



EVROPSKÁ UNIE  
Evropské strukturální a investiční fondy  
Operační program Doprava

Ministerstvo dopravy  
Státní fond dopravní  
infrastruktury



Jiná ověření:

Paré:

Orientační schéma:




Razítko oprávněné osoby:

Podpis:

Datum:

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

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

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

Název stavby/akce:	<b>Modernizace traťového úseku Brno-Židenice (mimo) – odb. Brno-Černovice</b>		Označení investora:  S622100218
			Označení zhotovitele:  S622100218
Název části:	Mosty, propustky a zdi		Označení části:  <b>D.2.1.4</b>
Název objektu/dílčí části:	<b>Brno os. nádr. - Brno-Židenice, opěrná zeď vlevo trati v n. km 144,928 - 145,070, část Židenice - Černovice</b>		Označení objektu/komplexu:  <b>SO 31-19-23</b>
Název přílohy:	Statický výpočet		Číslo přílohy:
Název dílčí části přílohy:	-		<b>3. 001</b>
Odpovědný projektant:	Zpracovatel přílohy:	Měřítko: -	Stupeň dokumentace:
Ing. Jan Bartaloš	Ing. Radek Navrátil	Formáty: 259 x A4	<b>DSP</b>
Kraj:	Katastrální území:	TUDU:	Smluvní datum zpracování:
Jihomoravský	Židenice 611115	2005 06	<b>21.6.2023</b>

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	2	3	-	X	X	-	3	-	0	0	1	-	0	0	0

[Prostor pro další informace]



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

- **SO 31-19-23 Brno os. nádr. - Brno-Židenice, opěrná zeď vlevo trati v n. km 144,928 – 145,070, část Židenice – Černovice**
- **SO 31-19-24 Brno os. nádr. - Brno-Židenice, opěrná zeď vlevo trati v n. km 145,096 – 145,304**
- **SO 31-19-29 Brno os. nádr. - Brno-Židenice, opěrná zeď vlevo trati v n. km 144,833 – 145,066, část Židenice – Černovice**
- **SO 31-19-30 Brno os. nádr. - Brno-Židenice, opěrná zeď vlevo trati v n. km 145,093 – 145,308**
- **SO 31-19-31 Brno os. nádr. - Brno-Židenice, opěrná zeď vlevo trati v n. km 145,334 – 145,651, část Židenice – Černovice**

Dokumentace pro stavební povolení (DSP)

## **Statický výpočet**

## OBSAH

<b>1. ZÁKLADNÍ ÚDAJE O KONSTRUKCI .....</b>	<b>7</b>
1.1. ZÁKLADNÍ ÚDAJE O STAVBĚ .....	7
1.2. ÚDAJE O STAVEBNÍKOVÍ .....	7
1.3. ÚDAJE O ZPRACOVATELI DOKUMENTACE .....	7
1.4. ÚDAJE O ZPRACOVATELI STATICKÉHO VÝPOČTU .....	7
1.5. DOPLŇUJÍCÍ ÚDAJE O OPĚRNÝCH ZDECH .....	8
<b>2. PODKLADY .....</b>	<b>8</b>
<b>3. VÝPOČETNÍ POMŮCKY .....</b>	<b>8</b>
<b>4. PŘEHLED DALŠÍ POUŽITÉ LITERATURY .....</b>	<b>9</b>
<b>5. ZÁKLADNÍ TECHNICKÝ POPIS KONSTRUKČNÍCH ČÁSTÍ OBJEKTU .....</b>	<b>9</b>
5.1. STAVEBNÍ STAV .....	9
5.2. INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉ POMĚRY V MÍSTĚ MOSTU .....	9
5.2.1. Opěrné zdi mezi ulicemi Tábořská a Jílkova .....	10
5.2.2. Opěrné zdi mezi ulicemi Jílkova a Filipínského .....	11
5.2.3. Opěrné zdi mezi ulicemi Filipínského a Bubeníčкова .....	12
5.3. GEOLOGIE UVAŽOVANÁ VE VÝPOČETNÍM MODELU .....	12
5.4. POPIS TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ .....	12
<b>6. GRAFICKÉ PŘÍLOHY MOSTU .....</b>	<b>13</b>
<b>7. VÝPOČETNÍ MODEL .....</b>	<b>15</b>
7.1. VÝPOČETNÍ MODEL NOSNÉ KONSTRUKCE .....	15
7.2. OKRAJOVÉ PODMÍNKY .....	16
7.2.1. Pro přechodovou oblast .....	16
7.2.2. Pro pasivní odpor zeminy v lici základu .....	17
7.2.3. Pro piloty .....	17
7.2.3.1. Horizontální tuhost .....	17
7.2.3.2. Vertikální tuhost .....	20
7.2.3.3. Skupinové působení .....	21
7.2.3.4. Únosnost pilot .....	22
<b>8. POPIS ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ .....</b>	<b>23</b>
8.1. STÁLÁ A NAHODILÁ DLOUHODOBÁ ZATÍŽENÍ .....	23
8.1.1. Vlastní tíha .....	23
8.1.2. Ostatní stálé .....	23
8.1.3. Dotvarování a smršťování .....	24
8.1.4. Poklesy podpor, nerovnoměrné sedání .....	24
8.1.5. Zemní tlak .....	24
8.1.5.1. Maximální výška zdi .....	24
8.1.5.2. Minimální výška zdi .....	24
8.2. NAHODILÁ KRÁTKODOBÁ ZATÍŽENÍ – KLIMATICKÁ .....	25
8.2.1. Účinky teplotních změn .....	25
8.2.2. Zatížení větrem .....	25
8.2.3. Zatížení sněhem .....	26
8.3. NAHODILÁ KRÁTKODOBÁ ZATÍŽENÍ – DOPRAVOU .....	26
8.3.1. Model zatížení LM71 .....	26
8.3.2. Model zatížení SW/2 .....	27
8.3.3. Nezatížený vlak .....	27
8.3.4. Vodorovné zatížení dopravou .....	27

8.3.4.1.	Odstředivé síly .....	27
8.3.4.2.	Brzdné a rozjezdové síly .....	27
8.3.4.3.	Boční ráz .....	27
8.3.4.4.	Užitné zatížení drážní stezky .....	27
8.3.4.5.	Zatížení na zábradlí .....	27
8.4.	MIMOŘÁDNÁ ZATÍŽENÍ .....	27
8.4.1.	<i>Vykolejení vlaku na mostě .....</i>	27
8.4.2.	<i>Náraz do konstrukce spodní stavby .....</i>	28
8.4.3.	<i>Zatížení pro posouzení únavy .....</i>	28
<b>9.</b>	<b>KOMBINACE .....</b>	<b>28</b>
9.1.	SESTAVY ZATÍŽENÍ .....	28
9.2.	SOUČINITELÉ ZATÍŽENÍ A KOMBINACE .....	28
9.3.	KOMBINACE DLE NÁVRHOVÝCH SITUACÍ .....	28
<b>10.</b>	<b>TYPICKÝ DILATAČNÍ CELEK VÝŠKY 9,85 M, S ELIPTICKÝM PRVKEM .....</b>	<b>29</b>
10.1.	SCHÉMA IDEALIZOVANÉHO DILATAČNÍHO CELKU .....	29
10.2.	POSOUZENÍ VÝZTUŽE PILOT – PŘEDNÍ 16 M PILOTY .....	30
10.3.	POSOUZENÍ VÝZTUŽE PILOT – ZADNÍ 12 M PILOTY .....	32
10.4.	SPODNÍ VÝZTUŽ ZÁKLADU .....	34
10.5.	HORNÍ VÝZTUŽ ZÁKLADU .....	34
10.6.	SMYKOVÁ VÝZTUŽ ZÁKLADU .....	35
10.6.1.	<i>Výztuž na protlačení předních 16 m pilot: .....</i>	35
10.6.2.	<i>Výztuž na protlačení zadních 12 m pilot: .....</i>	35
10.7.	VÝZTUŽ DŘÍKU ZDI V MSÚ .....	36
10.8.	VÝZTUŽ DŘÍKU ZDI V MSP .....	39
10.9.	DEFORMACE KONSTRUKCE .....	41
10.9.1.	<i>Sedání pilot .....</i>	41
10.9.2.	<i>Vodorovná deformace zdi .....</i>	41
<b>11.</b>	<b>TYPICKÝ DILATAČNÍ CELEK VÝŠKY 9,85 M, BEZ ELIPTICKÉHO PRVKU .....</b>	<b>42</b>
11.1.	SCHÉMA IDEALIZOVANÉHO DILATAČNÍHO CELKU .....	42
11.2.	POSOUZENÍ VÝZTUŽE PILOT – PŘEDNÍ 16 M PILOTY .....	43
11.3.	POSOUZENÍ VÝZTUŽE PILOT – ZADNÍ 12 M PILOTY .....	45
11.4.	SPODNÍ VÝZTUŽ ZÁKLADU .....	47
11.5.	HORNÍ VÝZTUŽ ZÁKLADU .....	47
11.6.	SMYKOVÁ VÝZTUŽ ZÁKLADU .....	48
11.6.1.	<i>Výztuž na protlačení předních 16 m pilot: .....</i>	48
11.6.2.	<i>Výztuž na protlačení zadních 12 m pilot: .....</i>	48
11.7.	VÝZTUŽ DŘÍKU ZDI V MSÚ .....	49
11.8.	VÝZTUŽ DŘÍKU ZDI V MSP .....	52
11.9.	VÝZTUŽ ŘÍMSOVÉ KONZOLY .....	54
11.10.	DEFORMACE KONSTRUKCE .....	54
11.10.1.	<i>Sedání pilot .....</i>	54
11.10.2.	<i>Vodorovná deformace zdi .....</i>	54
<b>12.</b>	<b>NÍZKÝ DILATAČNÍ CELEK VÝŠKY 7,45 M, BEZ ELIPTICKÉHO PRVKU .....</b>	<b>55</b>
12.1.	SCHÉMA IDEALIZOVANÉHO DILATAČNÍHO CELKU .....	55
12.2.	POSOUZENÍ VÝZTUŽE PILOT – PŘEDNÍ 16 M PILOTY .....	56
12.3.	POSOUZENÍ VÝZTUŽE PILOT – ZADNÍ 12 M PILOTY .....	58
12.4.	SPODNÍ VÝZTUŽ ZÁKLADU .....	60
12.5.	HORNÍ VÝZTUŽ ZÁKLADU .....	60
12.6.	SMYKOVÁ VÝZTUŽ ZÁKLADU .....	61

12.6.1.	Výztuž na protlačení předních 16 m pilot: .....	61
12.6.2.	Výztuž na protlačení zadních 12 m pilot: .....	61
12.7.	VÝZTUŽ DŘÍKU ZDI V MSÚ .....	62
12.8.	VÝZTUŽ DŘÍKU ZDI V MSP .....	65
12.9.	DEFORMACE KONSTRUKCE .....	67
12.9.1.	Sedání pilot: .....	67
12.9.2.	Vodorovná deformace zdi .....	67
<b>13.</b>	<b>DILATAČNÍ CELEK VÝŠKY 8,85 M, S ELIPTICKÝM PRVKEM A OSLABENÝM ZALOŽENÍM V MÍSTĚ PRŮBĚHU INŽENÝRSKÝCH SÍTÍ .....</b>	<b>68</b>
13.1.	SCHÉMA IDEALIZOVANÉHO DILATAČNÍHO CELKU .....	68
13.2.	POSOUZENÍ VÝZTUŽE PILOT – PŘEDNÍ 16 M PILOTY .....	69
13.3.	POSOUZENÍ VÝZTUŽE PILOT – ZADNÍ 16 M PILOTY .....	71
13.4.	SPODNÍ VÝZTUŽ ZÁKLADU .....	73
13.5.	HORNÍ VÝZTUŽ ZÁKLADU .....	73
13.6.	SMYKOVÁ VÝZTUŽ ZÁKLADU .....	74
13.6.1.	Výztuž na protlačení předních 16 m pilot: .....	74
13.6.2.	Výztuž na protlačení zadních 12 m pilot: .....	74
13.7.	VÝZTUŽ DŘÍKU ZDI V MSÚ .....	75
13.8.	VÝZTUŽ DŘÍKU ZDI V MSP .....	78
13.9.	DEFORMACE KONSTRUKCE .....	80
13.9.1.	Sedání pilot: .....	80
13.9.2.	Vodorovná deformace zdi .....	80
<b>14.</b>	<b>KONCOVÝ DILATAČNÍ CELEK VÝŠKY 9,85 M, S ELIPTICKÝM PRVKEM A KRÁTKÝM ZAVĚŠENÝM KŘÍDLEM .....</b>	<b>81</b>
14.1.	SCHÉMA IDEALIZOVANÉHO DILATAČNÍHO CELKU .....	81
14.2.	POSOUZENÍ VÝZTUŽE PILOT – PŘEDNÍ 16 M PILOTY .....	82
14.3.	POSOUZENÍ VÝZTUŽE PILOT – ZADNÍ 16 M PILOTY .....	84
14.4.	SPODNÍ VÝZTUŽ ZÁKLADU .....	86
14.5.	HORNÍ VÝZTUŽ ZÁKLADU .....	86
14.6.	SMYKOVÁ VÝZTUŽ ZÁKLADU .....	87
14.6.1.	Výztuž na protlačení předních 16 m pilot: .....	87
14.6.2.	Výztuž na protlačení zadních 12 m pilot: .....	87
14.7.	VÝZTUŽ DŘÍKU ZDI V MSÚ .....	88
14.8.	VÝZTUŽ DŘÍKU ZDI V MSP – CHARAKTERISTICKÁ .....	91
14.9.	VÝZTUŽ KŘÍDLA ZDI V MSÚ .....	93
14.10.	VÝZTUŽ KŘÍDLA ZDI V MSP – CHARAKTERISTICKÁ .....	96
14.11.	VÝZTUŽ DŘÍKU ZDI V MSP – KVAZISTÁLÁ .....	98
14.12.	DEFORMACE KONSTRUKCE .....	99
14.12.1.	Sedání pilot: .....	99
14.12.2.	Vodorovná deformace zdi .....	99
<b>15.</b>	<b>KONCOVÝ DILATAČNÍ CELEK VÝŠKY 7,60 M, S ELIPTICKÝM PRVKEM A DLOUHÝM ZAVĚŠENÝM KŘÍDLEM .....</b>	<b>100</b>
15.1.	SCHÉMA IDEALIZOVANÉHO DILATAČNÍHO CELKU .....	100
15.2.	POSOUZENÍ VÝZTUŽE PILOT – PŘEDNÍ 16 M PILOTY .....	101
15.3.	POSOUZENÍ VÝZTUŽE PILOT – ZADNÍ 16 M PILOTY .....	103
15.4.	SPODNÍ VÝZTUŽ ZÁKLADU .....	105
15.5.	HORNÍ VÝZTUŽ ZÁKLADU .....	105
15.6.	SMYKOVÁ VÝZTUŽ ZÁKLADU .....	106
15.6.1.	Výztuž na protlačení předních 16 m pilot: .....	106

15.6.2.	Výztuž na protlačení zadních 12 m pilot:.....	106
15.7.	VÝZTUŽ DŘÍKU ZDI V MSÚ .....	107
15.8.	VÝZTUŽ DŘÍKU ZDI V MSP – CHARAKTERISTICKÁ.....	110
15.9.	VÝZTUŽ KŘÍDLA ZDI V MSÚ .....	112
15.10.	VÝZTUŽ KŘÍDLA ZDI V MSP – CHARAKTERISTICKÁ .....	115
15.11.	VÝZTUŽ DŘÍKU ZDI V MSP – KVAZISTÁLÁ .....	117
15.12.	DEFORMACE KONSTRUKCE.....	118
15.12.1.	Sedání pilot.....	118
15.12.2.	Vodorovná deformace zdi .....	118
<b>16.</b>	<b>POSOUZENÍ ŘÍMSY .....</b>	<b>119</b>
16.1.	SCHÉMA POSUZOVANÉ KONSTRUKCE.....	119
16.2.	POPIS ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ .....	119
16.2.1.	Vlastní tíha a ostatní stálá zatížení .....	119
16.2.2.	Dotvarování a smršťování .....	119
16.2.3.	Poklesy podpor, nerovnoměrné sedání .....	119
16.2.4.	Zemní tlak.....	119
16.2.5.	Nahodilá krátkodobá zatížení – klimatická – účinky teplotních změn.....	119
16.2.6.	Nahodilá krátkodobá zatížení – klimatická – zatížení větrem.....	120
16.2.7.	Nahodilá krátkodobá zatížení – klimatická – zatížení sněhem.....	120
16.2.8.	Nahodilá krátkodobá zatížení – dopravou .....	120
16.2.9.	Užitné zatížení drážní stezky .....	120
16.2.10.	Zatížení na zábradlí .....	120
16.2.11.	Mimořádná zatížení – vykolejení vlaku na mostě .....	120
16.3.	SOUČINITELÉ ZATÍŽENÍ A KOMBINACE .....	120
16.4.	POSOUZENÍ ŘÍMSY V MSÚ.....	122
16.5.	VÝZTUŽ ŘÍMSY V MSP – CHARAKTERISTICKÁ.....	122
<b>17.</b>	<b>ZÁVĚR .....</b>	<b>122</b>
<b>18.</b>	<b>PŘÍLOHA 1 – ZATÍŽITELNOST ZDÍ .....</b>	<b>123</b>
<b>19.</b>	<b>PŘÍLOHA 2 – SCHÉMATA VÝZTUŽE.....</b>	<b>124</b>
19.1.	VÝZTUŽ PILOT.....	124
19.2.	VÝZTUŽ ZÁKLADU .....	125
19.3.	VÝZTUŽ DŘÍKU .....	126
19.4.	LEMOVACÍ VÝZTUŽE BOČNÍCH HRAN DŘÍKU .....	127
19.5.	VÝZTUŽ ŘÍMSOVÉ KONZOLY .....	127
19.6.	VÝZTUŽ NÍZKÉHO KŘÍDLA, HODNĚ VYKONZOLOVANÉHO .....	127
19.7.	VÝZTUŽ VYSOKÉHO KŘÍDLA, MÁLO VYKONZOLOVANÉHO .....	128
19.8.	VÝZTUŽ ŘÍMSY .....	128
<b>20.</b>	<b>PŘÍLOHA 3 – DOPORUČENÍ PRO NÁVRH KONSTRUKCE.....</b>	<b>129</b>
20.1.	DOPORUČENÍ PRO OMEZENÍ VZNIKU POVRCHOVÝCH (POHLEDOVÝCH) TRHLIN.....	129
20.2.	DOPORUČENÍ PRO OMEZENÍ DEFORMACÍ ZDI (VYKLÁNĚNÍ).....	129
20.2.1.	Výrobní naklonění.....	129
20.2.2.	Smykové spojení v místě dilatačních spar .....	129
20.2.3.	Úklon předních pilot .....	129
<b>21.</b>	<b>PŘÍLOHA 4 – VÝPOČET PAŽENÍ.....</b>	<b>130</b>
21.1.	VSTUPNÍ PARAMETRY.....	132
21.1.1.	Nastavení výpočtu.....	132
21.1.2.	Parametry zemin .....	133

21.1.3.	Nahodilé zatížení.....	136
21.1.4.	Parametry zemních kotev.....	136
21.2.	POSOUZENÍ PAŽENÍ TYP 1.....	138
21.2.1.	Posouzení pažení A – J2Jl.....	139
21.2.2.	Posouzení pažení A – J23l.....	141
21.2.3.	Posouzení pažení B – J2Jl a J23.....	143
21.2.4.	Posouzení pažení C – J2Jl.....	145
21.2.5.	Posouzení pažení C – J23.....	162
21.2.6.	Posouzení pažení D – J2Jl.....	180
21.2.7.	Posouzení pažení D – J23.....	193
21.3.	POSOUZENÍ PAŽENÍ TYP 2.....	207
21.3.1.	Posouzení pažení E – J2Jl.....	209
21.3.2.	Posouzení pažení E – J23.....	213
21.3.3.	Posouzení pažení F – J2Jl a J23.....	217
21.3.4.	Posouzení pažení G – J2Jl.....	220
21.3.5.	Posouzení pažení G – J23.....	240

## 1. ZÁKLADNÍ ÚDAJE O KONSTRUKCI

### 1.1. Základní údaje o stavbě

#### a) Název stavby

„Modernizace traťového úseku Brno-Židenice (mimo) – odb. Brno-Černovice“

#### b) Místo stavby – traťový úsek, katastrální území, parcelní čísla pozemků, u budov adresa, čísla popisná

Číslo trati podle Prohlášení o dráze	722 00
Číslo trati podle nákresného 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

#### c) Předmět dokumentace – nová stavba nebo změna dokončené stavby, trvalá nebo dočasná stavba, účel užívání stavby

Předmětem dokumentace:	modernizace traťového úseku Brno-Židenice (mimo) – odb. Brno-Černovice (mimo) v žkm 4,7 – 5,1
Nová stavba nebo změna dokončené stavby:	změna již dokončené stavby
Účel užívání stavby:	provozování železniční osobní a nákladní dopravy

### 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

#### b) Obchodní firma, identifikační číslo, adresa sídla

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

### 1.4. Údaje o zpracovateli statického výpočtu

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

## **1.5. Doplnující údaje o opěrných zdech**

### Základní charakteristiky zdi SO 31-19-23:

- Délka zdi (měřená v líci římsy) 97,248 m
- Délka dilatačních celků 13,248 + 7 x 12 m (délka římsy 11,98 m)
- Počet dilatačních celků 8 ks
- Výška zdi od základové spáry 11,135 – 10,379 m (ve směru staničení)

### Základní charakteristiky zdi SO 31-19-24:

- Délka zdi (měřená v líci římsy) 204 m
- Délka dilatačních celků 17 x 12 m (délka římsy 11,98 m)
- Počet dilatačních celků 17 ks
- Výška zdi od základové spáry 10,364 – 9,238 m (ve směru staničení)

### Základní charakteristiky zdi SO 31-19-29:

- Délka zdi (měřená v líci římsy) 96,260 m
- Délka dilatačních celků 12,260 + 7 x 12 m (délka římsy 11,98 m)
- Počet dilatačních celků 8 ks
- Výška zdi od základové spáry 11,187 – 10,420 m (ve směru staničení)

### Základní charakteristiky zdi SO 31-19-30:

- Délka zdi (měřená v líci římsy) 216,0 m
- Délka dilatačních celků 18 x 12 m (délka římsy 11,98 m)
- Počet dilatačních celků 18 ks
- Výška zdi od základové spáry 10,206 – 9,013m (ve směru staničení)

### Základní charakteristiky zdi SO 31-19-31:

- Délka zdi (měřená v líci římsy) 24,260 m
- Délka dilatačních celků 12 + 12,26 m
- Počet dilatačních celků 2 ks
- Výška zdi od základové spáry 6,12 – 8,819 m (ve směru staničení)

## **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 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  
Microsoft Word 2019 MSO  
Microsoft Excel 2019 MSO  
Midas Civil 2022 (v 1.2)  
IDEA StatiCa 22.1  
GEO5 2022 (verze 2022.67)

Sériové číslo: 566-42047961  
ID produktu: 00414-50000-00000-AA565  
ID produktu: 00414-50000-00000-AA565  
Webová licence: ICENCIV0000049/CIV/PLS/FL/ABFLA  
User: Bartaloš Jan, Ing. (SŽ, s. o.)  
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 vozidly
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 novou opěrnou zeď, vč. 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.

Cílem průzkumu bylo ověřit základové poměry v místě projektovaných opěrných zdí. 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 písčitymi 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**.

**5.2.1. Opěrné zdi mezi ulicemi Tábořská a Jílkova**

Pro opěrné zdi mezi ulicemi Tábořská a Jílkova (SO 31-19-23 a SO 31-19-29) byly provedeny vrty J25/OZ, J26/OZ, J23/OZ, J24/OZ, JIJ1, TAJ1 a archivní vrt AS23.

Geologická skladba vrtu J23:

0 - 0.3	Hlína písčitá	-	F3/MSY	N
0.3 - 1.5	Hlína písčitá	pevná	F3/MSY	N
1.5 - 2.5	Jíl štěrkovitý	tuhý	F2/CGY	N
2.5 - 4.9	Hlína s vysokou plasticitou	pevná	F7/MH	Q1
4.9 - 6.1	Jíl se střední plasticitou	tuhý	F6/CI	Q1
6.1 - 7.2	Jíl písčitý	tuhý	F4/CS	Q1
7.2 - 8	Písek s příměsí jemn. Zeminy	středně ulehlý	S3/S-F	Q2
8 - 9.2	Stěrk s příměsí jemn. Zeminy	středně ulehlý	G3/G-F	Q3
9.2 - 10	Hlína s vysokou plasticitou	pevná	F7/MH	T

Geologická skladba vrtu J24:

0 - 1.5	Hlína písčitá	-	F3/MSY	N
1.5 - 4	Jíl se střední plasticitou	měkký až tuhý	F6/CI	Q1
4 - 4.5	Jíl písčitý	tuhý	F4/CS	Q1
4.5 - 5.2	Písek s příměsí jemn. Zeminy	středně ulehlý	S3/S-F	Q2
5.2 - 7.6	Stěrk s příměsí jemn. Zeminy	středně ulehlý	G2/GP	Q3
7.6 - 10	Hlína s vysokou plasticitou	pevná	F7/MH	T

Geologická skladba vrtu J25:

0 - 0.2	Hlína písčitá	-	F3/MSY	N
0.2 - 0.8	Písek hlinitý	středně ulehlý	S4/SMY	N
0.8 - 1.8	Písek s příměsí jemn. Zeminy	středně ulehlý	S3/S-FY	N
1.8 - 2.1	Hlína písčitá	-	F3/MSY	N
2.1 - 4	Jíl se střední plasticitou	tuhý až pevný	F6/CI	Q1
4 - 4.7	Jíl písčitý	tuhý	F4/CS	Q1
4.7 - 6.1	Písek s příměsí jemn. Zeminy	středně ulehlý	S3/S-F	Q2
6.1 - 8.6	Stěrk s příměsí jemn. Zeminy	středně ulehlý	G2/GP	Q3
8.6 - 10	Hlína s vysokou plasticitou	pevná	F7/MH	T

Geologická skladba vrtu J26:

0 - 0.4	Hlína písčitá	-	F3/MSY	N
0.4 - 1.3	Beton	-	Y	N
1.3 - 1.6	Hlína písčitá	pevná	F3/MSY	Q1
1.6 - 3.5	Jíl se střední plasticitou	tuhý až pevný	F6/CI	Q1
3.5 - 4.7	Hlína s velmi vysokou plasticitou	pevná	F7/MV	Q1
4.7 - 6	Jíl se střední plasticitou	měkký	F6/CI	Q1
6 - 6.4	Jíl písčitý	měkký	F3/MS	Q1
6.4 - 8.3	Stěrk s příměsí jemn. Zeminy	středně ulehlý	G3/G-F	Q3
8.3 - 10	Hlína s vysokou plasticitou	pevná	F7/MH	T

Geotechnické parametry zemín:

Geotechnický typ	Objemová tíha (kNm <sup>3</sup> )	Relativní ulehlost	Stupeň konzistence	Edef (Mpa)	Poissonovo číslo	$\phi_{ef}$ (°)	$c_{ef}$ (kPa)	$\phi_u$ (°)	$c_u$ (kPa)	Tabulková únosnost Rdt (kPa)
N	18	0.5	1	5	0.35	24	14	-	-	-
Q1	20	-	0.4až1	2až5	0.35	18	14	5	50	50až150
Q2	17.5	0.5	-	18	0.3	30	0	-	-	260 (400)
Q3	19	0.6	-	90	0.25	33	0	-	-	450 (700)
T	20.5	-	1	7	0.4	18	30	9	130	200

**5.2.2. Opěrné zdi mezi ulicemi Jílkova a Filipínského.**

Pro opěrné zdi mezi ulicemi Jílkova a Filipínského (SO 31-19-24 a SO 31-19-30) byly provedeny vrty J27/OZ, J28/OZ, JIJ2, FIJ1, FIJ2 a archivní vrt S21.

Geologická skladba vrtu J27:

0 - 0.3	Hlína písčitá	-	F3/MSY	N
0.3 - 1.55	Hlína písčitá	pevná	F3/MSY	N
1.55 - 4.2	Jíl se střední plasticitou	tuhý až pevný	F6/CI	Q1
4.2 - 4.6	Hlína s extrémně vysokou plasticitou	tuhý až pevný	F7/MV	Q1
4.6 - 10.3	Stěrk s příměsí jemn. Zeminy	středně uhlý	G3/G-F	Q3
10.3 - 11	Hlína s vysokou plasticitou	pevná	F7/MH	T

Geologická skladba vrtu J28:

0 - 0.7	Hlína písčitá	pevná	F3/MSY	N
0.7 - 1.2	Písek s příměsí jemn. Zeminy	středně uhlý	S3/S-FY	N
1.2 - 1.6	Jíl písčitý	tuhý	F4/CSY	N
1.6 - 3.8	Hlína s vysokou plasticitou	pevná	F7/MH	Q1
3.8 - 4.4	Jíl písčitý	pevný	F4/CS	Q1
4.4 - 5	Písek s příměsí jemn. Zeminy	středně uhlý	S3/S-F	Q2
5 - 8	Stěrk s příměsí jemn. Zeminy	středně uhlý	G3/G-F	Q3
8 - 10	Hlína s vysokou plasticitou	pevná	F7/MH	T

Geotechnické parametry zemín:

Geotechnický typ	Objemová tíha (kNm <sup>3</sup> )	Relativní ulehlost	Stupeň konzistence	Edef (Mpa)	Poissonovo číslo	$\phi_{ef}$ (°)	$c_{ef}$ (kPa)	$\phi_u$ (°)	$c_u$ (kPa)	Tabulková únosnost Rdt (kPa)
N	18	0.5	1	8	0.35	24	14	-	-	-
Q1	20	-	0.4až1	2až6	0.4	18	14	4	40až70	50 (250)
Q2	17.5	0.6	-	18	0.3	30	0	-	-	260 (400)
Q3	19	0.6	-	90	0.25	33	0	-	-	450 (700)
T	20.5	-	1až1.3	8	0.4	18	30	9	130	200

### 5.2.3. Opěrné zdi mezi ulicemi Filipínského a Bubeníčкова

Pro opěrné zdi mezi ulicemi Filipínského a Bubeníčкова (SO 31-19-25 a SO 31-19-31) byly provedeny vrtý J29/OZ, J30/OZ, J31/OZ, J32/OZ, J33/OZ, FIJ2, BUJ1 a BUJ2.

#### Geologická skladba vrtu J29:

0 - 6.1	Navážky	-	Y	N
6.1 - 6.4	Jíl štěrkovitý	tuhý	F2/CG	N
6.4 - 6.9	Jíl písčitý	měkký až tuhý	F4/CS	N
6.9 - 8	Hlína s vysokou plasticitou	měkký až tuhý	F7/MH	N
8 - 8.8	Jíl s vysokou plasticitou	měkký	F8/CH	Q1
8.8 - 9.2	Jíl se střední plasticitou	měkký	F6/CH	Q1
9.2 - 9.4	Jíl štěrkovitý	měkký	F2/CG	Q1
9.4 - 10	Stěrk s příměsí jemn. Zeminy	ulehlý	G3/G-F	Q3

#### Geologická skladba vrtu J32:

0 - 0.5	Písek s příměsí jemn. Zeminy	středně ulehlý	S3/S-FY	N
0.5 - 2.05	Písek s příměsí jemn. Zeminy	středně ulehlý	S3/S-FY	N
2.05 - 2.15	Beton	-	Y	N
2.15 - 2.6	Jíl s vysokou plasticitou	měkký	F8/CH	Q1
2.6 - 3.5	Jíl se střední plasticitou	měkký až velmi měkký	F6/CI	Q1
3.5 - 10.3	Stěrk s příměsí jemn. Zeminy	středně ulehlý	G3/G-F	Q3
10.3 - 11	Hlína s vysokou plasticitou	tuhá	F7/MH	T

#### Geotechnické parametry zemin:

Geotechnický typ	Objemová tíha (kNm <sup>3</sup> )	Relativní ulehlost	Stupeň konzistence	Edef (Mpa)	Poissonovo číslo	$\varphi_{ef}$ (°)	$c_{ef}$ (kPa)	$\varphi_u$ (°)	$c_u$ (kPa)	Tabulková únosnost R <sub>dt</sub> (kPa)
N	18	0.5	1	5	0.35	24	14	-	-	-
Q1	20	-	0.4 až 1.1	2 až 6	0.4	18	14	4	40 až 70	50 (250)
Q2	17.5	0.6	-	18	0.3	30	0	-	-	260 (400)
Q3	19	0.6	-	90	0.25	33	0	-	-	450 (700)
T	20.5	-	0.9 až 1.2	7	0.4	18	30	9	130	200

### 5.3. Geologie uvažovaná ve výpočetním modelu

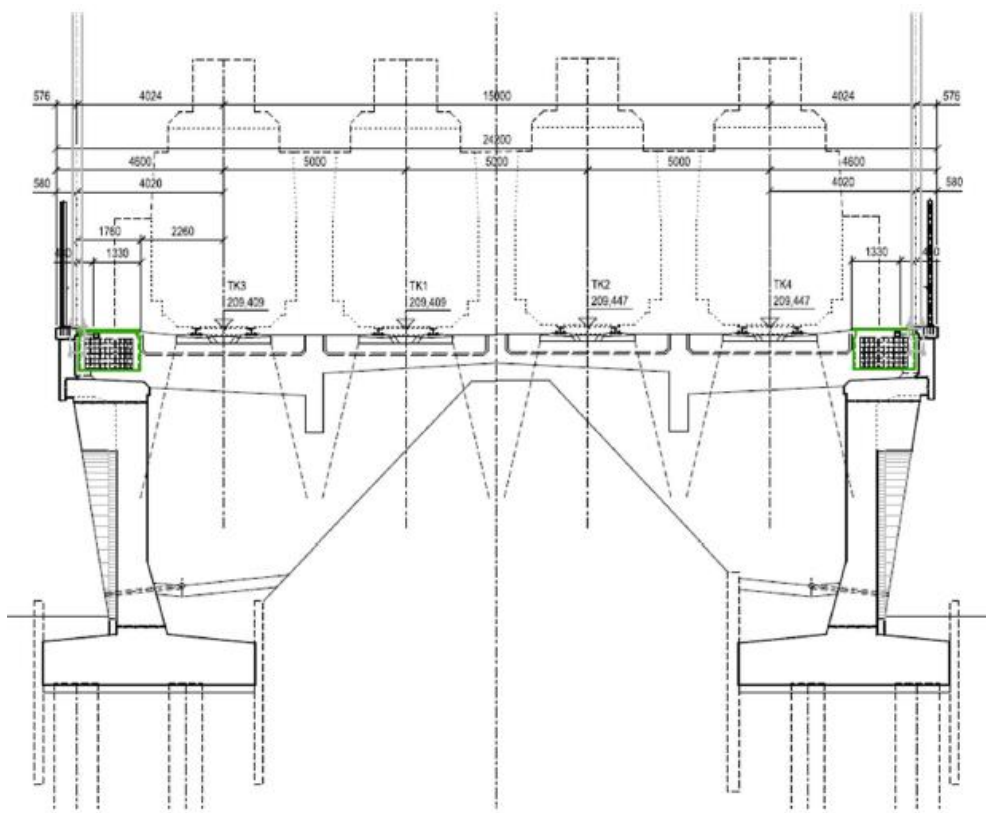
Geologie byla idealizovaná do dvou stavů. První stav vystihuje většinu trasy, kde je bazální souvrství tenké a neogenní jíly nejsou tak hluboko. Druhý stav vystihuje lokální mělké deprese, kde má bazální souvrství větší mocnost a neogenní jíly jsou níže pod povrchem. Rozdělení do dvou stavů, maximálního a minimálního není rozhodující pro svislé deformace pilot, kde dle posouzení jednotlivých vrtů není významnější odchylka. Je však důležité z hlediska horizontální tuhosti pilot, kdy oblast v horní části pilot má obecně menší tuhost a odolává většímu zatížení.

### 5.4. Popis technického řešení

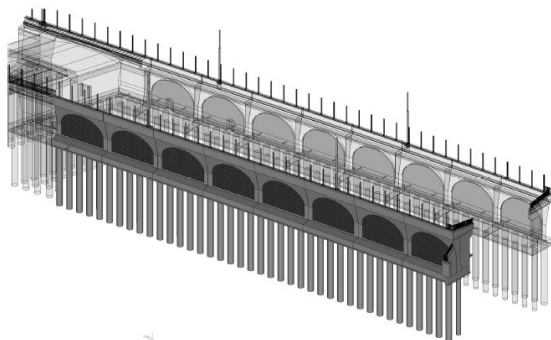
Jedná se o železobetonové monolitické opěrné úhlové zdi s náběhováním dříkem a předsazeným základem, vykloněným lícem a vykonzolovanou římsou, hlubinně založená na 2 řadách velkopřůměrových vrtaných pilot. Za zdi je uzavřené kolejového lože s kabelovými žlaby, na zdi jsou kotvené trakční stožáry (brány) a PHS.

## 6. GRAFICKÉ PŘÍLOHY MOSTU

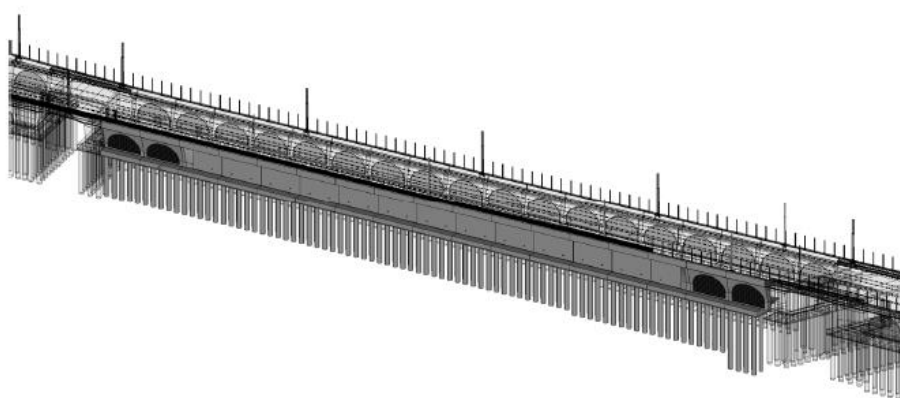
Typický příčný řez opěrnými stěnami:



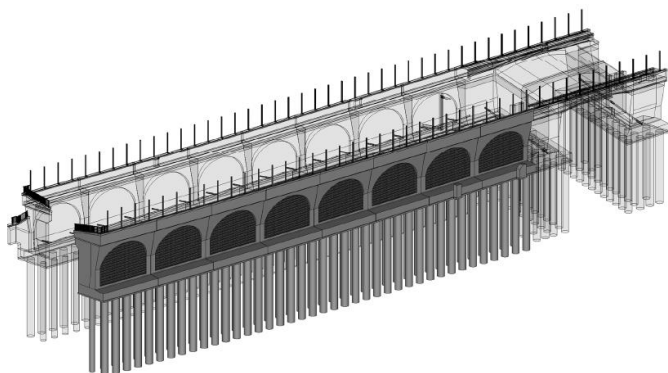
Axonometrický pohled na zeď SO 31-19-23:



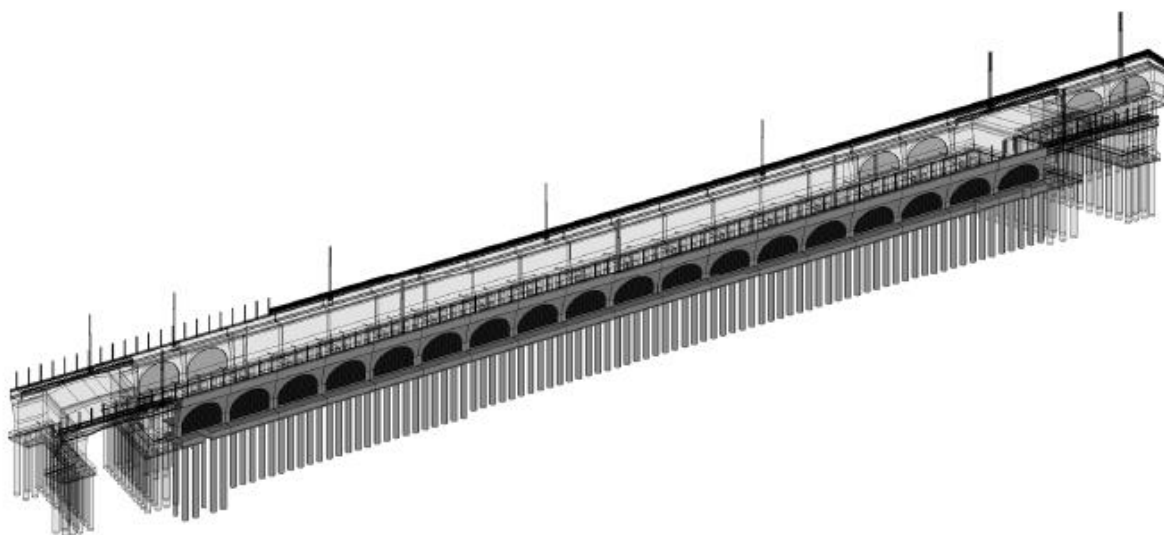
Axonometrický pohled na zeď SO 31-19-24:



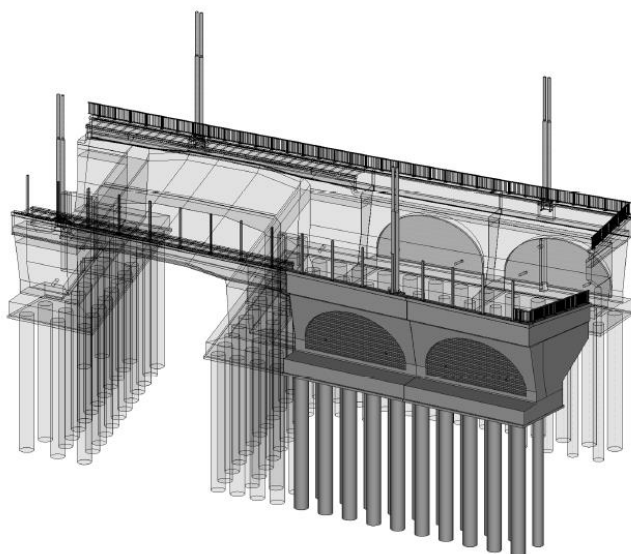
Axonometrický pohled na zeď SO 31-19-29:



Axonometrický pohled na zeď SO 31-19-30:



Axonometrický pohled na zeď SO 31-19-31:

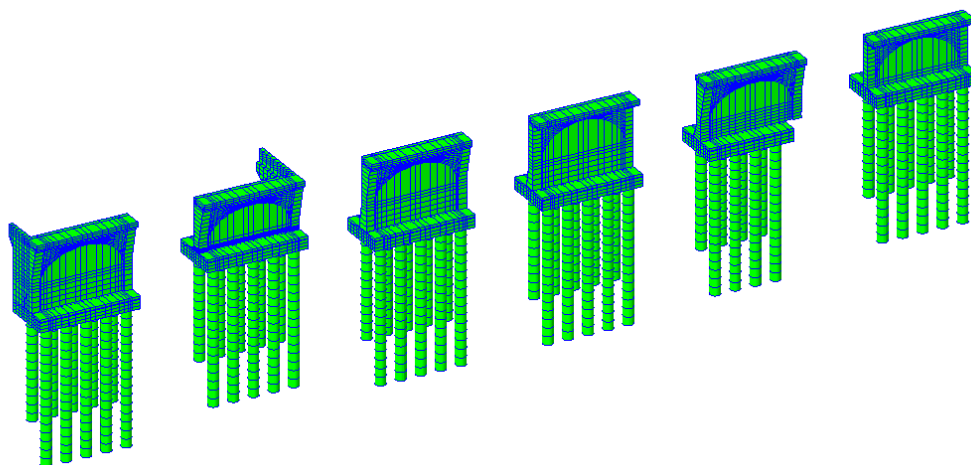


## 7. VÝPOČETNÍ MODEL

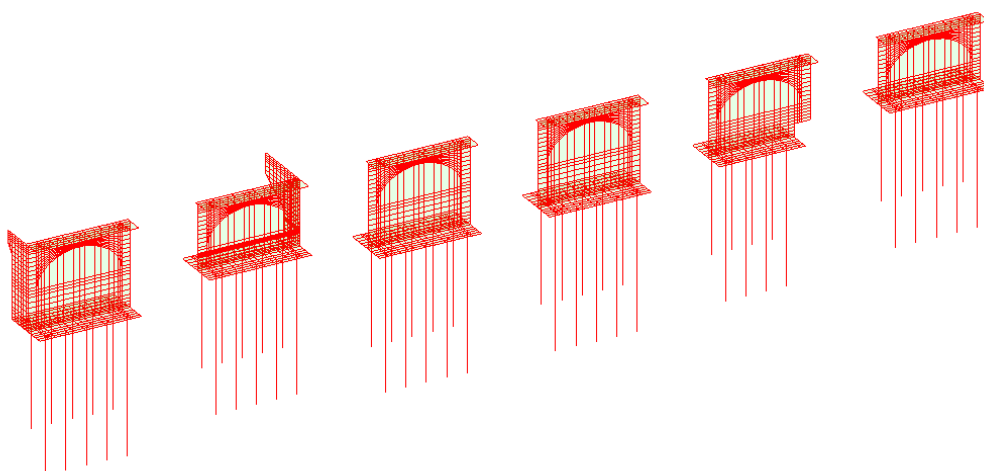
### 7.1. Výpočetní model nosné konstrukce

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 zdi, tloušťky konstrukcí a poměr stran prvků (pro obdélníkové prvky max poměr stran cca 1:25).

*Axonometrický pohled posuzovaných částí (zobrazení hmot)*



*Axonometrický pohled posuzovaných částí (zobrazení geometrie)*

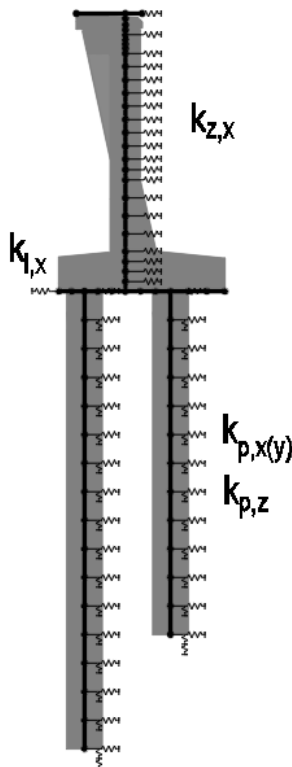


Posuzovány jsou rozhodující krajní části zdí, se zavěšenými křídly, dále nejvyšší dilatační celek zdi s vybráním a bez vybrání v lici zdi, rozhodující dilatační celek v místě oslabení základu průběhem inženýrských sítí a nejnižší dilatační celek. Délky a průměry pilot jsou voleny s ohledem na jejich maximální sedání (v ČR až 25 mm) a omezení vodorovné deformace.

