



EVROPSKÁ UNIE
Evropské strukturální a investiční fondy
Operační program Doprava

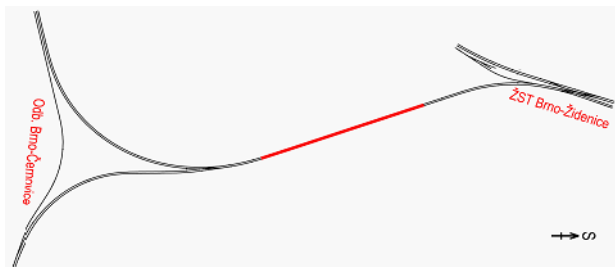
Ministerstvo dopravy
Státní fond dopravní
infrastruktury



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

Zhotovitel díla:	Správa železnic, státní organizace	
Adresa:	Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1	
Kontakt:	T: +420 972 235 830 E: O9sek@spravazeleznic.cz	
Zhotovitel objektu:	Správa železnic, státní organizace	
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
Název části:	Mosty, propustky a zdi		Označení zhotovitele: S622100218
Název objektu/dílní části:	Brno os. nádr. - Brno-Židenice, žel. most v ev.km 4,804 - Jílkova (nový km 145,082)		Označení části: D.2.1.4
Název přílohy:	Statický výpočet		Označení objektu/komplexu: SO 31-19-06
Název dílní části přílohy:	-		Číslo přílohy: 3. 001
Odpovědný projektant:	Zpracovatel přílohy:	Měřítko: -	Stupeň dokumentace: DSP
Ing. Jan Bartaloš	Ing. Radek Navrátil	Formáty: 81 x A4	
Kraj:	Katastrální území:	TUDU:	Smluvní datum zpracování:
Jihomoravský	Židenice 611115	2005 06	21.6.2023

Označení investora:	Stupeň dokumentace:	Část:	Objekt:	Podoblast:	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 6

[Prostor pro další informace]

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

**SO 31-19-06 Brno os. nádr. - Brno-Židenice,
žel. most v ev.km 4,804 - Jílkova
(nový km 145,082)**

Dokumentace pro stavební povolení (DSP)

Statický výpočet

OBSAH

1. ZÁKLADNÍ ÚDAJE O MOSTNÍM OBJEKTU	5
1.1. ZÁKLADNÍ ÚDAJE O STAVBĚ A MOSTNÍM OBJEKTU	5
1.2. ÚDAJE O STAVEBNÍKOVÍ	5
1.5. DOPLŇUJÍCÍ ÚDAJE O MOSTĚ	5
2. PODKLADY.....	6
3. VÝPOČETNÍ POMŮCKY.....	6
4. PŘEHLED DALŠÍ POUŽITÉ LITERATURY	6
5. ZÁKLADNÍ TECHNICKÝ POPIS KONSTRUKČNÍCH ČÁSTÍ OBJEKTU	7
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
6. GRAFICKÉ PŘÍLOHY MOSTU	8
7. VÝPOČETNÍ MODEL	12
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
8. POPIS ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ	19
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. Nezátížený 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
9.	KOMBINACE	26
9.1.	SESTAVY ZATÍŽENÍ	26
9.2.	SOUČINITELÉ ZATÍŽENÍ A KOMBINACE	27
9.3.	KOMBINACE DLE NÁVRHOVÝCH SITUACÍ	27
10.	POSOUZENÍ MOSTU	28
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
11.	POSOUZENÍ ŘÍMSY	68
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
12.	ZÁVĚR	71
13.	PŘÍLOHA 1 – ZATÍŽITELNOST MOSTU	72
14.	PŘÍLOHA 2 – SCHÉMATA VÝZTUŽE.....	73
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
15.	PŘÍLOHA 3 – DOPORUČENÍ PRO NÁVRH KONSTRUKCE.....	81
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
Dílčí část – objekt (PS/SO):	SO 31-19-06 Brno os. nádr. - Brno-Židenice, žel. most v ev.km 4,804 - Jílkova (nový km 145,082)
Charakter dílčí části:	změna již dokončené stavby
Staničení mostního objektu	km 4,804 (stávající) km 145,082 058 (nové)
Překračované překážky:	ul. Jílkova
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. Doplňující 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	18,10 m
Délka mostu	26,60 m
Rozpětí nosné konstrukce	18,99 m
Stavební výška	2,143 m
Světlost kolmá/šikmá	15,82 m/17,12 m
Šikmost mostu	levá/70,29°
Šířka mostu	9,35 m
Volná šířka mostu	9,02 m
Šířka mezi zábradlím	9,13 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 vápnitými jíly („tégly“) a ve spodní část písčitémi sedimenty („brněnskými písky“). Mocnost svrchních jílu dosahuje až několik desítek metrů, brněnské písky nebyly ve vrtech zastiženy. Povrch terciérních sedimentu je mírně zvlněný, v sondách byly na povrchu terciérních jílu indikovány lokální mělké deprese.

Kvartérní pokryv tvoří fluvialní a místy eolické sedimenty, překryté vrstvou navážek. Bazální souvrství fluvialních sedimentu je tvořeno terasovými štěrky s vložkami písku, svrchní část je budována soudržnými jílovitými a hlinitými náplavy. Zejména v souvrství jemnozrnných zemin je patrná značná heterogenita v jejich zrnitostním složení.

Podzemní voda je průlinová ve štěrkovitých a písčitých sedimentech s volnou až mírně napjatou hladinou. Hladina podzemní vody kolísá v průběhu roku v závislosti na klimatických poměrech a stavu vody v místních vodotečích (Svitavě). Agresivita podzemní vody se uvažuje **XA2**.

Pro most přes ulici Jílkova (SO 31-19-06) byly provedeny vrty JIJ1, JIJ2, AE11 a archivní vrty AS21, AS22 a AS23.

Geologická skladba vrtu J1:

0 - 1.35	Hlína štěrkovitá	pevná až tvrdá	F1/MGY	N
1.35 - 2.5	Jíl se střední plasticitou	pevný	F6/CI	Q1
2.5 - 4.2	Jíl s vysokou plasticitou	tuhý	F8/CH	Q1
4.2 - 5.5	Jíl s vysokou plasticitou	měkký až tuhý	F8/CHO	Q1
5.5 - 5.8	Písek jílovitý	středně ulehlý	S5/SC	Q3
5.8 - 7.5	Stěrk s příměsí jemn. Zeminy	středně ulehlý	G3/G-F	Q3
7.5 - 8	Hlína s velmi vysokou plasticitou	tuhá	F7/MV	Ta
8 - 12	Hlína s velmi vysokou plasticitou	pevná	F7/MV	Tb

Geologická skladba vrtu J2:

0 - 0.3	Hlína písčitá	-	F3/MSY	N
0.3 - 1	Hlína písčitá	tvrdá	F3/MSY	Q1
1 - 1.8	Hlína písčitá	pevná	F3/MS	Q1
1.8 - 2.9	Jíl se střední plasticitou	tuhý	F6/CI	Q1
2.9 - 5.7	Hlína s vysokou plasticitou	měkká až tuhá	F7/Mho	Q1
5.7 - 6	Stěrk s příměsí jemn. Zeminy	středně ulehlý	G3/G-F	Q3
6 - 6.7	Písek s příměsí jemn. Zeminy	středně ulehlý	S3/S-F	Q3
6.7 - 7.4	Stěrk s příměsí jemn. Zeminy	středně ulehlý	G3/G-F	Q3
7.4 - 8	Hlína s velmi vysokou plasticitou	tuhá	F7/MV	Ta
8 - 12	Hlína s velmi vysokou plasticitou	pevná	F7/MV	Tb

Geotechnické parametry zemin:

Geotechnický typ	Objemová tíha (kNm ³)	Relativní ulehlost	Stupeň konzistence	Edef (Mpa)	Poissonovo číslo	ϕ_{ef} (°)	c_{ef} (kPa)	ϕ_u (°)	c_u (kPa)	Tabulková únosnost R _{dt} (kPa)
N	18.5	0.5	1	5	0.35	24	14	-	-	-
Q1	19	-	0.5a	2	0.4	17	8	0	50	100
Q3	19.2	0.6	-	100	0.25	33	0	-	-	450 (700)
Ta	19.2	-	1	7	0.4	19	30	5	90	200
Tb	19.2	-	1.2	14	0.4	21	35	9	140	300

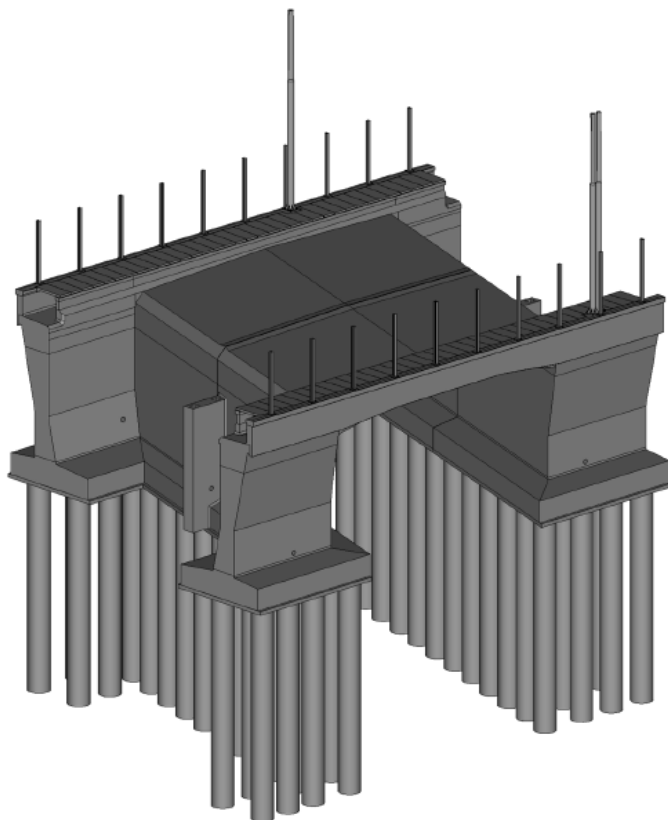
5.3. Geologie uvažovaná ve výpočetním modelu

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

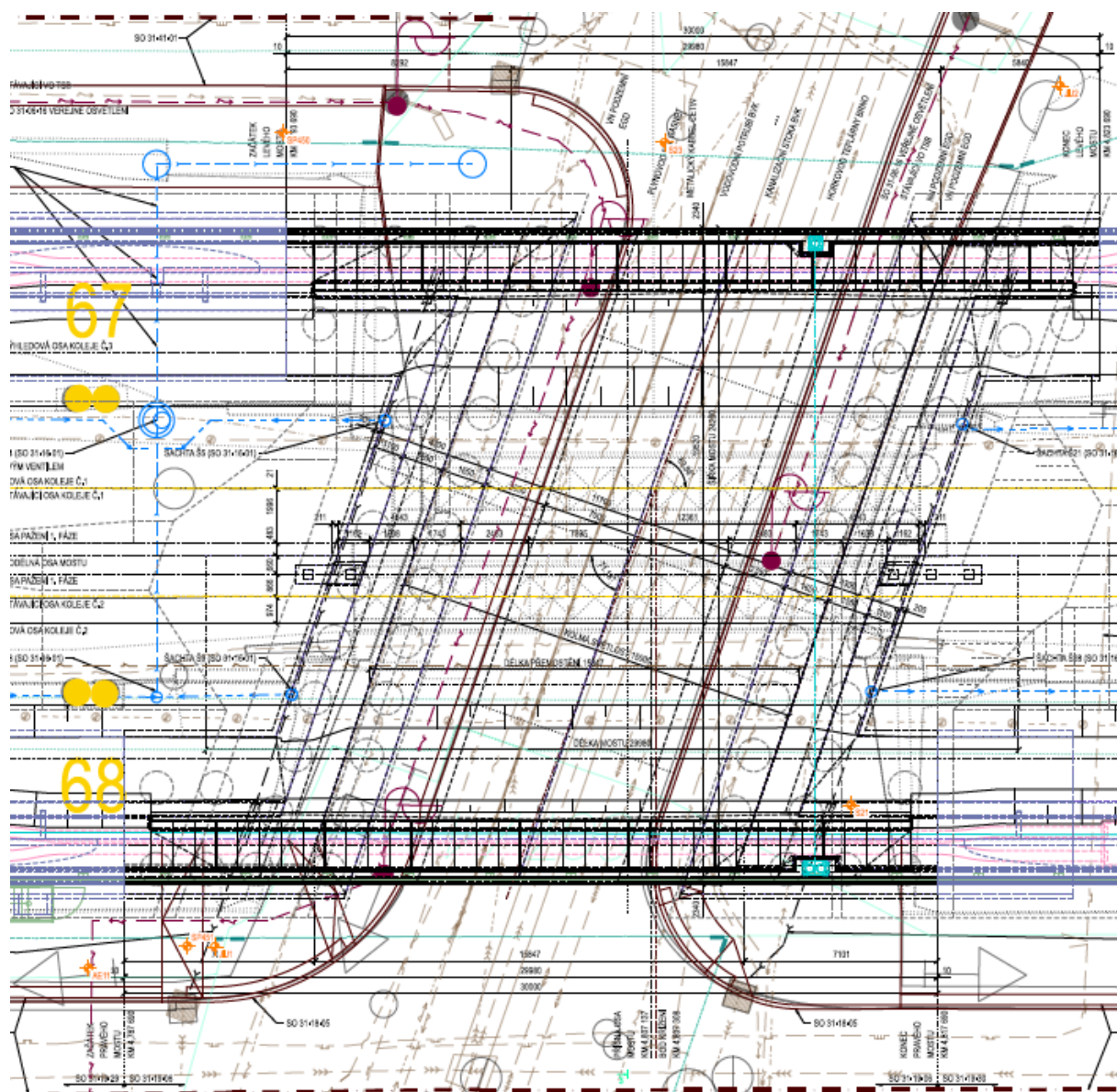
5.4. Popis technického řešení

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.

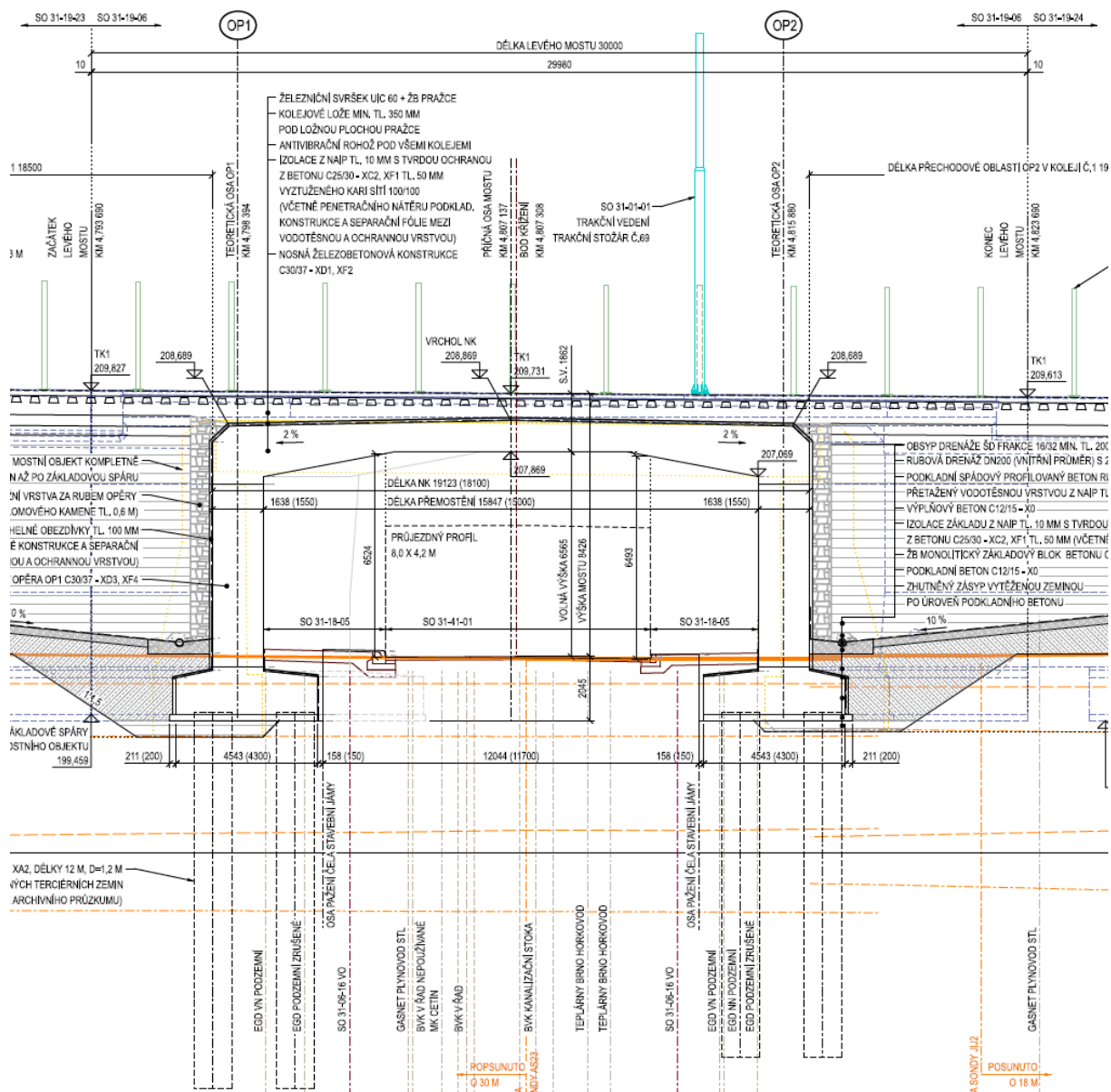
6. GRAFICKÉ PŘÍLOHY MOSTU



Výřez z výkresu půdorysu mostu



Výřez z výkresu podélného řezu mostu

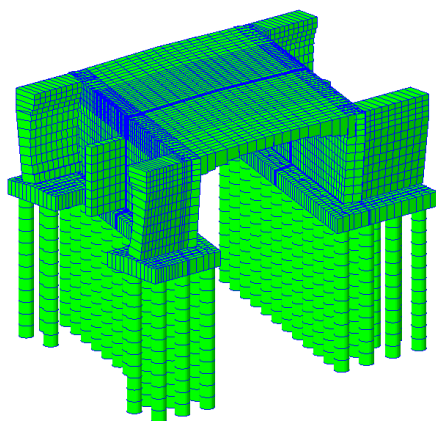


7. VÝPOČETNÍ MODEL

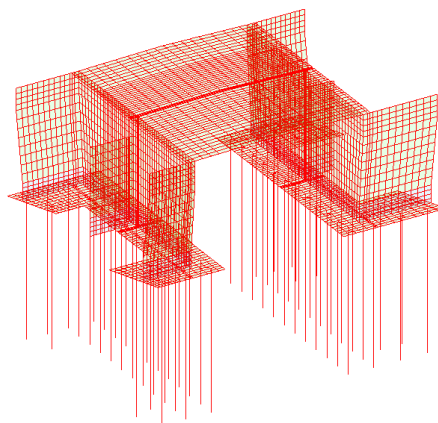
7.1. Výpočetní model nosné konstrukce

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)



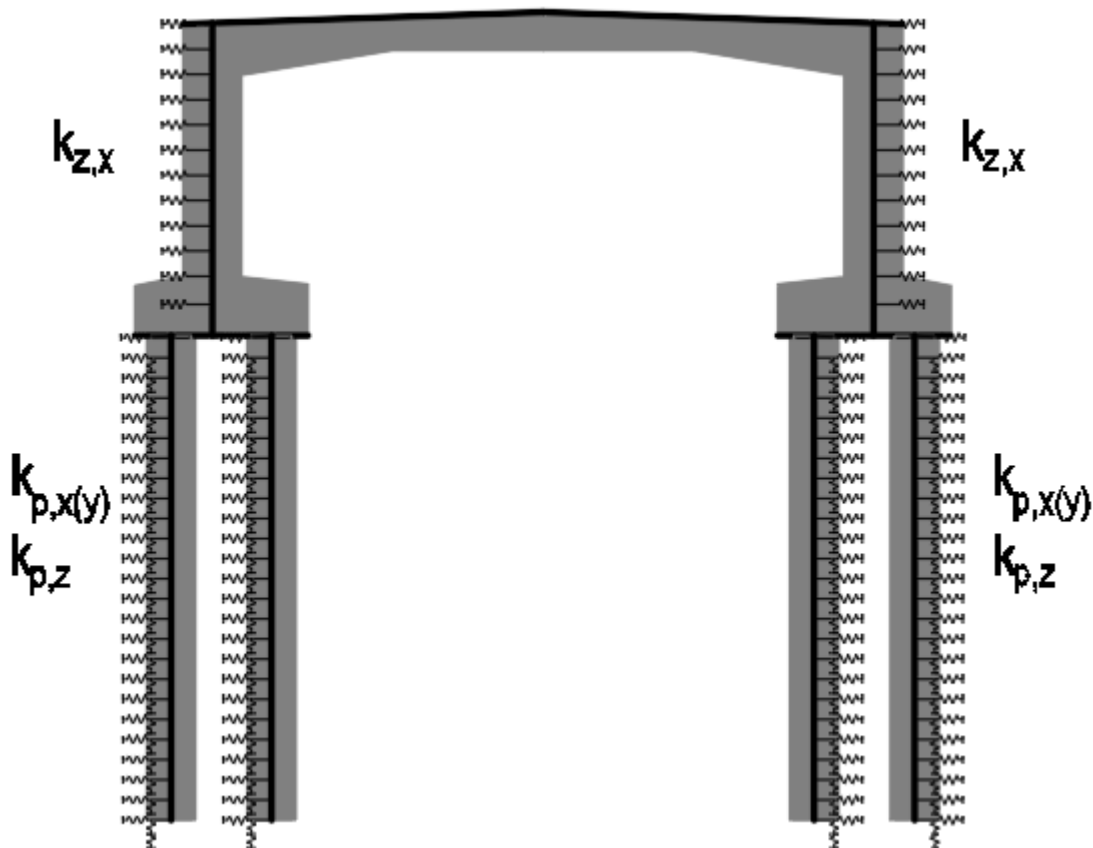
Axonometrický pohled (bez zobrazení hmot)



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:

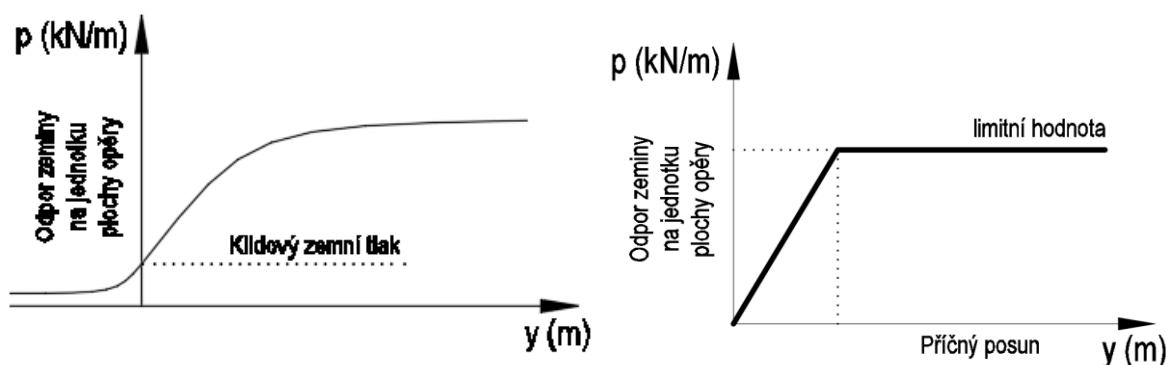
- Youngův modul zeminy přechodové oblasti pro horní mez $E_{s,max} = 400 \text{ MPa}$
- Youngův modul zeminy přechodové oblasti pro dolní mez $E_{s,min} = 80 \text{ MPa}$

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 16,55 m a výšku opěr 9,25 m následovně:

- vodorovná tuhost zásypu pro horní mez $k_{hor,max} = (4 \cdot E_s / \pi) / ((L_0 / H_0)^{0.6} \cdot H_0) = 38\,836 \text{ kN/m}^2$
- vodorovná tuhost zásypu pro dolní mez $k_{hor,min} = (4 \cdot E_s / \pi) / ((L_0 / H_0)^{0.6} \cdot H_0) = 7\,767 \text{ kN/m}^2$

reálná tuhost zásypu přechodové oblasti

idealizovaná tuhost bez redukce na aktivní zemní tlak



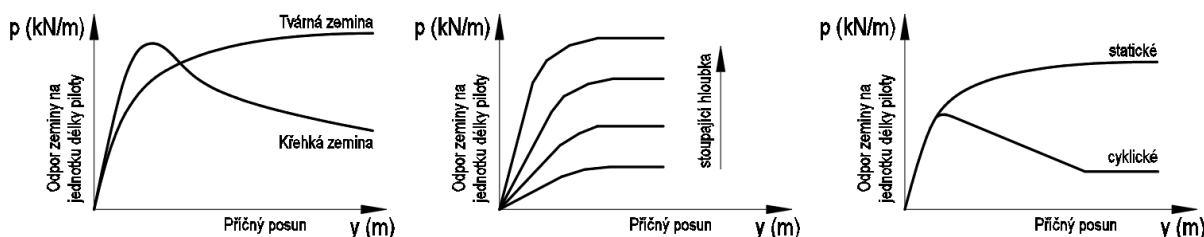
7.2.2. Pro piloty

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 jílu je tuhost P-Y křivek vyjádřena dle Matlocka, pro tuhé a pevné hlíny a jíly, a pro nesoudržné písčité a štěrkovité zeminy dle Reese.

