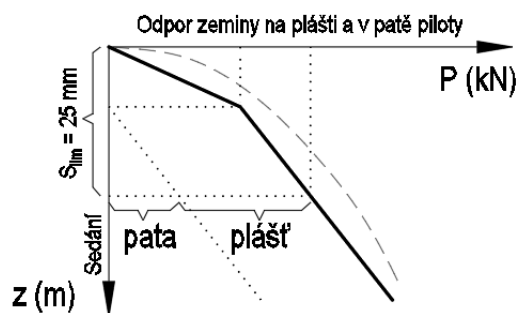
Vertikální reálná tuhost



Nelineární průběh dle Masopusta

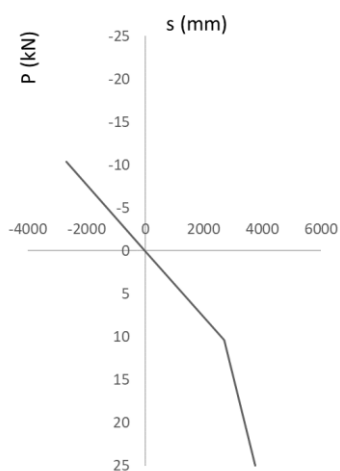


Pro výpočet se uvažuje idealizovaná P-Z křivka, kde tuhost je zadána ve dvou krocích jako u P-Y křivek.



Vertikální tuhost 12 m pilot

P-Z křivka - sedání piloty



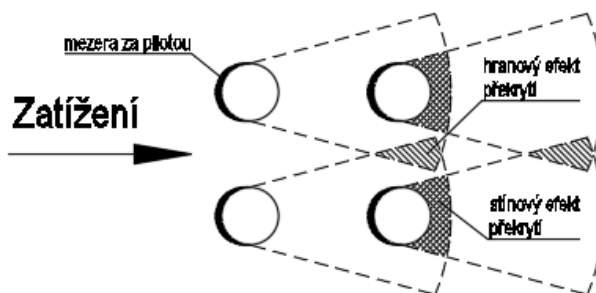
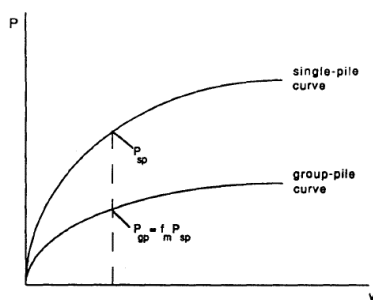
Sedání (mm)	P (kN)
0.0	0.0
10.4	2700.0
25.0	3750.0

### 7.2.2.3. Skupinové působení

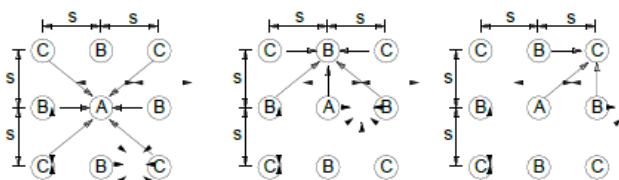
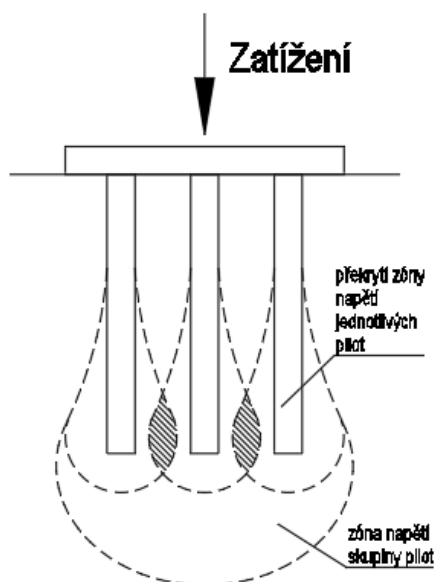
Protože piloty působí ve skupinách, je nutné zohlednit skupinové chování. Toto chování je zohledněno součinitelem pro P-Y křivky dle Reese (pro podélný směr, kde působí výrazně dominantní zatížení) a pro P-Z křivku dle AASHTO, s přihlédnutím k poloze pilot ve skupině.

*Upravená P-Y křivka skupinového působení*

*Skupinové působení ve vodorovném směru*



*Skupinové působení ve svislém směru*



[illegible]

Číslo pilot	144	235	326	391	131	300	378	274	365	248	352	209	339	183	313	157
Směr X	1.000	0.397	0.630	0.794	0.397	0.630	0.794	0.630	0.794	0.630	0.794	0.630	0.794	0.630	0.794	0.630
Směr Y	1.000	0.813	0.813	0.826	0.677	0.677	0.692	0.476	0.497	0.261	0.299	0.164	0.219	0.157	0.214	0.157
Směr Z	1.000	0.650	0.650	0.768	0.650	0.473	0.650	0.650	0.650	0.650	0.650	0.650	0.650	0.650	0.650	0.650
	287	105	261	92	222	79	196	1	27	53	170	14	40	66	118	664
	0.794	0.630	0.794	0.630	0.794	0.630	0.794	0.158	0.397	0.630	0.794	0.158	0.397	0.630	0.794	0.794
	0.214	0.164	0.219	0.261	0.299	0.476	0.497	0.677	0.677	0.677	0.692	0.813	0.813	0.813	0.826	0.826
	0.650	0.650	0.650	0.650	0.650	0.650	0.650	0.650	0.650	0.473	0.650	0.650	0.650	0.650	0.768	0.769
	729	742	638	716	755	586	703	560	690	534	677	508	651	482	599	456
	0.630	0.397	0.794	0.630	0.397	0.794	0.630	0.794	0.630	0.794	0.630	0.794	0.630	0.794	0.630	0.794
	0.813	0.813	0.692	0.677	0.677	0.497	0.476	0.299	0.261	0.219	0.164	0.214	0.157	0.214	0.157	0.219
	0.651	0.651	0.651	0.473	0.651	0.651	0.651	0.651	0.651	0.651	0.651	0.651	0.651	0.651	0.651	0.651
	573	443	547	430	521	417	495	612	404	469	625					
	0.630	0.794	0.630	0.794	0.630	0.794	0.630	0.397	0.794	0.630	0.397					
	0.164	0.299	0.261	0.497	0.476	0.692	0.677	0.677	0.826	0.813	0.813					
	0.651	0.651	0.651	0.651	0.651	0.651	0.473	0.651	0.769	0.651	0.651					

## 8. POPIS ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ

### 8.1. Stálá a nahodilá dlouhodobá zatížení

#### 8.1.1. Vlastní tíha

Vlastní tíha je generovaná programem Midas Civil.

Objemová hmotnost materiálu NK: železobeton  $\rho_0 = 25.0 \text{ kN/m}^3$

Další použité materiály:

kolejové lože  $\rho_0 = 20.0 \text{ kN/m}^3$

izolace  $\rho_0 = 22.0 \text{ kN/m}^3$

ochrana izolace  $\rho_0 = 25.0 \text{ kN/m}^3$

monolit římsa  $\rho_0 = 25.0 \text{ kN/m}^3$

#### 8.1.2. Ostatní stálé

##### A) 2 kolejnice typu UIC 60 + betonové pražce s kolejovým upevněním

hmotnost železničního svršku	6.00	kN/m
šířka pražce	2.60	m
výška přesypávky	0.00	m
min. výška kolejového lože pod pražcem	0.35	m
šířka působení zatížení	<b>2.775</b>	<b>m</b>
náhradní rovnoměrné zatížení	<b>2.16</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

##### B) Kolejové lože

	tloušťka		zatížení
běžná tloušťka	0.60	m	<b>13.2 kN/m<sup>2</sup></b>
zvětšená tloušťka (+30%)	0.78	m	<b>15.6 kN/m<sup>2</sup></b>
zmenšená tloušťka (-30%)	0.42	m	<b>8.4 kN/m<sup>2</sup></b>

##### C) Izolace s ochranou litým asfaltem

	tloušťka		zatížení
izolace	0.010	m	<b>0.22 kN/m<sup>2</sup></b>
vyztužený beton	0.050	m	<b>1.25 kN/m<sup>2</sup></b>

##### D) Kabelové žlaby

uvažovaná hmotnost žlabu – max	20.00	kN/m
uvažovaná hmotnost žlabu – min	1.00	kN/m
šířka působení zatížení pro 2 žlaby	0.90	m
náhradní rovnoměrné zatížení – max	<b>44.444</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
náhradní rovnoměrné zatížení – min	<b>2.222</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

##### E) Monolitická římsa s prefabrikovaným zakrytím žlabu

plocha římsy krajní	0.73	m <sup>2</sup>
plocha římsy vnitřní	0.25	m <sup>2</sup>
plocha zakrytí	0.22	m <sup>2</sup>
šířka působení zatížení – krajní	0.26	m
šířka působení zatížení – vnitřní	0.22	m
náhradní rovnoměrné zatížení – krajní	<b>80.865</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
náhradní rovnoměrné zatížení – vnitřní	<b>34.712</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

##### F) PHS

Uvažuje se plošná hmotnost panelů 500 kg/m<sup>2</sup> a délková hmotnost sloupků 50 kg/m.

vzdálenost sloupků	3	m
výška sloupků	3.5	m
zatížení od PHS	<b>18.08</b>	<b>kN/m</b>

### 8.1.3. Dotvarování a smršťování

Uvažuje se dle ČSN EN 1992-2, s použitím cementu třídy N, relativní vlhkostí vzduchu 80 % a dobou ošetřování betonu 3 dny.

### 8.1.4. Poklesy podpor, nerovnoměrné sedání

Je zohledněno tuhostí podloží.

### 8.1.5. Zemní tlak

Uvažuje se zemní tlak v klidu (s vlivem hutnění).

Parametry zeminy:

souč. zemního tlaku aktivního  $K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi_{ef}/2)$

souč. zemního tlaku v klidu  $K_0 = 1 - \sin \varphi_{ef}$

souč. zemního tlaku pasivního  $K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi_{ef}/2)$

Zemní tlak aktivní:

Dochází k oddálení konstrukce od zeminy, pokud vzniká dostatečná deformace pro jeho mobilizaci.

Zemní tlak v klidu:

Nedochází k vodorovným posunům.

maximální napětí v zemině od hutnění  $\sigma_{z,max} = 150 \text{ kPa}$

(řádově zhutněná přechodová oblast)

součinitel překonsolidace  $OCR = \sigma_{z,max}/\sigma_z$

souč. zemního tlaku v klidu  $K_{0,OC} = (1 - \sin \varphi_{ef}) * OCR^{\sin \varphi_{ef}} \leq K_p$

Zemní tlak pasivní:

Dochází k zatlačení konstrukce od zeminy, uvažuje se očekávaná hodnota zatlačení ve vrcholu a nulová v patě.

změna deformace po výšce opěry  $v = u_T * (1 - z/H_a)$

součinitel zohledňující charakter zásypu  $a = 0.02$

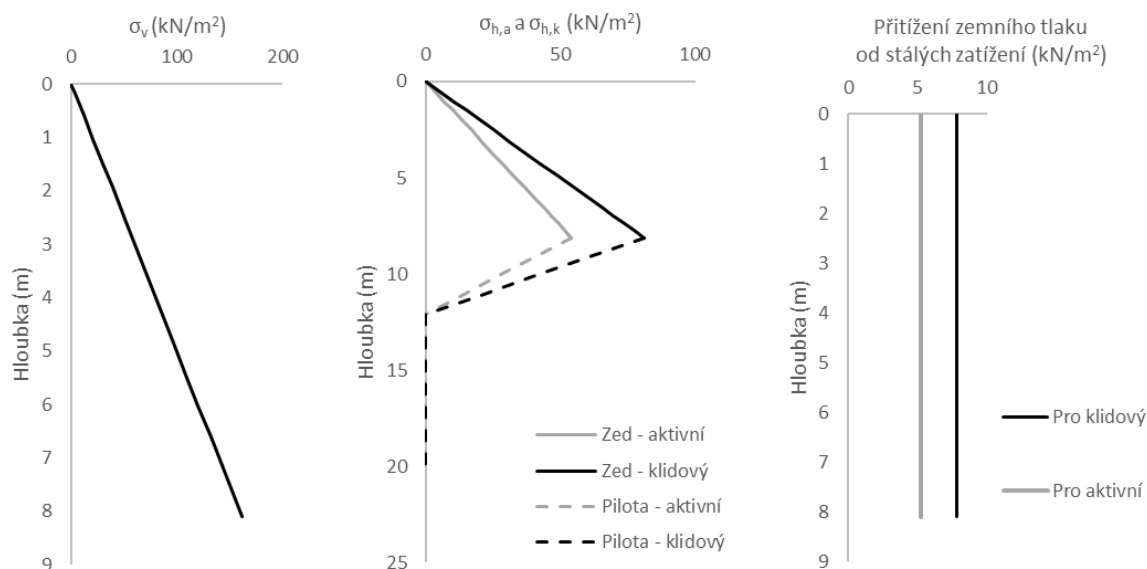
mobilizovaný pasivní zemní tlak  $K_{p,mob} = K_0 + (K_p - K_0) * (v/z) / (a + v/z)$

Svislé napětí v zemině

Zemní tlak na opěru a piloty

Zemní tlak na křídla

Přetížení zemního tlaku



## 8.2. Nahodilá krátkodobá zatížení – klimatická

### 8.2.1. Účinky teplotních změn

Současné působení rovnoměrné a nerovnoměrné změny teploty:

$$\Delta T_{M,heat} + \omega_N * \Delta T_{N,exp} \quad \omega_N = 0.35$$

$$\Delta T_{M,cool} + \omega_M * \Delta T_{N,cool} \quad \omega_M = 0.75$$

## Statický výpočet

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp}$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,cool}$$

**a) Rovnoměrná změna teploty nosné konstrukce**

výchozí teplota konstrukce:	$T_0 =$	10.0	°C
maximální teplota vzduchu ve stínu:	$T_{max} =$	40.0	°C
minimální teplota vzduchu ve stínu:	$T_{min} =$	-36.0	°C
TYP 3 - betonové nosné konstrukce			
maximální rovnoměrná složka teploty:	$T_{e,max} = T_{max} + 1.5 =$	41.5	°C
minimální rovnoměrná složka teploty:	$T_{e,min} = T_{min} + 8 =$	-28.0	°C
charakteristická hodnota oteplení:	$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 =$	31.5	°C
charakteristická hodnota ochlazení:	$\Delta T_{N,con} = T_{e,min} - T_0 =$	-38.0	°C

**b) Nerovnoměrná změna teploty nosné konstrukce – lineární**

TYP 3 - betonové nosné konstrukce

t<sub>v</sub>ozovky = š m (0 ... bez svršku; i ... izolace; š ... štěrk. lože 750 mm)

$$k_{sur,HEAT} = 0.6$$

$$k_{sur,COOL} = 1$$

- konstantní v betonové desce

- konstantní v betonové stěně

$$\Delta T_{M,HEAT} = 15 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{M,HEAT} = 5 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{M,COOL} = -8 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{M,COOL} = -5 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{M,HEAT} \cdot k_{sur,HEAT} = 9.0 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{M,COOL} \cdot k_{sur,COOL} = -8.0 \text{ °C}$$

**8.2.2. Zatížení větrem**

délka nosné konstrukce	$L =$	16.900	m
šířka nosné konstrukce	$b =$	24.000	m
výška vzdorující větru - bez dopravy na mostě	$d_{dot,pn} =$	1.800	m
- s dopravou na mostě	$d_{dot,pd} =$	5.500	m
výchozí základní rychlost větru: mapa větr. oblasti II	$v_{b,0} =$	25.0	m/s
součinitel směru větru:	$C_{dir} =$	1.0	
součinitel ročního období:	$C_{season} =$	1.0	
základní rychlost větru:	$v_b =$	25.0	m/s
parametr drsnosti terénu (terén kategorie II):	$z_0 =$	0.05	m
parametr drsnosti terénu pro kategorii terénu II:	$z_{0,II} =$	0.05	m
součinitel terénu, závisující na $z_0$ :	$k_r = 0,19 \cdot (z_0/z_{0,II})^{0,07}$		
součinitel drsnosti terénu:	$C_{r(z)} = k_r \cdot \ln(z/z_0)$		
součinitel orografie:	$C_{0(z)} =$	1.0	
střední rychlost větru:	$v_{m(z)} = C_{r(z)} \cdot C_{0(z)} \cdot v_b$		
součinitel turbulence:	$k_l =$	1.0	
intenzita turbulence:	$I_{v(z)} = k_l / [C_{0(z)} \cdot \ln(z/z_0)]$		
měrná hmotnost vzduchu:	$\rho =$	1.25	kg/m <sup>3</sup>
základní dynamický tlak větru:	$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2$		
maximální dynamický tlak:	$q_{p(z)} = [1 + 7I_{v(z)}] \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot v_{m(z)}^2$		
součinitel expozice:	$C_e = q_{p(z)} / q_b$		

**A) Síly v příčném směru mostu (vítr zleva = vítr zprava)**

a) Nezatížený most (dopravou) v provozním stavu

poměr šířky mostu k vzdorující výšce:

$$b/d_{\text{tot,pn}}$$

souč. síly bez vlivu proudění kolem volných konců:

$$C_{f,x,0} = 2.20$$

souč. síly pro zatížení větrem ve směru x:

$$C_{f,x} = C_{f,x,0}$$

součinitel zatížení větrem:

$$C = C_e \cdot C_{f,x}$$

síla od větru ve směru x (pro  $v_b=25$  m/s):

$$w_{w,x} = 1.79 \quad \text{kN/m}^2$$

b) zatížený most (dopravou) v provozním stavu

poměr šířky mostu k vzdorující výšce:

$$b/d_{\text{tot,pd}}$$

souč. síly bez vlivu proudění kolem volných konců:

$$C_{f,x,0} = 2.30$$

souč. síly pro zatížení větrem ve směru x:

$$C_{f,x} = C_{f,x,0}$$

součinitel zatížení větrem:

$$C = C_e \cdot C_{f,x}$$

síla od větru ve směru x (pro  $v_b=25$  m/s):

$$w_{w,x} = 1.87 \quad \text{kN/m}^2$$

**B) Síly podélném směru mostu (vítr ve směru brzdných a rozjezdových sil)**

a) Nezatížený most (dopravou) v provozním stavu

$$q_{w,y,pn} = 0.03 \quad \text{kN/m}^2$$

b) Zatížený most (dopravou) v provozním stavu

$$q_{w,y,pn} = 0.11 \quad \text{kN/m}^2$$

**C) Síly ve svislém směru mostu (vítr nahoru/sání a dolů/tlak)**

součinitel sil

$$C_{f,z} = 0.90$$

výška vzdorující větru (výška nosné konstrukce)

$$d_{\text{dot}}$$

součinitel zatížení větrem:

$$C = C_e \cdot C_{f,z}$$

síla od větru ve směru z (pro  $v_b=25$  m/s):

$$w_{w,z} = 0.73 \quad \text{kN/m}^2$$

**D) Síly ve směru x na PHS – příčný směr (vítr zleva = vítr zprava)**

základní rychlost větru:

$$v_b = 25.0 \quad \text{m/s}$$

parametr drsnosti terénu (terén kategorie II):

$$z_0 = 0.05 \quad \text{m}$$

parametr drsnosti terénu pro kategorii terénu II:

$$z_{0,II} = 0.05 \quad \text{m}$$

součinitel terénu, závisící na  $z_0$ :

$$k_r = 0.19 \cdot (z_0/z_{0,II})^{0.07}$$

součinitel drsnosti terénu:

$$C_{r(z)} = k_r \cdot \ln(z/z_0)$$

součinitel orografie:

$$C_0(z) = 1.0$$

střední rychlost větru:

$$v_m(z) = C_{r(z)} \cdot C_0(z) \cdot v_b$$

součinitel turbulence:

$$k_l = 1.0$$

intenzita turbulence:

$$I_v(z) = k_l / [C_0(z) \cdot \ln(z/z_0)]$$

měrná hmotnost vzduchu:

$$\rho = 1.25 \quad \text{kg/m}^3$$

základní dynamický tlak větru:

$$q_b = 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2$$

maximální dynamický tlak:

$$q_{p(z)} = [1 + 7I_v(z)] \cdot 0.5 \cdot \rho \cdot v_m(z)^2$$

výška PHS

$$h = 3.5 \quad 3.5 \quad \text{m}$$

délka PHS

$$l > 10 \quad 10 \quad \text{m}$$

$$l/h > 10 \quad 10$$

oblast půdobení větru

D

průměrný součinitel tlaku

$$C_{p,\text{net}} = 1.20 \quad 1.20$$

tlak větru na povrch PHS

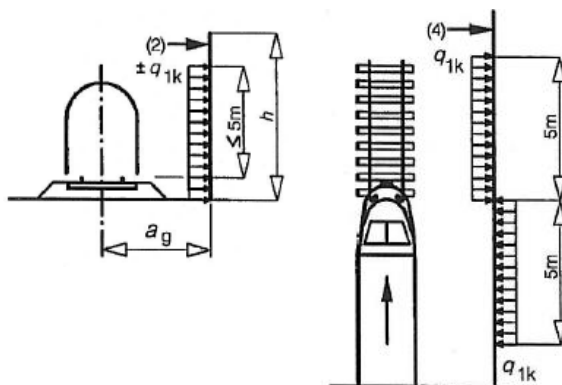
$$w_e = q_{p(z)} \cdot C_{p,\text{net}} = 0.98 \quad 1.02 \quad \text{kN/m}^2$$

zatížení větrem v patě PHS

$$h \cdot w_e = 3.42 \quad 3.56 \quad \text{kN/m}$$



## E) Aerodynamická zatížení od projíždějících vlaků na PHS



Uvažovaná vzdálenost

 $a_g = 3$  m

Uvažovaná rychlost

 $v = 160$  km/hod

Charakteristická hodnota zatížení pro uvažovanou vzdálenost a rychlost

 $\pm q_{1k} = 0.3$  kN/m<sup>2</sup>

Neuvažuje se zvýšení součinitelem pro krátké stěny

Dynamický součinitel se uvažuje hodnotou

 $\delta = 2$ 

Charakteristická hodnota zatížení celkem

 $q_{1k} = 0.6$  kN/m<sup>2</sup>

Charakteristická hodnota zatížení celkem

 $q_{1k} = -0.6$  kN/m<sup>2</sup>

Uvažuje se pouze tlaková (nepříznivá) složka zatížení

 $q_{1k} = 2.1$  kN/m

## 8.2.3. Zatížení sněhem

Neuvažuje se, není rozhodující zatížení.

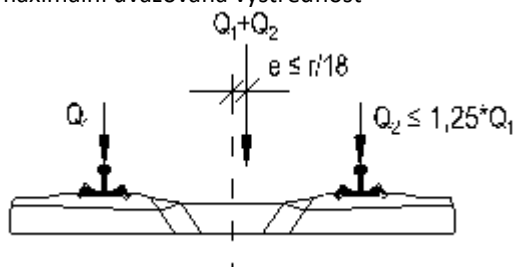
## 8.3. Nahodilá krátkodobá zatížení – dopravou

Excentricita svislých zatížení a poloha koleje na mostě:

Vzdálenost kolejnic

 $r = 1.5$  m

maximální uvažovaná výstřednost

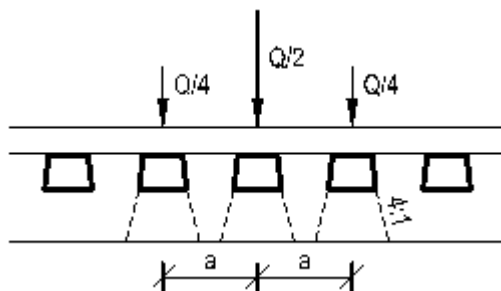
 $e = r/18 = 0.083$  m

POZN: Změna polohy kolejí na mostě vysokorychlostní trati se neuvažuje.

Roznos kolového zatížení kolejnicí, prahcem a kolejovým ložem:

Rozdělení prahců

0.6 m

Použití klasifikačního a dynamického součinitele:

klasifikační součinitel zohledňující železniční dopravu

 $\alpha = 1.21$ 

pro posouzení pohody cestujících

 $\alpha = 1.00$ 

## Statický výpočet

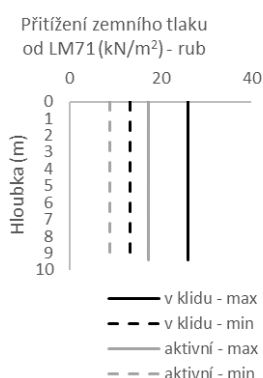
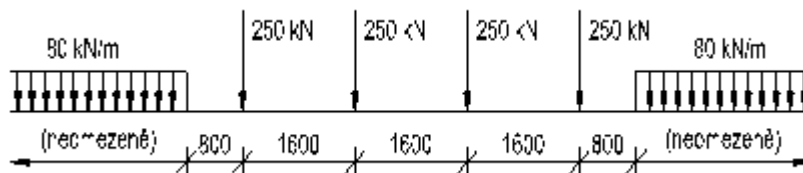
**8.3.1. Dynamické součinitele při statické analýze**

Náhradní délka:  $L_{\phi} = 13.6 \text{ m}$

Dynamický součinitel – pro standardně udržovanou kolej:  $\phi_3 = 1.35$

**8.3.2. Model zatížení LM71**

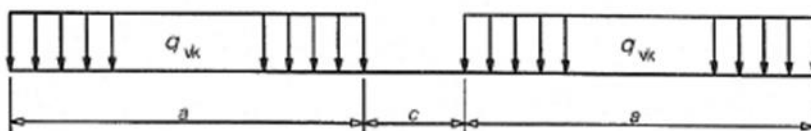
Uvažuje se jako pohyblivé zatížení.

**8.3.3. Model zatížení SW/0**

Neuvažuje se, jedno otvorový most.

**8.3.4. Model zatížení SW/2**

Uvažuje se zatížení těžkou nákladní dopravou.



Model zatížení	$q_{vk}$ [kN/m]	$a$ [m]	$c$ [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Přetížení zemního tlaku zatížením SW/2 je přibližně stejné jako maximální pro LM71.

**8.3.5. Nezatížený vlak**

Neuvažuje se, konstrukce není náchylná na ztrátu stability překlopením od větru.

**8.3.6. Vodorovné zatížení dopravou****8.3.6.1. Odstředivé síly**

Odstředivé síly působí vodorovně ven z oblouku, ve výšce 1.8 m nad pojížděným povrchem (zvýšená hodnota se neuvažuje). Koleje na mostě jsou v přímé, neuvažuje se.

### 8.3.6.2. Brzdné a rozjezdové síly

Rozjezdové a brzdné síly působí v úrovni temene kolejnic v podélném směru koleje.

charakteristická hodnota rozjezdové síly  $q_{lak} = 33.00 \text{ kN/m}$

charakteristická hodnota brzdné síly  $q_{lak} = 20.00 \text{ kN/m}$

### 8.3.6.3. Boční ráz

Osamělá síla, působící vodorovně v úrovni temene kolejnice, kolmo na osu koleje.

charakteristická hodnota bočního rázu  $Q_{sk} = 100 \text{ kN}$

### 8.3.6.4. Užité zatížení drážní stezky

Neuvažuje se, není rozhodující zatížení.

### 8.3.6.5. Zatížení na zábradlí

Neuvažuje se, není rozhodující zatížení.

## 8.4. Mimořádná zatížení

### 8.4.1.1. Vykolejení vlaku na mostě

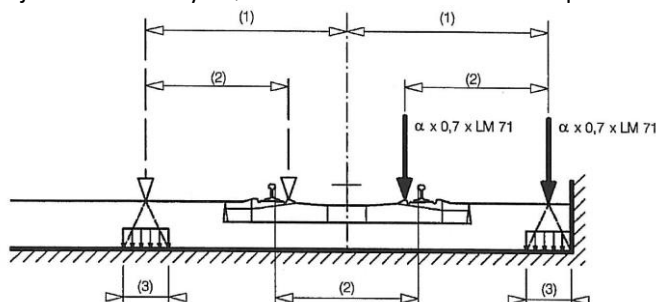
Uvažuje se pouze pro stanovení mezí pevnosti nebo stability konstrukce jako celku, menší nosné prvky se nemusí na toto zatížení navrhovat. Pro návrhové situace I a II se mají jiná zatížení železniční dopravou zanedbat.

#### Návrhová situace I

Vykolejené vozidlo zůstává na mostě, zachycené v prostoru koleje.

Nesmí dojít k zřícení hlavní nosné konstrukce, místní poškození je povoleno.

Uvažují se osamělé síly  $QA_{1d}$  a rovnoměrné zatížení  $qA_{1d}$ .



(1) maximálně 1.5-krát rozchod koleje (2) nebo méně, pokud je tam stěna

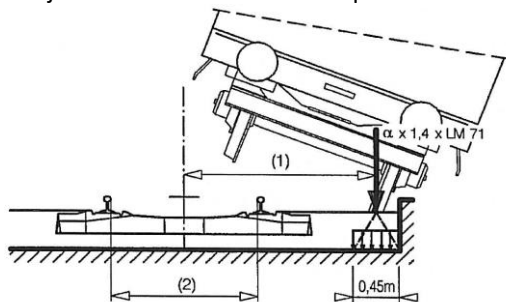
(3) pro mosty s kolejovým ložem působí osamělé síly na čtvercové ploše o straně (3) délky 450 mm, na horním povrchu NK

#### Návrhová situace II

Vykolejené vozidlo zůstává na mostě a zatěžuje pouze okraj nosné konstrukce.

Nesmí dojít k zřícení nebo převrácení hlavní nosné konstrukce.

Uvažuje se rovnoměrné zatížení  $qA_{2d} = \alpha \cdot 1.4 \cdot LM_{71}$  v maximální celkové délce 20 m.