## 7.2. Okrajové podmínky

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

*Schéma výpočetního modelu 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. Vodorovná tuhost zásypu je uvažována s následujícími parametry zeminy:

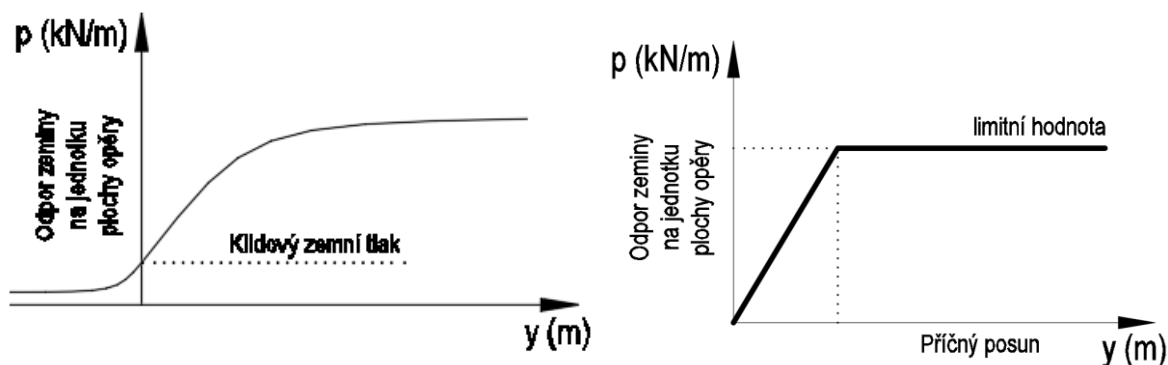
- Youngův modul zeminy přechodové oblasti pro dolní mez  $E_s = 80 \text{ MPa}$

Tuhost na rubu zdí je vyjádřena dle E.J. O'Briena následovně, dle přilehlých integrovaných mostů:

- vodorovná tuhost zásypu  $k_{\text{hor}} = (4 \cdot E_s / \pi) / ((L_0 / H_0)^{0.6} \cdot H_0) = 7\,767 \text{ kN/m/m}^2$

*reálná tuhost zásypu přechodové oblasti*

*idealizovaná tuhost bez redukce na aktivní zemní tlak*



S ohledem na směr působení zatížení (směrem do líce zdí) se tuhost zásypu projeví zanedbatelným účinkem.

### 7.2.2. Pro pasivní odpor zeminy v líci základu

V líci základu se uvažuje běžná zemina, s nízkým modulem reakce podloží  $3000 \text{ kN/m}^3$ . Tuhost na líci základu zdí je vyjádřena dle Pendera následovně, přepočtená na jednu pilotu:

- vodorovná tuhost lícni přisypávky  $k_{hor} = k_s \cdot H_{cap}^2 / 2 \cdot (W_{cap} / D^*) / n = 3809 \text{ kN/pilotu}$

Vodorovná tuhost lícni přisypávky je velmi malá a uvažuje se pouze pro stanovení deformací, v ostatních posudcích je na stranu bezpečnou zanedbána.

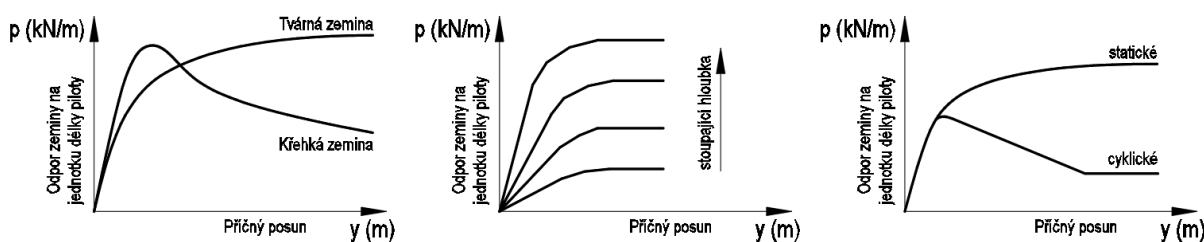
### 7.2.3. Pro piloty

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

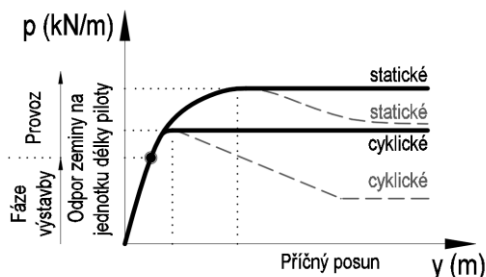
#### 7.2.3.1. Horizontální tuhost

P-Y křivky jsou tvořeny dle zastiženě geologie, typů zemín 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*



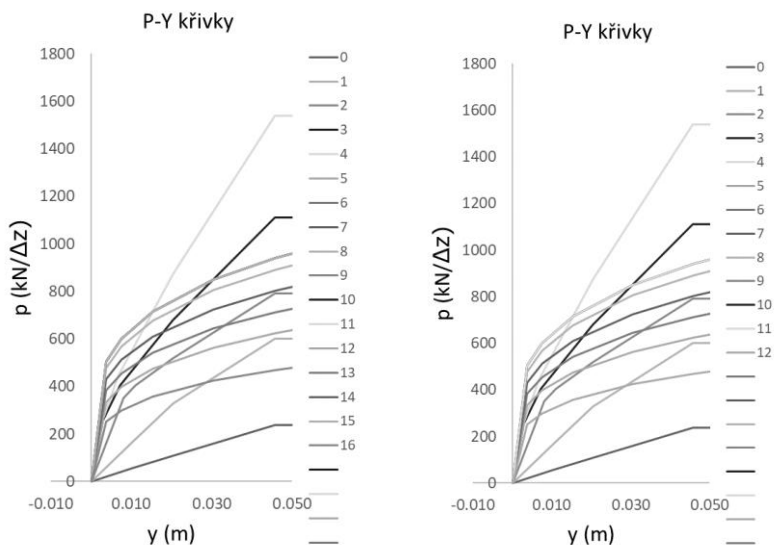
Pro výpočet se tedy uvažují idealizované P-Y křivky, statická pro působení dlouhodobých zatížení a cyklická pro působení krátkodobých zatížení. Protože zatížení dopravou je zadáno odděleně a nelze tedy aplikovat pouze nelineární výpočet bez superpozice zatěžovacích stavů, je tuhost zadána ve dvou krocích. Protože piloty budou deformovány zejména směrem do líce zdí, ve směru působení hlavního zatížení (směr kolmo ke kolejím), je pro výpočet P-Y křivek uvažována hloubka základové spáry líci zdí. V prvním kroku jsou spočteny deformace od působení dlouhodobých zatížení na statické větvi a o tyto deformace se upraví cyklická větev pro krátkodobá zatížení. Pro upravenou cyklickou větev je dále uvažováno se zvýšeným geostatickým napětím v podloží zdí od stálých zatížení, ale pouze pro stanovení deformací, jinak je tento účinek na stranu bezpečnou zanedbán. S ohledem přibližně stejné geologii v po délce zdí, ale mírně vrstevnatou, se pro P-Y křivky uvažuje horní a dolní mez tuhosti.



Hloubka (m)		Hloubka (m)		Hloubka (m)		Hloubka (m)		Hloubka (m)		Hloubka (m)	
0		1		2		3		4		5	
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)
0.0000	0	0.0000	0	0.0000	0	0.0000	0	0.0000	0	0.0000	0
0.0102	55	0.0102	165	0.0096	206	0.0066	179	0.0049	157	0.0015	189
0.0203	110	0.0203	329	0.0191	413	0.0133	358	0.0097	315	0.0031	378
0.0203	110	0.0203	329	0.0194	416	0.0150	381	0.0124	365	0.0074	645
0.0458	239	0.0458	602	0.0203	424	0.0203	444	0.0203	493	0.0203	1194
0.0503	239	0.0503	602	0.0458	645	0.0458	723	0.0458	868	0.0458	2101
				0.0503	645	0.0503	723	0.0503	868	0.0503	2101
Hloubka (m)		Hloubka (m)		Hloubka (m)		Hloubka (m)		Hloubka (m)		Hloubka (m)	
6		7		8		9		10		11	
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)
0.0000	0	0.0000	0	0.0000	0	0.0000	0	0.0000	0	0.0000	0
0.0020	284	0.0038	436	0.0038	484	0.0038	504	0.0038	504	0.0038	504
0.0040	568	0.0076	518	0.0076	575	0.0076	600	0.0076	600	0.0076	600
0.0081	869	0.0153	617	0.0153	685	0.0153	714	0.0153	714	0.0153	714
0.0203	1519	0.0305	733	0.0305	814	0.0305	849	0.0305	849	0.0305	849
0.0458	2673	0.0458	812	0.0458	901	0.0458	940	0.0458	940	0.0458	940
0.0503	2673	0.0610	872	0.0610	968	0.0610	1009	0.0610	1009	0.0610	1009
		0.0915	965	0.0915	1071	0.0915	1117	0.0915	1117	0.0915	1117
		0.1220	1037	0.1220	1151	0.1220	1200	0.1220	1200	0.1220	1200
		0.1525	1097	0.1525	1217	0.1525	1269	0.1525	1269	0.1525	1269
		0.1830	1148	0.1830	1274	0.1830	1328	0.1830	1328	0.1830	1328
		0.2135	1193	0.2135	1324	0.2135	1381	0.2135	1381	0.2135	1381
		0.2440	1234	0.2440	1369	0.2440	1427	0.2440	1427	0.2440	1427
		0.3050	1234	0.3050	1369	0.3050	1427	0.3050	1427	0.3050	1427
Hloubka (m)		Hloubka (m)		Hloubka (m)		Hloubka (m)		Hloubka (m)			
12		13		14		15		16			
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)		
0.0000	0	0.0000	0	0.0000	0	0.0000	0	0.0000	0		
0.0038	504	0.0038	504	0.0038	504	0.0038	504	0.0038	252		
0.0076	600	0.0076	600	0.0076	600	0.0076	600	0.0076	300		
0.0153	714	0.0153	714	0.0153	714	0.0153	714	0.0153	357		
0.0305	849	0.0305	849	0.0305	849	0.0305	849	0.0305	424		
0.0458	940	0.0458	940	0.0458	940	0.0458	940	0.0458	470		
0.0610	1009	0.0610	1009	0.0610	1009	0.0610	1009	0.0610	505		
0.0915	1117	0.0915	1117	0.0915	1117	0.0915	1117	0.0915	559		
0.1220	1200	0.1220	1200	0.1220	1200	0.1220	1200	0.1220	600		
0.1525	1269	0.1525	1269	0.1525	1269	0.1525	1269	0.1525	635		
0.1830	1328	0.1830	1328	0.1830	1328	0.1830	1328	0.1830	664		
0.2135	1381	0.2135	1381	0.2135	1381	0.2135	1381	0.2135	690		
0.2440	1427	0.2440	1427	0.2440	1427	0.2440	1427	0.2440	714		
0.3050	1427	0.3050	1427	0.3050	1427	0.3050	1427	0.3050	714		

## Statický výpočet

Horní meze horizontální tuhosti 16 m přední piloty a 12 m zadní piloty



Hloubka (m)		Hloubka (m)		Hloubka (m)		Hloubka (m)		Hloubka (m)		Hloubka (m)	
0		1		2		3		4		5	
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)
0.0000	0	0.0000	0	0.0000	0	0.0000	0	0.0000	0	0.0000	0
0.0102	55	0.0102	165	0.0040	176	0.0015	128	0.0010	108	0.0038	335
0.0203	110	0.0203	329	0.0080	352	0.0029	256	0.0020	216	0.0076	398
0.0203	110	0.0203	329	0.0111	403	0.0073	406	0.0066	441	0.0153	474
0.0458	239	0.0458	602	0.0203	519	0.0203	681	0.0203	873	0.0305	564
0.0503	239	0.0503	602	0.0458	790	0.0458	1110	0.0458	1537	0.0458	624
				0.0503	790	0.0503	1110	0.0503	1537	0.0610	670
										0.3050	948

Hloubka (m)		Hloubka (m)		Hloubka (m)		Hloubka (m)		Hloubka (m)		Hloubka (m)	
6		7		8		9		10		11	
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)
0.0000	0	0.0000	0	0.0000	0	0.0000	0	0.0000	0	0.0000	0
0.0038	383	0.0038	430	0.0038	478	0.0038	504	0.0038	504	0.0038	504
0.0076	455	0.0076	512	0.0076	569	0.0076	600	0.0076	600	0.0076	600
0.0153	542	0.0153	610	0.0153	677	0.0153	714	0.0153	714	0.0153	714
0.0305	644	0.0305	725	0.0305	805	0.0305	849	0.0305	849	0.0305	849
0.0458	713	0.0458	802	0.0458	891	0.0458	940	0.0458	940	0.0458	940
0.0610	766	0.0610	862	0.0610	957	0.0610	1009	0.0610	1009	0.0610	1009
0.0915	848	0.0915	954	0.0915	1059	0.0915	1117	0.0915	1117	0.0915	1117
0.1220	911	0.1220	1025	0.1220	1138	0.1220	1200	0.1220	1200	0.1220	1200
0.1525	963	0.1525	1083	0.1525	1204	0.1525	1269	0.1525	1269	0.1525	1269
0.1830	1008	0.1830	1134	0.1830	1260	0.1830	1328	0.1830	1328	0.1830	1328
0.2135	1048	0.2135	1179	0.2135	1309	0.2135	1381	0.2135	1381	0.2135	1381
0.2440	1083	0.2440	1219	0.2440	1354	0.2440	1427	0.2440	1427	0.2440	1427
0.3050	1083	0.3050	1219	0.3050	1354	0.3050	1427	0.3050	1427	0.3050	1427

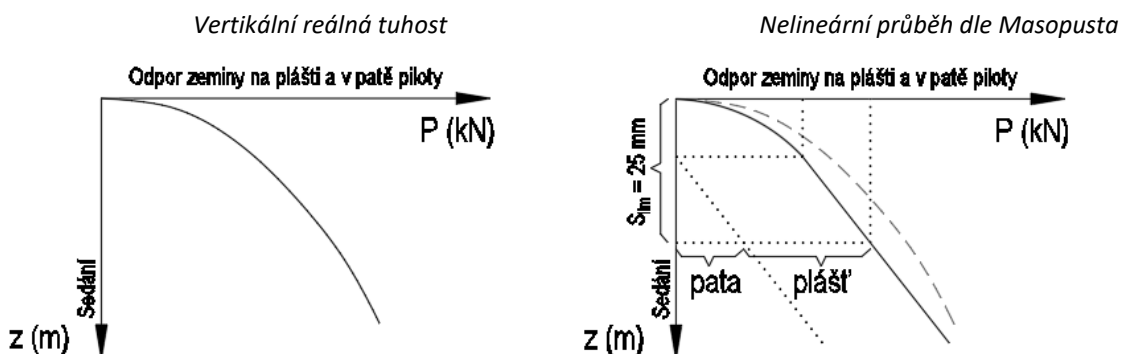
  

Hloubka (m)		Hloubka (m)		Hloubka (m)		Hloubka (m)		Hloubka (m)	
12		13		14		15		16	
y (m)	P (kN/m)	y (m)	P (kN/m)	y (m)	P (kN/m)	y (m)	P (kN/m)	y (m)	P (kN/m)
0.0000	0	0.0000	0	0.0000	0	0.0000	0	0.0000	0
0.0038	504	0.0038	504	0.0038	504	0.0038	504	0.0038	252
0.0076	600	0.0076	600	0.0076	600	0.0076	600	0.0076	300
0.0153	714	0.0153	714	0.0153	714	0.0153	714	0.0153	357
0.0305	849	0.0305	849	0.0305	849	0.0305	849	0.0305	424
0.0458	940	0.0458	940	0.0458	940	0.0458	940	0.0458	470
0.0610	1009	0.0610	1009	0.0610	1009	0.0610	1009	0.0610	505
0.0915	1117	0.0915	1117	0.0915	1117	0.0915	1117	0.0915	559
0.1220	1200	0.1220	1200	0.1220	1200	0.1220	1200	0.1220	600
0.1525	1269	0.1525	1269	0.1525	1269	0.1525	1269	0.1525	635
0.1830	1328	0.1830	1328	0.1830	1328	0.1830	1328	0.1830	664
0.2135	1381	0.2135	1381	0.2135	1381	0.2135	1381	0.2135	690
0.2440	1427	0.2440	1427	0.2440	1427	0.2440	1427	0.2440	714
0.3050	1427	0.3050	1427	0.3050	1427	0.3050	1427	0.3050	714

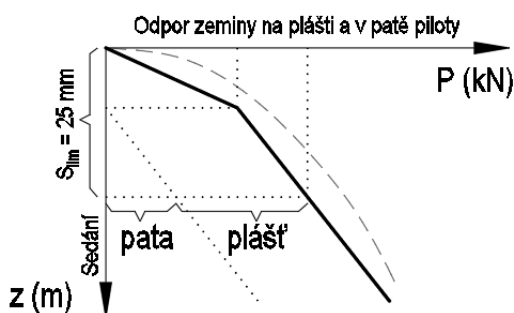
Z hlediska horizontální tuhosti pilot je rozhodující vrstva středně ulehklých štěrků s příměsí jemnozrnné zeminy (GT Q3), na druhou stranu nejmenší odpor kladou tenčí horní vrstvy jílu a hlín s příměsí písku (GT Q1).

### 7.2.3.2. 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 po délce zdí, co se sedání týče, se pro P-Z křivky neuvažuje horní a dolní mez.

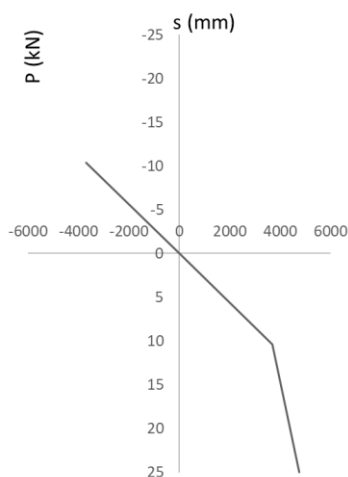


Pro výpočet se uvažuje idealizovaná P-Z křivka, kde tuhost je zadána ve dvou krocích jako u P-Y křivek.



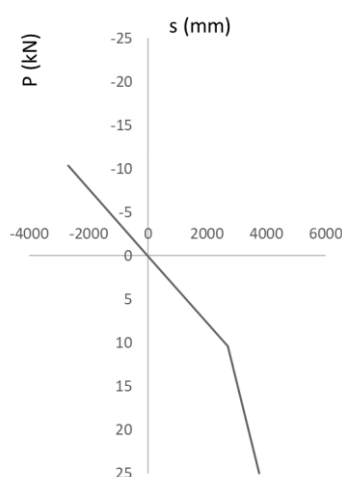
Vertikální tuhost 16 m přední piloty a 12 m zadní piloty

P-Z křivka - sedání piloty



Sedání (mm)	P (kN)
0.0	0.0
10.4	3700.0
25.0	4750.0

P-Z křivka - sedání piloty

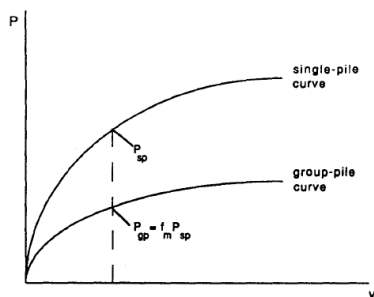


Sedání (mm)	P (kN)
0.0	0.0
10.4	2700.0
25.0	3750.0

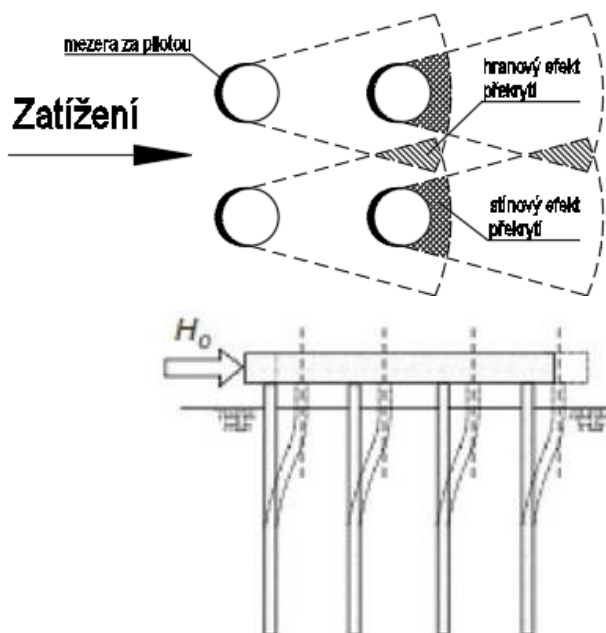
### 7.2.3.3. Skupinové působení

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

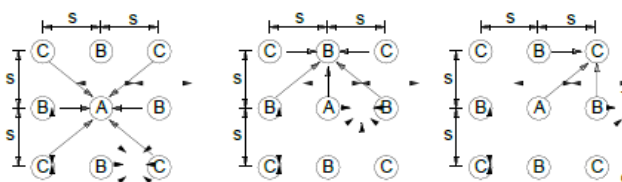
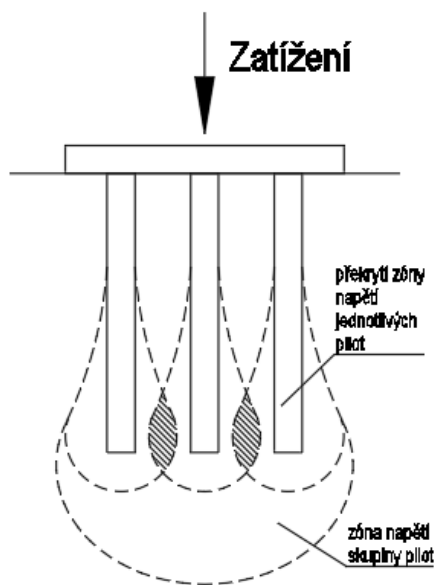


Skupinové působení ve vodorovném směru



S ohledem na směr působení rozhodujícího zatížení a polohu pilot jsou stanoveny součinitele skupinového působení (dle Reese) následovně: pro přední řadu pilot, pro hlavní směr 0,87 a pro vedlejší 0,81; pro zadní řadu pilot pro hlavní směr 0,75 a pro vedlejší 0,65. Průměr předních a zadních pilot je s ohledem na jejich namáhání volit stejný a délku zadních pilot je možné mít kratší, v oblasti účinného působení piloty na vodorovná zatížení.

Skupinové působení ve svislém směru



Součinitele skupinového působení (dle Minnesota Department of Transportation) jsou stanoveny následovně: pro piloty typu B = 0,66 a typu C = 0,78.

#### 7.2.3.4. Únosnost pilot

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

Dle vrtu J23

• Zadní 12 m pilota	$R_c$	=	2886,56 kN
• Přední 16 m pilota	$R_c$	=	3611,30 kN

Dle vrtu J24

• Zadní 12 m pilota	$R_c$	=	2596,64 kN
• Přední 16 m pilota	$R_c$	=	3321,37 kN

Dle vrtu J25

• Zadní 12 m pilota	$R_c$	=	2719,61 kN
• Přední 16 m pilota	$R_c$	=	3444,34 kN

Dle vrtu J26

• Zadní 12 m pilota	$R_c$	=	2876,54 kN
• Přední 16 m pilota	$R_c$	=	3601,28 kN

Dle vrtu J27

• <b>Zadní 12 m pilota</b>	$R_{c,min}$	=	<b>2548,81 kN</b>
• <b>Přední 16 m pilota</b>	$R_{c,min}$	=	<b>3273,55 kN</b>

Dle vrtu J28

• Zadní 12 m pilota	$R_c$	=	2743,30 kN
• Přední 16 m pilota	$R_c$	=	3468,03 kN

Dle vrtu J32

• Zadní 12 m pilota	$R_c$	=	2815,49 kN
• Přední 16 m pilota	$R_c$	=	3902,60 kN

Únosnost náhradního zemního hranolu dle Masopusta – přední piloty dl. 16 m a zadní dl. 12 m, stř. díl zdi:

Protože zeď je průběžná, krajní hrany hranolu se na plášti neuvažují. Uvažuje se idealizovaný hranol ze soudržné zeminy.

Náhradní rozměry hranolu	$b_x =$	4,22	m
	$b_y =$	10,82	m
průměrná totální soudržnost po délce piloty	$c_{us} =$	80	kPa
totální soudržnost v patě piloty	$c_{ub} =$	130	kPa
idealizovaná délka hranolu	$l =$	14	m
součinitel únosnosti pro skupinu pilot	$N_{cg} =$	10,47	
Únosnost zemního hranolu na pilotu	$R_g =$	43192,4	kN
počet pilot ve skupině	$n =$	10	
<b>Účinnost skupiny pilot</b>	$n_g = R_g / (n * R_{c,min}) =$	<b>1,32</b>	

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

Únosnost náhradního zemního hranolu dle Masopusta – přední i zadní piloty dl. 16 m, krajní díl zdi:

Protože zeď je ukončená (konec zdi), uvažuje se jedna krajní hrana hranolu na plášti. Uvažuje se idealizovaný hranol ze soudržné zeminy. Stejná délka předních i zadních pilot se uvažuje u excentricky namáhaných dilatačních celků zdi, jako jsou krajní celky s křídly a celky s vynechanou řadou pilot pro inženýrské sítě. **Protože prodloužení zadních pilot na délku pilot předních má z hlediska deformací a rozložení vnitřních zanedbatelný význam, není tato úprava zohledněna ve výpočetním modelu a uvažuje se pouze vyhodnocení svislé únosnosti pilot.**

Náhradní rozměry hranolu	$b_x =$	4,22	m
	$b_y =$	10,82	m
průměrná totální soudržnost po délce piloty	$c_{us} =$	80	kPa
totální soudržnost v patě piloty	$c_{ub} =$	130	kPa
idealizovaná délka hranolu	$l =$	16	m
součinitel únosnosti pro skupinu pilot	$N_{cg} =$	10,47	
Únosnost zemního hranolu na pilotu	$R_g =$	50359,6	kN
počet pilot ve skupině	$n =$	10	
<b>Účinnost skupiny pilot</b>	$n_g = R_g / (n * R_{c,min}) =$	<b>1,54</b>	

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

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

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

#### 8.1.2. Ostatní stálé

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

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

##### B) Kolejové lože

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

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

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

##### D) Kabelové žlaby

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

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

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

##### F) PHS

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

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

### 8.1.3. Dotvarování a smršťování

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

### 8.1.4. Poklesy podpor, nerovnoměrné sedání

Je zohledněno tuhostí podloží.

### 8.1.5. Zemní tlak

Uvažuje se zemní tlak aktivní (pro stanovení deformací) a zemní tlak v klidu (pro posouzení konstrukce).

Zemní tlak aktivní:

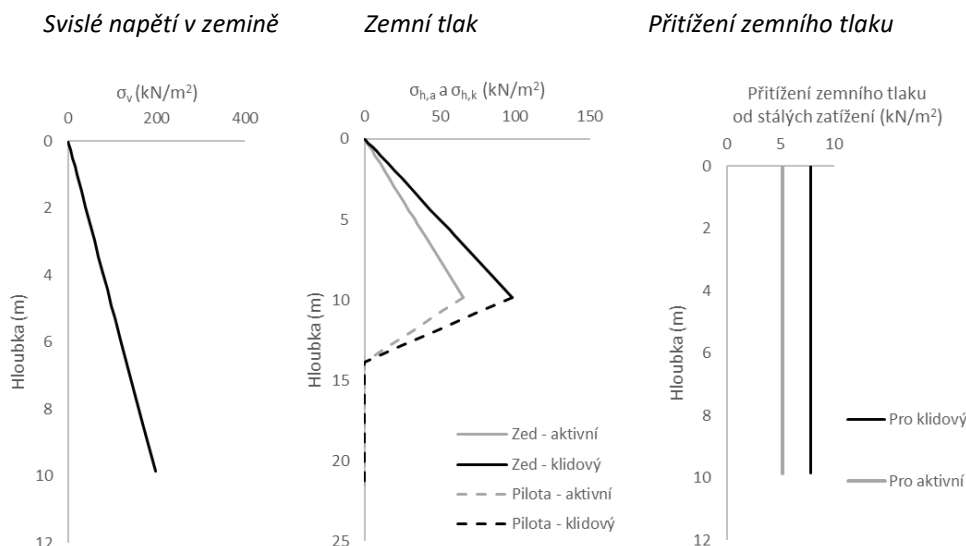
Dochází k oddálení konstrukce od zeminy, pokud vzniká dostatečná deformace pro jeho mobilizaci.  
 souč. zemního tlaku aktivního  $K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi_{ef}/2)$

Zemní tlak v klidu:

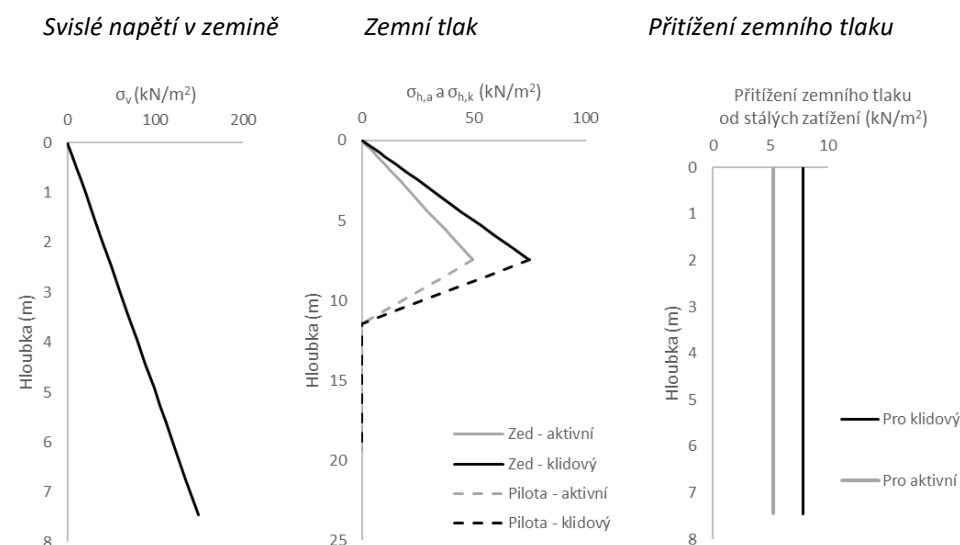
Nedochází k vodorovným posunům.

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

#### 8.1.5.1. Maximální výška zdi



#### 8.1.5.2. Minimální výška zdi



## 8.2. Nahodilá krátkodobá zatížení – klimatická

### 8.2.1. Účinky teplotních změn

Současné působení rovnoměrné a nerovnoměrné změny teploty:

$$\begin{aligned}\Delta T_{M,heat} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp} & \quad \omega_N = 0.35 \\ \Delta T_{M,cool} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,cool} & \quad \omega_M = 0.75 \\ \omega_M \cdot \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp} & \\ \omega_M \cdot \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,cool} & \end{aligned}$$

#### 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

- konstantní v betonové stěně

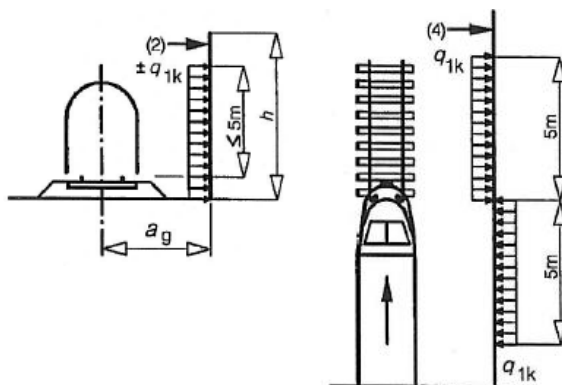
$$\begin{aligned}\Delta T_{M,HEAT} &= 5 \quad ^\circ\text{C} \\ \Delta T_{M,COOL} &= -5 \quad ^\circ\text{C}\end{aligned}$$

### 8.2.2. Zatížení větrem

#### A) 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 <sup>3</sup>
základní dynamický tlak větru:	$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2$		
maximální dynamický tlak:	$q_{p(z)} = [1 + 7I_{v(z)}] \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot v_{m(z)}^2$		
výška PHS	$h =$	3.5	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
tlak větru na povrch PHS	$w_e = q_{p(z)} \cdot C_{p,net} =$	0.98	1.02 kN/m <sup>2</sup>
zatížení větrem v patě PHS	$h \cdot w_e =$	3.42	3.56 kN/m

B) **Aerodynamická zatížení od projíždějících vlaků na PHS**



Uvažovaná vzdálenost

$a_g = 3$  m

Uvažovaná rychlost

$v = 160$  km/hod

Charakteristická hodnota zatížení pro uvažovanou vzdálenost a rychlost

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

Neuvažuje se zvýšení součinitelem pro krátké stěny

Dynamický součinitel se uvažuje hodnotou

$\delta = 2$

Charakteristická hodnota zatížení celkem

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

Charakteristická hodnota zatížení celkem

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

Uvažuje se pouze tlaková (nepříznivá) složka zatížení

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

**8.2.3. Zatížení sněhem**

Neuvažuje se, není rozhodující zatížení.

**8.3. Nahodilá krátkodobá zatížení – dopravou**

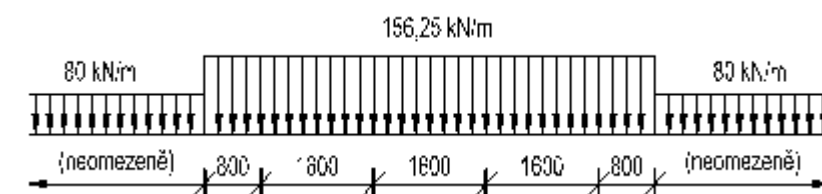
Použití klasifikačního a dynamického součinitele:

klasifikační součinitel zohledňující železniční dopravu

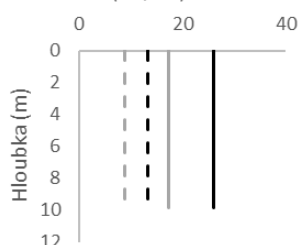
$\alpha = 1.21$

**8.3.1. Model zatížení LM71**

Uvažuje se jako ekvivalentní zatížení na zemní těleso – zjednodušený model:

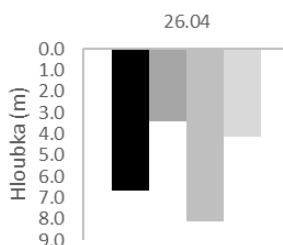


Přítížení zemního tlaku  
od LM71 (kN/m<sup>2</sup>) - rub



— v klidu - max  
- - - v klidu - min  
— aktivní - max  
- - - aktivní - min

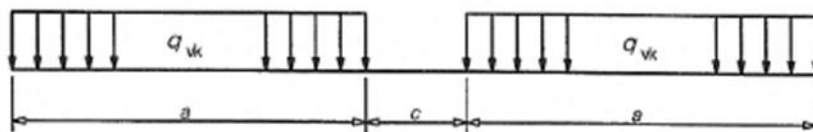
Přítížení zemního tlaku  
od LM71 (kN/m<sup>2</sup>) - základ



■ vysoká zeď - max  
■ vysoká zeď - min  
■ nízká zeď - max  
■ nízká zeď - min

### 8.3.2. 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

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

### 8.3.3. Nezátížený vlak

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

### 8.3.4. Vodorovné zatížení dopravou

#### 8.3.4.1. Odstředivé síly

Neuvažuje se.

#### 8.3.4.2. Brzdné a rozjezdové síly

Neuvažuje se.

#### 8.3.4.3. Boční ráz

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

charakteristická hodnota bočního rázu

$$Q_{sk} = 100 \text{ kN}$$

#### 8.3.4.4. Užité zatížení drážní stezky

Uvažuje se rovnoměrné zatížení  $5 \text{ kN/m}^2$ . Zatížení je zadáno na celou plochu římsy, aby byl vystižen účinek dalších zatížení, jako jsou trakční stožáry apod.

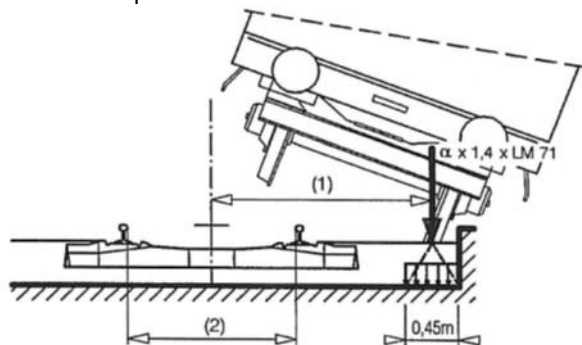
#### 8.3.4.5. Zatížení na zábradlí

Neuvažuje se, není rozhodující zatížení.

## 8.4. Mimořádná zatížení

### 8.4.1. Vykolejení vlaku na mostě

Uvažuje se pouze rozhodující stav – 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  $q_{A2d} = \alpha \cdot 1,4 \cdot \text{LM71}$  v maximální celkové délce 20 m.



(1) zatížení působí na okraji konstrukce

#### 8.4.2. Náraz do konstrukce spodní stavby

S ohledem na typ konstrukce se neposuzuje.

#### 8.4.3. Zatížení pro posouzení únavy

Konstrukce zdi není náchylná na únavové zatížení, neposuzuje se.

### 9. KOMBINACE

Mezní stav EQU se neposuzuje. Zeď je založena na pilotách a neposuzuje se tedy ani na překlopení a posunutí. S ohledem na délku pilot, které tvoří stabilizační prvek na předpokládané smykové ploše, není nutné posoudit ani porušení stability svahu.

#### 9.1. Sestavy zatížení

- zeď není přímo pojižděna, uvažuje se náhradní rovnoměrné celoplošné zatížení od více kolejí za rubem zdi

#### 9.2. Součinitelé zatížení a kombinace

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

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

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

Odstředivé síly, brzdové 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:

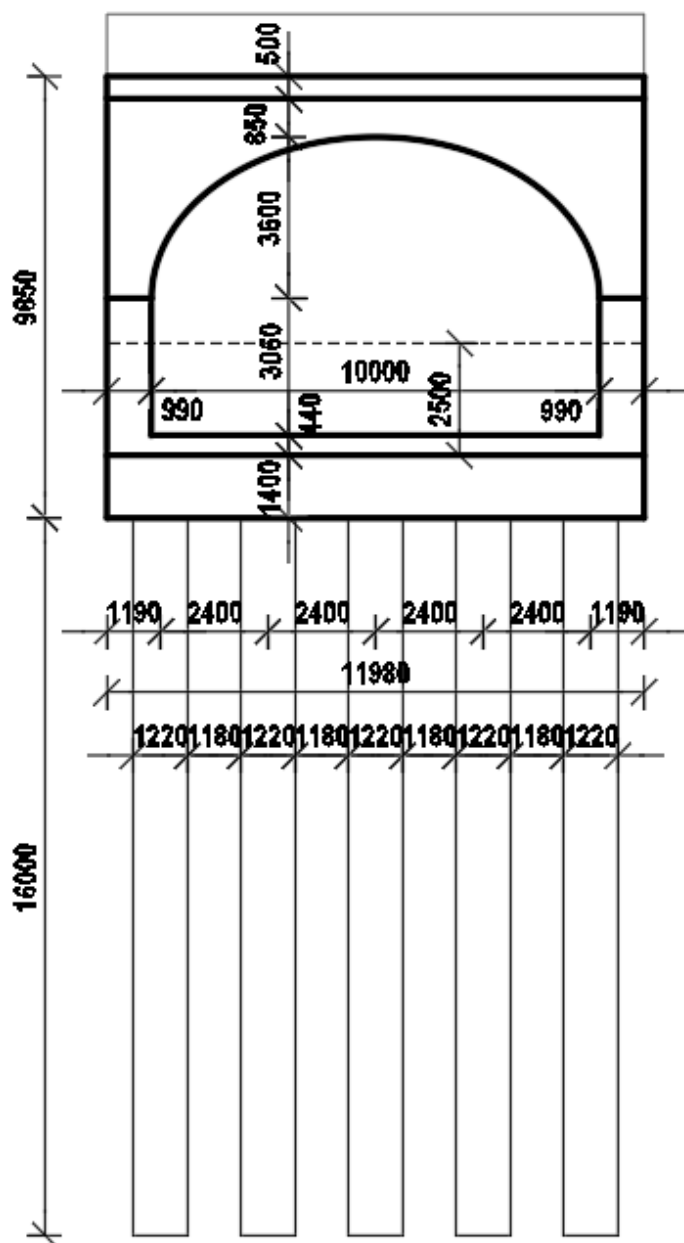
$$\sum(G_{k,j}) + \sum(\psi_{2,i} * G_{k,i})$$

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

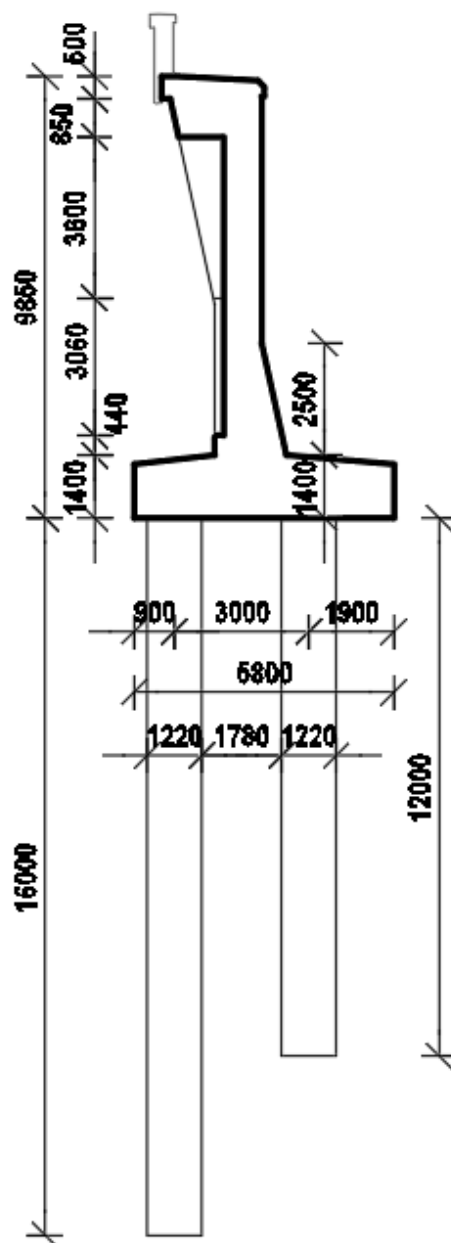
## 10. TYPICKÝ DILATAČNÍ CELEK VÝŠKY 9,85 M, S ELIPTICKÝM PRVKEM

### 10.1. Schéma idealizovaného dilatačního celku

ČELNÍ POHLED

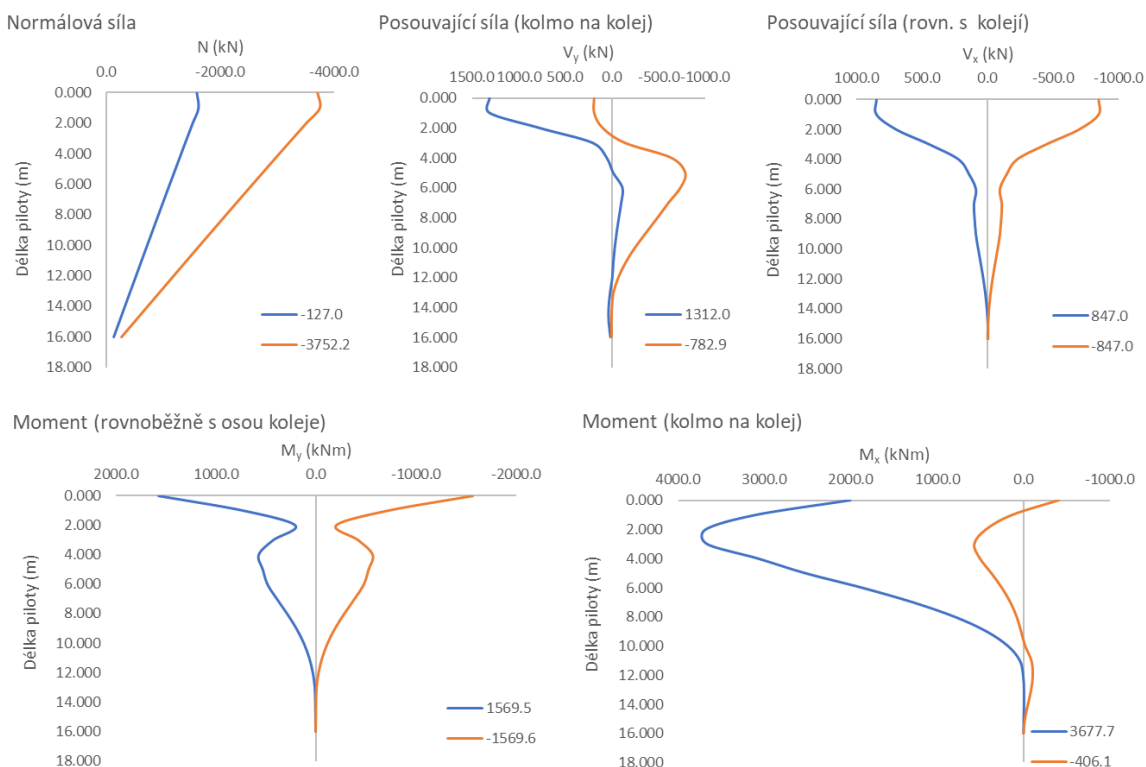


PŘÍČNÝ ŘEZ



## 10.2. Posouzení výztuže pilot – přední 16 m piloty

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



	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>x</sub> (kNm)
N <sub>max</sub>	<b>-127</b>	4	0	0	0
N <sub>min</sub>	<b>-3752</b>	1149	155	-172	2850
V <sub>y,max</sub>	-3670	<b>1312</b>	6	-10	2861
V <sub>y,min</sub>	-2760	<b>-783</b>	-9	126	2230
V <sub>z,max</sub>	-3449	967	<b>847</b>	-1569	1813
V <sub>z,min</sub>	-3489	967	<b>-847</b>	722	2781
M <sub>y,max</sub>	-3452	967	-846	<b>1570</b>	1814
M <sub>y,min</sub>	-3452	967	846	<b>-1570</b>	1813
M <sub>z,max</sub>	-3459	652	169	-11	<b>3678</b>
M <sub>z,min</sub>	-2181	622	-73	153	<b>-406</b>

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

	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>x</sub> (kNm)
N <sub>max</sub>	<b>-17</b>	2	0	0	0
N <sub>min</sub>	<b>-779</b>	320	6	-16	1274
V <sub>y,max</sub>	-762	<b>343</b>	7	-16	1322
V <sub>y,min</sub>	-565	<b>-309</b>	1	0	813
V <sub>z,max</sub>	-762	343	<b>7</b>	-16	1322
V <sub>z,min</sub>	-762	343	<b>-7</b>	16	1322
M <sub>y,max</sub>	-762	343	-7	<b>23</b>	978
M <sub>y,min</sub>	-762	343	7	<b>-23</b>	978
M <sub>z,max</sub>	-710	145	2	-3	<b>1489</b>
M <sub>z,min</sub>	-233	-4	0	0	<b>-45</b>