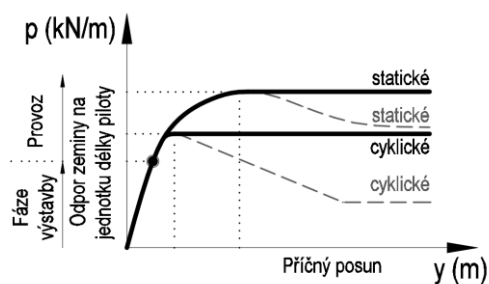
Horizontální reálná tuhost dle charakteru zeminy, dle narůstající hloubky a dle typu zatížení



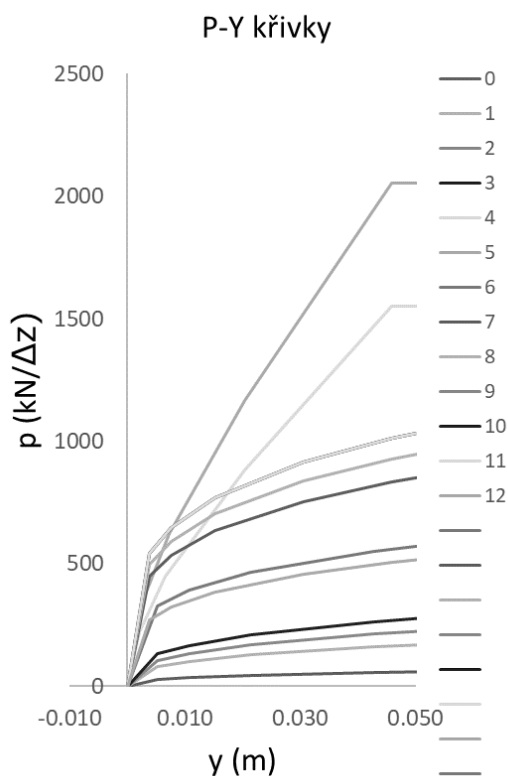
Pro výpočet se tedy uvažují idealizované P-Y křivky, statická pro působení dlouhodobých zatížení a cyklická pro působení krátkodobých zatížení. Protože zatížení dopravou je zadáno jako pohyblivé a nelze tedy aplikovat

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
0.00530	26.9	0.00530	79.6	0.00530	105.7	0.00530	131.7	0.00105	110.8	0.00145	178.1	0.00530	327.3
0.01070	34.0	0.01070	100.7	0.01070	133.5	0.01070	166.4	0.00210	221.6	0.00289	356.2	0.01070	390.1
0.02140	42.9	0.02140	126.8	0.02140	168.2	0.02140	209.7	0.00666	447.1	0.00725	623.0	0.02140	463.9
0.04270	54.0	0.04270	159.7	0.04270	211.8	0.04270	263.9	0.00666	447.1	0.00725	623.0	0.04270	551.4
0.06410	61.8	0.06410	182.8	0.06410	242.5	0.06410	302.2	0.00666	447.1	0.00725	623.0	0.06410	610.3
0.08540	68.0	0.08540	201.2	0.08540	266.9	0.08540	332.5	0.02033	881.5	0.02033	1166.1	0.08540	655.7
0.12810	77.9	0.12810	230.3	0.12810	305.5	0.12810	380.7	0.04575	1551.5	0.04575	2052.4	0.12810	725.7
0.17080	85.7	0.17080	253.4	0.17080	336.2	0.17080	419.0	0.05033	1551.5	0.05033	2052.4	0.17080	779.8
0.21350	85.7	0.21350	253.4	0.21350	336.2	0.21350	419.0					0.21350	824.5
0.25620	85.7	0.25620	253.4	0.25620	336.2	0.25620	419.0					0.25620	863.0
0.29890	85.7	0.29890	253.4	0.29890	336.2	0.29890	419.0					0.29890	896.9
0.32030	85.7	0.32030	253.4	0.32030	336.2	0.32030	419.0					0.34160	927.3
0.34160	85.7	0.34160	253.4	0.34160	336.2	0.34160	419.0					0.42700	927.3
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		
0.00380	447.8	0.00380	497.3	0.00380	543.0	0.00380	543.0	0.00380	543.0	0.00380	271.5		
0.00760	532.5	0.00760	591.4	0.00760	645.8	0.00760	645.8	0.00760	645.8	0.00760	322.9		
0.01530	634.3	0.01530	704.5	0.01530	769.2	0.01530	769.2	0.01530	769.2	0.01530	384.6		
0.03050	753.7	0.03050	837.1	0.03050	914.0	0.03050	914.0	0.03050	914.0	0.03050	457.0		
0.04580	834.3	0.04580	926.7	0.04580	1011.8	0.04580	1011.8	0.04580	1011.8	0.04580	505.9		
0.06100	896.3	0.06100	995.5	0.06100	1087.0	0.06100	1087.0	0.06100	1087.0	0.06100	543.5		
0.09150	991.9	0.09150	1101.7	0.09150	1202.9	0.09150	1202.9	0.09150	1202.9	0.09150	601.5		
0.12200	1065.9	0.12200	1183.9	0.12200	1292.6	0.12200	1292.6	0.12200	1292.6	0.12200	646.3		
0.15250	1127.0	0.15250	1251.8	0.15250	1366.8	0.15250	1366.8	0.15250	1366.8	0.15250	683.4		
0.18300	1179.6	0.18300	1310.1	0.18300	1430.5	0.18300	1430.5	0.18300	1430.5	0.18300	715.3		
0.21350	1226.0	0.21350	1361.6	0.21350	1486.7	0.21350	1486.7	0.21350	1486.7	0.21350	743.4		
0.24400	1267.6	0.24400	1407.8	0.24400	1537.2	0.24400	1537.2	0.24400	1537.2	0.24400	768.6		
0.30500	1267.6	0.30500	1407.8	0.30500	1537.2	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.

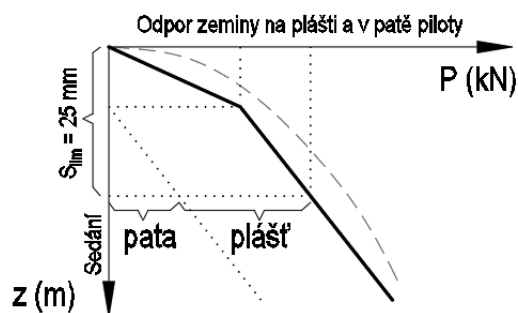
Vertikální reálná tuhost



Nelineární průběh dle Masopusta

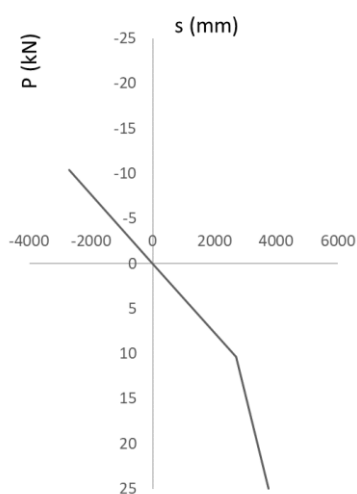


Pro výpočet se uvažuje idealizovaná P-Z křivka, kde tuhost je zadána ve dvou krocích jako u P-Y křivek.



Vertikální tuhost 12 m pilot

P-Z křivka - sedání piloty



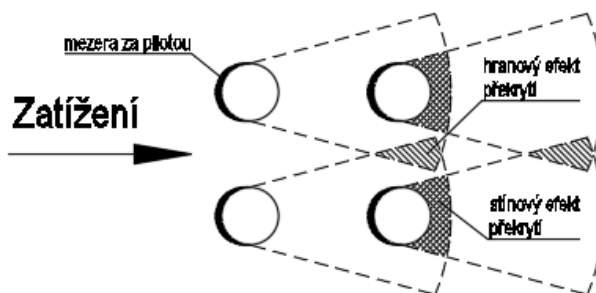
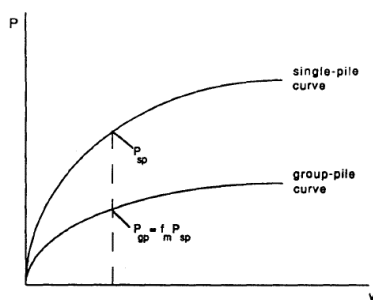
Sedání (mm)	P (kN)
0.0	0.0
10.4	2700.0
25.0	3750.0

7.2.2.3. Skupinové působení

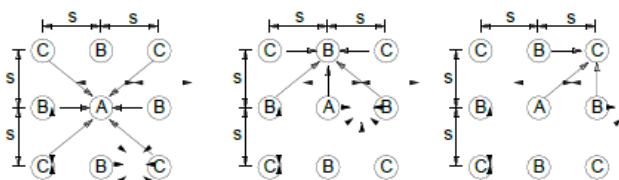
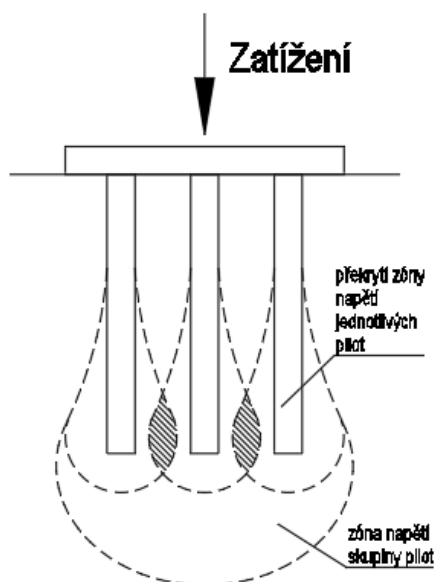
Protože piloty působí ve skupinách, je nutné zohlednit skupinové chování. Toto chování je zohledněno součinitelem pro P-Y křivky dle Reese (pro podélný směr, kde působí výrazně dominantní zatížení) a pro P-Z křivku dle AASHTO, s přihlédnutím k poloze pilot ve skupině.

Upravená P-Y křivka skupinového působení

Skupinové působení ve vodorovném směru



Skupinové působení ve svislém směru



S ohledem na směr působení rozhodujícího zatížení a polohu pilot jsou stanoveny horizontální součinitele skupinového působení (dle Reese) a vertikální součinitele skupinového působení (dle Minnesota Department of Transportation) následovně, pro čísla pilot:

144	235	326	378	664	742	768	794
131	300	365		638	729	755	781
	274	352		612	716		
	248	339		573	703		
	209	313		534	651		
	183	287		508	625		
	157	261		482	599		
	105	222		456	560		
	79	196		430	521		
14	27	66	170	417	495	586	690
	53	118		404	469		
1	40	92		391	443	547	677

Číslo pilot	1	40	92	14	27	53	118	66	170	79	196	105	222	157	261	183
Směr X	0.353	0.594	0.771	0.125	0.353	0.594	0.771	0.594	0.771	0.594	0.771	0.594	0.771	0.594	0.771	0.594
Směr Y	0.812	0.812	0.824	0.676	0.676	0.676	0.691	0.474	0.495	0.258	0.295	0.158	0.214	0.151	0.209	0.151
Směr Z	0.635	0.635	0.751	0.635	0.635	0.462	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635
	287	209	313	248	339	274	352	131	300	365	144	235	326	378	391	443
	0.771	0.594	0.771	0.594	0.771	0.594	0.771	0.353	0.594	0.771	0.125	0.353	0.594	0.771	0.771	0.594
	0.209	0.158	0.214	0.258	0.295	0.474	0.495	0.676	0.676	0.691	0.812	0.812	0.812	0.824	0.824	0.812
	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.462	0.635	0.635	0.635	0.635	0.751	0.750	0.635
	547	677	404	469	586	690	417	495	430	521	456	560	482	599	508	625
	0.353	0.125	0.771	0.594	0.353	0.125	0.771	0.594	0.771	0.594	0.771	0.594	0.771	0.594	0.771	0.594
	0.812	0.812	0.691	0.676	0.676	0.676	0.495	0.474	0.295	0.258	0.214	0.158	0.209	0.151	0.209	0.151
	0.635	0.635	0.635	0.462	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635
	534	651	573	703	612	716	638	729	755	781	664	742	768	794		
	0.771	0.594	0.771	0.594	0.771	0.594	0.771	0.594	0.353	0.125	0.771	0.594	0.353	0.125		
	0.214	0.158	0.295	0.258	0.495	0.474	0.691	0.676	0.676	0.676	0.824	0.812	0.812	0.812		
	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.462	0.635	0.635	0.750	0.635	0.635	0.635		

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	2.775	m
náhradní rovnoměrné zatížení	2.16	kN/m²

B) Kolejové lože

	tloušťka		zatížení
běžná tloušťka	0.60	m	13.2 kN/m²
zvětšená tloušťka (+30%)	0.78	m	15.6 kN/m²
zmenšená tloušťka (-30%)	0.42	m	8.4 kN/m²

C) Izolace s ochranou litým asfaltem

	tloušťka		zatížení
izolace	0.010	m	0.22 kN/m²
vyztužený beton	0.050	m	1.25 kN/m²

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	44.444	kN/m²
náhradní rovnoměrné zatížení – min	2.222	kN/m²

E) Monolitická římsa s prefabrikovaným zakrytím žlabu

plocha římsy krajní	0.73	m ²
plocha římsy vnitřní	0.25	m ²
plocha zakrytí	0.22	m ²
šířka působení zatížení – krajní	0.26	m
šířka působení zatížení – vnitřní	0.22	m
náhradní rovnoměrné zatížení – krajní	80.865	kN/m²
náhradní rovnoměrné zatížení – vnitřní	34.712	kN/m²

F) PHS

Uvažuje se plošná hmotnost panelů 500 kg/m² a délková hmotnost sloupků 50 kg/m.

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

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 $\sigma_{z,max} = 150$ 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 $a = 0.02$

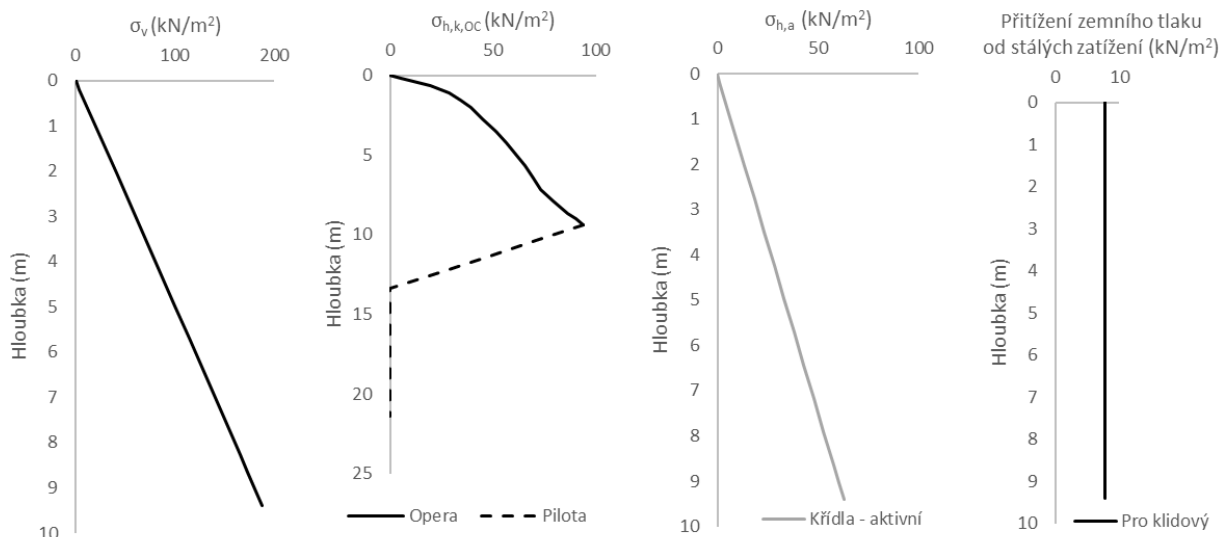
mobilizovaný pasivní zemní tlak $K_{p,mob} = K_0 + (K_p - K_0) * (v/z) / (a + v/z)$

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:

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

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

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

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

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

$t_{vozovky} = \text{š}$ m (0 ... bez svršku; i ... izolace; š ... šterk. 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 °C

$\Delta T_{M,HEAT} =$ 5 °C

$\Delta T_{M,COOL} =$ -8 °C

$\Delta T_{M,COOL} =$ -5 °C

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

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

8.2.2. Zatížení větrem

délka nosné konstrukce	$L =$	18.100	m
šířka nosné konstrukce	$b =$	23.000	m
výška vzdorující větru - bez dopravy na mostě	$d_{dot,pn} =$	1.900	m
- s dopravou na mostě	$d_{dot,pd} =$	5.600	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 ³
základní dynamický tlak větru:	$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2$		
maximální dynamický tlak:	$q_{p(z)} = [1 + 7I_{v(z)}] \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot v_{m(z)}^2$		
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:	$b/d_{tot,pn}$	
souč. síly bez vlivu proudění kolem volných konců:	$C_{fx,0} =$	2.20
souč. síly pro zatížení větrem ve směru x:	$C_{f,x} = C_{fx,0}$	
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 kN/m ²

b) zatížený most (dopravou) v provozním stavu

poměr šířky mostu k vzdorující výšce:	$b/d_{tot,pd}$	
souč. síly bez vlivu proudění kolem volných konců:	$C_{fx,0} =$	2.30
souč. síly pro zatížení větrem ve směru x:	$C_{f,x} = C_{fx,0}$	
součinitel zatížení větrem:	$C = C_e \cdot C_{f,x}$	
síla od větru ve směru x (pro $v_b=25$ m/s):	$w_{w,x} =$	1.95 kN/m ²

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

a) Nezatížený most (dopravou) v provozním stavu	$q_{w,y,pn} =$	0.04 kN/m ²
b) Zatížený most (dopravou) v provozním stavu	$q_{w,y,pn} =$	0.12 kN/m ²

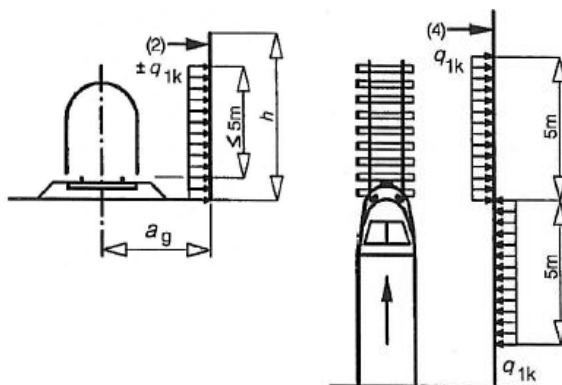
C) Síly ve svislém směru mostu (vítr nahoru/sání a dolů/tlak)

součinitel sil	$C_{f,z} =$	0.90
výška vzdorující větru (výška nosné konstrukce)	d_{dot}	
součinitel zatížení větrem:	$C = C_e \cdot C_{f,z}$	
síla od větru ve směru z (pro $v_b=25$ m/s):	$w_{w,z} =$	0.76 kN/m ²

D) 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, 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	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	3.5 m
délka PHS	$l >$	10	10 m
	$l/h >$	10	10
oblast půdobení větru	D		
průměrný součinitel tlaku	$C_{p,net} =$	1.20	1.20
tlak větru na povrch PHS	$w_e = q_{p(z)} \cdot C_{p,net} =$	0.98	1.02 kN/m ²
zatížení větrem v patě PHS	$h \cdot w_e =$	3.42	3.56 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 ²
Neuvažuje se zvýšení součinitelem pro krátké stěny			
Dynamický součinitel se uvažuje hodnotou	$\delta =$	2	
Charakteristická hodnota zatížení celkem	$q_{1k} =$	0.6	kN/m ²
Charakteristická hodnota zatížení celkem	$q_{1k} =$	-0.6	kN/m ²
Uvažuje se pouze tlaková (nepříznivá) složka zatížení	$q_{1k} =$	2.1	kN/m

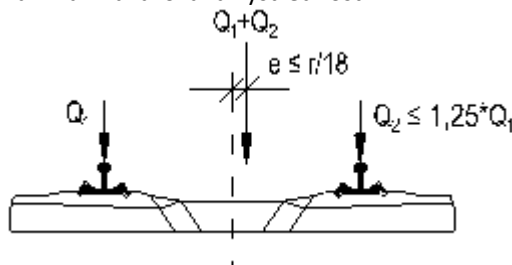
8.2.3. Zatížení sněhem

Neuvažuje se, není rozhodující zatížení.

8.3. Nahodilá krátkodobá zatížení – dopravou

Excentricita svislých zatížení a poloha koleje na mostě:

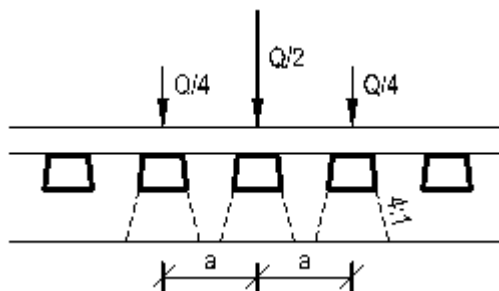
Vzdálenost kolejnic	$r =$	1.5	m
maximální uvažovaná výstřednost	$e = r/18 =$	0.083	m



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

Roznos kolového zatížení kolejnic, prahcem a kolejovým ložem:

Rozdělení prahců	0.6	m
------------------	-----	---



Použití klasifikačního a dynamického součinitele:

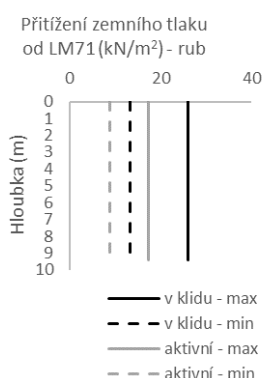
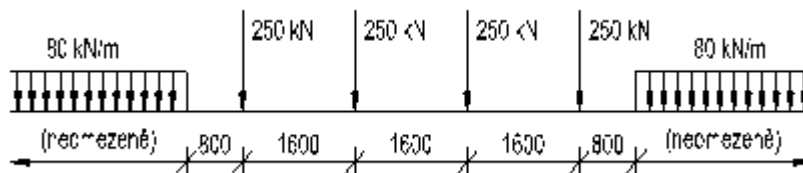
klasifikační součinitel zohledňující železniční dopravu	$\alpha =$	1.21
pro posouzení pohody cestujících	$\alpha =$	1,00

8.3.1. Dynamické součinitele při statické analýze

Náhradní délka: $L_{\phi} = 15.0 \text{ m}$
 Dynamický součinitel – pro standardně udržovanou kolej: $\phi_3 = 1.32$

8.3.2. Model zatížení LM71

Uvažuje se jako pohyblivé zatížení.