(1) zatížení působí na okraji konstrukce

**8.4.1.2. Náraz do konstrukce spodní stavby**

S ohledem na typ mostu se neposuzuje.

**8.4.1.3. Zatížení pro posouzení únavy**

Pro posouzení únavy je uvažován model zatížení LM71.

**9. KOMBINACE**

Mezní stav EQU se neposuzuje. Jedná se integrovaný polorámový most, hlubinně založený.

**9.1. Sestavy zatížení**

- vícekolejný most
- jednootvorový most – zatížení modelem SW0 neuvažují
- uvažuje se model zatížení SW/2
- neuvažuje se nezatížený vlak, konstrukce není náchylná k překlopení
- zatížení větrem se nemusí kombinovat se setavami gr13, gr23, gr16, gr17, gr26, gr27 a SW/2 - uvažuje se na stranu bezpečnou
- zatížení větrem se nemusí kombinovat s mimořádným zatížením

Sestavy zatížení			Svislé síly			Vodorovné síly		
Zatížený ch kolejí	Sestava	Zatížená kolej	LM71 (SW/0)	SW/2	nezatížený vlak	Rozjezd a brždění	Odstředivé síly	Boční ráz
1	gr11	T1	1			1 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>
1	gr12	T1	1			0.5 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>
1	gr13	T1	1 <sup>(4)</sup>			1	0.5 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>
1	gr14	T1	1 <sup>(4)</sup>			0.5 <sup>(5)</sup>	1	1
1	gr15	T1			1		1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>
1	gr16	T1		1		1	0.5 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>
1	gr17	T1		1		0.5 <sup>(5)</sup>	1	1
2	gr21	T1	1			1 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>
		T2	1			1 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>
2	gr22	T1	1			0.5 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>
		T2	1			0.5 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>
2	gr23	T1	1 <sup>(4)</sup>			1	0.5 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>
		T2	1 <sup>(4)</sup>			1	0.5 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>
2	gr24	T1	1 <sup>(4)</sup>			0.5 <sup>(5)</sup>	1	1
		T2	1 <sup>(4)</sup>			0.5 <sup>(5)</sup>	1	1
2	gr26	T1		1		1	0.5 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>
		T2	1			1	0.5 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>
2	gr27	T1		1		0.5 <sup>(5)</sup>	1	1
		T2	1			0.5 <sup>(5)</sup>	1	1
3	gr31	Ti	0.75			0.75 <sup>(5)</sup>	0.75 <sup>(5)</sup>	0.75 <sup>(5)</sup>

(4) při příznivém účinku se může redukovat na 0.5 nebo 0

(5) při příznivém účinku se musí uvažovat 0

Dominantní zatížení

## 9.2. Součinitelé zatížení a kombinace

Stálé zatížení:  $\gamma_{Q, \text{sup}} = 1.35, \gamma_{Q, \text{inf}} = 1.00$

LM71:  $\gamma_Q = 1.45, \psi_0 = 0.80, \alpha = 1.21, \alpha_f = 1.00$  (únava a zatížitelnost)

SW/2:  $\gamma_Q = 1.20, \psi_0 = 0.80$

Odstředivé síly, brzdné a rozjezdové síly, boční ráz: dle svislého zatížení dopravou

Teplota:  $\gamma_Q = 1.50, \psi_0 = 0.60, \psi_2 = 0.50$

Vítr:  $\gamma_Q = 1.50, \psi_0 = 0.75$

Revizní:  $\gamma_Q = 1.50, \psi_0 = 0.80$

## 9.3. Kombinace dle návrhových situací

Kombinace zatížení pro mezní stav únosnosti (MSÚ):

Kombinace zatížení pro trvalé a dočasné návrhové situace (STR a GEO):

$$\sum(\gamma_{G,j} * G_{k,j}) + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum(\gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * G_{k,i})$$

Kombinace zatížení pro mimořádné návrhové situace (MSÚ):

$$\sum(G_{k,j}) + A_d + (\psi_{1,1} \text{ nebo } \psi_{2,1}) * Q_{k,1} + \sum(\psi_{2,i} * G_{k,i}) \quad \text{kde } A_d = \text{mimořádné zatížení}$$

POZN: Kombinace zatížení pro seizmické návrhové situace se neuvažuje.

Kombinace zatížení pro mezní stav použitelnosti (MSP):

Charakteristická kombinace:

$$\sum(G_{k,j}) + Q_{k,1} + \sum(\psi_{0,i} * G_{k,i})$$

Kvazistálá kombinace:

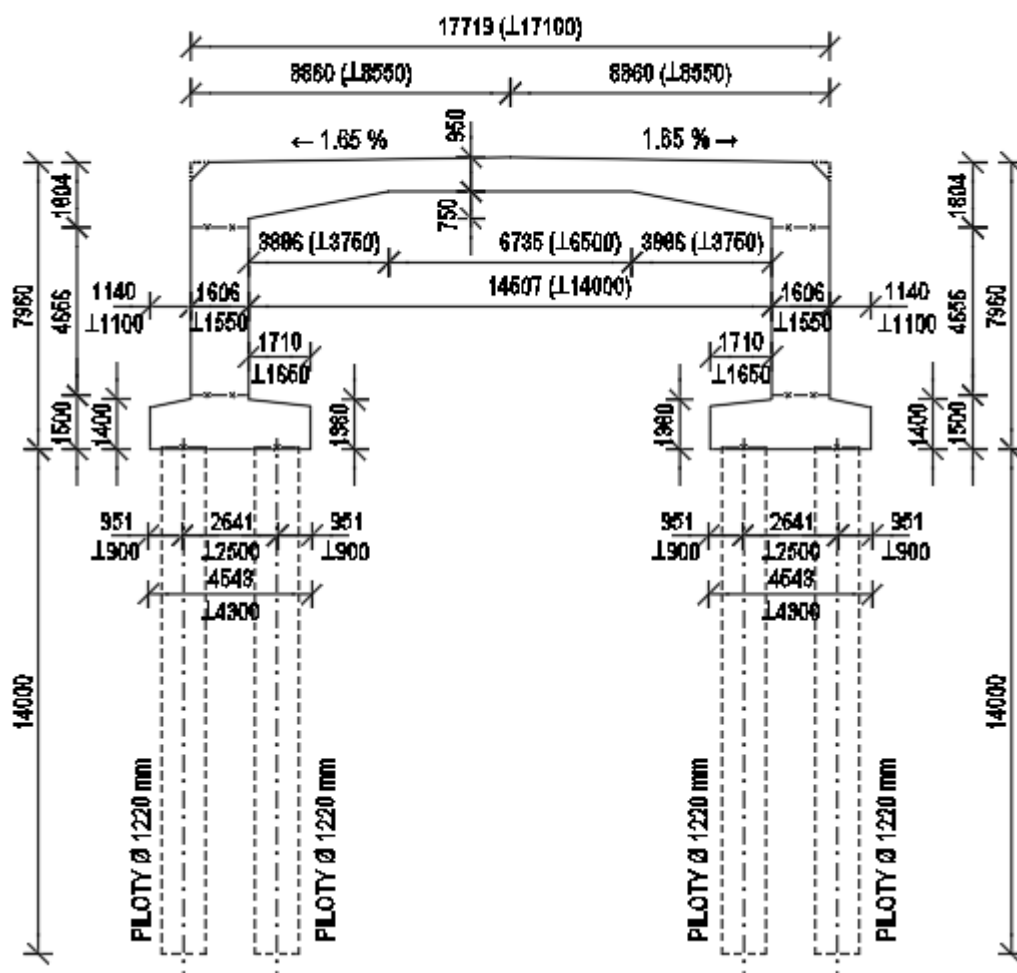
$$\sum(G_{k,j}) + \sum(\psi_{2,i} * G_{k,i})$$

Kombinace pro návrhové situace		Stálá zatížení $G_d$		Mimořádné zatížení $A_d$	Proměnná zatížení $Q_d$	
		nepříznivá	příznivá		hlavní	vedlejší
MSÚ	trvalá a	$\sum(\gamma_{G,j,\text{sup}} * G_{k,j})$	$\sum(\gamma_{G,j,\text{inf}} * G_{k,j})$		$\gamma_{Q,1} * Q_{k,1}$	$\sum(\gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * G_{k,i})$
	mimořádná	$\sum(G_{k,j})$		$A_d$	$(\psi_{1,1} \text{ nebo } \psi_{2,1}) * Q_{k,1}$	$\sum(\psi_{2,i} * G_{k,i})$
MSP	charakteristická	$\sum(G_{k,j})$			$Q_{k,1}$	$\sum(\psi_{0,i} * G_{k,i})$
	kvazistálá	$\sum(G_{k,j})$			$\sum(\psi_{2,i} * G_{k,i})$	

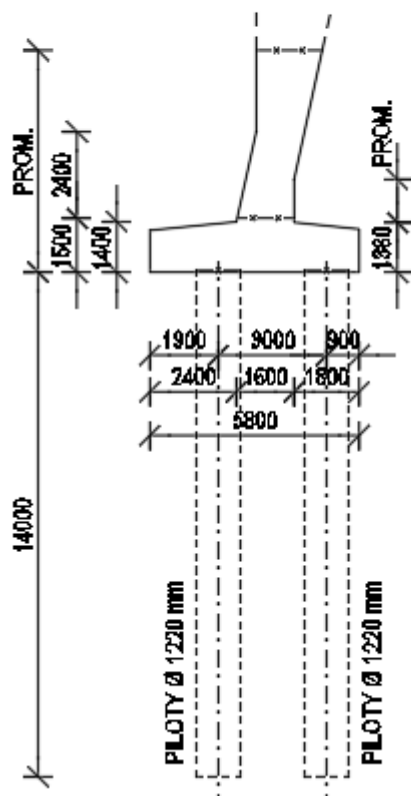
Konstrukce mostu s poddajným založením a opěrami, je zatížena v různých směrech, čímž jsou ovlivněny deformace a průběhy vnitřních sil. Pro zatlačení opěr do prostoru pod mostem je rozhodující zvýšený aktivní zemní tlak, způsobený cyklickým dohutňováním zásypu vlivem teplotních účinků, tj. při vodorovných pohybech opěry dochází k propadávání jemných částic zeminy k rubu a tím i k časovému nárůstu zemního tlaku. Ve svislém směru je dominantní zatížení dopravou. S ohledem na šikmost mostu a působení zemního tlaku dochází k půdorysnému kroucení mostu a s ohledem na jednostranná rovnoběžná křídla i k příčné deformaci.

### 10.1. Schéma posuzované konstrukce

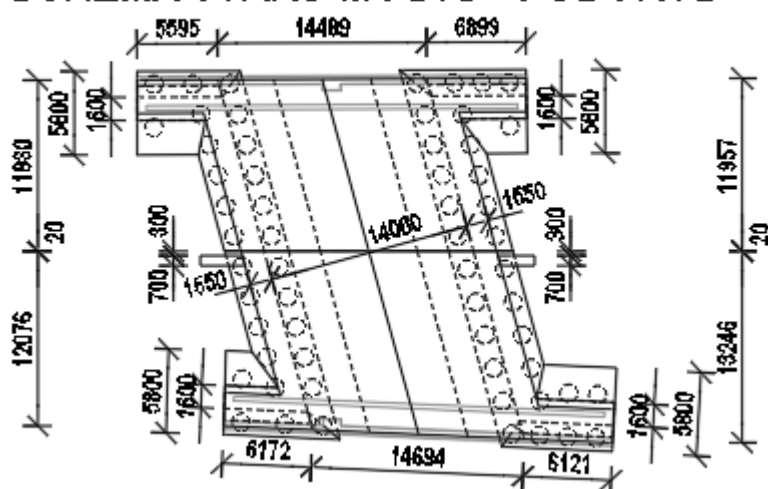
### SCHÉMA TVARU MOSTU - PODÉLNÝ ŘEZ



## SCHÉMA TVARU KŘÍDLA - TYPICKÝ ŘEZ



## SCHÉMA TVARU MOSTU - PŮDORYS



## 10.2. Únosnost pilot

Maximální normálová síla v pilotě v MSÚ:

Maximální tlaková síla v pilotě  $N_{ext} = 3591,05 \text{ kN}$

Svislá únosnost osamělé piloty byla získána výpočtem v modulu Pilota, programu GEO5 následovně:

Dle vrtu J1 - 14 m pilota  $R_c = 3307,70 \text{ kN}$

**Dle vrtu J2 - 14 m pilota  $R_c = 3098,46 \text{ kN}$**

Únosnost náhradního zemního hranolu dle Masopusta:

Uvažuje se idealizovaný hranol ze soudržné zeminy.

Náhradní rozměry hranolu  $b_x = 3,85 \text{ m}$

$b_y = 24,80 \text{ m}$

průměrná totální soudržnost po délce piloty  $c_{us} = 55 \text{ kPa}$

totální soudržnost v patě piloty  $c_{ub} = 140 \text{ kPa}$

idealizovaná délka hranolu  $l = 14 \text{ m}$

součinitel únosnosti pro skupinu pilot  $N_{cg} = 9,61$

Únosnost zemního hranolu na pilotu  $R_g = 86299,5 \text{ kN}$

počet pilot ve skupině  $n = 24$

**Účinnost skupiny pilot  $n_g = R_g / (n \cdot R_{c,min}) = 1,16$**

POZN: Součinitel účinnosti skupiny pilot je aplikován stejný na přední i zadní řadu pilot.

Vyhodnocení únosnosti pilot:

Maximální tlaková síla v pilotě  $N_{ext} < n_g \cdot R_{c,min} = 3595,81 \text{ kN/pilotu}$

vyhoví

Protože prodloužení pilot z modelovaných 12,0 m na výsledné 14,0 m nemá z hlediska deformací a rozložení vnitřních nepříznivý vliv, není tato úprava zohledněna ve výpočetním modelu a uvažuje se pouze vyhodnocení svislé únosnosti pilot.

### Zatížitelnost

Maximální tlaková síla v pilotě od LM71  $N_{Ed,LM71} = 2801 \text{ kNm}$

Maximální tlaková síla v pilotě od ostatních zatížení  $N_{Ed,OST} = 612 \text{ kNm}$

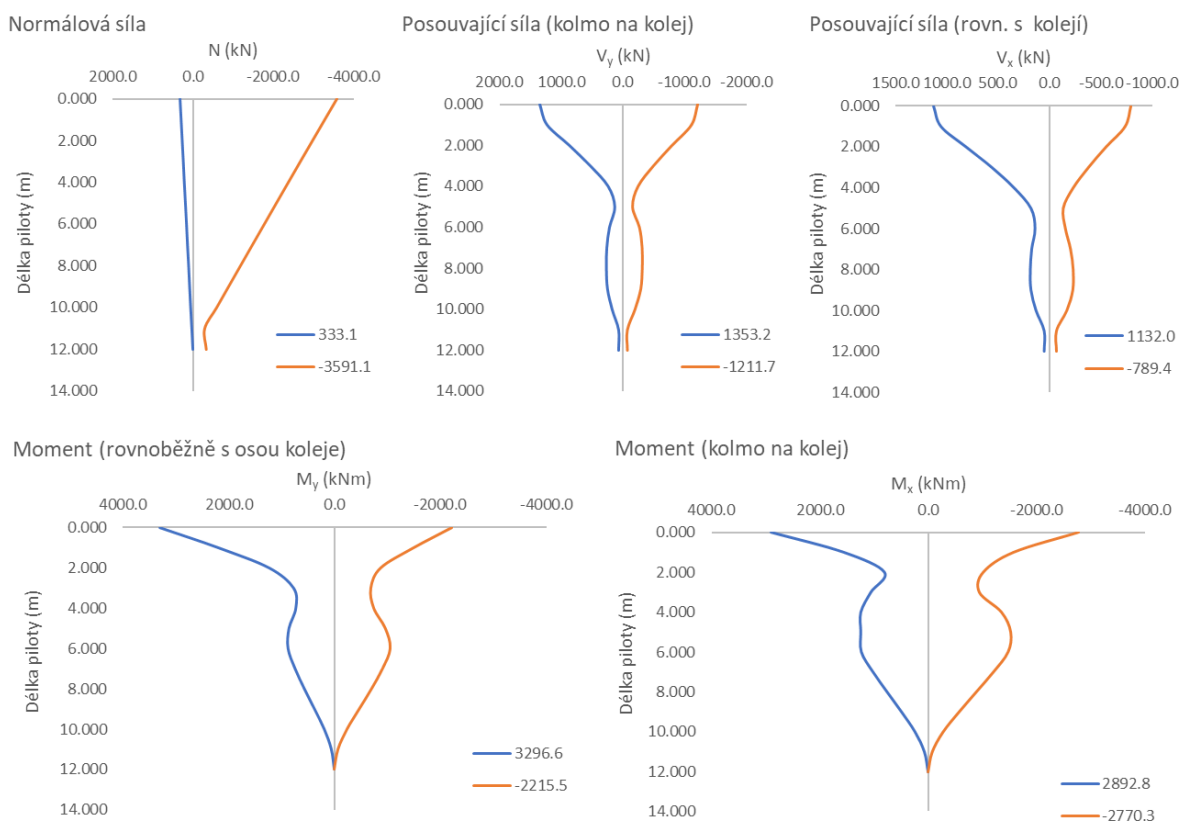
$$Z_{LM71} = \left( R_d - \sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i} \right) / E_{LM71,Ed}$$

Pro svislou únosnost piloty  $Z_{LM71} = 1,29$



## 10.3. Posouzení výztuže pilot

Celkové obálky vnitřních sil v MSÚ z výpočetních modelů s uvažováním horní a dolní meze tuhosti zásypu:



	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>x</sub> (kNm)
<b>N<sub>max</sub></b>	<b>333</b>	142	200	920	17
<b>N<sub>min</sub></b>	<b>-3591</b>	589	416	868	684
<b>V<sub>y,max</sub></b>	-2900	<b>1353</b>	-10	631	2796
<b>V<sub>y,min</sub></b>	-2227	<b>-1212</b>	4	-648	-2738
<b>V<sub>z,max</sub></b>	-1878	190	<b>1132</b>	3290	478
<b>V<sub>z,min</sub></b>	-2123	-727	<b>-789</b>	-2092	-1559
<b>M<sub>y,max</sub></b>	-1982	188	1110	<b>3297</b>	445
<b>M<sub>y,min</sub></b>	-985	46	-760	<b>-2216</b>	-36
<b>M<sub>z,max</sub></b>	-2845	1348	-9	631	<b>2893</b>
<b>M<sub>z,min</sub></b>	-2114	-1204	-7	-685	<b>-2770</b>

Obálky vnitřních sil v MSÚ z výpočetních modelů s uvažováním horní a dolní meze tuhosti zásypu, pro výpočet zatížitelnosti, tedy od Ostatních zatížení a od svislého zatížení LM71 vč. dynamického součinitele:

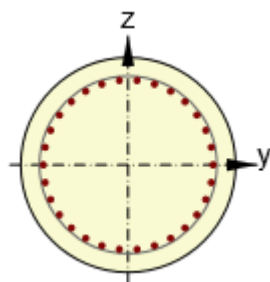
	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>x</sub> (kNm)
<b>N<sub>max</sub></b>	<b>-10</b>	-10	-7	-7	-10
<b>N<sub>min</sub></b>	<b>-2802</b>	287	329	650	163
<b>V<sub>y,max</sub></b>	-2568	<b>973</b>	-95	418	1949
<b>V<sub>y,min</sub></b>	-2045	<b>-909</b>	68	-455	-1975
<b>V<sub>z,max</sub></b>	-1548	170	<b>757</b>	2307	501
<b>V<sub>z,min</sub></b>	-1886	-596	<b>-547</b>	-1539	-1334
<b>M<sub>y,max</sub></b>	-1574	171	740	<b>2310</b>	499
<b>M<sub>y,min</sub></b>	-1886	-596	-547	<b>-1539</b>	-1334
<b>M<sub>z,max</sub></b>	-2503	973	-84	455	<b>1972</b>
<b>M<sub>z,min</sub></b>	-1986	-907	62	-484	<b>-1992</b>

	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>x</sub> (kNm)
<b>N<sub>max</sub></b>	<b>361</b>	75	18	53	96
<b>N<sub>min</sub></b>	<b>-745</b>	30	218	636	-51
<b>V<sub>y,max</sub></b>	-275	<b>303</b>	73	191	638
<b>V<sub>y,min</sub></b>	-147	<b>-241</b>	-55	-172	-568
<b>V<sub>z,max</sub></b>	-268	16	<b>305</b>	804	-18
<b>V<sub>z,min</sub></b>	-73	44	<b>-227</b>	-591	142
<b>M<sub>y,max</sub></b>	-331	13	304	<b>807</b>	-45
<b>M<sub>y,min</sub></b>	-111	46	-227	<b>-593</b>	159
<b>M<sub>z,max</sub></b>	-281	299	63	153	<b>678</b>
<b>M<sub>z,min</sub></b>	-132	-236	-55	-169	<b>-580</b>

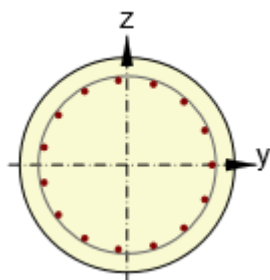
Návrh a posouzení výztuže pilot:

S ohledem na geologické podmínky není, na stranu bezpečnou, uvážen pro posouzení výztuže pilot vliv tlakové normálové síly. Tím je uvážena přijatelná rezerva v návrhu, s ohledem na nejistoty výpočetního modelu při vystižení základových podmínek. Protože piloty budou prováděny v měkkých zeminách, bez použití výpažnice pod dokončení, uvažuje se zvětšené krytí betonářské výztuže (po výpažnici) 70 mm.

Návrh výztuže je proveden při splnění konstrukčních zásad pro minimální průměr prutu, maximální vzdálenost vložek a minimální stupeň vyztužení piloty. Moment únosnosti piloty byl stanoven programem IdeaStatica pro N+M a únosnost ve smyku byla stanovena dle požadavků normy ČSN EN 1992-1-1 jako  $V_{Rd} = \max(V_{Rd,c}; \min(V_{Rd,max}; V_{Rd,s}))$ , pro následující parametry:

**Hlava piloty**

Průměr piloty	D =	1,22	m	
Charakteristická pevnost betonu v tlaku	$f_{ck} =$	25	MPa	
Charakteristická pevnost výztuže	$f_{yk} =$	500	MPa	
Tloušťka výpažnice	t =	10	mm	
Krytí výztuže k výpažnici	c =	70	mm	
Návrh ohybové výztuže	$\phi =$	28	mm	
	n =	32	ks	
Návrh smykové výztuže	$\phi =$	12	mm	
	a =	50	mm	
Únosnost průřezu v ohybu:	$M_{Rd} =$	3534	kNm	
		$M_{Ed} < M_{Rd}$		vyhoví
Únosnost průřezu ve smyku:	$V_{Rd} =$	1987	kN	
		$V_{Ed} < V_{Rd}$		vyhoví

**Odstupňování ohybové a smykové výztuže po délce piloty, při uvážení kotevní délky a průběhu vnitřních sil**

v 1/4 délky (v 4 m) piloty je možné ukončit polovinu prutů ohybové výztuže  
v 1/5 délky (v 3 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 100 mm  
v 1/4 délky (v 4 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 150 mm  
v 3/4 délky (v 10 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 250 mm

**Zatížitelnost**

Výsledný ohybový moment od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	2363	kNm
Výsledná posouvající síla od ostatních zatížení	$V_{Ed,OST} =$	978	kN
Výsledný ohybový moment od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	808	kNm
Výsledná posouvající síla od LM71	$V_{Ed,LM71} =$	312	kN

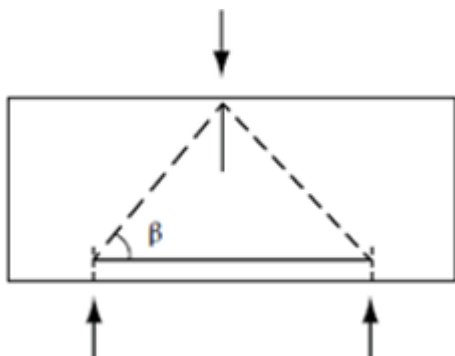
$$Z_{LM71} = \left( R_d - \sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i} \right) / E_{LM71,Ed}$$

Pro ohyb  $Z_{LM71} = 1,45$

Pro smyk  $Z_{LM71} = 3,23$

#### 10.4. Spodní výztuž základu

Protože základ je poměrně krátký a masivní, na dvou řadách ne příliš vzdálených pilot, je spodní výztuž základu navržena dle metody náhradní příhradoviny.



Pro výztuž v hlavním nosném směru se uvažuje maximální tlaková síla přední nebo zadní piloty a pro výztuž ve vedlejším nosném směru se uvažuje min. 25% výztuže v hlavním nosném směru:

Vzdálenost pilot (uvažuje se maximální v místě křídel)	X =	3,0	m
Výška základu	H =	1,4	m
Sklon diagonály	$\beta \approx \arctg((0,9 \cdot H)/(X/2)) = 40,0^\circ$		
Síla ve vzpěře (tlak)	$N_{Ed,tlak} = N/\sin\beta =$	-5794	kN << $V_{Rd,max}$
Síla v táhlu (tah)	$N_{Ed,tah} = N/\cos\beta =$	4576	kN
Min. požadovaná výztuž - hlavní	$A_{s,min} = N_{Ed,tah}/f_{yd} =$	10525	mm <sup>2</sup>
Návrh hlavní ohybové výztuže	$\phi =$	32	mm
	a =	150	mm
	$A_s =$	12868	mm <sup>2</sup>
Min. požadovaná výztuž – vedlejší	$\max(0,25 \cdot A_{s,min}; 0,25 \cdot A_s) =$	3217	mm <sup>2</sup>
Návrh smykové výztuže	$\phi =$	22	mm
	a =	150	mm
	$A_s =$	6082	mm <sup>2</sup>

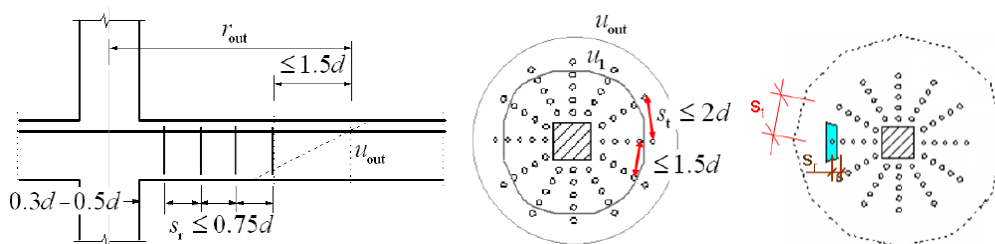
#### Zatížitelnost

Maximální dovolená síla v pilotě	$N_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot \cos\beta =$	4391	kN
Maximální normálová síla od ostatních zatížení	$N_{Ed,OST} =$	2802	kN
Maximální normálová síla od LM71	$N_{Ed,LM71} =$	612	kN

$$Z_{LM71} = \left( R_d - \sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i} \right) / E_{LM71,Ed}$$

Pro spodní výztuž v hlavním směru  $Z_{LM71} = 2,60$

## 10.5. Smyková výztuž základu



## 1. kontrolní obvod – ověření tlakové diagonály (po obvodu piloty)

návrhová hodnota smykové síly  $V_{Ed,u0} = 1.115$  MPa <  $V_{Rd} = 3.600$  MPa **vyhoví**

2. kontrolní obvod – ověření zakotvení výztuže na protlačení (ve vzdálenosti  $2*d$  od piloty)

návrhová hodnota smykové síly  $V_{Ed,u1} = 0.364$  MPa <  $V_{Rd} = 0.554$  MPa **vyhoví**

3. kontrolní obvod – ověření pro únosnost bez smykové výztuže (obvod  $u1 = 2*d$ )

návrhová hodnota smykové síly  $V_{Ed,u1} > V_{Rd,c} = 0.326$  MPa **nutná výztuž**

## 4. kontrolní obvod – návrh smykové výztuže

navržená vzdálenost spon od piloty  $d = 0.590$  m

navržená vzdálenost řad spon za sebou  $s_r = 0.150$  m

Návrh ohybové výztuže  $\phi = 16$  mm v počtu  $n = 5$  ks

návrhová hodnota smykové síly  $V_{Ed,u} = 0.567$  MPa <  $V_{Rd,cs} = 0.763$  MPa **vyhoví**

Protože protlačení pilot je omezeno blízkou polohou stěny a do kontrolního obvodu lze započítat i výztuž v lící hraně základu, je mezi pilotami navržena pouze doplňující smyková výztuž, což odpovídá dle konstrukčních zásad min. 4 stříhům. Protlačení méně namáhaných zadních pilot je omezeno dřikem stěn a křídel, doplňující výztuž se nenavrhuje.

## Zatížitelnost

návrhová hodnota smyk. síly v kontrolním obvodu od ostatních zatížení  $V_{Ed,OST} = 0.564$  MPa

návrhová hodnota smyk. síly v kontrolním obvodu od LM71  $V_{Ed,LM71} = 0.123$  MPa

$$Z_{LM71} = \left( R_d - \sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i} \right) / E_{LM71,Ed}$$

Pro výztuž na protlačení  $Z_{LM71} = 1,61$

## 10.6. Výztuž nosné konstrukce v MSÚ

Pro návrh výztuže jsou spočteny dimenzační hodnoty momentů, v obálkách vnitřních sil je tedy patrný vliv kroutících momentů a smykové deformace, zejména s ohledem na změny tloušťky průřezu.

$$m_{x,dim} = m_x + \operatorname{sgn}(m_x) |m_{xy}|$$

$$m_{y,dim} = m_y + \operatorname{sgn}(m_y) |m_{xy}|$$

S ohledem na šikmost mostu a předpokládané kladení výztuže, je uvažován vliv transformace složek momentů.