	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>x</sub> (kNm)
N <sub>max</sub>	<b>-127</b>	4	0	0	0
N <sub>min</sub>	<b>-2821</b>	752	178	-191	1319
V <sub>y,max</sub>	-2742	<b>967</b>	-94	81	1163
V <sub>y,min</sub>	-2063	<b>-413</b>	9	-118	1334
V <sub>z,max</sub>	-2711	635	<b>840</b>	-1546	867
V <sub>z,min</sub>	-2751	635	<b>-840</b>	706	1502
M <sub>y,max</sub>	-2714	635	-839	<b>1547</b>	867
M <sub>y,min</sub>	-2714	635	839	<b>-1547</b>	866
M <sub>z,max</sub>	-2409	156	-98	-95	<b>2001</b>
M <sub>z,min</sub>	-2181	622	-73	153	<b>-406</b>

Vyhodnocení únosnosti pilot:

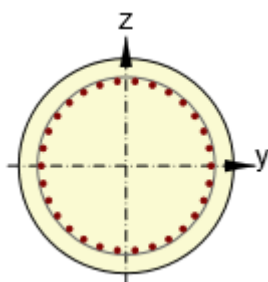
Maximální tlaková síla v pilotě

$$N_{\min} < n_g \cdot R_{c,\min} = 4319,2 \text{ kN/pilotu}$$

vyhovíNávrh a posouzení výztuže pilot:

S ohledem na geologické podmínky není, na stranu bezpečnou, uvaženo pro posouzení výztuže pilot vliv tlakové normálové síly. Tím je uvažena 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  $V_{Rd} = \max(V_{Rd,c}; \min(V_{Rd,s,max}; V_{Rd,s}))$ , pro následující parametry:

**Hlava piloty**

Průměr piloty

$$D = 1,22 \text{ m}$$

Charakteristická pevnost betonu v tlaku

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

Charakteristická pevnost výztuže

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Tloušťka výpažnice

$$t = 10 \text{ mm}$$

Krytí výztuže k výpažnici

$$c = 70 \text{ mm}$$

Návrh ohybové výztuže

$$\phi = 32 \text{ mm}$$

$$n = 32 \text{ ks}$$

Návrh smykové výztuže

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$a = 50 \text{ mm}$$

Únosnost průřezu v ohybu:

$$M_{Rd} = 4536 \text{ kNm}$$

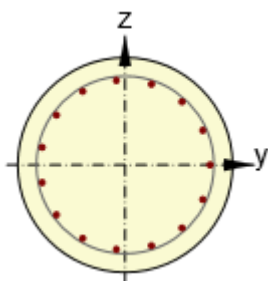
$$M_{Ed} < M_{Rd}$$

**vyhoví**

Únosnost průřezu ve smyku:

$$V_{Rd} = 1987 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

**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 1/5 délky (v 3 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 100 mm

v 1/2 délky (v 8 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 150 mm

v 3/5 délky (v 10 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 250 mm

**Zatížitelnost**

Výsledný ohybový moment od LM71

$$M_{Ed,LM71} = 1489 \text{ kNm}$$

Výsledná posouvající síla od LM71

$$V_{Ed,LM71} = 343 \text{ kN}$$

Výsledný ohybový moment od ostatních zatížení

$$M_{Ed,OST} = 2003 \text{ kNm}$$

Výsledná posouvající síla od ostatních zatížení

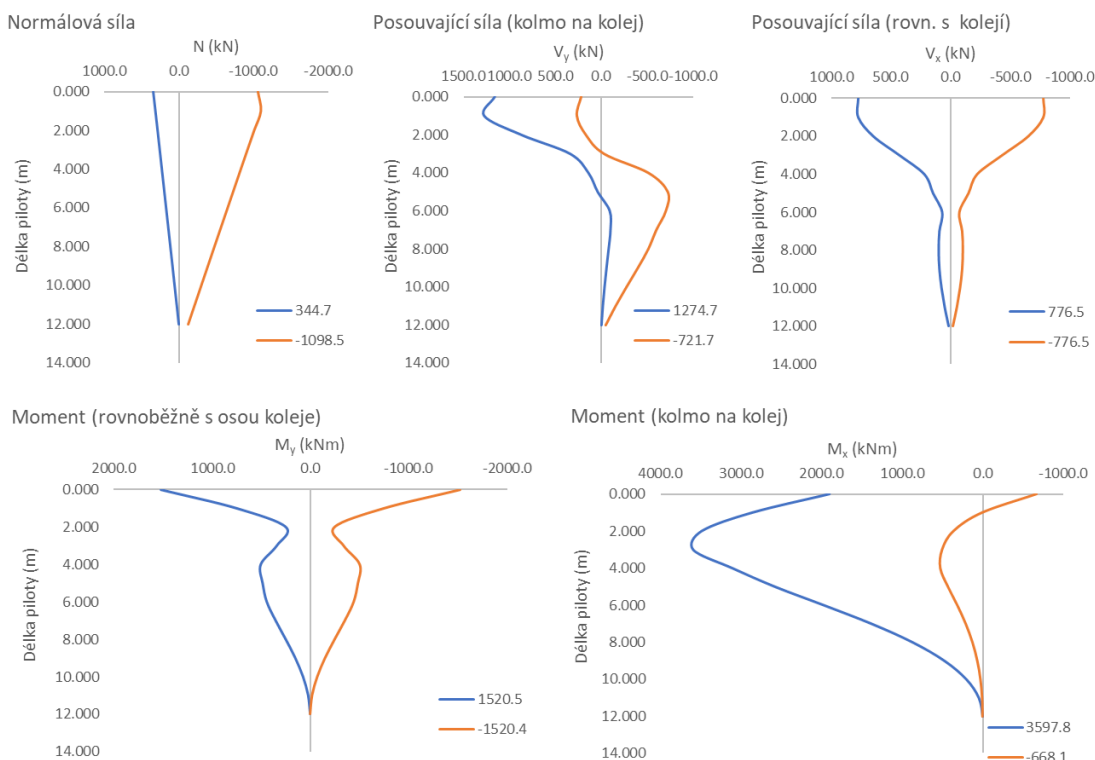
$$V_{Ed,OST} = 1053 \text{ kN}$$

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

Pro ohyb  $Z_{LM71} = 1,70$ Pro smyk  $Z_{LM71} = 2,18$

### 10.3. Posouzení výztuže pilot – zadní 12 m piloty

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



	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>x</sub> (kNm)
<b>N<sub>max</sub></b>	<b>345</b>	798	203	-433	1516
<b>N<sub>min</sub></b>	<b>-1099</b>	581	0	0	257
<b>V<sub>y,max</sub></b>	-55	<b>1275</b>	-7	10	2232
<b>V<sub>y,min</sub></b>	27	<b>-722</b>	-15	347	2389
<b>V<sub>z,max</sub></b>	-864	799	<b>776</b>	-743	741
<b>V<sub>z,min</sub></b>	-864	799	<b>-777</b>	743	741
<b>M<sub>y,max</sub></b>	-827	735	-776	<b>1521</b>	-27
<b>M<sub>y,min</sub></b>	-827	735	776	<b>-1520</b>	-27
<b>M<sub>z,max</sub></b>	44	138	302	248	<b>3598</b>
<b>M<sub>z,min</sub></b>	-979	722	392	-778	<b>-668</b>

Obálky vnitřních sil v MSÚ z výpočetních modelů s uvažáním horní a dolní meze tuhosti založení, pro výpočet zatížitelnosti, tedy od svislého zatížení LM71 a od Ostatních zatížení:

	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>x</sub> (kNm)
<b>N<sub>max</sub></b>	<b>571</b>	265	-2	5	1267
<b>N<sub>min</sub></b>	<b>14</b>	-1	0	0	0
<b>V<sub>y,max</sub></b>	554	<b>288</b>	-2	5	1313
<b>V<sub>y,min</sub></b>	367	<b>-288</b>	0	0	812
<b>V<sub>z,max</sub></b>	554	288	<b>2</b>	-5	1313
<b>V<sub>z,min</sub></b>	554	288	<b>-2</b>	5	1313
<b>M<sub>y,max</sub></b>	554	288	-2	<b>7</b>	1025
<b>M<sub>y,min</sub></b>	554	288	2	<b>-7</b>	1025
<b>M<sub>z,max</sub></b>	507	115	1	-1	<b>1449</b>
<b>M<sub>z,min</sub></b>	47	-12	0	0	<b>0</b>

	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>x</sub> (kNm)
<b>N<sub>max</sub></b>	<b>-57</b>	-24	-9	0	0
<b>N<sub>min</sub></b>	<b>-1099</b>	581	0	0	257
<b>V<sub>y,max</sub></b>	-609	<b>1003</b>	386	-376	885
<b>V<sub>y,min</sub></b>	-366	<b>-395</b>	-73	405	1054
<b>V<sub>z,max</sub></b>	-1024	702	<b>777</b>	-745	329
<b>V<sub>z,min</sub></b>	-1024	702	<b>-777</b>	745	330
<b>M<sub>y,max</sub></b>	-987	638	-777	<b>1523</b>	-342
<b>M<sub>y,min</sub></b>	-987	638	777	<b>-1523</b>	-342
<b>M<sub>z,max</sub></b>	-508	275	423	335	<b>2002</b>
<b>M<sub>z,min</sub></b>	-979	722	392	-778	<b>-668</b>

Vyhodnocení únosnosti pilot:

Maximální tlaková síla v pilotě

$$N_{\min} < n_g \cdot R_{c,\min} = 3363,0 \text{ kN/pilotu}$$

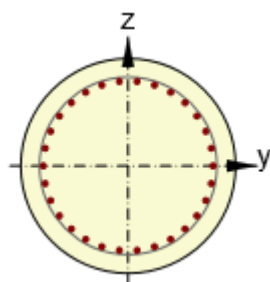
vyhoví

Návrh a posouzení výztuže pilot:

S ohledem na geologické podmínky není, na stranu bezpečnou, uvaženo pro posouzení výztuže pilot vliv tlakové normálové síly. Tím je uvažována přijatelná rezerva v návrhu, s ohledem na nejistoty výpočetního modelu při vystižení základových podmínek. Protože piloty budou prováděny v měkkých zeminách, bez použití výpažnice po 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

$$D = 1,22 \text{ m}$$

Charakteristická pevnost betonu v tlaku

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

Charakteristická pevnost výztuže

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Tloušťka výpažnice

$$t = 10 \text{ mm}$$

Krytí výztuže k výpažnici

$$c = 70 \text{ mm}$$

Návrh ohybové výztuže

$$\phi = 32 \text{ mm}$$

$$n = 32 \text{ ks}$$

Návrh smykové výztuže

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$a = 50 \text{ mm}$$

Únosnost průřezu v ohybu:

$$M_{Rd} = 4536 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} < M_{Rd}$$

**vyhoví**

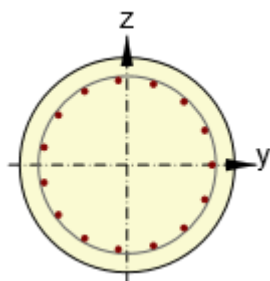
Únosnost průřezu ve smyku:

$$V_{Rd} = 1987 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

**vyhoví**

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



ve 2/3 délky (v 8 m) piloty je možné ukončit polovinu prutů ohybové výztuže  
 v 1/4 délky (v 3 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 100 mm  
 ve 3/5 délky (v 7 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 150 mm  
 ve 4/5 délky (v 10 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 250 mm

**Zatížitelnost**

Výsledný ohybový moment od LM71

$$M_{Ed,LM71} = 1449 \text{ kNm}$$

Výsledná posouvající síla od LM71

$$V_{Ed,LM71} = 288 \text{ kN}$$

Výsledný ohybový moment od ostatních zatížení

$$M_{Ed,OST} = 2030 \text{ kNm}$$

Výsledná posouvající síla od ostatních zatížení

$$V_{Ed,OST} = 1075 \text{ kN}$$

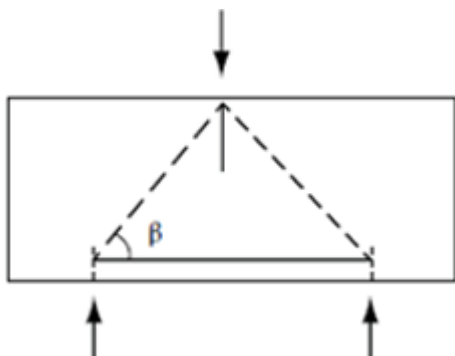
$$Z_{LM71} = \left( R_d - \sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i} \right) / E_{LM71,Ed}$$

Pro ohyb  $Z_{LM71} = 1,73$

Pro smyk  $Z_{LM71} = 3,16$

#### 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	$X =$	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)	$N_{Ed,tlak} = N/\sin\beta =$	-5837	kN << $V_{Rd,max}$
Síla v táhlu (tah)	$N_{Ed,tah} = N/\cos\beta =$	4898	kN
Min. požadovaná výztuž - hlavní	$A_{s,min} = N_{Ed,tah}/f_{yd} =$	11266	mm <sup>2</sup>
Návrh hlavní ohybové výztuže	$\phi =$	32	mm
	$a =$	150	mm
	$A_s =$	12868	mm <sup>2</sup>
Min. požadovaná výztuž - vedlejší	$0,25 \cdot A_{s,min} =$	2816	mm <sup>2</sup>
Návrh smykové výztuže	$\phi =$	16	mm
	$a =$	150	mm
	$A_s =$	3217	mm <sup>2</sup>

#### Zatížitelnost

Maximální dovolená síla v pilotě	$N_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot \cos\beta =$	4286	kN
Maximální normálová síla od LM71	$N_{Ed,LM71} =$	779	kN
Maximální normálová síla od ostatních zatížení	$N_{Ed,OST} =$	2821	kN

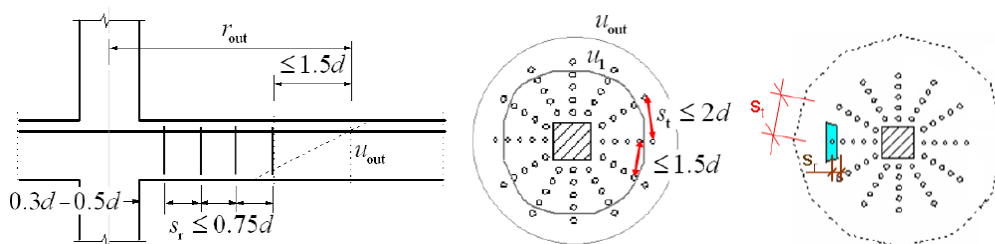
$$Z_{LM71} = \left( R_d - \sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i} \right) / E_{LM71,Ed}$$

Pro spodní výztuž v hlavním směru  $Z_{LM71} = 1,88$

#### 10.5. Horní výztuž základu

Protože dřík zdi je vetknutý do základu a v tomto místě mají stejnou pevnostní třídu betonu a tloušťku, bude horní výztuž základu navržena stejná, jako výztuž na rubu paty dříku. Výztuž vyhoví jak pro uvažované krytí výztuže dříku zdi 55 mm, tak pro uvažované krytí výztuže základu zdi 65 mm.

## 10.6. Smyková výztuž základu



### 10.6.1. Výztuž na protlačení předních 16 m pilot:

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

návrhová hodnota smykové síly  $V_{Ed,u0} = 1.165$  MPa <  $V_{Rd} = 3.600$  MPa **vyhoví**

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

návrhová hodnota smykové síly  $V_{Ed,u1} = 0.380$  MPa <  $V_{Rd} = 0.498$  MPa **vyhoví**

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

návrhová hodnota smykové síly  $V_{Ed,u1} > V_{Rd,c} = 0.293$  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  $n = 8$  ks  
návrhová hodnota smykové síly  $V_{Ed,u} = 0.592$  MPa <  $V_{Rd,cs} = 1.049$  MPa **vyhoví**

#### Zatížitelnost

návrhová hodnota smyk. síly v kontrolním obvodu od LM71  $V_{Ed,LM71} = 0.123$  MPa  
návrhová hodnota smyk. síly v kontrolním obvodu od ostatních zatížení  $V_{Ed,OST} = 0.445$  MPa

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

Pro výztuž na protlačení  $Z_{LM71} = 4,91$

### 10.6.2. Výztuž na protlačení zadních 12 m pilot:

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

návrhová hodnota smykové síly  $V_{Ed,u0} = 0.341$  MPa <  $V_{Rd} = 3.600$  MPa **vyhoví**

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

návrhová hodnota smykové síly  $V_{Ed,u1} = 0.111$  MPa <  $V_{Rd} = 0.498$  MPa **vyhoví**

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

návrhová hodnota smykové síly  $V_{Ed,u1} < V_{Rd,c} = 0.293$  MPa **konstr. výztuž**

#### Návrh konstrukční smykové výztuže

navržená vzdálenost řad spon za sebou  $s_r = 0.750$  m  
Návrh ohybové výztuže  $\phi = 16$  mm v počtu  $n = 2$  ks

## 10.7. Výztuž dříku zdi v MSÚ

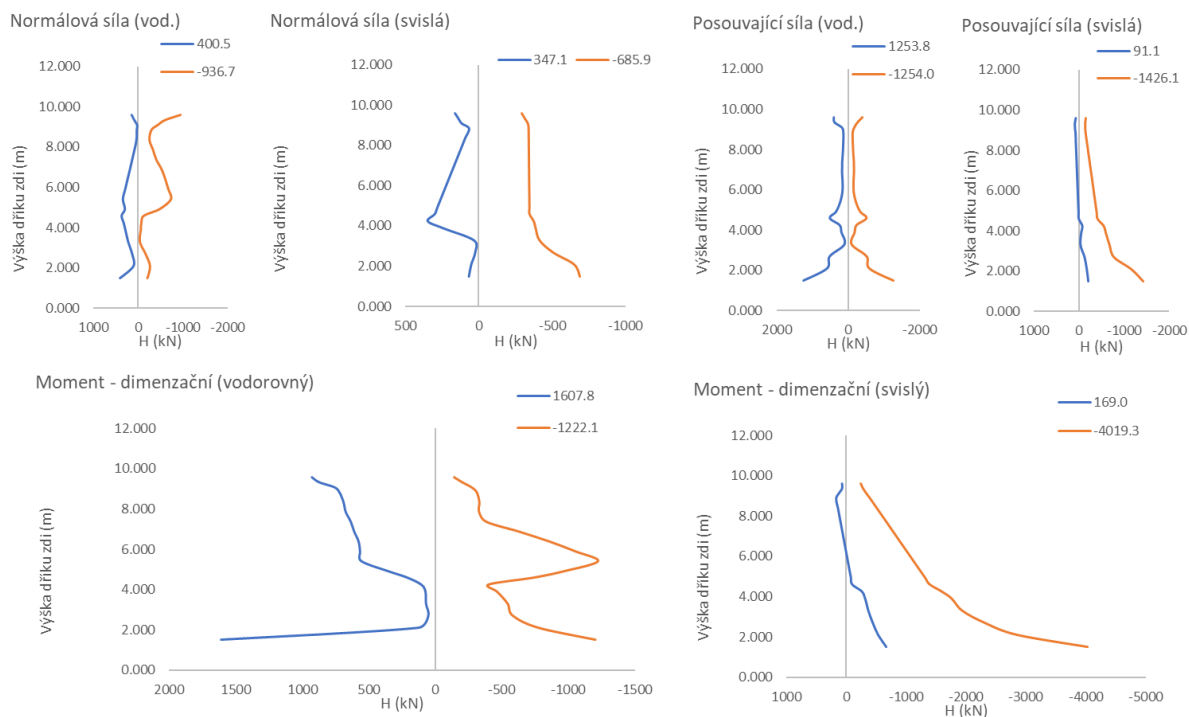
Pro návrh výztuže jsou spočteny dimenzační hodnoty momentů, v obálkách vnitřních sil je tedy patrný vliv kroutících momentů a smykové deformace, zejména s ohledem na změny tloušťky průřezu.

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

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

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

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



	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>401</b>	-353	83	-909	1597	-3032
$F_{x,min}$	<b>-937</b>	-134	-94	58	888	-59
$F_{y,max}$	241	<b>347</b>	-198	-331	-215	-1302
$F_{y,min}$	23	<b>-686</b>	911	-1301	674	-3467
$V_{x,max}$	-62	-473	<b>1254</b>	-1248	575	-3744
$V_{x,min}$	-62	-473	<b>-1254</b>	-1248	575	-3744
$V_{y,max}$	-566	-139	-38	<b>91</b>	817	58
$V_{y,min}$	101	-599	-1207	<b>-1426</b>	726	-3945
$M_{x,max}$	400	-347	-82	-910	<b>1608</b>	-3030
$M_{x,min}$	-613	153	58	-214	<b>-1222</b>	-832
$M_{y,max}$	-35	-194	-38	26	265	<b>169</b>
$M_{y,min}$	306	-557	-1028	-1370	1064	<b>-4019</b>

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

	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>128</b>	198	128	-103	-245	-489
$F_{x,min}$	<b>-123</b>	1	0	14	256	6
$F_{y,max}$	95	<b>232</b>	68	-152	-104	-555
$F_{y,min}$	19	<b>-48</b>	-341	-434	352	-1306
$V_{x,max}$	-44	-16	<b>353</b>	-389	349	-1236
$V_{x,min}$	-44	-16	<b>-353</b>	-389	349	-1236
$V_{y,max}$	-123	1	0	<b>14</b>	256	6
$V_{y,min}$	19	-48	-341	<b>-434</b>	352	-1306
$M_{x,max}$	19	-48	341	-434	<b>352</b>	-1306
$M_{x,min}$	-108	89	62	-75	<b>-343</b>	-242
$M_{y,max}$	5	2	2	-1	152	<b>38</b>
$M_{y,min}$	19	-48	-341	-434	352	<b>-1306</b>

	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>391</b>	-356	81	-589	1435	-1929
$F_{x,min}$	<b>-817</b>	-134	-94	44	641	-65
$F_{y,max}$	149	<b>161</b>	-243	-87	158	-194
$F_{y,min}$	5	<b>-640</b>	581	-880	333	-2203
$V_{x,max}$	-82	-453	<b>869</b>	-800	-337	-2236
$V_{x,min}$	-82	-453	<b>-869</b>	-800	-338	-2236
$V_{y,max}$	-258	-141	-8	<b>82</b>	537	79
$V_{y,min}$	7	-557	-837	<b>-917</b>	192	-2323
$M_{x,max}$	391	-356	-82	-589	<b>1435</b>	-1929
$M_{x,min}$	-33	-176	-160	-342	<b>-1209</b>	-1155
$M_{y,max}$	-10	-217	-37	28	-283	<b>121</b>
$M_{y,min}$	349	-486	-538	-823	755	<b>-2447</b>

#### Návrh a posouzení výztuže dříku:

S ohledem na geologické podmínky není, na stranu bezpečnou, uvážen 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

#### Dřík zdi – pata dříku, ohybová rubová výztuž

výška průřezu v patě dříku	$h =$	1.4	m		
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	<b>2x28</b>	mm		
	$a =$	<b>150</b>	mm		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	<b>2x20</b>	mm		
	$a =$	<b>150</b>	mm		
Únosnost průřezu v ohybu svislé výztuže:	$M_{Rd} =$	<b>4375</b>	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu vodorovné výztuže:	$M_{Rd} =$	<b>2348</b>	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví

#### Dřík zdi – změna tloušťky dříku, ohybová rubová výztuž

výška průřezu	$h =$	0.85	m		
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	<b>2x25</b>	mm		
	$a =$	<b>150</b>	mm		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	<b>2x20</b>	mm		
	$a =$	<b>150</b>	mm		
Únosnost průřezu v ohybu svislé výztuže:	$M_{Rd} =$	<b>1974</b>	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu vodorovné výztuže:	$M_{Rd} =$	<b>1347</b>	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví

#### Statický výpočet

**Dřík zdi – pata dříku, ohybová výztuž v líci**

výška průřezu v patě dříku	$h =$	1.4	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 svislé výztuže:	$M_{Rd} =$	1413	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$		vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu vodorovné výztuže:	$M_{Rd} =$	1849	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$		vyhoví

**Dřík zdi – změna tloušťky dříku, ohybová výztuž v líci**

výška průřezu	$h =$	0.85	m			
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	16	mm			
	$a =$	150	mm			
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	22	mm			
	$a =$	150	mm			
Únosnost průřezu v ohybu svislé výztuže:	$M_{Rd} =$	436	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$		vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu vodorovné výztuže:	$M_{Rd} =$	835	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$		vyhoví

**Dřík zdi – smyková výztuž**

Návrh smykové výztuže				$\phi =$	10	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)	
pata	1.400	586.2	7027.7	nutná výztuž	0.010	6.7	0.30	2270.71	4329.24	vyhoví
změna tl.	0.850	445.9	4123.7	nutná výztuž	0.010	3.3	0.30	662.62	2526.75	vyhoví
konstr.	0.850	328.5	4131.6	konstr. výztuž	0.010	3.3	0.30	663.90	2531.67	vyhoví

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

**Zatížitelnost**

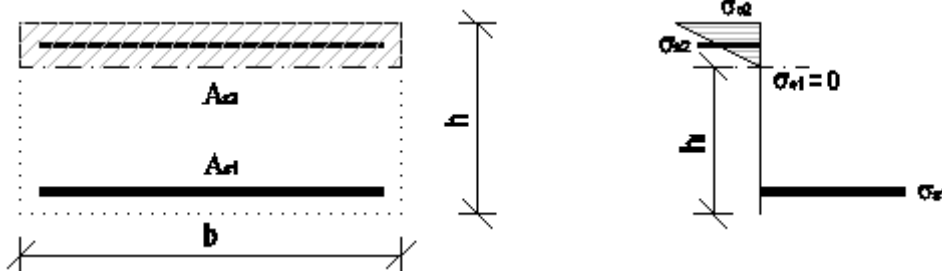
Maximální záporný moment v patě dříku od LM71			
svislý	$M_{Ed,LM71} =$	1306	kNm/m
vodorovný	$M_{Ed,LM71} =$	343	kNm/m
Maximální záporný moment v zm. tl dříku od LM71			
svislý	$M_{Ed,LM71} =$	489	kNm/m
vodorovný	$M_{Ed,LM71} =$	343	kNm/m
Maximální posouvající síla v patě dříku od LM71	$V_{Ed,LM71} =$	434	kN
Maximální posouvající síla v zm. tl. dříku od LM71	$V_{Ed,LM71} =$	151	kN
Maximální záporný moment v patě dříku od ost.zat.			
svislý	$M_{Ed,LM71} =$	2447	kNm/m
vodorovný	$M_{Ed,LM71} =$	1209	kNm/m
Maximální záporný moment v zm. tl dříku od ost.zat			
svislý	$M_{Ed,LM71} =$	812	kNm/m
vodorovný	$M_{Ed,LM71} =$	802	kNm/m
Maximální posouvající síla v patě dříku od ost.zat	$V_{Ed,LM71} =$	917	kN
Maximální posouvající síla v zm. tl. dříku od ost.zat	$V_{Ed,LM71} =$	381	kN

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

Pro svislou výztuž v rubu, v patě dříku	$Z_{LM71} =$	1,47
Pro vodorovnou výztuž v rubu, v patě dříku	$Z_{LM71} =$	3,32
Pro svislou výztuž v rubu, v zm. tl. dříku	$Z_{LM71} =$	2,38
Pro vodorovnou výztuž v rubu, v zm. tl. dříku	$Z_{LM71} =$	1,59
Pro smykovou výztuž, v patě dříku	$Z_{LM71} =$	3,12
Pro smykovou výztuž, v zm. tl. dříku	$Z_{LM71} =$	1,86

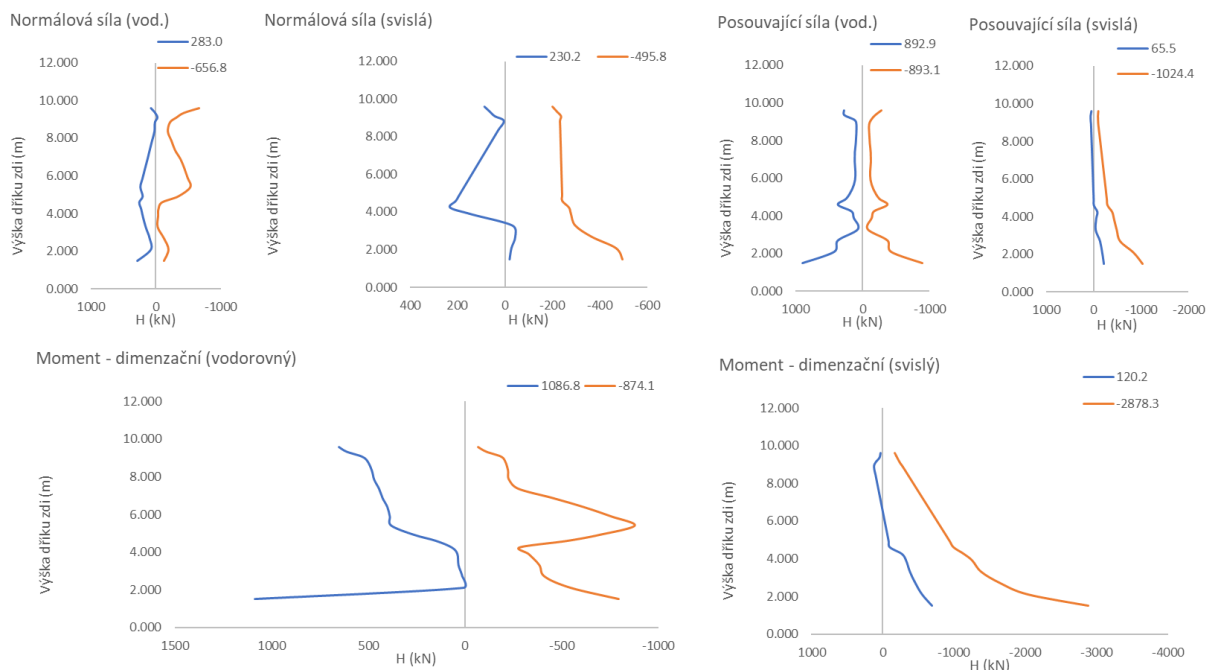
### 10.8. Výztuž dříku zdi v MSP

Pro posouzení jsou uvažovány stejné vstupní parametry jako v MSÚ. Posouzení je provedeno pro průřez s trhlinou, za vyloučeného působení betonu v tahu.



Posouzení je provedeno pro extrémní hodnoty charakteristických dimenzačních momentů svislé výztuže na rubu konstrukce, od charakteristické kombinace zatížení. Kvazistálá kombinace zatížení se neposuzuje, protože z hlediska vzniku a šířky trhliny bude v tomto místě konstrukce opatřena izolací a z hlediska lineárního nebo nelineárního dotvarování není tento vliv na konstrukci významný.

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



	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>283</b>	-259	57	-658	1079	-2186
$F_{x,min}$	<b>-657</b>	-98	-65	42	623	-43
$F_{y,max}$	190	<b>230</b>	-162	-272	-186	-1066
$F_{y,min}$	28	<b>-496</b>	656	-938	491	-2500
$V_{x,max}$	-35	-348	<b>893</b>	-895	423	-2682
$V_{x,min}$	-35	-348	<b>-893</b>	-895	423	-2683
$V_{y,max}$	-398	-103	-26	<b>66</b>	570	38
$V_{y,min}$	81	-438	-859	<b>-1024</b>	526	-2829
$M_{x,max}$	283	-253	-56	-658	<b>1087</b>	-2183
$M_{x,min}$	-447	108	40	-152	<b>-874</b>	-596
$M_{y,max}$	-28	-141	-27	21	197	<b>120</b>
$M_{y,min}$	218	-409	-740	-987	751	<b>-2878</b>

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

	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	88	137	88	-71	-169	-338
$F_{x,min}$	-85	0	0	10	176	4
$F_{y,max}$	65	160	47	-105	-72	-383
$F_{y,min}$	13	-33	-235	-299	243	-901
$V_{x,max}$	-30	-11	243	-268	241	-852
$V_{x,min}$	-30	-11	-243	-268	241	-852
$V_{y,max}$	-85	0	0	10	176	4
$V_{y,min}$	13	-33	-235	-299	243	-901
$M_{x,max}$	13	-33	-235	-299	243	-901
$M_{x,min}$	-74	61	43	-52	-237	-167
$M_{y,max}$	3	1	1	0	105	26
$M_{y,min}$	13	-33	-235	-299	243	-901

	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	277	-260	56	-437	968	-1424
$F_{x,min}$	-574	-99	-65	33	452	-47
$F_{y,max}$	78	86	-183	-63	137	-148
$F_{y,min}$	16	-464	429	-648	256	-1628
$V_{x,max}$	-47	-335	626	-585	-224	-1642
$V_{x,min}$	-47	-335	-626	-586	-224	-1642
$V_{y,max}$	-184	-106	-5	59	372	54
$V_{y,min}$	17	-408	-603	-673	161	-1711
$M_{x,max}$	277	-260	-56	-437	968	-1424
$M_{x,min}$	26	-186	-124	-327	-801	-1089
$M_{y,max}$	-11	-156	-26	22	-183	87
$M_{y,min}$	246	-361	-404	-610	536	-1793

### Posouzení průřezu

Posouzení pro záporný moment v patě dířku:

$$\sigma_c = -14.1 \text{ MPa} \quad 1.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 284.7 \text{ MPa} \quad 1.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

Posouzení pro záporný moment v zm. tl. dířku:

$$\sigma_c = -12.7 \text{ MPa} \quad 1.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 212.7 \text{ MPa} \quad 1.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

### Zatížitelnost

Maximální záporný moment v patě dířku od LM71

Napětí v betonu

$$\sigma_{Ed,LM71} = -4,4 \text{ MPa}$$

Napětí ve výztuži

$$\sigma_{Ed,LM71} = 89,1 \text{ MPa}$$

Maximální záporný moment v zm. tl. dířku od LM71

Napětí v betonu

$$\sigma_{Ed,LM71} = -4,3 \text{ MPa}$$

Napětí ve výztuži

$$\sigma_{Ed,LM71} = 72,3 \text{ MPa}$$

Maximální záporný moment v patě dířku od ost. zat.

Napětí v betonu

$$\sigma_{Ed,LM71} = -8,8 \text{ MPa}$$

Napětí ve výztuži

$$\sigma_{Ed,LM71} = 177,4 \text{ MPa}$$

Maximální záporný moment v zm. tl. dířku od ost. zat.

Napětí v betonu

$$\sigma_{Ed,LM71} = -7,6 \text{ MPa}$$

Napětí ve výztuži

$$\sigma_{Ed,LM71} = 126,7 \text{ MPa}$$

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

Pro svislou výztuž v rubu, v patě dířku

$$Z_{LM71} = 2,09$$

Pro svislou výztuž v rubu, v zm. tl. dířku

$$Z_{LM71} = 2,42$$

## 10.9. Deformace konstrukce

### 10.9.1. Sedání pilot

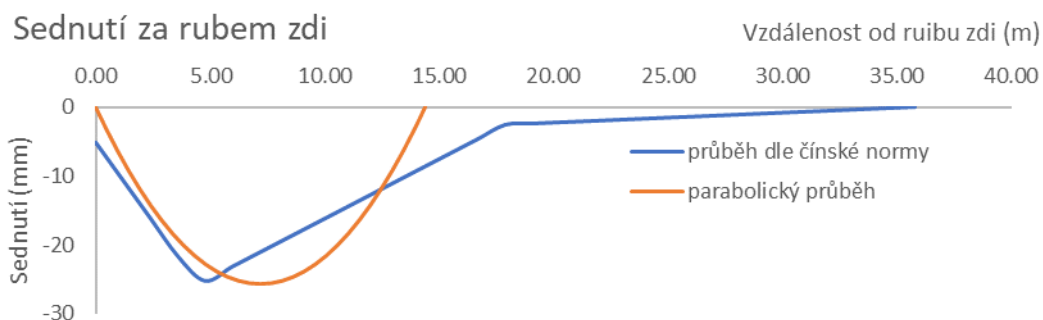
Sednutí pilot je posouzeno v patě pilot, odečtením z výpočetního modelu. Pomocné výpočty z programu GEO jsou přílohou statického výpočtu. V ČR je maximální přijatelné sedání pilot 25 mm.

Maximální sednutí předních pilot	$s =$	11,2 mm	< 25 mm	<u>vyhoví</u>
Maximální sednutí zadních pilot	$s =$	6,6 mm	< 25 mm	<u>vyhoví</u>

### 10.9.2. Vodorovná deformace zdi

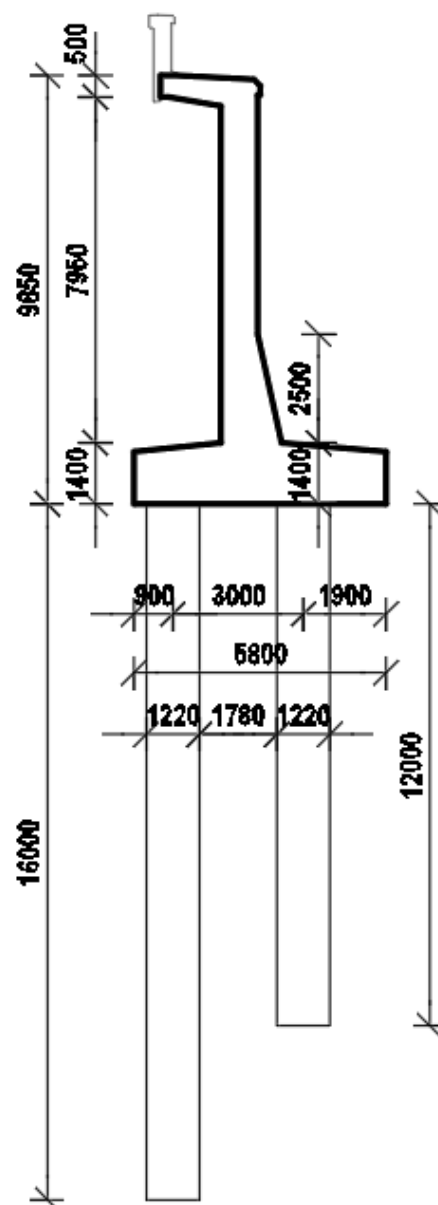
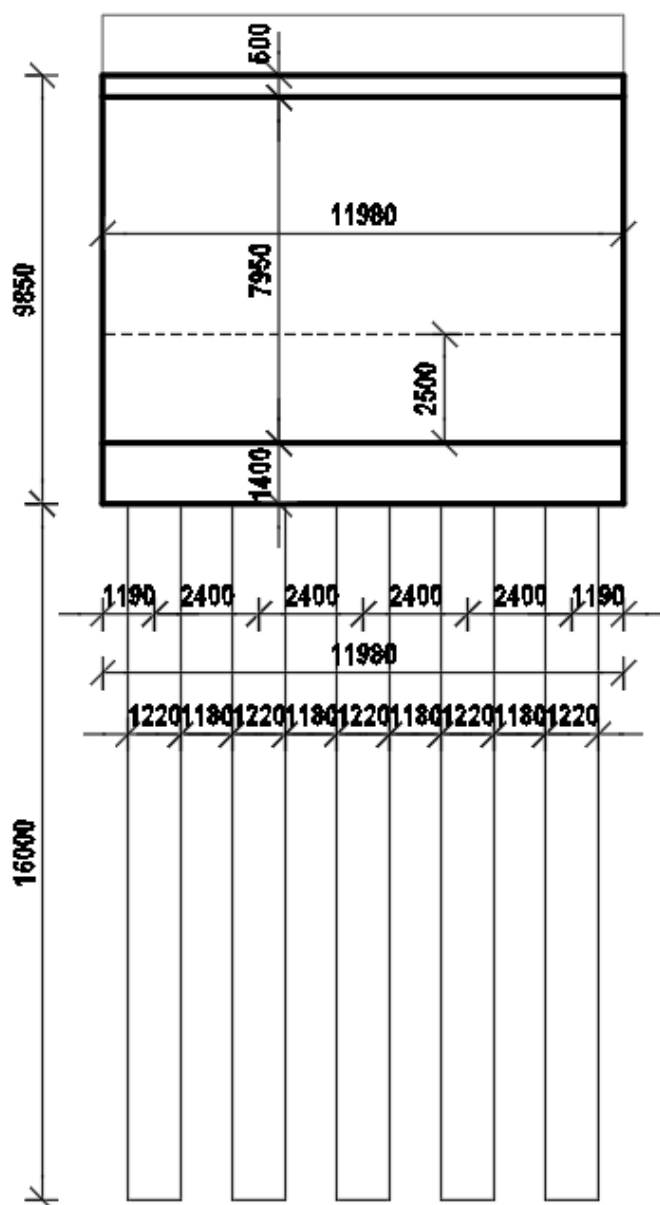
Protože zeď je poměrně vysoká, je nutné posoudit vliv maximální vodorovné deformace, jejímž důsledkem je i sednutí terénu za rubem konstrukce. Pro deformace je uvažován vliv změny tuhosti vlivem vzniku trhlin.

výška zdi (od základové spáry, bez římsové části)	$H =$	8.95	m
délka konstrukce v zemině (pod dnem výkopu – délka pilot)	$D =$	16,0	m
maximální vodorovná deformace od nahodilého zatížení (hlava)	$d_{h,h} =$	65,2	mm
maximální vodorovná deformace od nahodilého zatížení (pata)	$d_{h,p} =$	8.8	mm
maximální vodorovná deformace od nahodilého zatížení (po výšce zdi)	$\Delta d_h =$	50,5	mm
mobilizace aktivního zemního tlaku (min. 2mm/m)		ANO	
maximální dovolená deformace od nahodilého zatížení (po výšce zdi)	$\Delta d_h < H/100$		<u>vyhoví</u>



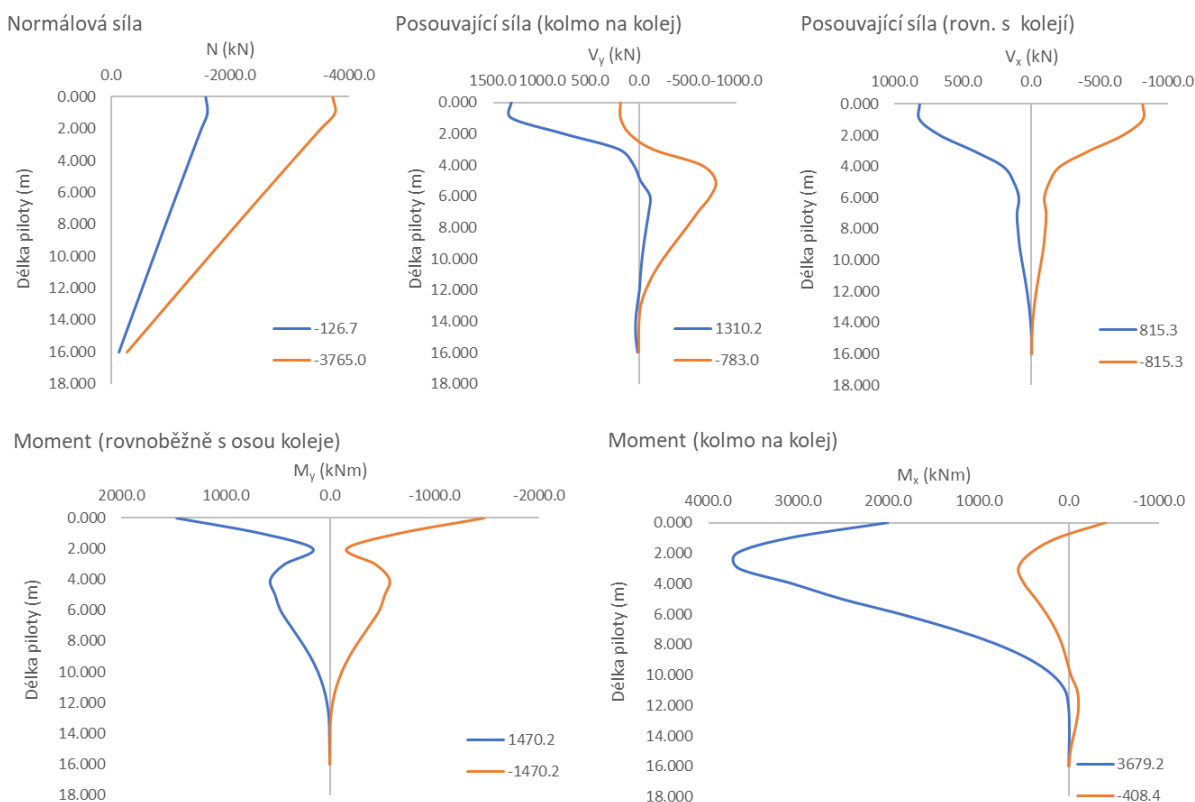
U koleje se předpokládá provedení 3. podbití, přičemž to poslední proběhne cca po šestiměsíčním provozu na trati. Provedením podbití bude tedy eliminována většina sednutí za rubem opěry, přičemž zbývající nerovnoměrné sednutí pod kolejí bude již zanedbatelné.