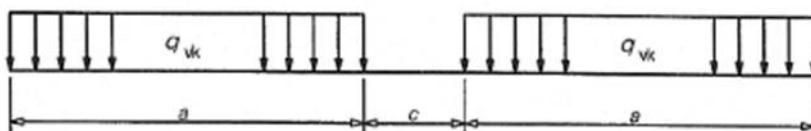


8.3.3. Model zatížení SW/0

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

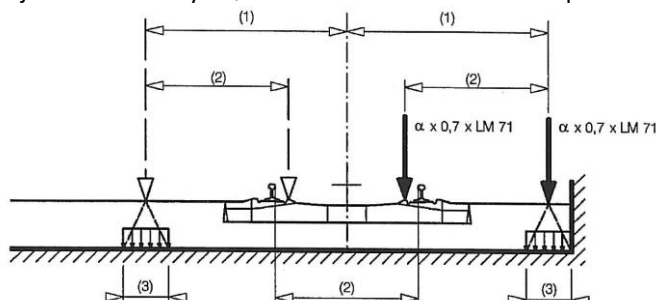
Uvažuje se pouze pro stanovení mezní pevnosti nebo stability konstrukce jako celku, menší nosné prvky se nemusí na toto zatížení navrhovat. Pro návrhové situace I a II se mají jiná zatížení železniční dopravou zanedbat.

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

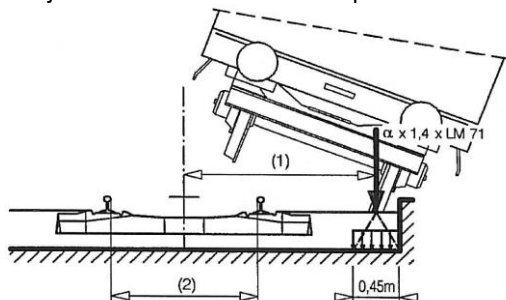
(3) pro mosty s kolejovým ložem působí osamělé síly na čtvercové ploše o straně (3) délky 450 mm, na horním povrchu NK

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 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾
1	gr12	T1	1			0.5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾
1	gr13	T1	1 ⁽⁴⁾			1	0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾
1	gr14	T1	1 ⁽⁴⁾			0.5 ⁽⁵⁾	1	1
1	gr15	T1			1		1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾
1	gr16	T1		1		1	0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾
1	gr17	T1		1		0.5 ⁽⁵⁾	1	1
2	gr21	T1	1			1 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾
		T2	1			1 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾
2	gr22	T1	1			0.5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾
		T2	1			0.5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾
2	gr23	T1	1 ⁽⁴⁾			1	0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾
		T2	1 ⁽⁴⁾			1	0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾
2	gr24	T1	1 ⁽⁴⁾			0.5 ⁽⁵⁾	1	1
		T2	1 ⁽⁴⁾			0.5 ⁽⁵⁾	1	1
2	gr26	T1		1		1	0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾
		T2	1			1	0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾
2	gr27	T1		1		0.5 ⁽⁵⁾	1	1
		T2	1			0.5 ⁽⁵⁾	1	1
3	gr31	Ti	0.75			0.75 ⁽⁵⁾	0.75 ⁽⁵⁾	0.75 ⁽⁵⁾

(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:	$\gamma_{Q,sup} = 1.35, \gamma_{Q,inf} = 1.00$
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):

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

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	$\sum(\gamma_{G,j,sup} * G_{k,j})$	$\sum(\gamma_{G,j,inf} * G_{k,j})$		$\gamma_{Q,1} * Q_{k,1}$	$\sum(\gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * G_{k,i})$
	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	$\sum(G_{k,j})$			$\sum(\psi_{2,i} * G_{k,i})$	

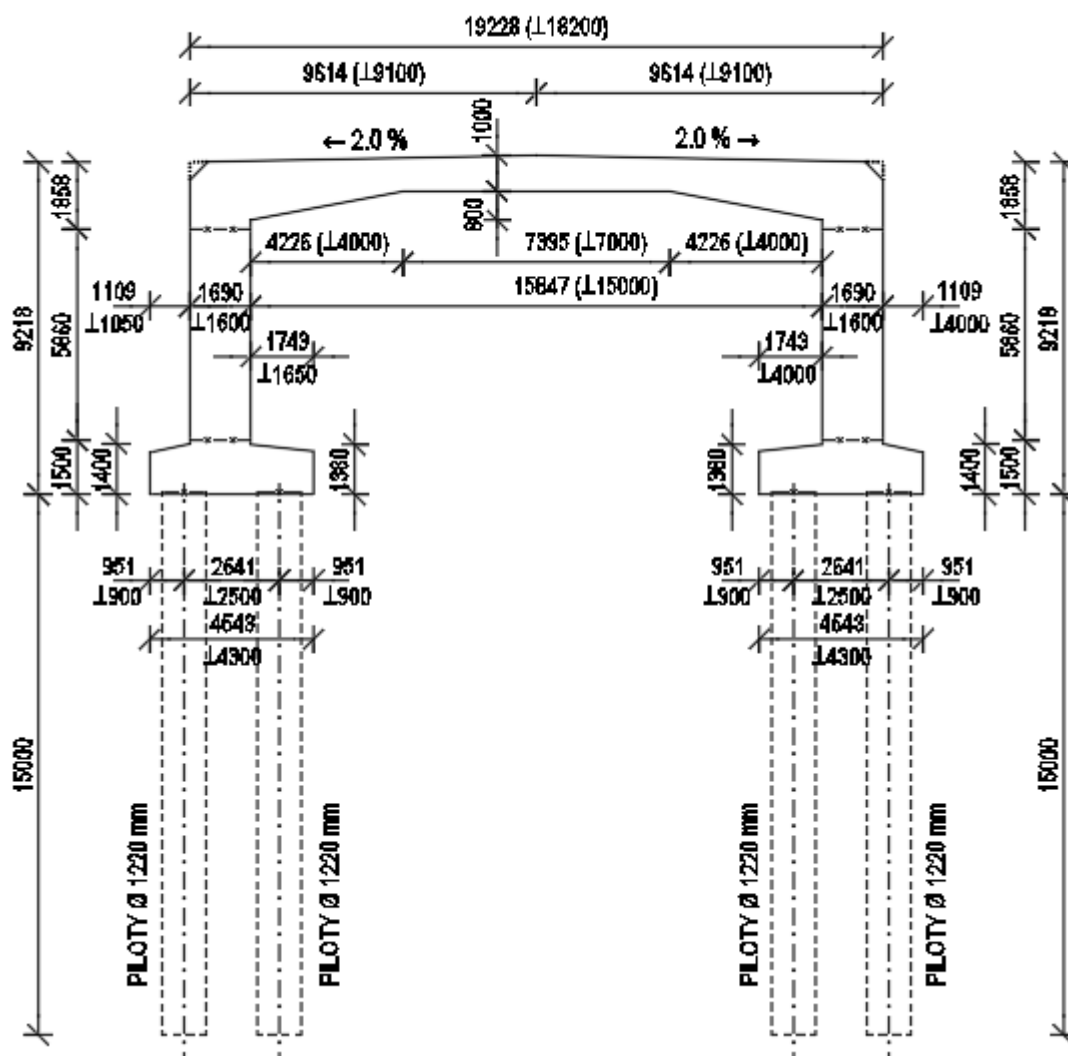
10. POSOUZENÍ MOSTU

Konstrukci mostu tvoří železobetonový monolitický polorám, založený hlubinně na dvou řadách velkopřůměrových pilot. V ose os hlavních kolejí je navržena podélná dilatace mostu a rozděluje tak konstrukci na dva samostatné celky, každý pod dvěma kolejemi. Poloha kolejí na mostě uvažovaná projektovaná a v nejneprůzračnější možné poloze.

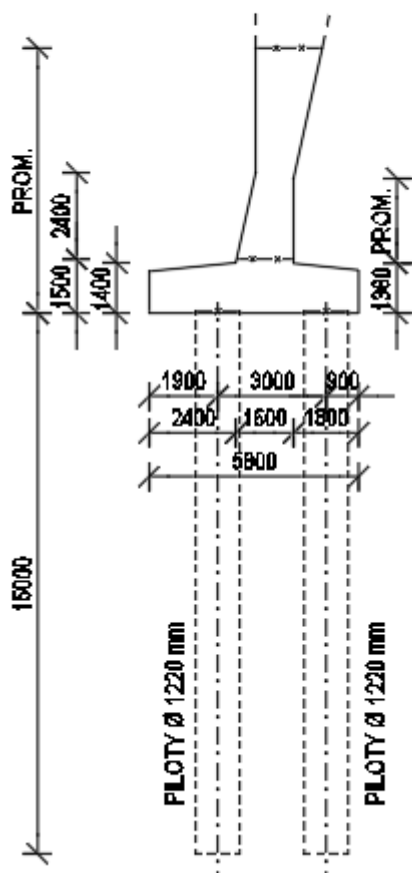
Konstrukce mostu s poddajným založením a opěrami, je zatížena v různých směrech, čímž jsou ovlivněny deformace a průběhy vnitřních sil. Pro zatlačení opěr do prostoru pod mostem je rozhodující zvýšený aktivní zemní tlak, způsobený cyklickým dohutňováním zásypu vlivem teplotních účinků, tj. při vodorovných 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

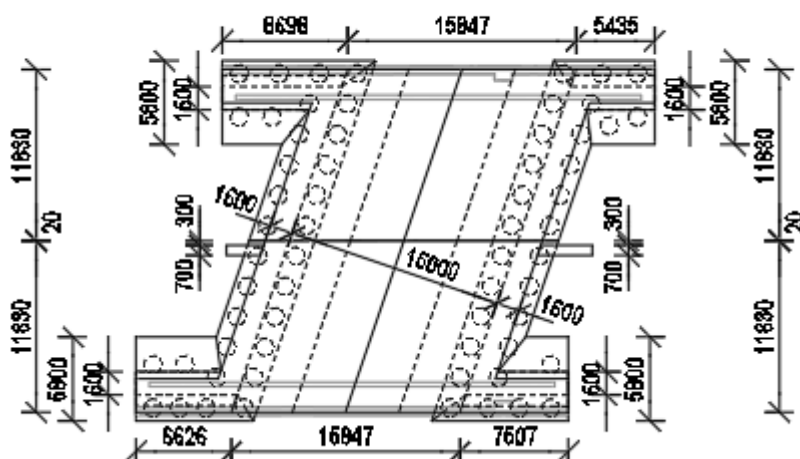
SCHÉMA TVARU MOSTU - PODÉLNÝ ŘEZ



SCHEMA TVARU KRÍDLA - TYPICKÝ ŘEZ



SCHEMA TVARU MOSTU - PŮDORYS



10.2. Únosnost pilot

Maximální normálová síla v pilotě v MSÚ:

Maximální tlaková síla v pilotě $N_{ext} = 4185,74 \text{ kN}$

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

Dle vrtu J1 - 15 m pilota $R_c = 4136,29 \text{ kN}$
Dle vrtu J2 - 15 m pilota $R_c = 4195,30 \text{ kN}$

Únosnost náhradního zemního hranolu dle Masopusta:

Uvažuje se idealizovaný hranol ze soudržné zeminy.

Náhradní rozměry hranolu $b_x = 3,85 \text{ m}$
 $b_y = 24,32 \text{ m}$
průměrná totální soudržnost po délce piloty $c_{us} = 85 \text{ kPa}$
totální soudržnost v patě piloty $c_{ub} = 140 \text{ kPa}$
idealizovaná délka hranolu $l = 15 \text{ m}$
součinitel únosnosti pro skupinu pilot $N_{cg} = 9,99$
Únosnost zemního hranolu na pilotu $R_g = 101416,5 \text{ kN}$
počet pilot ve skupině $n = 24$

Účinnost skupiny pilot $n_g = R_g / (n \cdot R_{c,min}) = 1,02$

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

Vyhodnocení únosnosti pilot:

Maximální tlaková síla v pilotě $N_{ext} < n_g \cdot R_{c,min} = 4225,68 \text{ kN/pilotu}$ **vyhoví**

Protože prodloužení pilot z modelovaných 12,0 m na výsledné 15,0 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

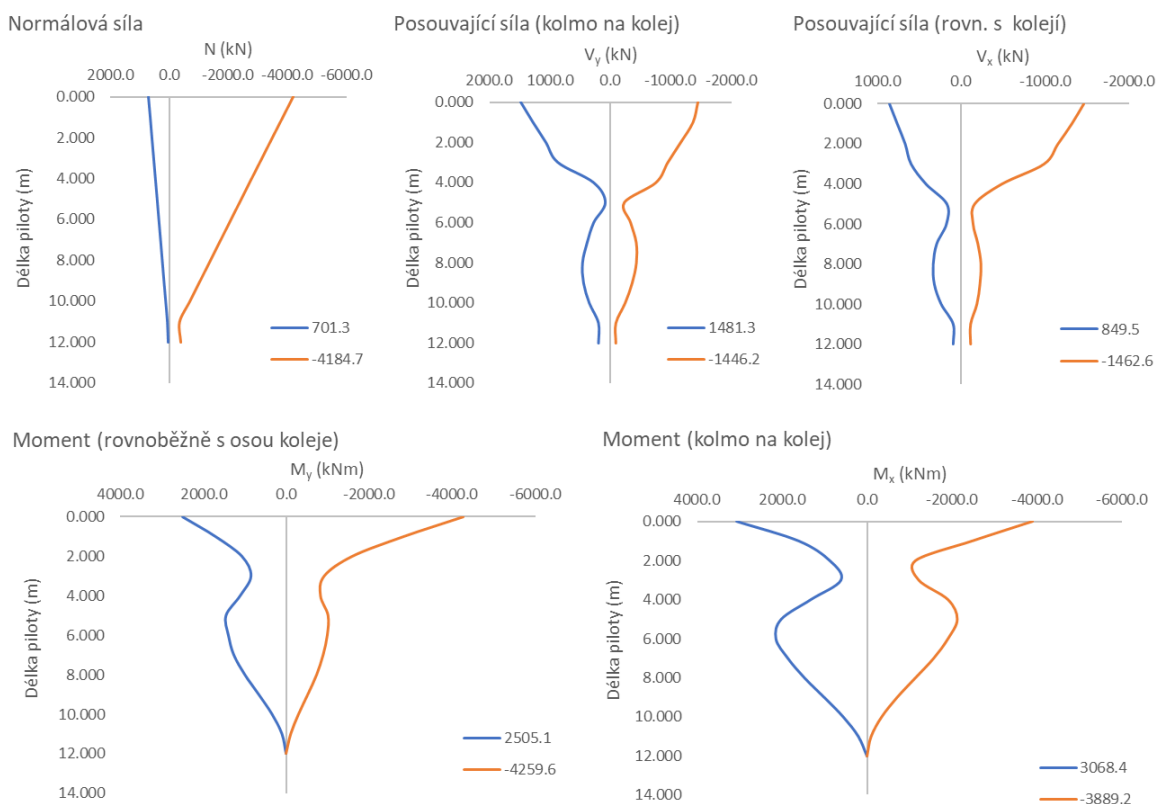
Maximální tlaková síla v pilotě od LM71 $N_{Ed,LM71} = 3253 \text{ kNm}$
Maximální tlaková síla v pilotě od ostatních zatížení $N_{Ed,OST} = 724 \text{ kNm}$

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

Pro svislou únosnost piloty $Z_{LM71} = 1,34$

10.3. Posouzení výztuže pilot

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



	N (kN)	V _y (kN)	V _x (kN)	M _y (kNm)	M _x (kNm)
N_{max}	701	212	-244	-1003	115
N_{min}	-4185	822	-428	-967	1031
V_{y,max}	-3354	1481	-172	-722	2975
V_{y,min}	-3307	-1446	-63	717	-3836
V_{z,max}	-700	590	850	1987	1796
V_{z,min}	-1958	140	-1463	-4250	270
M_{y,max}	-806	130	834	2505	135
M_{y,min}	-2109	136	-1460	-4260	209
M_{z,max}	-3296	1477	-173	-716	3068
M_{z,min}	-3230	-1433	-63	710	-3889

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

	N (kN)	V _y (kN)	V _x (kN)	M _y (kNm)	M _x (kNm)
N_{max}	84	109	-228	-947	9
N_{min}	-3253	471	-335	-706	431
V_{y,max}	-2910	1057	-83	-476	2044
V_{y,min}	-2849	-1060	-113	523	-2784
V_{z,max}	-667	525	534	1139	1583
V_{z,min}	-1645	122	-977	-2943	298
M_{y,max}	-1395	538	478	1787	1098
M_{y,min}	-1690	122	-976	-2946	282
M_{z,max}	-2842	1057	-94	-512	2068
M_{z,min}	-2816	-1051	-115	511	-2821

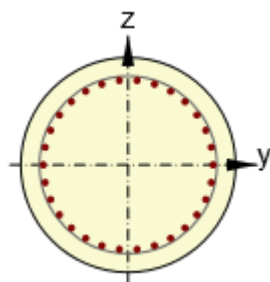
	N (kN)	V _y (kN)	V _x (kN)	M _y (kNm)	M _x (kNm)
N_{max}	497	84	-19	-53	87
N_{min}	-821	-30	4	16	-277
V_{y,max}	-373	339	-77	-226	697
V_{y,min}	-347	-306	44	185	-788
V_{z,max}	-21	54	254	691	174
V_{z,min}	-260	15	-396	-1071	-23
M_{y,max}	-52	55	254	692	185
M_{y,min}	-343	11	-394	-1076	-59
M_{z,max}	-179	245	-71	-291	737
M_{z,min}	-338	-304	44	179	-798

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.

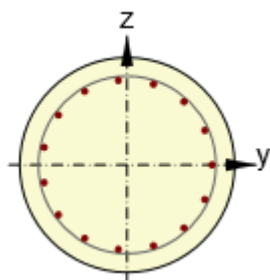
Návrh výztuže je proveden při splnění konstrukčních zásad pro minimální průměr prutu, maximální vzdálenost vložek a minimální stupeň vyztužení piloty. Moment únosnosti piloty byl stanoven programem IdeaStatica pro N+M a únosnost ve smyku byla stanovena dle požadavků normy ČSN EN 1992-1-1 jako $V_{Rd} = \max(V_{Rd,c}; \min(V_{Rd,max}; V_{Rd,s}))$, 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	$\phi =$	32	mm	
	n =	32	ks	
Návrh smykové výztuže	$\phi =$	12	mm	
	a =	50	mm	
Únosnost průřezu v ohybu:	$M_{Rd} =$	4427	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 1/2 délky (v 8 m) piloty je možné ukončit polovinu prutů ohybové výztuže
v 1/4 délky (v 4 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 100 mm
v 1/3 délky (v 5 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 150 mm
v 3/4 délky (v 11 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 250 mm

Zatížitelnost

Výsledný ohybový moment od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	2959	kNm
Výsledná posouvající síla od ostatních zatížení	$V_{Ed,OST} =$	1066	kN
Výsledný ohybový moment od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	1078	kNm
Výsledná posouvající síla od LM71	$V_{Ed,LM71} =$	396	kN

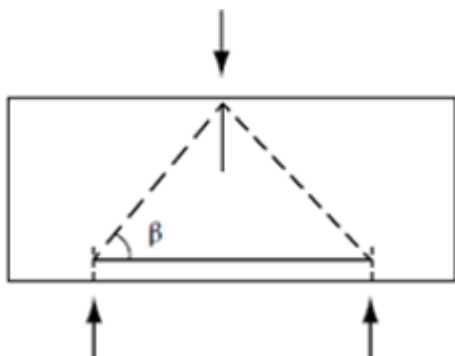
$$Z_{LM71} = \left(R_d - \sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i} \right) / E_{LM71,Ed}$$

Pro ohyb $Z_{LM71} = 1,36$

Pro smyk $Z_{LM71} = 2,32$

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)	$N_{Ed,tlak} = N/\sin\beta =$	-6752	kN << $V_{Rd,max}$
Síla v táhlu (tah)	$N_{Ed,tah} = N/\cos\beta =$	5332	kN
Min. požadovaná výztuž - hlavní	$A_{s,min} = N_{Ed,tah}/f_{yd} =$	12265	mm ²
Návrh hlavní ohybové výztuže	$\phi =$	32	mm
	a =	150	mm
	$A_s =$	12868	mm ²
Min. požadovaná výztuž – vedlejší	$\max(0,25 \cdot A_{s,min}; 0,25 \cdot A_s) =$	3217	mm ²
Návrh smykové výztuže	$\phi =$	22	mm
	a =	150	mm
	$A_s =$	6082	mm ²

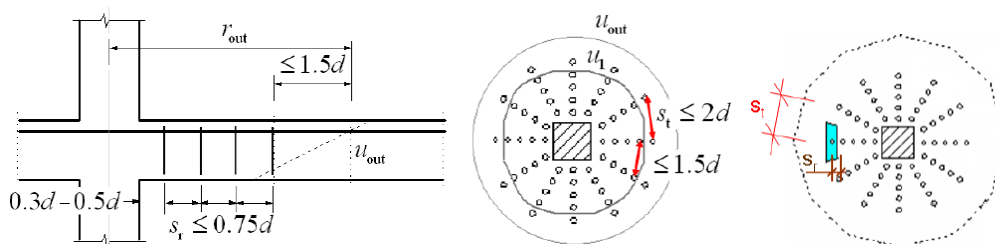
Zatížitelnost

Maximální dovolená síla v pilotě	$N_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot \cos\beta =$	4391	kN
Maximální normálová síla od ostatních zatížení	$N_{Ed,OST} =$	3253	kN
Maximální normálová síla od LM71	$N_{Ed,LM71} =$	724	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 $Z_{LM71} = 1,57$

10.5. Smyková výztuž základu



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

návrhová hodnota smykové síly $V_{Ed,u0} = 1.300$ 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 $V_{Ed,u1} = 0.424$ 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 $n = 6$ ks
návrhová hodnota smykové síly $V_{Ed,u} = 0.661$ MPa < $V_{Rd,cs} = 0.866$ 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 $V_{Ed,OST} = 0.654$ MPa

návrhová hodnota smyk. síly v kontrolním obvodu od LM71 $V_{Ed,LM71} = 0.146$ MPa

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

Pro výztuž na protlačení $Z_{LM71} = 1,45$

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.