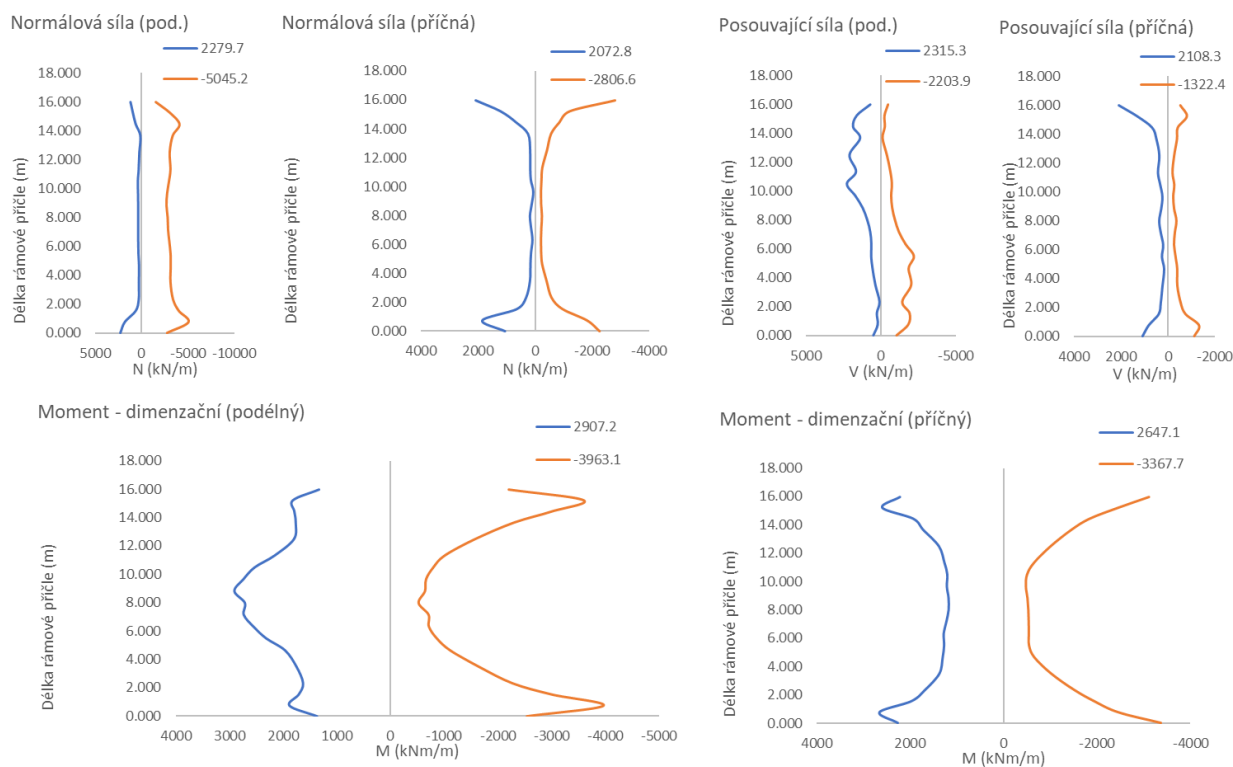
$$m_{x'} = m_x \cos^2 \alpha + m_y \sin^2 \alpha + m_{xy} \sin 2\alpha$$

$$m_{y'} = m_x \sin^2 \alpha + m_y \cos^2 \alpha + m_{xy} \sin 2\alpha$$

$$m_{x'y'} = m_{xy} \cos 2\alpha - \frac{1}{2}(m_x - m_y) \sin 2\alpha$$

Pro obálku vnitřních sil je provedena redukce ohybových momentů, s ohledem na generované špičky výpočetního modelu, vlivem teoretického idealizovaného podepření a tvaru konstrukce.

Celkové obálky vnitřních sil v MSÚ z výpočetních modelů s uvažováním horní a dolní meze tuhosti založení:



	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>2280</b>	-1861	-529	669	-1017	-1015
$F_{x,min}$	<b>-5045</b>	-1104	-1823	-642	-3722	976
$F_{y,max}$	-1340	<b>2073</b>	15	183	-442	-935
$F_{y,min}$	781	<b>-2807</b>	320	647	-954	-610
$V_{x,max}$	-1725	-36	<b>2315</b>	189	1897	485
$V_{x,min}$	-2811	-32	<b>-2204</b>	-179	1565	401
$V_{y,max}$	188	-697	396	<b>2108</b>	-1462	-1534
$V_{y,min}$	-1435	-887	-1083	<b>-1322</b>	-2763	563
$M_{x,max}$	-1264	0	669	-134	<b>2907</b>	761
$M_{x,min}$	-1454	-249	-1314	-368	<b>-3963</b>	-2058
$M_{y,max}$	-811	340	-465	-305	1029	<b>2647</b>
$M_{y,min}$	-1229	-663	81	335	-2538	<b>-3368</b>

Obálky vnitřních sil v MSÚ z výpočetních modelů s uvážením horní a dolní meze tuhosti zásypu, pro výpočet zatížitelnosti, tedy od Ostatních zatížení a od svislého zatížení LM71 vč. dynamického součinitele:

	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)		$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>2188</b>	-1614	-388	567	-861	-459	$F_{x,max}$	<b>163</b>	4	43	-18	-33	-27
$F_{x,min}$	<b>-3700</b>	-1084	-886	-549	-1800	921	$F_{x,min}$	<b>-1048</b>	-3	-500	26	-1243	-368
$F_{y,max}$	-1093	<b>1946</b>	-11	-102	425	-713	$F_{y,max}$	83	<b>241</b>	-40	15	104	143
$F_{y,min}$	904	<b>-2561</b>	206	586	-696	-175	$F_{y,min}$	-313	<b>-383</b>	-161	203	-521	-873
$V_{x,max}$	-2119	-64	<b>1408</b>	397	1451	440	$V_{x,max}$	-286	1	<b>846</b>	55	346	86
$V_{x,min}$	-2021	-62	<b>-1398</b>	-335	1388	403	$V_{x,min}$	-833	1	<b>-734</b>	-45	158	59
$V_{y,max}$	396	-443	139	<b>1584</b>	-897	-641	$V_{y,max}$	-491	7	288	<b>532</b>	-693	-256
$V_{y,min}$	376	-734	-120	<b>-862</b>	-190	511	$V_{y,min}$	-654	-115	-266	<b>-500</b>	-607	-236
$M_{x,max}$	-1694	-6	161	-86	<b>1763</b>	-365	$M_{x,max}$	-98	2	116	-61	<b>900</b>	240
$M_{x,min}$	-871	-92	-750	0	<b>-2045</b>	-1149	$M_{x,min}$	-356	80	525	32	<b>-1537</b>	-544
$M_{y,max}$	-189	286	29	-32	1494	<b>2508</b>	$M_{y,max}$	-206	-49	190	-26	-295	<b>421</b>
$M_{y,min}$	-447	-319	-149	88	-1151	<b>-1908</b>	$M_{y,min}$	-223	-355	83	66	-861	<b>-1102</b>

#### Návrh a posouzení výztuže:

S ohledem na geologické podmínky není, na stranu bezpečnou, uvážen pro posouzení výztuže vliv tlakové normálové síly. Tím je uvážena přijatelná rezerva v návrhu, s ohledem na nejistoty výpočetního modelu při vystižení základových podmínek. Návrh výztuže je proveden při splnění konstrukčních zásad pro maximální a minimální vzdálenost prutů, maximální a minimální stupeň vyztužení, maximální polohu neutrální osy a minimální využití výztuže.

#### Materiál:

Char. pevnost betonu v tlaku	$f_{ck} =$	30	MPa
Char. pevnost betonu v tahu	$f_{ctm} =$	2.9	MPa
	$f_{ctk0,05} =$	2	MPa
Char. pevnost výztuže	$f_{yk} =$	500	MPa
uvažovaná šířka	$b =$	1	m
Krytí výztuže	$c =$	55	mm

#### Nosná konstrukce – rámový roh, horní výztuž

výška průřezu ve vetknutí	$h =$	1.55	m		
Návrh podélné ohybové výztuže	$\phi =$	<b>2x32</b>	mm		
	$a =$	<b>150</b>	mm		
Návrh příčné ohybové výztuže	$\phi =$	<b>2x25</b>	mm		
	$a =$	<b>150</b>	mm		
Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} =$	<b>6254</b>	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	<b>vyhoví</b>
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} =$	<b>4018</b>	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	<b>vyhoví</b>

#### Nosná konstrukce – rámový roh, dolní výztuž

výška průřezu ve vetknutí	$h =$	1.55	m		
Návrh podélné ohybové výztuže	$\phi =$	<b>25</b>	mm		
	$a =$	<b>150</b>	mm		
Návrh příčné ohybové výztuže	$\phi =$	<b>2x22</b>	mm		
	$a =$	<b>150</b>	mm		
Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} =$	<b>2028</b>	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	<b>vyhoví</b>
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} =$	<b>3147</b>	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	<b>vyhoví</b>

#### Nosná konstrukce – pole (střed rozpětí), horní výztuž

výška průřezu ve vetknutí	$h =$	0.95	m		
Návrh podélné ohybové výztuže	$\phi =$	<b>25</b>	mm		
	$a =$	<b>150</b>	mm		
Návrh příčné ohybové výztuže	$\phi =$	<b>20</b>	mm		
	$a =$	<b>150</b>	mm		

Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} = 1177$	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} = 783$	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví

### Nosná konstrukce – pole (střed rozpětí), dolní výztuž

výška průřezu ve vetknutí	$h =$	0.95	m		
Návrh podélné ohybové výztuže	$\phi =$	2x32	mm		
	$a =$	150	mm		
Návrh příčné ohybové výztuže	$\phi =$	28	mm		
	$a =$	150	mm		
Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} =$	3443	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} =$	1496	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví

### Nosná konstrukce – smyková výztuž

Návrh smykové výztuže				$\phi =$	12	mm				
Průřez č.	h (m)	$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,max}$ (kN)		$d_{sw}$ (m)	n (ks)	s (m)	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Rd,max}$ (kN)	
roh	1.250	601.4	6225.1	nutná výztuž	0.012	6.7	0.30	2869.23	3824.54	vyhoví
pole	0.890	499.2	4324.3	nutná výztuž	0.012	6.7	0.15	3968.24	2644.73	vyhoví

**Volné okraje budou opatřeny lemovací výztuží, stykovanou s rozdělovací výztuží na délce min 2x tl. konstrukce.**

## Zatížitelnost

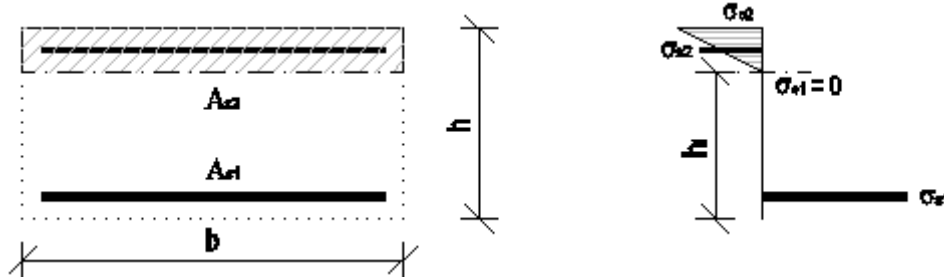
Maximální moment v rámovém rohu pro horní výztuž NK, příčný směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	-1833	kNm/m
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	-1102	kNm/m
Maximální moment v rámovém rohu pro horní výztuž NK, podélný směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	-2045	kNm/m
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	-1391	kNm/m
Maximální moment v rámovém rohu pro dolní výztuž NK, příčný směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	2480	kNm/m
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	-274	kNm/m
Maximální moment v rámovém rohu pro dolní výztuž NK, podélný směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	1530	kNm/m
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	334	kNm/m
Maximální posouvající síla v rámovém rohu			
od ostatních zatížení	$V_{Ed,OST} =$	1161	kN/m
od LM71	$V_{Ed,LM71} =$	734	kN/m
Maximální moment v poli pro horní výztuž NK, příčný směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	-362	kNm/m
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	-207	kNm/m
Maximální moment v poli pro horní výztuž NK, podélný směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	-555	kNm/m
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	-448	kNm/m
Maximální moment v poli pro dolní výztuž NK, příčný směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	824	kNm/m
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	346	kNm/m
Maximální moment v poli pro dolní výztuž NK, podélný směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	1758	kNm/m
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	900	kNm/m
Maximální posouvající síla v poli			
od ostatních zatížení	$V_{Ed,OST} =$	1214	kN/m
od LM71	$V_{Ed,LM71} =$	846	kN/m

$$Z_{LM71} = \left( R_d - \sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i} \right) / E_{LM71,Ed}$$

Pro horní výztuž rámového rohu NK, příčný směr	$Z_{LM71} = 1,98$
Pro horní výztuž rámového rohu NK, podélný směr	$Z_{LM71} = 3,03$
Pro dolní výztuž rámového rohu NK, příčný směr	$Z_{LM71} = >> 2,0$
Pro dolní výztuž rámového rohu NK, podélný směr	$Z_{LM71} = 1,49$
Pro smykovou výztuž rámového rohu NK	$Z_{LM71} = 2,33$
Pro horní výztuž v poli NK, příčný směr	$Z_{LM71} = 2,03$
Pro horní výztuž v poli NK, podélný směr	$Z_{LM71} = 1,39$
Pro dolní výztuž v poli NK, příčný směr	$Z_{LM71} = 1,94$
Pro dolní výztuž v poli NK, podélný směr	$Z_{LM71} = 1,87$
Pro smykovou výztuž v poli NK	$Z_{LM71} = 1,69$

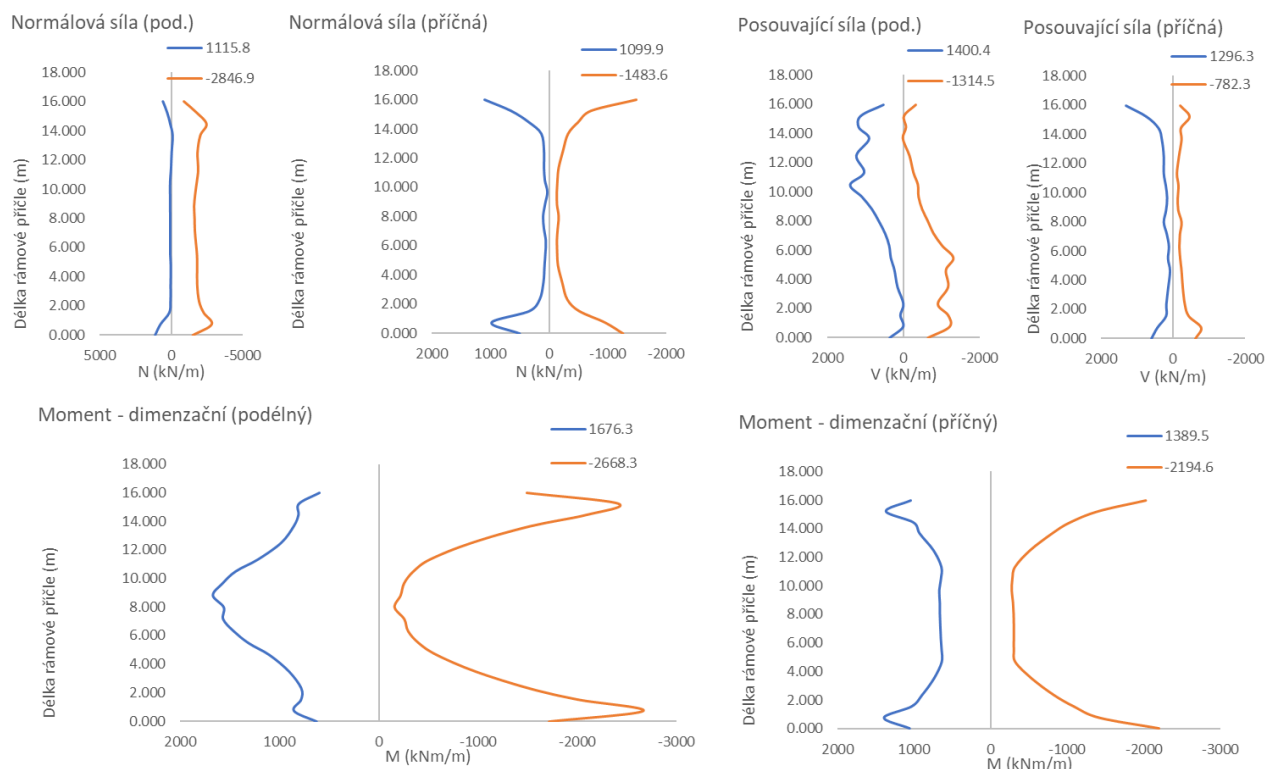
### 10.7. Výztuž nosné konstrukce v MSP – charakteristická

Pro posouzení jsou uvažovány stejné vstupní parametry jako v MSÚ. Posouzení je provedeno pro průřez s trhlinou, za vyloučeného působení betonu v tahu. S ohledem na zatížení mostu je nutné uvážit i vliv tahových vodorovných sil.



Posouzení je provedeno pro extrémní hodnoty charakteristických dimenzačních momentů, od charakteristické kombinace zatížení.



Celkové obálky vnitřních sil v MSP z výpočetních modelů s uvažováním horní a dolní meze tuhosti zásypu:

	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>1116</b>	-1063	-356	315	-759	-811
$F_{x,min}$	<b>-2847</b>	-570	-1118	-354	-2263	-622
$F_{y,max}$	-775	<b>1100</b>	19	163	-308	-586
$F_{y,min}$	297	<b>-1484</b>	197	444	-634	-482
$V_{x,max}$	-869	-13	<b>1400</b>	110	929	238
$V_{x,min}$	-1557	-11	<b>-1315</b>	-102	736	184
$V_{y,max}$	50	-429	285	<b>1296</b>	-1002	-1090
$V_{y,min}$	-1008	-470	-816	<b>-782</b>	-1993	-673
$M_{x,max}$	-742	1	420	-67	<b>1676</b>	438
$M_{x,min}$	-1036	-297	-947	-377	<b>-2668</b>	-1246
$M_{y,max}$	-533	226	-335	-196	-688	<b>1389</b>
$M_{y,min}$	-586	-497	112	126	-1716	<b>-2195</b>

Obálky vnitřních sil v MSP z výpočetních modelů s uvažováním horní a dolní meze tuhosti založení, pro výpočet zatížitelnosti, tedy od Ostatních zatížení a od svislého zatížení LM71 vč. dynamického součinitele:

	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>1065</b>	-927	-278	258	-653	-496
$F_{x,min}$	<b>-2104</b>	-559	-601	-302	-1202	437
$F_{y,max}$	-639	<b>1030</b>	5	6	184	-462
$F_{y,min}$	366	<b>-1347</b>	133	408	-463	-218
$V_{x,max}$	-1347	-34	<b>871</b>	237	840	267
$V_{x,min}$	-1318	-32	<b>-864</b>	-197	796	243
$V_{y,max}$	165	-289	143	<b>1007</b>	-617	-537
$V_{y,min}$	156	-418	-99	<b>-478</b>	-200	121
$M_{x,max}$	-1099	-3	89	-39	<b>1056</b>	-213
$M_{x,min}$	-630	-127	-552	-59	<b>-1408</b>	-726
$M_{y,max}$	-234	226	-91	-57	638	<b>1309</b>
$M_{y,min}$	-527	-136	-5	127	-930	<b>-1231</b>

	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>112</b>	3	29	-12	-22	-19
$F_{x,min}$	<b>-723</b>	-2	-345	18	-857	-254
$F_{y,max}$	57	<b>166</b>	-27	10	71	99
$F_{y,min}$	-216	<b>-264</b>	-111	140	-360	-602
$V_{x,max}$	-197	0	<b>583</b>	38	239	59
$V_{x,min}$	-574	1	<b>-506</b>	-31	109	41
$V_{y,max}$	-339	5	199	<b>367</b>	-478	-177
$V_{y,min}$	-451	-79	-184	<b>-345</b>	-418	-163
$M_{x,max}$	-67	1	80	-42	<b>621</b>	166
$M_{x,min}$	-246	55	362	22	<b>-1060</b>	-375
$M_{y,max}$	-142	-34	131	-18	-203	<b>290</b>
$M_{y,min}$	-154	-245	57	46	-594	<b>-760</b>

**Posouzení průřezu**

Posouzení pro v rámovém rohu:

$$\begin{aligned}\sigma_c &= -9.9 \text{ MPa} &< 0.6 \cdot f_{ck} &= -18.0 \text{ MPa} \\ \sigma_s &= 182.4 \text{ MPa} &< 0.8 \cdot f_{yk} &= 400.0 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Posouzení pro v poli:

$$\begin{aligned}\sigma_c &= -14.2 \text{ MPa} &< 0.6 \cdot f_{ck} &= -18.0 \text{ MPa} \\ \sigma_s &= 197.3 \text{ MPa} &< 0.8 \cdot f_{yk} &= 400.0 \text{ MPa}\end{aligned}$$

**Zatížitelnost**

Pro maximální moment v rámovém rohu od ostatního zatížení

$$\begin{aligned}\text{Napětí v betonu} & \quad \sigma_{Ed,OST} = -5,2 \text{ MPa} \\ \text{Napětí ve výztuži} & \quad \sigma_{Ed,OST} = 96,4 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Pro maximální moment v rámovém rohu od LM71

$$\begin{aligned}\text{Napětí v betonu} & \quad \sigma_{Ed,LM71} = -3,5 \text{ MPa} \\ \text{Napětí ve výztuži} & \quad \sigma_{Ed,LM71} = 65,7 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Pro maximální moment v poli od ostatního zatížení

$$\begin{aligned}\text{Napětí v betonu} & \quad \sigma_{Ed,OST} = -8,8 \text{ MPa} \\ \text{Napětí ve výztuži} & \quad \sigma_{Ed,OST} = 122,3 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Pro maximální moment v poli od LM71

$$\begin{aligned}\text{Napětí v betonu} & \quad \sigma_{Ed,LM71} = -5,3 \text{ MPa} \\ \text{Napětí ve výztuži} & \quad \sigma_{Ed,LM71} = 73,1 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$Z_{LM71} = \left( R_d - \sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i} \right) / E_{LM71,Ed}$$

$$\text{Pro výztuž v rámovém rohu} \quad Z_{LM71} = 3,61$$

$$\text{Pro výztuž v poli} \quad Z_{LM71} = 1,74$$

### 10.8. Výztuž nosné konstrukce – posouzení únavy

Pro posouzení jsou uvažovány stejné vstupní parametry jako v MSP. Posouzení je provedeno pro průřez s trhlinou, za vyloučeného působení betonu v tahu. Jako cyklické zatížení se uvažuje svislé zatížení LM71 na mostě.

Obálky vnitřních sil z výpočetních modelů s uvážením horní a dolní meze tuhosti zásypu, pro výpočet únavy od svislého zatížení LM71 na mostě vč. dynamického součinitele pro 1 a 2 zatížené koleje:

	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>100</b>	-29	-120	71	-100	-171
$F_{x,min}$	<b>-178</b>	-1	-394	-28	254	67
$F_{y,max}$	-9	<b>94</b>	-133	82	-363	-94
$F_{y,min}$	-21	<b>-190</b>	-120	-15	-212	-235
$V_{x,max}$	-144	1	<b>504</b>	34	193	48
$V_{x,min}$	-56	1	<b>-467</b>	-9	103	-54
$V_{y,max}$	-62	30	109	<b>302</b>	-348	-138
$V_{y,min}$	-88	3	-103	<b>-287</b>	-303	-127
$M_{x,max}$	-109	0	50	-31	<b>484</b>	131
$M_{x,min}$	-111	21	265	6	<b>-795</b>	-322
$M_{y,max}$	-84	3	202	-22	-372	<b>279</b>
$M_{y,min}$	-75	9	-123	-97	-540	<b>-460</b>

	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>96</b>	-33	-120	67	-97	-158
$F_{x,min}$	<b>-217</b>	16	-274	-55	-772	-295
$F_{y,max}$	-40	<b>98</b>	120	-99	-272	102
$F_{y,min}$	-46	<b>-215</b>	-134	0	-264	-367
$V_{x,max}$	-107	0	<b>525</b>	33	264	70
$V_{x,min}$	-140	0	<b>-453</b>	-28	239	64
$V_{y,max}$	-77	34	166	<b>344</b>	-408	-152
$V_{y,min}$	-86	-20	-150	<b>-322</b>	-415	-253
$M_{x,max}$	-67	1	80	-42	<b>621</b>	166
$M_{x,min}$	-135	46	337	17	<b>-951</b>	-342
$M_{y,max}$	-74	-5	159	-36	-335	<b>268</b>
$M_{y,min}$	-95	-111	116	57	-434	<b>-575</b>

#### 10.8.1. Pro betonářskou výztuž

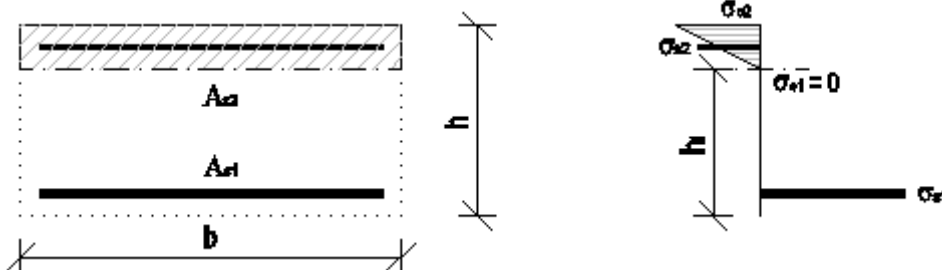
	Podpora	Pole	
šikmé rozpětí	$L =$	17.78	17.78 m
uvažuje se těžká smíšená doprava, pro spojitý nosníky (vnitřní pole a mezilehlé podpory)			
součinitel druhu prvku pro šikmé rozpětí	$\lambda_{s,1} =$	0.845	1.025
roční objem dopravy	$vol =$	25e6	25e6 t/kolej/rok
počet kolejí na dilatačním celku	$n =$	2	2
sklon S-N čáry	$k_2 =$	9	9
součinitel ročního objemu dopravy	$\lambda_{s,2} =$	1.080	1.080
součinitel životnosti mostu (100 let)	$\lambda_{s,3} =$	1.000	1.000
rozkmit napětí od LM71 na 1. koleji	$\phi_3 * \Delta\sigma_1 =$	73.5	94.4 MPa
rozkmit napětí od LM71 na 2. koleji	$\phi_3 * \Delta\sigma_2 =$	73.5	94.4 MPa
rozkmit napětí od LM71 na obou kolejích	$\phi_3 * \Delta\sigma_{1+2} =$	91.2	115.0 MPa
součinitel zatížení více kolejí	$\lambda_{s,4} =$	1.070	1.070
celkový součinitel	$\lambda_s =$	0.977	1.185
extrémní rozkmit napětí	$\phi_3 * \Delta\sigma_{s,71} =$	91.2	115. MPa
součinitel zatížení	$\gamma_{F,fat} =$	1.000	1.000
poškozující ekvivalentní rozkmit	$\gamma_{F,fat} * \Delta\sigma_{s,qu} =$	89.0	136.3 MPa
dovolený rozkmit napětí (pro přímé a ohyb. pruty)	$\Delta\sigma_{Rsk} =$	162.5	162.5 MPa
součinitel materiálu - betonářská ocel	$\gamma_{s,fat} =$	1.150	1.150
dovolený rozkmit napětí (pro přímé pruty)	$\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{s,fat} =$	141.3	141.3 MPa <b>vyhoví</b>
poloměr ohybu výztuže	$D =$	1.5	m
průměr výztuže	$\phi =$	0.032	m
dovolený rozkmit napětí (pro ohýbané pruty)	$\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{s,fat} =$	141.3	MPa <b>vyhoví</b>