### 11.1. Schéma idealizovaného dilatačného celku



## 11.2. Posouzení výztuže pilot – přední 16 m piloty

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



	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>x</sub> (kNm)
<b>N<sub>max</sub></b>	<b>-127</b>	3	1	0	0
<b>N<sub>min</sub></b>	<b>-3765</b>	1138	9	-13	2865
<b>V<sub>y,max</sub></b>	-3676	<b>1310</b>	-18	41	2862
<b>V<sub>y,min</sub></b>	-2766	<b>-783</b>	-13	123	2230
<b>V<sub>z,max</sub></b>	-2538	463	<b>815</b>	-1470	645
<b>V<sub>z,min</sub></b>	-2578	463	<b>-815</b>	654	1108
<b>M<sub>y,max</sub></b>	-2541	463	-815	<b>1470</b>	645
<b>M<sub>y,min</sub></b>	-2541	463	815	<b>-1470</b>	644
<b>M<sub>z,max</sub></b>	-3473	644	8	-2	<b>3679</b>
<b>M<sub>z,min</sub></b>	-2183	622	-85	194	<b>-408</b>

Obálky vnitřních sil v MSÚ z výpočetních modelů s uvažáním horní a dolní meze tuhosti založení, pro výpočet zatížitelnosti, tedy od svislého zatížení LM71 a od Ostatních zatížení:

	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>x</sub> (kNm)
<b>N<sub>max</sub></b>	<b>-17</b>	2	0	0	0
<b>N<sub>min</sub></b>	<b>-778</b>	317	0	0	1283
<b>V<sub>y,max</sub></b>	-757	<b>344</b>	-2	4	1320
<b>V<sub>y,min</sub></b>	-566	<b>-309</b>	-1	-1	813
<b>V<sub>z,max</sub></b>	-761	333	<b>4</b>	-7	1346
<b>V<sub>z,min</sub></b>	-761	333	<b>-4</b>	7	1346
<b>M<sub>y,max</sub></b>	-761	333	-4	<b>11</b>	1013
<b>M<sub>y,min</sub></b>	-761	333	4	<b>-11</b>	1013
<b>M<sub>z,max</sub></b>	-712	144	-3	4	<b>1490</b>
<b>M<sub>z,min</sub></b>	-234	-4	0	0	<b>-45</b>

	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>x</sub> (kNm)
<b>N<sub>max</sub></b>	<b>-127</b>	3	1	0	0
<b>N<sub>min</sub></b>	<b>-2832</b>	739	7	-10	1346
<b>V<sub>y,max</sub></b>	-2746	<b>966</b>	-111	118	1162
<b>V<sub>y,min</sub></b>	-2092	<b>-413</b>	0	4	1234
<b>V<sub>z,max</sub></b>	-2277	349	<b>816</b>	-1472	343
<b>V<sub>z,min</sub></b>	-2316	349	<b>-816</b>	656	692
<b>M<sub>y,max</sub></b>	-2280	349	-815	<b>1472</b>	343
<b>M<sub>y,min</sub></b>	-2280	349	815	<b>-1472</b>	343
<b>M<sub>z,max</sub></b>	-2391	156	-118	-82	<b>1998</b>
<b>M<sub>z,min</sub></b>	-2183	622	-85	194	<b>-408</b>

Vyhodnocení únosnosti pilot:

Maximální tlaková síla v pilotě

$$N_{\min} < n_g \cdot R_{c,\min} = 4319,2 \text{ kN/pilotu}$$

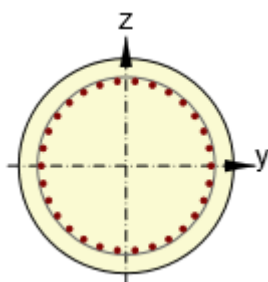
vyhoví

Návrh a posouzení výztuže pilot:

S ohledem na geologické podmínky není, na stranu bezpečnou, uvaženo pro posouzení výztuže pilot vliv tlakové normálové síly. Tím je uvažena přijatelná rezerva v návrhu, s ohledem na nejistoty výpočetního modelu při vystižení základových podmínek. Protože piloty budou prováděny v měkkých zeminách, bez použití výpažnice po 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

$$D = 1,22 \text{ m}$$

Charakteristická pevnost betonu v tlaku

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

Charakteristická pevnost výztuže

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Tloušťka výpažnice

$$t = 10 \text{ mm}$$

Krytí výztuže k výpažnici

$$c = 70 \text{ mm}$$

Návrh ohybové výztuže

$$\phi = 32 \text{ mm}$$

$$n = 32 \text{ ks}$$

Návrh smykové výztuže

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$a = 50 \text{ mm}$$

Únosnost průřezu v ohybu:

$$M_{Rd} = 4536 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} < M_{Rd}$$

**vyhoví**

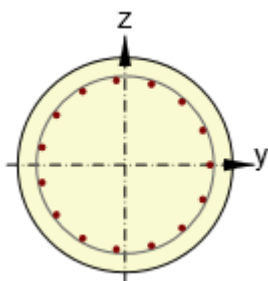
Únosnost průřezu ve smyku:

$$V_{Rd} = 1987 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

**vyhoví**

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



v 1/2 délky (v 8 m) piloty je možné ukončit polovinu prutů ohybové výztuže

v 1/5 délky (v 3 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 100 mm

v 1/2 délky (v 8 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 150 mm

v 3/5 délky (v 10 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 250 mm

**Zatížitelnost**

Výsledný ohybový moment od LM71

$$M_{Ed,LM71} = 1490 \text{ kNm}$$

Výsledná posouvající síla od LM71

$$V_{Ed,LM71} = 344 \text{ kN}$$

Výsledný ohybový moment od ostatních zatížení

$$M_{Ed,OST} = 2000 \text{ kNm}$$

Výsledná posouvající síla od ostatních zatížení

$$V_{Ed,OST} = 973 \text{ kN}$$

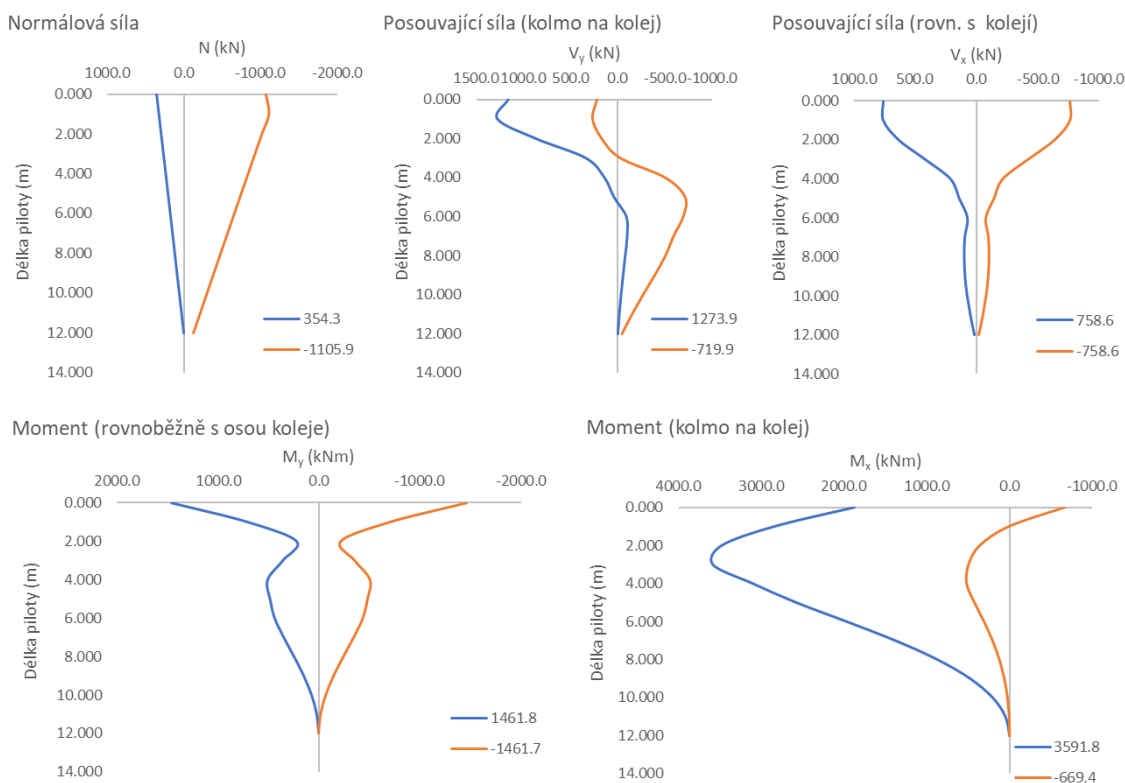
$$Z_{LM71} = \left( R_d - \sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i} \right) / E_{LM71,Ed}$$

Pro ohyb  $Z_{LM71} = 1,70$

Pro smyk  $Z_{LM71} = 2,95$

### 11.3. Posouzení výztuže pilot – zadní 12 m piloty

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



	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>x</sub> (kNm)
<b>N<sub>max</sub></b>	<b>354</b>	803	187	-370	1499
<b>N<sub>min</sub></b>	<b>-1106</b>	580	0	0	256
<b>V<sub>y,max</sub></b>	-51	<b>1274</b>	373	-348	2240
<b>V<sub>y,min</sub></b>	35	<b>-720</b>	-20	345	2388
<b>V<sub>z,max</sub></b>	-855	806	<b>759</b>	-702	723
<b>V<sub>z,min</sub></b>	-855	806	<b>-759</b>	702	723
<b>M<sub>y,max</sub></b>	-817	742	-758	<b>1462</b>	-52
<b>M<sub>y,min</sub></b>	-817	742	758	<b>-1462</b>	-53
<b>M<sub>z,max</sub></b>	53	144	282	264	<b>3592</b>
<b>M<sub>z,min</sub></b>	-981	722	384	-750	<b>-669</b>

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

	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>x</sub> (kNm)
<b>N<sub>max</sub></b>	<b>573</b>	267	-7	19	1263
<b>N<sub>min</sub></b>	<b>14</b>	-2	0	0	0
<b>V<sub>y,max</sub></b>	556	<b>290</b>	-8	20	1309
<b>V<sub>y,min</sub></b>	367	<b>-288</b>	-1	0	812
<b>V<sub>z,max</sub></b>	556	290	<b>8</b>	-20	1309
<b>V<sub>z,min</sub></b>	556	290	<b>-8</b>	20	1309
<b>M<sub>y,max</sub></b>	556	290	-8	<b>28</b>	1019
<b>M<sub>y,min</sub></b>	556	290	8	<b>-28</b>	1019
<b>M<sub>z,max</sub></b>	506	115	-2	4	<b>1450</b>
<b>M<sub>z,min</sub></b>	46	-4	0	0	<b>0</b>

	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>x</sub> (kNm)
<b>N<sub>max</sub></b>	<b>-57</b>	-25	-9	0	0
<b>N<sub>min</sub></b>	<b>-1106</b>	580	0	0	256
<b>V<sub>y,max</sub></b>	-586	<b>1003</b>	376	-354	948
<b>V<sub>y,min</sub></b>	-361	<b>-395</b>	-75	402	1055
<b>V<sub>z,max</sub></b>	-1016	709	<b>761</b>	-709	313
<b>V<sub>z,min</sub></b>	-1016	708	<b>-761</b>	709	313
<b>M<sub>y,max</sub></b>	-979	644	-761	<b>1471</b>	-365
<b>M<sub>y,min</sub></b>	-979	645	761	<b>-1471</b>	-365
<b>M<sub>z,max</sub></b>	-500	278	409	346	<b>1999</b>
<b>M<sub>z,min</sub></b>	-981	722	384	-750	<b>-669</b>

Vyhodnocení únosnosti pilot:

Maximální tlaková síla v pilotě

$$N_{\min} < n_g \cdot R_{c,\min} = 3363,0 \text{ kN/pilotu}$$

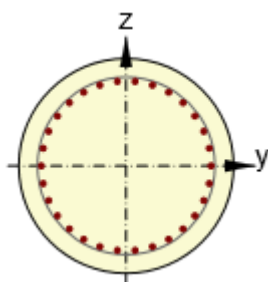
vyhoví

Návrh a posouzení výztuže pilot:

S ohledem na geologické podmínky není, na stranu bezpečnou, uvaženo pro posouzení výztuže pilot vliv tlakové normálové síly. Tím je uvažena přijatelná rezerva v návrhu, s ohledem na nejistoty výpočetního modelu při vystižení základových podmínek. Protože piloty budou prováděny v měkkých zeminách, bez použití výpažnice po 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

$$D = 1,22 \text{ m}$$

Charakteristická pevnost betonu v tlaku

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

Charakteristická pevnost výztuže

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Tloušťka výpažnice

$$t = 10 \text{ mm}$$

Krytí výztuže k výpažnici

$$c = 70 \text{ mm}$$

Návrh ohybové výztuže

$$\phi = 32 \text{ mm}$$

$$n = 32 \text{ ks}$$

Návrh smykové výztuže

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$a = 50 \text{ mm}$$

Únosnost průřezu v ohybu:

$$M_{Rd} = 4536 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} < M_{Rd}$$

**vyhoví**

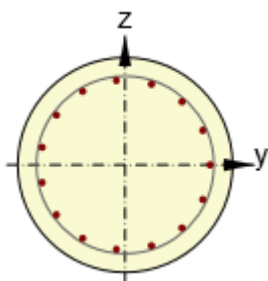
Únosnost průřezu ve smyku:

$$V_{Rd} = 1987 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

**vyhoví**

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



ve 2/3 délky (v 8 m) piloty je možné ukončit polovinu prutů ohybové výztuže  
 v 1/4 délky (v 3 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 100 mm  
 ve 3/5 délky (v 7 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 150 mm  
 ve 4/5 délky (v 10 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 250 mm

**Zatížitelnost**

Výsledný ohybový moment od LM71

$$M_{Ed,LM71} = 1450 \text{ kNm}$$

Výsledná posouvající síla od LM71

$$V_{Ed,LM71} = 290 \text{ kN}$$

Výsledný ohybový moment od ostatních zatížení

$$M_{Ed,OST} = 2029 \text{ kNm}$$

Výsledná posouvající síla od ostatních zatížení

$$V_{Ed,OST} = 1071 \text{ kN}$$

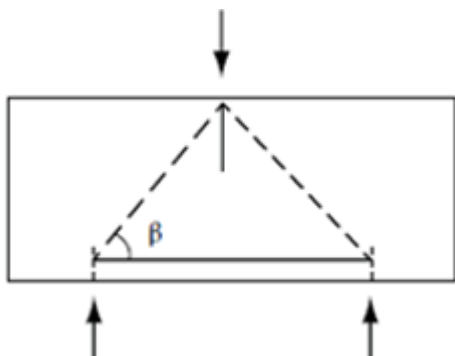
$$Z_{LM71} = \left( R_d - \sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i} \right) / E_{LM71,Ed}$$

Pro ohyb  $Z_{LM71} = 1,73$

Pro smyk  $Z_{LM71} = 3,15$

#### 11.4. 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	$X =$	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)	$N_{Ed,tlak} = N/\sin\beta =$	-5857	kN << $V_{Rd,max}$
Síla v táhlu (tah)	$N_{Ed,tah} = N/\cos\beta =$	4915	kN
Min. požadovaná výztuž - hlavní	$A_{s,min} = N_{Ed,tah}/f_{yd} =$	11304	mm <sup>2</sup>
Návrh hlavní ohybové výztuže	$\phi =$	32	mm
	$a =$	150	mm
	$A_s =$	12868	mm <sup>2</sup>
Min. požadovaná výztuž - vedlejší	$0,25 \cdot A_{s,min} =$	2826	mm <sup>2</sup>
Návrh smykové výztuže	$\phi =$	16	mm
	$a =$	150	mm
	$A_s =$	3217	mm <sup>2</sup>

#### Zatížitelnost

Maximální dovolená síla v pilotě	$N_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot \cos\beta =$	4286	kN
Maximální normálová síla od LM71	$N_{Ed,LM71} =$	778	kN
Maximální normálová síla od ostatních zatížení	$N_{Ed,OST} =$	2832	kN

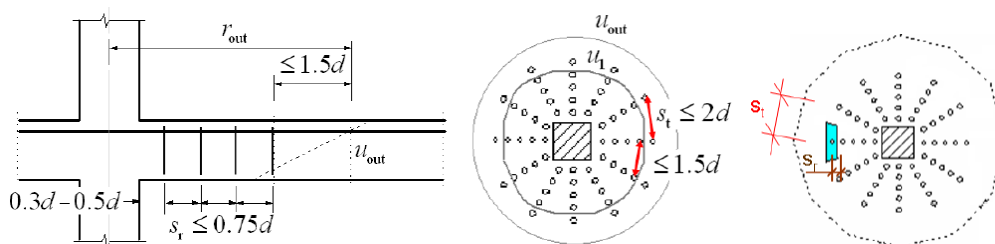
$$Z_{LM71} = \left( R_d - \sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i} \right) / E_{LM71,Ed}$$

Pro spodní výztuž v hlavním směru  $Z_{LM71} = 1,86$

#### 11.5. Horní výztuž základu

Protože dřík zdi je vetknutý do základu a v tomto místě mají stejnou pevnostní třídu betonu a tloušťku, bude horní výztuž základu navržena stejná, jako výztuž na rubu paty dříku. Výztuž vyhoví jak pro uvažované krytí výztuže dříku zdi 55 mm, tak pro uvažované krytí výztuže základu zdi 65 mm.

## 11.6. Smyková výztuž základu



### 11.6.1. Výztuž na protlačení předních 16 m pilot:

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

návrhová hodnota smykové síly  $V_{Ed,u0} = 1.169$  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  $V_{Ed,u1} = 0.381$  MPa <  $V_{Rd} = 0.498$  MPa **vyhoví**

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

návrhová hodnota smykové síly  $V_{Ed,u1} > V_{Rd,c} = 0.293$  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  $n = 8$  ks  
 návrhová hodnota smykové síly  $V_{Ed,u} = 0.594$  MPa <  $V_{Rd,cs} = 1.049$  MPa **vyhoví**

#### Zatížitelnost

návrhová hodnota smyk. síly v kontrolním obvodu od LM71  $V_{Ed,LM71} = 0.123$  MPa  
 návrhová hodnota smyk. síly v kontrolním obvodu od ostatních zatížení  $V_{Ed,OST} = 0.447$  MPa

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

Pro výztuž na protlačení  $Z_{LM71} = 4,89$

### 11.6.2. Výztuž na protlačení zadních 12 m pilot:

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

návrhová hodnota smykové síly  $V_{Ed,u0} = 0.343$  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  $V_{Ed,u1} = 0.112$  MPa <  $V_{Rd} = 0.498$  MPa **vyhoví**

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

návrhová hodnota smykové síly  $V_{Ed,u1} < V_{Rd,c} = 0.293$  MPa **konstr. výztuž**

#### Návrh konstrukční smykové výztuže

navržená vzdálenost řad spon za sebou  $s_r = 0.750$  m  
 Návrh ohybové výztuže  $\phi = 16$  mm v počtu  $n = 2$  ks

## 11.7. Výztuž dířku zdi v MSÚ

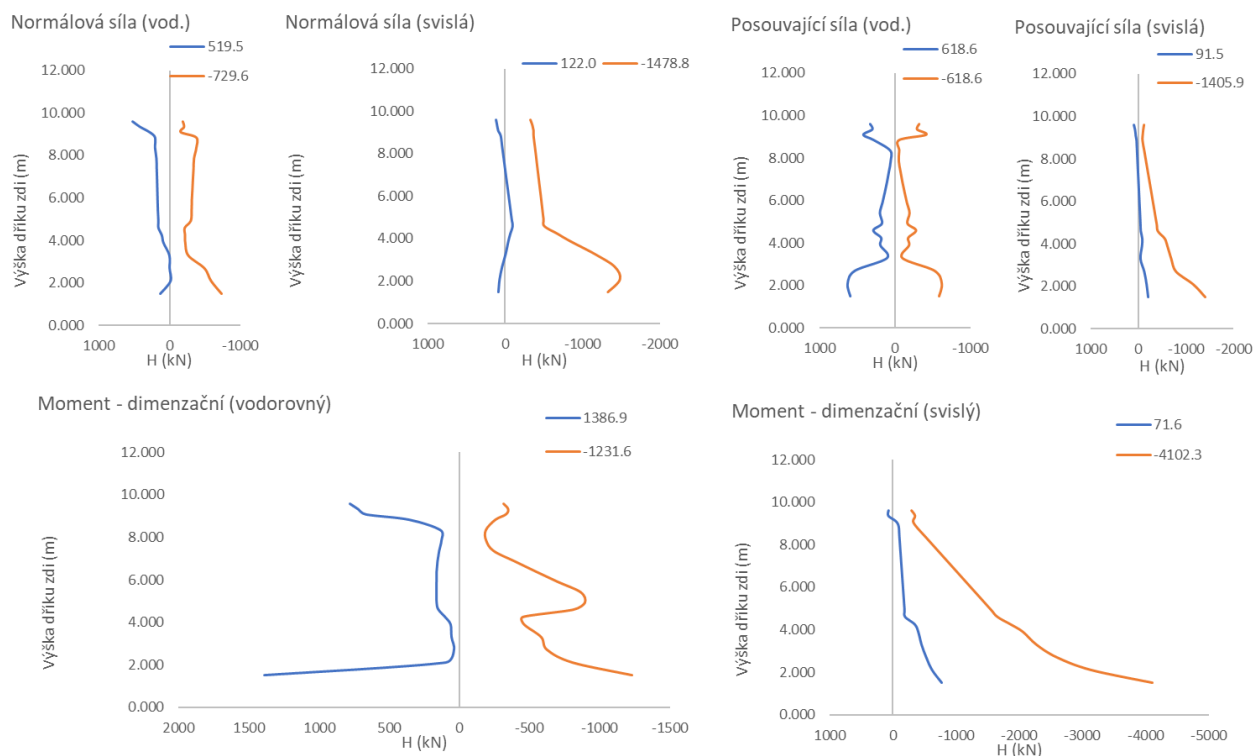
Pro návrh výztuže jsou spočteny dimenzační hodnoty momentů, v obálkách vnitřních sil je tedy patrný vliv kroutících momentů a smykové deformace, zejména s ohledem na změny tloušťky průřezu.

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

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

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)
$F_{x,max}$	520	-186	-77	-16	-98	-129
$F_{x,min}$	-730	-575	426	-1012	-375	-3527
$F_{y,max}$	160	122	-74	-90	280	-218
$F_{y,min}$	-562	-1479	619	-1147	-632	-2989
$V_{x,max}$	-562	-1479	619	-1147	-632	-2989
$V_{x,min}$	-562	-1479	-619	-1147	-632	-2989
$V_{y,max}$	41	-303	214	92	-70	-15
$V_{y,min}$	-397	-1267	-429	-1406	-95	-4097
$M_{x,max}$	-73	-351	91	-886	1387	-3316
$M_{x,min}$	-99	-153	0	-329	-1232	-1143
$M_{y,max}$	293	-243	-9	46	-171	72
$M_{y,min}$	-403	-1323	-347	-1395	72	-4102

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

	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>141</b>	-1	0	-3	148	-7
$F_{x,min}$	<b>-259</b>	-101	-135	-344	105	-1293
$F_{y,max}$	-134	<b>25</b>	0	-328	56	-1250
$F_{y,min}$	-191	<b>-344</b>	-181	-361	-173	-1005
$V_{x,max}$	-191	-344	<b>181</b>	-361	-173	-1005
$V_{x,min}$	-191	-344	<b>-181</b>	-361	-173	-1005
$V_{y,max}$	7	-1	-6	<b>0</b>	16	-1
$V_{y,min}$	-153	-279	-111	<b>-428</b>	98	-1348
$M_{x,max}$	141	-1	0	-3	<b>148</b>	-7
$M_{x,min}$	56	-26	83	-145	<b>-277</b>	-583
$M_{y,max}$	7	-1	-6	0	16	<b>-1</b>
$M_{y,min}$	-153	-279	-111	-428	98	<b>-1348</b>

	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>383</b>	-186	-77	-13	-241	-123
$F_{x,min}$	<b>-479</b>	-477	294	-680	-402	-2275
$F_{y,max}$	160	<b>122</b>	-74	-90	280	-218
$F_{y,min}$	-335	<b>-1095</b>	418	-719	-457	-1763
$V_{x,max}$	-397	-749	<b>446</b>	-792	-416	-2396
$V_{x,min}$	-397	-749	<b>-446</b>	-792	-416	-2396
$V_{y,max}$	41	-303	214	<b>92</b>	-70	-15
$V_{y,min}$	-276	-935	-338	<b>-902</b>	-184	-2454
$M_{x,max}$	57	-375	91	-568	<b>1332</b>	-2106
$M_{x,min}$	-121	-165	-137	-339	<b>-1238</b>	-1237
$M_{y,max}$	280	-245	11	51	-182	<b>66</b>
$M_{y,min}$	-286	-1025	-202	-885	-128	<b>-2497</b>

#### Návrh a posouzení výztuže dříku:

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

#### Dřík zdi – pata dříku, ohybová rubová výztuž

výška průřezu v patě dříku	$h =$	1.4	m		
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	<b>2x28</b>	mm		
	$a =$	<b>150</b>	mm		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	<b>2x20</b>	mm		
	$a =$	<b>150</b>	mm		
Únosnost průřezu v ohybu svislé výztuže:	$M_{Rd} =$	<b>4375</b>	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	<b>vyhoví</b>
Únosnost průřezu v ohybu vodorovné výztuže:	$M_{Rd} =$	<b>2348</b>	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	<b>vyhoví</b>

#### Dřík zdi – změna tloušťky dříku, ohybová rubová výztuž

výška průřezu	$h =$	0.85	m		
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	<b>2x25</b>	mm		
	$a =$	<b>150</b>	mm		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	<b>2x20</b>	mm		
	$a =$	<b>150</b>	mm		
Únosnost průřezu v ohybu svislé výztuže:	$M_{Rd} =$	<b>1974</b>	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	<b>vyhoví</b>
Únosnost průřezu v ohybu vodorovné výztuže:	$M_{Rd} =$	<b>1347</b>	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	<b>vyhoví</b>

#### Statický výpočet

**Dřík zdi – pata dříku, ohybová výztuž v líci**

výška průřezu v patě dříku	$h =$	1.4	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 svislé výztuže:	$M_{Rd} =$	1413	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$		vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu vodorovné výztuže:	$M_{Rd} =$	1849	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$		vyhoví

**Dřík zdi – změna tloušťky dříku, ohybová výztuž v líci**

výška průřezu	$h =$	0.85	m			
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	16	mm			
	$a =$	150	mm			
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	22	mm			
	$a =$	150	mm			
Únosnost průřezu v ohybu svislé výztuže:	$M_{Rd} =$	436	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$		vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu vodorovné výztuže:	$M_{Rd} =$	835	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$		vyhoví

**Dřík zdi – smyková výztuž**

Návrh smykové výztuže				$\phi =$	10	mm				
Průřez č.	h (m)	$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,max}$ (kN)	nutná výztuž OK konstr. výztuž	$d_{sw}$ (m)	n (ks)	s (m)	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Rd,max}$ (kN)	
pata	1.400	586.2	7027.7		0.010	6.7	0.30	2270.71	4329.24	vyhoví
změna tl.	0.850	445.9	4123.7		0.010	3.3	0.30	662.62	2526.75	vyhoví
konstr.	0.850	328.5	4131.6		0.010	3.3	0.30	663.90	2531.67	vyhoví

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

**Zatížitelnost**

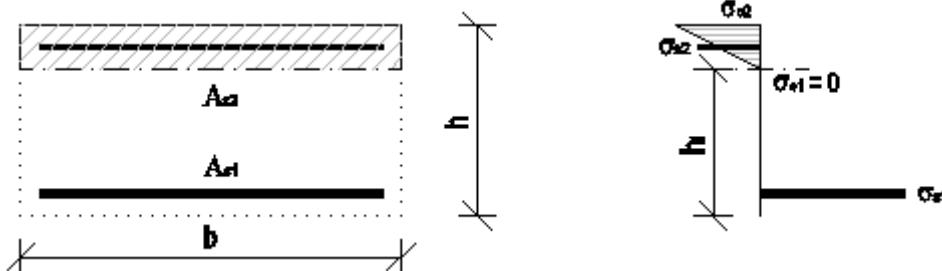
Maximální záporný moment v patě dříku od LM71			
svislý	$M_{Ed,LM71} =$	1348	kNm/m
vodorovný	$M_{Ed,LM71} =$	277	kNm/m
Maximální záporný moment v zm. tl dříku od LM71			
svislý	$M_{Ed,LM71} =$	583	kNm/m
vodorovný	$M_{Ed,LM71} =$	277	kNm/m
Maximální posouvající síla v patě dříku od LM71	$V_{Ed,LM71} =$	428	kN
Maximální posouvající síla v zm. tl. dříku od LM71	$V_{Ed,LM71} =$	159	kN
Maximální záporný moment v patě dříku od ost.zat.			
svislý	$M_{Ed,LM71} =$	2497	kNm/m
vodorovný	$M_{Ed,LM71} =$	1238	kNm/m
Maximální záporný moment v zm. tl dříku od ost.zat			
svislý	$M_{Ed,LM71} =$	956	kNm/m
vodorovný	$M_{Ed,LM71} =$	576	kNm/m
Maximální posouvající síla v patě dříku od ost.zat	$V_{Ed,LM71} =$	902	kN
Maximální posouvající síla v zm. tl. dříku od ost.zat	$V_{Ed,LM71} =$	315	kN

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

Pro svislou výztuž v rubu, v patě dříku	$Z_{LM71} =$	1,39
Pro vodorovnou výztuž v rubu, v patě dříku	$Z_{LM71} =$	4,01
Pro svislou výztuž v rubu, v zm. tl. dříku	$Z_{LM71} =$	1,74
Pro vodorovnou výztuž v rubu, v zm. tl. dříku	$Z_{LM71} =$	2,78
Pro smykovou výztuž, v patě dříku	$Z_{LM71} =$	3,19
Pro smykovou výztuž, v zm. tl. dříku	$Z_{LM71} =$	2,18

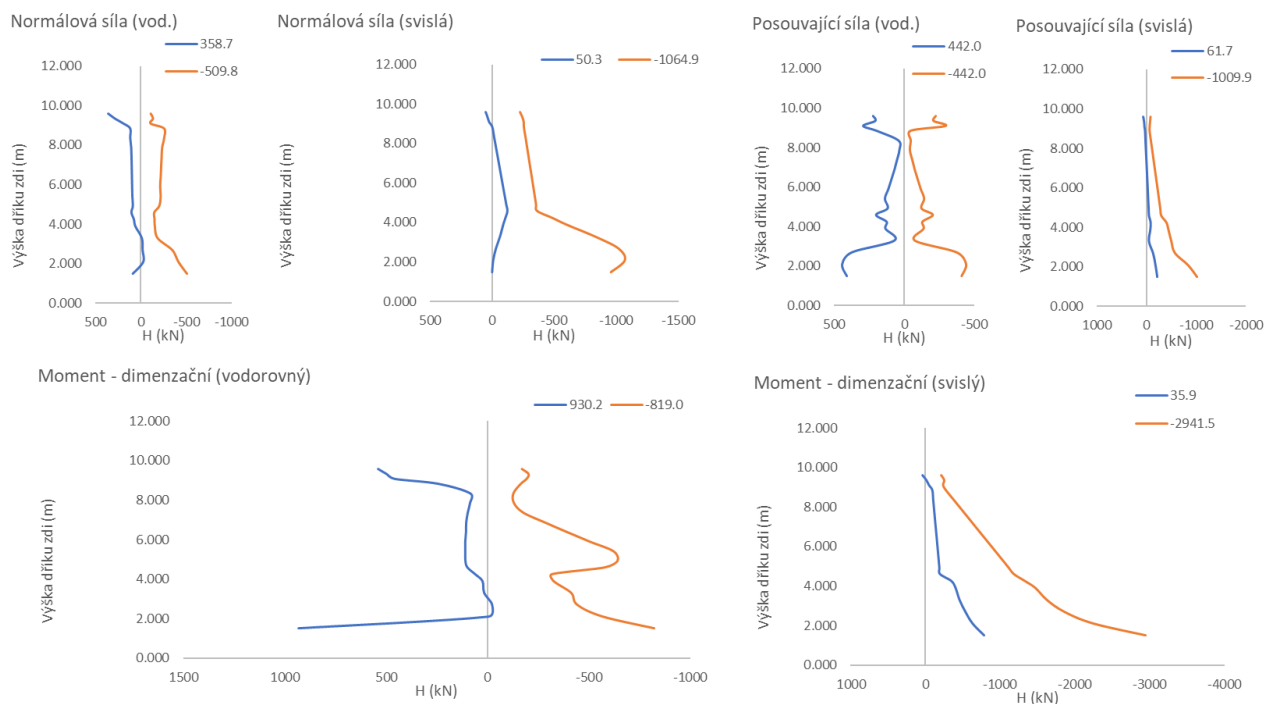
### 11.8. Výztuž dříku zdi v MSP

Pro posouzení jsou uvažovány stejné vstupní parametry jako v MSÚ. Posouzení je provedeno pro průřez s trhlinou, za vyloučeného působení betonu v tahu.



Posouzení je provedeno pro extrémní hodnoty charakteristických dimenzačních momentů svislé výztuže na rubu konstrukce, od charakteristické kombinace zatížení. Kvazistálá kombinace zatížení se neposuzuje, protože z hlediska vzniku a šířky trhliny bude v tomto místě konstrukce opatřena izolací a z hlediska lineárního nebo nelineárního dotvarování není tento vliv na konstrukci významný.

Celkové obálky vnitřních sil v MSP 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)
$F_{x,max}$	359	-137	-53	-11	-47	-92
$F_{x,min}$	-510	-427	302	-727	-250	-2535
$F_{y,max}$	102	50	-32	-59	226	-166
$F_{y,min}$	-401	-1065	442	-823	-450	-2139
$V_{x,max}$	-401	-1065	442	-823	-450	-2139
$V_{x,min}$	-401	-1065	-442	-823	-450	-2139
$V_{y,max}$	25	-216	148	62	-36	-15
$V_{y,min}$	-276	-916	-300	-1010	-65	-2938
$M_{x,max}$	-54	-256	63	-641	930	-2388
$M_{x,min}$	-59	-173	0	-315	-819	-1100
$M_{y,max}$	40	-182	207	44	-40	36
$M_{y,min}$	-280	-953	-245	-1003	58	-2941

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

	F <sub>x</sub> (kN/m)	F <sub>y</sub> (kN/m)	V <sub>x</sub> (kN/m)	V <sub>y</sub> (kN/m)	M <sub>x</sub> (kNm/m)	M <sub>y</sub> (kNm/m)
F <sub>x,max</sub>	97	-1	0	-2	102	-5
F <sub>x,min</sub>	-179	-70	-93	-237	72	-892
F <sub>y,max</sub>	-93	17	0	-226	38	-862
F <sub>y,min</sub>	-132	-237	-125	-249	-119	-693
V <sub>x,max</sub>	-132	-237	125	-249	-119	-693
V <sub>x,min</sub>	-132	-237	-125	-249	-119	-693
V <sub>y,max</sub>	5	0	-4	0	11	-1
V <sub>y,min</sub>	-106	-192	-77	-295	68	-930
M <sub>x,max</sub>	97	-1	0	-2	102	-5
M <sub>x,min</sub>	39	-18	57	-100	-191	-402
M <sub>y,max</sub>	5	0	-4	0	11	-1
M <sub>y,min</sub>	-106	-192	-77	-295	68	-930

	F <sub>x</sub> (kN/m)	F <sub>y</sub> (kN/m)	V <sub>x</sub> (kN/m)	V <sub>y</sub> (kN/m)	M <sub>x</sub> (kNm/m)	M <sub>y</sub> (kNm/m)
F <sub>x,max</sub>	265	-137	-53	-9	-145	-88
F <sub>x,min</sub>	-337	-359	212	-498	-269	-1672
F <sub>y,max</sub>	102	50	-32	-59	226	-166
F <sub>y,min</sub>	-245	-799	303	-527	-329	-1293
V <sub>x,max</sub>	-281	-554	314	-580	-280	-1760
V <sub>x,min</sub>	-281	-554	-314	-580	-280	-1760
V <sub>y,max</sub>	25	-216	148	62	-36	-15
V <sub>y,min</sub>	-191	-687	-236	-662	-115	-1795
M <sub>x,max</sub>	36	-273	63	-422	892	-1553
M <sub>x,min</sub>	-77	-181	-99	-322	-825	-1166
M <sub>y,max</sub>	33	-183	203	45	-52	32
M <sub>y,min</sub>	-198	-747	-145	-651	-78	-1824

### Posouzení průřezu

Posouzení pro záporný moment v patě dířku:

$$\sigma_c = -14.4 \text{ MPa} \quad 1.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 291.0 \text{ MPa} \quad 1.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

Posouzení pro záporný moment v zm. tl. dířku:

$$\sigma_c = -15.1 \text{ MPa} \quad 1.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 252.6 \text{ MPa} \quad 1.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

### Zatížitelnost

Maximální záporný moment v patě dířku od LM71

Napětí v betonu

$$\sigma_{Ed,LM71} = -4,6 \text{ MPa}$$

Napětí ve výztuži

$$\sigma_{Ed,LM71} = 92,0 \text{ MPa}$$

Maximální záporný moment v zm. tl. dířku od LM71

Napětí v betonu

$$\sigma_{Ed,LM71} = -6,1 \text{ MPa}$$

Napětí ve výztuži

$$\sigma_{Ed,LM71} = 86,2 \text{ MPa}$$

Maximální záporný moment v patě dířku od ost. zat.

Napětí v betonu

$$\sigma_{Ed,LM71} = -8,9 \text{ MPa}$$

Napětí ve výztuži

$$\sigma_{Ed,LM71} = 180,4 \text{ MPa}$$

Maximální záporný moment v zm. tl. dířku od ost. zat.

Napětí v betonu

$$\sigma_{Ed,LM71} = -8,9 \text{ MPa}$$

Napětí ve výztuži

$$\sigma_{Ed,LM71} = 149,2 \text{ MPa}$$

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

Pro svislou výztuž v rubu, v patě dířku

$$Z_{LM71} = 1,98$$

Pro svislou výztuž v rubu, v zm. tl. dířku

$$Z_{LM71} = 1,76$$

## 11.9. Výztuž římsové konzoly

Vnitřní síly v MSU:

Podélný moment	$m_{Ed,y} = 189$	KNm/m
Příčný moment	$m_{Ed,x} = 423$	KNm/m
Posouvající síla	$v_{Ed,max} = 260$	KNm/m

Materiál:

viz posouzení dřívku

výška průřezu  $h = 0.65$  m

Ohyb

Návrh svislé ohybové výztuže  $\phi = 16$  mm

$a = 150$  mm

Návrh vodorovné ohybové výztuže  $\phi = 20$  mm

$a = 150$  mm

Únosnost průřezu v ohybu svislé výztuže:  $M_{Rd} = 321$  kNm/m

$M_{Ed} < M_{Rd}$  **vyhoví**

Únosnost průřezu v ohybu vodorovné výztuže:  $M_{Rd} = 512$  kNm/m

$M_{Ed} < M_{Rd}$  **vyhoví**

Smyk

Návrh smykové výztuže  $\phi = 10$  mm

Průřez č.	h (m)	$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,max}$ (kN)
vetknutí	0.650	224.3	3099.4
konstr.	0.650	224.3	3099.4

nutná výztuž

konstr. výztuž

$d_{sw}$ (m)	n (ks)	s (m)	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Rd,max}$ (kN)
0.010	3.3	0.30	495.89	1890.97
0.010	3.3	0.30	495.89	1890.97

vyhoví

vyhoví

## 11.10. Deformace konstrukce

### 11.10.1. Sedání pilot

Sednutí pilot je posouzeno v patě pilot, odečtením z výpočetního modelu. Pomocné výpočty z programu GEO jsou přílohou statického výpočtu. V ČR je maximální přijatelné sedání pilot 25 mm.

Maximální sednutí předních pilot  $s = 11,2$  mm < 25 mm **vyhoví**

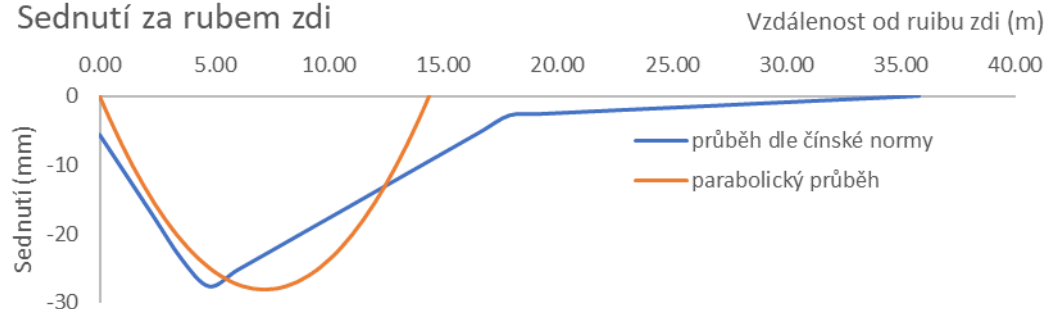
Maximální sednutí zadních pilot  $s = 6,6$  mm < 25 mm **vyhoví**

### 11.10.2. Vodorovná deformace zdi

Protože zeď je poměrně vysoká, je nutné posoudit vliv maximální vodorovné deformace, jejímž důsledkem je i sednutí terénu za rubem konstrukce. Pro deformace je uvažován vliv změny tuhosti vlivem vzniku trhlin.

výška zdi (od základové spáry, bez římsové části)	$H = 8.95$	m
délka konstrukce v zemině (pod dnem výkopu – délka pilot)	$D = 16,0$	m
maximální vodorovná deformace od nahodilého zatížení (hlava)	$d_{h,h} = 72,4$	mm
maximální vodorovná deformace od nahodilého zatížení (pata)	$d_{h,p} = 8.8$	mm
maximální vodorovná deformace od nahodilého zatížení (po výšce zdi)	$\Delta d_h = 56,0$	mm
mobilizace aktivního zemního tlaku (min. 2mm/m)	ANO	
maximální dovolená deformace od nahodilého zatížení (po výšce zdi)	$\Delta d_h < H/100$	<b>vyhoví</b>

#### Sednutí za rubem zdi

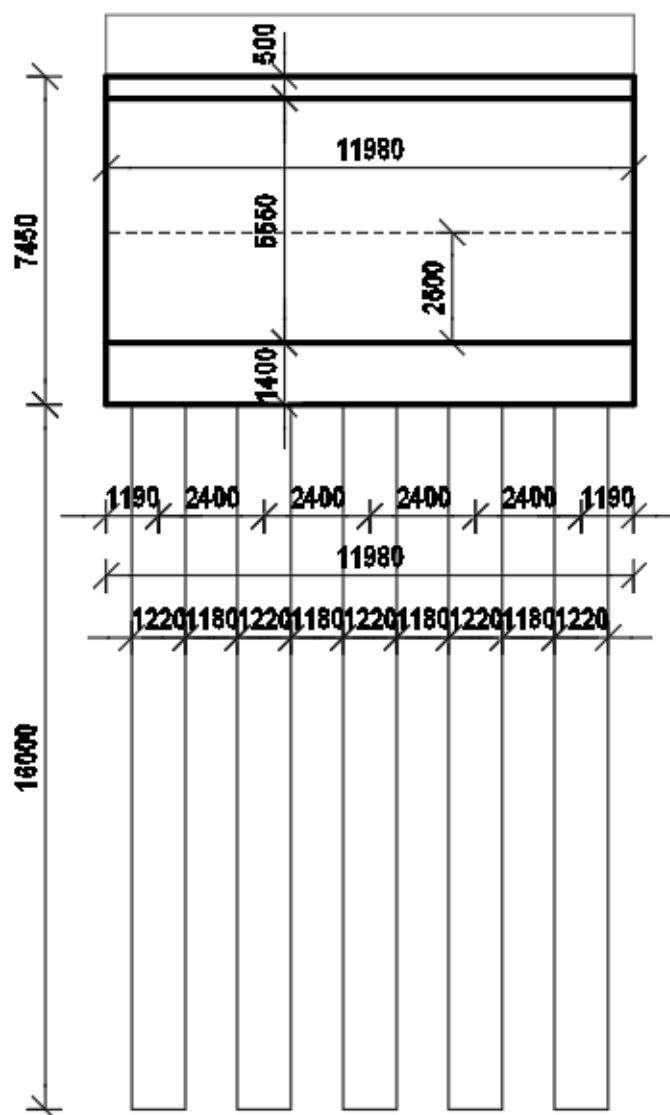


U koleje se předpokládá provedení 3. podbití, přičemž to poslední proběhne cca po šestiměsíčním provozu na trati. Provedením podbití bude tedy eliminována většina sednutí za rubem opěry, přičemž zbývající nerovnoměrné sednutí pod kolejí bude již zanedbatelné.