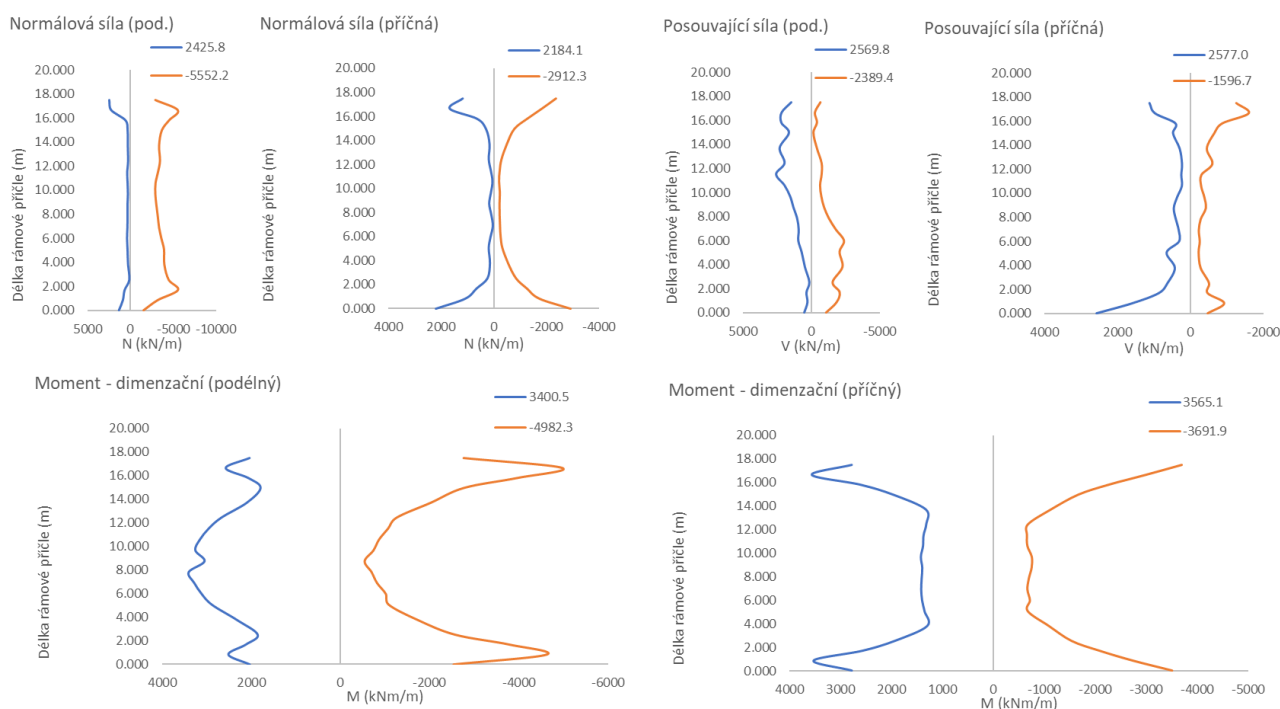
$$m_{x'} = m_x \cos^2 \alpha + m_y \sin^2 \alpha + m_{xy} \sin 2\alpha$$

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

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

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)
$F_{x,max}$	2426	864	255	739	-1252	-1893
$F_{x,min}$	-5552	-81	-1774	-13	-2161	-548
$F_{y,max}$	-1091	2184	113	295	-324	-890
$F_{y,min}$	441	-2912	-416	732	-989	-529
$V_{x,max}$	-2916	-88	2570	-136	2100	598
$V_{x,min}$	-1867	-74	-2389	162	2513	696
$V_{y,max}$	81	-885	-682	2577	-1973	-2032
$V_{y,min}$	-2547	-1065	841	-1597	-2152	1030
$M_{x,max}$	-1202	14	-260	-170	3401	925
$M_{x,min}$	-1889	-554	1537	-450	-4982	-2821
$M_{y,max}$	-612	258	635	-287	-2312	3565
$M_{y,min}$	-1347	-736	-34	198	-2530	-3692

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:

	F _x (kN/m)	F _y (kN/m)	V _s (kN/m)	V _y (kN/m)	M _x (kNm/m)	M _y (kNm/m)
F _{x,max}	2238	-1522	686	557	-1091	-701
F _{x,min}	-4041	-1544	816	-695	-1675	462
F _{y,max}	-810	2038	133	-42	294	-577
F _{y,min}	539	-2669	-294	645	-823	252
V _{s,max}	-1707	-40	1416	-108	1701	465
V _{s,min}	-2706	-87	-1535	507	1751	681
V _{y,max}	350	-503	-350	1828	-1136	-865
V _{y,min}	98	-1054	62	-941	-345	345
M _{x,max}	-174	165	96	-137	2188	2904
M _{x,min}	-1148	-335	879	-8	-2508	-1485
M _{y,max}	-298	297	84	-45	1968	3076
M _{y,min}	-511	-352	-188	440	-1600	-2222

	F _x (kN/m)	F _y (kN/m)	V _s (kN/m)	V _y (kN/m)	M _x (kNm/m)	M _y (kNm/m)
F _{x,max}	199	2	-64	-26	41	-45
F _{x,min}	-1293	-22	-309	5	-627	-189
F _{y,max}	113	303	27	13	143	205
F _{y,min}	-352	-485	220	224	-710	-1107
V _{s,max}	-963	-38	884	-15	228	100
V _{s,min}	-335	-27	-893	42	487	155
V _{y,max}	-572	-46	-291	667	-841	-337
V _{y,min}	-903	-179	326	-654	-899	-361
M _{x,max}	-103	1	-102	-83	1022	280
M _{x,min}	-568	-169	458	-304	-1776	-929
M _{y,max}	-280	-8	-53	-25	548	386
M _{y,min}	-256	-423	-56	31	-834	-1230

Návrh a posouzení výztuže:

S ohledem na geologické podmínky není, na stranu bezpečnou, uvaženo pro posouzení výztuže vliv tlakové normálové síly. Tím je uvažována 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

$h = 1.6$ m

Návrh podélné ohybové výztuže

$\phi = 2 \times 32$ mm

$a = 150$ mm

Návrh příčné ohybové výztuže

$\phi = 2 \times 25$ mm

$a = 150$ mm

Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:

$M_{Rd} = 6487$ kNm/m

$M_{Ed} < M_{Rd}$

vyhoví

Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:

$M_{Rd} = 4160$ kNm/m

$M_{Ed} < M_{Rd}$

vyhoví

Nosná konstrukce – rámový roh, dolní výztuž

výška průřezu ve vetknutí

$h = 1.6$ m

Návrh podélné ohybové výztuže

$\phi = 32$ mm

$a = 150$ mm

Návrh příčné ohybové výztuže

$\phi = 2 \times 25$ mm

$a = 150$ mm

Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:

$M_{Rd} = 3380$ kNm/m

$M_{Ed} < M_{Rd}$

vyhoví

Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:

$M_{Rd} = 4160$ kNm/m

$M_{Ed} < M_{Rd}$

vyhoví

Nosná konstrukce – pole (střed rozpětí), horní výztuž

výška průřezu ve vetknutí

$h = 1.0$ m

Návrh podélné ohybové výztuže

$\phi = 28$ mm

$a = 150$ mm

Návrh příčné ohybové výztuže

$\phi = 20$ mm

$a = 150$ mm

Statický výpočet

Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} =$	1550	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} =$	829	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví

Nosná konstrukce – pole (střed rozpětí), dolní výztuž

výška průřezu ve vetknutí	$h =$	1.0	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:	$M_{Rd} =$	3676	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} =$	1586	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	1.300	614.5	6489.1	nutná výztuž	0.012	6.7	0.30	2992.16	3988.40
pole	0.920	508.3	4482.7	nutná výztuž	0.012	6.7	0.15	4115.76	2743.05

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

Zatížitelnost

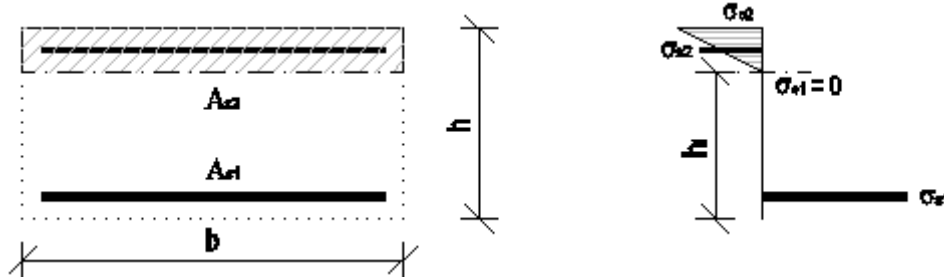
Maximální moment v rámovém rohu pro horní výztuž NK, příčný směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	-1952	kNm/m
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	-1230	kNm/m
Maximální moment v rámovém rohu pro horní výztuž NK, podélný směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	-2508	kNm/m
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	-1776	kNm/m
Maximální moment v rámovém rohu pro dolní výztuž NK, příčný směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	3073	kNm/m
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	-755	kNm/m
Maximální moment v rámovém rohu pro dolní výztuž NK, podélný směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	2137	kNm/m
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	465	kNm/m
Maximální posouvající síla v rámovém rohu			
od ostatních zatížení	$V_{Ed,OST} =$	1828	kN/m
od LM71	$V_{Ed,LM71} =$	544	kN/m
Maximální moment v poli pro horní výztuž NK, příčný směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	-397	kNm/m
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	-266	kNm/m
Maximální moment v poli pro horní výztuž NK, podélný směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	-677	kNm/m
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	-468	kNm/m
Maximální moment v poli pro dolní výztuž NK, příčný směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	970	kNm/m
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	340	kNm/m
Maximální moment v poli pro dolní výztuž NK, podélný směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	2079	kNm/m
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	1009	kNm/m
Maximální posouvající síla v poli			
od ostatních zatížení	$V_{Ed,OST} =$	1416	kN/m
od LM71	$V_{Ed,LM71} =$	884	kN/m

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

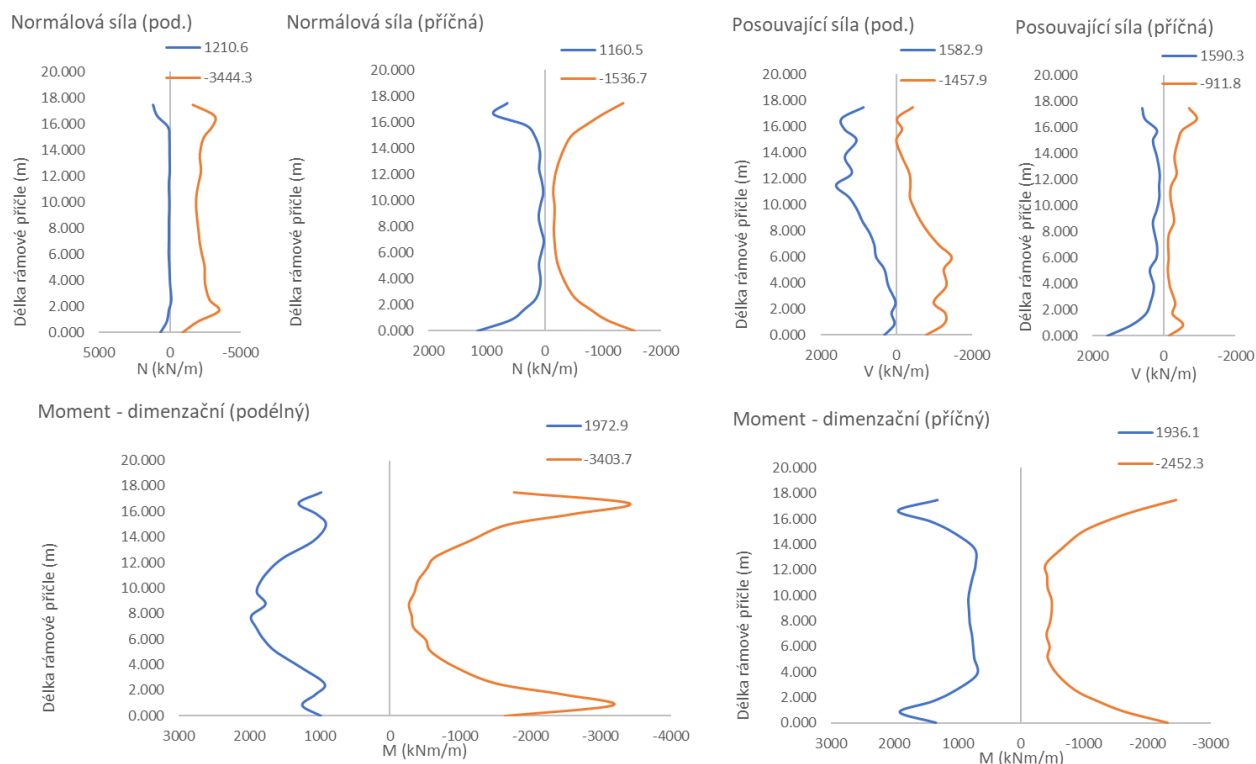
Pro horní výztuž rámového rohu NK, příčný směr	$Z_{LM71} = 1,80$
Pro horní výztuž rámového rohu NK, podélný směr	$Z_{LM71} = 2,24$
Pro dolní výztuž rámového rohu NK, příčný směr	$Z_{LM71} = >> 2,0$
Pro dolní výztuž rámového rohu NK, podélný směr	$Z_{LM71} = 2,67$
Pro smykovou výztuž rámového rohu NK	$Z_{LM71} = 2,14$
Pro horní výztuž v poli NK, příčný směr	$Z_{LM71} = 1,62$
Pro horní výztuž v poli NK, podélný směr	$Z_{LM71} = 1,87$
Pro dolní výztuž v poli NK, příčný směr	$Z_{LM71} = 1,81$
Pro dolní výztuž v poli NK, podélný směr	$Z_{LM71} = 1,58$
Pro smykovou výztuž v poli NK	$Z_{LM71} = 2,50$

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)
$F_{x,max}$	1211	351	224	343	-922	-1317
$F_{x,min}$	-3444	-48	-1148	-30	-1419	-385
$F_{y,max}$	-651	1161	55	244	-237	-558
$F_{y,min}$	110	-1537	-237	523	-636	-437
$V_{x,max}$	-1630	-54	1583	-78	1022	310
$V_{x,min}$	-963	-42	-1458	94	1288	361
$V_{y,max}$	-26	-535	-482	1590	-1308	-1394
$V_{y,min}$	-1594	-421	705	-912	-1888	-537
$M_{x,max}$	-711	8	-153	-95	1973	537
$M_{x,min}$	-1354	-528	1109	-441	-3404	-1809
$M_{y,max}$	-447	182	429	-191	-1508	1936
$M_{y,min}$	-649	-552	-99	13	-1758	-2452

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)
$F_{x,max}$	1105	485	120	277	-855	-1009
$F_{x,min}$	-2555	-40	-872	-41	-1032	-320
$F_{y,max}$	-496	1080	66	58	106	-380
$F_{y,min}$	166	-1401	-169	473	-538	-237
$V_{x,max}$	-2042	-24	920	10	-881	-355
$V_{x,min}$	-1765	-49	-960	311	1006	404
$V_{y,max}$	123	-324	-298	1177	-830	-723
$V_{y,min}$	11	-611	83	-525	-323	-136
$M_{x,max}$	-1309	0	187	-50	1295	356
$M_{x,min}$	-835	-311	648	-68	-1747	-979
$M_{y,max}$	-283	185	136	-29	990	1665
$M_{y,min}$	-567	-119	6	57	-964	-1331

	F_x (kN/m)	F_y (kN/m)	V_x (kN/m)	V_y (kN/m)	M_x (kNm/m)	M_y (kNm/m)
$F_{x,max}$	137	2	-44	-18	28	-31
$F_{x,min}$	-892	-15	-213	4	-432	-130
$F_{y,max}$	78	209	18	9	99	142
$F_{y,min}$	-243	-334	152	154	-490	-763
$V_{x,max}$	-664	-26	610	-11	157	69
$V_{x,min}$	-231	-19	-616	29	336	107
$V_{y,max}$	-395	-32	-201	460	-580	-232
$V_{y,min}$	-623	-124	225	-451	-620	-249
$M_{x,max}$	-71	1	-71	-57	705	193
$M_{x,min}$	-392	-117	316	-210	-1225	-641
$M_{y,max}$	-193	-5	-36	-18	378	266
$M_{y,min}$	-176	-291	-39	21	-575	-848

Posouzení průřezu

Posouzení pro v rámovém rohu:

$$\begin{aligned}\sigma_c &= -11.6 \text{ Mpa} &< 0.6 \cdot f_{ck} &= -18.0 \text{ Mpa} \\ \sigma_s &= 224.2 \text{ MPa} &< 0.8 \cdot f_{yk} &= 400.0 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Posouzení pro v poli:

$$\begin{aligned}\sigma_c &= -15.1 \text{ MPa} &< 0.6 \cdot f_{ck} &= -18.0 \text{ MPa} \\ \sigma_s &= 218.9 \text{ MPa} &< 0.8 \cdot f_{yk} &= 400.0 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Zatížitelnost

Pro maximální moment v rámovém rohu od ostatního zatížení

$$\begin{aligned}\text{Napětí v betonu} &\sigma_{Ed,OST} = -5,9 \text{ MPa} \\ \text{Napětí ve výztuži} &\sigma_{Ed,OST} = 115,2 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Pro maximální moment v rámovém rohu od LM71

$$\begin{aligned}\text{Napětí v betonu} &\sigma_{Ed,LM71} = -4,2 \text{ MPa} \\ \text{Napětí ve výztuži} &\sigma_{Ed,LM71} = 80,8 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Pro maximální moment v poli od ostatního zatížení

$$\begin{aligned}\text{Napětí v betonu} &\sigma_{Ed,OST} = -9,5 \text{ MPa} \\ \text{Napětí ve výztuži} &\sigma_{Ed,OST} = 137,8 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Pro maximální moment v poli od LM71

$$\begin{aligned}\text{Napětí v betonu} &\sigma_{Ed,LM71} = -5,3 \text{ MPa} \\ \text{Napětí ve výztuži} &\sigma_{Ed,LM71} = 77,2 \text{ MPa}\end{aligned}$$

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

$$\text{Pro výztuž v rámovém rohu} \quad Z_{LM71} = 2,90$$

$$\text{Pro výztuž v poli} \quad Z_{LM71} = 1,60$$

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 záspy, 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)
$F_{x,max}$	119	-45	145	80	-163	-226
$F_{x,min}$	-204	-13	407	-23	381	107
$F_{y,max}$	-40	101	-109	-98	-259	-68
$F_{y,min}$	1	-207	149	-33	-267	-246
$V_{x,max}$	-46	-11	479	-18	82	-36
$V_{x,min}$	-159	-15	-499	23	272	87
$V_{y,max}$	-65	9	-97	364	-311	-133
$V_{y,min}$	-92	-14	93	-346	-280	-128
$M_{x,max}$	-95	0	-38	-43	545	151
$M_{x,min}$	-17	-8	-195	64	-824	-314
$M_{y,max}$	13	8	-262	37	-627	261
$M_{y,min}$	-102	7	-150	104	-622	-450

	F_x (kN/m)	F_y (kN/m)	V_x (kN/m)	V_y (kN/m)	M_x (kNm/m)	M_y (kNm/m)
$F_{x,max}$	116	-55	158	79	-173	-261
$F_{x,min}$	-223	9	286	-70	-719	-284
$F_{y,max}$	-41	103	-105	-117	-248	-69
$F_{y,min}$	-23	-236	173	-13	-311	-382
$V_{x,max}$	-172	-13	483	-24	356	103
$V_{x,min}$	-134	-14	-529	27	379	110
$V_{y,max}$	-83	16	-156	429	-418	-165
$V_{y,min}$	-114	11	174	-409	-419	-168
$M_{x,max}$	-71	1	-71	-57	705	193
$M_{x,min}$	-61	-1	-205	78	-1001	-378
$M_{y,max}$	4	7	-246	37	-686	259
$M_{y,min}$	-108	-194	-171	182	-425	-630

10.8.1. Pro betonářskou výztuž

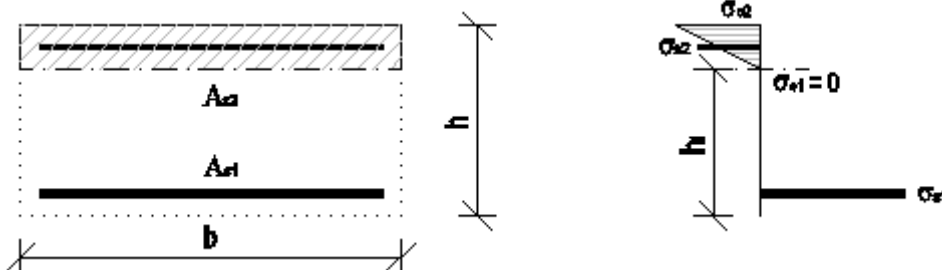
	Podpora	Pole	
šikmé rozpětí	$L =$	18.99	18.99 m
uvažuje se těžká smíšená doprava, pro spojitý nosníky (vnitřní pole a mezilehlé podpory)			
součinitel druhu prvku pro šikmé rozpětí	$\lambda_{s,1} =$	0.848	1.039
roční objem dopravy	$vol =$	25e6	25e6 t/kolej/rok
počet kolejí na dilatačním celku	$n =$	2	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	$\phi_3 * \Delta\sigma_1 =$	79.2	88.1 MPa
rozkmit napětí od LM71 na 2. koleji	$\phi_3 * \Delta\sigma_2 =$	79.2	88.1 MPa
rozkmit napětí od LM71 na obou kolejích	$\phi_3 * \Delta\sigma_{1+2} =$	99.1	111.6 MPa
součinitel zatížení více kolejí	$\lambda_{s,4} =$	1.070	1.070
celkový součinitel	$\lambda_s =$	0.980	1.201
extrémní rozkmit napětí	$\phi_3 * \Delta\sigma_{s,71} =$	99.1	111.6 MPa
součinitel zatížení	$\gamma_{F,fat} =$	1.000	1.000
poškozuující ekvivalentní rozkmit	$\gamma_{F,fat} * \Delta\sigma_{s,qu} =$	97.1	134.0 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 vyhoví
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	141.3 MPa vyhoví

10.8.2. Pro tlačený beton

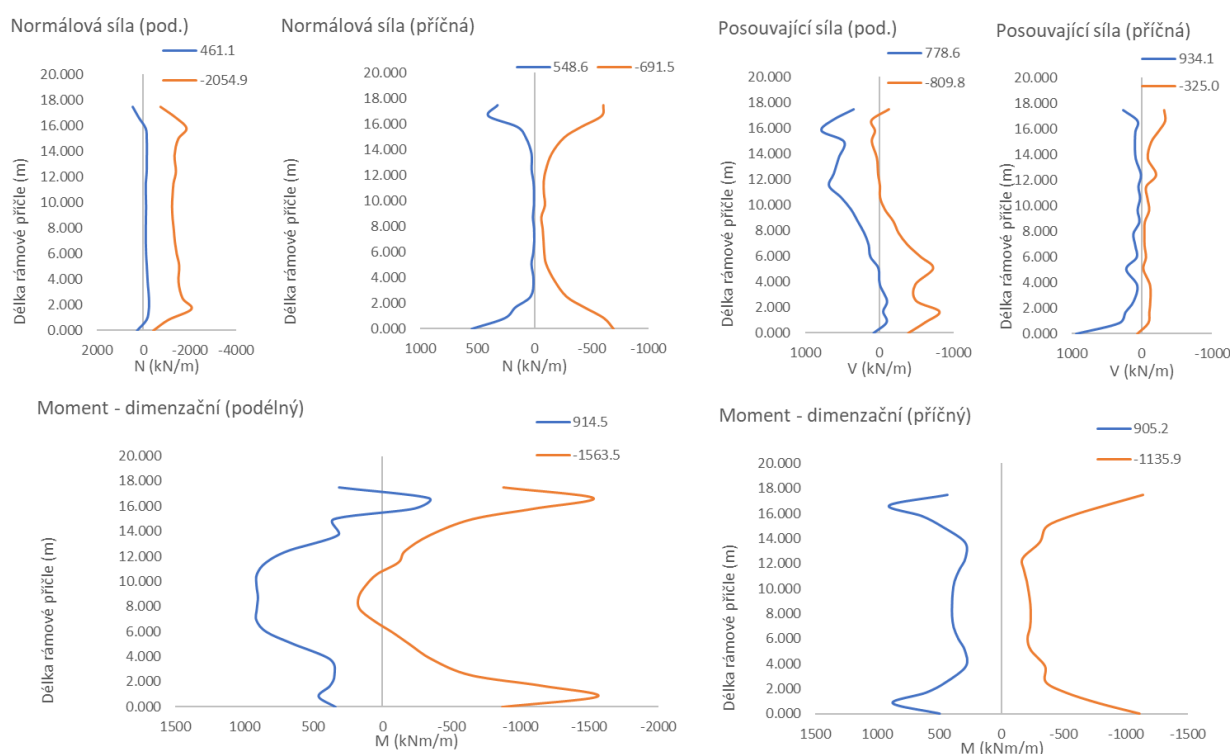
	Podpora	Pole	
char. pevnost betonu v tlaku	$f_{ck} = 30$	30	MPa
návrh. pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} = 20$	20	MPa
součinitel materiálu - beton	$\gamma_{c,fat} = 1.500$	1.500	
součinitel zatížení	$\gamma_{sd} = 1.150$	1.150	
stáří betonu při začátku cyklického zatížení:	$t_0 = 44$	44	dní
stáří betonu 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			
	$\sigma_{c,perm} = -11.6$	-15.1	MPa
souč. stálého napětí	$\lambda_{c,0} = 1$	1	
součinitel druhu prvku pro spojitý nosníky (vnitřní pole)	$\lambda_{c,1} = 0.892$	0.892	
součinitel ročního objemu dopravy	$\lambda_{c,2,3} = 1$	1	
rozkmit napětí od LM71 na 1. koleji	$\phi_3 * \Delta\sigma_1 = -4.1$	-6.1	MPa (tlak = -)
rozkmit napětí od LM71 na 2. koleji	$\phi_3 * \Delta\sigma_2 = -4.1$	-6.1	MPa (tlak = -)
rozkmit napětí od LM71 na obou kolejích	$\phi_3 * \Delta\sigma_{1+2} = -5.1$	-7.7	MPa (tlak = -)
součinitel zatížení více kolejí	$\lambda_{c,4} = 1.000$	0.885	
celkový součinitel	$\lambda_c = 0.892$	0.790	
	$\phi_3 * \sigma_{c,max,71} = -3.4$	-5.4	MPa (tlak = -)
	$\phi_3 * \sigma_{c,min,71} = -2.8$	-4.2	MPa (tlak = -)
max. horní napětí v zat. cyklu (t_0 nebo t_{00})	$\sigma_{cd,max,equ} = -4.3$	-7.4	MPa (tlak = -)
max. dolní napětí v zat. cyklu (t_0 nebo t_{00})	$\sigma_{cd,min,equ} = -3.8$	-6.5	MPa (tlak = -)
minimální úroveň tlakového napětí			
$E_{cd,min,equ} = \gamma_{sd} * \sigma_{cd,min,uqu} / f_{cd,fat}$	$= 0.275$	0.473	MPa
maximální úroveň tlakového napětí			
$E_{cd,max,equ} = \gamma_{sd} * \sigma_{cd,max,equ} / f_{cd,fat}$	$= 0.313$	0.543	MPa
poměr napětí	$R_{equ} = E_{cd,min,equ} / E_{cd,max,equ} = 0.877$	0.870	
odolnost na únavu dle ČSN EN 1992-2 (N.112)	27.4	17.8	≥ 6 <u>vyhoví</u>
kontrolní odolnost na únavu dle ČSN EN 1992-1 (6.72)	0.5	0.7	≤ 1 <u>vyhoví</u>
kontrolní odolnost na únavu dle ČSN EN 1992-1 (6.77)	0.1	0.2	≤ 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)
$F_{x,max}$	461	140	146	87	-687	-814
$F_{x,min}$	-2055	-35	-775	-60	-946	-265
$F_{y,max}$	-363	549	25	158	-90	-323
$F_{y,min}$	-42	-692	-96	378	-373	-264
$V_{x,max}$	-1817	-28	779	41	-795	-224
$V_{x,min}$	-1875	-31	-810	-49	-920	-269
$V_{y,max}$	-45	-255	-341	934	-801	-806
$V_{y,min}$	-596	-349	380	-325	-1072	-330
$M_{x,max}$	-1278	-4	-371	99	914	289
$M_{x,min}$	-819	-373	-616	142	-1564	-748
$M_{y,max}$	-324	175	197	-65	-622	905
$M_{y,min}$	-363	-121	-44	-24	-878	-1136