## 10.8.2. Pro tlačný beton

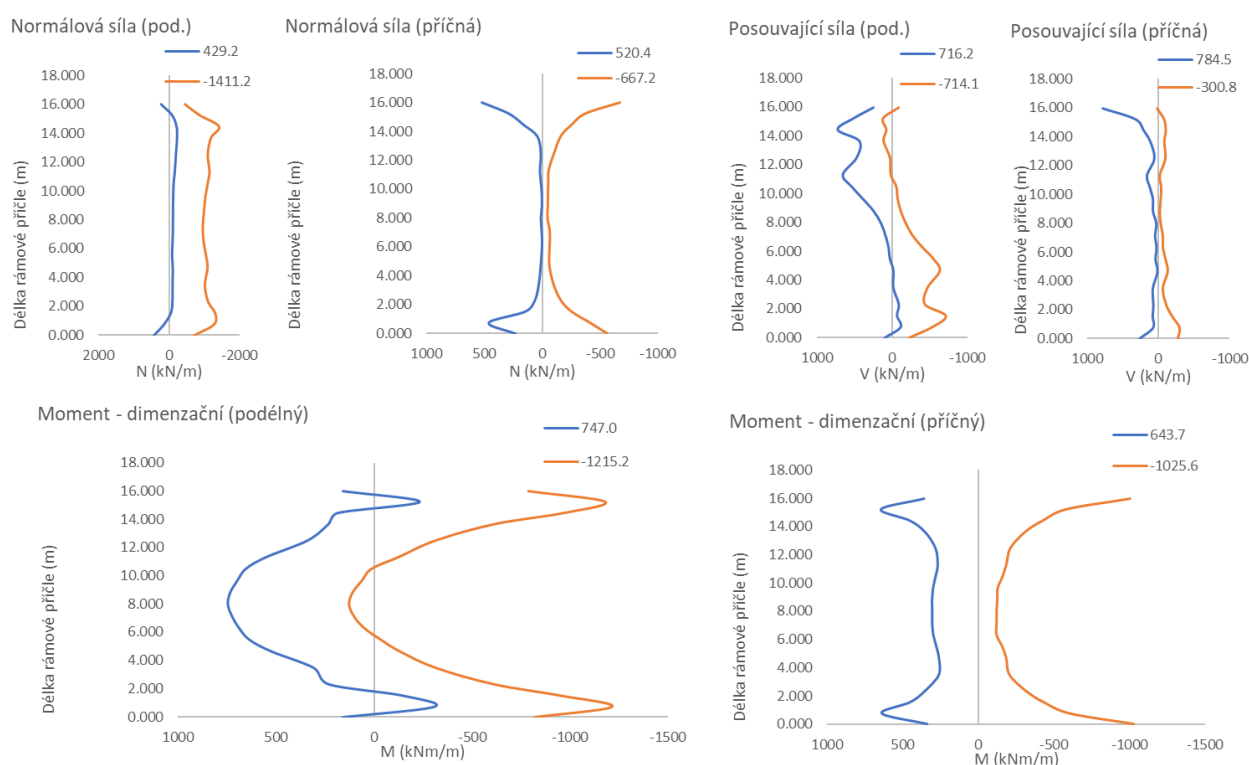
	Podpora	Pole	
char. pevnost betonu v tlaku	$f_{ck} = 30$	30	MPa
návrh. pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} = 20$	20	MPa
součinitel materiálu - beton	$\gamma_{c,fat} = 1.500$	1.500	
součinitel zatížení	$\gamma_{sd} = 1.150$	1.150	
stáří betonu při začátku cyklického zatížení:	$t_0 = 44$	44	dní
stáří betonu při konci cyklického zatížení:	$t_{100} = 36500$	36500	dní
koeficient závisící na druhu cementu:	$s = 0.25$	0.25	(0,25...N)
min. součinitel působení betonu při působení cyklického zatížení:			
$\beta_{cc(t_0)} = \exp\{s*[1-(28/t)^{1/2}]\}$	$= 1.052$	1.052	
$k_1 = 0.85$		0.85	(pro 106 cyklů)
návrhová hodnota únavové pevnosti betonu			
$f_{cd,fat} = k_1 * \beta_{cc(t_0)} * f_{cd} * (1 - f_{ck}/250)$	$= 15.736$	15.736	MPa
tlakové napětí v betonu od charakteristické kombinace zatížení bez modelu LM 71			
	$\sigma_{c,perm} = -9.9$	-14.2	MPa
souč. stálého napětí	$\lambda_{c,0} = 1$	1	
součinitel druhu prvku pro spojitý nosník (vnitřní pole)	$\lambda_{c,1} = 0.882$	0.882	
součinitel ročního objemu dopravy	$\lambda_{c,2,3} = 1$	1	
rozkmit napětí od LM71 na 1. koleji	$\phi_3 * \Delta\sigma_1 = -4.0$	-6.8	MPa (tlak = -)
rozkmit napětí od LM71 na 2. koleji	$\phi_3 * \Delta\sigma_2 = -4.0$	-6.8	MPa (tlak = -)
rozkmit napětí od LM71 na obou kolejích	$\phi_3 * \Delta\sigma_{1+2} = -4.9$	-8.3	MPa (tlak = -)
součinitel zatížení více kolejí	$\lambda_{c,4} = 1.000$	1.000	
celkový součinitel	$\lambda_c = 0.882$	0.882	
	$\phi_3 * \sigma_{c,max,71} = -3.5$	-5.3	MPa (tlak = -)
	$\phi_3 * \sigma_{c,min,71} = -3.0$	-4.1	MPa (tlak = -)
max. horní napětí v zat. cyklu ( $t_0$ nebo $t_{00}$ )	$\sigma_{cd,max,equ} = -4.3$	-6.3	MPa (tlak = -)
max. dolní napětí v zat. cyklu ( $t_0$ nebo $t_{00}$ )	$\sigma_{cd,min,equ} = -3.8$	-5.3	MPa (tlak = -)
minimální úroveň tlakového napětí			
$E_{cd,min,equ} = \gamma_{sd} * \sigma_{cd,min,equ} / f_{cd,fat}$	$= 0.276$	0.388	MPa
maximální úroveň tlakového napětí			
$E_{cd,max,equ} = \gamma_{sd} * \sigma_{cd,max,equ} / f_{cd,fat}$	$= 0.312$	0.462	MPa
poměr napětí	$R_{equ} = E_{cd,min,equ} / E_{cd,max,equ} = 0.884$	0.838	
odolnost na únavu dle ČSN EN 1992-2 (N.112)	28.3	18.7	$\geq 6$ <u>vyhoví</u>
kontrolní odolnost na únavu dle ČSN EN 1992-1 (6.72)	0.5	0.6	$\leq 1$ <u>vyhoví</u>
kontrolní odolnost na únavu dle ČSN EN 1992-1 (6.77)	0.1	0.2	$\leq 0.5$ <u>vyhoví</u>

### 10.9. Výztuž nosné konstrukce v MSP – kvazistálá

Pro posouzení jsou uvažovány stejné vstupní parametry jako v MSÚ. Posouzení je provedeno pro průřez s trhlinou, za vyloučeného působení betonu v tahu. S ohledem na zatížení mostu je nutné uvážit i vliv tahových vodorovných sil. Posouzení je provedeno pro extrémní hodnoty dimenzačních momentů, od kvazistálé kombinace zatížení.



Celkové obálky vnitřních sil v MSP z výpočetních modelů s uvážením horní a dolní meze tuhosti záspy:



	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>429</b>	-545	-214	89	-547	-523
$F_{x,min}$	<b>-1411</b>	-18	684	-57	-970	-348
$F_{y,max}$	-435	<b>520</b>	20	101	-188	-378
$F_{y,min}$	68	<b>-667</b>	89	309	-347	-247
$V_{x,max}$	-1256	-16	<b>716</b>	-44	-923	-363
$V_{x,min}$	-1284	-30	<b>-714</b>	17	-899	-333
$V_{y,max}$	5	-236	189	<b>785</b>	-642	-664
$V_{y,min}$	-600	-385	-513	<b>-301</b>	-1138	-359
$M_{x,max}$	-928	10	-66	-24	<b>747</b>	192
$M_{x,min}$	-589	-197	-533	-122	<b>-1215</b>	-547
$M_{y,max}$	-314	149	188	51	-355	<b>644</b>
$M_{y,min}$	-337	-140	31	51	-816	<b>-1026</b>

## Posouzení průřezu

Pro $w_{k,max} = 0.3 \text{ mm}$	Napětí ve výztuži	Max. průměr prutu	Max. vzdálenost prutů (mm)
	160	32	300
	200	25	250
	240	16	200
	280	12	150
	320	10	100
	360	8	50
	400	6	-
	450	5	-
	$\sigma_{s,roh} =$	<b>73.0</b>	<b>32.0</b>
	$\sigma_{s,pole} =$	<b>87.9</b>	<b>32.0</b>
		<b>300</b>	<b>300</b>

Posouzení pro v rámovém rohu:

$$\sigma_c = -1.8 \text{ Mpa} < 0.45 \cdot f_{ck} = -13.5 \text{ Mpa}$$

Posouzení pro v poli:

$$\sigma_c = -6.3 \text{ MPa} < 0.45 \cdot f_{ck} = -13.5 \text{ MPa}$$

## Posouzení šířky trhlin v pohledu NK výpočtem

	Podpora	Pole	
těžiště ideálního průřezu od horní hrany průřezu (My-)	$z_h =$	0.189	0.267 m
napětí v krajní výztuži	$\sigma_{s,ext} =$	73.0	87.9 MPa
	$\alpha_e = E_s/E_{cm} =$	6.061	6.061
vliv předpínací výztuže – není navržena	$\xi_1 =$	1	1
	$h =$	1.550	0.950 m
	$d =$	1.483	0.879 m
	$x =$	1.361	0.683 m
účinná výška tažené oblasti $h_{c,eff} = \min\{2.5 \cdot (h - d); (h - x)/3; h/2\} =$		0.063	0.089 m
účinná plocha tažené oblasti	$A_{c,eff} =$	0.063	0.089 m <sup>2</sup>
součinitel pro délku zatížení – dlouhodobé	$k_t =$	0.4	0.4
plocha výztuže v tažené oblasti	$A_s =$	0.0033	0.0107 m <sup>2</sup>
stupeň vyztužení tažené oblasti	$\rho_{p,eff} = A_s/A_{c,eff} =$	0.0518	0.1202
	$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = (\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff}/\rho_{p,eff}) \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}))/E_s =$	0.0002	0.0004 $\geq 0.6 \cdot \sigma_s/E_s = 0.0002$
ekvivalentní průměr výztuže	$\Phi = \Phi_{eq} = (n_1 \cdot \Phi_{12} + n_2 \cdot \Phi_{22})/(n_1 \cdot \Phi_1 + n_2 \cdot \Phi_2) =$	28	28 mm
součinitel soudržnosti výztuže – velká	$k_1 =$	0.8	0.8
součinitel namáhání – ohyb	$k_2 =$	0.5	0.5
	$k_3 =$	3.4	3.4
	$k_4 =$	0.425	0.425
	$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \Phi / \rho_{p,eff} =$	278	226 mm
	$w_k = S_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) =$	0.061	0.060 mm $< w_{max} = 0.3 \text{ mm}$
		<b>vyhoví</b>	<b>vyhoví</b>

## 10.10. Výztuž stěn v MSÚ

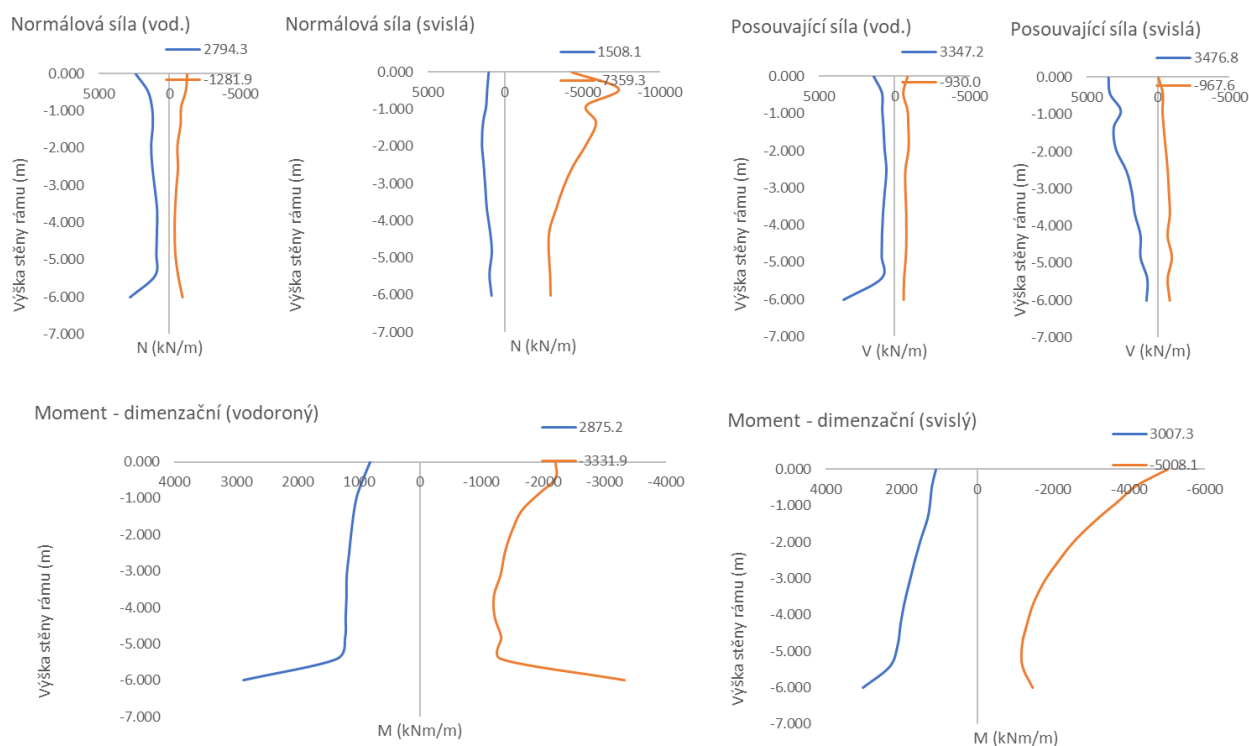
Pro návrh výztuže jsou spočteny dimenzační hodnoty momentů, v obálkách vnitřních sil je tedy patrný vliv kroutících momentů a smykové deformace, zejména s ohledem na změny tloušťky průřezu.

$$m_{x,dim} = m_x + \operatorname{sgn}(m_x) |m_{xy}|$$

$$m_{y,dim} = m_y + \operatorname{sgn}(m_y) |m_{xy}|$$

Pro obálku vnitřních sil je provedena redukce ohybových momentů, s ohledem na generované špičky výpočetního modelu, vlivem teoretického idealizovaného podepření a tvaru konstrukce.

Celkové obálky vnitřních sil v MSÚ z výpočetních modelů s uvážením horní a dolní meze tuhosti založení:



	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>2794</b>	-172	1008	-550	-3011	-1348
$F_{x,min}$	<b>-1282</b>	-1529	365	793	-811	-2763
$F_{y,max}$	5	<b>1508</b>	-15	-264	17	151
$F_{y,min}$	-508	<b>-7359</b>	-313	3289	-1235	-1710
$V_{x,max}$	-78	-1040	<b>3347</b>	-206	2861	2871
$V_{x,min}$	612	-2628	<b>-930</b>	1256	412	-460
$V_{y,max}$	990	-3461	499	<b>3477</b>	-1330	-4203
$V_{y,min}$	-10	-1315	-110	<b>-968</b>	246	953
$M_{x,max}$	-78	-975	3344	-213	<b>2875</b>	2888
$M_{x,min}$	904	-1219	1570	-114	<b>-3332</b>	-702
$M_{y,max}$	39	-12	2952	-3	2670	<b>3007</b>
$M_{y,min}$	-206	-1756	-494	2196	-1031	<b>-5008</b>

Obálky vnitřních sil v MSÚ z výpočetních modelů s uvážením horní a dolní meze tuhosti zásypu, pro výpočet zatížitelnosti, tedy od Ostatních zatížení a od svislého zatížení LM71 vč. dynamického součinitele:

	F <sub>x</sub> (kN/m)	F <sub>y</sub> (kN/m)	V <sub>x</sub> (kN/m)	V <sub>y</sub> (kN/m)	M <sub>x</sub> (kNm/m)	M <sub>y</sub> (kNm/m)
F <sub>x,max</sub>	<b>2083</b>	-155	521	737	-78	-1007
F <sub>x,min</sub>	<b>-1034</b>	-1047	-239	761	-742	-2241
F <sub>y,max</sub>	18	<b>1262</b>	59	-179	-51	-591
F <sub>y,min</sub>	-295	<b>-5708</b>	-238	2370	-854	-1154
V <sub>x,max</sub>	-78	-631	<b>2248</b>	-157	2074	1933
V <sub>x,min</sub>	-31	-449	<b>-554</b>	160	-1054	-722
V <sub>y,max</sub>	-254	-5577	-255	<b>2488</b>	-902	-1158
V <sub>y,min</sub>	-6	-894	-99	<b>-682</b>	175	818
M <sub>x,max</sub>	-102	-691	2235	-167	<b>2082</b>	1909
M <sub>x,min</sub>	675	-562	1245	-145	<b>-2873</b>	-907
M <sub>y,max</sub>	-16	-279	2104	-51	1908	<b>2033</b>
M <sub>y,min</sub>	917	-2763	350	2372	-717	<b>-2584</b>

	F <sub>x</sub> (kN/m)	F <sub>y</sub> (kN/m)	V <sub>x</sub> (kN/m)	V <sub>y</sub> (kN/m)	M <sub>x</sub> (kNm/m)	M <sub>y</sub> (kNm/m)
F <sub>x,max</sub>	<b>981</b>	316	226	-109	-278	-171
F <sub>x,min</sub>	<b>-555</b>	-295	223	410	-79	-212
F <sub>y,max</sub>	199	<b>713</b>	30	19	-185	252
F <sub>y,min</sub>	-3	<b>-1310</b>	-2	433	-21	-701
V <sub>x,max</sub>	14	-203	<b>865</b>	-48	604	755
V <sub>x,min</sub>	-100	-579	<b>-378</b>	-139	138	-181
V <sub>y,max</sub>	4	-721	-33	<b>1002</b>	-250	-1907
V <sub>y,min</sub>	-2	286	8	<b>-303</b>	15	347
M <sub>x,max</sub>	40	70	786	-18	<b>709</b>	782
M <sub>x,min</sub>	14	-298	244	694	<b>-654</b>	-1017
M <sub>y,max</sub>	40	70	786	-18	709	<b>782</b>
M <sub>y,min</sub>	-7	-792	-40	992	-253	<b>-1961</b>

#### Návrh a posouzení výztuže:

S ohledem na geologické podmínky není, na stranu bezpečnou, uvážen pro posouzení výztuže vliv tlakové normálové síly. Tím je uvážena přijatelná rezerva v návrhu, s ohledem na nejistoty výpočetního modelu při vystižení základových podmínek. Návrh výztuže je proveden při splnění konstrukčních zásad pro maximální a minimální vzdálenost prutů, maximální a minimální stupeň vyztužení, maximální polohu neutrální osy a minimální využití výztuže.

#### Materiál:

Char. pevnost betonu v tlaku

$f_{ck} = 30$  MPa

Char. pevnost betonu v tahu

$f_{ctm} = 2.9$  MPa

$f_{ctk0,05} = 2$  MPa

Char. pevnost výztuže

$f_{yk} = 500$  MPa

uvažovaná šířka

$b = 1$  m

Krytí výztuže

$c = 55$  mm

#### Stěna – horní část, vnější výztuž

výška průřezu ve vetknutí

$h = 1.55$  m

Návrh svislé ohybové výztuže

$\phi = 2 \times 32$  mm

$a = 150$  mm

Návrh vodorovné ohybové výztuže

$\phi = 28$  mm

$a = 150$  mm

Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:

$M_{Rd} = 6240$  kNm/m

$M_{Ed} < M_{Rd}$

vyhoví

Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:

$M_{Rd} = 2567$  kNm/m

$M_{Ed} < M_{Rd}$

vyhoví

#### Stěna – střední část, vnější výztuž

výška průřezu ve vetknutí

$h = 1.55$  m

Návrh svislé ohybové výztuže

$\phi = 32$  mm

$a = 150$  mm

Návrh vodorovné ohybové výztuže

$\phi = 22$  mm

$a = 150$  mm

Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:

$M_{Rd} = 3270$  kNm/m

$M_{Ed} < M_{Rd}$

vyhoví

Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:

$M_{Rd} = 1604$  kNm/m

$M_{Ed} < M_{Rd}$

vyhoví

#### Stěna – dolní část, vnější výztuž

výška průřezu ve vetknutí

$h = 1.55$  m

Návrh svislé ohybové výztuže

$\phi = 25$  mm

$a = 150$  mm

Návrh vodorovné ohybové výztuže

$\phi = 2 \times 25$  mm

$a = 150$  mm



Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} =$	<b>2024</b>	<b>kNm/m</b>	$M_{Ed} < M_{Rd}$	<b>vyhoví</b>
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} =$	<b>4018</b>	<b>kNm/m</b>	$M_{Ed} < M_{Rd}$	<b>vyhoví</b>

**Stěna – horní část, vnitřní výztuž**

výška průřezu ve vetknutí	$h =$	<b>1.55</b>	<b>m</b>		
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	<b>22</b>	<b>mm</b>		
	$a =$	<b>150</b>	<b>mm</b>		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	<b>22</b>	<b>mm</b>		
	$a =$	<b>150</b>	<b>mm</b>		
Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} =$	<b>1579</b>	<b>kNm/m</b>	$M_{Ed} < M_{Rd}$	<b>vyhoví</b>
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} =$	<b>1604</b>	<b>kNm/m</b>	$M_{Ed} < M_{Rd}$	<b>vyhoví</b>

**Stěna – střední část, vnitřní výztuž**

výška průřezu ve vetknutí	$h =$	<b>1.55</b>	<b>m</b>		
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	<b>25</b>	<b>mm</b>		
	$a =$	<b>150</b>	<b>mm</b>		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	<b>22</b>	<b>mm</b>		
	$a =$	<b>150</b>	<b>mm</b>		
Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} =$	<b>2028</b>	<b>kNm/m</b>	$M_{Ed} < M_{Rd}$	<b>vyhoví</b>
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} =$	<b>1604</b>	<b>kNm/m</b>	$M_{Ed} < M_{Rd}$	<b>vyhoví</b>

**Stěna – dolní část, vnitřní výztuž**

výška průřezu ve vetknutí	$h =$	<b>1.55</b>	<b>m</b>		
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	<b>32</b>	<b>mm</b>		
	$a =$	<b>150</b>	<b>mm</b>		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	<b>32</b>	<b>mm</b>		
	$a =$	<b>150</b>	<b>mm</b>		
Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} =$	<b>3247</b>	<b>kNm/m</b>	$M_{Ed} < M_{Rd}$	<b>vyhoví</b>
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} =$	<b>3321</b>	<b>kNm/m</b>	$M_{Ed} < M_{Rd}$	<b>vyhoví</b>

**Základ – horní povrch**

výška průřezu ve vetknutí	$h =$	<b>1.38</b>	<b>m</b>	$c =$	<b>65</b>	<b>mm</b>		
Návrh podélné ohybové výztuže	$\phi =$	<b>2x25</b>	<b>mm</b>	$a =$	<b>150</b>	<b>mm</b>		
Návrh příčné ohybové výztuže	$\phi =$	<b>22</b>	<b>mm</b>	$a =$	<b>150</b>	<b>mm</b>		
Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} =$	<b>3443</b>	<b>kNm/m</b>	$M_{Ed} < M_{Rd}$				<b>vyhoví</b>
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} =$	<b>1405</b>	<b>kNm/m</b>	$M_{Ed} < M_{Rd}$				<b>vyhoví</b>

**Nosná konstrukce – smyková výztuž**

Návrh smykové výztuže				$\phi =$	12	mm					
Průřez č.	h (m)	V <sub>Rd,c</sub> (kN)	V <sub>Rd,max</sub> (kN)		d <sub>sw</sub> (m)	n (ks)	s (m)	V <sub>Rd,s</sub> (kN)	V <sub>Rd,max</sub> (kN)		
horní	1.550	677.6	7809.1	nutná výztuž	0.012	6.7	0.30	3606.82	4807.71	vyhoví	
střední	1.550	456.8	7827.6	nutná výztuž	0.012	6.7	0.30	3639.69	4819.18	vyhoví	
dolní	1.550	456.8	7827.6	nutná výztuž	0.012	6.7	0.30	3639.69	4819.18	vyhoví	

**Volné okraje budou opatřeny lemovací výztuží, stykovanou s rozdělovací výztuží na délce min 2x tl. konstrukce.**

**Zatížitelnost**

Maximální moment v horní části pro vnější výztuž stěn, svislý směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	<b>-2315</b>	<b>kNm/m</b>
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	<b>-1961</b>	<b>kNm/m</b>
Maximální moment v horní části pro vnější výztuž stěn, vodorovný směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	<b>-1381</b>	<b>kNm/m</b>
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	<b>-650</b>	<b>kNm/m</b>
Maximální moment v horní části pro vnitřní výztuž stěn, svislý směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	<b>907</b>	<b>kNm/m</b>
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	<b>478</b>	<b>kNm/m</b>

**Statický výpočet**

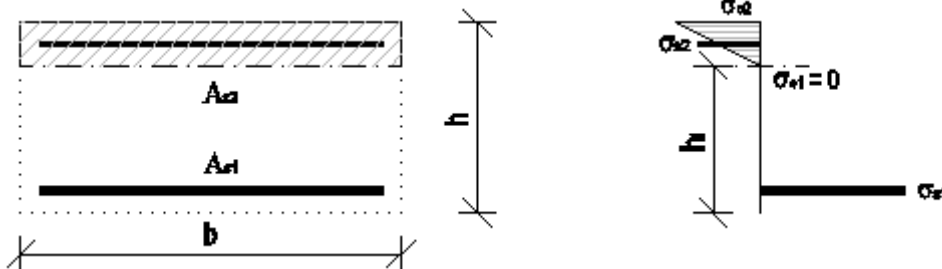
Maximální moment v horní části pro vnitřní výztuž stěn, vodorovný směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	829	kNm/m
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	236	kNm/m
Maximální posouvající síla v horní části stěn			
od ostatních zatížení	$V_{Ed,OST} =$	2372	kNm/m
od LM71	$V_{Ed,LM71} =$	824	kNm/m
Maximální moment ve střední části pro vnější výztuž stěn, svislý směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	-1263	kNm/m
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	-968	kNm/m
Maximální moment ve střední části pro vnější výztuž stěn, vodorovný směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	-1056	kNm/m
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	-339	kNm/m
Maximální moment ve střední části pro vnitřní výztuž stěn, svislý směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	1346	kNm/m
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	546	kNm/m
Maximální moment ve střední části pro vnitřní výztuž stěn, vodorovný směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	879	kNm/m
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	266	kNm/m
Maximální posouvající síla ve střední části stěn			
od ostatních zatížení	$V_{Ed,OST} =$	1734	kNm/m
od LM71	$V_{Ed,LM71} =$	901	kNm/m
Maximální moment v dolní části pro vnější výztuž stěn, svislý směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	-1100	kNm/m
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	-260	kNm/m
Maximální moment v dolní části pro vnější výztuž stěn, vodorovný směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	-2668	kNm/m
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	-537	kNm/m
Maximální moment v dolní části pro vnitřní výztuž stěn, svislý směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	2032	kNm/m
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	780	kNm/m
Maximální moment v dolní části pro vnitřní výztuž stěn, vodorovný směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	2074	kNm/m
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	612	kNm/m
Maximální posouvající síla v dolní části stěn			
od ostatních zatížení	$V_{Ed,OST} =$	2248	kNm/m
od LM71	$V_{Ed,LM71} =$	865	kNm/m

$$Z_{LM71} = \left( R_d - \sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i} \right) / E_{LM71,Ed}$$

Pro vnější výztuž v horní části stěn, svislý směr	$Z_{LM71} = 2,00$
Pro vnější výztuž v horní části stěn, vodorovný směr	$Z_{LM71} = 1,83$
Pro vnitřní výztuž v horní části stěn, svislý směr	$Z_{LM71} = 1,41$
Pro vnitřní výztuž v horní části stěn, vodorovný směr	$Z_{LM71} = 3,28$
Pro smykovou výztuž v horní části stěn	$Z_{LM71} = 1,50$
Pro vnější výztuž ve střední části stěn, svislý směr	$Z_{LM71} = 2,07$
Pro vnější výztuž ve střední části stěn, vodorovný směr	$Z_{LM71} = 1,62$
Pro vnitřní výztuž ve střední části stěn, svislý směr	$Z_{LM71} = 1,25$
Pro vnitřní výztuž ve střední části stěn, vodorovný směr	$Z_{LM71} = 2,72$
Pro smykovou výztuž ve střední části stěn	$Z_{LM71} = 2,12$
Pro vnější výztuž v dolní části stěn, svislý směr	$Z_{LM71} = 3,55$
Pro vnější výztuž v dolní části stěn, vodorovný směr	$Z_{LM71} = 2,52$
Pro vnitřní výztuž v dolní části stěn, svislý směr	$Z_{LM71} = 1,56$
Pro vnitřní výztuž v dolní části stěn, vodorovný směr	$Z_{LM71} = 2,04$
Pro smykovou výztuž v dolní části stěn	$Z_{LM71} = 1,61$

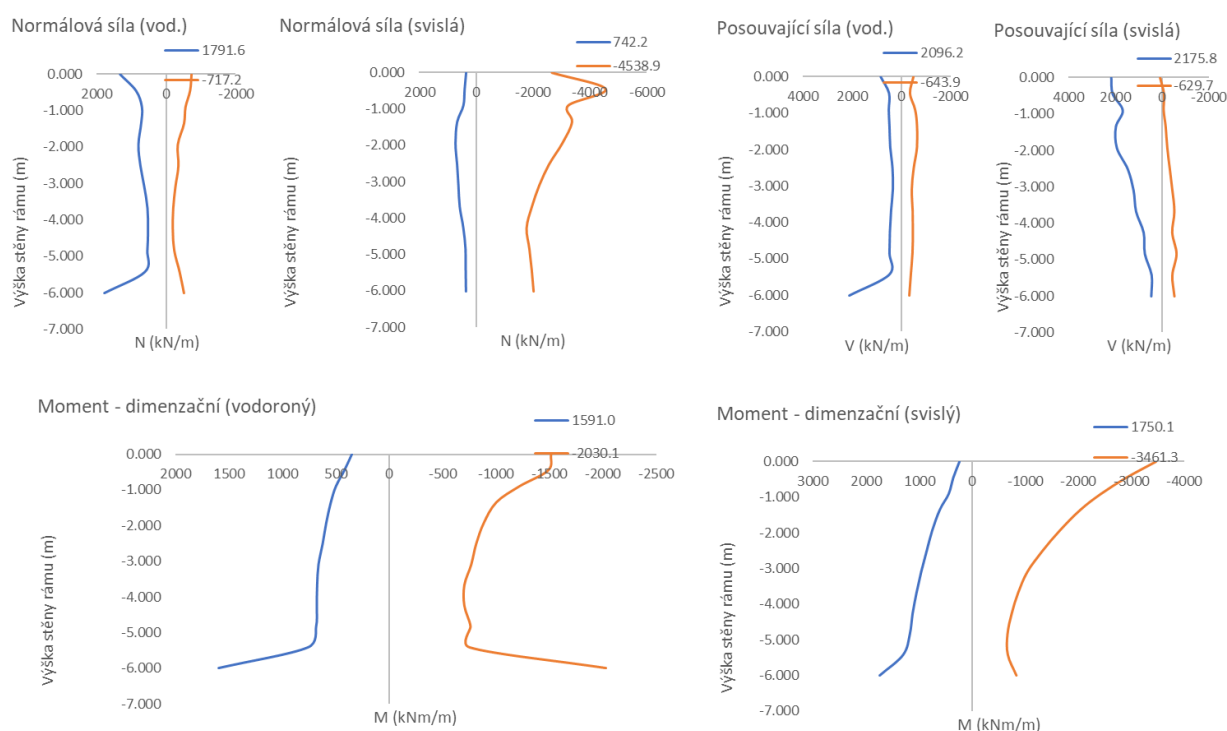
## 10.11. Výztuž stěn v MSP – charakteristická

Pro posouzení jsou uvažovány stejné vstupní parametry jako v MSÚ. Posouzení je provedeno pro průřez s trhlinou, za vyloučeného působení betonu v tahu. S ohledem na zatížení mostu je nutné uvážit i vliv tahových vodorovných sil.