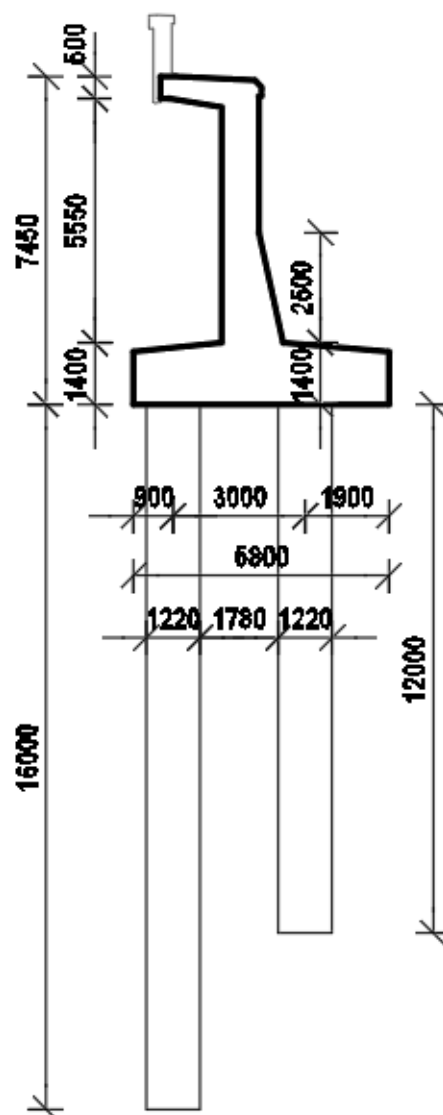
## 12. NÍZKÝ DILATAČNÍ CELEK VÝŠKY 7,45 M, BEZ ELIPTICKÉHO PRVKU

### 12.1. Schéma idealizovaného dilatačního celku

ČELNÍ POHLED

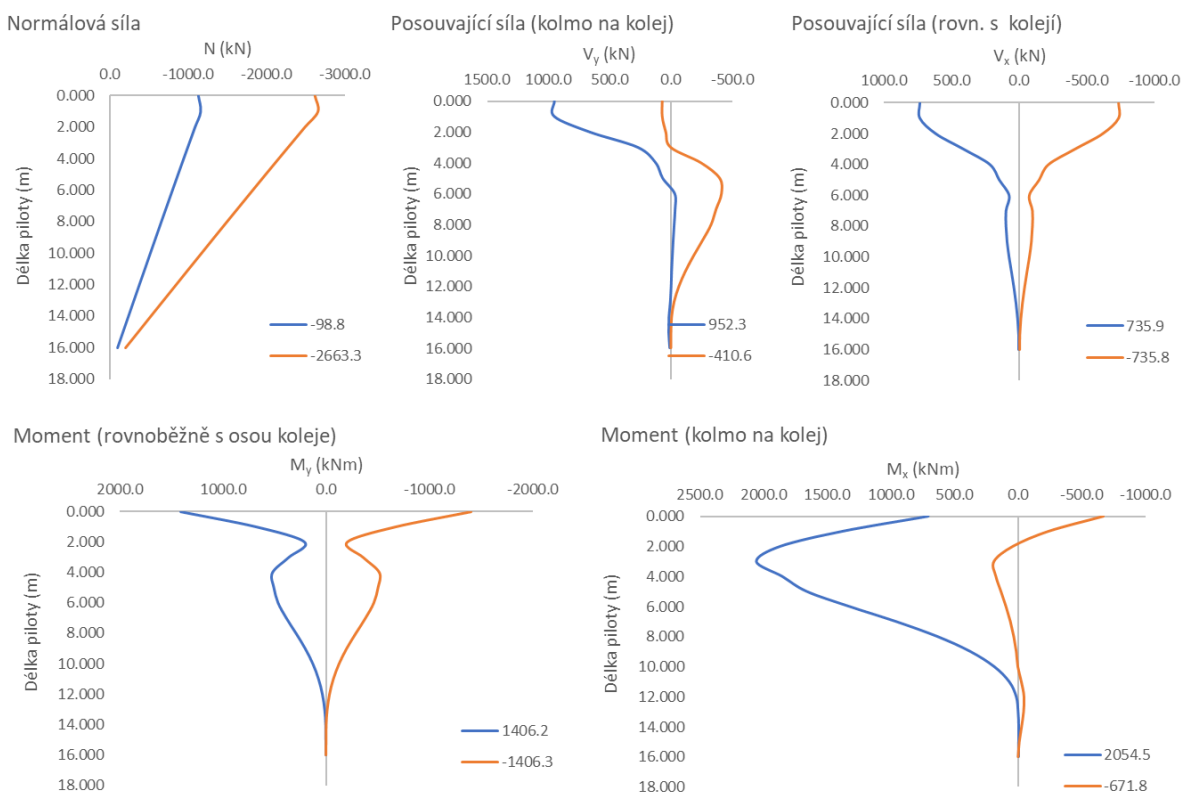


PŘÍČNÝ ŘEZ



## 12.2. Posouzení výztuže pilot – přední 16 m piloty

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



	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>x</sub> (kNm)
<b>N<sub>max</sub></b>	<b>-99</b>	1	0	0	0
<b>N<sub>min</sub></b>	<b>-2663</b>	758	9	-13	1240
<b>V<sub>y,max</sub></b>	-2587	<b>952</b>	-6	20	1144
<b>V<sub>y,min</sub></b>	-1771	<b>-411</b>	-2	-3	1046
<b>V<sub>z,max</sub></b>	-2438	638	<b>736</b>	-670	1238
<b>V<sub>z,min</sub></b>	-2438	638	<b>-736</b>	670	1238
<b>M<sub>y,max</sub></b>	-2401	638	-735	<b>1406</b>	600
<b>M<sub>y,min</sub></b>	-2401	638	735	<b>-1406</b>	600
<b>M<sub>z,max</sub></b>	-2255	215	-10	8	<b>2055</b>
<b>M<sub>z,min</sub></b>	-1558	432	-71	168	<b>-672</b>

Obálky vnitřních sil v MSÚ z výpočetních modelů s uvažáním horní a dolní meze tuhosti založení, pro výpočet zatížitelnosti, tedy od svislého zatížení LM71 a od Ostatních zatížení:

	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>x</sub> (kNm)
<b>N<sub>max</sub></b>	<b>-12</b>	1	0	0	0
<b>N<sub>min</sub></b>	<b>-549</b>	265	-1	1	637
<b>V<sub>y,max</sub></b>	-531	<b>281</b>	1	-3	675
<b>V<sub>y,min</sub></b>	-396	<b>-177</b>	0	0	566
<b>V<sub>z,max</sub></b>	-531	281	<b>1</b>	-3	675
<b>V<sub>z,min</sub></b>	-531	281	<b>-1</b>	3	675
<b>M<sub>y,max</sub></b>	-531	281	-1	<b>4</b>	394
<b>M<sub>y,min</sub></b>	-531	281	1	<b>-4</b>	394
<b>M<sub>z,max</sub></b>	-463	16	-1	0	<b>867</b>
<b>M<sub>z,min</sub></b>	-164	-8	0	0	<b>-22</b>

	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>x</sub> (kNm)
<b>N<sub>max</sub></b>	<b>-99</b>	1	0	0	0
<b>N<sub>min</sub></b>	<b>-2006</b>	436	7	-11	474
<b>V<sub>y,max</sub></b>	-1935	<b>666</b>	-91	102	255
<b>V<sub>y,min</sub></b>	-1333	<b>-206</b>	14	-100	593
<b>V<sub>z,max</sub></b>	-1885	366	<b>735</b>	-1402	219
<b>V<sub>z,min</sub></b>	-1925	366	<b>-735</b>	667	585
<b>M<sub>y,max</sub></b>	-1887	366	-734	<b>1402</b>	219
<b>M<sub>y,min</sub></b>	-1887	366	734	<b>-1402</b>	219
<b>M<sub>z,max</sub></b>	-1694	220	-105	-69	<b>1024</b>
<b>M<sub>z,min</sub></b>	-1558	432	-71	168	<b>-672</b>

Vyhodnocení únosnosti pilot:

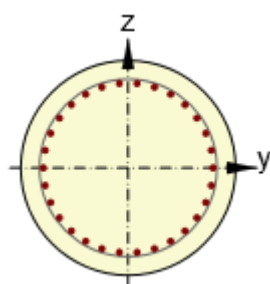
Maximální tlaková síla v pilotě

$$N_{\min} < n_g \cdot R_{c,\min} = 4319,2 \text{ kN/pilotu}$$

vyhovíNávrh a posouzení výztuže pilot:

S ohledem na geologické podmínky není, na stranu bezpečnou, uvaženo pro posouzení výztuže pilot vliv tlakové normálové síly. Tím je uvažována přijatelná rezerva v návrhu, s ohledem na nejistoty výpočetního modelu při vystižení základových podmínek. Protože piloty budou prováděny v měkkých zeminách, bez použití výpažnice po 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

$$D = 1,22 \text{ m}$$

Charakteristická pevnost betonu v tlaku

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

Charakteristická pevnost výztuže

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Tloušťka výpažnice

$$t = 10 \text{ mm}$$

Krytí výztuže k výpažnici

$$c = 70 \text{ mm}$$

Návrh ohybové výztuže

$$\phi = 32 \text{ mm}$$

$$n = 32 \text{ ks}$$

Návrh smykové výztuže

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$a = 50 \text{ mm}$$

Únosnost průřezu v ohybu:

$$M_{Rd} = 4536 \text{ kNm}$$

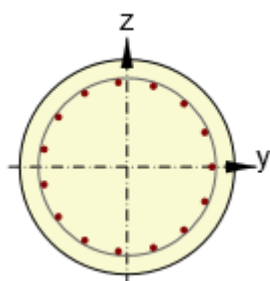
$$M_{Ed} < M_{Rd}$$

**vyhoví**

Únosnost průřezu ve smyku:

$$V_{Rd} = 1987 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

**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 1/5 délky (v 3 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 100 mm

v 1/2 délky (v 8 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 150 mm

v 3/5 délky (v 10 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 250 mm

**Zatížitelnost**

Výsledný ohybový moment od LM71

$$M_{Ed,LM71} = 867 \text{ kNm}$$

Výsledná posouvající síla od LM71

$$V_{Ed,LM71} = 281 \text{ kN}$$

Výsledný ohybový moment od ostatních zatížení

$$M_{Ed,OST} = 1419 \text{ kNm}$$

Výsledná posouvající síla od ostatních zatížení

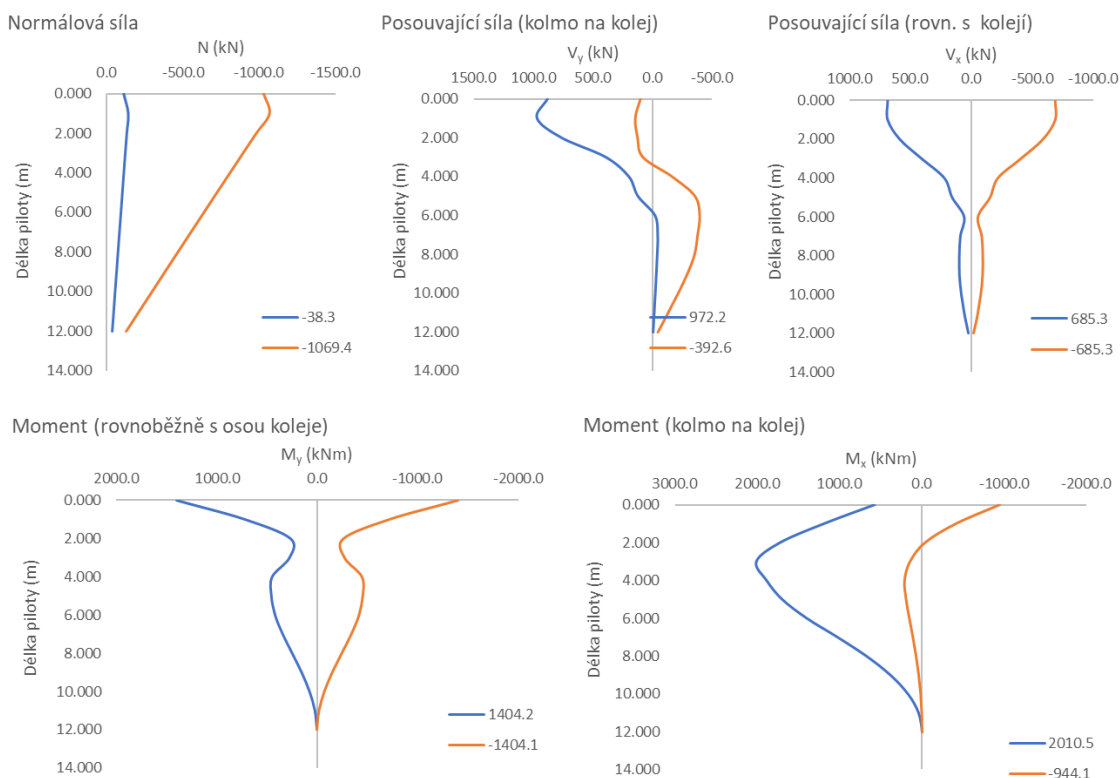
$$V_{Ed,OST} = 821 \text{ kN}$$

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

Pro ohyb  $Z_{LM71} = 3,60$ Pro smyk  $Z_{LM71} = 4,14$

### 12.3. Posouzení výztuže pilot – zadní 12 m piloty

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



	N (kN)	$V_y$ (kN)	$V_x$ (kN)	$M_y$ (kNm)	$M_x$ (kNm)
$N_{max}$	-38	-35	-7	0	0
$N_{min}$	-1069	395	0	0	-199
$V_{y,max}$	-473	972	337	-357	693
$V_{y,min}$	-263	-393	-41	285	1142
$V_{z,max}$	-937	595	685	-718	12
$V_{z,min}$	-937	595	-685	718	12
$M_{y,max}$	-899	536	-685	1404	-555
$M_{y,min}$	-899	537	685	-1404	-556
$M_{z,max}$	-360	314	283	201	2010
$M_{z,min}$	-953	524	344	-710	-944

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

	N (kN)	$V_y$ (kN)	$V_x$ (kN)	$M_y$ (kNm)	$M_x$ (kNm)
$N_{max}$	299	232	-1	3	623
$N_{min}$	6	-2	0	0	0
$V_{y,max}$	281	248	-1	3	663
$V_{y,min}$	186	-163	0	0	559
$V_{z,max}$	281	248	1	-3	663
$V_{z,min}$	281	248	-1	3	663
$M_{y,max}$	281	248	-1	5	415
$M_{y,min}$	281	248	1	-5	415
$M_{z,max}$	234	14	0	0	834
$M_{z,min}$	25	-12	0	0	0

	N (kN)	$V_y$ (kN)	$V_x$ (kN)	$M_y$ (kNm)	$M_x$ (kNm)
$N_{max}$	-68	-21	-9	0	0
$N_{min}$	-1069	395	0	0	-199
$V_{y,max}$	-745	734	337	-356	45
$V_{y,min}$	-385	-213	-75	335	642
$V_{z,max}$	-1002	512	686	-719	-180
$V_{z,min}$	-1002	512	-686	719	-180
$M_{y,max}$	-964	453	-685	1406	-664
$M_{y,min}$	-964	453	685	-1406	-664
$M_{z,max}$	-578	26	171	441	1055
$M_{z,min}$	-953	524	344	-710	-944

Vyhodnocení únosnosti pilot:

Maximální tlaková síla v pilotě

$$N_{\min} < n_g \cdot R_{c,\min} = 3363,0 \text{ kN/pilotu}$$

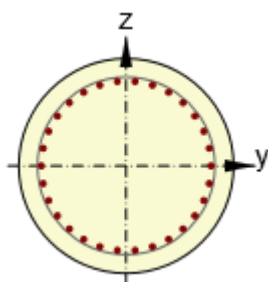
vyhoví

Návrh a posouzení výztuže pilot:

S ohledem na geologické podmínky není, na stranu bezpečnou, uvaženo pro posouzení výztuže pilot vliv tlakové normálové síly. Tím je uvažena přijatelná rezerva v návrhu, s ohledem na nejistoty výpočetního modelu při vystižení základových podmínek. Protože piloty budou prováděny v měkkých zeminách, bez použití výpažnice po 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

$$D = 1,22 \text{ m}$$

Charakteristická pevnost betonu v tlaku

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

Charakteristická pevnost výztuže

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Tloušťka výpažnice

$$t = 10 \text{ mm}$$

Krytí výztuže k výpažnici

$$c = 70 \text{ mm}$$

Návrh ohybové výztuže

$$\phi = 32 \text{ mm}$$

$$n = 32 \text{ ks}$$

Návrh smykové výztuže

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$a = 50 \text{ mm}$$

Únosnost průřezu v ohybu:

$$M_{Rd} = 4536 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} < M_{Rd}$$

**vyhoví**

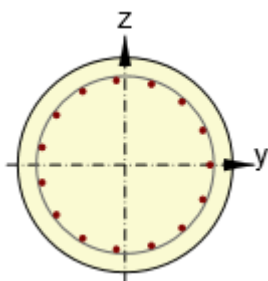
Únosnost průřezu ve smyku:

$$V_{Rd} = 1987 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

**vyhoví**

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



ve 2/3 délky (v 8 m) piloty je možné ukončit polovinu prutů ohybové výztuže  
 v 1/4 délky (v 3 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 100 mm  
 ve 3/5 délky (v 7 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 150 mm  
 ve 4/5 délky (v 10 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 250 mm

**Zatížitelnost**

Výsledný ohybový moment od LM71

$$M_{Ed,LM71} = 834 \text{ kNm}$$

Výsledná posouvající síla od LM71

$$V_{Ed,LM71} = 248 \text{ kN}$$

Výsledný ohybový moment od ostatních zatížení

$$M_{Ed,OST} = 1583 \text{ kNm}$$

Výsledná posouvající síla od ostatních zatížení

$$V_{Ed,OST} = 856 \text{ kN}$$

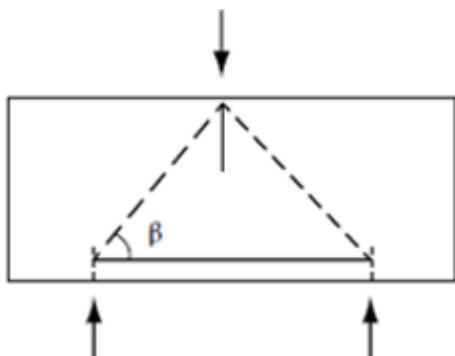
$$Z_{LM71} = \left( R_d - \sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i} \right) / E_{LM71,Ed}$$

Pro ohyb  $Z_{LM71} = 3,54$

Pro smyk  $Z_{LM71} = 4,56$

## 12.4. 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	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)	$N_{Ed,tlak} = N/\sin\beta =$	-4143	kN << $V_{Rd,max}$
Síla v táhlu (tah)	$N_{Ed,tah} = N/\cos\beta =$	3477	kN
Min. požadovaná výztuž - hlavní	$A_{s,min} = N_{Ed,tah}/f_{yd} =$	7996	mm <sup>2</sup>
Návrh hlavní ohybové výztuže	$\phi =$	32	mm
	a =	150	mm
	$A_s =$	12868	mm <sup>2</sup>
Min. požadovaná výztuž - vedlejší	$0,25 \cdot A_{s,min} =$	1999	mm <sup>2</sup>
Návrh smykové výztuže	$\phi =$	16	mm
	a =	150	mm
	$A_s =$	3217	mm <sup>2</sup>

### Zatížitelnost

Maximální dovolená síla v pilotě	$N_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot \cos\beta =$	4286	kN
Maximální normálová síla od LM71	$N_{Ed,LM71} =$	549	kN
Maximální normálová síla od ostatních zatížení	$N_{Ed,OST} =$	2006	kN

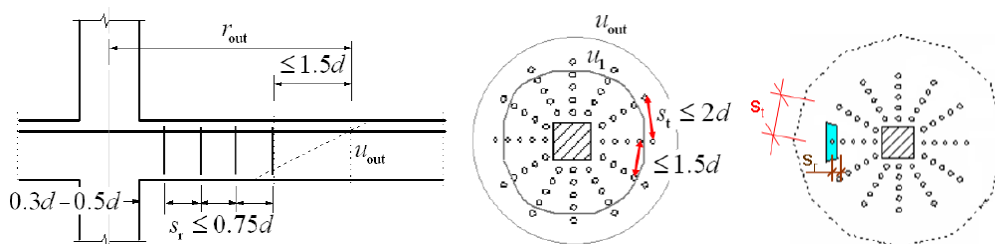
$$Z_{LM71} = \left( R_d - \sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i} \right) / E_{LM71,Ed}$$

Pro spodní výztuž v hlavním směru  $Z_{LM71} = 4,15$

## 12.5. Horní výztuž základu

Protože dřík zdi je vetknutý do základu a v tomto místě mají stejnou pevnostní třídu betonu a tloušťku, bude horní výztuž základu navržena stejná, jako výztuž na rubu paty dříku. Výztuž vyhoví jak pro uvažované krytí výztuže dříku zdi 55 mm, tak pro uvažované krytí výztuže základu zdi 65 mm.

## 12.6. Smyková výztuž základu



### 12.6.1. Výztuž na protlačení předních 16 m pilot:

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

návrhová hodnota smykové síly  $V_{Ed,u0} = 0.827$  MPa <  $V_{Rd} = 3.600$  MPa **vyhoví**

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

návrhová hodnota smykové síly  $V_{Ed,u1} = 0.270$  MPa <  $V_{Rd} = 0.498$  MPa **vyhoví**

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

návrhová hodnota smykové síly  $V_{Ed,u1} > V_{Rd,c} = 0.293$  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  $n = 8$  ks  
 návrhová hodnota smykové síly  $V_{Ed,u} = 0.421$  MPa <  $V_{Rd,cs} = 1.049$  MPa **vyhoví**

#### Zatížitelnost

návrhová hodnota smyk. síly v kontrolním obvodu od LM71  $V_{Ed,LM71} = 0.087$  MPa  
 návrhová hodnota smyk. síly v kontrolním obvodu od ostatních zatížení  $V_{Ed,OST} = 0.317$  MPa

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

Pro výztuž na protlačení  $Z_{LM71} = 8,41$

### 12.6.2. Výztuž na protlačení zadních 12 m pilot:

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

návrhová hodnota smykové síly  $V_{Ed,u0} = 0.332$  MPa <  $V_{Rd} = 3.600$  MPa **vyhoví**

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

návrhová hodnota smykové síly  $V_{Ed,u1} = 0.108$  MPa <  $V_{Rd} = 0.498$  MPa **vyhoví**

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

návrhová hodnota smykové síly  $V_{Ed,u1} < V_{Rd,c} = 0.293$  MPa **konstr. výztuž**

#### Návrh konstrukční smykové výztuže

navržená vzdálenost řad spon za sebou  $s_r = 0.750$  m  
 Návrh ohybové výztuže  $\phi = 16$  mm v počtu  $n = 2$  ks

## 12.7. Výztuž dříku zdi v MSÚ

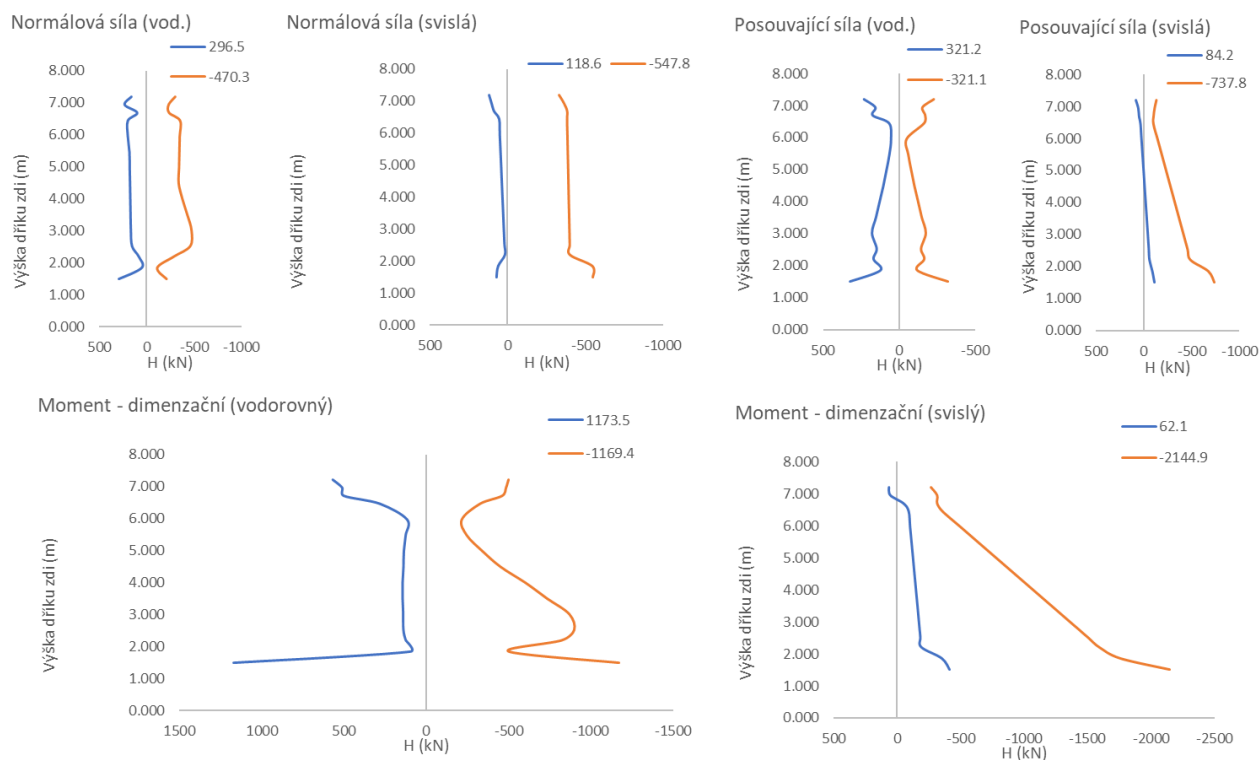
Pro návrh výztuže jsou spočteny dimenzační hodnoty momentů, v obálkách vnitřních sil je tedy patrný vliv kroutících momentů a smykové deformace, zejména s ohledem na změny tloušťky průřezu.

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

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

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

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



	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>297</b>	-459	23	-283	543	-1132
$F_{x,min}$	<b>-470</b>	30	-136	-234	-770	-589
$F_{y,max}$	145	<b>119</b>	-101	-90	238	-205
$F_{y,min}$	-100	<b>-548</b>	-21	-372	-165	-1230
$V_{x,max}$	172	-386	<b>321</b>	-470	304	-1533
$V_{x,min}$	172	-386	<b>-321</b>	-470	304	-1533
$V_{y,max}$	-1	-313	152	<b>84</b>	-174	-53
$V_{y,min}$	-8	-436	-130	<b>-738</b>	-261	-2128
$M_{x,max}$	270	-267	-134	-275	<b>1173</b>	-960
$M_{x,min}$	-116	-192	-94	-501	<b>-1169</b>	-1581
$M_{y,max}$	24	-240	-113	78	-219	<b>62</b>
$M_{y,min}$	-29	-491	71	-729	-201	<b>-2145</b>

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

	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	22	1	0	-13	37	2
$F_{x,min}$	-13	-2	2	-35	-5	-25
$F_{y,max}$	2	2	30	-180	-278	-547
$F_{y,min}$	-5	-3	-10	-110	-47	-88
$V_{x,max}$	-1	2	76	-90	-251	-187
$V_{x,min}$	-1	2	-76	-90	-251	-187
$V_{y,max}$	0	0	3	0	6	-1
$V_{y,min}$	-1	1	3	-253	-29	-694
$M_{x,max}$	19	-1	10	-8	48	-7
$M_{x,min}$	2	2	30	-180	-278	-547
$M_{y,max}$	20	1	-2	-15	39	5
$M_{y,min}$	-1	1	3	-253	-29	-694
	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	298	-458	28	-205	551	-907
$F_{x,min}$	-470	28	-63	-147	-526	-408
$F_{y,max}$	145	119	-101	-90	238	-205
$F_{y,min}$	-100	-548	20	-289	-156	-1000
$V_{x,max}$	201	-381	321	-198	491	-863
$V_{x,min}$	201	-381	-321	-198	491	-863
$V_{y,max}$	-1	-313	152	84	-174	-53
$V_{y,min}$	-57	-455	-196	-446	-335	-1313
$M_{x,max}$	279	-323	-91	-197	1183	-812
$M_{x,min}$	-108	-190	-94	-280	-1150	-940
$M_{y,max}$	20	-240	-114	81	-230	65
$M_{y,min}$	-94	-545	98	-432	-234	-1340

#### Návrh a posouzení výztuže dříku:

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

#### Dřík zdi – pata dříku, ohybová rubová výztuž

výška průřezu v patě dříku	$h =$	1.4	m
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	2x28	mm
	$a =$	150	mm
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	2x20	mm
	$a =$	150	mm
Únosnost průřezu v ohybu svislé výztuže:	$M_{Rd} =$	4375	kNm/m
Únosnost průřezu v ohybu vodorovné výztuže:	$M_{Rd} =$	2348	kNm/m
		$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
		$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví

#### Dřík zdi – změna tloušťky dříku, ohybová rubová výztuž

výška průřezu	$h =$	0.85	m
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	2x25	mm
	$a =$	150	mm
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	2x20	mm
	$a =$	150	mm
Únosnost průřezu v ohybu svislé výztuže:	$M_{Rd} =$	1974	kNm/m
Únosnost průřezu v ohybu vodorovné výztuže:	$M_{Rd} =$	1347	kNm/m
		$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
		$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví

#### Statický výpočet

**Dřík zdi – pata dříku, ohybová výztuž v líci**

výška průřezu v patě dříku	$h =$	1.4	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 svislé výztuže:	$M_{Rd} =$	1413	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$		vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu vodorovné výztuže:	$M_{Rd} =$	1849	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$		vyhoví

**Dřík zdi – změna tloušťky dříku, ohybová výztuž v líci**

výška průřezu	$h =$	0.85	m			
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	16	mm			
	$a =$	150	mm			
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	22	mm			
	$a =$	150	mm			
Únosnost průřezu v ohybu svislé výztuže:	$M_{Rd} =$	436	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$		vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu vodorovné výztuže:	$M_{Rd} =$	835	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$		vyhoví

**Dřík zdi – smyková výztuž**

Návrh smykové výztuže				$\phi =$	10	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)	
pata	1.400	586.2	7027.7	nutná výztuž	0.010	6.7	0.30	2270.71	4329.24	vyhoví
změna tl.	0.850	445.9	4123.7	nutná výztuž	0.010	3.3	0.30	662.62	2526.75	vyhoví
konstr.	0.850	328.5	4131.6	konstr. výztuž	0.010	3.3	0.30	663.90	2531.67	vyhoví

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

**Zatížitelnost**

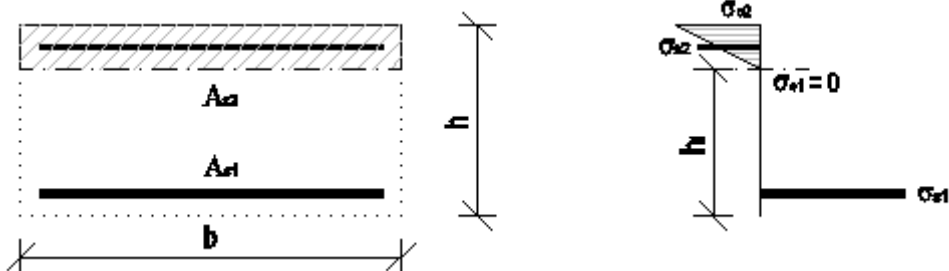
Maximální záporný moment v patě dříku od LM71			
svislý	$M_{Ed,LM71} =$	698	kNm/m
vodorovný	$M_{Ed,LM71} =$	278	kNm/m
Maximální záporný moment v zm. tl dříku od LM71			
svislý	$M_{Ed,LM71} =$	564	kNm/m
vodorovný	$M_{Ed,LM71} =$	278	kNm/m
Maximální posouvající síla v patě dříku od LM71	$V_{Ed,LM71} =$	253	kN
Maximální posouvající síla v zm. tl. dříku od LM71	$V_{Ed,LM71} =$	182	kN
Maximální záporný moment v patě dříku od ost.zat.			
svislý	$M_{Ed,LM71} =$	1340	kNm/m
vodorovný	$M_{Ed,LM71} =$	1150	kNm/m
Maximální záporný moment v zm. tl dříku od ost.zat			
svislý	$M_{Ed,LM71} =$	907	kNm/m
vodorovný	$M_{Ed,LM71} =$	575	kNm/m
Maximální posouvající síla v patě dříku od ost.zat	$V_{Ed,LM71} =$	446	kN
Maximální posouvající síla v zm. tl. dříku od ost.zat	$V_{Ed,LM71} =$	283	kN

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

Pro svislou výztuž v rubu, v patě dříku	$Z_{LM71} =$	4,37
Pro vodorovnou výztuž v rubu, v patě dříku	$Z_{LM71} =$	4,30
Pro svislou výztuž v rubu, v zm. tl. dříku	$Z_{LM71} =$	1,89
Pro vodorovnou výztuž v rubu, v zm. tl. dříku	$Z_{LM71} =$	2,77
Pro smykovou výztuž, v patě dříku	$Z_{LM71} =$	7,21
Pro smykovou výztuž, v zm. tl. dříku	$Z_{LM71} =$	2,08

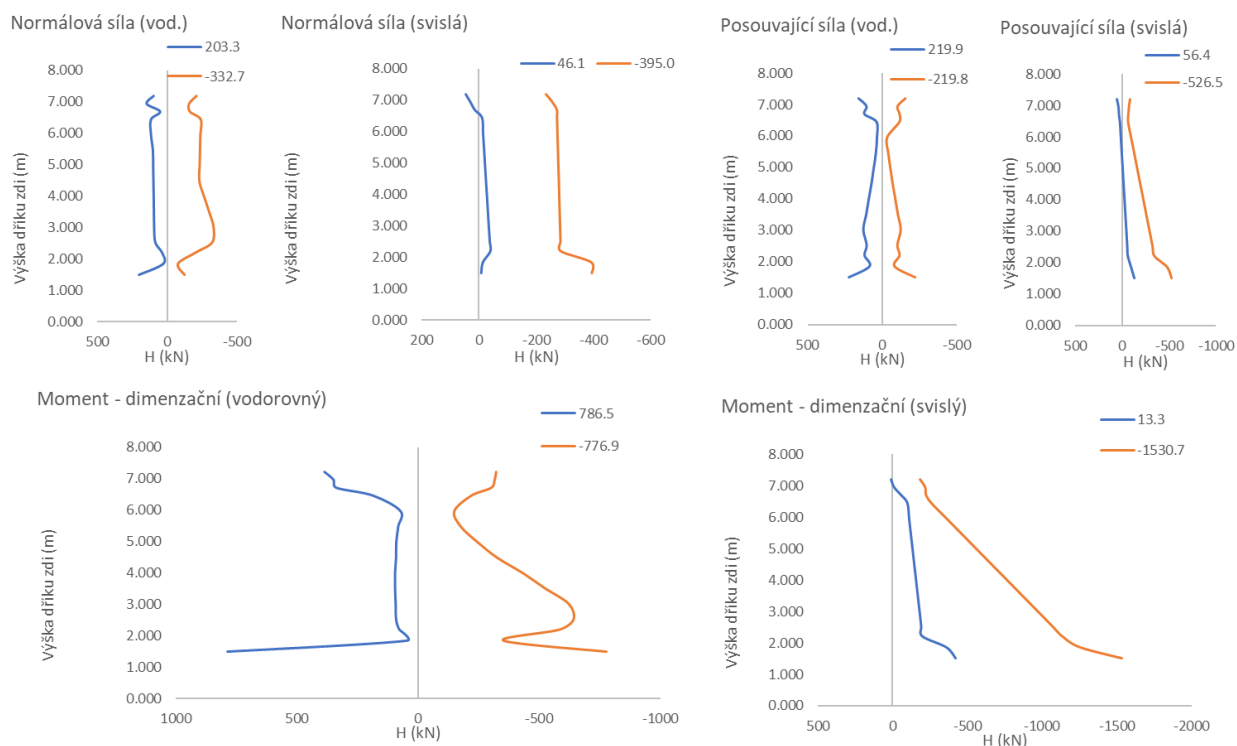
## 12.8. Výztuž dříku zdi v MSP

Pro posouzení jsou uvažovány stejné vstupní parametry jako v MSÚ. Posouzení je provedeno pro průřez s trhlinou, za vyloučeného působení betonu v tahu.



Posouzení je provedeno pro extrémní hodnoty charakteristických dimenzačních momentů svislé výztuže na rubu konstrukce, od charakteristické kombinace zatížení. Kvazistálá kombinace zatížení se neposuzuje, protože z hlediska vzniku a šířky trhliny bude v tomto místě konstrukce opatřena izolací a z hlediska lineárního nebo nelineárního dotvarování není tento vliv na konstrukci významný.

Celkové obálky vnitřních sil v MSP 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)
$F_{x,max}$	203	-328	16	-207	363	-818
$F_{x,min}$	-333	14	-97	-167	-554	-424
$F_{y,max}$	84	46	-63	-60	175	-150
$F_{y,min}$	-62	-395	20	-269	-109	-887
$V_{x,max}$	119	-287	220	-338	206	-1097
$V_{x,min}$	119	-287	-220	-338	206	-1097
$V_{y,max}$	-5	-222	103	56	-110	-42
$V_{y,min}$	0	-321	-84	-527	-176	-1519
$M_{x,max}$	187	-195	-92	-201	786	-699
$M_{x,min}$	-53	-201	-65	-417	-777	-1319
$M_{y,max}$	-1	-191	-150	40	-98	13
$M_{y,min}$	-15	-357	45	-521	-136	-1531

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

	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	15	1	0	-9	26	1
$F_{x,min}$	-9	-1	1	-24	-4	-17
$F_{y,max}$	1	2	20	-124	-192	-377
$F_{y,min}$	-7	-2	2	-28	-5	-26
$V_{x,max}$	0	1	53	-62	-173	-129
$V_{x,min}$	0	1	-53	-62	-173	-129
$V_{y,max}$	0	0	2	0	4	0
$V_{y,min}$	-1	1	2	-174	-20	-478
$M_{x,max}$	13	0	7	-6	33	-5
$M_{x,min}$	1	2	20	-124	-192	-377
$M_{y,max}$	14	0	-2	-10	27	3
$M_{y,min}$	-1	1	2	-174	-20	-478

	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	204	-328	19	-153	368	-663
$F_{x,min}$	-332	13	-46	-107	-386	-299
$F_{y,max}$	84	46	-63	-60	175	-150
$F_{y,min}$	-62	-395	-19	-211	-102	-729
$V_{x,max}$	136	-282	219	-149	329	-632
$V_{x,min}$	136	-282	-219	-149	329	-632
$V_{y,max}$	-5	-222	103	56	-110	-42
$V_{y,min}$	-33	-333	-128	-325	-224	-956
$M_{x,max}$	189	-194	-93	-149	792	-548
$M_{x,min}$	-47	-198	65	-265	-764	-876
$M_{y,max}$	-4	-191	-151	42	-106	15
$M_{y,min}$	-33	-333	128	-324	-224	-956

### Posouzení průřezu

Posouzení pro záporný moment v patě dříku:

$$\sigma_c = -7.5 \text{ MPa} \quad 1.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 151.4 \text{ MPa} \quad 1.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

Posouzení pro záporný moment v zm. tl. dříku:

$$\sigma_c = -14.5 \text{ MPa} \quad 1.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 242.6 \text{ MPa} \quad 1.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

### Zatížitelnost

Maximální záporný moment v patě dříku od LM71

$$\text{Napětí v betonu} \quad \sigma_{Ed,LM71} = -2,3 \text{ MPa}$$

$$\text{Napětí ve výztuži} \quad \sigma_{Ed,LM71} = 47,3 \text{ MPa}$$

Maximální záporný moment v zm. tl. dříku od LM71

$$\text{Napětí v betonu} \quad \sigma_{Ed,LM71} = -5,0 \text{ MPa}$$

$$\text{Napětí ve výztuži} \quad \sigma_{Ed,LM71} = 83,3 \text{ MPa}$$

Maximální záporný moment v patě dříku od ost. zat.

$$\text{Napětí v betonu} \quad \sigma_{Ed,LM71} = -4,7 \text{ MPa}$$

$$\text{Napětí ve výztuži} \quad \sigma_{Ed,LM71} = 94,6 \text{ MPa}$$

Maximální záporný moment v zm. tl. dříku od ost. zat.

$$\text{Napětí v betonu} \quad \sigma_{Ed,LM71} = -8,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Napětí ve výztuži} \quad \sigma_{Ed,LM71} = 141,7 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Pro svislou výztuž v rubu, v patě dříku} \quad Z_{LM71} = 5,67$$

$$\text{Pro svislou výztuž v rubu, v zm. tl. dříku} \quad Z_{LM71} = 1,91$$

### Statický výpočet

## 12.9. Deformace konstrukce

### 12.9.1. Sedání pilot

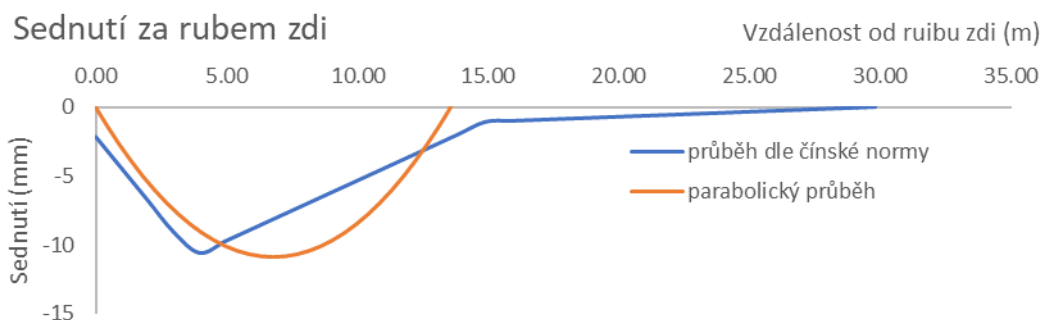
Sednutí pilot je posouzeno v patě pilot, odečtením z výpočetního modelu. Pomocné výpočty z programu GEO jsou přílohou statického výpočtu. V ČR je maximální přijatelné sedání pilot 25 mm.

Maximální sednutí předních pilot	$s =$	8,7 mm	< 25 mm	<u>vyhoví</u>
Maximální sednutí zadních pilot	$s =$	6,4 mm	< 25 mm	<u>vyhoví</u>

### 12.9.2. Vodorovná deformace zdi

Protože zeď je poměrně vysoká, je nutné posoudit vliv maximální vodorovné deformace, jejímž důsledkem je i sednutí terénu za rubem konstrukce. Pro deformace je uvažován vliv změny tuhosti vlivem vzniku trhlin.

výška zdi (od základové spáry, bez římsové části)	$H =$	7,45	m
délka konstrukce v zemině (pod dnem výkopu – délka pilot)	$D =$	16,0	m
maximální vodorovná deformace od nahodilého zatížení (hlava)	$d_{h,h} =$	31,4	mm
maximální vodorovná deformace od nahodilého zatížení (pata)	$d_{h,p} =$	6,0	mm
maximální vodorovná deformace od nahodilého zatížení (po výšce zdi)	$\Delta d_h =$	22,5	mm
mobilizace aktivního zemního tlaku (min. 2mm/m)		ANO	
maximální dovolená deformace od nahodilého zatížení (po výšce zdi)	$\Delta d_h < H/100$		<u>vyhoví</u>

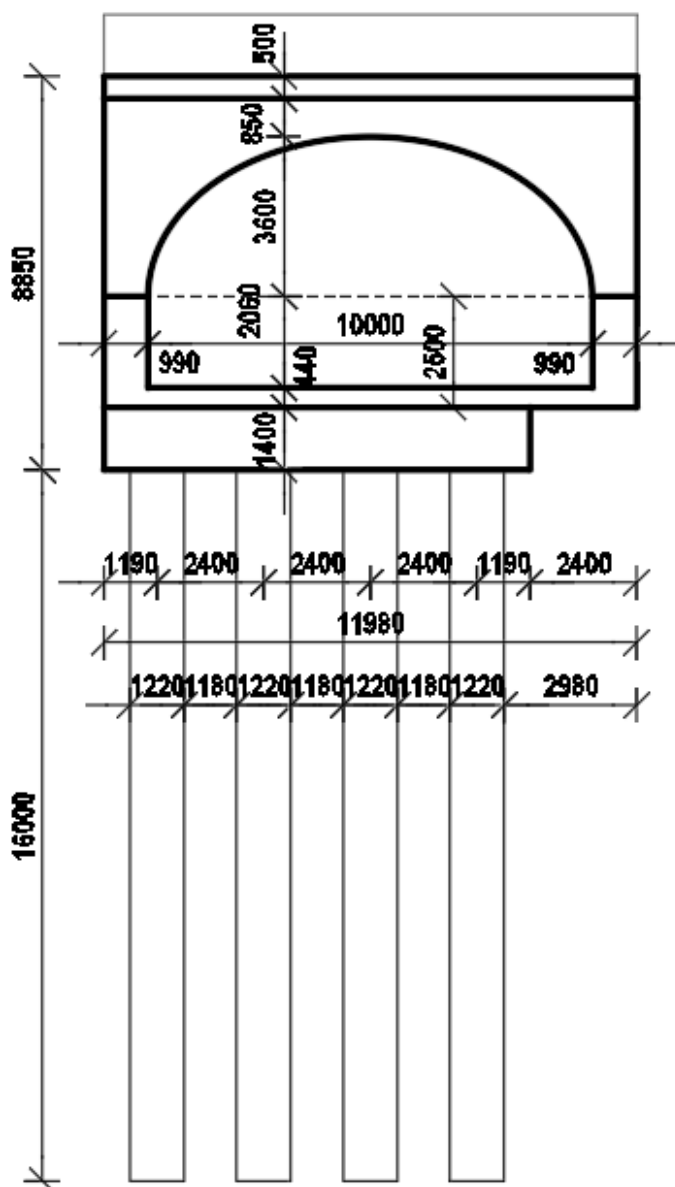


U koleje se předpokládá provedení 3. podbití, přičemž to poslední proběhne cca po šestiměsíčním provozu na trati. Provedením podbití bude tedy eliminována většina sednutí za rubem opěry, přičemž zbývající nerovnoměrné sednutí pod kolejí bude již zanedbatelné.

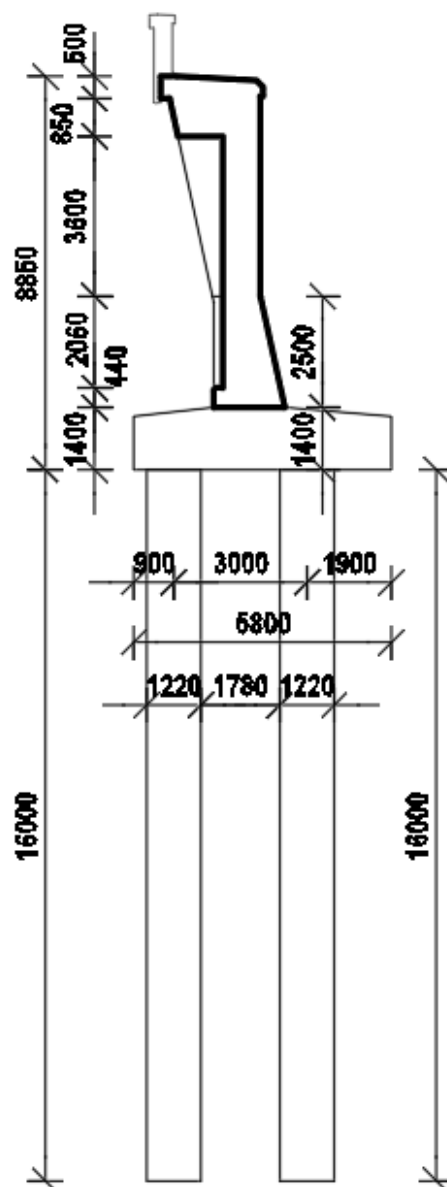
### 13. DILATAČNÍ CELEK VÝŠKY 8,85 M, S ELIPTICKÝM PRVKEM A OSLABENÝM ZALOŽENÍM V MÍSTĚ PRŮBĚHU INŽENÝRSKÝCH SÍTÍ

#### 13.1. Schéma idealizovaného dilatačního celku

ČELNÍ POHLED



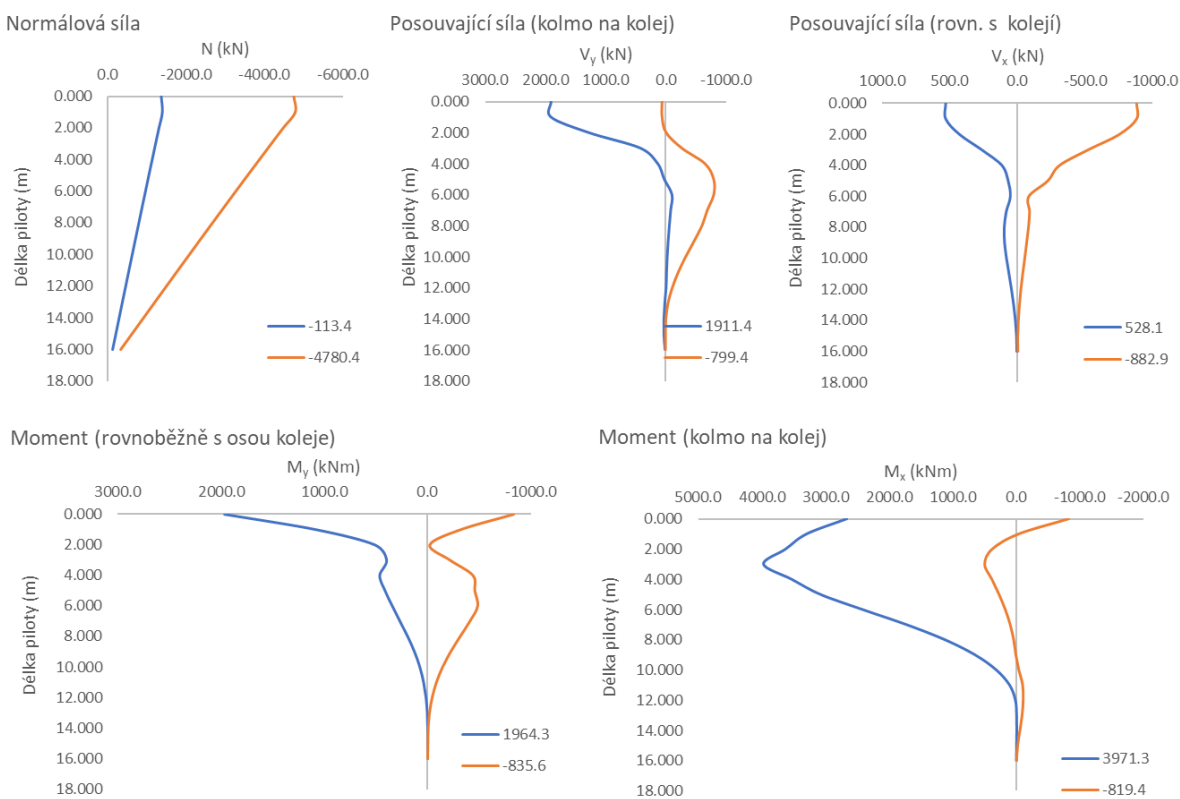
PŘÍČNÝ ŘEZ



POZN: Pro posouzení byl vybrán nepříznivější ze dvou dilatačních celků s oslabeným založením, a to s oslabením v místě krajní piloty. Oslabením v místě vnitřní piloty dojde k rovnoměrnějšímu přerozdělení vnitřních sil v konstrukci.