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	-
	$\sigma_{s,roh} =$	59.7	32.0
	$\sigma_{s,pole} =$	101.5	32.0
		300	300

Posouzení pro v rámovém rohu:
 $\sigma_c = -1.9 \text{ Mpa} < 0.45 \cdot f_{ck} = -13.5 \text{ Mpa}$

Posouzení pro v poli:
 $\sigma_c = -7.0 \text{ MPa} < 0.45 \cdot f_{ck} = -13.5 \text{ MPa}$

Posouzení šířky trhlin v pohledu NK výpočtem

	Podpora	Pole	
těžiště ideálního průřezu od horní hrany průřezu (M_y -)	$z_h =$	0.246	0.274 m
napětí v krajní výztuži	$\sigma_{s,ext} =$	59.7	101.5 MPa
	$\alpha_e = E_s/E_{cm} =$	6.061	6.061
vliv předpínací výztuže – není navržena	$\xi_1 =$	1	1
	$h =$	1.600	1.000 m
	$d =$	1.529	0.929 m
	$x =$	1.354	0.726 m
účinná výška tažené oblasti $h_{c,eff} = \min\{2,5 \cdot (h - d); (h - x)/3; h/2\} =$		0.082	0.091 m
účinná plocha tažené oblasti	$A_{c,eff} =$	0.082	0.091 m ²
součinitel pro délku zatížení – dlouhodobé	$k_t =$	0.4	0.4
plocha výztuže v tažené oblasti	$A_s =$	0.0054	0.0107 m ²
stupeň vyztužení tažené oblasti	$\rho_{p,eff} = A_s/A_{c,eff} =$	0.0653	0.1175
	$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = (\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff}/\rho_{p,eff}) \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}))/E_s =$	0.0002	0.0004 $\geq 0,6 \cdot \sigma_s/E_s = 0.0002$
ekvivalentní průměr výztuže	$\Phi = \Phi_{eq} = (n_1 \cdot \Phi_{12} + n_2 \cdot \Phi_{22})/(n_1 \cdot \Phi_1 + n_2 \cdot \Phi_2) =$	32	29 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
	$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \Phi / \rho_{p,eff} =$	270	230 mm
	$w_k = S_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) =$	0.048	0.070 mm
		vyhoví	vyhoví
			$< w_{max} = 0.3 \text{ mm}$

10.10. Výztuž stěn v MSÚ

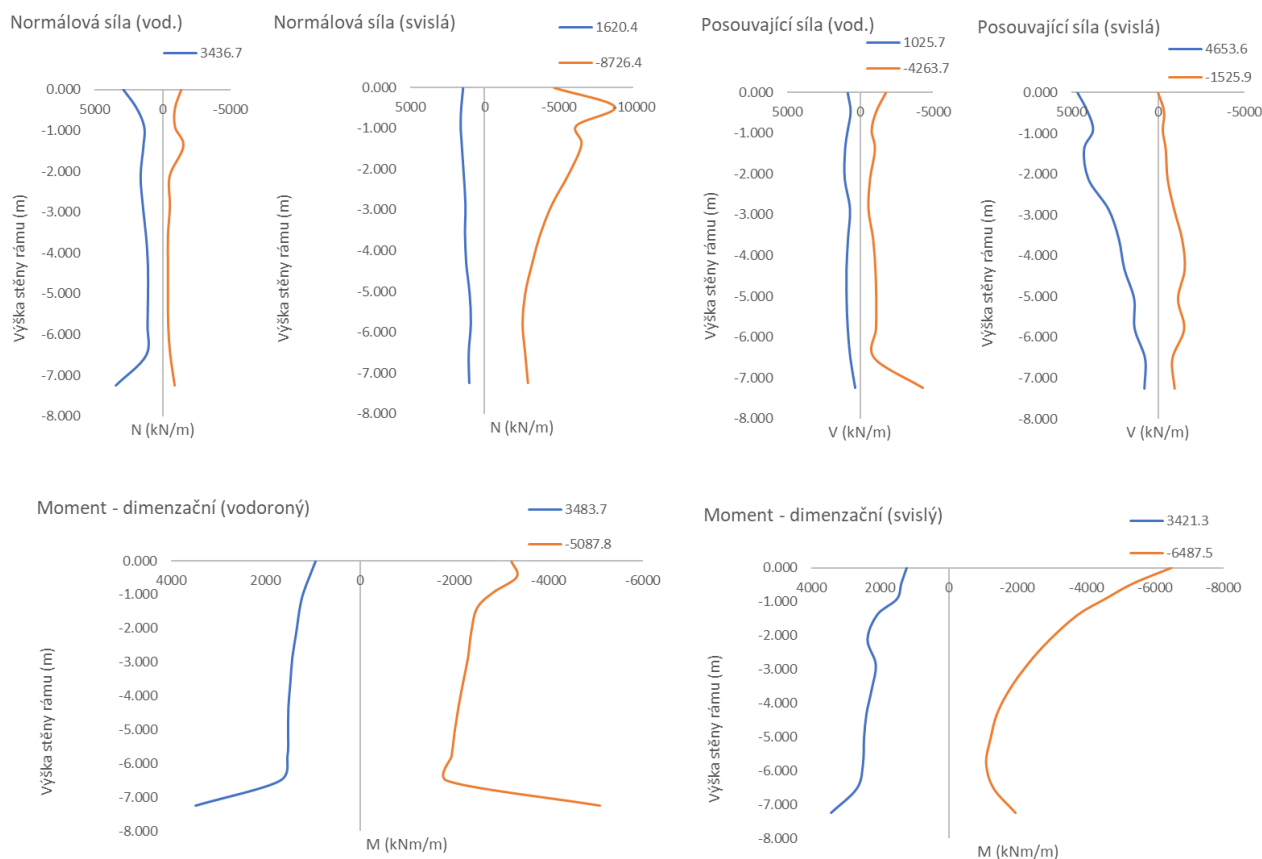
Pro návrh výztuže jsou spočteny dimenzační hodnoty momentů, v obálkách vnitřních sil je tedy patrný vliv kroutících momentů a smykové deformace, zejména s ohledem na změny tloušťky průřezu.

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

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

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 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)
$F_{x,max}$	3437	-400	-1334	-657	-3418	-1758
$F_{x,min}$	-1513	-2093	-340	1085	-308	1236
$F_{y,max}$	356	1620	-389	-203	-830	-421
$F_{y,min}$	-576	-8726	294	3668	-2089	-1980
$V_{x,max}$	990	-2603	1026	1368	230	-509
$V_{x,min}$	-211	-747	-4264	-328	3340	3420
$V_{y,max}$	1230	-4063	-784	4654	-2307	-5835
$V_{y,min}$	-10	80	-9	-1526	104	1533
$M_{x,max}$	-61	-501	-4052	-311	3484	3398
$M_{x,min}$	888	-718	-2726	-444	-5088	-1591
$M_{y,max}$	-234	-855	-4235	-312	3258	3421
$M_{y,min}$	-798	-3161	-491	3312	-504	-6487

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)
$F_{x,max}$	2477	-64	-805	798	-372	-1275	$F_{x,max}$	1112	280	-335	-166	-373	-301
$F_{x,min}$	-1108	-1052	257	843	-833	-2507	$F_{x,min}$	-646	-324	-217	309	56	344
$F_{y,max}$	19	1315	-58	-181	-53	-593	$F_{y,max}$	178	726	-19	5	-237	268
$F_{y,min}$	-298	-6448	248	2748	-1680	-1346	$F_{y,min}$	-209	-1631	46	660	-299	-476
$V_{x,max}$	-26	-516	611	323	-1592	-892	$V_{x,max}$	268	-444	362	495	194	-493
$V_{x,min}$	-142	-380	-2839	-235	2231	2194	$V_{x,min}$	-24	-184	-1078	-80	860	967
$V_{y,max}$	1112	-3020	-562	3087	-1378	-3447	$V_{y,max}$	-6	-1055	-109	1310	-121	-1032
$V_{y,min}$	-10	-832	115	-1061	267	1030	$V_{y,min}$	-3	354	-12	-545	-27	522
$M_{x,max}$	-94	-260	-2809	-231	2262	2207	$M_{x,max}$	-14	24	-920	-25	993	960
$M_{x,min}$	723	-667	-1830	-243	-3943	-1325	$M_{x,min}$	130	62	-617	-125	-1036	595
$M_{y,max}$	-33	-197	-2678	-198	2231	2211	$M_{y,max}$	18	177	-895	-19	991	986
$M_{y,min}$	1090	-3039	-583	3083	-1391	-3463	$M_{y,min}$	-3	-990	32	1241	-262	-2416

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	$h =$	1.60	m		
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	2x32	mm		
	$a =$	150	mm		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	2x25	mm		
	$a =$	150	mm		
Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} =$	6487	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} =$	4160	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví

Stěna – střední část, vnější výztuž

výška průřezu ve vetknutí	$h =$	1.60	m		
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	32	mm		
	$a =$	150	mm		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	28	mm		
	$a =$	150	mm		
Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} =$	3373	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} =$	2656	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví

Stěna – dolní část, vnější výztuž

výška průřezu ve vetknutí	$h =$	1.60	m		
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	32	mm		
	$a =$	150	mm		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	2x28	mm		
	$a =$	150	mm		

Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} =$	3373	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} =$	5154	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví

Stěna – horní část, vnitřní výztuž

výška průřezu ve vetknutí	$h =$	1.55	m		
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	28	mm		
	$a =$	150	mm		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	22	mm		
	$a =$	150	mm		
Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} =$	2617	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} =$	1659	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví

Stěna – střední 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	$\phi =$	22	mm		
	$a =$	150	mm		
Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} =$	2617	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} =$	1659	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví

Stěna – dolní část, vnitřní výztuž

výška průřezu ve vetknutí	$h =$	1.60	m		
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	2x25	mm		
	$a =$	150	mm		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	2x25	mm		
	$a =$	150	mm		
Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} =$	4089	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} =$	4160	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví

Základ – horní povrch

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

Stěna – 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)			
horní	1.600	689.7	8073.1		nutná výztuž	0.012	6.7	0.15	7459.51		4971.58	vyhoví
střední	1.600	501.2	8083.7		nutná výztuž	0.012	6.7	0.15	7469.34		4978.13	vyhoví
dolní	1.600	547.4	8073.1		nutná výztuž	0.012	6.7	0.15	7459.51		4971.58	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	$M_{Ed,OST} =$	-3182	kNm/m
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	-2416	kNm/m
Maximální moment v horní části pro vnější výztuž stěn, vodorovný směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	-2103	kNm/m
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	-961	kNm/m
Maximální moment v horní části pro vnitřní výztuž stěn, svislý směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	1277	kNm/m

Statický výpočet

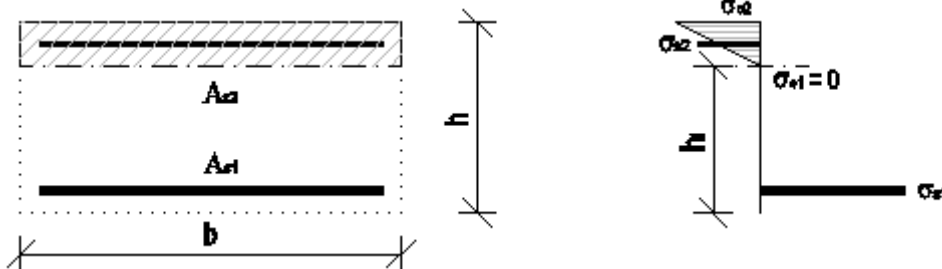
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	897	kNm/m
Maximální moment v horní části pro vnitřní výztuž stěn, vodorovný směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	902	kNm/m
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	366	kNm/m
Maximální posouvající síla v horní části stěn			
od ostatních zatížení	$V_{Ed,OST} =$	3087	kNm/m
od LM71	$V_{Ed,LM71} =$	1153	kNm/m
Maximální moment ve střední části pro vnější výztuž stěn, svislý směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	-1499	kNm/m
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	-1031	kNm/m
Maximální moment ve střední části pro vnější výztuž stěn, vodorovný směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	-1657	kNm/m
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	-556	kNm/m
Maximální moment ve střední části pro vnitřní výztuž stěn, svislý směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	1583	kNm/m
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	711	kNm/m
Maximální moment ve střední části pro vnitřní výztuž stěn, vodorovný směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	1047	kNm/m
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	383	kNm/m
Maximální posouvající síla ve střední části stěn			
od ostatních zatížení	$V_{Ed,OST} =$	2423	kNm/m
od LM71	$V_{Ed,LM71} =$	1201	kNm/m
Maximální moment v dolní části pro vnější výztuž stěn, svislý směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	-1434	kNm/m
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	-377	kNm/m
Maximální moment v dolní části pro vnější výztuž stěn, vodorovný směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	-3914	kNm/m
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	-957	kNm/m
Maximální moment v dolní části pro vnitřní výztuž stěn, svislý směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	2187	kNm/m
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	970	kNm/m
Maximální moment v dolní části pro vnitřní výztuž stěn, vodorovný směr			
od ostatních zatížení	$M_{Ed,OST} =$	2231	kNm/m
od LM71	$M_{Ed,LM71} =$	948	kNm/m
Maximální posouvající síla v dolní části stěn			
od ostatních zatížení	$V_{Ed,OST} =$	2839	kNm/m
od LM71	$V_{Ed,LM71} =$	1074	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	$Z_{LM71} = 1,37$
Pro vnější výztuž v horní části stěn, vodorovný směr	$Z_{LM71} = 2,13$
Pro vnitřní výztuž v horní části stěn, svislý směr	$Z_{LM71} = 1,49$
Pro vnitřní výztuž v horní části stěn, vodorovný směr	$Z_{LM71} = 2,07$
Pro smykovou výztuž v horní části stěn	$Z_{LM71} = 1,63$
Pro vnější výztuž ve střední části stěn, svislý směr	$Z_{LM71} = 1,82$
Pro vnější výztuž ve střední části stěn, vodorovný směr	$Z_{LM71} = 1,80$
Pro vnitřní výztuž ve střední části stěn, svislý směr	$Z_{LM71} = 1,45$
Pro vnitřní výztuž ve střední části stěn, vodorovný směr	$Z_{LM71} = 1,60$
Pro smykovou výztuž ve střední části stěn	$Z_{LM71} = 2,13$
Pro vnější výztuž v dolní části stěn, svislý směr	$Z_{LM71} = 5,14$
Pro vnější výztuž v dolní části stěn, vodorovný směr	$Z_{LM71} = 1,30$
Pro vnitřní výztuž v dolní části stěn, svislý směr	$Z_{LM71} = 1,96$
Pro vnitřní výztuž v dolní části stěn, vodorovný směr	$Z_{LM71} = 2,03$
Pro smykovou výztuž v dolní části stěn	$Z_{LM71} = 1,99$

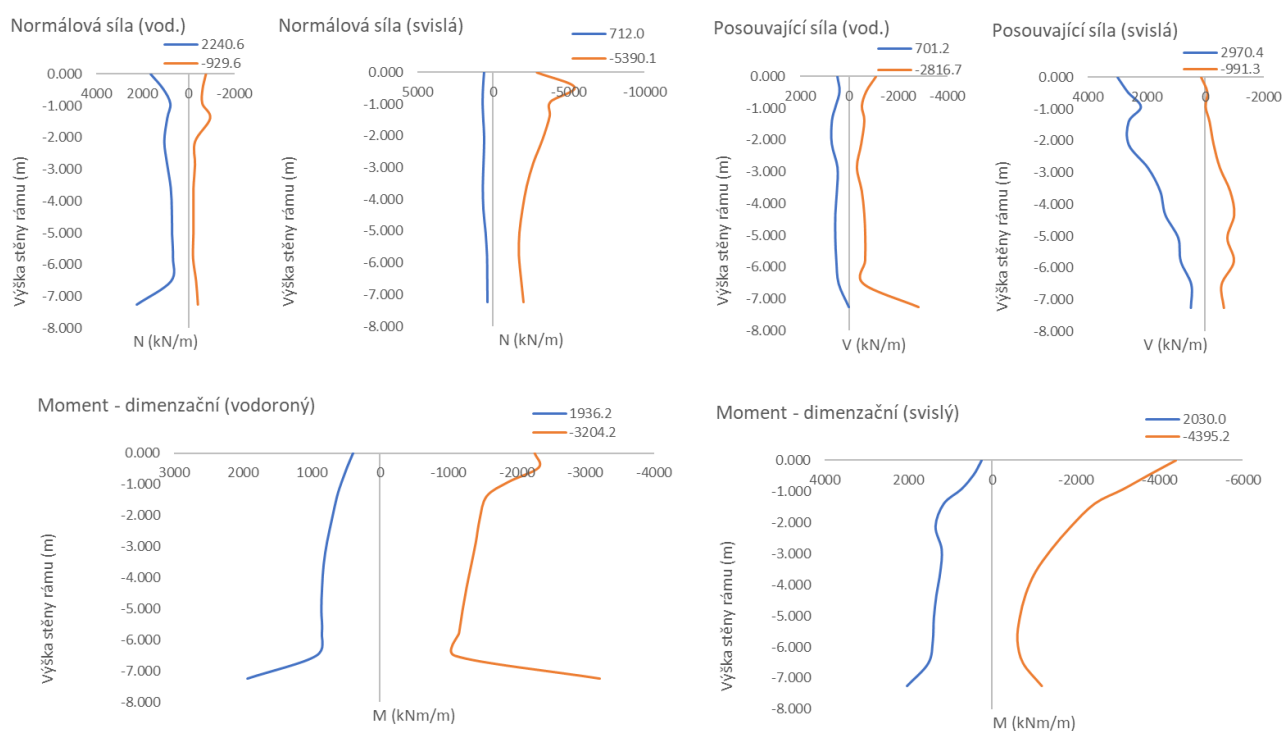
10.11. Výztuž stěn v MSP – charakteristická

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)
$F_{x,max}$	2241	-574	-1080	-482	-1764	-989
$F_{x,min}$	-930	-1020	-237	655	-275	604
$F_{y,max}$	274	712	-311	82	-612	-372
$F_{y,min}$	-395	-5390	195	2322	-1504	-1286
$V_{x,max}$	806	-1470	701	938	-217	-623
$V_{x,min}$	-9	-541	-2817	-181	1749	2005
$V_{y,max}$	423	-2452	-606	2970	-1764	-4043
$V_{y,min}$	-6	163	-2	-991	68	841
$M_{x,max}$	73	-162	-2313	-113	1936	2015
$M_{x,min}$	605	-805	-1629	-233	-3204	-840
$M_{y,max}$	-8	-795	-2724	-136	1526	2030
$M_{y,min}$	-310	-2030	-103	2066	-439	-4395

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 _s (kN/m)	V _y (kN/m)	M _x (kNm/m)	M _y (kNm/m)
F _{x,max}	1414	42	-423	383	-189	-824
F _{x,min}	-599	-687	134	576	-506	-1687
F _{y,max}	11	576	-33	-8	-31	-446
F _{y,min}	-242	-4133	170	1814	-1278	-937
V _{x,max}	-38	-613	431	355	-1063	-542
V _{x,min}	-31	-285	-1945	-144	1291	1371
V _{y,max}	576	-1976	-439	2069	-1071	-2454
V _{y,min}	-7	-511	77	-726	181	621
M _{x,max}	11	-190	-1877	-140	1323	1362
M _{x,min}	479	-562	-1249	-187	-2555	-778
M _{y,max}	-48	-401	-1918	-134	1226	1374
M _{y,min}	561	-1988	-453	2067	-1080	-2465

	F _x (kN/m)	F _y (kN/m)	V _s (kN/m)	V _y (kN/m)	M _x (kNm/m)	M _y (kNm/m)
F _{x,max}	767	193	-231	-114	-258	-208
F _{x,min}	-446	-224	-150	213	39	237
F _{y,max}	123	500	-13	4	-164	185
F _{y,min}	-144	-1125	32	455	-206	-328
V _{x,max}	185	-306	250	342	134	-340
V _{x,min}	-17	-127	-744	-55	593	667
V _{y,max}	-4	-727	-75	903	-84	-712
V _{y,min}	-2	244	-8	-376	-19	360
M _{x,max}	-9	17	-635	-18	685	662
M _{x,min}	90	42	-426	-86	-714	410
M _{y,max}	12	122	-617	-13	683	680
M _{y,min}	-2	-683	22	856	-180	-1666

Posouzení průřezu – svislá výztuž

Posouzení v horní části stěny:

$$\sigma_c = -15.2 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 290.4 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

Posouzení ve střední části stěny:

$$\sigma_c = -8.6 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 244.0 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

Posouzení v dolní části stěny:

$$\sigma_c = 0.4 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 333.1 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

Posouzení průřezu – vodorovná výztuž

Posouzení v horní části stěny:

$$\sigma_c = -9.9 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 246.7 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

Posouzení ve střední části stěny:

$$\sigma_c = -7.5 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 261.7 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

Posouzení v dolní části stěny:

$$\sigma_c = -11.3 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 306.9 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

Zatížitelnost

Pro maximální moment v horní části, svislý směr

Ostatní zatížení	Napětí v betonu	$\sigma_{Ed,OST} =$	-7,6	MPa
	Napětí ve výztuži	$\sigma_{Ed,OST} =$	145,1	MPa
LM71	Napětí v betonu	$\sigma_{Ed,LM71} =$	-5,8	MPa
	Napětí ve výztuži	$\sigma_{Ed,LM71} =$	110,1	MPa

Pro maximální moment v horní části, vodorovný směr

Ostatní zatížení	Napětí v betonu	$\sigma_{Ed,OST} =$	-6,4	MPa
	Napětí ve výztuži	$\sigma_{Ed,OST} =$	160,0	MPa
LM71	Napětí v betonu	$\sigma_{Ed,LM71} =$	-2,9	MPa
	Napětí ve výztuži	$\sigma_{Ed,LM71} =$	70,8	MPa

Pro maximální moment ve střední části, svislý směr

Ostatní zatížení	Napětí v betonu	$\sigma_{Ed,OST} =$	-4,5	MPa
	Napětí ve výztuži	$\sigma_{Ed,OST} =$	127,3	MPa
LM71	Napětí v betonu	$\sigma_{Ed,LM71} =$	-3,2	MPa
	Napětí ve výztuži	$\sigma_{Ed,LM71} =$	91,9	MPa

Pro maximální moment ve střední části, vodorovný směr

Ostatní zatížení	Napětí v betonu	$\sigma_{Ed,OST} =$	-5,4	MPa
------------------	-----------------	---------------------	------	-----