Posouzení je provedeno pro extrémní hodnoty charakteristických dimenzačních momentů, od charakteristické kombinace zatížení.

Celkové obálky vnitřních sil v MSP z výpočetních modelů s uvážením horní a dolní meze tuhosti zásypu:



	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	1792	-386	817	-391	-1446	-704
$F_{x,min}$	-717	-937	217	512	-468	-1714
$F_{y,max}$	4	742	-21	-7	5	90
$F_{y,min}$	-350	-4539	-212	2073	-893	-1098
$V_{x,max}$	83	-850	2096	-91	1354	1593
$V_{x,min}$	506	-1691	-644	1248	-199	-1055
$V_{y,max}$	494	-2191	360	2176	-919	-2720
$V_{y,min}$	-7	-751	-66	-630	156	442
$M_{x,max}$	56	-563	2050	-101	1591	1720
$M_{x,min}$	574	-822	1000	-82	-2030	481
$M_{y,max}$	89	-211	1902	-60	1531	1750
$M_{y,min}$	-132	-1351	-180	1489	-610	-3461

Obálky vnitřních sil v MSP z výpočetních modelů s uvážením horní a dolní meze tuhosti založení, pro výpočet zatížitelnosti, tedy od Ostatních zatížení a od svislého zatížení LM71 vč. dynamického součinitele:

	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	1168	-21	272	382	-45	-683
$F_{x,min}$	-569	-542	178	339	-327	-947
$F_{y,max}$	10	552	33	-31	-31	-447
$F_{y,min}$	-232	-3635	-164	1542	-643	-781
$V_{x,max}$	21	-485	1476	-88	1158	1173
$V_{x,min}$	-58	-550	-383	231	-671	-432
$V_{y,max}$	-209	-3556	-181	1631	-710	-793
$V_{y,min}$	-4	-556	-65	-463	117	477
$M_{x,max}$	9	-525	1474	-93	1159	1163
$M_{x,min}$	457	-470	816	-88	-1717	-483
$M_{y,max}$	45	-256	1357	-29	1071	1215
$M_{y,min}$	-355	-650	125	1083	-916	-1827

	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	676	218	156	-75	-192	-118
$F_{x,min}$	-382	-204	154	283	-55	-146
$F_{y,max}$	138	492	21	13	-128	174
$F_{y,min}$	-2	-903	-1	298	-14	-483
$V_{x,max}$	10	-140	597	-33	417	521
$V_{x,min}$	-69	-399	-261	-96	95	-125
$V_{y,max}$	2	-498	-23	691	-172	-1315
$V_{y,min}$	-2	197	5	-209	10	239
$M_{x,max}$	28	49	542	-13	489	539
$M_{x,min}$	9	-205	168	478	-451	-701
$M_{y,max}$	28	49	542	-13	489	539
$M_{y,min}$	-5	-546	-28	684	-175	-1353

### Posouzení průřezu – svislá výztuž

Posouzení v horní části stěny:

$$\sigma_c = -13.0 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 237.3 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

Posouzení ve střední části stěny:

$$\sigma_c = -8.0 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 221.0 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

Posouzení v dolní části stěny:

$$\sigma_c = -2.1 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 347.4 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

### Posouzení průřezu – vodorovná výztuž

Posouzení v horní části stěny:

$$\sigma_c = -8.3 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 263.4 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

Posouzení ve střední části stěny:

$$\sigma_c = -5.9 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 260.6 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

Posouzení v dolní části stěny:

$$\sigma_c = -8.2 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 264.3 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

### Zatížitelnost

Pro maximální moment v horní části, svislý směr

Ostatní zatížení	Napětí v betonu	$\sigma_{Ed,OST} =$	-6,1	MPa
	Napětí ve výztuži	$\sigma_{Ed,OST} =$	110,9	MPa
LM71	Napětí v betonu	$\sigma_{Ed,LM71} =$	-5,1	MPa
	Napětí ve výztuži	$\sigma_{Ed,LM71} =$	92,7	MPa

Pro maximální moment v horní části, vodorovný směr

Ostatní zatížení	Napětí v betonu	$\sigma_{Ed,OST} =$	-5,01	MPa
	Napětí ve výztuži	$\sigma_{Ed,OST} =$	161,8	MPa
LM71	Napětí v betonu	$\sigma_{Ed,LM71} =$	-2,5	MPa
	Napětí ve výztuži	$\sigma_{Ed,LM71} =$	79,4	MPa

Pro maximální moment ve střední části, svislý směr

Ostatní zatížení	Napětí v betonu	$\sigma_{Ed,OST} =$	-4,0	MPa
	Napětí ve výztuži	$\sigma_{Ed,OST} =$	111,4	MPa
LM71	Napětí v betonu	$\sigma_{Ed,LM71} =$	-3,2	MPa
	Napětí ve výztuži	$\sigma_{Ed,LM71} =$	87,6	MPa

Pro maximální moment ve střední části, vodorovný směr

Ostatní zatížení	Napětí v betonu	$\sigma_{Ed,OST} =$	-4,3	MPa
------------------	-----------------	---------------------	------	-----

### Statický výpočet

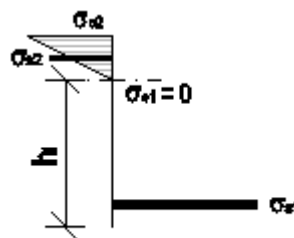
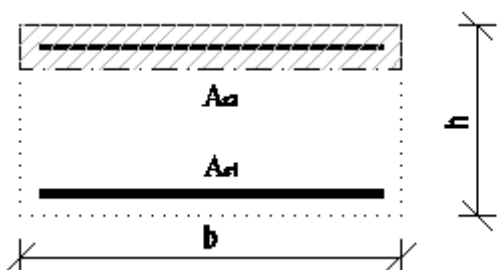
	Napětí ve výztuži	$\sigma_{Ed,OST} =$	200,0	MPa
LM71	Napětí v betonu	$\sigma_{Ed,LM71} =$	-1,6	MPa
	Napětí ve výztuži	$\sigma_{Ed,LM71} =$	64,9	MPa
Pro maximální moment v dolní části, svislý směr				
Ostatní zatížení	Napětí v betonu	$\sigma_{Ed,OST} =$	-1,7	MPa
	Napětí ve výztuži	$\sigma_{Ed,OST} =$	291,3	MPa
LM71	Napětí v betonu	$\sigma_{Ed,LM71} =$	-0,5	MPa
	Napětí ve výztuži	$\sigma_{Ed,LM71} =$	48,2	MPa
Pro maximální moment v dolní části, vodorovný směr				
Ostatní zatížení	Napětí v betonu	$\sigma_{Ed,OST} =$	-6,7	MPa
	Napětí ve výztuži	$\sigma_{Ed,OST} =$	218,0	MPa
LM71	Napětí v betonu	$\sigma_{Ed,LM71} =$	-1,5	MPa
	Napětí ve výztuži	$\sigma_{Ed,LM71} =$	46,9	MPa

$$Z_{LM71} = \left( R_d - \sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i} \right) / E_{LM71,Ed}$$

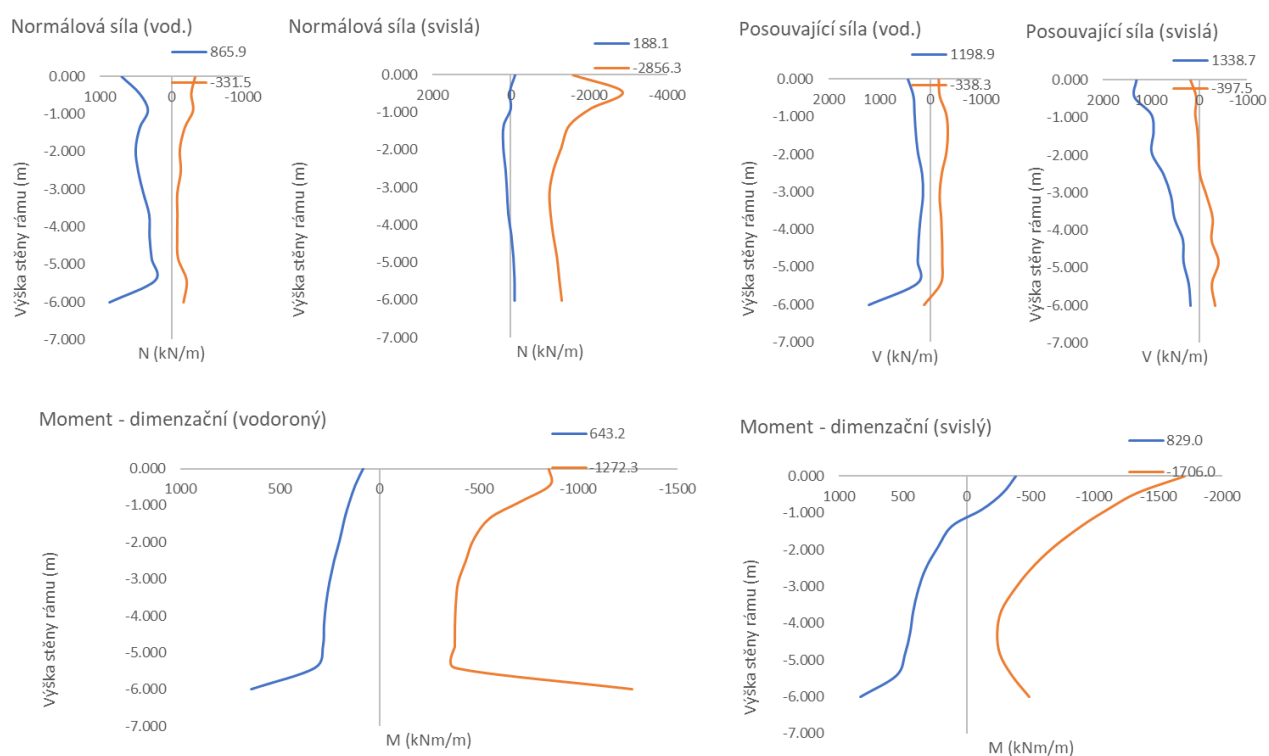
Pro svislou výztuž v horní části stěn	$Z_{LM71} =$ <b>2,38</b>
Pro vodorovnou výztuž v horní části stěn	$Z_{LM71} =$ <b>3,00</b>
Pro svislou výztuž ve střední části stěn	$Z_{LM71} =$ <b>3,29</b>
Pro vodorovnou výztuž ve střední části stěn	$Z_{LM71} =$ <b>3,08</b>
Pro svislou výztuž v dolní části stěn	$Z_{LM71} =$ <b>2,26</b>
Pro vodorovnou výztuž v dolní části stěn	$Z_{LM71} =$ <b>3,88</b>

### 10.12. Výztuž stěn v MSP – kvazistálá

Pro posouzení jsou uvažovány stejné vstupní parametry jako v MSÚ. Posouzení je provedeno pro průřez s trhlinou, za vyloučeného působení betonu v tahu. S ohledem na zatížení mostu je nutné uvážit i vliv tahových vodorovných sil. Posouzení je provedeno pro extrémní hodnoty dimenzačních momentů, od kvazistálé kombinace zatížení.



Celkové obálky vnitřních sil v MSP z výpočetních modelů s uvážením horní a dolní meze tuhosti zásypu:



	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	866	-719	548	-272	-1065	-466
$F_{x,min}$	-331	-442	132	301	-210	-810
$F_{y,max}$	3	188	-23	205	10	-83
$F_{y,min}$	-241	-2856	-142	1258	-640	-671
$V_{x,max}$	120	-539	1199	-54	639	819
$V_{x,min}$	-94	-791	-338	356	-541	-301
$V_{y,max}$	-229	-2774	-162	1339	-743	-693
$V_{y,min}$	-4	-388	-54	-397	99	324
$M_{x,max}$	124	-507	1194	-51	643	818
$M_{x,min}$	380	-543	654	-77	-1272	-272
$M_{y,max}$	131	-389	1149	-46	622	829
$M_{y,min}$	-213	-884	235	1088	-853	-1706

## Posouzení průřezu – svislý směr

Pro $w_{k,max} = 0.3 \text{ mm}$	Napětí ve výztuži	Max. průměr prutu	Max. vzdálenost prutů (mm)
	160	32	300
	200	25	250
	240	16	200
	280	12	150
	320	10	100
	360	8	50
	400	6	-
	450	5	-
$\sigma_{s,horní} =$	<b>73.9</b>	<b>32.0</b>	<b>300</b>
$\sigma_{s,střední} =$	<b>109.8</b>	<b>32.0</b>	<b>300</b>
$\sigma_{s,dolní} =$	<b>122.5</b>	<b>32.0</b>	<b>300</b>

Posouzení v horní části stěny:

$$\sigma_c = -1.3 \text{ Mpa} < 0.45 \cdot f_{ck} = -13.5 \text{ Mpa}$$

Posouzení ve střední části stěny:

$$\sigma_c = -2.4 \text{ Mpa} < 0.45 \cdot f_{ck} = -13.5 \text{ Mpa}$$

Posouzení v dolní části stěny:

$$\sigma_c = -3.9 \text{ Mpa} < 0.45 \cdot f_{ck} = -13.5 \text{ Mpa}$$

## Posouzení šířky trhlin v podhledu NK výpočtem – svislý směr

		Horní	Střední	Dolní	
těžiště ideálního průřezu od horní hrany průřezu ( $M_y$ )	$z_h =$	0.169	0.207	0.267	m
napětí v krajní výztuži	$\sigma_{s,ext} =$	73.9	109.8	122.5	MPa
	$\alpha_e = E_s/E_{cm} =$	6.061	6.061	6.061	
vliv předpínací výztuže – není navržena	$\xi_1 =$	1	1	1	
	$h =$	1.550	1.550	1.550	m
	$d =$	1.484	1.483	1.479	m
	$x =$	1.381	1.343	1.283	m
účinná výška tažené oblasti $h_{c,eff} = \min\{2,5 \cdot (h - d); (h - x)/3; h/2\} =$		0.056	0.069	0.089	m
účinná plocha tažené oblasti	$A_{c,eff} =$	0.056	0.069	0.089	m <sup>2</sup>
součinitel pro délku zatížení – dlouhodobé	$k_t =$	0.4	0.4	0.4	
plocha výztuže v tažené oblasti	$A_s =$	0.0025	0.0033	0.0054	m <sup>2</sup>
stupeň vyztužení tažené oblasti	$\rho_{p,eff} = A_s/A_{c,eff} =$	0.0450	0.0475	0.0601	
	$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = (\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff}/\rho_{p,eff}) \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}))/E_s =$	0.0002	0.0004	0.0005	$\geq 0,6 \cdot \sigma_s/E_s$
ekvivalentní průměr výztuže	$\Phi = \Phi_{eq} = (n_1 \cdot \Phi_{12} + n_2 \cdot \Phi_{22})/(n_1 \cdot \Phi_1 + n_2 \cdot \Phi_2) =$	26	29	29	mm
součinitel soudržnosti výztuže – velká	$k_1 =$	0.8	0.8	0.8	
součinitel namáhání – ohyb	$k_2 =$	0.5	0.5	0.5	
	$k_3 =$	3.4	3.4	3.4	
	$k_4 =$	0.425	0.425	0.425	
	$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \Phi / \rho_{p,eff} =$	286	291	269	mm
	$w_k = S_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) =$	0.063	0.096	0.099	mm < $w_{max} = 0.3 \text{ mm}$
		<b>vyhoví</b>	<b>vyhoví</b>	<b>vyhoví</b>	

## Posouzení průřezu – vodorovný směr

Pro $w_{k,max} = 0.3 \text{ mm}$	Napětí ve výztuži	Max. průměr prutu	Max. vzdálenost prutů (mm)
	160	32	300
	200	25	250
	240	16	200
	280	12	150
	320	10	100
	360	8	50
	400	6	-
	450	5	-
$\sigma_{s,horní} =$	<b>93.9</b>	<b>32.0</b>	<b>300</b>
$\sigma_{s,střední} =$	<b>92.6</b>	<b>32.0</b>	<b>300</b>
$\sigma_{s,dolní} =$	<b>96.8</b>	<b>32.0</b>	<b>300</b>

Posouzení v horní části stěny:

$$\sigma_c = -0.9 \text{ Mpa} < 0.45 \cdot f_{ck} = -13.5 \text{ Mpa}$$

Posouzení ve střední části stěny:

$$\sigma_c = -1.8 \text{ Mpa} < 0.45 \cdot f_{ck} = -13.5 \text{ Mpa}$$

Posouzení v dolní části stěny:

$$\sigma_c = -2.8 \text{ Mpa} < 0.45 \cdot f_{ck} = -13.5 \text{ Mpa}$$

## Posouzení šířky trhlin v podhledu NK výpočtem – vodorovný směr

		Horní	Střední	Dolní	
těžiště ideálního průřezu od horní hrany průřezu ( $M_y$ )	$z_h =$	0.229	0.193	0.256	m
napětí v krajní výztuži	$\sigma_{s,ext} =$	93.9	92.6	98.8	MPa
	$\alpha_e = E_s/E_{cm} =$	6.061	6.061	6.061	
vliv předpínací výztuže – není navržena	$\xi_1 =$	1	1	1	
	$h =$	1.550	1.550	1.550	m
	$d =$	1.484	1.484	1.479	m
	$x =$	1.321	1.357	1.294	m
účinná výška tažené oblasti $h_{c,eff} = \min\{2,5 \cdot (h - d); (h - x)/3; h/2\} =$		0.076	0.064	0.085	m
účinná plocha tažené oblasti	$A_{c,eff} =$	0.076	0.064	0.085	m <sup>2</sup>
součinitel pro délku zatížení – dlouhodobé	$k_t =$	0.4	0.4	0.4	
plocha výztuže v tažené oblasti	$A_s =$	0.0025	0.0025	0.0054	m <sup>2</sup>
stupeň vyztužení tažené oblasti	$\rho_{p,eff} = A_s/A_{c,eff} =$	0.0332	0.0394	0.0628	
	$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = (\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff}/\rho_{p,eff}) \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}))/E_s =$	0.0003	0.0003	0.0004	$\geq 0,6 \cdot \sigma_s/E_s$
ekvivalentní průměr výztuže	$\Phi = \Phi_{eq} = (n_1 \cdot \Phi_{12} + n_2 \cdot \Phi_{22})/(n_1 \cdot \Phi_1 + n_2 \cdot \Phi_2) =$	25	22	30	mm
součinitel soudržnosti výztuže – velká	$k_1 =$	0.8	0.8	0.8	
součinitel namáhání – ohyb	$k_2 =$	0.5	0.5	0.5	
	$k_3 =$	3.4	3.4	3.4	
	$k_4 =$	0.425	0.425	0.425	
	$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \Phi / \rho_{p,eff} =$	317	282	268	mm
	$w_k = S_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) =$	0.089	0.078	0.078	mm < $w_{max} = 0.3 \text{ mm}$
		<b>vyhoví</b>	<b>vyhoví</b>	<b>vyhoví</b>	



### 10.13. Výztuž krajních křídel v MSÚ

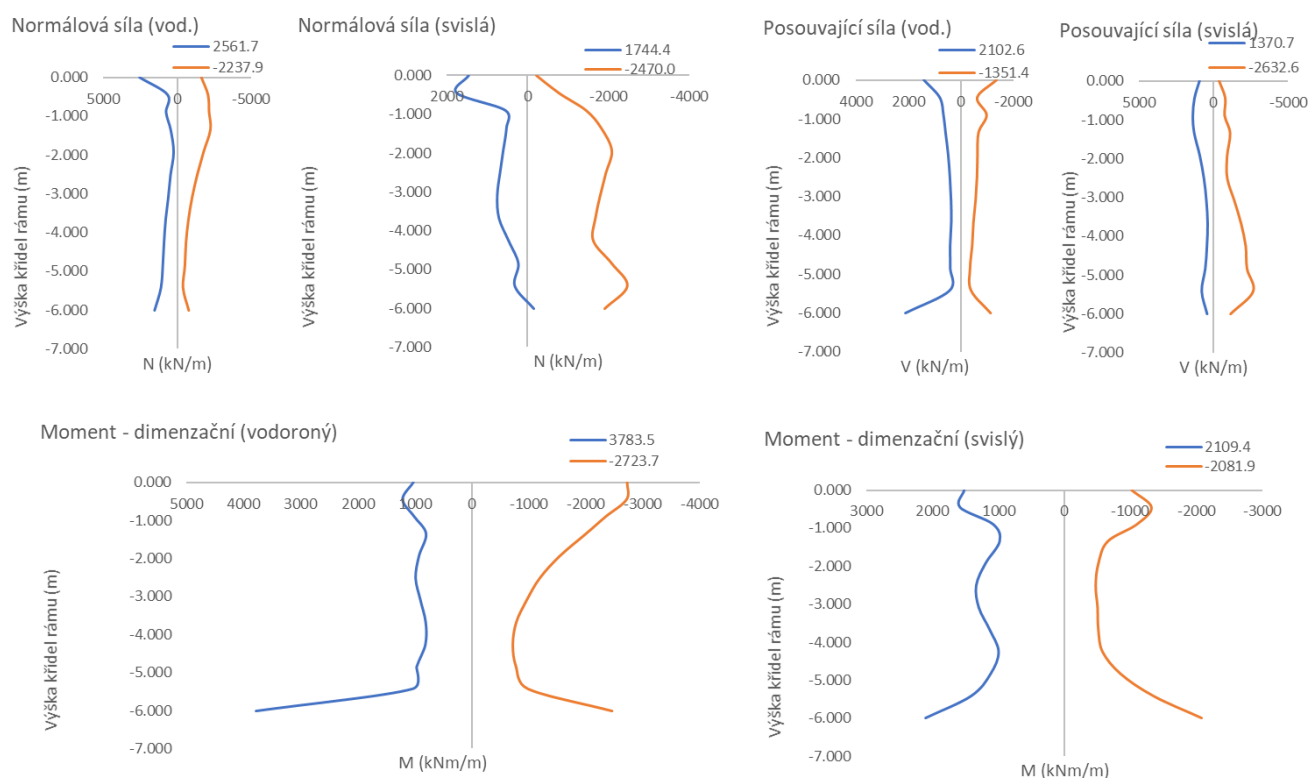
Pro návrh výztuže jsou spočteny dimenzační hodnoty momentů, v obálkách vnitřních sil je tedy patrný vliv kroutících momentů a smykové deformace, zejména s ohledem na změny tloušťky průřezu.

$$m_{x,dim} = m_x + \operatorname{sgn}(m_x) |m_{xy}|$$

$$m_{y,dim} = m_y + \operatorname{sgn}(m_y) |m_{xy}|$$

Pro obálku vnitřních sil je provedena redukce ohybových momentů, s ohledem na generované špičky výpočetního modelu, vlivem teoretického idealizovaného podepření a tvaru konstrukce.

Celkové obálky vnitřních sil v MSÚ z výpočetních modelů s uvažáním horní a dolní meze tuhosti založení:



	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>2562</b>	223	-726	172	-901	605
$F_{x,min}$	<b>-2238</b>	-995	-240	215	-799	502
$F_{y,max}$	-1045	<b>1744</b>	-318	213	-1414	1056
$F_{y,min}$	11	<b>-2470</b>	-67	-1450	160	-722
$V_{x,max}$	85	-529	<b>2103</b>	90	-1036	-1147
$V_{x,min}$	69	-32	<b>-1351</b>	249	-1607	-218
$V_{y,max}$	-131	153	2	<b>1371</b>	-402	-868
$V_{y,min}$	3	-1278	114	<b>-2633</b>	345	-854
$M_{x,max}$	51	-397	1962	413	<b>3783</b>	2072
$M_{x,min}$	-538	488	-226	127	<b>-2724</b>	389
$M_{y,max}$	160	-361	1940	411	3747	<b>2109</b>
$M_{y,min}$	462	-957	1178	-1053	-850	<b>-2082</b>

Návrh a posouzení výztuže:

S ohledem na geologické podmínky není, na stranu bezpečnou, uvážen pro posouzení výztuže vliv tlakové normálové síly. Tím je uvážena přijatelná rezerva v návrhu, s ohledem na nejistoty výpočetního modelu při vystižení základových podmínek. Návrh výztuže je proveden při splnění konstrukčních zásad pro maximální a minimální vzdálenost prutů, maximální a minimální stupeň vyztužení, maximální polohu neutrální osy a minimální využití výztuže.

Materiál:

Char. pevnost betonu v tlaku	$f_{ck} =$	30	MPa
Char. pevnost betonu v tahu	$f_{ctm} =$	2.9	MPa
	$f_{ctk0,05} =$	2	MPa
Char. pevnost výztuže	$f_{yk} =$	500	MPa
uvažovaná šířka	$b =$	1	m
Krytí výztuže	$c =$	55	mm

**Křídlo – horní část, vnější výztuž**

výška průřezu ve vetknutí	$h =$	1.75	m		
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	22	mm		
	$a =$	150	mm		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	32	mm		
	$a =$	150	mm		
Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} =$	1789	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} =$	3787	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví

**Křídlo – střední část, vnější výztuž**

výška průřezu ve vetknutí	$h =$	1.05	m		
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	20	mm		
	$a =$	150	mm		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	28	mm		
	$a =$	150	mm		
Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} =$	849	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} =$	1675	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví

**Křídlo – dolní část, vnější výztuž**

výška průřezu ve vetknutí	$h =$	1.60	m		
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	25	mm		
	$a =$	150	mm		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	28	mm		
	$a =$	150	mm		
Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} =$	2091	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} =$	2656	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví

**Křídlo – horní část, vnitřní výztuž**

výška průřezu ve vetknutí	$h =$	1.75	m		
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	22	mm		
	$a =$	150	mm		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	25	mm		
	$a =$	150	mm		
Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} =$	1796	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} =$	2344	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví

**Křídlo – střední část, vnitřní výztuž**

výška průřezu ve vetknutí	$h =$	1.05	m		
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	28	mm		
	$a =$	150	mm		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	22	mm		

**Statický výpočet**

	a =	150	mm			
Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} =$	1636	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví	
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} =$	1053	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví	

**Křídlo – dolní část, vnitřní výztuž**

výška průřezu ve vetknutí	h =	1.60	m			
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	28	mm			
	a =	150	mm			
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	2x25	mm			
	a =	150	mm			
Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} =$	2612	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví	
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} =$	4160	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví	

**Základ křídla – horní výztuž**

výška průřezu ve vetknutí	h =	1.40	m	c =	65	mm
Návrh podélné ohybové výztuže	$\phi =$	28	mm			
	a =	150	mm			
Návrh příčné ohybové výztuže	$\phi =$	22	mm			
	a =	150	mm			
Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} =$	2599	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví	
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} =$	1648	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví	

**Křídlo – smyková výztuž**

## Návrh smykové výztuže

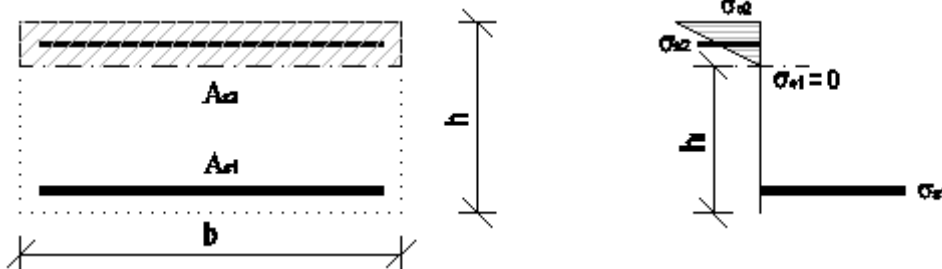
Průřez č.	h (m)	$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,max}$ (kN)
horní	1.750	503.4	8891.5
střední	1.050	397.1	5179.7
dolní	1.600	466.6	8091.6

	$\phi =$	12	mm			
	$d_{sw}$ (m)	n (ks)	s (m)	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Rd,max}$ (kN)	
nutná výztuž	0.012	3.3	0.30	2055.42	5479.55	vyhoví
nutná výztuž	0.012	6.7	0.30	2398.41	3175.65	vyhoví
nutná výztuž	0.012	6.7	0.30	3763.45	4983.05	vyhoví

Volné okraje budou opatřeny lemovací výztuží, stykovanou s rozdělovací výztuží na délce min 2x tl. konstrukce.