### 13.2. Posouzení výztuže pilot – přední 16 m piloty

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



	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>x</sub> (kNm)
<b>N<sub>max</sub></b>	<b>-113</b>	3	1	0	0
<b>N<sub>min</sub></b>	<b>-4780</b>	1734	-483	826	2159
<b>V<sub>y,max</sub></b>	-4680	<b>1911</b>	-285	542	2295
<b>V<sub>y,min</sub></b>	-3196	<b>-799</b>	-14	-82	1937
<b>V<sub>z,max</sub></b>	-1971	136	<b>528</b>	-285	721
<b>V<sub>z,min</sub></b>	-4456	1515	<b>-883</b>	1080	2272
<b>M<sub>y,max</sub></b>	-4423	1515	-883	<b>1964</b>	757
<b>M<sub>y,min</sub></b>	-1865	136	528	<b>-836</b>	558
<b>M<sub>z,max</sub></b>	-4081	393	-198	86	<b>3971</b>
<b>M<sub>z,min</sub></b>	-2844	811	-4	211	<b>-819</b>

Obálky vnitřních sil v MSÚ z výpočetních modelů s uvažáním horní a dolní meze tuhosti založení, pro výpočet zatížitelnosti, tedy od svislého zatížení LM71 a od Ostatních zatížení:

	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>x</sub> (kNm)
<b>N<sub>max</sub></b>	<b>-17</b>	2	0	0	0
<b>N<sub>min</sub></b>	<b>-957</b>	523	-82	119	1086
<b>V<sub>y,max</sub></b>	-933	<b>552</b>	-89	108	1175
<b>V<sub>y,min</sub></b>	-693	<b>-322</b>	-2	-46	988
<b>V<sub>z,max</sub></b>	-531	-212	<b>11</b>	-37	361
<b>V<sub>z,min</sub></b>	-933	552	<b>-89</b>	108	1175
<b>M<sub>y,max</sub></b>	-957	523	-82	<b>201</b>	563
<b>M<sub>y,min</sub></b>	-651	-268	-3	<b>-57</b>	824
<b>M<sub>z,max</sub></b>	-812	33	-52	-21	<b>1540</b>
<b>M<sub>z,min</sub></b>	-235	-2	2	-1	<b>-45</b>

	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>x</sub> (kNm)
<b>N<sub>max</sub></b>	<b>-113</b>	3	1	0	0
<b>N<sub>min</sub></b>	<b>-3632</b>	1095	-381	681	855
<b>V<sub>y,max</sub></b>	-3545	<b>1293</b>	-37	284	810
<b>V<sub>y,min</sub></b>	-2424	<b>-429</b>	-34	42	1135
<b>V<sub>z,max</sub></b>	-2020	163	<b>537</b>	-287	783
<b>V<sub>z,min</sub></b>	-3553	981	<b>-797</b>	975	1135
<b>M<sub>y,max</sub></b>	-3520	981	-796	<b>1774</b>	154
<b>M<sub>y,min</sub></b>	-1913	163	536	<b>-848</b>	594
<b>M<sub>z,max</sub></b>	-3092	383	-58	176	<b>2117</b>
<b>M<sub>z,min</sub></b>	-2919	851	-18	250	<b>-825</b>

Vyhodnocení únosnosti pilot:

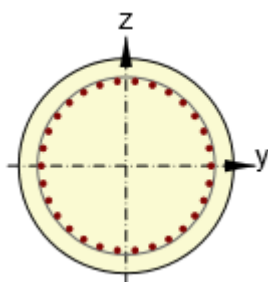
Maximální tlaková síla v pilotě

$$N_{\min} < n_g \cdot R_{c,\min} = 5035,9 \text{ kN/pilotu}$$

vyhovíNávrh a posouzení výztuže pilot:

S ohledem na geologické podmínky není, na stranu bezpečnou, uvaženo pro posouzení výztuže pilot vliv tlakové normálové síly. Tím je uvažována přijatelná rezerva v návrhu, s ohledem na nejistoty výpočetního modelu při vystižení základových podmínek. Protože piloty budou prováděny v měkkých zeminách, bez použití výpažnice po 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

$$D = 1,22 \text{ m}$$

Charakteristická pevnost betonu v tlaku

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

Charakteristická pevnost výztuže

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Tloušťka výpažnice

$$t = 10 \text{ mm}$$

Krytí výztuže k výpažnici

$$c = 70 \text{ mm}$$

Návrh ohybové výztuže

$$\phi = 32 \text{ mm}$$

$$n = 32 \text{ ks}$$

Návrh smykové výztuže

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$a = 50 \text{ mm}$$

Únosnost průřezu v ohybu:

$$M_{Rd} = 4536 \text{ kNm}$$

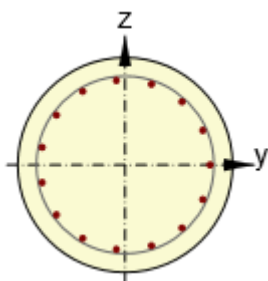
$$M_{Ed} < M_{Rd}$$

**vyhoví**

Únosnost průřezu ve smyku:

$$V_{Rd} = 1987 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

**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 1/5 délky (v 3 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 100 mm

v 1/2 délky (v 8 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 150 mm

v 3/5 délky (v 10 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 250 mm

**Zatížitelnost**

Výsledný ohybový moment od LM71

$$M_{Ed,LM71} = 1553 \text{ kNm}$$

Výsledná posouvající síla od LM71

$$V_{Ed,LM71} = 559 \text{ kN}$$

Výsledný ohybový moment od ostatních zatížení

$$M_{Ed,OST} = 1777 \text{ kNm}$$

Výsledná posouvající síla od ostatních zatížení

$$V_{Ed,OST} = 1294 \text{ kN}$$

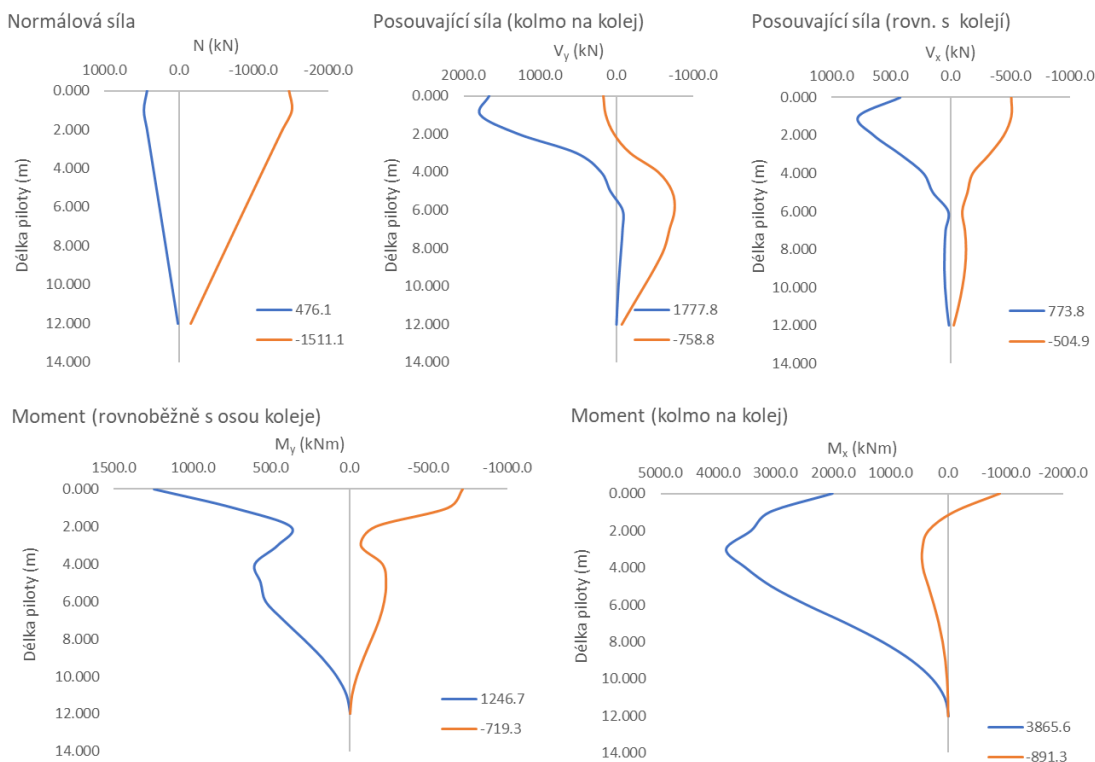
$$Z_{LM71} = \left( R_d - \sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i} \right) / E_{LM71,Ed}$$

Pro ohyb  $Z_{LM71} = 1,87$ Pro smyk  $Z_{LM71} = 1,24$

### 13.3. Posouzení výztuže pilot – zadní 16 m piloty

Původní 12 m piloty byly optimalizovány na 16 m, pro únosnost pilotového založení, ale s ohledem na optimální návrh délky pilot lze pro posouzení 16 m pilot použít vnitřní síly pro 12 m piloty.

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



	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>x</sub> (kNm)
N <sub>max</sub>	<b>476</b>	548	322	-288	2613
N <sub>min</sub>	<b>-1511</b>	730	-124	356	142
V <sub>y,max</sub>	-53	<b>1778</b>	-184	362	2136
V <sub>y,min</sub>	-96	<b>-759</b>	-14	-43	2043
V <sub>z,max</sub>	163	793	<b>774</b>	-622	2546
V <sub>z,min</sub>	-1443	908	<b>-505</b>	742	31
M <sub>y,max</sub>	-1404	844	-505	<b>1247</b>	-846
M <sub>y,min</sub>	96	1007	422	<b>-719</b>	1191
M <sub>z,max</sub>	-120	478	-135	85	<b>3866</b>
M <sub>z,min</sub>	-1320	850	-502	1216	<b>-891</b>

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

	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>x</sub> (kNm)
N <sub>max</sub>	<b>700</b>	457	78	-112	1068
N <sub>min</sub>	<b>14</b>	-1	-1	0	0
V <sub>y,max</sub>	676	<b>487</b>	84	-99	1154
V <sub>y,min</sub>	448	<b>-297</b>	2	47	977
V <sub>z,max</sub>	568	265	<b>84</b>	-99	1352
V <sub>z,min</sub>	289	-210	<b>-13</b>	34	357
M <sub>y,max</sub>	405	-251	2	<b>58</b>	810
M <sub>y,min</sub>	589	243	78	<b>-192</b>	1063
M <sub>z,max</sub>	561	31	50	23	<b>1480</b>
M <sub>z,min</sub>	48	-9	-3	0	<b>0</b>

	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>x</sub> (kNm)
N <sub>max</sub>	<b>-46</b>	-20	-11	0	0
N <sub>min</sub>	<b>-1511</b>	730	-124	356	142
V <sub>y,max</sub>	-867	<b>1252</b>	-442	643	680
V <sub>y,min</sub>	-567	<b>-418</b>	5	-177	1243
V <sub>z,max</sub>	-384	634	<b>699</b>	-541	1166
V <sub>z,min</sub>	-1430	896	<b>-514</b>	758	127
M <sub>y,max</sub>	-1393	832	-513	<b>1274</b>	-738
M <sub>y,min</sub>	-387	633	698	<b>-543</b>	1167
M <sub>z,max</sub>	-796	476	-285	-3	<b>2104</b>
M <sub>z,min</sub>	-1320	850	-502	1216	<b>-891</b>

Vyhodnocení únosnosti pilot:

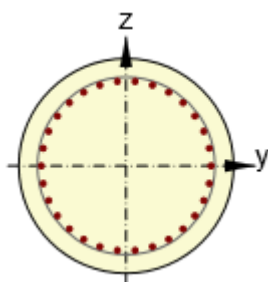
Maximální tlaková síla v pilotě

$$N_{\min} < n_g \cdot R_{c,\min} = 5035,9 \text{ kN/pilotu}$$

vyhovíNávrh a posouzení výztuže pilot:

S ohledem na geologické podmínky není, na stranu bezpečnou, uvaženo pro posouzení výztuže pilot vliv tlakové normálové síly. Tím je uvažována přijatelná rezerva v návrhu, s ohledem na nejistoty výpočetního modelu při vystižení základových podmínek. Protože piloty budou prováděny v měkkých zeminách, bez použití výpažnice po 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

$$D = 1,22 \text{ m}$$

Charakteristická pevnost betonu v tlaku

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

Charakteristická pevnost výztuže

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Tloušťka výpažnice

$$t = 10 \text{ mm}$$

Krytí výztuže k výpažnici

$$c = 70 \text{ mm}$$

Návrh ohybové výztuže

$$\phi = 32 \text{ mm}$$

$$n = 32 \text{ ks}$$

Návrh smykové výztuže

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$a = 50 \text{ mm}$$

Únosnost průřezu v ohybu:

$$M_{Rd} = 4536 \text{ kNm}$$

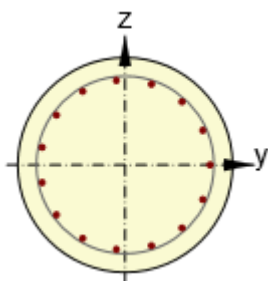
$$M_{Ed} < M_{Rd}$$

**vyhoví**

Únosnost průřezu ve smyku:

$$V_{Rd} = 1987 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

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

v 1/2 délky (v 8 m) piloty je možné ukončit polovinu prutů ohybové výztuže

v 1/5 délky (v 3 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 100 mm

v 1/2 délky (v 8 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 150 mm

v 3/5 délky (v 10 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 250 mm

**Zatížitelnost**

Výsledný ohybový moment od LM71

$$M_{Ed,LM71} = 1493 \text{ kNm}$$

Výsledná posouvající síla od LM71

$$V_{Ed,LM71} = 495 \text{ kN}$$

Výsledný ohybový moment od ostatních zatížení

$$M_{Ed,OST} = 1824 \text{ kNm}$$

Výsledná posouvající síla od ostatních zatížení

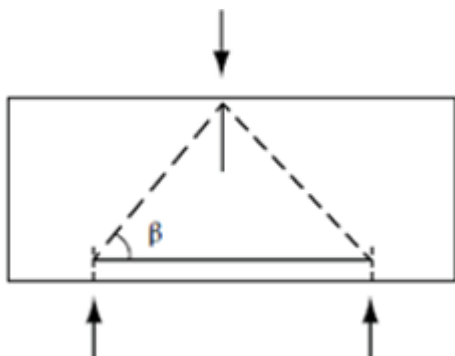
$$V_{Ed,OST} = 1328 \text{ kN}$$

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

Pro ohyb  $Z_{LM71} = 1,86$ Pro smyk  $Z_{LM71} = 1,33$

### 13.4. 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	$X =$	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)	$N_{Ed,tlak} = N/\sin\beta =$	-7437	kN << $V_{Rd,max}$
Síla v táhlu (tah)	$N_{Ed,tah} = N/\cos\beta =$	6240	kN
Min. požadovaná výztuž - hlavní	$A_{s,min} = N_{Ed,tah}/f_{yd} =$	14353	mm <sup>2</sup>
Návrh hlavní ohybové výztuže	$\phi =$	2x25	mm
	$a =$	150	mm
	$A_s =$	15708	mm <sup>2</sup>
Min. požadovaná výztuž - vedlejší	$0,25 \cdot A_{s,min} =$	3588	mm <sup>2</sup>
Návrh smykové výztuže	$\phi =$	20	mm
	$a =$	150	mm
	$A_s =$	5027	mm <sup>2</sup>

#### Zatížitelnost

Maximální dovolená síla v pilotě	$N_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot \cos\beta =$	5232	kN
Maximální normálová síla od LM71	$N_{Ed,LM71} =$	957	kN
Maximální normálová síla od ostatních zatížení	$N_{Ed,OST} =$	3632	kN

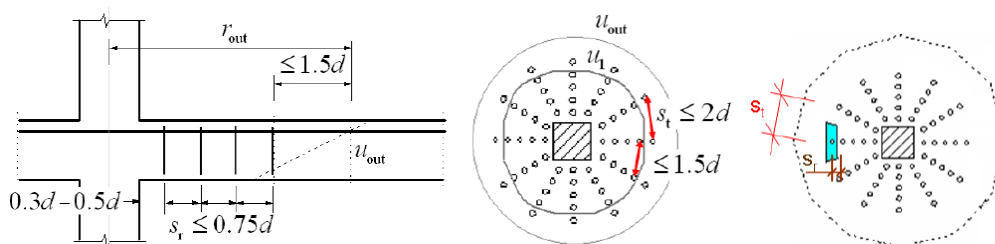
$$Z_{LM71} = \left( R_d - \sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i} \right) / E_{LM71,Ed}$$

Pro spodní výztuž v hlavním směru  $Z_{LM71} = 1,67$

### 13.5. Horní výztuž základu

Protože dřík zdi je vetknutý do základu a v tomto místě mají stejnou pevnostní třídu betonu a tloušťku, bude horní výztuž základu navržena stejná, jako výztuž na rubu paty dříku. Výztuž vyhoví jak pro uvažované krytí výztuže dříku zdi 55 mm, tak pro uvažované krytí výztuže základu zdi 65 mm.

### 13.6. Smyková výztuž základu



#### 13.6.1. Výztuž na protlačení předních 16 m pilot:

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

návrhová hodnota smykové síly  $V_{Ed,u0} = 1.485$  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  $V_{Ed,u1} = 0.484$  MPa <  $V_{Rd} = 0.555$  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  $n = 8$  ks  
 návrhová hodnota smykové síly  $V_{Ed,u} = 0.755$  MPa <  $V_{Rd,cs} = 1.074$  MPa **vyhoví**

##### Zatížitelnost

návrhová hodnota smyk. síly v kontrolním obvodu od LM71  $V_{Ed,LM71} = 0.151$  MPa  
 návrhová hodnota smyk. síly v kontrolním obvodu od ostatních zatížení  $V_{Ed,OST} = 0.573$  MPa

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

Pro výztuž na protlačení  $Z_{LM71} = 3,31$

#### 13.6.2. Výztuž na protlačení zadních 12 m pilot:

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

návrhová hodnota smykové síly  $V_{Ed,u0} = 0.469$  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  $V_{Ed,u1} = 0.153$  MPa <  $V_{Rd} = 0.555$  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 **konstr. výztuž**

##### Návrh konstrukční smykové výztuže

navržená vzdálenost řad spon za sebou  $s_r = 0.750$  m  
 Návrh ohybové výztuže  $\phi = 16$  mm v počtu  $n = 2$  ks

### 13.7. Výztuž dříku zdi v MSÚ

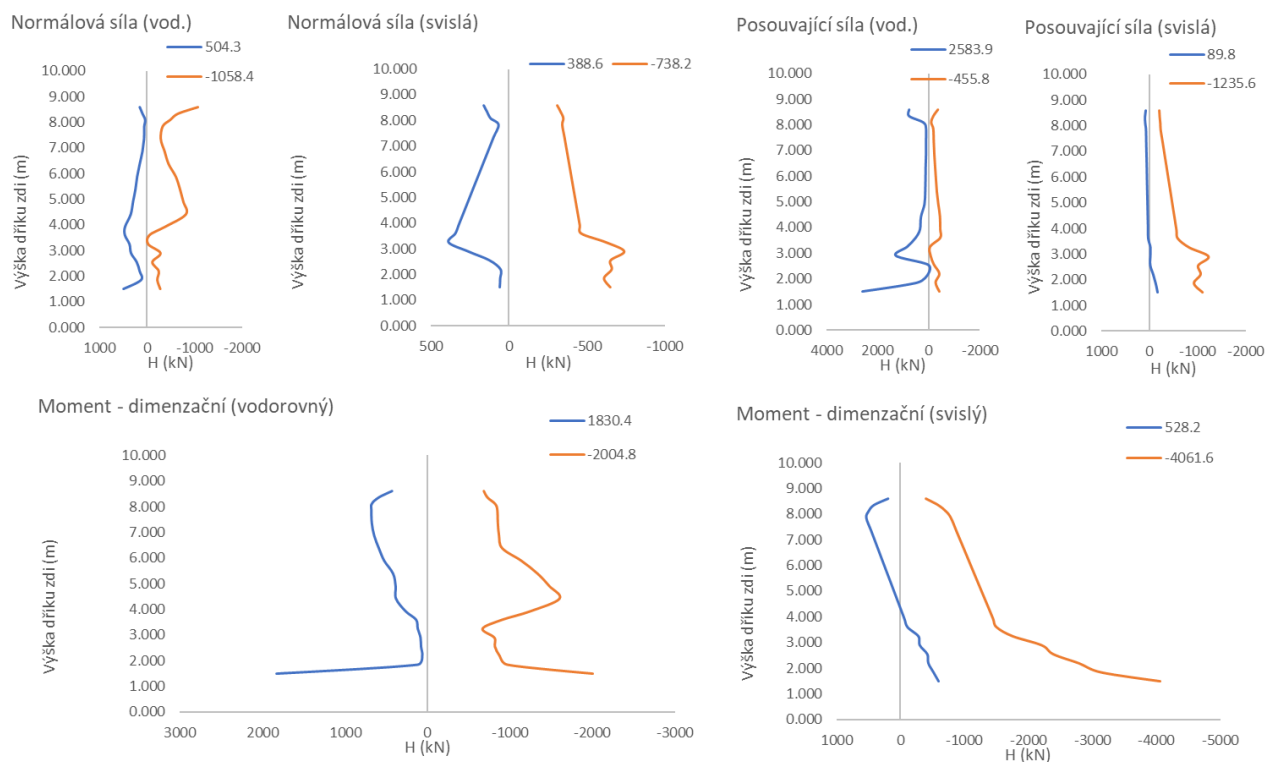
Pro návrh výztuže jsou spočteny dimenzační hodnoty momentů, v obálkách vnitřních sil je tedy patrný vliv kroutících momentů a smykové deformace, zejména s ohledem na změny tloušťky průřezu.

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

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

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

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



	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>504</b>	-541	1236	-712	1113	-2643
$F_{x,min}$	<b>-1058</b>	-132	445	47	199	173
$F_{y,max}$	320	<b>389</b>	170	-369	-375	-1657
$F_{y,min}$	152	<b>-738</b>	254	-941	-671	-1724
$V_{x,max}$	31	-620	<b>2584</b>	-1076	-1477	-4060
$V_{x,min}$	158	37	<b>-456</b>	-397	-399	-293
$V_{y,max}$	-585	-122	100	<b>90</b>	255	211
$V_{y,min}$	-164	-663	809	<b>-1236</b>	-778	-2210
$M_{x,max}$	395	-235	909	-836	<b>1830</b>	-2681
$M_{x,min}$	-23	-438	2109	-855	<b>-2005</b>	-3314
$M_{y,max}$	-138	-122	-154	4	460	<b>528</b>
$M_{y,min}$	32	-624	2584	-1076	-1476	<b>-4062</b>

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

	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>158</b>	209	121	-110	-311	-535
$F_{x,min}$	<b>-217</b>	2	131	7	-81	65
$F_{y,max}$	115	<b>231</b>	45	-155	-153	-623
$F_{y,min}$	-38	<b>-42</b>	294	-415	-281	-812
$V_{x,max}$	-62	2	<b>766</b>	-363	-371	-1353
$V_{x,min}$	-9	76	<b>-129</b>	-216	-170	-717
$V_{y,max}$	-123	6	37	<b>12</b>	-58	75
$V_{y,min}$	-38	-42	294	<b>-416</b>	-281	-812
$M_{x,max}$	-52	-18	-46	-354	<b>557</b>	-890
$M_{x,min}$	-176	109	53	-102	<b>-485</b>	-232
$M_{y,max}$	-34	11	-31	-18	-131	<b>152</b>
$M_{y,min}$	-62	2	766	-363	-371	<b>-1353</b>

	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>503</b>	-589	828	-362	749	-1591
$F_{x,min}$	<b>-848</b>	-134	318	40	183	-138
$F_{y,max}$	152	<b>162</b>	-242	-89	87	-226
$F_{y,min}$	135	<b>-699</b>	154	-582	-435	-1057
$V_{x,max}$	42	-629	<b>1717</b>	-657	-1217	-2426
$V_{x,min}$	52	56	<b>-368</b>	-226	-312	-346
$V_{y,max}$	-490	-138	8	<b>80</b>	247	115
$V_{y,min}$	-163	-632	436	<b>-742</b>	-421	-1219
$M_{x,max}$	391	-287	655	-514	<b>1371</b>	-1668
$M_{x,min}$	8	-446	1436	-556	<b>-1615</b>	-2094
$M_{y,max}$	-96	-136	-117	25	335	<b>345</b>
$M_{y,min}$	44	-632	1717	-657	-1216	<b>-2427</b>

#### Návrh a posouzení výztuže dříku:

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

#### Dřík zdi – pata dříku, ohybová rubová výztuž

výška průřezu v patě dříku	$h =$	1.4	m		
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	<b>2x28</b>	mm		
	$a =$	<b>150</b>	mm		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	<b>2x22</b>	mm		
	$a =$	<b>150</b>	mm		
Únosnost průřezu v ohybu svislé výztuže:	$M_{Rd} =$	<b>4361</b>	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu vodorovné výztuže:	$M_{Rd} =$	<b>2816</b>	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví

#### Dřík zdi – změna tloušťky dříku, ohybová rubová výztuž

výška průřezu	$h =$	0.85	m		
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	<b>2x25</b>	mm		
	$a =$	<b>150</b>	mm		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	<b>2x22</b>	mm		
	$a =$	<b>150</b>	mm		
Únosnost průřezu v ohybu svislé výztuže:	$M_{Rd} =$	<b>1963</b>	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu vodorovné výztuže:	$M_{Rd} =$	<b>1604</b>	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví

#### Statický výpočet

**Dřík zdi – pata dříku, ohybová výztuž v líci**

výška průřezu v patě dříku	$h =$	1.4	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 svislé výztuže:	$M_{Rd} =$	1411	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$		vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu vodorovné výztuže:	$M_{Rd} =$	1846	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$		vyhoví

**Dřík zdi – změna tloušťky dříku, ohybová výztuž v líci**

výška průřezu	$h =$	0.85	m			
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	20	mm			
	$a =$	150	mm			
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	22	mm			
	$a =$	150	mm			
Únosnost průřezu v ohybu svislé výztuže:	$M_{Rd} =$	672	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$		vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu vodorovné výztuže:	$M_{Rd} =$	832	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$		vyhoví

**Dřík zdi – 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)	
pata	1.400	586.2	7027.7	nutná výztuž	0.012	6.7	0.30	3243.11	4322.68	vyhoví
změna tl.	0.850	445.9	4123.7	nutná výztuž	0.012	3.3	0.30	935.89	2520.20	vyhoví
konstr.	0.850	328.5	4131.6	konstr. výztuž	0.012	3.3	0.30	953.55	2525.11	vyhoví

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

**Zatížitelnost**

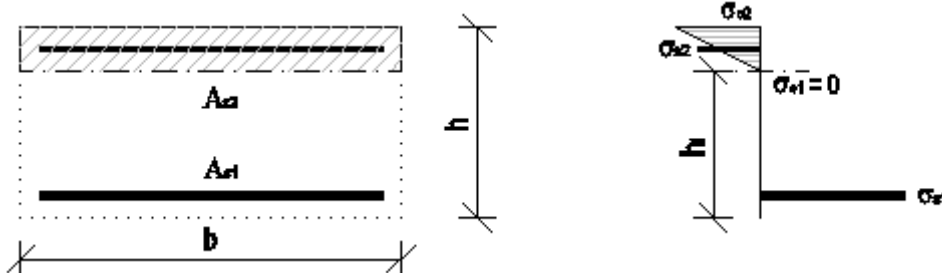
Maximální záporný moment v patě dříku od LM71			
svislý	$M_{Ed,LM71} =$	1353	kNm/m
vodorovný	$M_{Ed,LM71} =$	485	kNm/m
Maximální záporný moment v zm. tl. dříku od LM71			
svislý	$M_{Ed,LM71} =$	542	kNm/m
vodorovný	$M_{Ed,LM71} =$	485	kNm/m
Maximální posouvající síla v patě dříku od LM71	$V_{Ed,LM71} =$	766	kN
Maximální posouvající síla v zm. tl. dříku od LM71	$V_{Ed,LM71} =$	217	kN
Maximální záporný moment v patě dříku od ost.zat.			
svislý	$M_{Ed,LM71} =$	2427	kNm/m
vodorovný	$M_{Ed,LM71} =$	1615	kNm/m
Maximální záporný moment v zm. tl. dříku od ost.zat.			
svislý	$M_{Ed,LM71} =$	859	kNm/m
vodorovný	$M_{Ed,LM71} =$	1004	kNm/m
Maximální posouvající síla v patě dříku od ost.zat.	$V_{Ed,LM71} =$	1717	kN
Maximální posouvající síla v zm. tl. dříku od ost.zat.	$V_{Ed,LM71} =$	534	kN

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

Pro svislou výztuž v rubu, v patě dříku	$Z_{LM71} =$	1,42
Pro vodorovnou výztuž v rubu, v patě dříku	$Z_{LM71} =$	2,47
Pro svislou výztuž v rubu, v zm. tl. dříku	$Z_{LM71} =$	2,03
Pro vodorovnou výztuž v rubu, v zm. tl. dříku	$Z_{LM71} =$	1,23
Pro smykovou výztuž, v patě dříku	$Z_{LM71} =$	1,99
Pro smykovou výztuž, v zm. tl. dříku	$Z_{LM71} =$	1,85

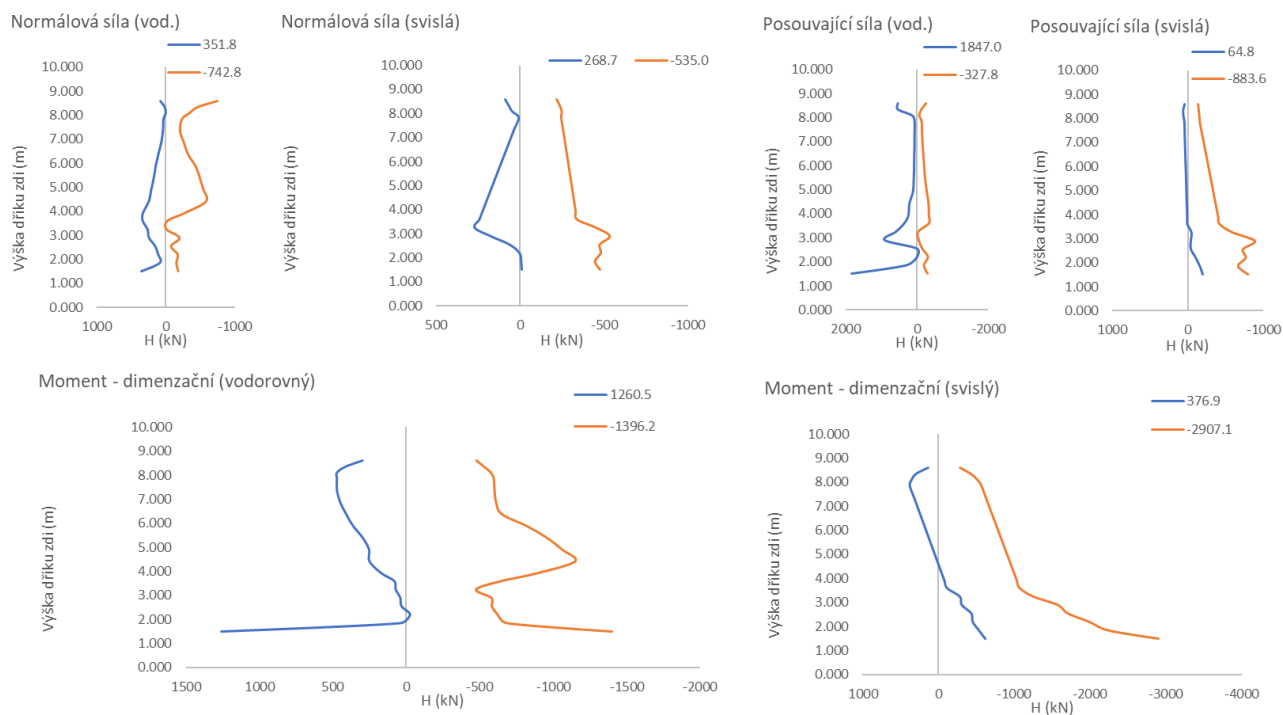
### 13.8. Výztuž dříku zdi v MSP

Pro posouzení jsou uvažovány stejné vstupní parametry jako v MSÚ. Posouzení je provedeno pro průřez s trhlinou, za vyloučeného působení betonu v tahu.



Posouzení je provedeno pro extrémní hodnoty charakteristických dimenzačních momentů svislé výztuže na rubu konstrukce, od charakteristické kombinace zatížení. Kvazistálá kombinace zatížení se neposuzuje, protože z hlediska vzniku a šířky trhliny bude v tomto místě konstrukce opatřena izolací a z hlediska lineárního nebo nelineárního dotvarování není tento vliv na konstrukci významný.

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



	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>352</b>	-390	883	-510	754	-1889
$F_{x,min}$	<b>-743</b>	-97	316	34	127	121
$F_{y,max}$	227	<b>269</b>	121	-264	-271	-1183
$F_{y,min}$	107	<b>-535</b>	180	-676	-478	-1234
$V_{x,max}$	34	-458	<b>1847</b>	-770	-1043	-2906
$V_{x,min}$	30	119	<b>-328</b>	-276	-390	-346
$V_{y,max}$	-411	-91	71	<b>65</b>	165	147
$V_{y,min}$	-113	-484	579	<b>-884</b>	-556	-1575
$M_{x,max}$	275	-176	648	-605	<b>1261</b>	-1933
$M_{x,min}$	0	-324	1511	-614	<b>-1396</b>	-2380
$M_{y,max}$	-97	-93	-111	4	318	<b>377</b>
$M_{y,min}$	35	-460	1847	-770	-1042	<b>-2907</b>

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

	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>109</b>	144	83	-76	-214	-369
$F_{x,min}$	<b>-150</b>	1	91	5	-56	45
$F_{y,max}$	79	<b>159</b>	31	-107	-106	-430
$F_{y,min}$	-26	<b>-29</b>	203	-286	-194	-560
$V_{x,max}$	-43	1	<b>529</b>	-250	-256	-933
$V_{x,min}$	-6	53	<b>-89</b>	-149	-117	-494
$V_{y,max}$	-85	4	26	<b>8</b>	-40	51
$V_{y,min}$	-26	-29	203	<b>-287</b>	-194	-560
$M_{x,max}$	-36	-12	-32	-244	<b>384</b>	-614
$M_{x,min}$	-122	75	36	-70	<b>-335</b>	-160
$M_{y,max}$	-24	8	-21	-12	-90	<b>105</b>
$M_{y,min}$	-43	1	529	-250	-256	<b>-933</b>

	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>352</b>	-426	608	-268	501	-1165
$F_{x,min}$	<b>-598</b>	-98	228	29	117	-100
$F_{y,max}$	140	<b>91</b>	94	-127	-122	-649
$F_{y,min}$	95	<b>-508</b>	111	-428	-316	-774
$V_{x,max}$	44	-464	<b>1247</b>	-480	-859	-1778
$V_{x,min}$	34	35	<b>-268</b>	-165	-233	-252
$V_{y,max}$	-346	-102	7	<b>58</b>	164	84
$V_{y,min}$	-112	-462	322	<b>-543</b>	-310	-892
$M_{x,max}$	272	-212	473	-383	<b>944</b>	-1234
$M_{x,min}$	22	-330	1046	-407	<b>-1128</b>	-1539
$M_{y,max}$	-68	-102	-85	19	232	<b>250</b>
$M_{y,min}$	44	-466	1247	-480	-858	<b>-1779</b>

### Posouzení průřezu

Posouzení pro záporný moment v patě dříku:

$$\sigma_c = -14.2 \text{ MPa} \quad 1.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 287.6 \text{ MPa} \quad 1.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

Posouzení pro záporný moment v zm. tl. dříku:

$$\sigma_c = -13.5 \text{ MPa} \quad 1.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 229.2 \text{ MPa} \quad 1.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

### Zatížitelnost

Maximální záporný moment v patě dříku od LM71

Napětí v betonu

$$\sigma_{Ed,LM71} = -4,6 \text{ MPa}$$

Napětí ve výztuži

$$\sigma_{Ed,LM71} = 92,3 \text{ MPa}$$

Maximální záporný moment v zm. tl. dříku od LM71

Napětí v betonu

$$\sigma_{Ed,LM71} = -4,7 \text{ MPa}$$

Napětí ve výztuži

$$\sigma_{Ed,LM71} = 80,0 \text{ MPa}$$

Maximální záporný moment v patě dříku od ost. zat.

Napětí v betonu

$$\sigma_{Ed,LM71} = -8,7 \text{ MPa}$$

Napětí ve výztuži

$$\sigma_{Ed,LM71} = 176,0 \text{ MPa}$$

Maximální záporný moment v zm. tl. dříku od ost. zat.

Napětí v betonu

$$\sigma_{Ed,LM71} = -7,9 \text{ MPa}$$

Napětí ve výztuži

$$\sigma_{Ed,LM71} = 134,0 \text{ MPa}$$

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

Pro svislou výztuž v rubu, v patě dříku

$$Z_{LM71} = 2,02$$

Pro svislou výztuž v rubu, v zm. tl. dříku

$$Z_{LM71} = 2,15$$

## 13.9. Deformace konstrukce

### 13.9.1. Sedání pilot

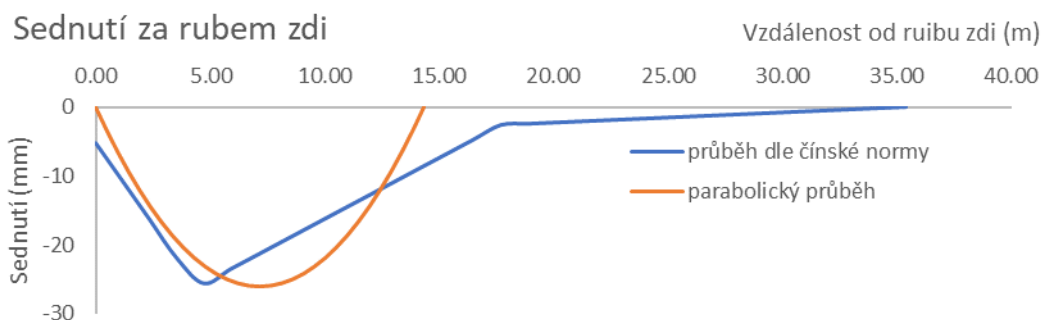
Sednutí pilot je posouzeno v patě pilot, odečtením z výpočetního modelu. Pomocné výpočty z programu GEO jsou přílohou statického výpočtu. V ČR je maximální přijatelné sedání pilot 25 mm.

Maximální sednutí předních pilot	$s =$	11,8 mm	$< 25$ mm	<u>vyhoví</u>
Maximální sednutí zadních pilot	$s =$	7,1 mm	$< 25$ mm	<u>vyhoví</u>

### 13.9.2. Vodorovná deformace zdi

Protože zeď je poměrně vysoká, je nutné posoudit vliv maximální vodorovné deformace, jejímž důsledkem je i sednutí terénu za rubem konstrukce. Pro deformace je uvažován vliv změny tuhosti vlivem vzniku trhlin.

výška zdi (od základové spáry, bez římsové části)	$H =$	8.85	m
délka konstrukce v zemině (pod dnem výkopu – délka pilot)	$D =$	16,0	m
maximální vodorovná deformace od nahodilého zatížení (hlava)	$d_{h,h} =$	63,7	mm
maximální vodorovná deformace od nahodilého zatížení (pata)	$d_{h,p} =$	12,2	mm
maximální vodorovná deformace od nahodilého zatížení (po výšce zdi)	$\Delta d_h =$	38,5	mm
mobilizace aktivního zemního tlaku (min. 2mm/m)		ANO	
maximální dovolená deformace od nahodilého zatížení (po výšce zdi)	$\Delta d_h < H/100$		<u>vyhoví</u>

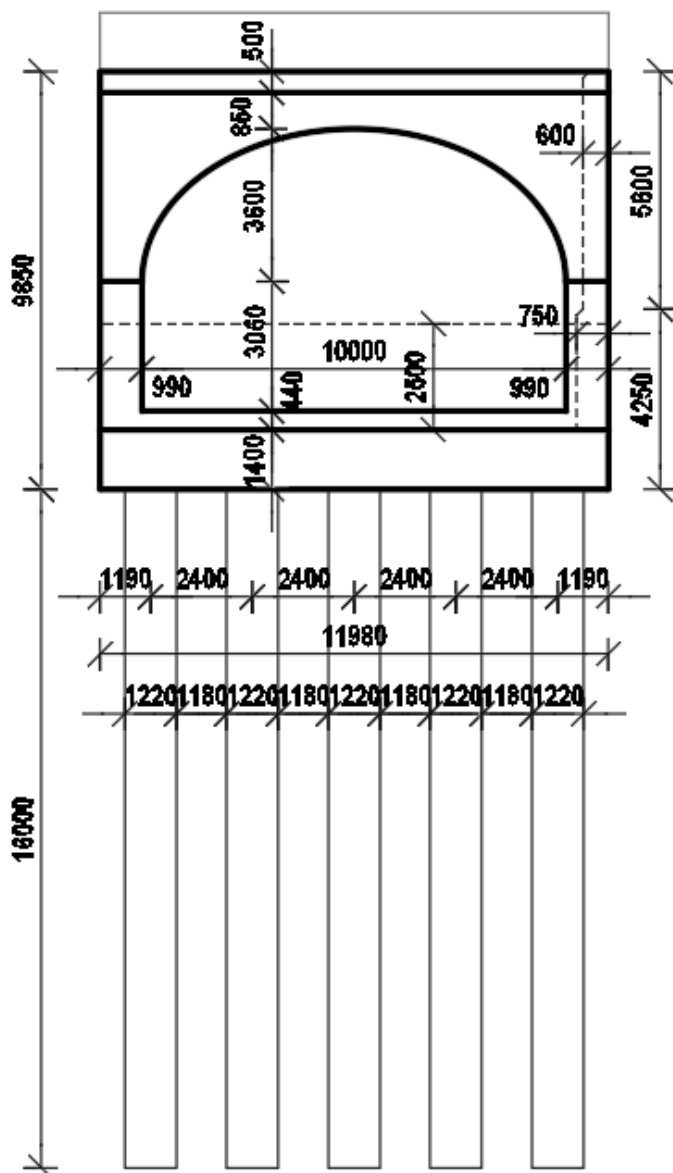


U koleje se předpokládá provedení 3. podbití, přičemž to poslední proběhne cca po šestiměsíčním provozu na trati. Provedením podbití bude tedy eliminována většina sednutí za rubem opěry, přičemž zbývající nerovnoměrné sednutí pod kolejí bude již zanedbatelné.