Statický výpočet

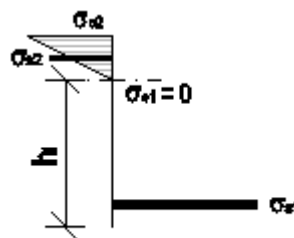
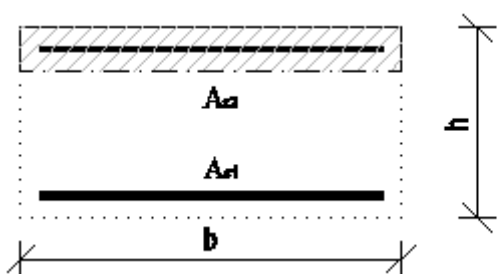
	Napětí ve výztuži	$\sigma_{Ed,OST} =$	198,6	MPa
LM71	Napětí v betonu	$\sigma_{Ed,LM71} =$	-2,0	MPa
	Napětí ve výztuži	$\sigma_{Ed,LM71} =$	66,4	MPa
Pro maximální moment v dolní části, svislý směr				
Ostatní zatížení	Napětí v betonu	$\sigma_{Ed,OST} =$	-1,1	MPa
	Napětí ve výztuži	$\sigma_{Ed,OST} =$	231,6	MPa
LM71	Napětí v betonu	$\sigma_{Ed,LM71} =$	-0,0	MPa
	Napětí ve výztuži	$\sigma_{Ed,LM71} =$	97,8	MPa
Pro maximální moment v dolní části, vodorovný směr				
Ostatní zatížení	Napětí v betonu	$\sigma_{Ed,OST} =$	-8,8	MPa
	Napětí ve výztuži	$\sigma_{Ed,OST} =$	243,9	MPa
LM71	Napětí v betonu	$\sigma_{Ed,LM71} =$	-5,7	MPa
	Napětí ve výztuži	$\sigma_{Ed,LM71} =$	62,6	MPa

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

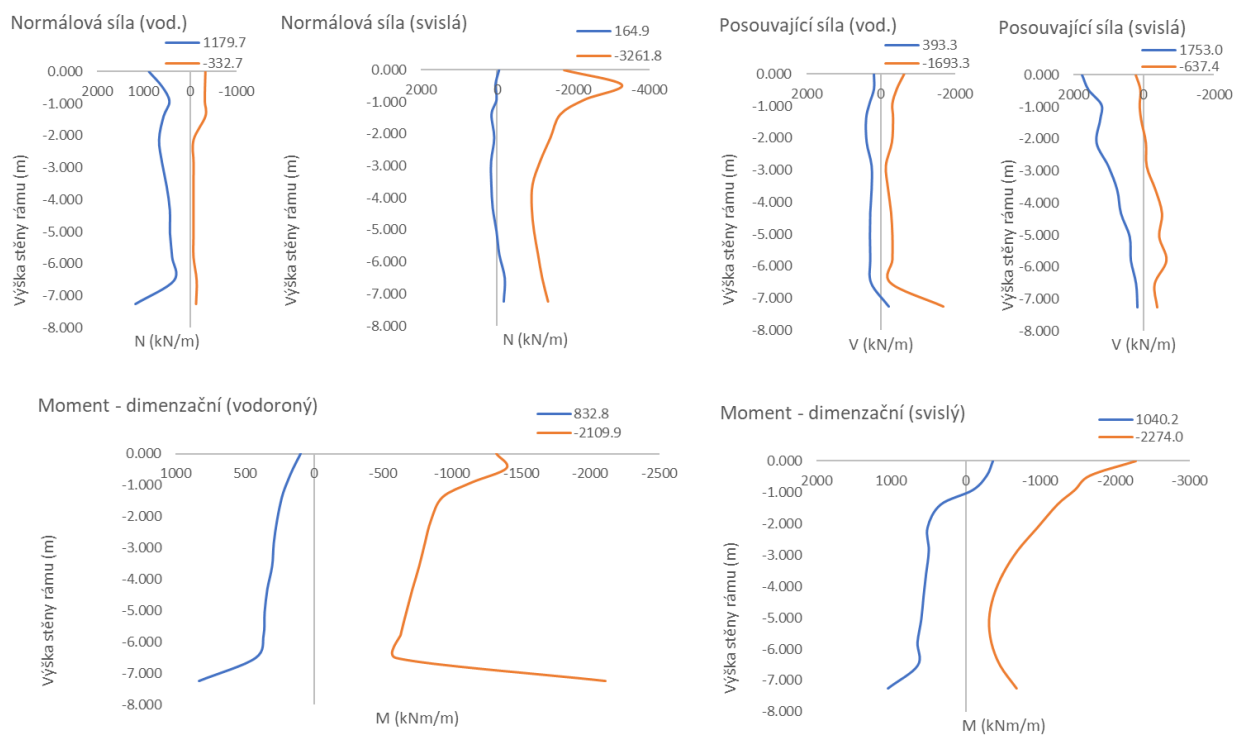
Pro svislou výztuž v horní části stěn	$Z_{LM71} = 1,80$
Pro vodorovnou výztuž v horní části stěn	$Z_{LM71} = 3,39$
Pro svislou výztuž ve střední části stěn	$Z_{LM71} = 2,97$
Pro vodorovnou výztuž ve střední části stěn	$Z_{LM71} = 3,03$
Pro svislou výztuž v dolní části stěn	$Z_{LM71} = 1,72$
Pro vodorovnou výztuž v dolní části stěn	$Z_{LM71} = 1,60$

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 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)
$F_{x,max}$	1180	-861	-726	-312	-1313	-636
$F_{x,min}$	-333	-666	-30	328	-234	339
$F_{y,max}$	-6	165	31	4	5	163
$F_{y,min}$	-281	-3262	138	1522	-1202	-896
$V_{x,max}$	-56	-850	393	474	-920	-391
$V_{x,min}$	67	-288	-1693	-105	785	1015
$V_{y,max}$	247	-1625	-468	1753	-1115	-2266
$V_{y,min}$	-6	-364	67	-637	158	449
$M_{x,max}$	90	-226	-1618	-110	833	979
$M_{x,min}$	427	-637	-1064	-178	-2110	-536
$M_{y,max}$	81	-536	-1618	-82	-723	1040
$M_{y,min}$	237	-1634	-478	1751	-1120	-2274

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	-
$\sigma_{s,horní} =$	85.6	32.0	300
$\sigma_{s,střední} =$	99.9	32.0	300
$\sigma_{s,dolní} =$	116.2	32.0	300

Posouzení v horní části stěny:
 $\sigma_c = -2.3 \text{ Mpa} < 0.45 \cdot f_{ck} = -13.5 \text{ Mpa}$

Posouzení ve střední části stěny:
 $\sigma_c = -3.0 \text{ Mpa} < 0.45 \cdot f_{ck} = -13.5 \text{ Mpa}$

Posouzení v dolní části stěny:
 $\sigma_c = -4.2 \text{ Mpa} < 0.45 \cdot f_{ck} = -13.5 \text{ Mpa}$

Posouzení šířky trhlin v podhledu NK výpočtem – svislý směr

		Horní	Střední	Dolní	
těžiště ideálního průřezu od horní hrany průřezu (M_y -)	$z_h =$	0.216	0.233	0.291	m
napětí v krajní výztuži	$\sigma_{s,ext} =$	85.6	99.9	116.2	MPa
	$\alpha_e = E_s/E_{cm} =$	6.061	6.061	6.061	
vliv předpínací výztuže – není navržena	$\xi_1 =$	1	1	1	
	$h =$	1.600	1.600	1.600	m
	$d =$	1.531	1.531	1.533	m
	$x =$	1.384	1.367	1.309	m
účinná výška tažené oblasti $h_{c,eff} = \min\{2,5 \cdot (h - d); (h - x)/3; h/2\} =$		0.072	0.078	0.097	m
účinná plocha tažené oblasti	$A_{c,eff} =$	0.072	0.078	0.097	m ²
součinitel pro délku zatížení – dlouhodobé	$k_t =$	0.4	0.4	0.4	
plocha výztuže v tažené oblasti	$A_s =$	0.0041	0.0041	0.0065	m ²
stupeň vyztužení tažené oblasti	$\rho_{p,eff} = A_s/A_{c,eff} =$	0.0570	0.0529	0.0676	
	$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = (\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff}/\rho_{p,eff}) \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}))/E_s =$	0.0003	0.0004	0.0005	$\geq 0,6 \cdot \sigma_s/E_s$
ekvivalentní průměr výztuže	$\Phi = \Phi_{eq} = (n_1 \cdot \Phi_{12} + n_2 \cdot \Phi_{22})/(n_1 \cdot \Phi_1 + n_2 \cdot \Phi_2) =$	29	30	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	
	$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \Phi / \rho_{p,eff} =$	275	284	263	mm
	$w_k = S_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) =$	0.071	0.085	0.092	mm $< w_{max} = 0.3 \text{ mm}$
		vyhoví	vyhoví	vyhoví	

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	-
$\sigma_{s,horní} =$	122.7	32.0	300
$\sigma_{s,střední} =$	113.9	32.0	300
$\sigma_{s,dolní} =$	94.5	32.0	300

Posouzení v horní části stěny:

$$\sigma_c = -1.1 \text{ MPa} < 0.45 \cdot f_{ck} = -13.5 \text{ MPa}$$

Posouzení ve střední části stěny:

$$\sigma_c = -2.1 \text{ MPa} < 0.45 \cdot f_{ck} = -13.5 \text{ MPa}$$

Posouzení v dolní části stěny:

$$\sigma_c = -3.2 \text{ MPa} < 0.45 \cdot f_{ck} = -13.5 \text{ MPa}$$

Posouzení šířky trhlin v podhledu NK výpočtem – vodorovný směr

		Horní	Střední	Dolní	
těžiště ideálního průřezu od horní hrany průřezu (M_y)	$z_h =$	0.226	0.191	0.281	m
napětí v krajní výztuži	$\sigma_{s,ext} =$	122.7	113.9	94.5	MPa
	$\alpha_e = E_s/E_{cm} =$	6.061	6.061	6.061	
vliv předpínací výztuže – není navržena	$\xi_1 =$	1	1	1	
	$h =$	1.600	1.600	1.600	m
	$d =$	1.534	1.534	1.533	m
	$x =$	1.374	1.409	1.319	m
účinná výška tažené oblasti $h_{c,eff} = \min\{2,5 \cdot (h - d); (h - x)/3; h/2\} =$		0.075	0.064	0.094	m
účinná plocha tažené oblasti	$A_{c,eff} =$	0.075	0.064	0.094	m ²
součinitel pro délku zatížení – dlouhodobé	$k_t =$	0.4	0.4	0.4	
plocha výztuže v tažené oblasti	$A_s =$	0.0025	0.0025	0.0065	m ²
stupeň vyztužení tažené oblasti	$\rho_{p,eff} = A_s/A_{c,eff} =$	0.0336	0.0398	0.0700	
	$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = (\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff}/\rho_{p,eff}) \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}))/E_s =$	0.0004	0.0004	0.0004	$\geq 0,6 \cdot \sigma_s/E_s$
ekvivalentní průměr výztuže	$\Phi = \Phi_{eq} = (n_1 \cdot \Phi_{12} + n_2 \cdot \Phi_{22})/(n_1 \cdot \Phi_1 + n_2 \cdot \Phi_2) =$	23	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	
	$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \Phi / \rho_{p,eff} =$	304	295	252	mm
	$w_k = S_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) =$	0.112	0.101	0.071	mm $< w_{max} = 0.3 \text{ mm}$
		vyhoví	vyhoví	vyhoví	

10.13. Výztuž krajních křídel v MSÚ

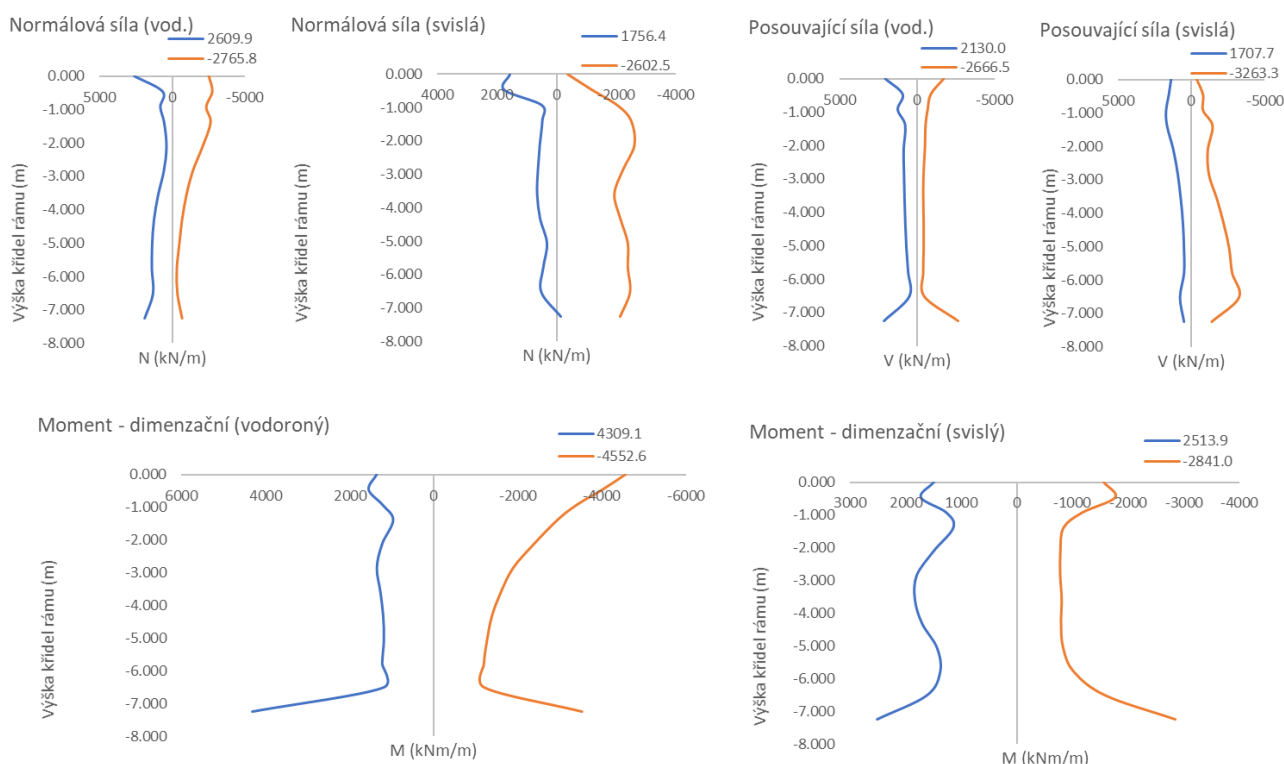
Pro návrh výztuže jsou spočteny dimenzační hodnoty momentů, v obálkách vnitřních sil je tedy patrný vliv kroutících momentů a smykové deformace, zejména s ohledem na změny tloušťky průřezu.

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

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

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 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)
$F_{x,max}$	2610	233	1284	249	-1640	679
$F_{x,min}$	-2766	410	541	546	-3339	-728
$F_{y,max}$	-1485	1756	427	424	-2373	1036
$F_{y,min}$	-1708	-2603	263	305	-1017	784
$V_{x,max}$	37	-828	2130	-465	-3340	-1839
$V_{x,min}$	407	-1055	-2667	-622	-2432	-2136
$V_{y,max}$	-396	-138	-16	1708	-397	-800
$V_{y,min}$	29	-1975	-231	-3263	498	-1014
$M_{x,max}$	-64	-365	-2493	485	4309	2425
$M_{x,min}$	-1936	366	1168	1076	-4553	-1559
$M_{y,max}$	73	-321	-2434	494	4281	2514
$M_{y,min}$	602	-1908	-1897	-1224	-1559	-2841

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	$\phi =$	2x25	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:	$M_{Rd} =$	4587	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	$\phi =$	2x25	mm		
	$a =$	150	mm		
Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} =$	852	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} =$	2595	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví

Křídlo – dolní část, vnější výztuž

výška průřezu ve vetknutí	$h =$	1.60	m		
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	32	mm		
	$a =$	150	mm		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	2x25	mm		
	$a =$	150	mm		
Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} =$	3380	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} =$	4160	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	$\phi =$	32	mm		
	$a =$	150	mm		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	28	mm		

Statický výpočet

	a =	150	mm			
Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} =$	2090	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, vnitřní výztuž

výška průřezu ve vetknutí	h =	1.60	m			
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	28	mm			
	a =	150	mm			
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	2x28	mm			
	a =	150	mm			
Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} =$	2606	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví	
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} =$	5154	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	$\phi =$	32	mm			
	a =	150	mm			
Návrh příčné ohybové výztuže	$\phi =$	20	mm			
	a =	150	mm			
Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} =$	2902	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví	
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} =$	1184	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	433.6	5169.1
dolní	1.600	547.4	8073.1

 $\phi = 12$ mm

nutná výztuž

nutná výztuž

nutná výztuž

d_{sw} (m)	n (ks)	s (m)	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Rd,max}$ (kN)
0.012	6.7	0.30	4110.84	5479.55
0.012	6.7	0.15	4755.01	3169.09
0.012	6.7	0.30	3754.79	4971.58

vyhoví

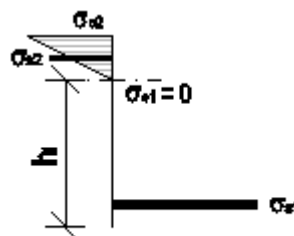
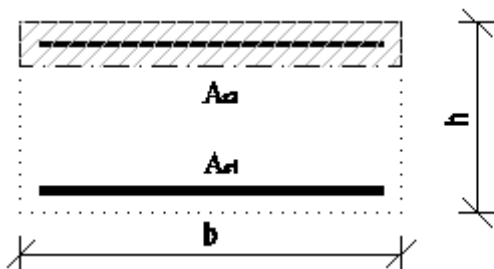
vyhoví

vyhoví

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

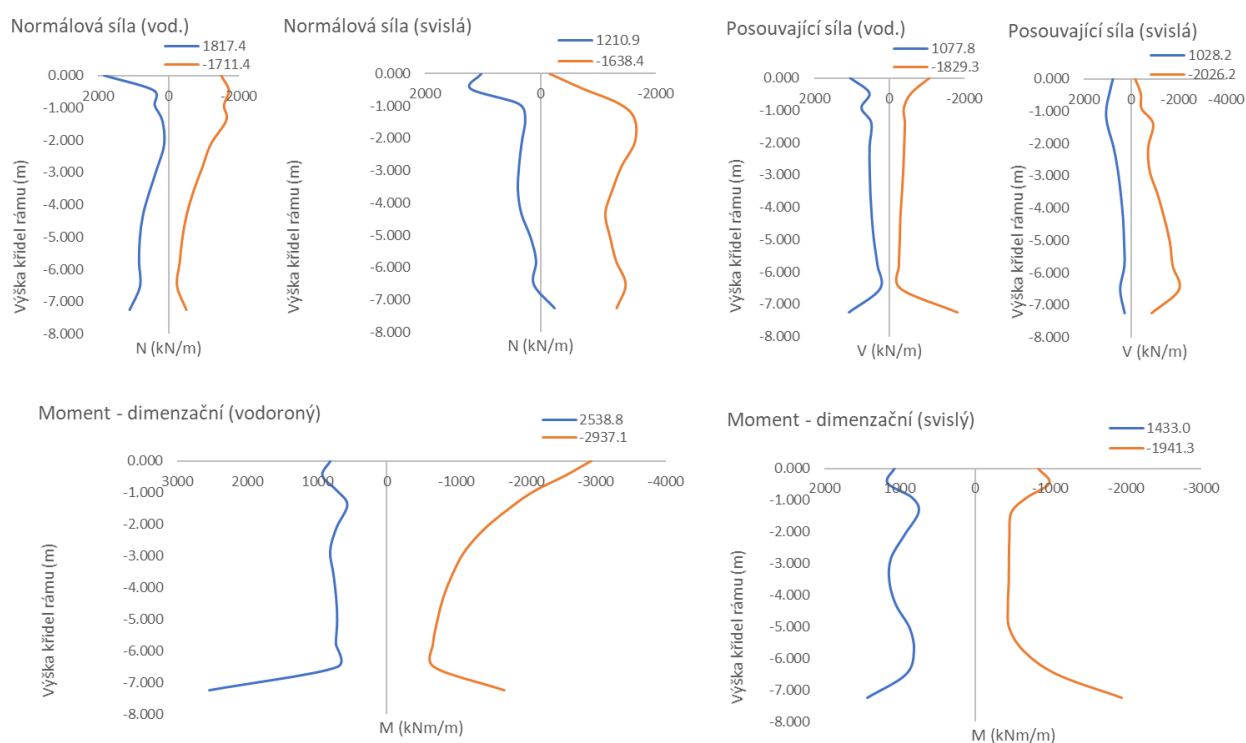
10.14. Výztuž krajních křídel v MSP – charakteristická

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 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)
$F_{x,max}$	1817	188	439	104	-1147	525
$F_{x,min}$	-1711	273	340	295	-2153	-354
$F_{y,max}$	-706	1211	-184	8	-1068	919
$F_{y,min}$	-984	-1638	246	-46	-917	554
$V_{x,max}$	-116	-399	1078	-24	626	-612
$V_{x,min}$	322	-751	-1829	-408	-1100	-1271
$V_{y,max}$	-322	-117	-52	1028	-306	-449
$V_{y,min}$	24	-1305	-161	-2026	298	-706
$M_{x,max}$	-56	-323	-1616	265	2539	1383
$M_{x,min}$	-681	510	581	618	-2937	-472
$M_{y,max}$	14	-299	-1586	272	2524	1433
$M_{y,min}$	384	-1321	-1272	-834	-971	-1941

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}	692	53	444	114	-1118	139
F_{x,min}	-1204	231	276	273	-1546	-354
F_{y,max}	-723	578	334	415	-1141	-202
F_{y,min}	-618	-1214	218	255	-572	230
V_{x,max}	228	-8	959	177	-1349	-180
V_{x,min}	183	-695	-1115	-377	-1208	-1137
V_{y,max}	-280	-65	-95	860	-254	-410
V_{y,min}	11	-977	-122	-1568	222	-579
M_{x,max}	-62	-405	-1041	104	1684	752
M_{x,min}	-330	373	462	517	-1959	-476
M_{y,max}	-26	-403	110	-114	382	842
M_{y,min}	322	-992	-886	-638	-661	-1420

	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}	827	89	-22	-5	325	262
F_{x,min}	-711	-72	259	152	-930	-368
F_{y,max}	-176	451	-41	-89	-309	528
F_{y,min}	2	-503	2	-363	-45	-44
V_{x,max}	25	-44	464	-58	-287	-230
V_{x,min}	103	-58	-580	-47	272	234
V_{y,max}	91	181	-104	221	178	294
V_{y,min}	13	-336	-39	-460	75	-149
M_{x,max}	50	75	-547	152	838	612
M_{x,min}	-396	92	233	183	-956	-140
M_{y,max}	76	89	-535	156	835	641
M_{y,min}	74	-270	-336	-192	-292	-487

Posouzení průřezu – vodorovná výztuž

Posouzení v horní části stěny:

$$\sigma_c = -10.8 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 283.8 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

Posouzení ve střední části stěny:

$$\sigma_c = -11.9 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 238.8 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

Posouzení v dolní části stěny:

$$\sigma_c = -6.3 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 201.8 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

Zatížitelnost

Pro maximální moment v horní části, vodorovný směr

Ostatní zatížení	Napětí v betonu	$\sigma_{Ed,OST} =$	-7,2	MPa
	Napětí ve výztuži	$\sigma_{Ed,OST} =$	189,3	MPa
LM71	Napětí v betonu	$\sigma_{Ed,LM71} =$	-3,4	MPa
	Napětí ve výztuži	$\sigma_{Ed,LM71} =$	90,9	MPa

Pro maximální moment ve střední části, vodorovný směr

Ostatní zatížení	Napětí v betonu	$\sigma_{Ed,OST} =$	-9,0	MPa
	Napětí ve výztuži	$\sigma_{Ed,OST} =$	180,4	MPa
LM71	Napětí v betonu	$\sigma_{Ed,LM71} =$	-2,9	MPa
	Napětí ve výztuži	$\sigma_{Ed,LM71} =$	57,8	MPa

Pro maximální moment v dolní části, vodorovný směr

Ostatní zatížení	Napětí v betonu	$\sigma_{Ed,OST} =$	-4,7	MPa
	Napětí ve výztuži	$\sigma_{Ed,OST} =$	147,6	MPa
LM71	Napětí v betonu	$\sigma_{Ed,LM71} =$	-1,6	MPa
	Napětí ve výztuži	$\sigma_{Ed,LM71} =$	53,8	MPa