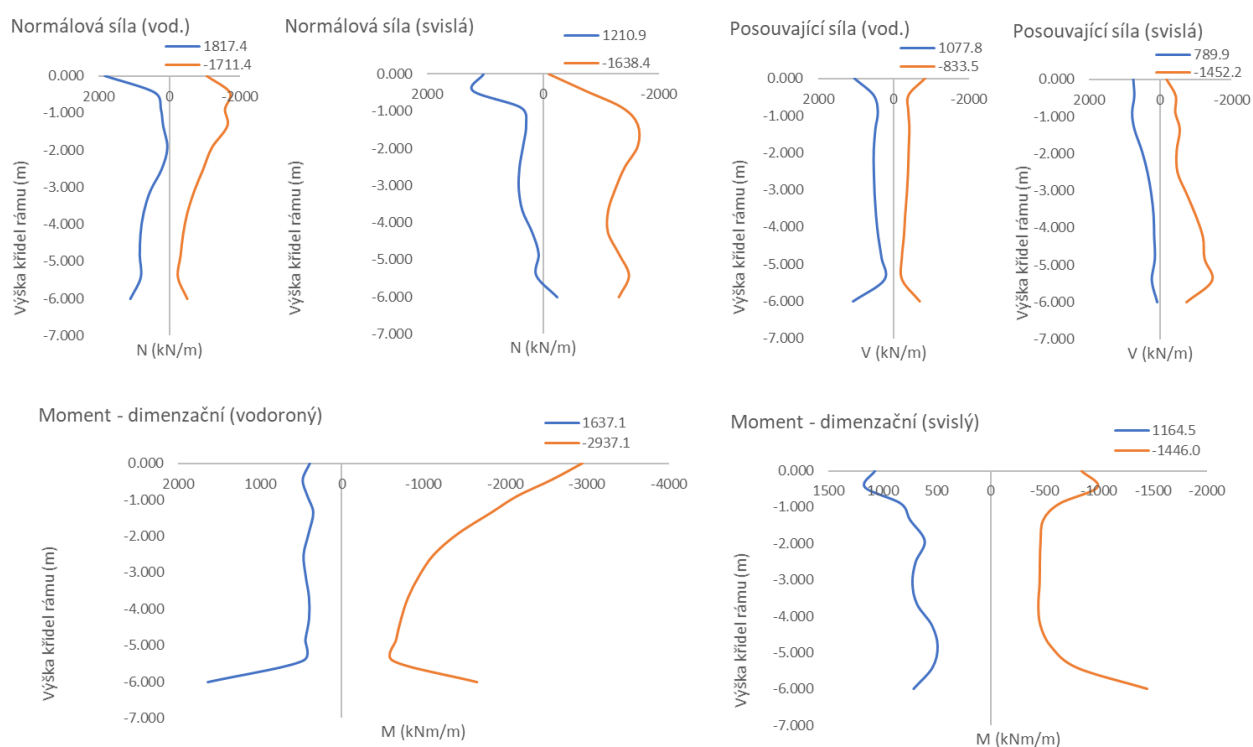
## 10.14. Výztuž krajních křídel v MSP – charakteristická

Pro posouzení jsou uvažovány stejné vstupní parametry jako v MSÚ. Posouzení je provedeno pro průřez s trhlinou, za vyloučeného působení betonu v tahu. S ohledem na zatížení mostu je nutné uvážit i vliv tahových vodorovných sil.



Posouzení je provedeno pro extrémní hodnoty charakteristických dimenzačních momentů, od charakteristické kombinace zatížení.

Celkové obálky vnitřních sil v MSP z výpočetních modelů s uvážením horní a dolní tuhosti zásypu:



	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>1817</b>	188	439	104	-1147	525
$F_{x,min}$	<b>-1711</b>	273	340	295	-2153	-354
$F_{y,max}$	-706	<b>1211</b>	-184	8	-1068	919
$F_{y,min}$	-984	<b>-1638</b>	246	-46	-917	554
$V_{x,max}$	-116	-399	<b>1078</b>	-24	626	-612
$V_{x,min}$	156	-10	<b>-834</b>	153	-1077	-136
$V_{y,max}$	-264	18	114	<b>790</b>	-286	-396
$V_{y,min}$	3	-1061	94	<b>-1452</b>	156	-551
$M_{x,max}$	-6	-381	704	35	<b>1637</b>	580
$M_{x,min}$	-681	510	581	618	<b>-2937</b>	-472
$M_{y,max}$	-1189	-393	16	-341	-2002	<b>1164</b>
$M_{y,min}$	192	-1269	295	-608	-306	<b>-1446</b>

Obálky vnitřních sil v MSP z výpočetních modelů s uvážením horní a dolní meze tuhosti založení, pro výpočet zatížitelnosti, tedy od Ostatních zatížení a od svislého zatížení LM71 vč. dynamického součinitele:

	F <sub>x</sub> (kN/m)	F <sub>y</sub> (kN/m)	V <sub>s</sub> (kN/m)	V <sub>y</sub> (kN/m)	M <sub>s</sub> (kNm/m)	M <sub>y</sub> (kNm/m)
F <sub>x,max</sub>	<b>787</b>	36	-513	108	-581	144
F <sub>x,min</sub>	<b>-933</b>	-123	-200	249	-1053	-327
F <sub>y,max</sub>	-555	<b>607</b>	-252	219	-728	136
F <sub>y,min</sub>	1	<b>-1075</b>	-40	-745	75	-341
V <sub>s,max</sub>	9	-444	<b>864</b>	-291	-972	-896
V <sub>s,min</sub>	461	0	<b>-589</b>	115	-667	-137
V <sub>y,max</sub>	-220	88	123	<b>693</b>	-215	-413
V <sub>y,min</sub>	-2	-625	62	<b>-1255</b>	153	-472
M <sub>s,max</sub>	-26	-379	815	79	<b>1519</b>	613
M <sub>s,min</sub>	-666	-292	-119	-192	<b>-1232</b>	397
M <sub>y,max</sub>	24	-364	795	77	1506	<b>624</b>
M <sub>y,min</sub>	226	-600	627	-508	-451	<b>-1043</b>

	F <sub>x</sub> (kN/m)	F <sub>y</sub> (kN/m)	V <sub>s</sub> (kN/m)	V <sub>y</sub> (kN/m)	M <sub>s</sub> (kNm/m)	M <sub>y</sub> (kNm/m)
F <sub>x,max</sub>	<b>705</b>	90	33	2	140	215
F <sub>x,min</sub>	<b>-498</b>	-255	-52	-74	-137	199
F <sub>y,max</sub>	-143	<b>439</b>	29	-92	-228	478
F <sub>y,min</sub>	9	<b>-416</b>	-10	-142	15	-133
V <sub>s,max</sub>	29	50	<b>461</b>	121	648	512
V <sub>s,min</sub>	52	-34	<b>-291</b>	-44	-138	-182
V <sub>y,max</sub>	103	114	103	<b>197</b>	155	281
V <sub>y,min</sub>	10	-221	22	<b>-352</b>	45	-127
M <sub>s,max</sub>	61	44	441	122	<b>673</b>	517
M <sub>s,min</sub>	-239	93	-172	125	<b>-613</b>	-67
M <sub>y,max</sub>	52	51	443	125	660	<b>527</b>
M <sub>y,min</sub>	43	-183	245	-158	-191	<b>-373</b>

### Posouzení průřezu – vodorovná výztuž

Posouzení v horní části stěny:

$$\sigma_c = -11.7 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 345.3 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

Posouzení ve střední části stěny:

$$\sigma_c = -14.8 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 376.5 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

Posouzení v dolní části stěny:

$$\sigma_c = -7.8 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 308.6 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

### Zatížitelnost

Pro maximální moment v horní části, vodorovný směr

Ostatní zatížení	Napětí v betonu	$\sigma_{Ed,OST} =$	-2,1	MPa
	Napětí ve výztuži	$\sigma_{Ed,OST} =$	62,7	MPa
LM71	Napětí v betonu	$\sigma_{Ed,LM71} =$	-0,9	MPa
	Napětí ve výztuži	$\sigma_{Ed,LM71} =$	25,8	MPa

Pro maximální moment ve střední části, vodorovný směr

Ostatní zatížení	Napětí v betonu	$\sigma_{Ed,OST} =$	-3,6	MPa
	Napětí ve výztuži	$\sigma_{Ed,OST} =$	92,5	MPa
LM71	Napětí v betonu	$\sigma_{Ed,LM71} =$	-0,9	MPa
	Napětí ve výztuži	$\sigma_{Ed,LM71} =$	31,0	MPa

Pro maximální moment v dolní části, vodorovný směr

Ostatní zatížení	Napětí v betonu	$\sigma_{Ed,OST} =$	-5,0	MPa
	Napětí ve výztuži	$\sigma_{Ed,OST} =$	174,3	MPa
LM71	Napětí v betonu	$\sigma_{Ed,LM71} =$	-0,8	MPa
	Napětí ve výztuži	$\sigma_{Ed,LM71} =$	33,5	MPa

$$Z_{LM71} = \left( R_d - \sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i} \right) / E_{LM71,Ed}$$

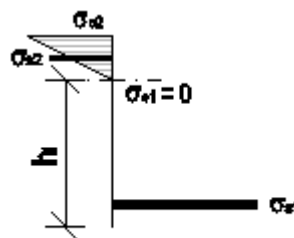
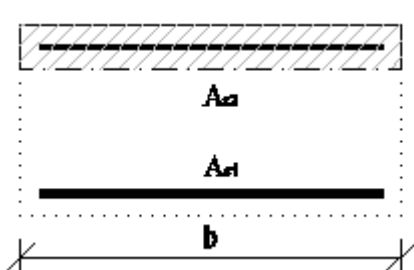
Pro vodorovnou výztuž v horní části stěn  $Z_{LM71} = 13,07$

Pro vodorovnou výztuž ve střední části stěn  $Z_{LM71} = 9,92$

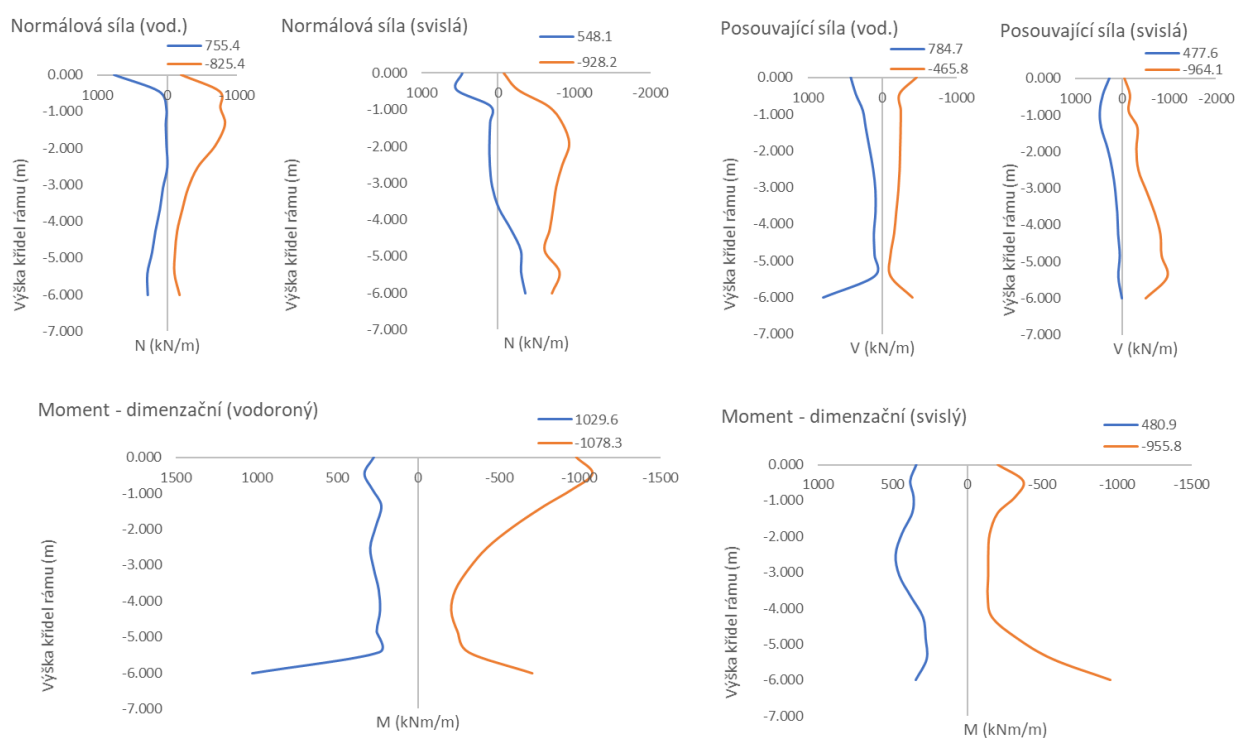
Pro vodorovnou výztuž v dolní části stěn  $Z_{LM71} = 6,73$

## 10.15. Výztuž krajních křídel v MSP – kvazistálá

Pro posouzení jsou uvažovány stejné vstupní parametry jako v MSÚ. Posouzení je provedeno pro průřez s trhlinou, za vyloučeného působení betonu v tahu. S ohledem na zatížení mostu je nutné uvážit i vliv tahových vodorovných sil. Posouzení je provedeno pro extrémní hodnoty dimenzačních momentů, od kvazistálé kombinace zatížení.



Celkové obálky vnitřních sil v MSP z výpočetních modelů s uvážením horní a dolní meze tuhosti záspy:



	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	755	46	-258	64	-549	193
$F_{x,min}$	-825	-504	-147	79	-489	157
$F_{y,max}$	-492	548	-216	124	-722	220
$F_{y,min}$	-566	-928	-138	59	-358	198
$V_{x,max}$	-30	-439	785	-77	-291	-564
$V_{x,min}$	472	15	-466	91	-670	98
$V_{y,max}$	-269	29	163	478	-243	-246
$V_{y,min}$	6	-549	70	-964	101	-445
$M_{x,max}$	-48	-400	762	10	1030	342
$M_{x,min}$	-664	-206	-124	-82	-1078	380
$M_{y,max}$	-17	-185	-67	-80	209	481
$M_{y,min}$	175	-560	548	-467	-360	-956

## Posouzení průřezu – svislý směr

Pro $w_{k,max} = 0.3 \text{ mm}$	Napětí ve výztuži	Max. průměr prutu	Max. vzdálenost prutů (mm)
	160	32	300
	200	25	250
	240	16	200
	280	12	150
	320	10	100
	360	8	50
	400	6	-
	450	5	-
$\sigma_{s,horní} =$	<b>107.7</b>	<b>32.0</b>	<b>300</b>
$\sigma_{s,střední} =$	<b>127.7</b>	<b>32.0</b>	<b>300</b>
$\sigma_{s,dolní} =$	<b>57.8</b>	<b>32.0</b>	<b>300</b>

Posouzení v horní části křídla:

$$\sigma_c = -2.4 \text{ MPa} < 0.45 \cdot f_{ck} = -13.5 \text{ MPa}$$

Posouzení ve střední části křídla:

$$\sigma_c = -5.1 \text{ MPa} < 0.45 \cdot f_{ck} = -13.5 \text{ MPa}$$

Posouzení v dolní části křídla:

$$\sigma_c = -1.8 \text{ MPa} < 0.45 \cdot f_{ck} = -13.5 \text{ MPa}$$

## Posouzení šířky trhlin v podhledu NK výpočtem – svislý směr

		Horní	Střední	Dolní	
těžiště ideálního průřezu od horní hrany průřezu ( $M_y$ )	$z_h =$	0.203	0.190	0.240	m
napětí v krajní výztuži	$\sigma_{s,ext} =$	107.7	127.7	57.8	MPa
	$\alpha_e = E_s/E_{cm} =$	6.061	6.061	6.061	
vliv předpínací výztuže – není navržena	$\xi_1 =$	1	1	1	
	$h =$	1.750	1.050	1.600	m
	$d =$	1.684	0.981	1.531	m
	$x =$	1.547	0.860	1.360	m
účinná výška tažené oblasti $h_{c,eff} = \min\{2,5 \cdot (h - d); (h - x)/3; h/2\} =$		0.068	0.063	0.080	m
účinná plocha tažené oblasti	$A_{c,eff} =$	0.068	0.063	0.080	m <sup>2</sup>
součinitel pro délku zatížení – dlouhodobé	$k_t =$	0.4	0.4	0.4	
plocha výztuže v tažené oblasti	$A_s =$	0.0025	0.0041	0.0041	m <sup>2</sup>
stupeň vyztužení tažené oblasti	$\rho_{p,eff} = A_s/A_{c,eff} =$	0.0374	0.0648	0.0514	
	$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = (\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff}/\rho_{p,eff}) \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}))/E_s =$	0.0003	0.0005	0.0002	$\geq 0,6 \cdot \sigma_s/E_s$
ekvivalentní průměr výztuže	$\Phi = \Phi_{eq} = (n_1 \cdot \Phi_{12} + n_2 \cdot \Phi_{22})/(n_1 \cdot \Phi_1 + n_2 \cdot \Phi_2) =$	22	25	27	mm
součinitel soudržnosti výztuže – velká	$k_1 =$	0.8	0.8	0.8	
součinitel namáhání – ohyb	$k_2 =$	0.5	0.5	0.5	
	$k_3 =$	3.4	3.4	3.4	
	$k_4 =$	0.425	0.425	0.425	
	$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \Phi / \rho_{p,eff} =$	287	252	275	mm
	$w_k = S_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) =$	0.093	0.096	0.048	mm < $w_{max} = 0.3 \text{ mm}$
		<b>vyhoví</b>	<b>vyhoví</b>	<b>vyhoví</b>	

### 10.16. Výztuž vnitřních křídel v MSÚ

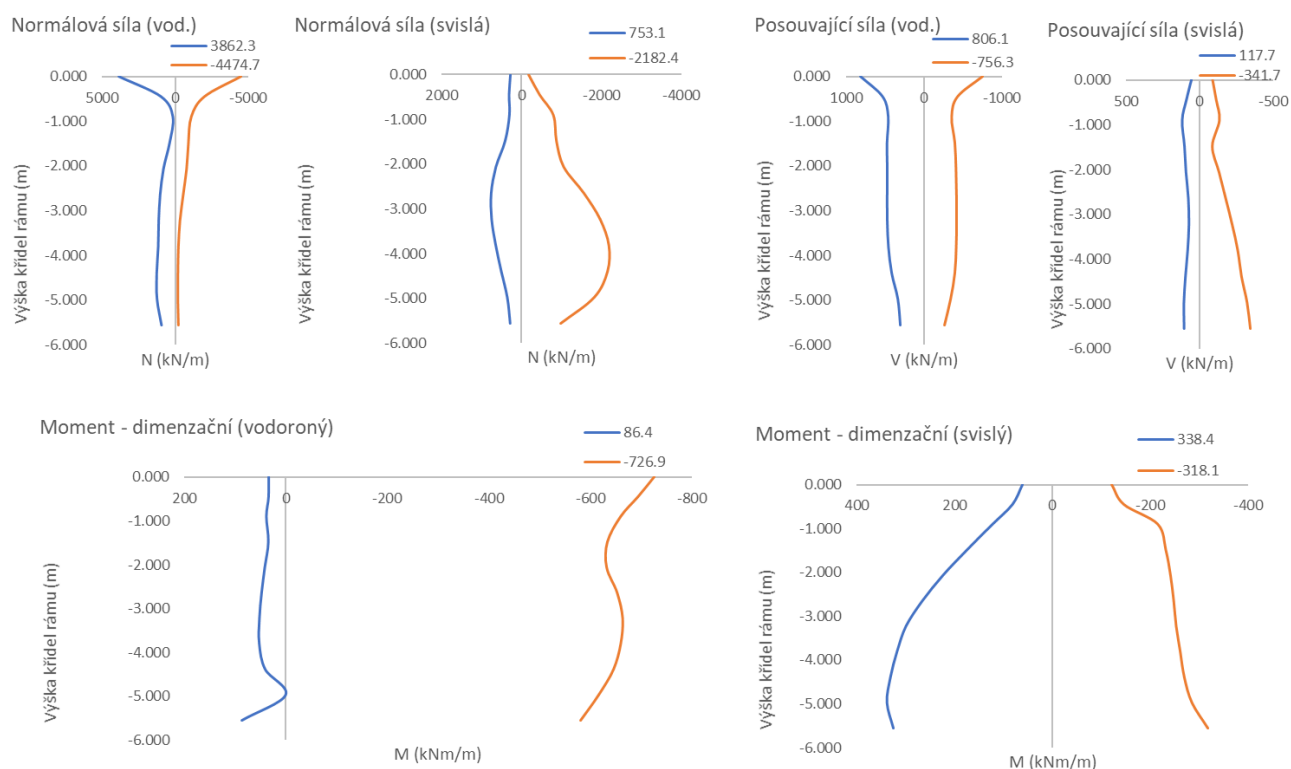
Pro návrh výztuže jsou spočteny dimenzační hodnoty momentů, v obálkách vnitřních sil je tedy patrný vliv kroutících momentů a smykové deformace, zejména s ohledem na změny tloušťky průřezu.

$$m_{x,dim} = m_x + \operatorname{sgn}(m_x) |m_{xy}|$$

$$m_{y,dim} = m_y + \operatorname{sgn}(m_y) |m_{xy}|$$

Pro obálku vnitřních sil je provedena redukce ohybových momentů, s ohledem na generované špičky výpočetního modelu, vlivem teoretického idealizovaného podepření a tvaru konstrukce.

Celkové obálky vnitřních sil v MSÚ z výpočetních modelů s uvážením horní a dolní meze tuhosti založení:



	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>3862</b>	236	-261	6	-315	-6
$F_{x,min}$	<b>-4475</b>	-36	717	3	-679	-46
$F_{y,max}$	-14	<b>753</b>	-4	-25	8	66
$F_{y,min}$	26	<b>-2182</b>	-4	-138	28	200
$V_{x,max}$	-3441	-17	<b>806</b>	5	-688	-54
$V_{x,min}$	1441	227	<b>-756</b>	45	-602	-41
$V_{y,max}$	-720	-372	-210	<b>118</b>	-353	39
$V_{y,min}$	14	-372	-36	<b>-342</b>	-42	177
$M_{x,max}$	148	-403	44	13	<b>86</b>	215
$M_{x,min}$	-246	117	704	15	<b>-727</b>	-48
$M_{y,max}$	363	-673	82	-57	-366	<b>338</b>
$M_{y,min}$	197	-557	210	12	-550	<b>-318</b>



Návrh a posouzení výztuže:

S ohledem na geologické podmínky není, na stranu bezpečnou, uvážen pro posouzení výztuže vliv tlakové normálové síly. Tím je uvážena přijatelná rezerva v návrhu, s ohledem na nejistoty výpočetního modelu při vystižení základových podmínek. Návrh výztuže je proveden při splnění konstrukčních zásad pro maximální a minimální vzdálenost prutů, maximální a minimální stupeň vyztužení, maximální polohu neutrální osy a minimální využití výztuže.

Materiál:

Char. pevnost betonu v tlaku	$f_{ck} =$	30	MPa
Char. pevnost betonu v tahu	$f_{ctm} =$	2.9	MPa
	$f_{ctk0,05} =$	2	MPa
Char. pevnost výztuže	$f_{yk} =$	500	MPa
uvažovaná šířka	$b =$	1	m
Krytí výztuže	$c =$	55	mm

**Křídlo – horní část, vnější výztuž**

výška průřezu ve vetknutí	$h =$	0.70	m		
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	16	mm		
	$a =$	150	mm		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	25	mm		
	$a =$	150	mm		
Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} =$	346	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} =$	850	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví

**Křídlo – střední část, vnější výztuž**

výška průřezu ve vetknutí	$h =$	0.70	m		
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	16	mm		
	$a =$	150	mm		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	25	mm		
	$a =$	150	mm		
Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} =$	346	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} =$	850	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví

**Křídlo – dolní část, vnější výztuž**

výška průřezu ve vetknutí	$h =$	0.70	m		
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	16	mm		
	$a =$	150	mm		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	25	mm		
	$a =$	150	mm		
Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} =$	346	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} =$	850	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví

**Křídlo – horní část, vnitřní výztuž**

výška průřezu ve vetknutí	$h =$	0.70	m		
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	16	mm		
	$a =$	150	mm		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	16	mm		
	$a =$	150	mm		
Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} =$	351	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} =$	360	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví

**Křídlo – střední část, vnitřní výztuž**

výška průřezu ve vetknutí	$h =$	0.70	m		
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	16	mm		
	$a =$	150	mm		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	16	mm		

Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$a = 150$ mm			
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} = 351$ kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví	
	$M_{Rd} = 360$ kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví	

**Křídlo – dolní část, vnitřní výztuž**

výška průřezu ve vetknutí	$h = 0.70$ m			
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi = 16$ mm			
	$a = 150$ mm			
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi = 16$ mm			
	$a = 150$ mm			
Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} = 351$ kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví	
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} = 360$ kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví	

**Křídlo – smyková výztuž**

## Návrh smykové výztuže

Průřez č.	h (m)	$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,max}$ (kN)
horní	0.700	238.0	3363.4
střední	0.700	238.0	3363.4
dolní	0.700	238.0	3363.4

nutná výztuž

nutná výztuž

nutná výztuž

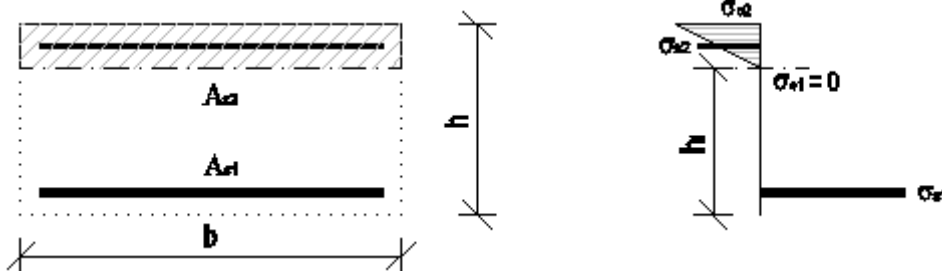
 $\phi = 12$  mm

$d_{sw}$ (m)	n (ks)	s (m)	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Rd,max}$ (kN)	
0.012	6.7	0.30	1536.65	2048.28	vyhoví
0.012	3.3	0.30	773.48	2048.28	vyhoví
0.012	3.3	0.30	773.48	2048.28	vyhoví

Vollné okraje budou opatřeny lemovací výztuží, stykovanou s rozdělovací výztuží na délce min 2x tl. konstrukce.

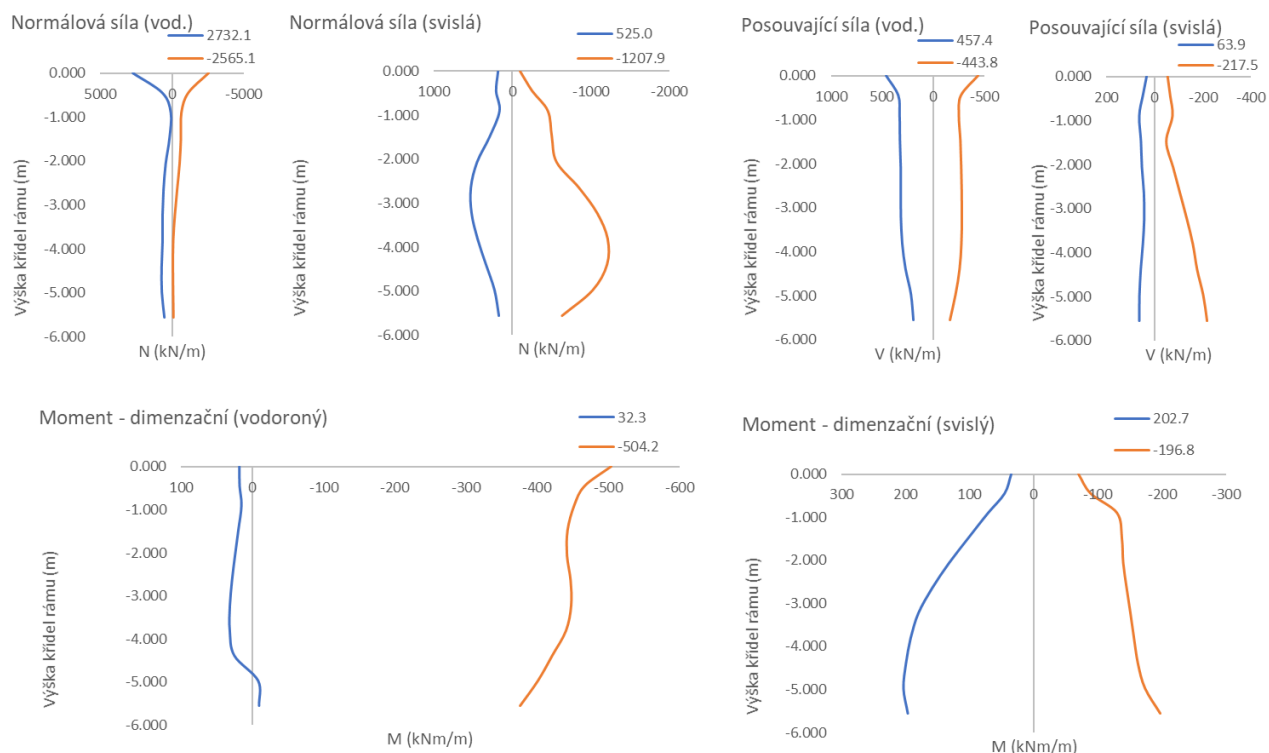
**10.17. Výztuž vnitřních křídel v MSP – charakteristická**

Pro posouzení jsou uvažovány stejné vstupní parametry jako v MSÚ. Posouzení je provedeno pro průřez s trhlinou, za vyloučeného působení betonu v tahu. S ohledem na zatížení mostu je nutné uvážit i vliv tahových vodorovných sil.