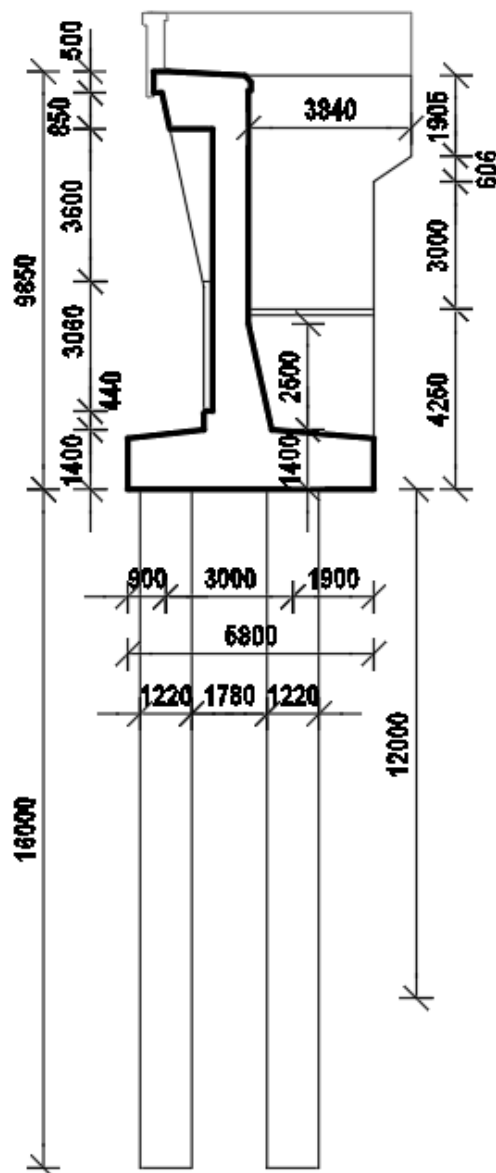
## 14. KONCOVÝ DILATAČNÍ CELEK VÝŠKY 9,85 M, S ELIPTICKÝM PRVKEM A KRÁTKÝM ZAVĚŠENÝM KŘÍDLEM

### 14.1. Schéma idealizovaného dilatačního celku

ČELNÍ POHLED

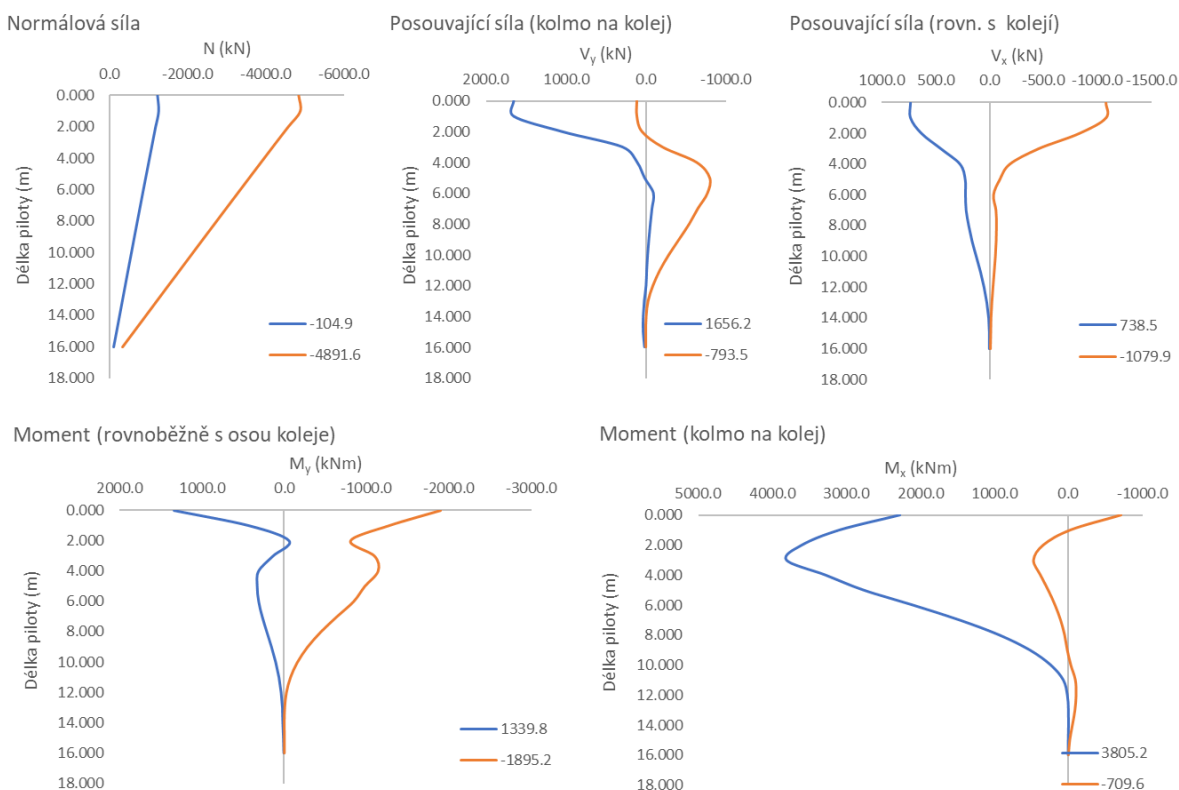


PŘÍČNÝ ŘEZ



## 14.2. Posouzení výztuže pilot – přední 16 m piloty

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



	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>x</sub> (kNm)
<b>N<sub>max</sub></b>	<b>-105</b>	3	-2	0	0
<b>N<sub>min</sub></b>	<b>-4892</b>	1561	-223	-562	2353
<b>V<sub>y,max</sub></b>	-4825	<b>1656</b>	-227	-597	2543
<b>V<sub>y,min</sub></b>	-3582	<b>-794</b>	153	-451	2487
<b>V<sub>z,max</sub></b>	-2759	466	<b>738</b>	-1010	427
<b>V<sub>z,min</sub></b>	-2351	717	<b>-1080</b>	196	2703
<b>M<sub>y,max</sub></b>	-1745	213	-935	<b>1340</b>	359
<b>M<sub>y,min</sub></b>	-4449	1277	626	<b>-1895</b>	1167
<b>M<sub>z,max</sub></b>	-4180	212	8	-723	<b>3805</b>
<b>M<sub>z,min</sub></b>	-2572	719	-164	-53	<b>-710</b>

Obálky vnitřních sil v MSÚ z výpočetních modelů s uvažáním horní a dolní meze tuhosti založení, pro výpočet zatížitelnosti, tedy od svislého zatížení LM71 a od Ostatních zatížení:

	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>x</sub> (kNm)
<b>N<sub>max</sub></b>	<b>-9</b>	2	0	0	0
<b>N<sub>min</sub></b>	<b>-1133</b>	417	-70	-157	1184
<b>V<sub>y,max</sub></b>	-1107	<b>448</b>	-69	-175	1245
<b>V<sub>y,min</sub></b>	-824	<b>-314</b>	45	-133	881
<b>V<sub>z,max</sub></b>	-824	-314	<b>45</b>	-133	881
<b>V<sub>z,min</sub></b>	-413	260	<b>-80</b>	-150	1359
<b>M<sub>y,max</sub></b>	-341	-7	2	<b>6</b>	-44
<b>M<sub>y,min</sub></b>	-1036	238	-39	<b>-213</b>	1483
<b>M<sub>z,max</sub></b>	-1036	238	-39	-213	<b>1483</b>
<b>M<sub>z,min</sub></b>	-179	-3	2	5	<b>-44</b>

	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>x</sub> (kNm)
<b>N<sub>max</sub></b>	<b>-105</b>	3	-2	0	0
<b>N<sub>min</sub></b>	<b>-3527</b>	1052	-139	-371	926
<b>V<sub>y,max</sub></b>	-3485	<b>1168</b>	-331	-228	984
<b>V<sub>y,min</sub></b>	-2371	<b>-421</b>	112	-295	1031
<b>V<sub>z,max</sub></b>	-2832	497	<b>748</b>	-1020	541
<b>V<sub>z,min</sub></b>	-1951	465	<b>-1002</b>	342	1387
<b>M<sub>y,max</sub></b>	-1790	239	-941	<b>1353</b>	380
<b>M<sub>y,min</sub></b>	-3377	843	692	<b>-1793</b>	395
<b>M<sub>z,max</sub></b>	-3012	281	-91	-560	<b>2072</b>
<b>M<sub>z,min</sub></b>	-2572	719	-164	-53	<b>-710</b>

Vyhodnocení únosnosti pilot:

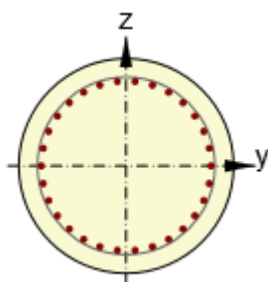
Maximální tlaková síla v pilotě

$$N_{\min} < n_g \cdot R_{c,\min} = 5035,9 \text{ kN/pilotu}$$

vyhovíNávrh a posouzení výztuže pilot:

S ohledem na geologické podmínky není, na stranu bezpečnou, uvaženo pro posouzení výztuže pilot vliv tlakové normálové síly. Tím je uvažena přijatelná rezerva v návrhu, s ohledem na nejistoty výpočetního modelu při vystižení základových podmínek. Protože piloty budou prováděny v měkkých zeminách, bez použití výpažnice po 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

$$D = 1,22 \text{ m}$$

Charakteristická pevnost betonu v tlaku

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

Charakteristická pevnost výztuže

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Tloušťka výpažnice

$$t = 10 \text{ mm}$$

Krytí výztuže k výpažnici

$$c = 70 \text{ mm}$$

Návrh ohybové výztuže

$$\phi = 32 \text{ mm}$$

$$n = 32 \text{ ks}$$

Návrh smykové výztuže

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$a = 50 \text{ mm}$$

Únosnost průřezu v ohybu:

$$M_{Rd} = 4536 \text{ kNm}$$

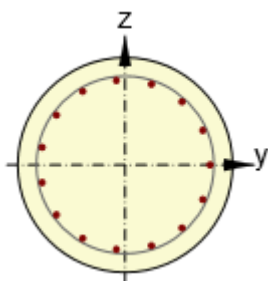
$$M_{Ed} < M_{Rd}$$

**vyhoví**

Únosnost průřezu ve smyku:

$$V_{Rd} = 1987 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

**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 1/5 délky (v 3 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 100 mm

v 1/2 délky (v 8 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 150 mm

v 3/5 délky (v 10 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 250 mm

**Zatížitelnost**

Výsledný ohybový moment od LM71

$$M_{Ed,LM71} = 1499 \text{ kNm}$$

Výsledná posouvající síla od LM71

$$V_{Ed,LM71} = 453 \text{ kN}$$

Výsledný ohybový moment od ostatních zatížení

$$M_{Ed,OST} = 2146 \text{ kNm}$$

Výsledná posouvající síla od ostatních zatížení

$$V_{Ed,OST} = 1214 \text{ kN}$$

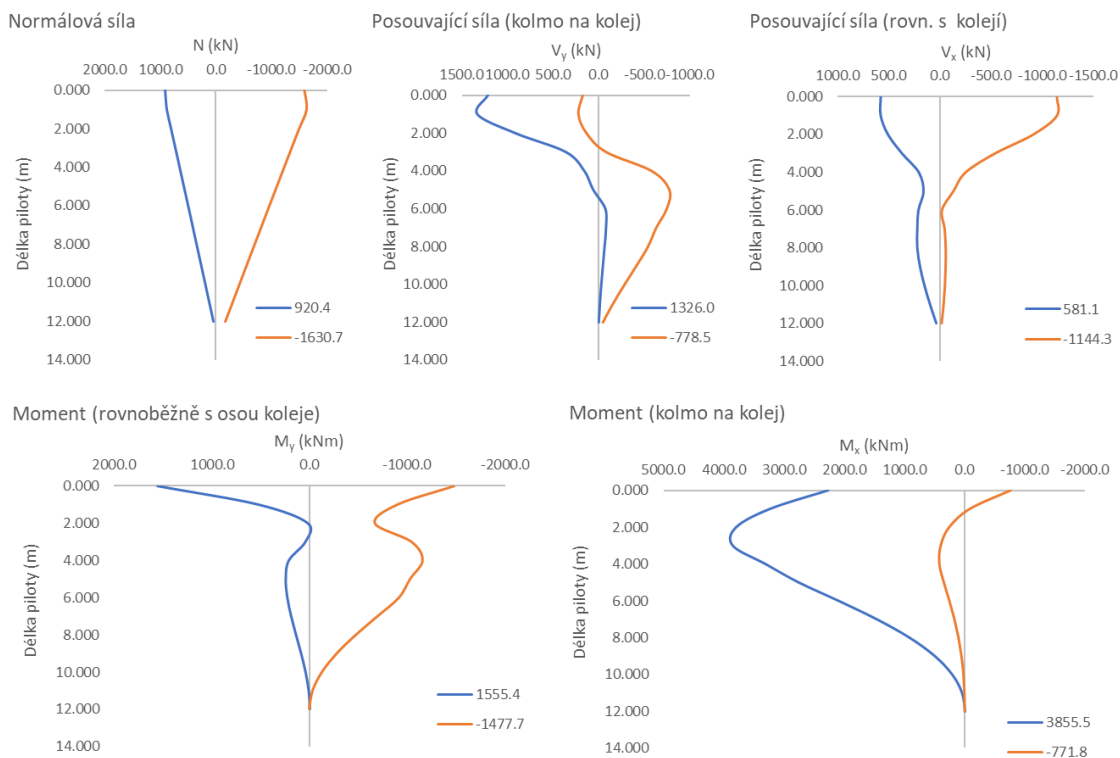
$$Z_{LM71} = \left( R_d - \sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i} \right) / E_{LM71,Ed}$$

Pro ohyb  $Z_{LM71} = 1,59$ Pro smyk  $Z_{LM71} = 1,70$

### 14.3. Posouzení výztuže pilot – zadní 16 m piloty

Původní 12 m piloty byly optimalizovány na 16 m, pro únosnost pilotového založení, ale s ohledem na optimální návrh délky pilot lze pro posouzení 16 m pilot použít vnitřní síly pro 12 m piloty.

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



	N (kN)	$V_y$ (kN)	$V_x$ (kN)	$M_y$ (kNm)	$M_x$ (kNm)
$N_{\max}$	<b>920</b>	682	-675	871	1551
$N_{\min}$	<b>-1631</b>	509	-15	-301	392
$V_{y,\max}$	-607	<b>1326</b>	-68	-520	2141
$V_{y,\min}$	-585	<b>-778</b>	100	-233	2532
$V_{z,\max}$	-1535	725	<b>581</b>	-894	279
$V_{z,\min}$	512	1007	<b>-1144</b>	403	2242
$M_{y,\max}$	545	891	-1144	<b>1555</b>	1286
$M_{y,\min}$	-1549	655	580	<b>-1478</b>	-366
$M_{z,\max}$	-723	101	99	-447	<b>3855</b>
$M_{z,\min}$	-937	692	-563	760	<b>-772</b>

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

	N (kN)	$V_y$ (kN)	$V_x$ (kN)	$M_y$ (kNm)	$M_x$ (kNm)
$N_{\max}$	<b>806</b>	200	-120	-66	1296
$N_{\min}$	<b>8</b>	-2	1	0	0
$V_{y,\max}$	435	<b>298</b>	-161	-10	1360
$V_{y,\min}$	225	<b>-309</b>	29	-172	868
$V_{z,\max}$	454	-246	<b>43</b>	-126	507
$V_{z,\min}$	340	296	<b>-175</b>	22	1433
$M_{y,\max}$	351	284	-159	<b>204</b>	1085
$M_{y,\min}$	651	-115	-39	<b>-221</b>	1284
$M_{z,\max}$	311	120	-137	-115	<b>1554</b>
$M_{z,\min}$	29	-12	6	0	<b>0</b>

	N (kN)	$V_y$ (kN)	$V_x$ (kN)	$M_y$ (kNm)	$M_x$ (kNm)
$N_{\max}$	<b>-34</b>	-24	25	0	0
$N_{\min}$	<b>-1631</b>	509	-15	-301	392
$V_{y,\max}$	-1028	<b>1037</b>	88	-510	824
$V_{y,\min}$	-755	<b>-418</b>	18	125	1101
$V_{z,\max}$	-1521	714	<b>586</b>	-898	354
$V_{z,\min}$	-247	791	<b>-1023</b>	492	957
$M_{y,\max}$	-214	675	-1023	<b>1523</b>	217
$M_{y,\min}$	-1537	644	585	<b>-1488</b>	-279
$M_{z,\max}$	-1065	264	317	-132	<b>2120</b>
$M_{z,\min}$	-937	692	-563	760	<b>-772</b>

Vyhodnocení únosnosti pilot:

Maximální tlaková síla v pilotě

$$N_{\min} < n_g \cdot R_{c,\min} = 5035,9 \text{ kN/pilotu}$$

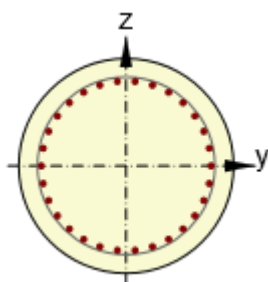
vyhoví

Návrh a posouzení výztuže pilot:

S ohledem na geologické podmínky není, na stranu bezpečnou, uvaženo pro posouzení výztuže pilot vliv tlakové normálové síly. Tím je uvažována přijatelná rezerva v návrhu, s ohledem na nejistoty výpočetního modelu při vystižení základových podmínek. Protože piloty budou prováděny v měkkých zeminách, bez použití výpažnice po 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  $V_{Rd} = \max(V_{Rd,c}; \min(V_{Rd,s}, V_{Rd,s}))$ , pro následující parametry:

**Hlava piloty**



Průměr piloty

$$D = 1,22 \text{ m}$$

Charakteristická pevnost betonu v tlaku

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

Charakteristická pevnost výztuže

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Tloušťka výpažnice

$$t = 10 \text{ mm}$$

Krytí výztuže k výpažnici

$$c = 70 \text{ mm}$$

Návrh ohybové výztuže

$$\phi = 32 \text{ mm}$$

$$n = 32 \text{ ks}$$

Návrh smykové výztuže

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$a = 50 \text{ mm}$$

Únosnost průřezu v ohybu:

$$M_{Rd} = 4536 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} < M_{Rd}$$

**vyhoví**

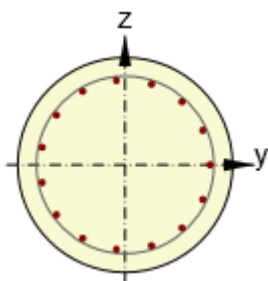
Únosnost průřezu ve smyku:

$$V_{Rd} = 1987 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

**vyhoví**

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



v 1/2 délky (v 8 m) piloty je možné ukončit polovinu prutů ohybové výztuže

v 1/5 délky (v 3 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 100 mm

v 1/2 délky (v 8 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 150 mm

v 3/5 délky (v 10 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 250 mm

**Zatížitelnost**

Výsledný ohybový moment od LM71

$$M_{Ed,LM71} = 1569 \text{ kNm}$$

Výsledná posouvající síla od LM71

$$V_{Ed,LM71} = 344 \text{ kN}$$

Výsledný ohybový moment od ostatních zatížení

$$M_{Ed,OST} = 2124 \text{ kNm}$$

Výsledná posouvající síla od ostatních zatížení

$$V_{Ed,OST} = 1294 \text{ kN}$$

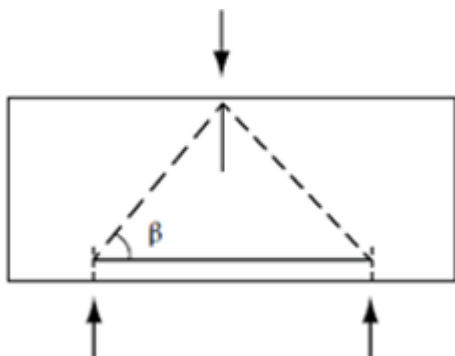
$$Z_{LM71} = \left( R_d - \sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i} \right) / E_{LM71,Ed}$$

Pro ohyb  $Z_{LM71} = 1,54$

Pro smyk  $Z_{LM71} = 2,01$

#### 14.4. 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	$X =$	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)	$N_{Ed,tlak} = N/\sin\beta =$	-7610	kN << $V_{Rd,max}$
Síla v táhlu (tah)	$N_{Ed,tah} = N/\cos\beta =$	6386	kN
Min. požadovaná výztuž - hlavní	$A_{s,min} = N_{Ed,tah}/f_{yd} =$	14687	mm <sup>2</sup>
Návrh hlavní ohybové výztuže	$\phi =$	2x25	mm
	$a =$	150	mm
	$A_s =$	15708	mm <sup>2</sup>
Min. požadovaná výztuž - vedlejší	$0,25 \cdot A_{s,min} =$	3672	mm <sup>2</sup>
Návrh smykové výztuže	$\phi =$	20	mm
	$a =$	150	mm
	$A_s =$	5027	mm <sup>2</sup>

#### Zatížitelnost

Maximální dovolená síla v pilotě	$N_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot \cos\beta =$	5232	kN
Maximální normálová síla od LM71	$N_{Ed,LM71} =$	1133	kN
Maximální normálová síla od ostatních zatížení	$N_{Ed,OST} =$	3527	kN

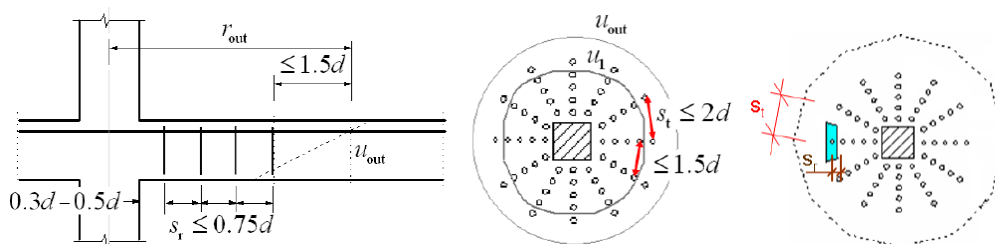
$$Z_{LM71} = \left( R_d - \sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i} \right) / E_{LM71,Ed}$$

Pro spodní výztuž v hlavním směru  $Z_{LM71} = 1,50$

#### 14.5. Horní výztuž základu

Protože dřík zdi je vetknutý do základu a v tomto místě mají stejnou pevnostní třídu betonu a tloušťku, bude horní výztuž základu navržena stejná, jako výztuž na rubu paty dříku. Výztuž vyhoví jak pro uvažované krytí výztuže dříku zdi 55 mm, tak pro uvažované krytí výztuže základu zdi 65 mm.

## 14.6. Smyková výztuž základu



### 14.6.1. Výztuž na protlačení předních 16 m pilot:

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

návrhová hodnota smykové síly  $V_{Ed,u0} = 1.519$  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  $V_{Ed,u1} = 0.496$  MPa <  $V_{Rd} = 0.555$  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  $n = 8$  ks  
návrhová hodnota smykové síly  $V_{Ed,u} = 0.772$  MPa <  $V_{Rd,cs} = 1.074$  MPa **vyhoví**

#### Zatížitelnost

návrhová hodnota smyk. síly v kontrolním obvodu od LM71  $V_{Ed,LM71} = 0.179$  MPa  
návrhová hodnota smyk. síly v kontrolním obvodu od ostatních zatížení  $V_{Ed,OST} = 0.557$  MPa

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

Pro výztuž na protlačení  $Z_{LM71} = 2,88$

### 14.6.2. Výztuž na protlačení zadních 12 m pilot:

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

návrhová hodnota smykové síly  $V_{Ed,u0} = 0.507$  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  $V_{Ed,u1} = 0.155$  MPa <  $V_{Rd} = 0.555$  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 **konstr. výztuž**

#### Návrh konstrukční smykové výztuže

navržená vzdálenost řad spon za sebou  $s_r = 0.750$  m  
Návrh ohybové výztuže  $\phi = 16$  mm v počtu  $n = 2$  ks

## 14.7. Výztuž dříku zdi v MSÚ

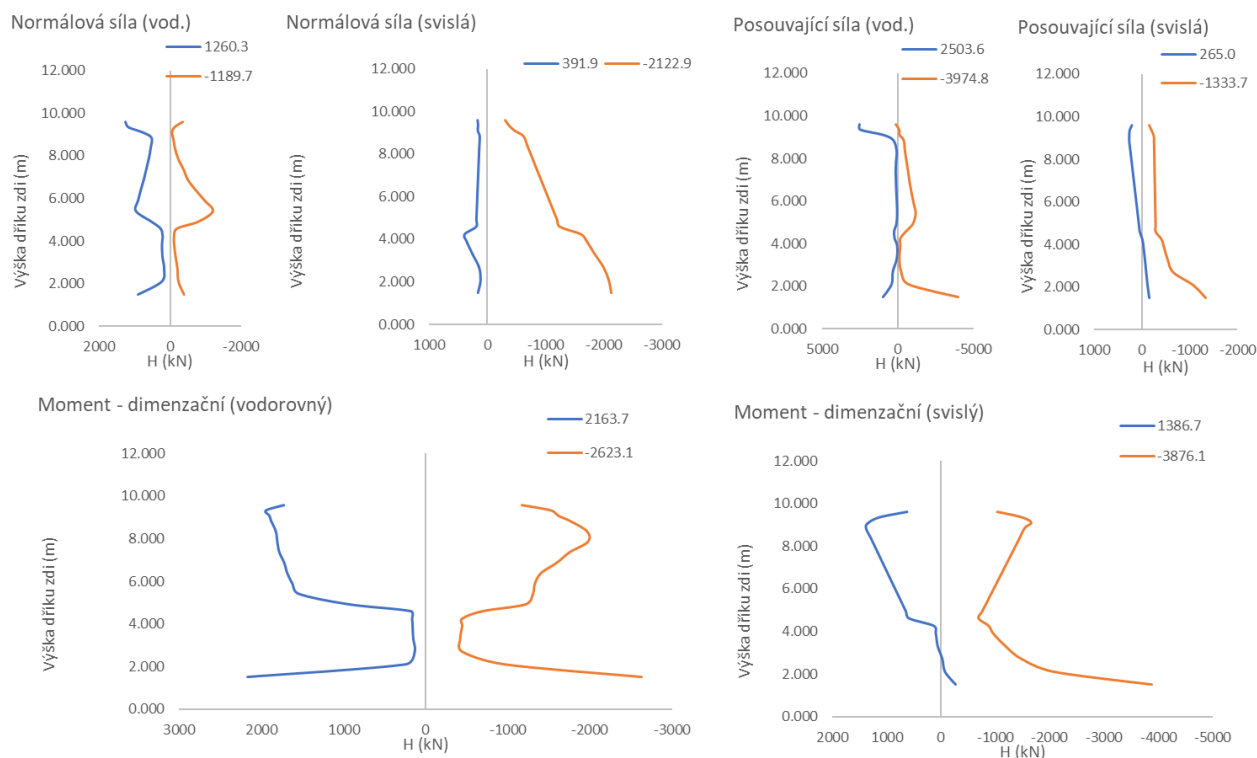
Pro návrh výztuže jsou spočteny dimenzační hodnoty momentů, v obálkách vnitřních sil je tedy patrný vliv kroutících momentů a smykové deformace, zejména s ohledem na změny tloušťky průřezu.

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

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

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

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



	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>1260</b>	-34	2462	-125	-975	-938
$F_{x,min}$	<b>-1190</b>	-409	-112	1	-960	410
$F_{y,max}$	112	<b>392</b>	-159	-378	-209	-802
$F_{y,min}$	878	<b>-2123</b>	-3899	-1050	-2391	-3857
$V_{x,max}$	1207	32	<b>2504</b>	-133	-1088	-1037
$V_{x,min}$	897	-2090	<b>-3975</b>	-1036	-2515	-3857
$V_{y,max}$	445	-109	-395	<b>265</b>	1876	1353
$V_{y,min}$	-91	-23	940	<b>-1334</b>	757	-3074
$M_{x,max}$	112	-487	-1607	-850	<b>2164</b>	-2239
$M_{x,min}$	888	-1995	-3902	-1063	<b>-2623</b>	-3861
$M_{y,max}$	491	-129	-398	264	1806	<b>1387</b>
$M_{y,min}$	875	-2029	-3875	-1076	-2530	<b>-3876</b>

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

	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>442</b>	-4	671	-17	217	-192
$F_{x,min}$	<b>-299</b>	-51	10	0	-356	122
$F_{y,max}$	41	<b>250</b>	-46	-148	-73	-306
$F_{y,min}$	193	<b>-558</b>	-1265	-365	-919	-1332
$V_{x,max}$	442	-4	<b>671</b>	-17	217	-192
$V_{x,min}$	193	-558	<b>-1265</b>	-365	-919	-1332
$V_{y,max}$	163	5	226	<b>71</b>	470	311
$V_{y,min}$	-44	152	212	<b>-421</b>	402	-1008
$M_{x,max}$	204	0	275	39	<b>492</b>	312
$M_{x,min}$	193	-558	-1265	-365	<b>-919</b>	-1332
$M_{y,max}$	191	4	-91	68	491	<b>400</b>
$M_{y,min}$	193	-558	-1265	-365	-919	<b>-1332</b>

	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>885</b>	47	1881	-90	-727	-828
$F_{x,min}$	<b>-872</b>	-396	-140	6	-480	329
$F_{y,max}$	114	<b>172</b>	180	5	349	-241
$F_{y,min}$	644	<b>-1481</b>	-2370	-599	-1204	-2231
$V_{x,max}$	885	45	<b>1883</b>	-91	-728	-830
$V_{x,min}$	663	-1415	<b>-2444</b>	-595	-1404	-2246
$V_{y,max}$	261	-113	-306	<b>199</b>	1401	965
$V_{y,min}$	-112	-233	739	<b>-838</b>	154	-1832
$M_{x,max}$	228	-488	-1121	-552	<b>1713</b>	-1408
$M_{x,min}$	307	-808	-1722	-523	<b>-1765</b>	-1801
$M_{y,max}$	203	-149	-312	139	1427	<b>972</b>
$M_{y,min}$	621	-1335	-2232	-657	-1342	<b>-2255</b>

#### Návrh a posouzení výztuže dříku:

S ohledem na geologické podmínky není, na stranu bezpečnou, uvážen 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

#### Dřík zdi – pata dříku, ohybová rubová výztuž

výška průřezu v patě dříku	$h =$	1.4	m		
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	<b>2x28</b>	mm		
	$a =$	<b>150</b>	mm		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	<b>2x25</b>	mm		
	$a =$	<b>150</b>	mm		
Únosnost průřezu v ohybu svislé výztuže:	$M_{Rd} =$	<b>4350</b>	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu vodorovné výztuže:	$M_{Rd} =$	<b>3591</b>	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví

#### Dřík zdi – změna tloušťky dříku, ohybová rubová výztuž

výška průřezu	$h =$	0.85	m		
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	<b>2x25</b>	mm		
	$a =$	<b>150</b>	mm		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	<b>2x25</b>	mm		
	$a =$	<b>150</b>	mm		
Únosnost průřezu v ohybu svislé výztuže:	$M_{Rd} =$	<b>1955</b>	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu vodorovné výztuže:	$M_{Rd} =$	<b>2026</b>	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví

#### Statický výpočet

**Dřík zdi – pata dříku, ohybová výztuž v líci**

výška průřezu v patě dříku	$h =$	1.4	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 svislé výztuže:	$M_{Rd} =$	1411	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$		vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu vodorovné výztuže:	$M_{Rd} =$	3591	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$		vyhoví

**Dřík zdi – změna tloušťky dříku, ohybová výztuž v líci**

výška průřezu	$h =$	0.85	m			
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	2x22	mm			
	$a =$	150	mm			
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	2x25	mm			
	$a =$	150	mm			
Únosnost průřezu v ohybu svislé výztuže:	$M_{Rd} =$	1549	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$		vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu vodorovné výztuže:	$M_{Rd} =$	2026	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$		vyhoví

**Dřík zdi – 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)	
pata	1.400	586.2	7027.7	nutná výztuž	0.012	6.7	0.15	6486.21	4322.68	vyhoví
změna tl.	0.850	445.9	4123.7	nutná výztuž	0.012	6.7	0.15	3800.29	2520.20	vyhoví
konstr.	0.850	328.5	4131.6	konstr. výztuž	0.012	3.3	0.30	953.55	2525.11	vyhoví

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

**Zatížitelnost**

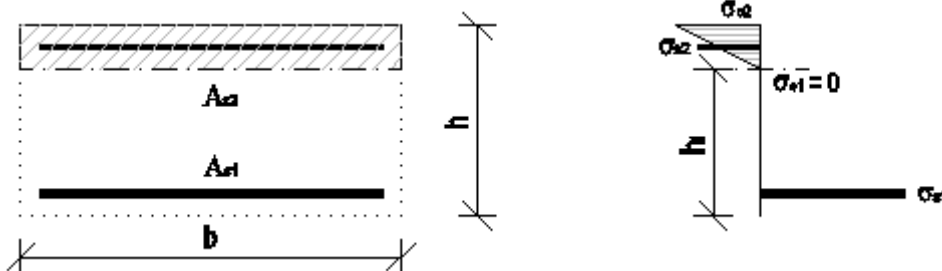
Maximální záporný moment v patě dříku od LM71			
svislý	$M_{Ed,LM71} =$	1332	kNm/m
vodorovný	$M_{Ed,LM71} =$	919	kNm/m
Maximální záporný moment v zm. tl dříku od LM71			
svislý	$M_{Ed,LM71} =$	390	kNm/m
vodorovný	$M_{Ed,LM71} =$	608	kNm/m
Maximální posouvající síla v patě dříku od LM71	$V_{Ed,LM71} =$	1265	kN
Maximální posouvající síla v zm. tl. dříku od LM71	$V_{Ed,LM71} =$	671	kN
Maximální záporný moment v patě dříku od ost.zat.			
svislý	$M_{Ed,LM71} =$	2255	kNm/m
vodorovný	$M_{Ed,LM71} =$	1765	kNm/m
Maximální záporný moment v zm. tl dříku od ost.zat			
svislý	$M_{Ed,LM71} =$	1138	kNm/m
vodorovný	$M_{Ed,LM71} =$	1274	kNm/m
Maximální posouvající síla v patě dříku od ost.zat	$V_{Ed,LM71} =$	2444	kN
Maximální posouvající síla v zm. tl. dříku od ost.zat	$V_{Ed,LM71} =$	1883	kN

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

Pro svislou výztuž v rubu, v patě dříku	$Z_{LM71} =$	1,57
Pro vodorovnou výztuž v rubu, v patě dříku	$Z_{LM71} =$	1,98
Pro svislou výztuž v rubu, v zm. tl. dříku	$Z_{LM71} =$	2,09
Pro vodorovnou výztuž v rubu, v zm. tl. dříku	$Z_{LM71} =$	1,23
Pro smykovou výztuž, v patě dříku	$Z_{LM71} =$	3,19
Pro smykovou výztuž, v zm. tl. dříku	$Z_{LM71} =$	2,85

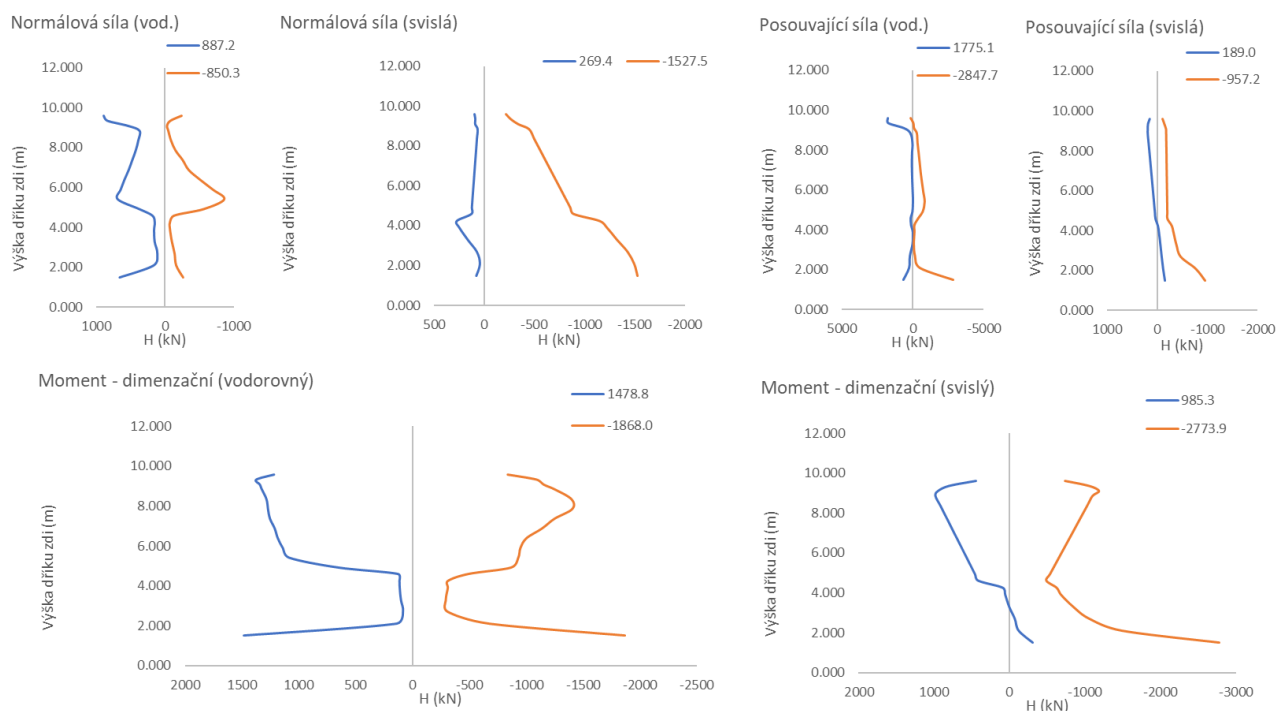
## 14.8. Výztuž dříku zdi v MSP – charakteristická

Pro posouzení jsou uvažovány stejné vstupní parametry jako v MSÚ. Posouzení je provedeno pro průřez s trhlinou, za vyloučení působení betonu v tahu.



Posouzení je provedeno pro extrémní hodnoty charakteristických dimenzačních momentů výztuže na rubu konstrukce, od charakteristické kombinace zatížení. S ohledem na křídlo je nutné uvážit i vliv tahových vodorovných sil.

Celkové obálky vnitřních sil v MSP 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)
$F_{x,max}$	887	-33	1749	-87	-703	-670
$F_{x,min}$	-850	-292	-80	2	-689	287
$F_{y,max}$	79	269	-113	-271	-150	-572
$F_{y,min}$	639	-1527	-2793	-753	-1709	-2760
$V_{x,max}$	843	9	1775	-95	-781	-737
$V_{x,min}$	652	-1505	-2848	-743	-1796	-2761
$V_{y,max}$	319	-84	-282	189	1321	960
$V_{y,min}$	-57	-23	670	-957	547	-2203
$M_{x,max}$	87	-363	-1180	-616	1479	-1631
$M_{x,min}$	646	-1442	-2799	-761	-1868	-2764
$M_{y,max}$	350	-98	-285	189	1277	985
$M_{y,min}$	638	-1465	-2780	-770	-1805	-2774

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

	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>305</b>	-3	463	-12	149	-133
$F_{x,min}$	<b>-206</b>	-35	7	0	-245	84
$F_{y,max}$	28	<b>172</b>	-31	-102	-50	-211
$F_{y,min}$	133	<b>-385</b>	-873	-251	-634	-919
$V_{x,max}$	305	-3	<b>463</b>	-12	149	-133
$V_{x,min}$	133	-385	<b>-873</b>	-251	-634	-919
$V_{y,max}$	113	3	156	<b>49</b>	324	214
$V_{y,min}$	-30	105	146	<b>-290</b>	277	-695
$M_{x,max}$	141	0	190	27	<b>340</b>	215
$M_{x,min}$	133	-385	-873	-251	<b>-634</b>	-919
$M_{y,max}$	132	3	-63	47	339	<b>276</b>
$M_{y,min}$	133	-385	-873	-251	-634	<b>-919</b>

	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>622</b>	20	1346	-65	-532	-594
$F_{x,min}$	<b>-630</b>	-282	-99	5	-358	229
$F_{y,max}$	50	<b>97</b>	203	23	325	-199
$F_{y,min}$	478	<b>-1084</b>	-1738	-442	-892	-1639
$V_{x,max}$	621	19	<b>1347</b>	-65	-532	-595
$V_{x,min}$	491	-1040	<b>-1792</b>	-439	-1029	-1650
$V_{y,max}$	191	-87	-221	<b>143</b>	993	693
$V_{y,min}$	-70	-167	529	<b>-615</b>	134	-1346
$M_{x,max}$	164	-359	-809	-410	<b>1157</b>	-1046
$M_{x,min}$	233	-601	-1272	-384	<b>-1236</b>	-1319
$M_{y,max}$	151	-113	-225	100	1012	<b>698</b>
$M_{y,min}$	462	-987	-1646	-480	-984	<b>-1655</b>

#### Posouzení průřezu – svislá výztuž

Posouzení pro záporný moment v patě díku:

$$\sigma_c = -13.0 \text{ MPa} \quad 1.6f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 273.3 \text{ MPa} \quad 1.8f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

Posouzení pro záporný moment v zm. tl. díku:

$$\sigma_c = -12.6 \text{ MPa} \quad 1.6f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 234.2 \text{ MPa} \quad 1.8f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

#### Posouzení průřezu – vodorovná výztuž

Posouzení pro záporný moment v patě díku:

$$\sigma_c = -10.0 \text{ MPa} \quad 1.6f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 354.2 \text{ MPa} \quad 1.8f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

Posouzení pro záporný moment v zm. tl. díku:

$$\sigma_c = -16.0 \text{ MPa} \quad 1.6f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 302.2 \text{ MPa} \quad 1.8f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

#### Zatížitelnost

Maximální záporný moment v patě díku od LM71

Napětí v betonu

$$\sigma_{Ed,LM71} =$$

svislá

$$-4,3 \text{ MPa}$$

vodorovná

$$-3,5 \text{ MPa}$$

Napětí ve výztuži

$$\sigma_{Ed,LM71} =$$

$$90,5 \text{ MPa}$$

$$112,0 \text{ MPa}$$

Maximální záporný moment v zm. tl. díku od LM71

Napětí v betonu

$$\sigma_{Ed,LM71} =$$

$$-3,1 \text{ MPa}$$

$$-4,7 \text{ MPa}$$

Napětí ve výztuži

$$\sigma_{Ed,LM71} =$$

$$57,3 \text{ MPa}$$

$$94,8 \text{ MPa}$$

Maximální záporný moment v patě díku od ost. zat.

Napětí v betonu

$$\sigma_{Ed,LM71} =$$

$$-7,7 \text{ MPa}$$

$$-6,9 \text{ MPa}$$

Napětí ve výztuži

$$\sigma_{Ed,LM71} =$$

$$163,0 \text{ MPa}$$

$$215,9 \text{ MPa}$$

Maximální záporný moment v zm. tl. díku od ost. zat.

Napětí v betonu

$$\sigma_{Ed,LM71} =$$

$$-9,4 \text{ MPa}$$

$$-10,6 \text{ MPa}$$

Napětí ve výztuži

$$\sigma_{Ed,LM71} =$$

$$174,3 \text{ MPa}$$

$$196,5 \text{ MPa}$$

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

Pro svislou výztuž v rubu, v patě díku

$$Z_{LM71} = 2,38$$

Pro svislou výztuž v rubu, v zm. tl. díku

$$Z_{LM71} = 2,81$$

Pro vodorovnou výztuž v rubu, v patě díku

$$Z_{LM71} = 1,64$$

Pro vodorovnou výztuž v rubu, v zm. tl. díku

$$Z_{LM71} = 1,58$$

#### Statický výpočet

## 14.9. Výztuž křídla zdi v MSÚ

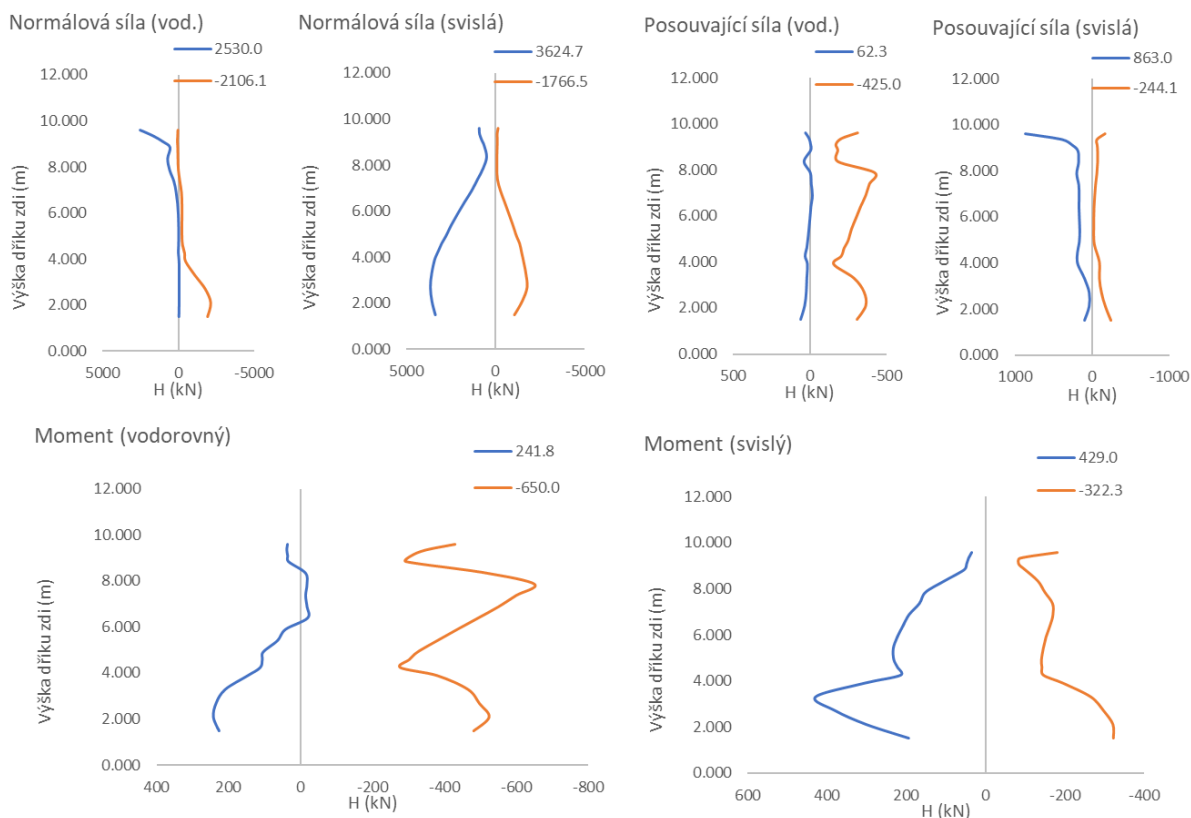
Pro návrh výztuže jsou spočteny dimenzační hodnoty momentů, v obálkách vnitřních sil je tedy patrný vliv kroutících momentů a smykové deformace, zejména s ohledem na změny tloušťky průřezu.