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

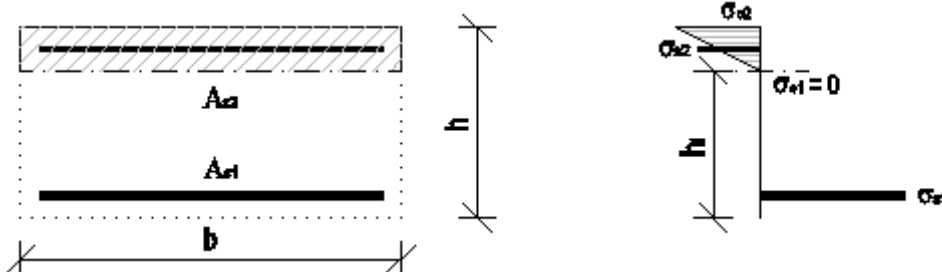
Pro vodorovnou výztuž v horní části stěn $Z_{LM71} = 2,32$

Pro vodorovnou výztuž ve střední části stěn $Z_{LM71} = 3,13$

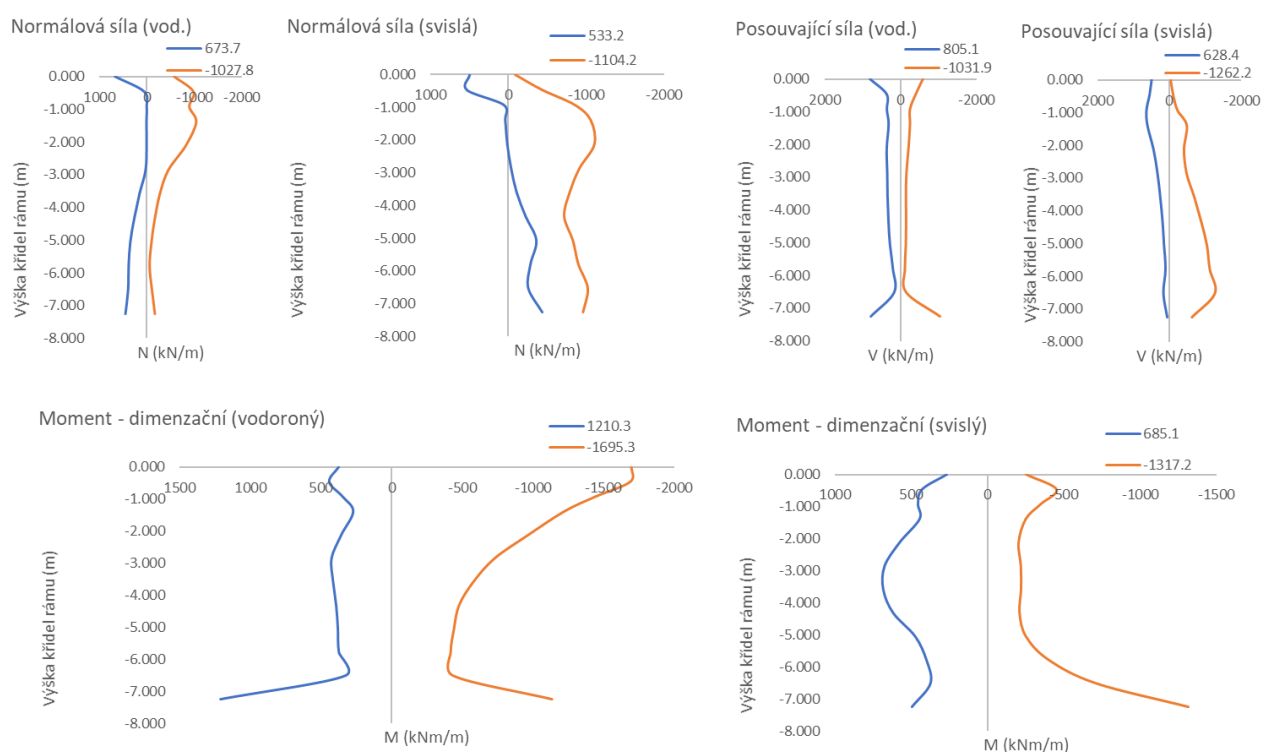
Pro vodorovnou výztuž v dolní části stěn $Z_{LM71} = 4,69$

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 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)
$F_{x,max}$	674	52	484	112	-1155	129
$F_{x,min}$	-1028	-460	187	108	-746	131
$F_{y,max}$	-659	533	288	270	-1123	56
$F_{y,min}$	-597	-1104	262	113	-690	199
$V_{x,max}$	254	6	805	146	-1343	-138
$V_{x,min}$	201	-677	-1032	-343	-783	-941
$V_{y,max}$	-329	-105	-130	628	-346	-300
$V_{y,min}$	18	-908	-123	-1262	164	-564
$M_{x,max}$	-55	-437	-980	52	1210	496
$M_{x,min}$	-151	309	281	253	-1695	114
$M_{y,max}$	-21	-409	82	-104	311	685
$M_{y,min}$	279	-927	-813	-596	-559	-1317

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	-
$\sigma_{s,horní} =$	141.4	32.0	300
$\sigma_{s,střední} =$	140.7	32.0	300
$\sigma_{s,dolní} =$	83.1	32.0	300

Posouzení v horní části křídla:

$$\sigma_c = -3.2 \text{ Mpa} < 0.45 \cdot f_{ck} = -13.5 \text{ Mpa}$$

Posouzení ve střední části křídla:

$$\sigma_c = -6.5 \text{ Mpa} < 0.45 \cdot f_{ck} = -13.5 \text{ Mpa}$$

Posouzení v dolní části křídla:

$$\sigma_c = -2.5 \text{ Mpa} < 0.45 \cdot f_{ck} = -13.5 \text{ Mpa}$$

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	0.214	0.233	m
napětí v krajní výztuži	$\sigma_{s,ext} =$	141.4	140.7	83.1	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	0.979	1.531	m
	$x =$	1.547	0.836	1.367	m
účinná výška tažené oblasti $h_{c,eff} = \min\{2,5 \cdot (h - d); (h - x)/3; h/2\} =$		0.068	0.071	0.078	m
účinná plocha tažené oblasti	$A_{c,eff} =$	0.068	0.071	0.078	m ²
součinitel pro délku zatížení – dlouhodobé	$k_t =$	0.4	0.4	0.4	
plocha výztuže v tažené oblasti	$A_s =$	0.0025	0.0054	0.0041	m ²
stupeň vyztužení tažené oblasti	$\rho_{p,eff} = A_s/A_{c,eff} =$	0.0374	0.0751	0.0529	
	$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = (\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff}/\rho_{p,eff}) \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}))/E_s =$	0.0005	0.0006	0.0003	$\geq 0,6 \cdot \sigma_s/E_s$
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	27	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	
	$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \Phi / \rho_{p,eff} =$	287	249	284	mm
	$w_k = S_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) =$	0.122	0.105	0.071	mm $< w_{max} = 0.3 \text{ mm}$
		vyhoví	vyhoví	vyhoví	

10.16. Výztuž vnitřních křídel v MSÚ

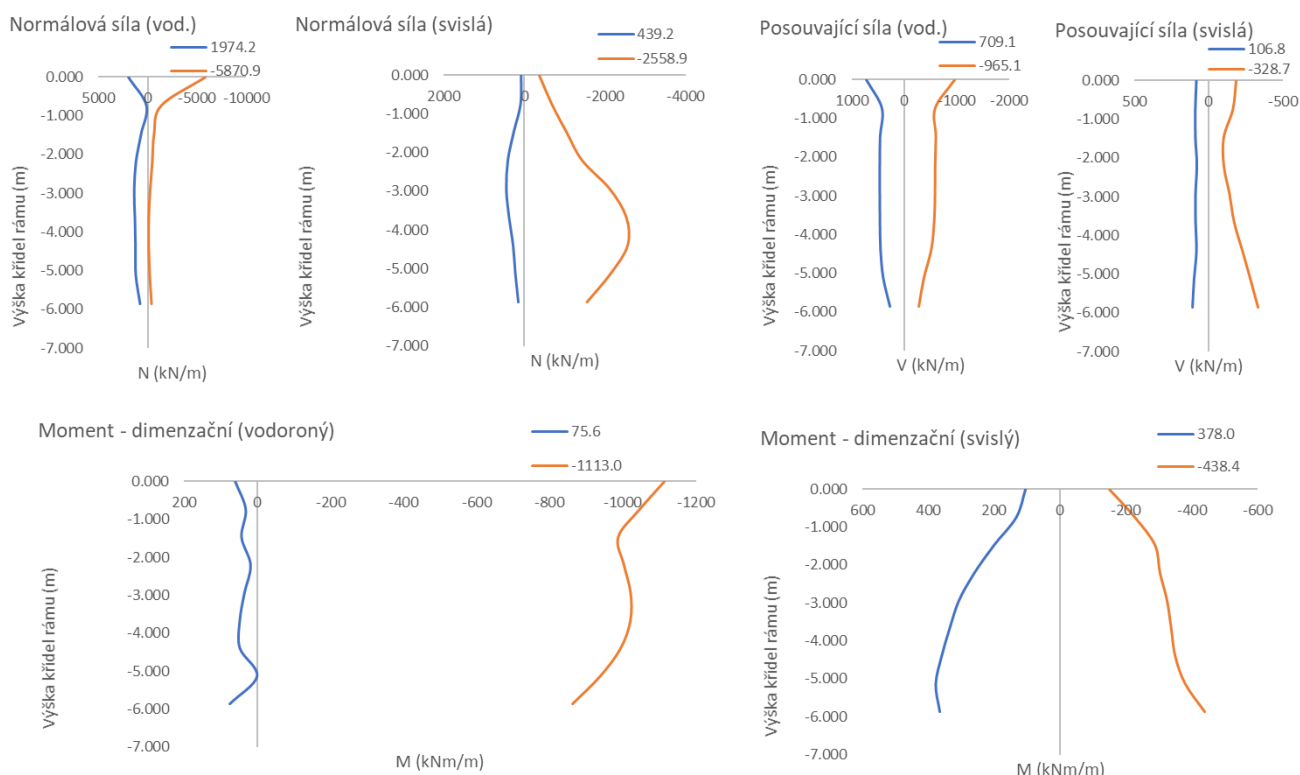
Pro návrh výztuže jsou spočteny dimenzační hodnoty momentů, v obálkách vnitřních sil je tedy patrný vliv kroutících momentů a smykové deformace, zejména s ohledem na změny tloušťky průřezu.

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

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

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}	1974	71	244	-15	-381	-24
F_{x,min}	-5871	-276	-858	-55	-1051	-87
F_{y,max}	-8	439	4	-9	6	48
F_{y,min}	36	-2559	6	-130	32	207
V_{x,max}	-453	-45	709	38	-671	-50
V_{x,min}	-4878	-245	-965	-42	-1074	-99
V_{y,max}	786	-342	91	107	-189	127
V_{y,min}	14	-554	43	-329	-46	175
M_{x,max}	235	-440	-36	20	76	202
M_{x,min}	-2440	-129	-874	-44	-1113	-90
M_{y,max}	185	-636	-130	-64	-674	378
M_{y,min}	78	-601	-157	21	-854	-438

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	$\phi =$	32	mm		
	$a =$	150	mm		
Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} =$	342	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} =$	1340	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví

Křídlo – střední část, vnější výztuž

výška průřezu ve vetknutí	$h =$	0.70	m		
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	20	mm		
	$a =$	150	mm		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	28	mm		
	$a =$	150	mm		
Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} =$	530	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} =$	1050	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví

Křídlo – dolní část, vnější výztuž

výška průřezu ve vetknutí	$h =$	0.70	m		
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	20	mm		
	$a =$	150	mm		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	28	mm		
	$a =$	150	mm		
Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} =$	530	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu příčné výztuže:	$M_{Rd} =$	1050	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	$\phi =$	20	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:	$M_{Rd} = 541$ 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	$\phi = 20$ mm			
	$a = 150$ mm			
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi = 16$ mm			
	$a = 150$ mm			
Únosnost průřezu v ohybu podélné výztuže:	$M_{Rd} = 541$ 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	255.4	3352.8
dolní	0.700	255.4	3352.8

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
0.012	3.3	0.30	771.01	2041.72
0.012	3.3	0.30	771.01	2041.72

vyhoví

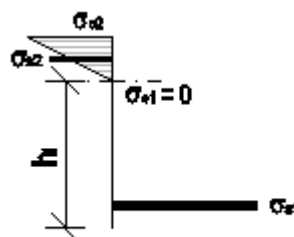
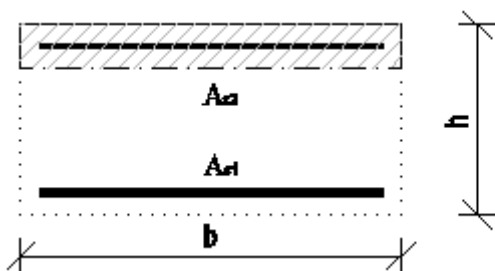
vyhoví

vyhoví

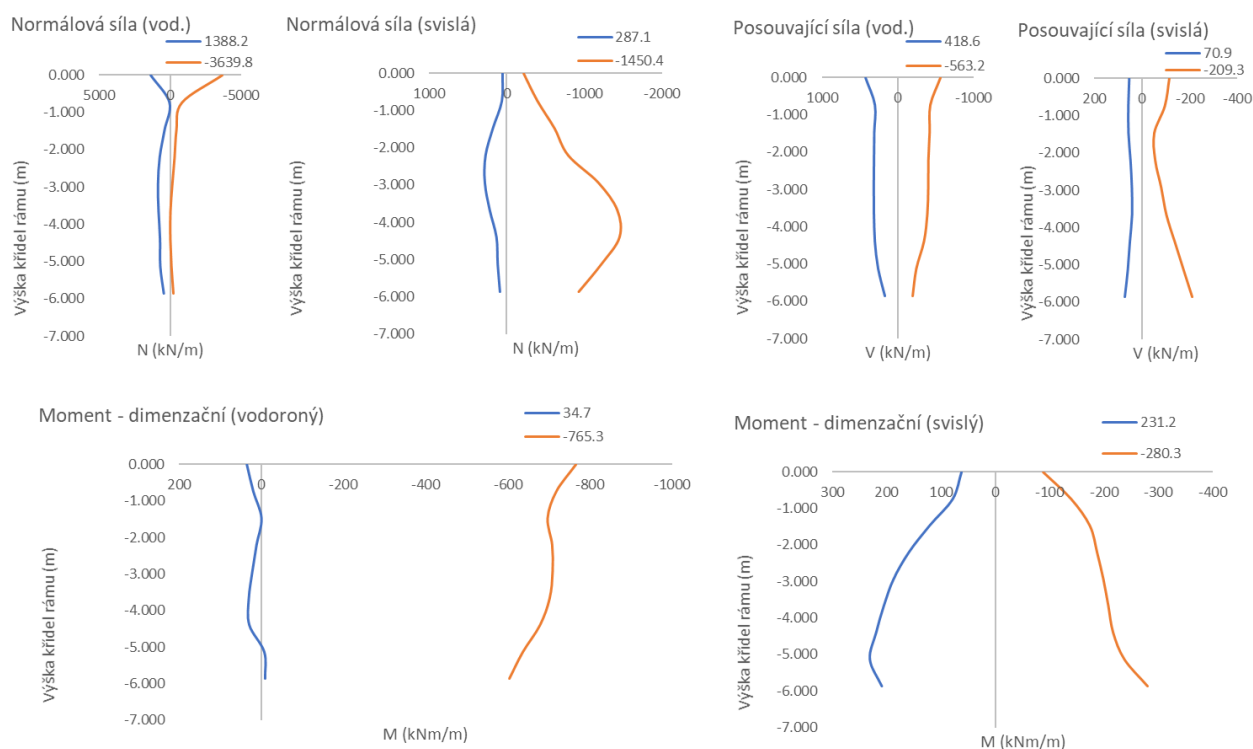
Volné okraje budou opatřeny lemovací výztuží, stykovanou s rozdělovací výztuží na délce min 2x tl. konstrukce.

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)
$F_{x,max}$	1388	50	178	-11	-282	-18
$F_{x,min}$	-3640	-167	-467	-60	-731	-45
$F_{y,max}$	-6	287	4	-11	7	47
$F_{y,min}$	21	-1450	4	-87	22	128
$V_{x,max}$	-124	-20	419	15	-434	-27
$V_{x,min}$	-2948	-146	-563	-41	-709	-57
$V_{y,max}$	-65	-282	-76	71	-511	-168
$V_{y,min}$	9	-329	29	-209	-30	103
$M_{x,max}$	-25	-34	-91	53	35	36
$M_{x,min}$	-1118	-47	-125	-102	-765	-81
$M_{y,max}$	208	-396	-96	-35	-449	231
$M_{y,min}$	26	-383	-89	12	-567	-280

Posouzení průřezu – vodorovná výztuž

Posouzení v horní části stěny:

$$\sigma_c = -15.0 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 249.2 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

Posouzení ve střední části stěny:

$$\sigma_c = -14.1 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 383.2 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

Posouzení v dolní části stěny:

$$\sigma_c = -13.6 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 358.3 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

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.

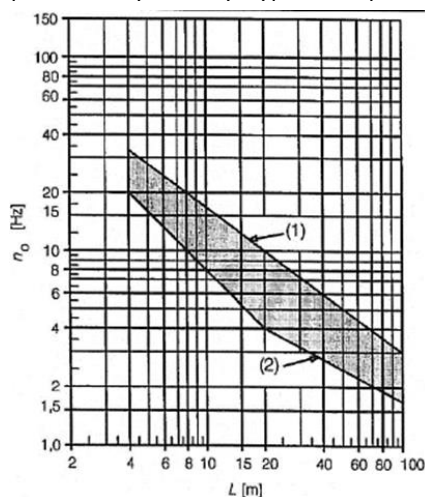
10.18.1.1. Svislá zrychlení nosné konstrukce mostu

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

Vyhodnocení prvních vlastních ohybových frekvencí:

Rozpětí pole (kolmé)		L = 16.5 m
Vyhodnocení "první" vlastní ohybové frekvence mostu		
Vlastní tvar	Frekvence (cycle/sec)	Proportionální podíl hmoty ve směru Z (%)
6	4.76	40.6
7	5.42	87.7
8	5.80	96.5

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 α_{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 = 16.5 m

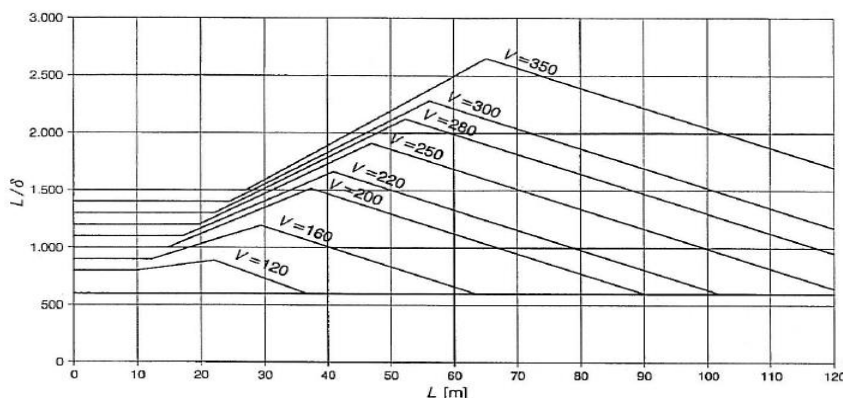
Maximální průhyb od statického zatížení dopravou $w = 0.013 \text{ m} < w_{lim} = 0.028 \text{ m}$
vyhoví

Pohoda cestujících závisící na svislém průhybu mostu δ 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/δ (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

$w = 0.008 \text{ m}$

$L/w = 2059 > L/w$ **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

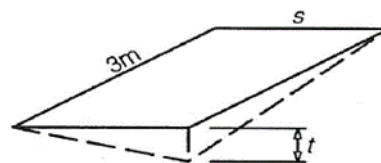
Zabránění nestabilitě trati – mezní hodnoty na systém upevnění koleje a mezní hodnoty přídatných napětí koleje. Neposuzuje se, za mostem se nenachází žádná další konstrukce, pouze přechodová oblast mostu.

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 $1.7 \text{ mm} \leq 3 \text{ mm}$ **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 přídatných 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 přídatného 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 δ_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	vyhoví
délka pro výpočet změny křivosti	$L =$	18.99	m		
vodorovná deformace na délce změny křivosti	$\delta_h =$	0.0018	m		
Změna křivosti poloměru koleje	$r = L^2 / (8 \cdot \delta_h) =$	24552	m	≥ 9500 m	vyhoví

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	$n_0 =$	2.27	Hz	≥ 1.2 Hz	vyhoví
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

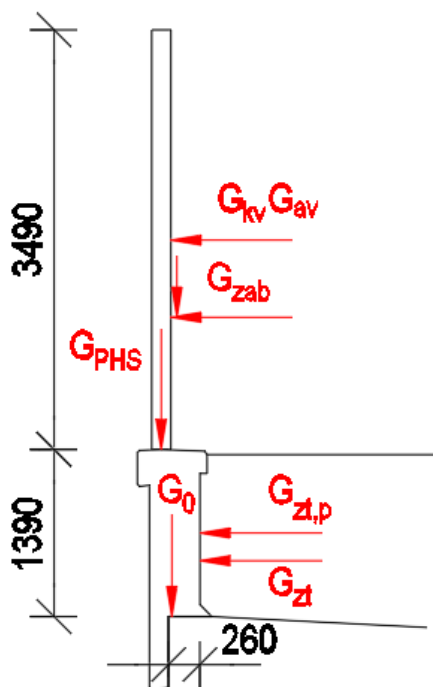
Uvažuje se pro průhyb od stálých zatížení, bez vlivu klimatických zatížení.

Maximální průhyb od stálých zatížení	$w =$	0.016	m	≤ 20 mm	nadvýšení se neuvažuje
--------------------------------------	-------	-------	---	--------------	-------------------------------

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 ³
Další použité materiály:	kolejové lože	$\rho_0 =$	20.0	kN/m ³

Uvažuje se plošná hmotnost panelů PHS 500 kg/m² 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, 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 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	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 ²

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 ²
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 ²

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/m².

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

Kombinace - charakteristické

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

Kombinace - charakteristické

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

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

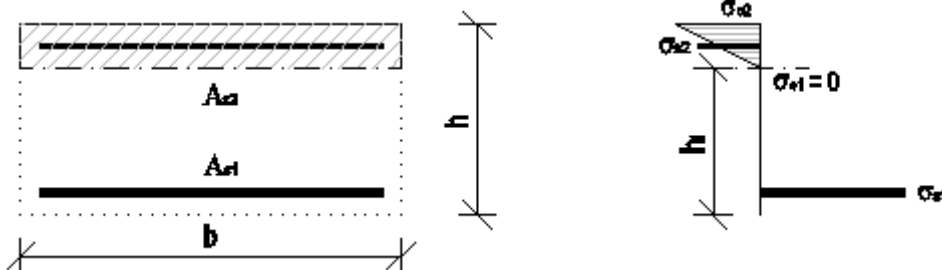
h (m)	d_s (m)	a_s (m)	A_{sl} (m ²)	d (m)	ρ_l (-)	k (-)	N_{Ed} (kN)	σ_{cp} (MPa)	$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,max}$ (kN)	
0.260	0.016	0.150	1.34E-03	0.197	0.007	2.00	0.00	0.00	129.2	1040.2	OK

Návrh konstrukční smykové výztuže 9 spon na 1m².