Posouzení je provedeno pro extrémní hodnoty charakteristických dimenzačních momentů, od charakteristické kombinace zatížení.

## Celkové obálky vnitřních sil v MSP z výpočetních modelů s uvažáním horní a dolní meze tuhosti zásypu:



	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	2732	168	-189	4	-233	-5
$F_{x,min}$	-2565	-32	365	-7	-466	-22
$F_{y,max}$	-10	525	-3	-18	6	48
$F_{y,min}$	14	-1208	-3	-92	19	123
$V_{x,max}$	-1962	-8	457	-1	-449	-29
$V_{x,min}$	1081	143	-444	25	-388	-23
$V_{y,max}$	-455	-193	-154	64	-248	15
$V_{y,min}$	8	-214	-24	-217	-27	104
$M_{x,max}$	12	-308	-11	3	32	162
$M_{x,min}$	496	55	17	-19	-504	-64
$M_{y,max}$	224	-433	65	-36	-248	203
$M_{y,min}$	111	-356	126	7	-359	-197

## Posouzení průřezu – vodorvná výztuž

Posouzení v horní části stěny:

$$\sigma_c = -11.0 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 338.2 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

Posouzení ve střední části stěny:

$$\sigma_c = -9.4 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 320.3 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

Posouzení v dolní části stěny:

$$\sigma_c = -9.2 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 317.2 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

**10.18. Ověření s ohledem na přetvoření a kmitání železničních mostů****10.18.1. Bezpečnost provozu a pohoda cestujících**

Na bezpečnost provozu má vliv zejména tuhost mostu a z toho vyplývající přetvoření a kmitání konstrukce.

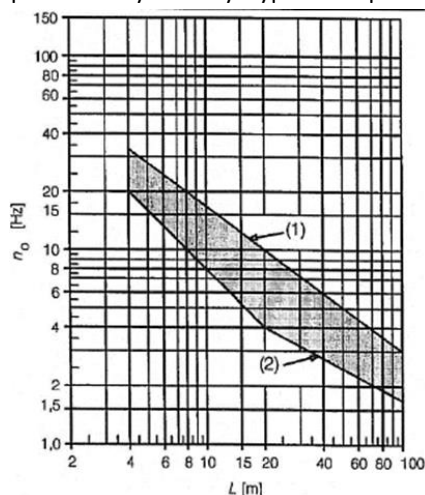
**10.18.1.1. Svislá zrychlení nosné konstrukce mostu**

S ohledem na zjištěné vlastní frekvence není nutné provádět dynamický výpočet – považuje se za vyhovující.

Vyhodnocení prvních vlastních ohybových frekvencí:

Rozpětí pole (kolmé)		L = 15.55 m
Vyhodnocení "první" vlastní ohybové frekvence mostu		
Vlastní tvar	Frekvence (cycle/sec)	Proportionální podíl hmoty ve směru Z (%)
6	5.64	49.6
7	5.71	96.1
8	6.44	96.6

Frekvence jsou v požadovaných mezích.

**10.18.1.2. Svislé průhyby nosné konstrukce mostu**

Zajištění přijatelného zakřivení a obecné robustnosti (celistvosti) konstrukce. Uvažují se charakteristické hodnoty zatížení dopravou (LM71, SW/2) včetně dynamického a klasifikačního součinitele. Pro deformace je uvažován vliv změny tuhosti vlivem vzniku trhlin. Vznik trhlin se redukcí modulu pružnosti betonu pro málo potrháný průřez  $E_c \cdot 0,82$  (piloty) a hodně potrháný  $E_c \cdot 0,58$  (polorám) a vyjádřením dle vzorce „ $\alpha = \zeta \cdot \alpha_{II} + (1 - \zeta) \cdot \alpha_I$ “ (kde  $\alpha_{II}$  jsou deformace konstrukce s trhlínami a  $\zeta \approx 1,0$ ).

Maximální dovolený celkový průhyb od zatížení dopravou  $w_{lim} = L/600$

Vyhodnocení průhybu od nahodilého svislého zatížení:

Rozpětí pole (kolmé) L = 15.55 m

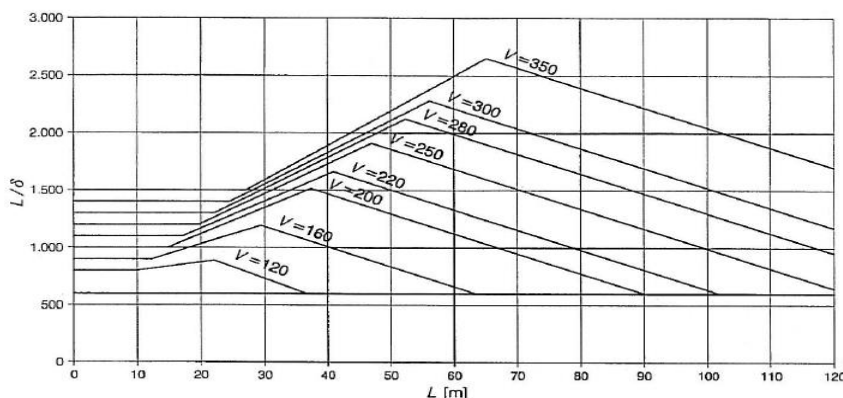
Maximální průhyb od statického zatížení dopravou  $w = 0.012 \text{ m} < w_{lim} = 0.026 \text{ m}$   
**vyhoví**

**Pohoda cestujících závisící na svislém průhybu mostu  $\delta$  od zatížení dopravou:**

Uvažují se charakteristické hodnoty zatížení dopravou (LM71) včetně dynamického a klasifikačního součinitele = 1. U mostů o více kolejích má být zatížena pouze jedna kolej.

Graf mezních hodnot  $L/\delta$  (pro  $b_v = 1 \text{ m/s}^2$ ) pro prostě podepřené nosníky o třech a více polích ( $L \leq 120 \text{ m}$ ; min  $L/\delta = 600$ )

- pro jiné hodnoty  $b_v$  se vydělí skutečnou hodnotou zrychlení  $b_v'$
- pro spojitý nosník o třech a více polích se hodnoty z grafu vynásobí hodnotou 0.9



Vyhodnocení průhybu od nahodilého svislého zatížení modelem 71 z hlediska pohody cestujících:

odečteno z grafu  $L/\delta = 950$

součinitel pro spojitá pole  $\varpi = 0.9$

$\varpi * L/\delta = 855$

Maximální průhyb od statického zatížení dopravou – model 71

$w = 0.008 \text{ m}$

$L/w = 2062 > L/w$  **vyhoví**

### 10.18.1.3. Volné zdvihání v místě ložisek

Neposuzuje se, integrovaný most bez ložisek.

### 10.18.1.4. Svislé průhyby konců nosné konstrukce mostu za ložisky

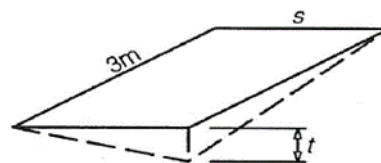
Zabránění nestabilitě trati – mezní hodnoty na systém upevnění koleje a mezní hodnoty přidavných napětí koleje. Neposuzuje se, za mostem se nenachází žádná další konstrukce, pouze přechodová oblast mostu.

### 10.18.1.5. Zkroucení nosné konstrukce mostu podél střednice každé koleje

Minimalizace nebezpečí vykolejení vlaku v místě příjezdu/výjezdu na most a po celém mostě. Uvažují se charakteristické hodnoty zatížení dopravou (LM71, SW/2) včetně dynamického a klasifikačního součinitele.

Maximální zkroucení od železniční dopravy (při rozchodu koleje 1.435 m měřené na délce 3.0 m):

Rozsah rychlostí V (km/hod)	Maximální zkroucení t (mm/3m)		
$V \leq 120$	$t \leq t_1$	$t_1 =$	4.5
$120 < V \leq 200$	$t \leq t_2$	$t_2 =$	3
$V > 200$	$t \leq t_3$	$t_3 =$	1.5



Vyhodnocení zkroucení konstrukce od průhybu vlivem nahodilých zatížení:

S ohledem na typ konstrukce se posuzuje pouze zkroucení nosné konstrukce, v poli, v místě volného okraje. zkroucení v poli  $1.2 \text{ mm} \leq 3 \text{ mm}$  **vyhoví**

Maximální zkroucení od všech zatížení (při rozchodu koleje 1.435 m měřené na délce 3.0 m):  $t_r = 7.5 \text{ mm/3m}$

Vyhodnocení celkového zkroucení konstrukce od průhybu vlivem nahodilých zatížení + ostatní zkroucení povrchu:

Neposuzuje se, most se nachází v přímé a jiná zkroucení mimo od nahodilého zatížení se neuvažují.

### 10.18.1.6. Pootočení konců každé hlavní nosné konstrukce podél příčné osy nebo poměrné celkové pootočení mezi sousedícími konci nosné konstrukce

Omezení přidavných napětí v kolejnicích – mezní napětí hodnoty vztahových sil na systém upevnění koleje a mezní hodnoty úhlových nespojitostí v dilatačních zařízeních a na výhybnách. Požadavky nejsou stanoveny, postupuje se podle kapitoly "Vodorovná příčná výchylka a vodorovné pootočení nosné konstrukce mostu kolem svislé osy na koncích nosné konstrukce".

### 10.18.1.7. Podélné posunutí konců horního povrchu hlavní nosné konstrukce od podélného posunutí a pootočení konců hlavní nosné konstrukce

Omezení přidavného napětí a minimalizace narušení štrkového lože a sousedící koleje. Neposuzuje se, za mostem se nenachází žádná další konstrukce, pouze přechodová oblast mostu.

### 10.18.1.8. Vodorovná příčná výchylka a vodorovné pootočení nosné konstrukce mostu kolem svislé osy na koncích nosné konstrukce

Zajištění přijatelného vodorovného zakřivení trati a zajištění přijatelné vodorovné geometrie koleje a pohody cestujících. Uvažují se charakteristické hodnoty zatížení dopravou (LM71, SW/0) včetně dynamického a klasifikačního součinitele.

Omezení příčného posunu  $\delta_n$  horního povrchu nosné konstrukce od všech příčných zatížení není stanoveno.

Maximální vodorovné pootočení a maximální změna poloměry křivosti je dle následujících kritérií:

Rozsah rychlostí V (km/hod)	Max. vodorovné pootočení (rad)		Maximální změna poloměru křivosti (m)			
			Prostý nosník		Spojitý nosník	
$V \leq 120$	$\alpha_1 =$	0.0035	$r_1 =$	1700	$r_4 =$	3500
$120 < V \leq 120$	$\alpha_2 =$	0.0020	$r_2 =$	6000	$r_5 =$	9500
$V > 120$	$\alpha_3 =$	0.0015	$r_3 =$	14000	$r_6 =$	17500

Vyhodnocení pootočení konců nosné konstrukce kolem svislé osy:

Pootočení konců mostu od svislého zatížení dopravou	$\alpha_x =$	0.0004	rad	< 0.002	<b><u>vyhoví</u></b>
délka pro výpočet změny křivosti	$L =$	17.78	m		
vodorovná deformace na délce změny křivosti	$\delta_h =$	0.0018	m		
Změna křivosti poloměru koleje	$r = L^2 / (8 \cdot \delta_h) =$	21511	m	$\geq 9500$ m	<b><u>vyhoví</u></b>

#### 10.18.1.9. Meze pro první vlastní frekvenci vodorovného příčného kmitání pole mostu

Zabránění vzniku rezonance vodorovného příčného pohybu vozidel a systému odpružení s mostem.

Vyhodnocení první vlastní frekvence ve vodorovném směru:

První vlastní frekvence – ohyb ve vodorovném směru	$n_0 =$	2.70	Hz	$\geq 1.2$ Hz	<b><u>vyhoví</u></b>
Min. dovolená první vlastní frekvence kmitání NK ve vodorovné rovině, kolmo k podélné ose	$f_{h0} =$	1.2	Hz		

#### 10.18.1.10. Nadvýšení nosné konstrukce

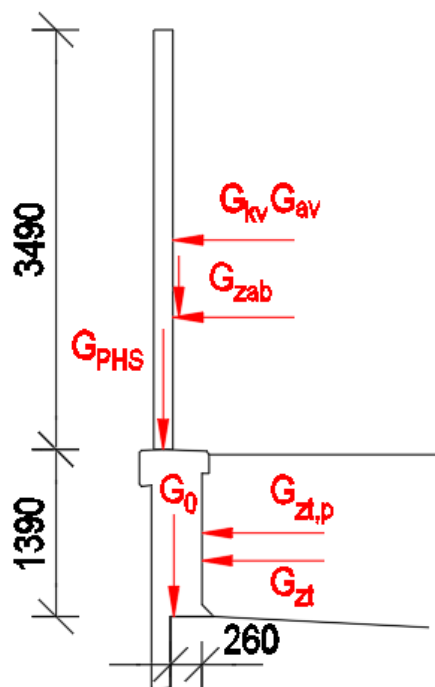
Uvažuje se pro průhyb od stálých zatížení, bez vlivu klimatických zatížení.

Maximální průhyb od stálých zatížení	$w =$	0.013	m	$\leq 20$ mm	<b><u>nadvýšení se neuvažuje</u></b>
--------------------------------------	-------	-------	---	--------------	--------------------------------------

### 11. POSOUZENÍ ŘÍMSY

Konstrukci římsy tvoří železobetonová monolitická svislá konzola, vetknutá do nosné konstrukce. Římsa se uvažuje po délce dilatovaná, aby bylo omezeno/vyloučeno její spolupůsobení s nosnou konstrukcí.

#### 11.1. Schéma posuzované konstrukce



#### 11.2. Popis zatěžovacích stavů

##### 11.2.1. Vlastní tíha a ostatní stálá zatížení

Objemová hmotnost materiálu římsy:	železobeton	$\rho_0 =$	25.0	kN/m <sup>3</sup>
Další použité materiály:	kolejové lože	$\rho_0 =$	20.0	kN/m <sup>3</sup>

Uvažuje se plošná hmotnost panelů PHS 500 kg/m<sup>2</sup> a délková hmotnost sloupků 50 kg/m.

vzdálenost sloupků	3	m
výška sloupků	3.5	m
zatížení od PHS	18.08	kN/m

**11.2.2. Dotvarování a smršťování**

S ohledem na typ a parametry konstrukce se neuvažuje.

**11.2.3. Poklesy podpor, nerovnoměrné sedání**

S ohledem na typ a parametry konstrukce se pro konstrukci římsy neuvažuje.

**11.2.4. Zemní tlak**

Uvažuje se souč. zemního tlaku v klidu pro vnitřní úhel zeminy 30°.

Souč. zemního tlaku v klidu  $K_0 = 1 - \sin \varphi_{ef} = 0,5$

**11.2.5. Nahodilá krátkodobá zatížení – klimatická – účinky teplotních změn**

S ohledem na typ a parametry konstrukce se neuvažuje.

**11.2.6. Nahodilá krátkodobá zatížení – klimatická – zatížení větrem**

**Síly ve směru x na PHS – příčný směr (vítr zleva = vítr zprava)**

základní rychlost větru:	$v_b =$	25.0	m/s
parametr drsnosti terénu (terén kategorie II):	$z_0 =$	0.05	m
parametr drsnosti terénu pro kategorii terénu II:	$z_{0,II} =$	0.05	m
součinitel terénu, záviselý na $z_0$ :	$k_r = 0,19 \cdot (z_0/z_{0,II})^{0,07}$		
součinitel drsnosti terénu:	$C_{r(z)} = k_r \cdot \ln(z/z_0)$		
součinitel orografie:	$C_0(z) =$	1.0	
střední rychlost větru:	$v_m(z) = C_{r(z)} \cdot C_0(z) \cdot v_b$		
součinitel turbulence:	$k_l =$	1.0	
intenzita turbulence:	$I_{v(z)} = k_l / [C_0(z) \cdot \ln(z/z_0)]$		
měrná hmotnost vzduchu:	$\rho =$	1.25	kg/m <sup>3</sup>
základní dynamický tlak větru:	$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2$		
maximální dynamický tlak:	$q_{p(z)} = [1 + 7I_{v(z)}] \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot v_m(z)^2$		
výška PHS	$h =$	3.5	m
délka PHS	$l >$	10	m
	$l/h >$	10	
oblast působení větru pro lokální posouzení		A	
průměrný součinitel tlaku	$C_{p,net} =$	3,40	
tlak větru na povrch PHS	$W_e = q_{p(z)} \cdot C_{p,net} =$	2,89	kN/m <sup>2</sup>

**Aerodynamická zatížení od projíždějících vlaků na PHS**

Uvažovaná vzdálenost	$a_g =$	3	m
Uvažovaná rychlost	$v =$	160	km/hod
Charakteristická hodnota zatížení pro uvažovanou vzdálenost a rychlost	$\pm q_{1k} =$	0.3	kN/m <sup>2</sup>
Neuvažuje se zvýšení součinitelem pro krátké stěny			
Dynamický součinitel se uvažuje hodnotou	$\delta =$	2	
Uvažuje se pouze tlaková (nepříznivá) složka zatížení	$q_{1k} =$	0.6	kN/m <sup>2</sup>

**11.2.7. Nahodilá krátkodobá zatížení – klimatická – zatížení sněhem**

S ohledem na typ a parametry konstrukce se neuvažuje.

**11.2.8. Nahodilá krátkodobá zatížení – dopravou**

S ohledem na typ a parametry konstrukce se neuvažuje.

**11.2.9. Užité zatížení drážní stezky**

Uvažuje se rovnoměrné spojitě zatížení 5 kN/m<sup>2</sup>.

**11.2.10. Zatížení na zábradlí**

Uvažuje se svislá a vodorovná složka rovnoměrného liniového zatížení v úrovni madla 1 kN/m.

**11.2.11. Mimořádná zatížení – vykolejení vlaku na mostě**

Uvažuje se pouze pro stanovení mezní pevnosti nebo stability konstrukce jako celku, menší nosné prvky se nemusí na toto zatížení navrhovat, pro římsu se tedy neuvažuje.

**11.3. Součinitelé zatížení a kombinace**

Součinitele zatížení (všechna zatížení působí destabilizujícím účinkem):

Stálé zatížení:  $\gamma_{Q,sub} = 1.35, \gamma_{Q,inf} = 1.00$

Vítr:  $\gamma_Q = 1.50, \psi_0 = 0.75$

Revizní:  $\gamma_Q = 1.50, \psi_0 = 0.80$

Kombinace zatížení pro mezní stav únosnosti (MSÚ):

Kombinace zatížení pro trvalé a dočasné návrhové situace (STR a GEO):

$$\sum(\gamma_{G,j} * G_{k,j}) + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum(\gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * G_{k,i})$$

Kombinace zatížení pro mezní stav použitelnosti (MSP):

Charakteristická kombinace:

$$\sum(G_{k,j}) + Q_{k,1} + \sum(\psi_{0,i} * G_{k,i})$$

**Vyhodnocení zatížení k těžišti pracovní spáry v patě římsy**

		N (kN/m)	V (kN/m)	M <sub>akt</sub> (kNm/m)	M <sub>pas</sub> (kNm/m)
Vlastní tíha římsy	G <sub>0</sub>	18.1	0.0	1.8	-
Ostatní stálé - PHS	G <sub>PHS</sub>	18.1	0.0	3.4	-
Ostatní stálé - zemní tlak v klidu	G <sub>zt</sub>	0.0	9.7	4.5	-
Nahodilé - klimatické - větrem	G <sub>kv</sub>	0.0	10.1	31.8	-
Nahodilé - aerodynamická od vlaku	G <sub>av</sub>	0.0	2.1	6.6	-
Nahodilé - přitížení zem. tl. revizním zat.	G <sub>zt,p</sub>	0.0	3.5	2.4	-
Nahodilé - na zábradlí	G <sub>zab</sub>	1.0	1.0	2.6	-

**Kombinace - charakteristické**

	N (kN/m)	V (kN/m)	M <sub>akt</sub> (kNm/m)
CO1 = G <sub>0</sub> +G <sub>PHS</sub> +G <sub>zt</sub> =	36.1	9.7	9.8
CO2 = G <sub>0</sub> +G <sub>PHS</sub> +G <sub>zt</sub> +G <sub>kv</sub> +G <sub>av</sub> +0.8*G <sub>zt,p</sub> +0.8*G <sub>zab</sub> =	36.9	25.5	52.1
CO3 = G <sub>0</sub> +G <sub>PHS</sub> +G <sub>zt</sub> +0.75*G <sub>kv</sub> +0.75*G <sub>av</sub> +G <sub>zt,p</sub> +G <sub>zab</sub> =	37.1	23.3	43.6
<b>C<sub>extrémní</sub> =</b>	<b>37.1</b>	<b>25.5</b>	<b>52.1</b>

**Kombinace - charakteristické**

$$CO1 = G_0 + G_{PHS} + G_{zt} + G_{kv} + G_{av} + G_{zt,p} + G_{zab} =$$

	N (kN/m)	V (kN/m)	M <sub>akt</sub> (kNm/m)
CO1 = G <sub>0</sub> +G <sub>PHS</sub> +G <sub>zt</sub> =	36.1	9.7	9.8
CO2 = G <sub>0</sub> +G <sub>PHS</sub> +G <sub>zt</sub> +1.5*G <sub>kv</sub> +1.5*G <sub>av</sub> +1.5*0.8*G <sub>zt,p</sub> +1.5*0.8*G <sub>zab</sub> =	37.3	33.4	73.3
CO3 = G <sub>0</sub> +G <sub>PHS</sub> +G <sub>zt</sub> +1.5*0.75*G <sub>kv</sub> +1.5*0.75*G <sub>av</sub> +1.5*G <sub>zt,p</sub> +1.5*G <sub>zab</sub> =	37.6	30.1	60.4
CO4 = 1.35*G <sub>0</sub> +1.35*G <sub>PHS</sub> +1.35*G <sub>zt</sub> =	48.8	13.0	13.2
CO5 = 1.35*G <sub>0</sub> +1.35*G <sub>PHS</sub> +1.35*G <sub>zt</sub> +1.5*G <sub>kv</sub> +1.5*G <sub>av</sub> +1.5*0.8*G <sub>zt,p</sub> +1.5*0.8*G <sub>zab</sub> =	50.0	36.7	76.7
CO6 = 1.35*G <sub>0</sub> +1.35*G <sub>PHS</sub> +1.35*G <sub>zt</sub> +1.5*0.75*G <sub>kv</sub> +1.5*0.75*G <sub>av</sub> +1.5*G <sub>zt,p</sub> +1.5*G <sub>zab</sub> =	50.3	33.5	63.9
<b>C<sub>extrémní</sub> =</b>	<b>50.3</b>	<b>36.7</b>	<b>76.7</b>



**11.4. Posouzení římsy v MSU**Materiál:

Char. pevnost betonu v tlaku

 $f_{ck} = 30$  MPa

Char. pevnost betonu v tahu

 $f_{ctm} = 2.9$  MPa $f_{ctk0,05} = 2$  MPa

Char. pevnost výztuže

 $f_{yk} = 500$  MPa

uvažovaná šířka

 $b = 1$  m

Krytí výztuže

 $c = 55$  mm**Ohyb, rubová výztuž**

výška průřezu ve vetknutí

 $h = 0.26$  m

Návrh svislé ohybové výztuže

 $\phi = 16$  mm $a = 150$  mm

Návrh vodorovné ohybové výztuže

 $\phi = 12$  mm (dle konstrukčních zásad) $a = 150$  mm

Únosnost průřezu v ohybu svislé výztuže:

 $M_{Rd} = 99$  kNm/m,  $M_{Ed} = 76,7$  kNm/m <  $M_{Rd}$  **vyhoví****Smyková výztuž**

Návrh smykové výztuže

 $\phi = 8$  mm

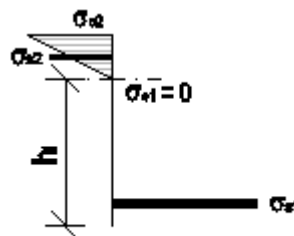
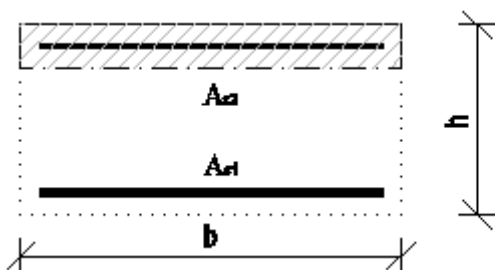
h (m)	d <sub>s</sub> (m)	a <sub>s</sub> (m)	A <sub>sl</sub> (m <sup>2</sup> )	d (m)	$\rho_l$ (-)	k (-)	N <sub>Ed</sub> (kN)	$\sigma_{cp}$ (MPa)	V <sub>Rd,c</sub> (kN)	V <sub>Rd,max</sub> (kN)	
0.260	0.016	0.150	1.34E-03	0.197	0.007	2.00	0.00	0.00	129.2	1040.2	OK

Návrh konstrukční smykové výztuže 9 spon na 1m<sup>2</sup>.

Volné okraje budou opatřeny lemovací výztuží, stykovanou s rozdělovací výztuží na délce min 2x tl. konstrukce.

**11.5. Výztuž římsy v MSP – charakteristická**

Pro posouzení jsou uvažovány stejné vstupní parametry jako v MSÚ. Posouzení je provedeno pro průřez s trhlinou, za vyloučení působení betonu v tahu. S ohledem na zatížení mostu je nutné uvážit i vliv tahových vodorovných sil.

**Posouzení průřezu – svislá výztuž**

Posouzení ve vetknutí římsy:

$\sigma_c = -11.9$ MPa	$< 0.6 \cdot f_{ck} = -18.0$ MPa
$\sigma_s = 213.1$ MPa	$< 0.8 \cdot f_{yk} = 400.0$ MPa

**12. ZÁVĚR**

Dimenze mostu jsou navrženy v souladu s uvažovaným zatížením, návrh konstrukce mostu vyhovuje požadovaným návrhovým parametrům.

Vypracoval: Ing. Radek Navrátil

**13. PŘÍLOHA 1 – ZATÍŽITELNOST MOSTU****A Identifikace mostu**

TÚ (číslo, název): 2005 DÚ: 06

km: 

–	–	5	,	0	4	6
---	---	---	---	---	---	---

**B Identifikace části mostu**Část mostu: nosná konstrukce vč. založení poř. číslo: K01 pod kolejí č.: 1, 2, 3 a 4  
(ve směru staničení)**C Doplnující data pro část mostu**

Kategorie zatížitelnosti: C

Výpočtový model: prutový a deskostěnnový

Geometrie koleje, uvažovaná v přepočtu části mostu (ve směru staničení):

	na začátku	uprostřed	na konci
poloměr oblouku [m]	0 (m)	0 (m)	0 (m)
převýšení koleje [mm]	0 (mm)	0 (mm)	0 (mm)
excentricita vůči ose mostu [m]	projektovaná a krajní poloha kolejí na mostě		

Směrná úroveň spolehlivosti:  $\beta_t = 3.624$ 

zbytková životnost: bez omezení

Popis použitých úlev: Výpočet je proveden pro novou konstrukci mostu

Popis závad uvažovaných v přepočtu části mostu: -

Datum zjištění technického stavu mostu – novostavba

zpracovatelem přepočtu

- / - / -

Poznámka k části zdi či k rozhodující poloze zatížení: V tabulce zatížitelnosti jsou uvedeny pouze rozhodující prvky a hodnoty zatížitelnosti, podrobněji viz statický výpočet.

Poř. č.	Prvek	Detail	Namáhání	$k_i$	Typ	$L_p$	$\Phi_i$	$L_\Phi$	$\gamma_{QLM71}$	Viz číslo strany přepočtu	$Z_{LM71}$	Poznámky
1	Pilota		tlak	1	S	-	1.35	13.6	1.45	29	1.29	rozhodující
2	Pilota		ohyb (MSÚ)	1	S	-	1.32	15.0	1.45	31	1.45	rozhodující
3	Pilota		smyk	1	S	-	1.32	15.0	1.45	31	3.23	rozhodující
4	Základ	spodní povrch	ohyb (MSÚ)	1	S	-	1.32	15.0	1.45	32	2.60	rozhodující
5	Základ	protlačení	smykové napětí	1	S	-	1.32	15.0	1.45	33	1.61	rozhodující
6	Příčel	rámový roh	ohyb (MSÚ)	1	S	-	1.32	15.0	1.45	37	1.49	rozhodující
7	Příčel	pole	ohyb (MSÚ)	1	S	-	1.32	15.0	1.45	37	1.39	rozhodující
8	Příčel	rámový roh	smyk	1	S	-	1.32	15.0	1.45	37	3.33	rozhodující
9	Příčel	pole	smyk	1	S	-	1.32	15.0	1.45	37	1.69	rozhodující
10	Příčel	rámový roh	ohyb (MSP)	1	S	-	1.32	15.0	1.45	39	3.61	rozhodující
11	Příčel	pole	ohyb (MSP)	1	S	-	1.32	15.0	1.45	39	1.74	rozhodující
12	Stěny	-	ohyb (MSÚ)	1	S	-	1.32	15.0	1.45	47	1.25	rozhodující
13	Stěny	-	smyk	1	S	-	1.32	15.0	1.45	47	1.50	rozhodující
14	Stěny	-	ohyb (MSP)	1	S	-	1.32	15.0	1.45	50	2.26	rozhodující
15	křídla	-	ohyb (MSP)	1	S	-	1.32	15.0	1.45	58	6.73	rozhodující

Dne: 29 / 5 / 2023

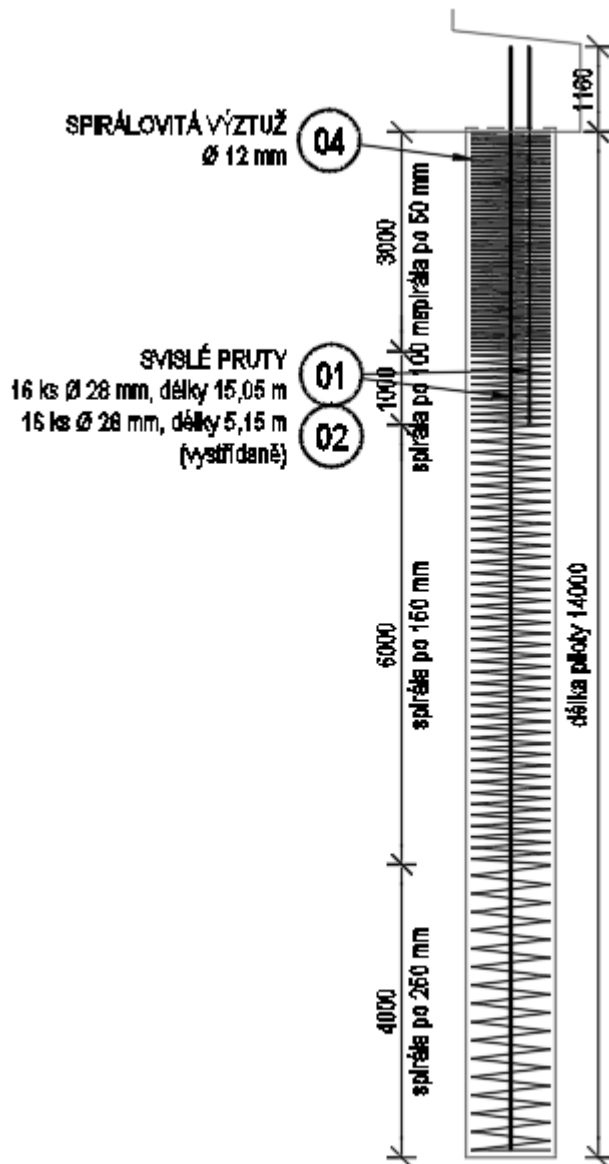
zatížitelnost určil: Ing. Radek Navrátil

Přechodnost:Zatížitelnost mostu je  $Z_{LM71} > 1,21$ , tj. přechodnost nebyla ověřována. Přechodnost provozního zatížení se uvažuje dle článku 5.3.3 předpisu SŽ S5/1, pro traťové třídy zatížení/s přidruženou rychlostí D4/120 a D2/160.

## 14. PŘÍLOHA 2 – SCHÉMATA VÝZTUŽE

### 14.1. Výztuž pilot

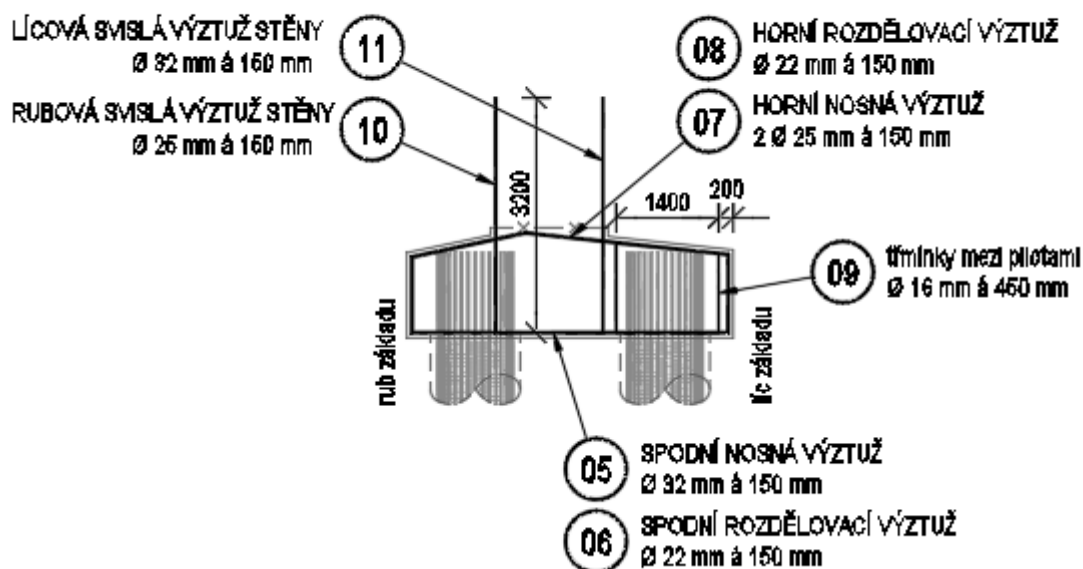
- výztuž pilot je sjednocena s ohledem na geologii, konstrukční zásady a provádění



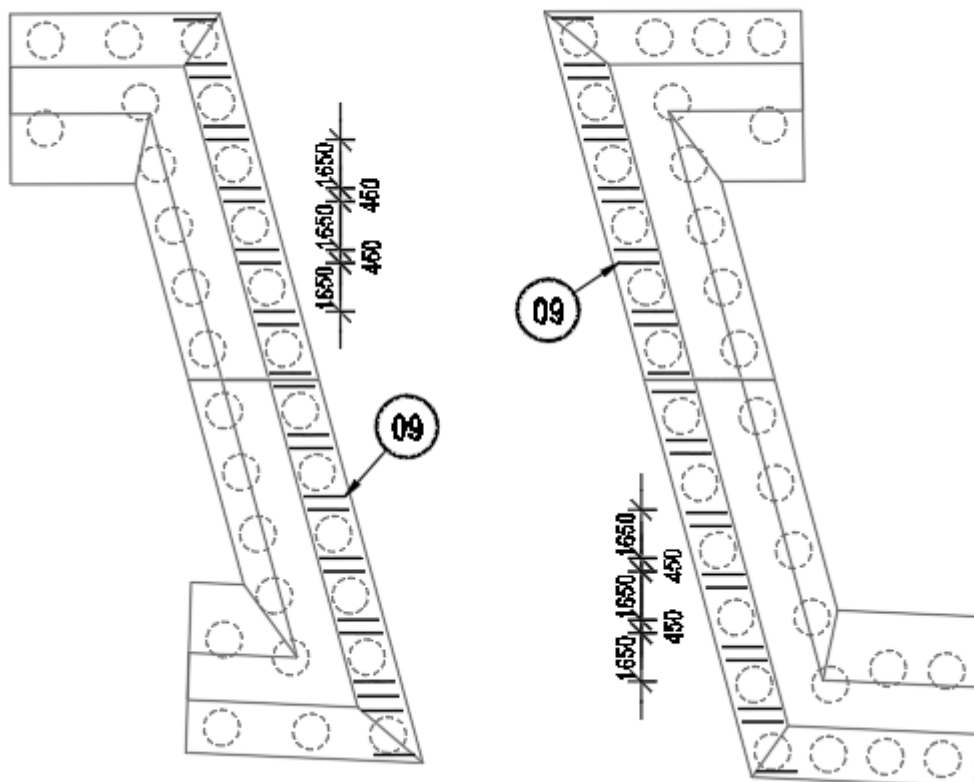
## 14.2. Výztuž základu rámu

- výztuž základu je sjednocena s ohledem na geologii, konstrukční zásady a provádění

## PODÉLNÝ ŘEZ



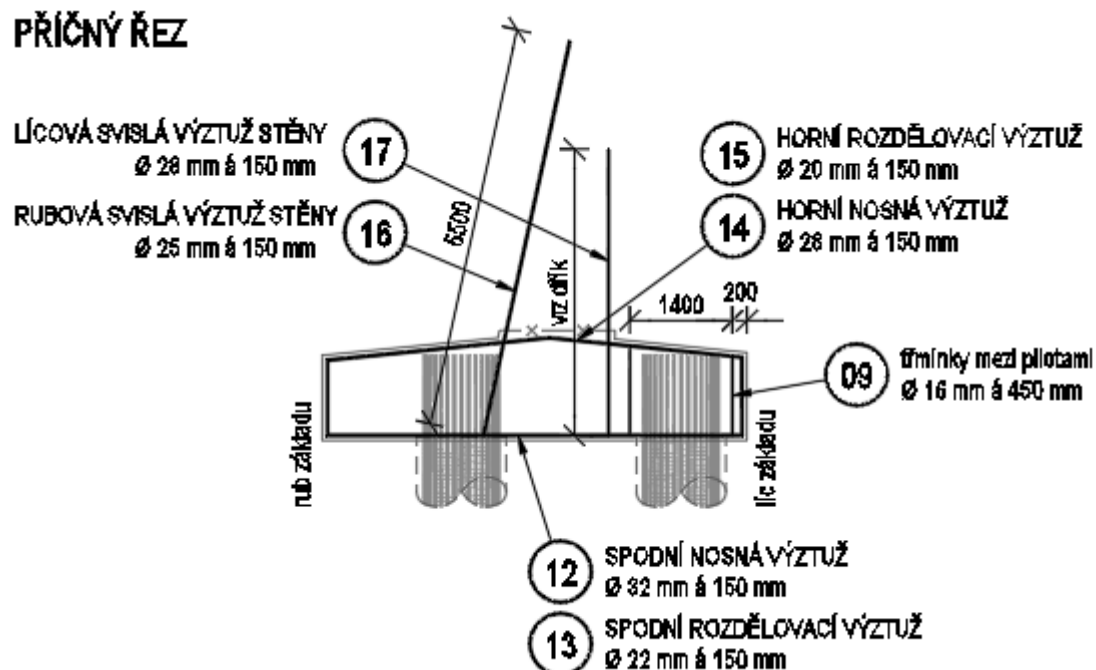
## PŮDORYS - SMYKOVÁ VÝZTUŽ



## 14.3. Výztuž základu křídel

- výztuž základu je sjednocena s ohledem na geologii, konstrukční zásady a provádění

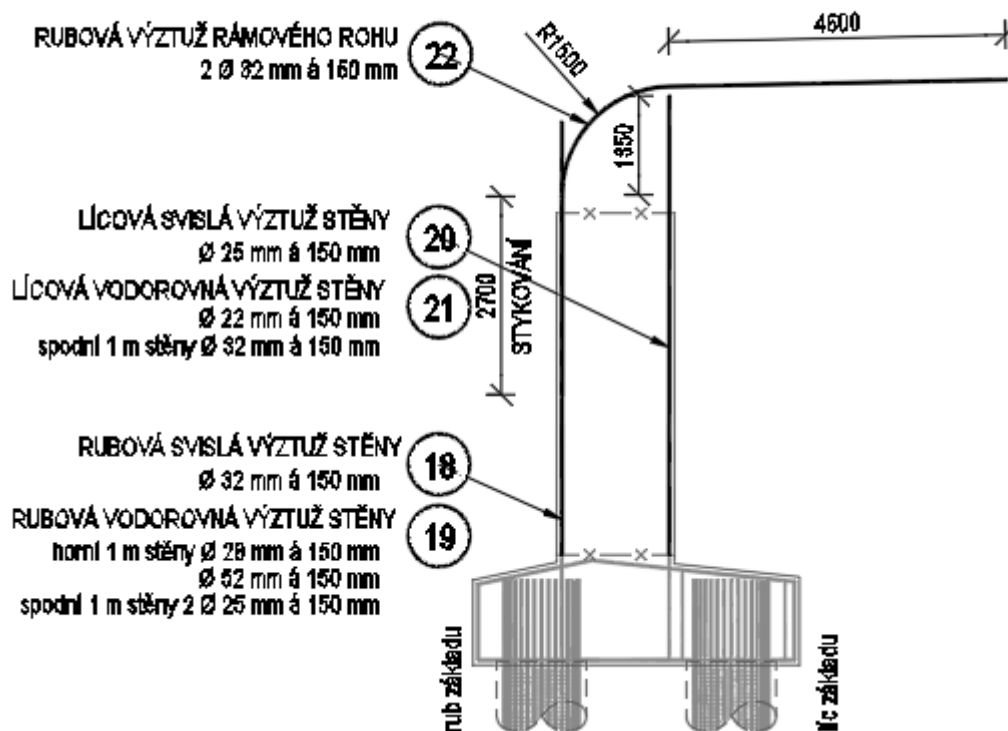
## PŘÍČNÝ ŘEZ



## 14.4. Výztuž stěn rámu

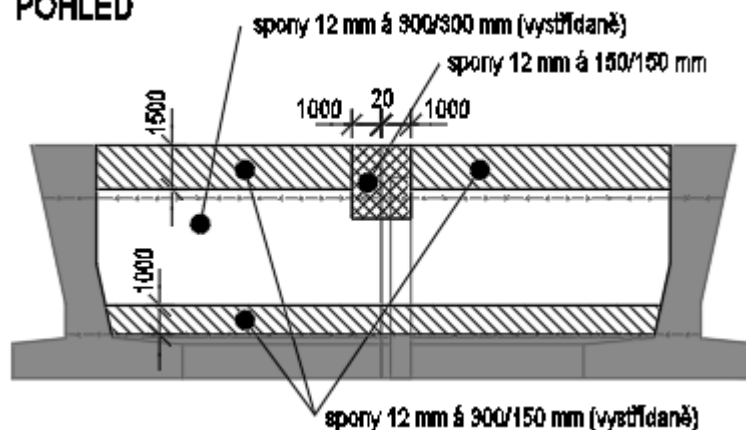
- výztuž stěn je po délce sjednocena, s ohledem na šikmost mostu, konstrukční zásady a provádění

## PODÉLNÝ ŘEZ



- smyková výztuž stěn je po částech sjednocena, s ohledem na šikmost mostu, konstrukční zásady a provádění

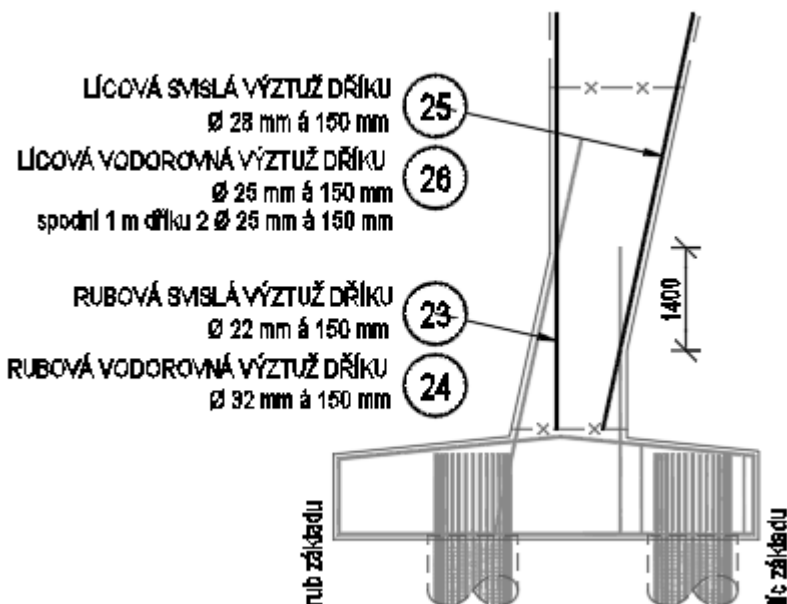
## POHLED



### 14.5. Výztuž krajního křídla

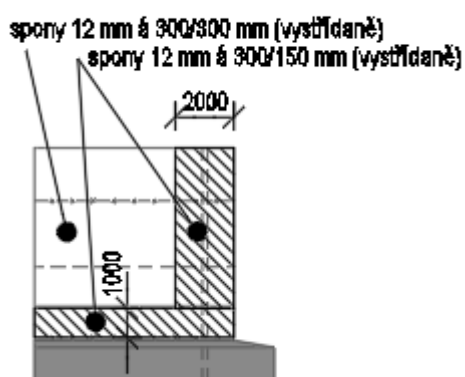
- Ohybová výztuž křídla je navržena pro typické krajní křídlo mostu
- výztuž křídla je nutné ukončit v základu a stěně rámu, na kotevní resp. stykovací délku

#### PŘÍČNÝ ŘEZ



- smyková výztuž křídla je navržena pro typické krajní křídlo mostu

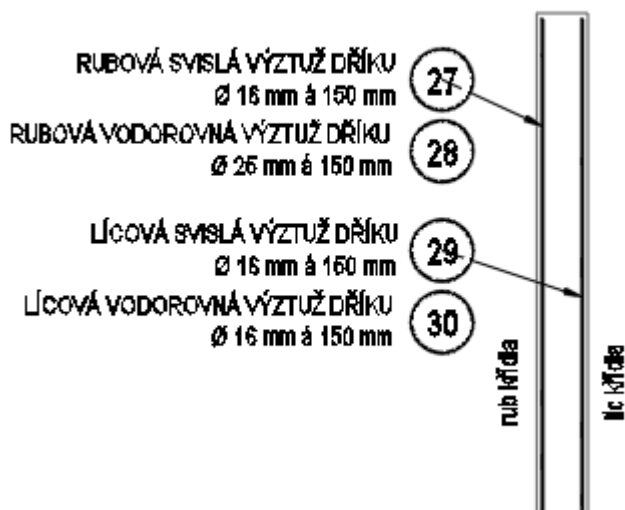
#### POHLED



#### 14.6. Výztuž vnitřního křídla

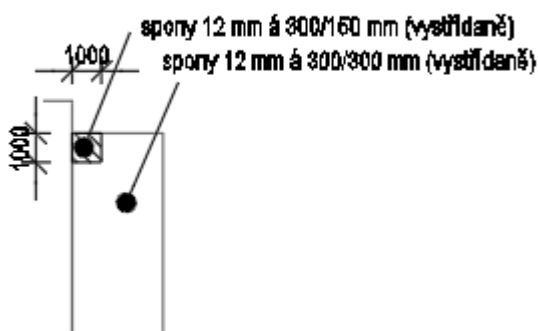
- Ohybová výztuž křídla je navržena pro typické vnitřní křídlo mostu
- výztuž křídla je nutné ukončit v základu a stěně rámu, na kotevní resp. stykovací délku

#### PŘÍČNÝ ŘEZ



- smyková výztuž křídla je navržena pro typické vnitřní křídlo mostu

#### POHLED

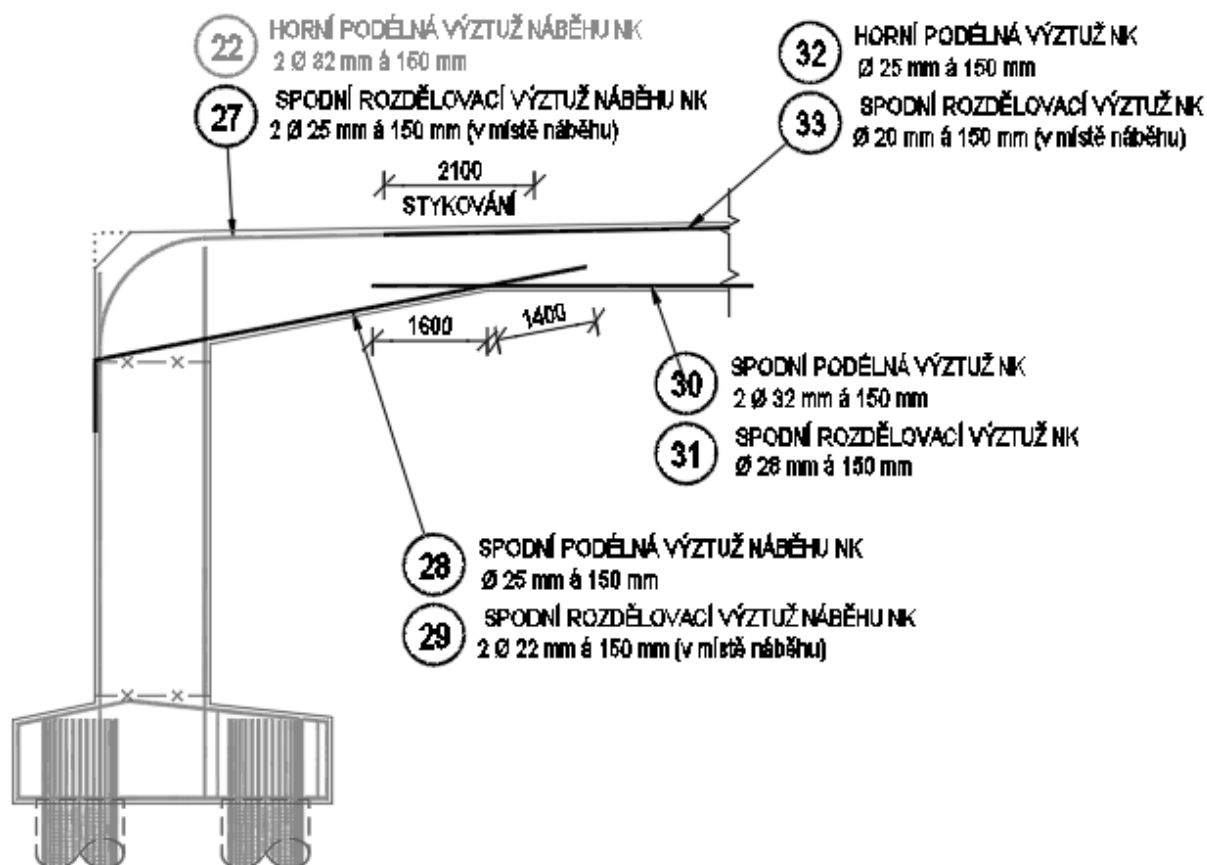




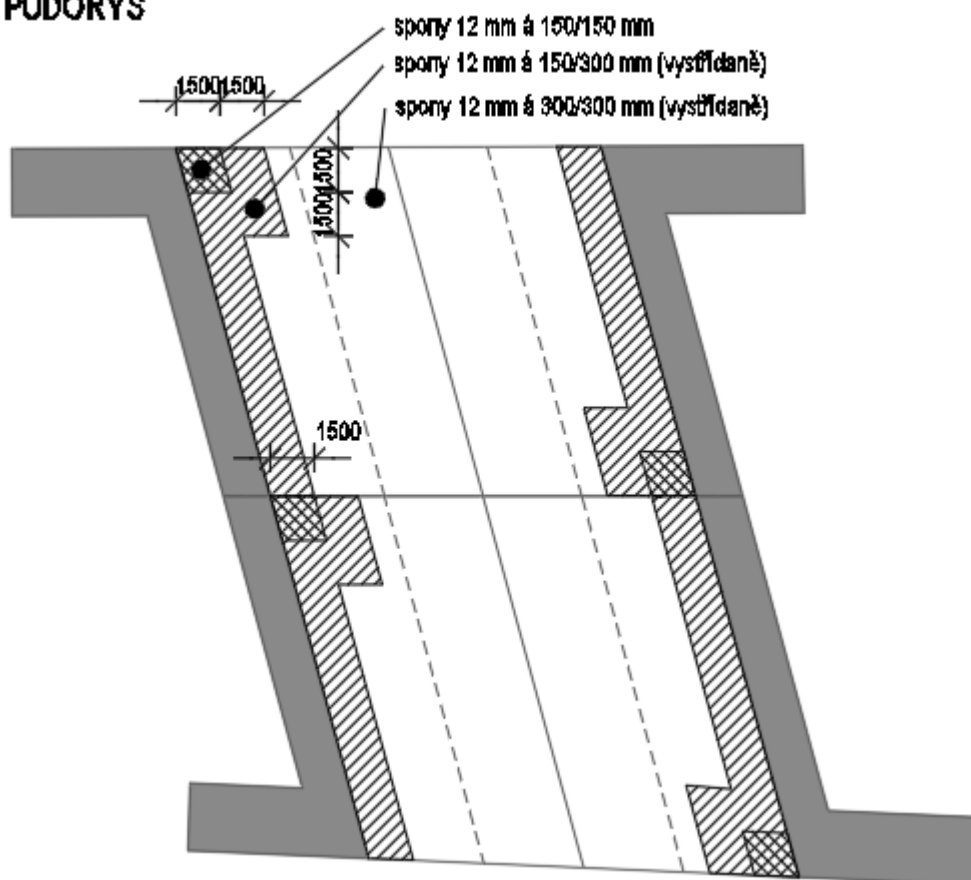
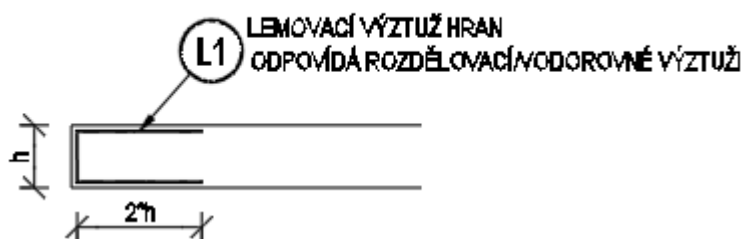
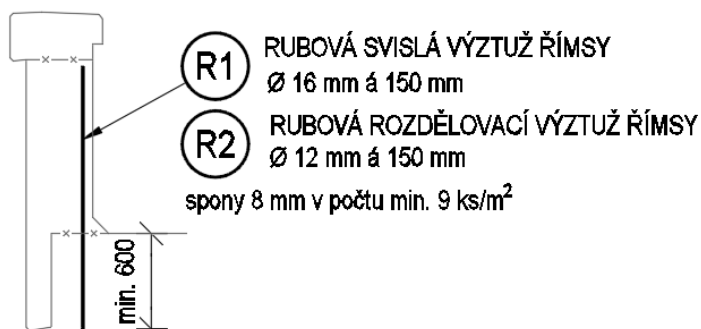
## 14.7. Výztuž příčle (nosné konstrukce)

- ohybová výztuž příčle je po šířce sjednocena, s ohledem na šikmost mostu, konstrukční zásady a provádění

## PODÉLNÝ ŘEZ



- smyková výztuž příčle je po částech sjednocena, s ohledem na šikmost mostu, konstrukční zásady a provádění

**PŮDORYS****14.8. Lemovací výztuže bočních hran dířku****PŮDORYSNÝ ŘEZ****14.9. Výztuž římsy****PŘÍČNÝ ŘEZ**

## 15. PŘÍLOHA 3 – DOPORUČENÍ PRO NÁVRH KONSTRUKCE

### 15.1. Doporučení pro omezení vzniku povrchových (pohledových) trhlin

S ohledem na tloušťky monolitických prvků a výrazný vliv smrštění betonu se doporučuje, aby maximální krytí betonářské výztuže (navržené na účinky objemových změn) nepřekročilo 75 mm, ve výpočtu je uvažováno 55 mm, pro základy pak 65 mm. Maximální příčná vzdálenost vložek betonářské výztuže navržených na zachycení tahových namáhání od smrštění betonu je 150 mm, ve výpočtu není uvažována větší vzdálenost než 150 mm. **Pokud je u pohledového povrchu navržena výztuž o průměru  $\geq 25$  mm, doporučuje se nad tuto výztuž umístit ještě výztužnou síť zabraňující vzniku podélné trhliny v místech nad silným prutem (aby nebylo nutné zvětšovat krytí betonu, lze použít např. kompozitní kari síť z čedičových vláken).**

Výhody kompozitní kari sítě:

- Vyšší pevnost v tahu, tj. menší průměry výztuže
- Menší modul pružnosti, pokud se jedná pouze o povrchovou výztuž
- Nevodivá, nemagnetická, s vysokou odolností proti korozi a v alkalickém prostředí, nízká tepelná vodivost


Příklady kompozitní kari sítě, jako náhrady za klasickou ocelovou betonářskou žebírkovou výztuž:

- $\Phi$  2,2 mm s oky 50 x 50 mm nebo 100 x 100 mm (alternativa k ocelové kari síti  $\Phi$  4 mm)
- $\Phi$  3 mm s oky 100 x 100 mm (alternativa k ocelové kari síti  $\Phi$  5 až 6 mm)
- $\Phi$  6 mm s oky 150 x 150 mm (alternativa k ocelové kari síti  $\Phi$  8 mm s oky 100 x 100 mm)

### 15.2. Doporučení pro těsnění dilatační spáry v ose kolejí

Protože most je v příčném směru rozdělen na dva dilatační celky, každý pod dvěma kolejemi (ve finálním stavu), založení je poddajné, most je šikmý a s rovnoběžnými křídly (možné smykové spojení s navazujícími opěrnými zdmi), lze očekávat rozevírání dilatační spáry v různých fázích výstavby, zejména působením zemního tlaku na šikmé opěry (půdorysné kroucení) a křídla (příčný posun). Část tohoto rozevření bude eliminována postupem výstavby po polovinách, se zachováním provozu vždy alespoň v jedné hlavní koleji, část přibude působením nahodilého zatížení.

Je tedy vhodné použít pro těsnění spáry vnitřní dilatační pás s větším výsledným pohybem, např. „O-20“.

Použití	Typ	Šíře cm	Délka- 1 role /m/	Nominální tloušťka mm ( $\pm 10\%$ )	Zatížení - výška vodního sloupce m
 Max. rozsah pohybu: 20 mm dilatace 10 mm střih	O-15	15	15 a 30	2.5	5
	O-20	20	15	3.0	5
	O-20 L	20	15	2.0 - 3.5	5

Dále je vhodné zvážit místo použití tmelu nebo zabetonovaného profilového těsnění v líci spáry, dodatečně vložený uzavírací spárový profil, osazený po dokončení výstavby a zásypů obou polovin mostu a rozměru dle aktuální šířky spáry. Vhodné mohou být např. profily řady EP 35/45/28.



**EP 35/45/28**  
(für 20er Fugen)