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 vyloučeního 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:

–	–	4	,	8	0	4
---	---	---	---	---	---	---

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	ϕ_i	L_ϕ	γ_{QLM71}	Viz číslo strany přepočtu	Z_{LM71}	Poznámky
1	Pilota	-	tlak	1	S	-	1.32	15.0	1.45	29	1.34	rozhodující
2	Pilota	-	ohyb (MSÚ)	1	S	-	1.32	15.0	1.45	31	1.36	rozhodující
3	Pilota	-	smyk	1	S	-	1.32	15.0	1.45	31	2.32	rozhodující
4	Základ	spodní povrch	ohyb (MSÚ)	1	S	-	1.32	15.0	1.45	32	1.57	rozhodující
5	Základ	protlačení	smykové napětí	1	S	-	1.32	15.0	1.45	33	1.45	rozhodující
6	Příčel	rámový roh	ohyb (MSÚ)	1	S	-	1.32	15.0	1.45	37	1.80	rozhodující
7	Příčel	pole	ohyb (MSÚ)	1	S	-	1.32	15.0	1.45	37	1.58	rozhodující
8	Příčel	rámový roh	smyk	1	S	-	1.32	15.0	1.45	37	2.14	rozhodující
9	Příčel	pole	smyk	1	S	-	1.32	15.0	1.45	37	2.50	rozhodující
10	Příčel	rámový roh	ohyb (MSP)	1	S	-	1.32	15.0	1.45	39	2.90	rozhodující
11	Příčel	pole	ohyb (MSP)	1	S	-	1.32	15.0	1.45	39	1.60	rozhodující
12	Stěny	-	ohyb (MSÚ)	1	S	-	1.32	15.0	1.45	47	1.30	rozhodující
13	Stěny	-	smyk	1	S	-	1.32	15.0	1.45	47	1.63	rozhodující
14	Stěny	-	ohyb (MSP)	1	S	-	1.32	15.0	1.45	50	1.60	rozhodující
15	křídla	-	ohyb (MSP)	1	S	-	1.32	15.0	1.45	58	2.32	rozhodující

Dne: 29 / 5 / 2023

zatížitelnost určil: Ing. Radek Navrátil

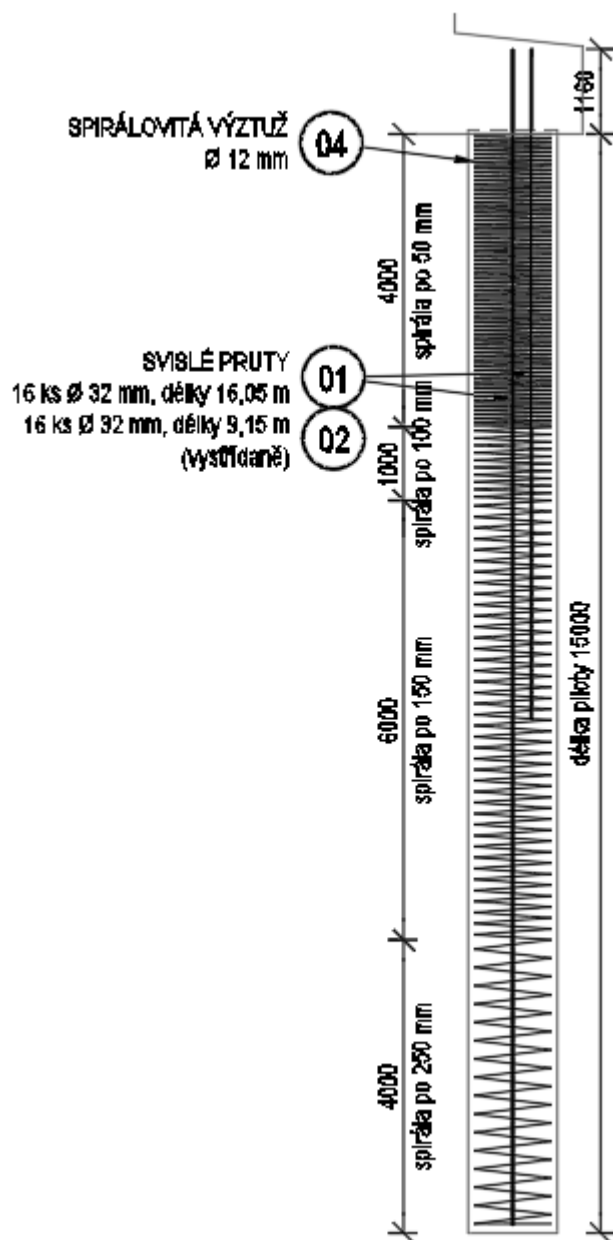
Přechodnost:

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

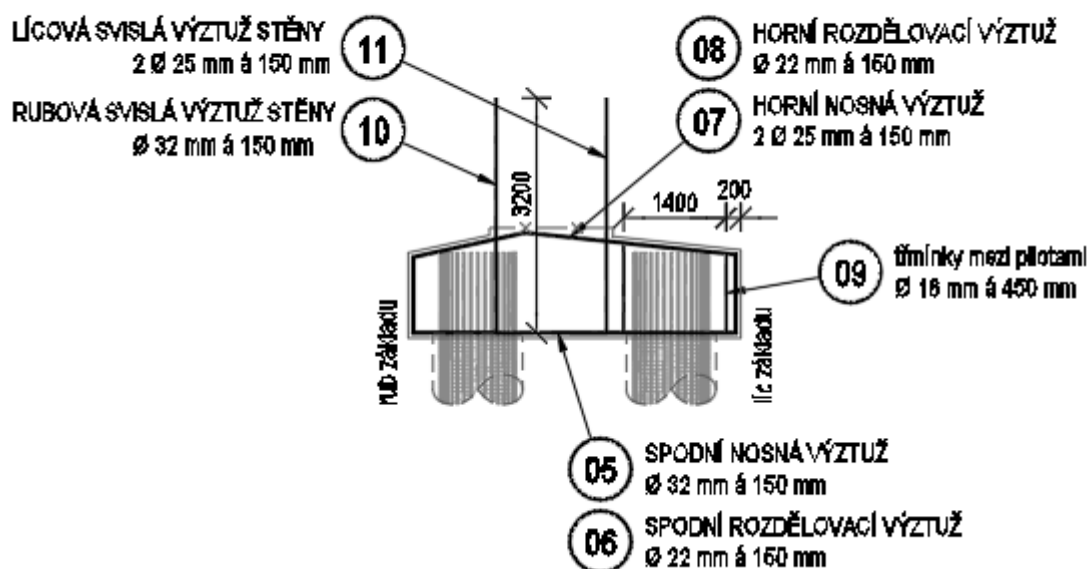
- výztuž pilot je sjednocena s ohledem na geologii, konstrukční zásady a provádění



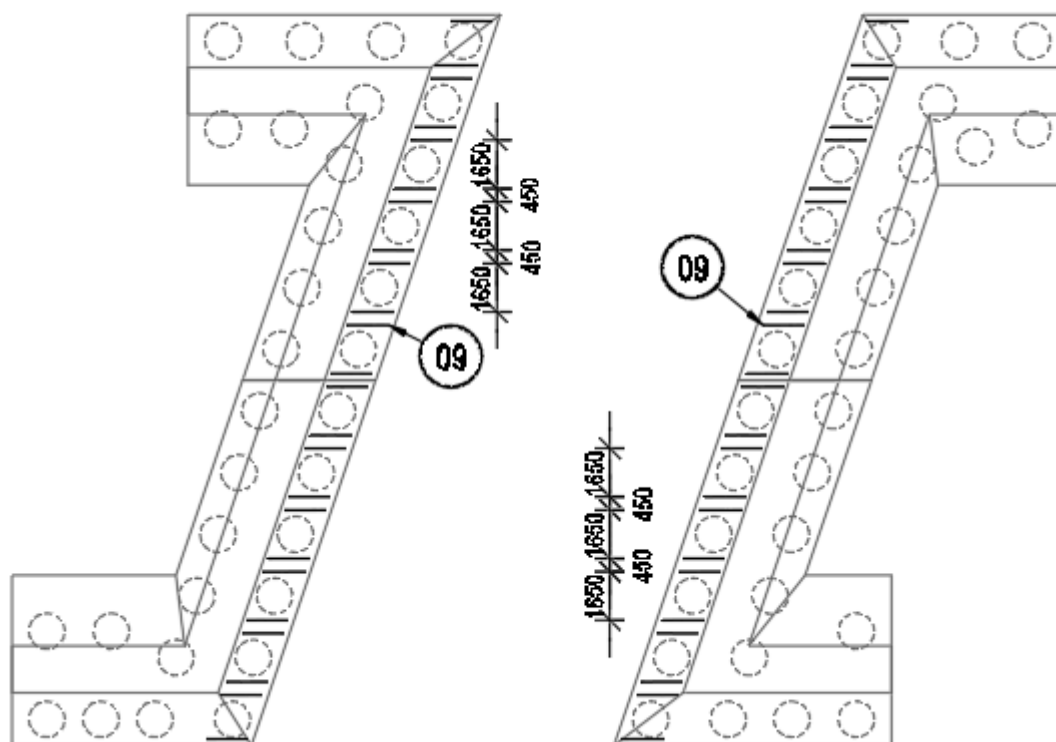
14.2. Výztuž základu rámu

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

PODÉLNÝ ŘEZ



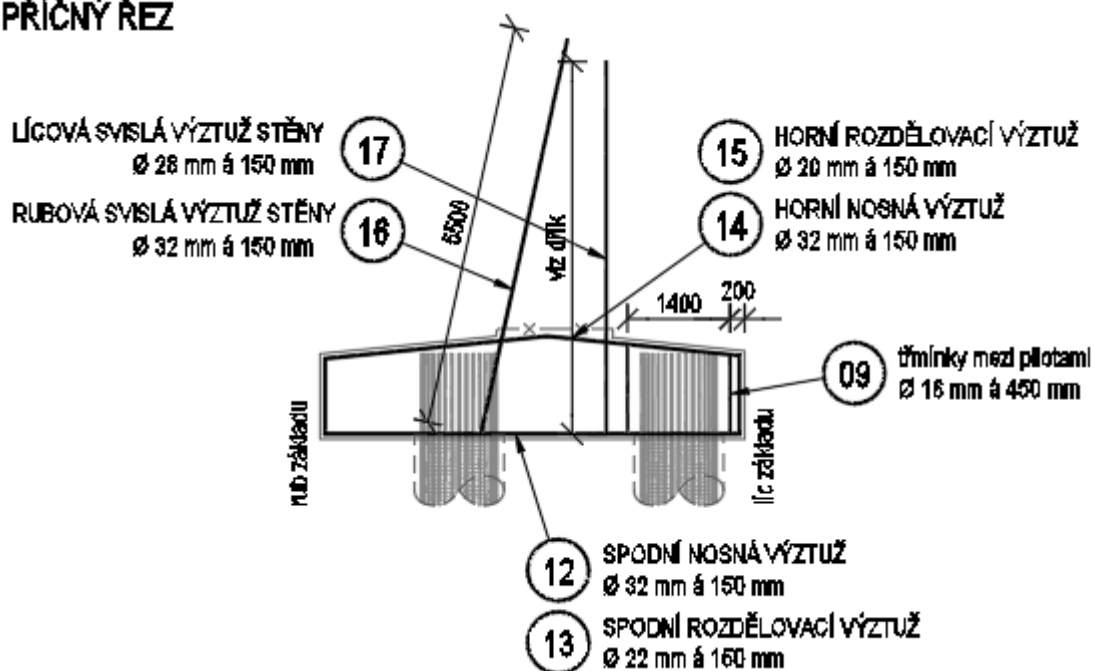
PŮDORYS - SMYKOVÁ VÝZTUŽ



14.3. Výztuž základu křídel

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

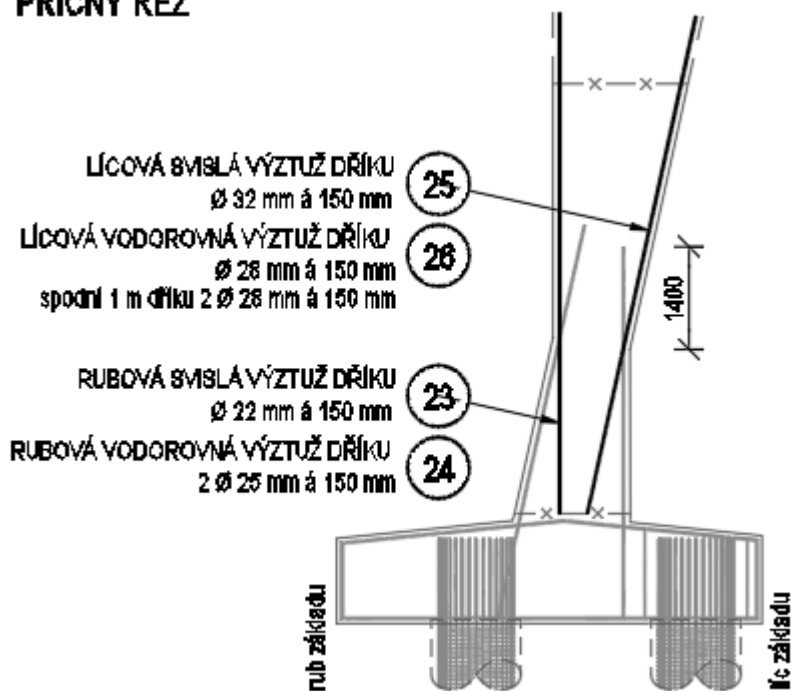
PŘÍČNÝ ŘEZ



14.5. Výztuž krajního křídla

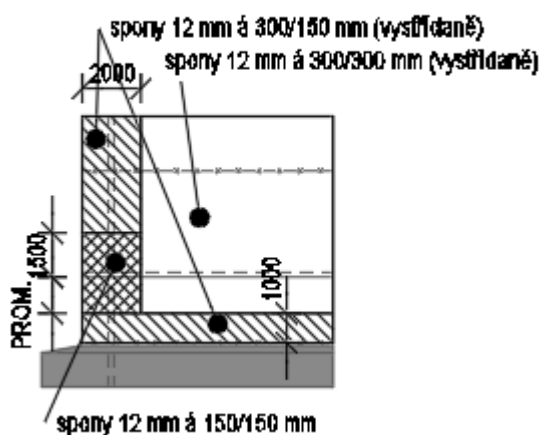
- Ohybová výztuž křídla je navržena pro typické krajní křídlo mostu
- výztuž křídla je nutné ukončit v základu a stěně rámu, na kotevní resp. stykovací délku

PŘÍČNÝ ŘEZ



- smyková výztuž křídla je navržena pro typické krajní křídlo mostu

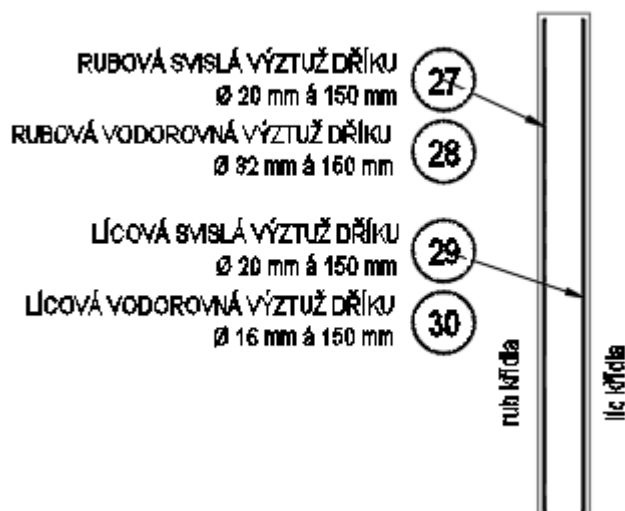
POHLED



14.6. Výztuž vnitřního křídla

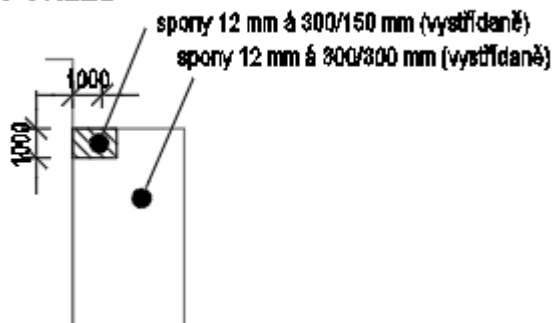
- Ohybová výztuž křídla je navržena pro typické vnitřní křídlo mostu
- výztuž křídla je nutné ukončit v základu a stěně rámu, na kotevní resp. stykovací délku

PŘÍČNÝ ŘEZ



- smyková výztuž křídla je navržena pro typické vnitřní křídlo mostu

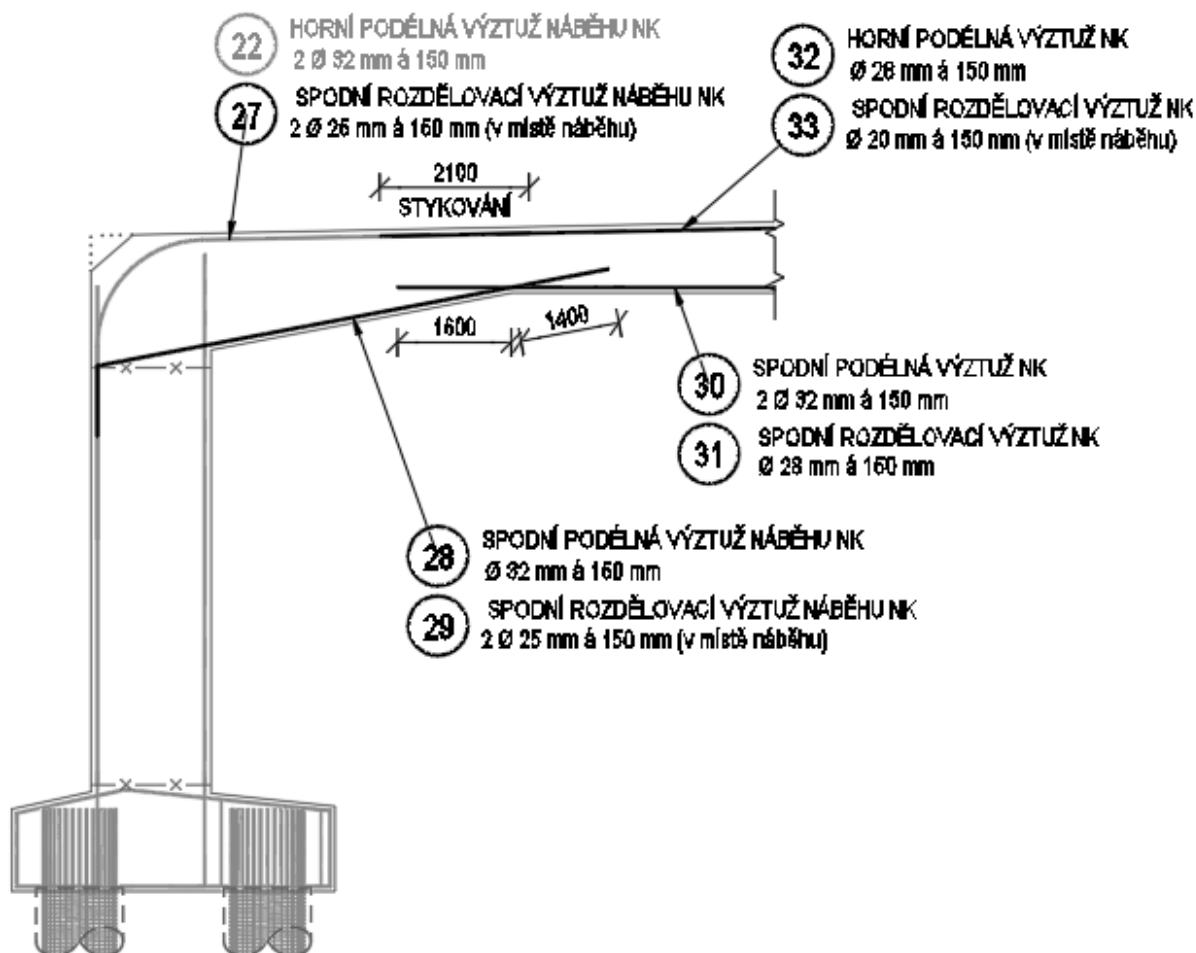
POHLED



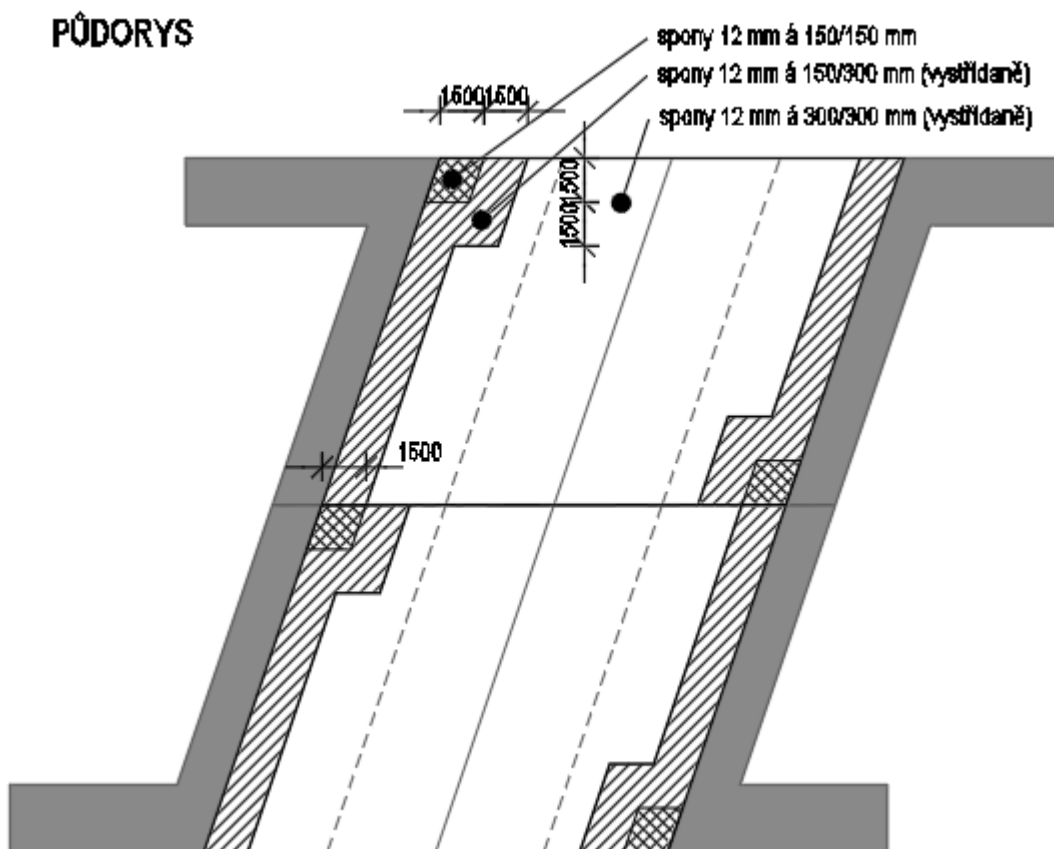
14.7. Výztuž příčle (nosné konstrukce)

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

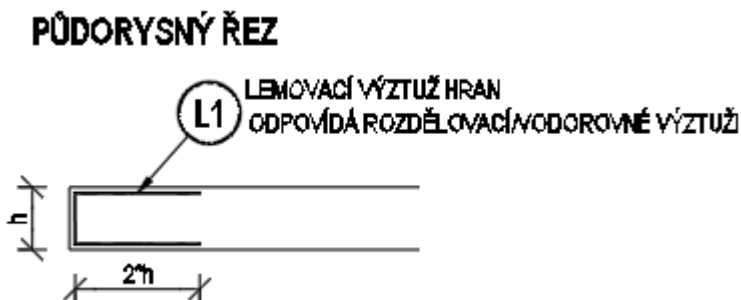
PODÉLNÝ ŘEZ



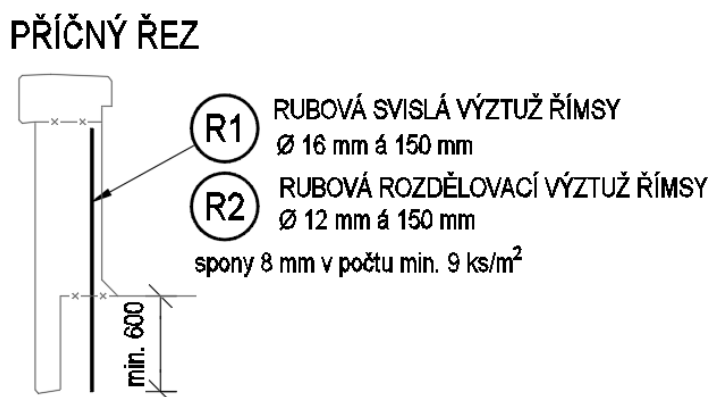
- smyková výztuž příčle je po částech sjednocena, s ohledem na šikmost mostu, konstrukční zásady a provádění



14.8. Lemovací výztuže bočních hran dířku



14.9. Výztuž římsy



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 ≥ 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:

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