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

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

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)	$M_y$ (kNm/m)	$M_x$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>2530</b>	882	21	863	-410	-179
$F_{x,min}$	<b>-2106</b>	-1482	-258	23	-360	153
$F_{y,max}$	-221	<b>3625</b>	-9	-95	192	316
$F_{y,min}$	-1754	<b>-1766</b>	-266	-4	-359	178
$V_{x,max}$	-80	753	<b>62</b>	-95	161	179
$V_{x,min}$	566	227	<b>-425</b>	134	-650	-133
$V_{y,max}$	2530	882	21	<b>863</b>	-410	-179
$V_{y,min}$	-96	3350	16	<b>-244</b>	-189	-304
$M_{x,max}$	-522	2129	0	-160	<b>242</b>	301
$M_{x,min}$	566	227	-425	134	<b>-650</b>	-133
$M_{y,max}$	-158	3387	-4	-61	194	<b>429</b>
$M_{y,min}$	-1542	-898	-310	63	-481	<b>-322</b>

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

	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	665	277	0	257	-173	-54
$F_{x,min}$	-688	-277	-49	14	-114	-68
$F_{y,max}$	-75	1252	-11	-42	-50	50
$F_{y,min}$	-585	-520	-76	-18	-130	-73
$V_{x,max}$	-22	1087	0	-29	-38	-59
$V_{x,min}$	225	121	-163	26	-275	-48
$V_{y,max}$	665	277	0	257	-173	-54
$V_{y,min}$	-38	1170	-4	-77	-52	-120
$M_{x,max}$	-60	1216	-14	-38	47	75
$M_{x,min}$	225	121	-163	26	-275	-48
$M_{y,max}$	-60	1218	-15	-38	47	75
$M_{y,min}$	-38	1170	-4	-77	-52	-120

	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	1886	614	21	615	-242	-127
$F_{x,min}$	-1346	-991	-136	39	-145	210
$F_{y,max}$	-135	2238	17	-45	166	331
$F_{y,min}$	-1080	-1177	-147	29	-159	224
$V_{x,max}$	-94	879	63	-101	160	172
$V_{x,min}$	-1010	-839	-295	0	-393	-247
$V_{y,max}$	1886	617	28	615	-241	-127
$V_{y,min}$	-169	1378	56	-169	198	186
$M_{x,max}$	-330	1317	16	-111	205	278
$M_{x,min}$	-977	-816	-295	2	-393	-247
$M_{y,max}$	-100	2211	10	-24	149	357
$M_{y,min}$	-877	-629	-262	49	-371	-256

#### Návrh a posouzení výztuže křídla:

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

#### Dřík zdi – pata dříku, ohybová rubová výztuž

výška průřezu v patě dříku	$h =$	0.75	m		
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	20	mm		
	$a =$	150	mm		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	25	mm		
	$a =$	150	mm		
Únosnost průřezu v ohybu svislé výztuže:	$M_{Rd} =$	578	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu vodorovné výztuže:	$M_{Rd} =$	921	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví

#### Dřík zdi – změna tloušťky dříku, ohybová rubová výztuž

výška průřezu	$h =$	0.60	m		
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	16	mm		
	$a =$	150	mm		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	25	mm		
	$a =$	150	mm		
Únosnost průřezu v ohybu svislé výztuže:	$M_{Rd} =$	288	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu vodorovné výztuže:	$M_{Rd} =$	708	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví

#### Dřík zdi – pata dříku, ohybová výztuž v lici

výška průřezu v patě dříku	$h =$	0.75	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 svislé výztuže:	$M_{Rd} =$	587	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu vodorovné výztuže:	$M_{Rd} =$	390	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví

#### Statický výpočet

**Dřík zdi – změna tloušťky dříku, ohybová výztuž v líci**

výška průřezu	$h =$	0.60	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 svislé výztuže:	$M_{Rd} =$	293	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$		vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu vodorovné výztuže:	$M_{Rd} =$	302	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$		vyhoví

**Dřík zdi – smyková výztuž**

Návrh smykové výztuže				nutná výztuž	$\phi =$ 12 mm						vyhoví
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)	vyhoví	
pata	0.750	265.0	3616.8		0.012	3.3	0.30	827.33	2205.58	vyhoví	
změna tl.	0.600	210.4	2835.4		0.012	3.3	0.30	645.39	1720.55	vyhoví	
konstr.	0.600	210.4	2835.4		0.012	6.7	0.30	1290.85	1720.55	vyhoví	

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

**Zatížitelnost**

Maximální záporný moment v patě dříku od LM71			
svislý	$M_{Ed,LM71} =$	120	kNm/m
vodorovný	$M_{Ed,LM71} =$	136	kNm/m
Maximální záporný moment v zm. tl dříku od LM71			
svislý	$M_{Ed,LM71} =$	59	kNm/m
vodorovný	$M_{Ed,LM71} =$	275	kNm/m
Maximální posouvající síla v patě dříku od LM71	$V_{Ed,LM71} =$	163	kN
Maximální posouvající síla v zm. tl. dříku od LM71	$V_{Ed,LM71} =$	109	kN
Maximální záporný moment v patě dříku od ost.zat.			
svislý	$M_{Ed,LM71} =$	256	kNm/m
vodorovný	$M_{Ed,LM71} =$	393	kNm/m
Maximální záporný moment v zm. tl dříku od ost.zat.			
svislý	$M_{Ed,LM71} =$	143	kNm/m
vodorovný	$M_{Ed,LM71} =$	338	kNm/m
Maximální posouvající síla v patě dříku od ost.zat.	$V_{Ed,LM71} =$	236	kN
Maximální posouvající síla v zm. tl. dříku od ost.zat.	$V_{Ed,LM71} =$	296	kN

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

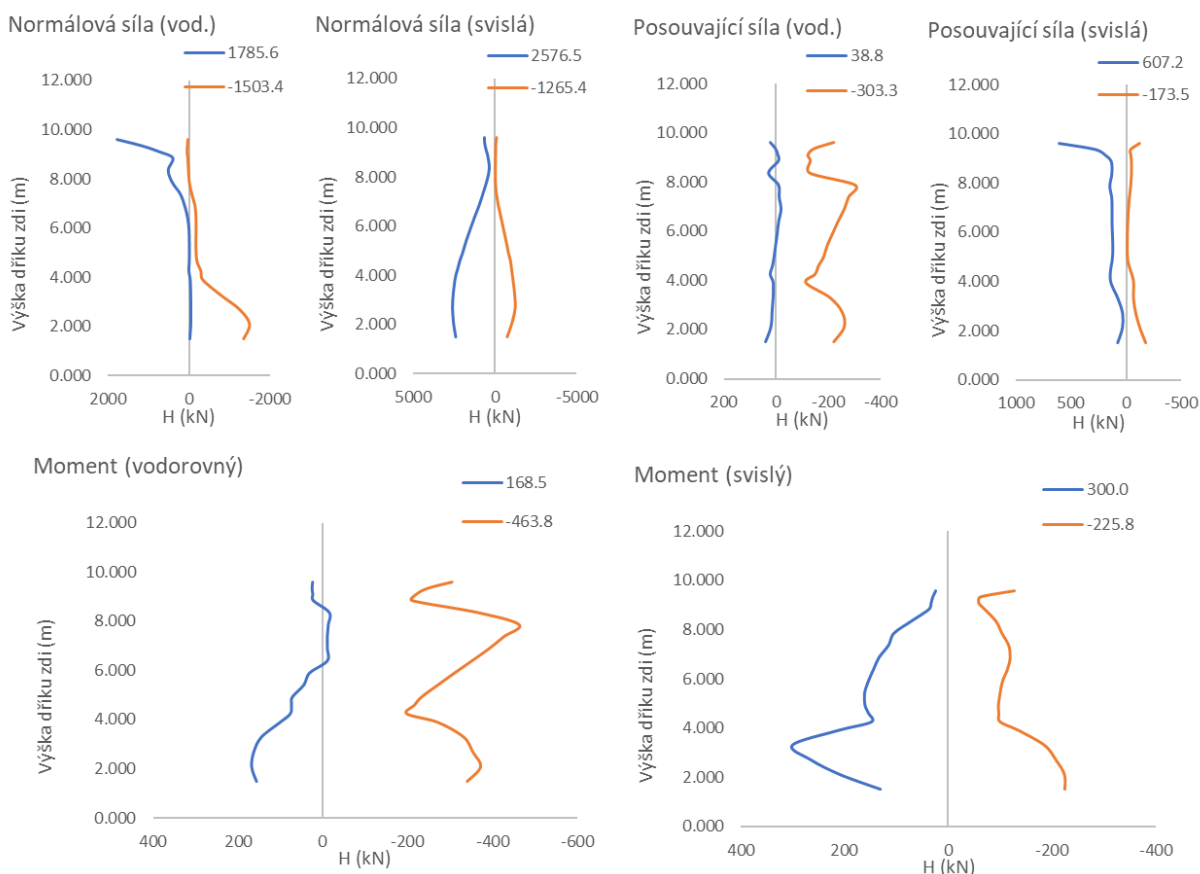
Pro svislou výztuž v rubu, v patě dříku	$Z_{LM71} =$	2,67
Pro vodorovnou výztuž v rubu, v patě dříku	$Z_{LM71} =$	3,89
Pro svislou výztuž v rubu, v zm. tl. dříku	$Z_{LM71} =$	2,48
Pro vodorovnou výztuž v rubu, v zm. tl. dříku	$Z_{LM71} =$	1,34
Pro smykovou výztuž, v patě dříku	$Z_{LM71} =$	3,62
Pro smykovou výztuž, v zm. tl. dříku	$Z_{LM71} =$	2,62

#### 14.10. Výztuž křídla zdi 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, jako u dířku zdi.

Posouzení je provedeno pro extrémní hodnoty charakteristických dimenzačních momentů výztuže na rubu konstrukce, od charakteristické kombinace zatížení. Kvazistálá kombinace zatížení se neposuzuje, protože z hlediska vzniku a šířky trhliny bude v tomto místě konstrukce opatřena izolací a z hlediska lineárního nebo nelineárního dotvarování není tento vliv na konstrukci významný.

Celkové obálky vnitřních sil v MSP 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)	$M_y$ (kNm/m)	$M_x$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>1786</b>	627	15	607	-291	-126
$F_{x,min}$	<b>-1503</b>	-1063	-190	17	-264	-112
$F_{y,max}$	-158	<b>2576</b>	-7	-67	136	222
$F_{y,min}$	-1251	<b>-1265</b>	-195	-3	-262	122
$V_{x,max}$	285	80	<b>39</b>	-96	-524	-391
$V_{x,min}$	403	162	<b>-303</b>	100	-464	-93
$V_{y,max}$	1785	629	20	<b>607</b>	-290	-127
$V_{y,min}$	-69	2382	10	<b>-174</b>	-135	-218
$M_{x,max}$	-373	1513	-3	-114	<b>168</b>	208
$M_{x,min}$	403	162	-303	100	<b>-464</b>	-93
$M_{y,max}$	-113	2407	-5	-44	136	<b>300</b>
$M_{y,min}$	-1111	-652	-221	47	-341	<b>-226</b>

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

	F <sub>x</sub> (kN/m)	F <sub>y</sub> (kN/m)	V <sub>x</sub> (kN/m)	V <sub>y</sub> (kN/m)	M <sub>y</sub> (kNm/m)	M <sub>x</sub> (kNm/m)
F <sub>x,max</sub>	459	191	0	177	-119	-37
F <sub>x,min</sub>	-475	-191	-34	10	-79	-47
F <sub>y,max</sub>	-52	864	-8	-29	-34	34
F <sub>y,min</sub>	-403	-359	-52	-12	-90	-50
V <sub>x,max</sub>	-15	750	0	-20	-26	-40
V <sub>x,min</sub>	155	83	-113	18	-190	-33
V <sub>y,max</sub>	459	191	0	177	-119	-37
V <sub>y,min</sub>	-26	807	-3	-53	-36	-83
M <sub>x,max</sub>	-42	838	-10	-26	32	51
M <sub>x,min</sub>	155	83	-113	18	-190	-33
M <sub>y,max</sub>	-41	840	-10	-26	32	52
M <sub>y,min</sub>	-26	807	-3	-53	-36	-83

	F <sub>x</sub> (kN/m)	F <sub>y</sub> (kN/m)	V <sub>x</sub> (kN/m)	V <sub>y</sub> (kN/m)	M <sub>y</sub> (kNm/m)	M <sub>x</sub> (kNm/m)
F <sub>x,max</sub>	1342	443	15	436	-175	-90
F <sub>x,min</sub>	-978	-723	-106	28	-117	141
F <sub>y,max</sub>	-98	1617	10	-32	117	231
F <sub>y,min</sub>	-785	-858	-114	20	-125	151
V <sub>x,max</sub>	-86	749	39	-89	120	121
V <sub>x,min</sub>	-754	-622	-212	2	-282	-174
V <sub>y,max</sub>	1342	444	20	436	-174	-91
V <sub>y,min</sub>	-123	993	36	-122	138	126
M <sub>x,max</sub>	-240	953	8	-80	143	192
M <sub>x,min</sub>	-732	-607	-212	3	-282	-174
M <sub>y,max</sub>	-73	1595	5	-18	105	250
M <sub>y,min</sub>	-652	-466	-189	38	-265	-180

### Posouzení průřezu – vodorovná výztuž

Posouzení pro záporný moment v patě dířku:

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

$$\sigma_s = 179.4 \text{ MPa} \quad 0.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

Posouzení pro záporný moment v zm. tl. dířku:

$$\sigma_c = -14.4 \text{ MPa} \quad 0.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 289.1 \text{ MPa} \quad 0.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

Posouzení pro záporný moment v zm. tl. dířku:

$$\sigma_c = -11.4 \text{ MPa} \quad 0.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 228.5 \text{ MPa} \quad 0.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

### Zatížitelnost

Maximální záporný moment v patě dířku od LM71

Napětí v betonu

$$\sigma_{Ed,LM71} = -2,0 \text{ MPa}$$

Napětí ve výztuži

$$\sigma_{Ed,LM71} = 45,0 \text{ MPa}$$

Maximální záporný moment v zm. tl. dířku od LM71

Napětí v betonu

$$\sigma_{Ed,LM71} = -5,9 \text{ MPa}$$

Napětí ve výztuži

$$\sigma_{Ed,LM71} = 118,3 \text{ MPa}$$

Maximální záporný moment v patě dířku od ost. zat.

Napětí v betonu

$$\sigma_{Ed,LM71} = -5,9 \text{ MPa}$$

Napětí ve výztuži

$$\sigma_{Ed,LM71} = 135,9 \text{ MPa}$$

Maximální záporný moment v zm. tl. dířku od ost. zat.

Napětí v betonu

$$\sigma_{Ed,LM71} = -7,7 \text{ MPa}$$

Napětí ve výztuži

$$\sigma_{Ed,LM71} = 154,7 \text{ MPa}$$

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

Pro svislou výztuž v rubu, v patě dířku

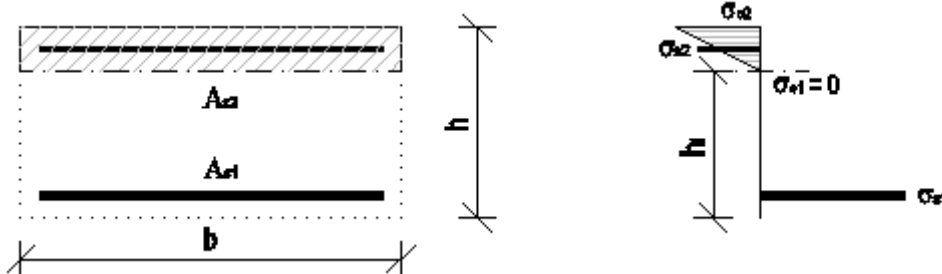
$$Z_{LM71} = 5,86$$

Pro svislou výztuž v rubu, v zm. tl. dířku

$$Z_{LM71} = 1,74$$

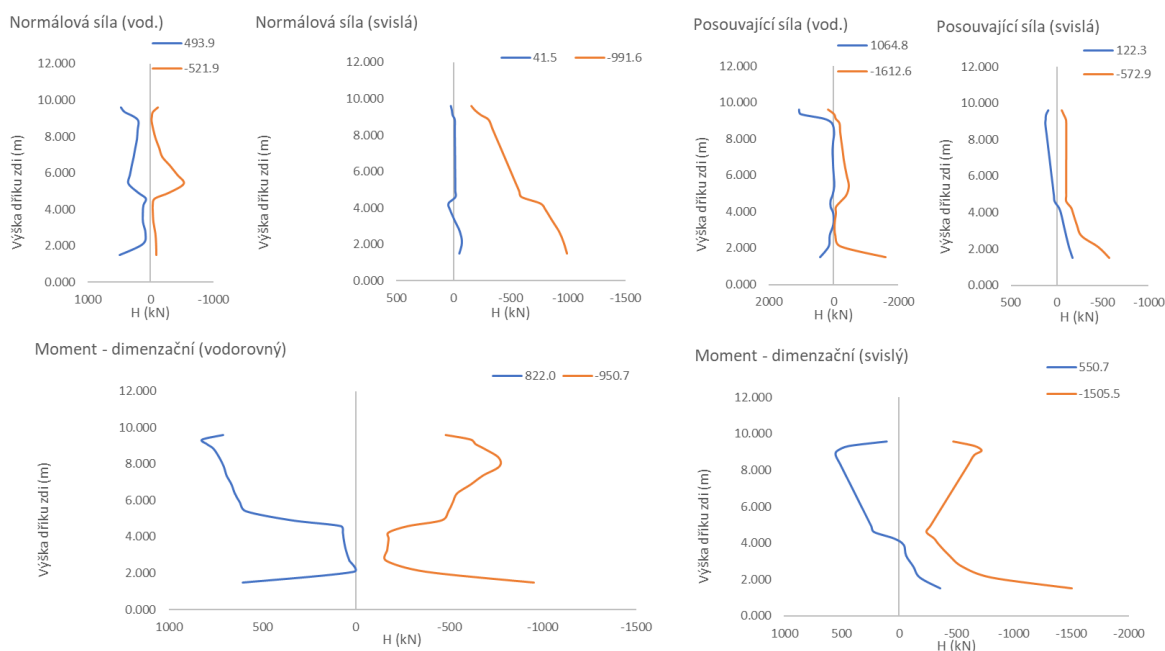
### 14.11. Výztuž dířku zdi v MSP – kvazistálá

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



Posouzení je provedeno pro extrémní hodnoty kvazistálých dimenzačních momentů lícové vodorovné výztuže na rubu konstrukce, od kvazistálé kombinace zatížení.

Celkové obálky vnitřních sil v MSP 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)
$F_{x,max}$	494	-975	-1604	-409	-879	-1494
$F_{x,min}$	-522	-222	-67	15	-343	156
$F_{y,max}$	36	41	-68	-138	-69	-260
$F_{y,min}$	482	-992	-1569	-416	-821	-1497
$V_{x,max}$	444	-42	1065	-54	-481	-473
$V_{x,min}$	491	-972	-1613	-408	-891	-1495
$V_{y,max}$	181	-102	-182	122	744	543
$V_{y,min}$	-17	-139	412	-573	214	-1226
$M_{x,max}$	114	-100	256	82	822	-475
$M_{x,min}$	487	-921	-1573	-423	-951	-1499
$M_{y,max}$	151	-120	-185	89	762	551
$M_{y,min}$	480	-939	-1555	-430	-896	-1506

### Posouzení průřezu

Pro $w_{k,max} = 0,3 \text{ mm}$	Napětí ve výztuži (MPa)	průměr prutu (mm)	vzdálenost prutů
	160	32	300
	200	25	250
	240	16	200
	280	12	150
	320	10	100
	360	8	50
	400	6	-
	450	5	-
$\sigma_{s,pole} =$	<b>173.1</b>	<b>29.7</b>	<b>284</b>
$\sigma_{s,podpora} =$	<b>125.2</b>	<b>32.0</b>	<b>300</b>

Posouzení pro kladný moment v patě díku:  
 $\sigma_c = -8.5 \text{ Mpa} : 0.45 \cdot f_{ck} = -13.5 \text{ Mpa}$

Posouzení pro kladný moment v zm. tl. díku:  
 $\sigma_c = -4.8 \text{ MPa} : 0.45 \cdot f_{ck} = -13.5 \text{ MPa}$

Průřez je z hlediska omezení šířky trhlin a navržené výztuže vyhovující.

## 14.12. Deformace konstrukce

### 14.12.1. Sedání pilot

Sednutí pilot je posouzeno v patě pilot, odečtením z výpočetního modelu. Pomocné výpočty z programu GEO jsou přílohou statického výpočtu. V ČR je maximální přijatelné sedání pilot 25 mm.

Maximální sednutí předních pilot  $s = 14,3 \text{ mm} < 25 \text{ mm}$  vyhoví

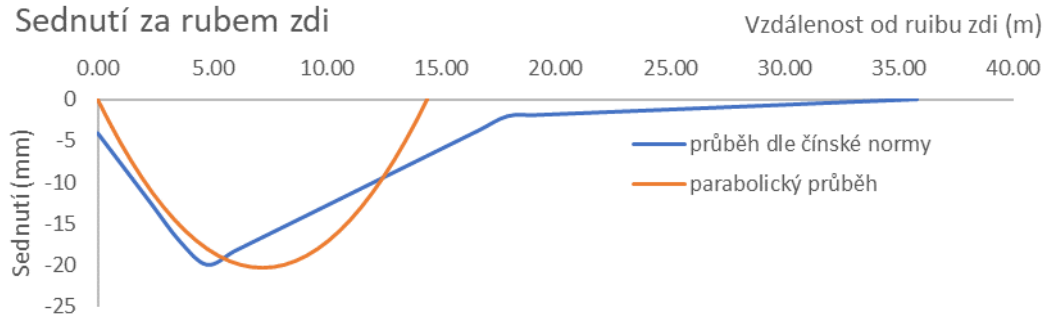
Maximální sednutí zadních pilot  $s = 8,9 \text{ mm} < 25 \text{ mm}$  vyhoví

### 14.12.2. Vodorovná deformace zdi

Protože zeď je poměrně vysoká, je nutné posoudit vliv maximální vodorovné deformace, jejímž důsledkem je i sednutí terénu za rubem konstrukce. Pro deformace je uvažován vliv změny tuhosti vlivem vzniku trhlin.

výška zdi (od základové spáry, bez římsové části)	$H =$	8.95	m
délka konstrukce v zemině (pod dnem výkopu – délka pilot)	$D =$	16,0	m
maximální vodorovná deformace od nahodilého zatížení (hlava)	$d_{h,h} =$	51,2	mm
maximální vodorovná deformace od nahodilého zatížení (pata)	$d_{h,p} =$	7,4	mm
maximální vodorovná deformace od nahodilého zatížení (po výšce zdi)	$\Delta d_h =$	38,5	mm
mobilizace aktivního zemního tlaku (min. 2mm/m)		ANO	
maximální dovolená deformace od nahodilého zatížení (po výšce zdi)	$\Delta d_h < H/100$	<u>vyhoví</u>	

#### Sednutí za rubem zdi

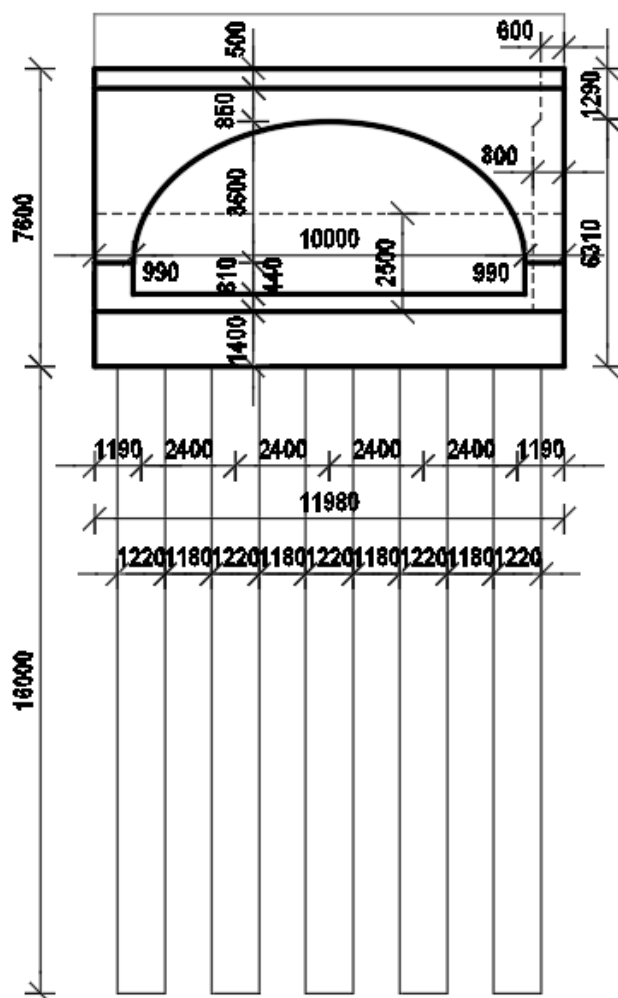


U koleje se předpokládá provedení 3. podbití, přičemž to poslední proběhne cca po šestiměsíčním provozu na trati. Provedením podbití bude tedy eliminována většina sednutí za rubem opěry, přičemž zbývající nerovnoměrné sednutí pod koleji bude již zanedbatelné.

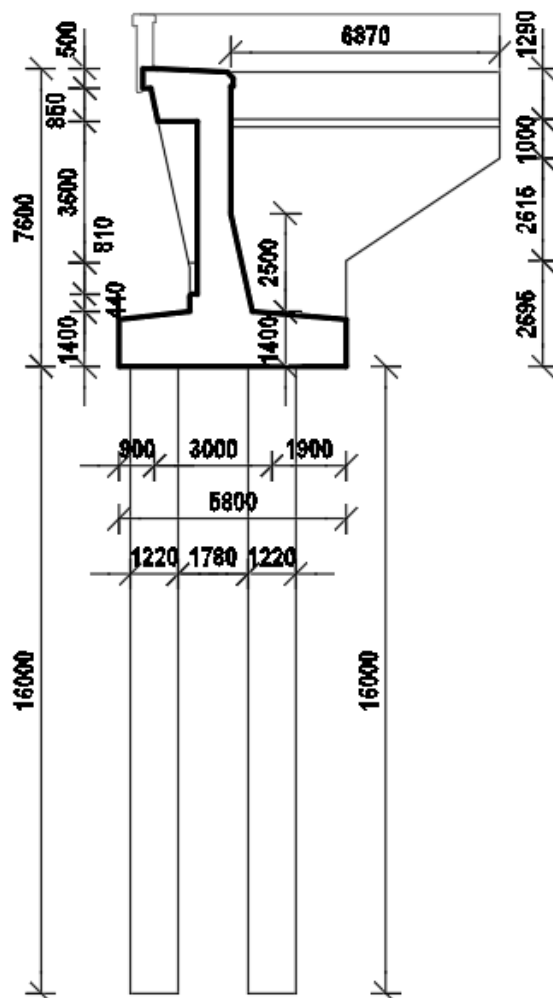
## 15. KONCOVÝ DILATAČNÍ CELEK VÝŠKY 7,60 M, S ELIPTICKÝM PRVKEM A DLOUHÝM ZAVĚŠENÝM KŘÍDLEM

### 15.1. Schéma idealizovaného dilatačního celku

ČELNÍ POHLED

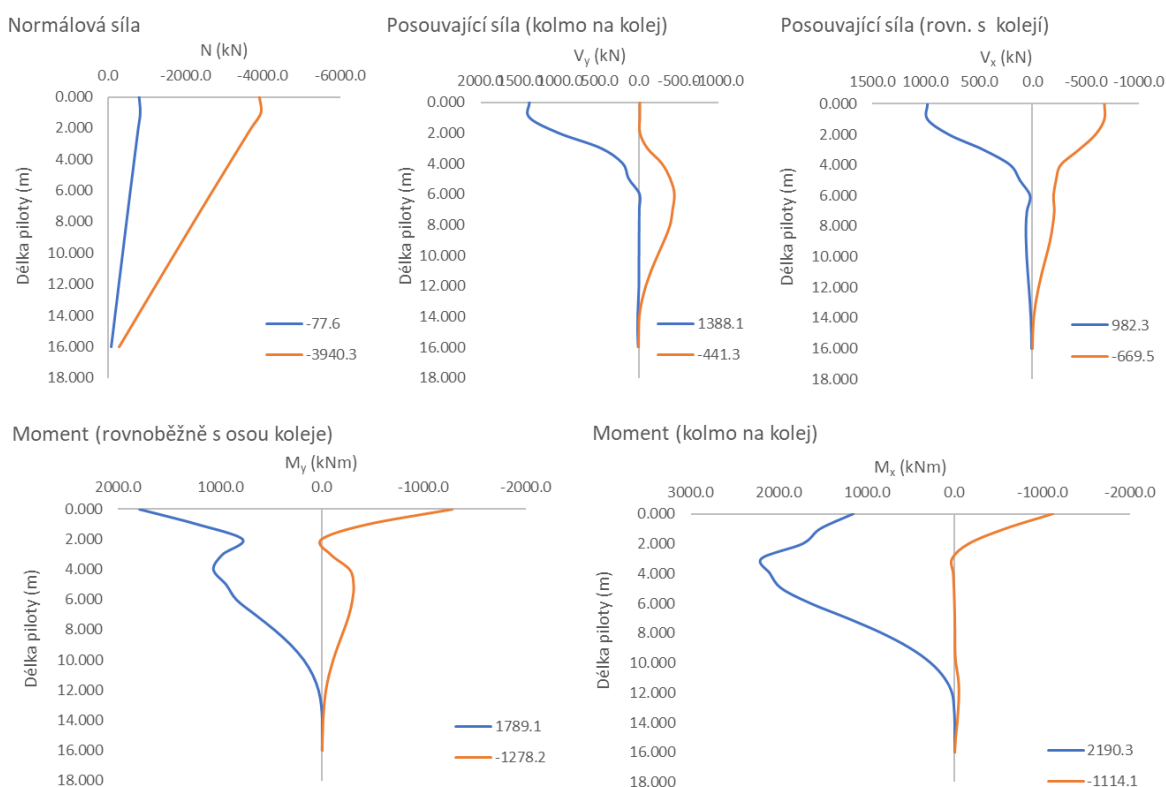


PŘÍČNÝ ŘEZ



## 15.2. Posouzení výztuže pilot – přední 16 m piloty

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



	N (kN)	$V_y$ (kN)	$V_x$ (kN)	$M_y$ (kNm)	$M_x$ (kNm)
$N_{\max}$	-78	0	2	0	0
$N_{\min}$	-3940	1326	194	521	503
$V_{y,\max}$	-3852	1388	198	564	691
$V_{y,\min}$	-2637	-441	-134	311	1265
$V_{z,\max}$	-1434	312	982	-1243	980
$V_{z,\min}$	-2282	317	-670	982	-202
$M_{y,\max}$	-3566	1035	-569	1789	-288
$M_{y,\min}$	-1221	155	890	-1278	316
$M_{z,\max}$	-3362	474	3	683	2190
$M_{z,\min}$	-1911	542	144	33	-1114

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

	N (kN)	$V_y$ (kN)	$V_x$ (kN)	$M_y$ (kNm)	$M_x$ (kNm)
$N_{\max}$	-5	1	0	0	0
$N_{\min}$	-944	427	72	154	503
$V_{y,\max}$	-914	449	71	175	573
$V_{y,\min}$	-623	-196	-44	104	497
$V_{z,\max}$	-181	135	88	139	822
$V_{z,\min}$	-680	-190	-45	148	693
$M_{y,\max}$	-797	101	5	223	982
$M_{y,\min}$	-281	-13	-2	-5	-21
$M_{z,\max}$	-797	101	5	223	982
$M_{z,\min}$	-56	-3	-3	-4	-25

	N (kN)	$V_y$ (kN)	$V_x$ (kN)	$M_y$ (kNm)	$M_x$ (kNm)
$N_{\max}$	-78	0	2	0	0
$N_{\min}$	-2804	806	108	333	-99
$V_{y,\max}$	-2748	892	281	195	-52
$V_{y,\min}$	-1743	-215	-85	242	696
$V_{z,\max}$	-1258	181	897	-1292	316
$V_{z,\min}$	-2347	349	-679	993	-118
$M_{y,\max}$	-2681	600	-637	1688	-409
$M_{y,\min}$	-1260	181	896	-1293	316
$M_{z,\max}$	-2227	36	-26	465	1056
$M_{z,\min}$	-1911	542	144	33	-1114

Vyhodnocení únosnosti pilot:

Maximální tlaková síla v pilotě

$$N_{\min} < n_g \cdot R_{c,\min} = 5035,9 \text{ kN/pilotu}$$

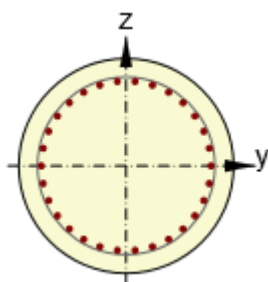
vyhoví

Návrh a posouzení výztuže pilot:

S ohledem na geologické podmínky není, na stranu bezpečnou, uvaženo pro posouzení výztuže pilot vliv tlakové normálové síly. Tím je uvažována přijatelná rezerva v návrhu, s ohledem na nejistoty výpočetního modelu při vystižení základových podmínek. Protože piloty budou prováděny v měkkých zeminách, bez použití výpažnice po 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

$$D = 1,22 \text{ m}$$

Charakteristická pevnost betonu v tlaku

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

Charakteristická pevnost výztuže

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Tloušťka výpažnice

$$t = 10 \text{ mm}$$

Krytí výztuže k výpažnici

$$c = 70 \text{ mm}$$

Návrh ohybové výztuže

$$\phi = 32 \text{ mm}$$

$$n = 32 \text{ ks}$$

Návrh smykové výztuže

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$a = 50 \text{ mm}$$

Únosnost průřezu v ohybu:

$$M_{Rd} = 4536 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} < M_{Rd}$$

**vyhoví**

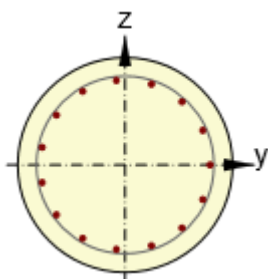
Únosnost průřezu ve smyku:

$$V_{Rd} = 1987 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

**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 1/5 délky (v 3 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 100 mm

v 1/2 délky (v 8 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 150 mm

v 3/5 délky (v 10 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 250 mm

**Zatížitelnost**

Výsledný ohybový moment od LM71

$$M_{Ed,LM71} = 1007 \text{ kNm}$$

Výsledná posouvající síla od LM71

$$V_{Ed,LM71} = 455 \text{ kN}$$

Výsledný ohybový moment od ostatních zatížení

$$M_{Ed,OST} = 1736 \text{ kNm}$$

Výsledná posouvající síla od ostatních zatížení

$$V_{Ed,OST} = 935 \text{ kN}$$

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

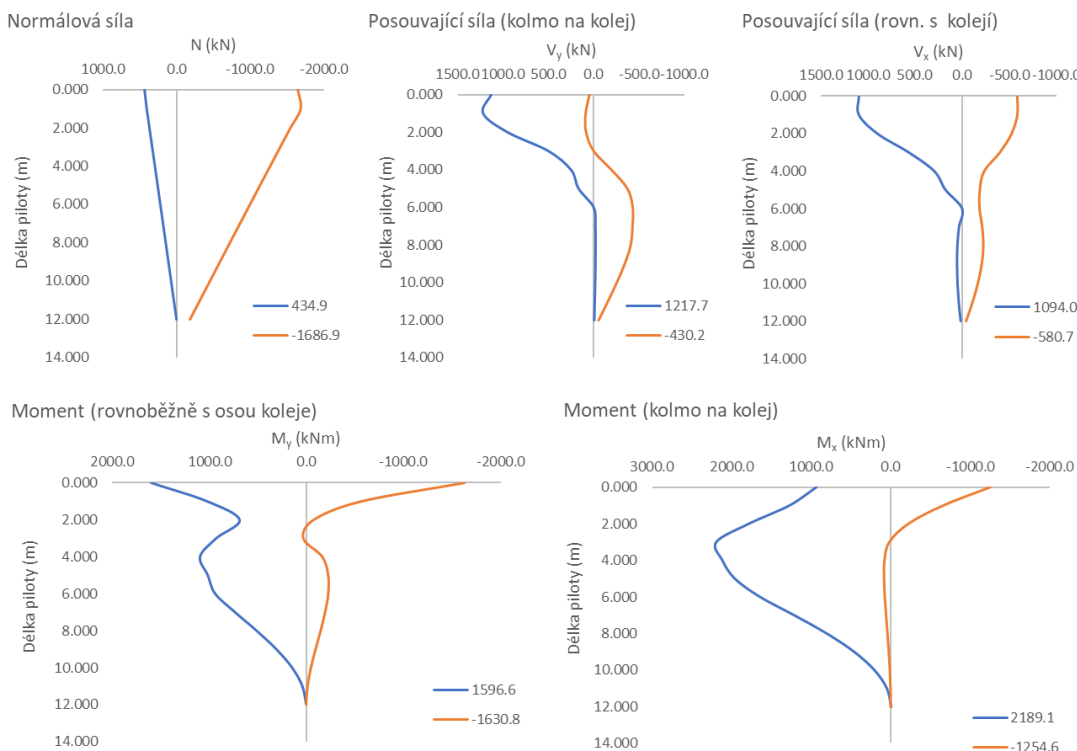
Pro ohyb  $Z_{LM71} = 2,78$

Pro smyk  $Z_{LM71} = 2,31$

### 15.3. Posouzení výztuže pilot – zadní 16 m piloty

Původní 12 m piloty byly optimalizovány na 16 m, pro únosnost pilotového založení, ale s ohledem na optimální návrh délky pilot lze pro posouzení 16 m pilot použít vnitřní síly pro 12 m piloty.

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



	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>z</sub> (kN)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>x</sub> (kNm)
<b>N<sub>max</sub></b>	<b>435</b>	401	679	-1024	587
<b>N<sub>min</sub></b>	<b>-1687</b>	478	-90	468	-361
<b>V<sub>y,max</sub></b>	-1403	<b>1218</b>	-63	753	731
<b>V<sub>y,min</sub></b>	-840	<b>-430</b>	-98	174	1313
<b>V<sub>z,max</sub></b>	46	626	<b>1094</b>	-536	896
<b>V<sub>z,min</sub></b>	-1609	646	<b>-581</b>	1016	-539
<b>M<sub>y,max</sub></b>	-1569	587	-581	<b>1597</b>	-1158
<b>M<sub>y,min</sub></b>	84	538	1094	<b>-1631</b>	313
<b>M<sub>z,max</sub></b>	-1188	461	-124	529	<b>2189</b>
<b>M<sub>z,min</sub></b>	-1368	591	-203	774	<b>-1255</b>

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

	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>z</sub> (kN)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>x</sub> (kNm)
<b>N<sub>max</sub></b>	<b>565</b>	105	164	-14	784
<b>N<sub>min</sub></b>	<b>-19</b>	238	125	-7	399
<b>V<sub>y,max</sub></b>	57	<b>352</b>	187	-11	682
<b>V<sub>y,min</sub></b>	33	<b>-188</b>	-43	165	487
<b>V<sub>z,max</sub></b>	172	305	<b>192</b>	-23	678
<b>V<sub>z,min</sub></b>	77	-138	<b>-50</b>	111	243
<b>M<sub>y,max</sub></b>	403	-142	7	<b>240</b>	634
<b>M<sub>y,min</sub></b>	186	290	180	<b>-241</b>	331
<b>M<sub>z,max</sub></b>	47	57	86	224	<b>970</b>
<b>M<sub>z,min</sub></b>	47	-7	-8	0	<b>0</b>

	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>z</sub> (kN)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>x</sub> (kNm)
<b>N<sub>max</sub></b>	<b>-50</b>	-19	-27	0	0
<b>N<sub>min</sub></b>	<b>-1687</b>	478	-90	468	-361
<b>V<sub>y,max</sub></b>	-1474	<b>853</b>	-488	989	-169
<b>V<sub>y,min</sub></b>	-633	<b>-233</b>	15	-89	494
<b>V<sub>z,max</sub></b>	-476	511	<b>928</b>	-560	128
<b>V<sub>z,min</sub></b>	-1602	637	<b>-587</b>	1023	-484
<b>M<sub>y,max</sub></b>	-1564	578	-587	<b>1610</b>	-1092
<b>M<sub>y,min</sub></b>	-438	423	928	<b>-1489</b>	-341
<b>M<sub>z,max</sub></b>	-1122	78	-207	-16	<b>1104</b>
<b>M<sub>z,min</sub></b>	-1368	591	-203	774	<b>-1255</b>

Vyhodnocení únosnosti pilot:

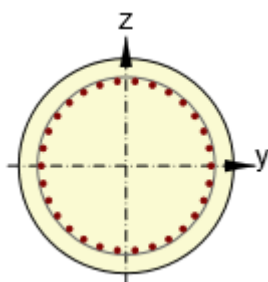
Maximální tlaková síla v pilotě

$$N_{\min} < n_g \cdot R_{c,\min} = 5035,9 \text{ kN/pilotu}$$

vyhovíNávrh a posouzení výztuže pilot:

S ohledem na geologické podmínky není, na stranu bezpečnou, uvaženo pro posouzení výztuže pilot vliv tlakové normálové síly. Tím je uvažována přijatelná rezerva v návrhu, s ohledem na nejistoty výpočetního modelu při vystižení základových podmínek. Protože piloty budou prováděny v měkkých zeminách, bez použití výpažnice po 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

$$D = 1,22 \text{ m}$$

Charakteristická pevnost betonu v tlaku

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

Charakteristická pevnost výztuže

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Tloušťka výpažnice

$$t = 10 \text{ mm}$$

Krytí výztuže k výpažnici

$$c = 70 \text{ mm}$$

Návrh ohybové výztuže

$$\phi = 32 \text{ mm}$$

$$n = 32 \text{ ks}$$

Návrh smykové výztuže

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$a = 50 \text{ mm}$$

Únosnost průřezu v ohybu:

$$M_{Rd} = 4536 \text{ kNm}$$

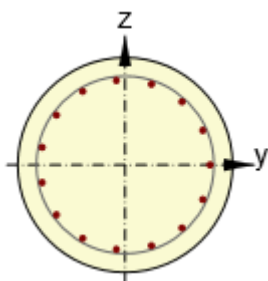
$$M_{Ed} < M_{Rd}$$

**vyhoví**

Únosnost průřezu ve smyku:

$$V_{Rd} = 1987 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

**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 1/5 délky (v 3 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 100 mm

v 1/2 délky (v 8 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 150 mm

v 3/5 délky (v 10 m) piloty lze smykovou výztuž ovinout po 250 mm

**Zatížitelnost**

Výsledný ohybový moment od LM71

$$M_{Ed,LM71} = 996 \text{ kNm}$$

Výsledná posouvající síla od LM71

$$V_{Ed,LM71} = 398 \text{ kN}$$

Výsledný ohybový moment od ostatních zatížení

$$M_{Ed,OST} = 1972 \text{ kNm}$$

Výsledná posouvající síla od ostatních zatížení

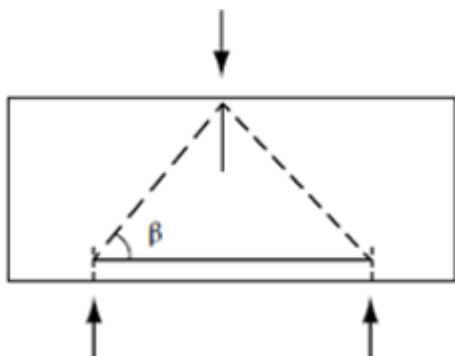
$$V_{Ed,OST} = 1060 \text{ kN}$$

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

Pro ohyb  $Z_{LM71} = 2,57$ Pro smyk  $Z_{LM71} = 2,32$

#### 15.4. 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	$X =$	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)	$N_{Ed,tlak} = N/\sin\beta =$	-6130	kN << $V_{Rd,max}$
Síla v táhlu (tah)	$N_{Ed,tah} = N/\cos\beta =$	5144	kN
Min. požadovaná výztuž - hlavní	$A_{s,min} = N_{Ed,tah}/f_{yd} =$	11831	mm <sup>2</sup>
Návrh hlavní ohybové výztuže	$\phi =$	2x25	mm
	$a =$	150	mm
	$A_s =$	15708	mm <sup>2</sup>
Min. požadovaná výztuž - vedlejší	$0,25 \cdot A_{s,min} =$	2958	mm <sup>2</sup>
Návrh smykové výztuže	$\phi =$	20	mm
	$a =$	150	mm
	$A_s =$	5027	mm <sup>2</sup>

#### Zatížitelnost

Maximální dovolená síla v pilotě	$N_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot \cos\beta =$	5232	kN
Maximální normálová síla od LM71	$N_{Ed,LM71} =$	944	kN
Maximální normálová síla od ostatních zatížení	$N_{Ed,OST} =$	2804	kN

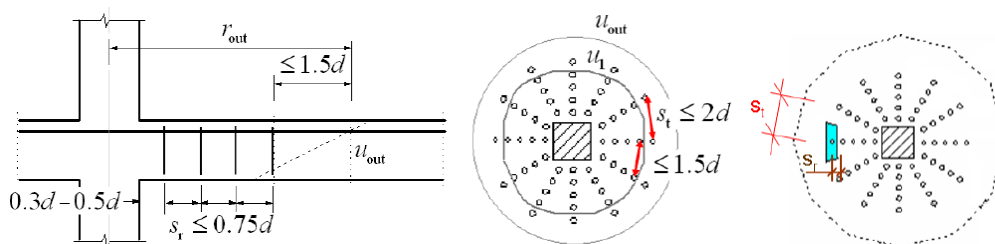
$$Z_{LM71} = \left( R_d - \sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i} \right) / E_{LM71,Ed}$$

Pro spodní výztuž v hlavním směru  $Z_{LM71} = 2,57$

#### 15.5. Horní výztuž základu

Protože dřík zdi je vetknutý do základu a v tomto místě mají stejnou pevnostní třídu betonu a tloušťku, bude horní výztuž základu navržena stejná, jako výztuž na rubu paty dříku. Výztuž vyhoví jak pro uvažované krytí výztuže dříku zdi 55 mm, tak pro uvažované krytí výztuže základu zdi 65 mm.

## 15.6. Smyková výztuž základu



### 15.6.1. Výztuž na protlačení předních 16 m pilot:

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

návrhová hodnota smykové síly  $V_{Ed,u0} = 1.224$  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  $V_{Ed,u1} = 0.399$  MPa <  $V_{Rd} = 0.555$  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  $n = 8$  ks  
 návrhová hodnota smykové síly  $V_{Ed,u} = 0.622$  MPa <  $V_{Rd,cs} = 1.074$  MPa **vyhoví**

#### Zatížitelnost

návrhová hodnota smyk. síly v kontrolním obvodu od LM71  $V_{Ed,LM71} = 0.149$  MPa  
 návrhová hodnota smyk. síly v kontrolním obvodu od ostatních zatížení  $V_{Ed,OST} = 0.443$  MPa

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

Pro výztuž na protlačení  $Z_{LM71} = 4,23$

### 15.6.2. Výztuž na protlačení zadních 12 m pilot:

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

návrhová hodnota smykové síly  $V_{Ed,u0} = 0.524$  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  $V_{Ed,u1} = 0.171$  MPa <  $V_{Rd} = 0.555$  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 **konstr. výztuž**

#### Návrh konstrukční smykové výztuže

navržená vzdálenost řad spon za sebou  $s_r = 0.750$  m  
 Návrh ohybové výztuže  $\phi = 16$  mm v počtu  $n = 2$  ks

## 15.7. Výztuž dířku zdi v MSÚ

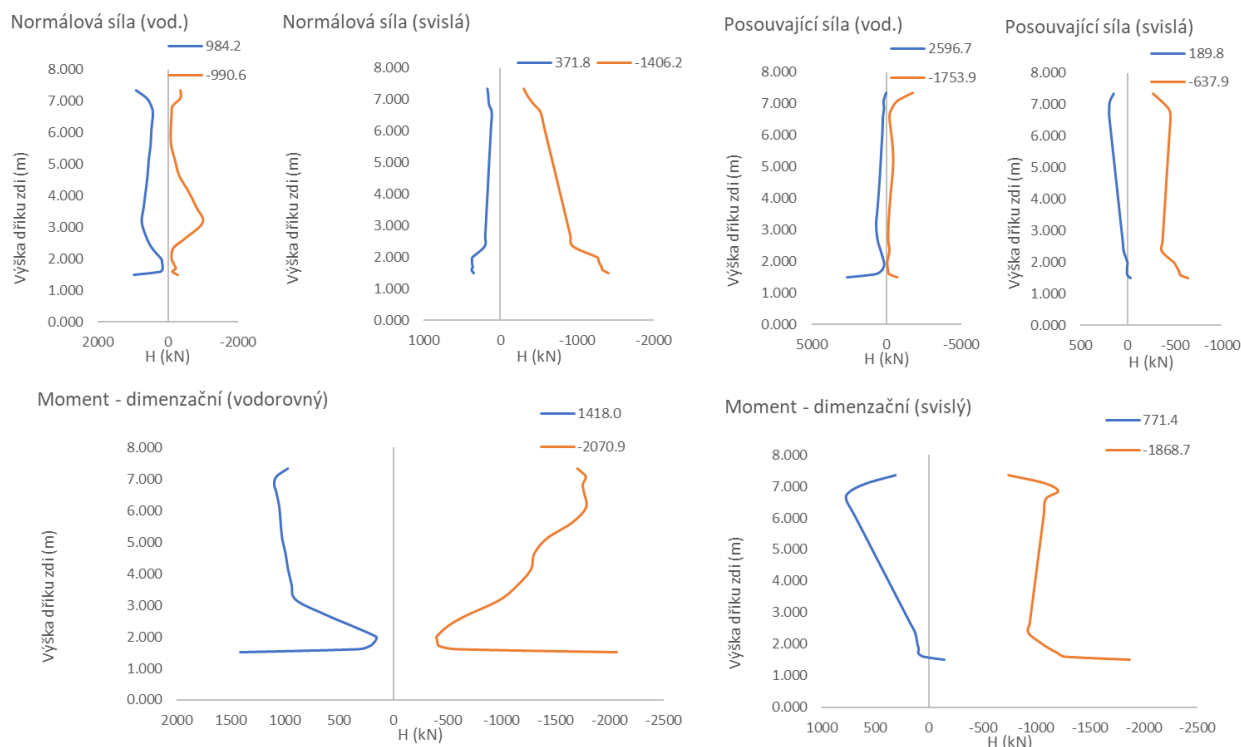
Pro návrh výztuže jsou spočteny dimenzační hodnoty momentů, v obálkách vnitřních sil je tedy patrný vliv kroutících momentů a smykové deformace, zejména s ohledem na změny tloušťky průřezu.

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

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

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

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



	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>984</b>	-1231	2301	-271	-1441	-1515
$F_{x,min}$	<b>-991</b>	-45	104	139	-742	-251
$F_{y,max}$	-32	<b>372</b>	-86	-398	-163	-1017
$F_{y,min}$	935	<b>-1406</b>	2589	-325	-1698	-1868
$V_{x,max}$	951	-1376	<b>2597</b>	-313	-1804	-1866
$V_{x,min}$	897	46	<b>-1754</b>	-224	-1467	-736
$V_{y,max}$	216	-118	-44	<b>190</b>	1056	685
$V_{y,min}$	-92	-43	56	<b>-638</b>	-195	-1231
$M_{x,max}$	286	-83	274	-502	<b>1418</b>	-952
$M_{x,min}$	655	-679	1283	-403	<b>-2071</b>	-1136
$M_{y,max}$	328	-147	187	138	1080	<b>771</b>
$M_{y,min}$	934	-1406	2590	-325	-1699	<b>-1869</b>

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

	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>261</b>	-12	-358	-54	-571	80
$F_{x,min}$	<b>-231</b>	97	-36	70	-318	-188
$F_{y,max}$	-1	<b>245</b>	-8	-193	-89	-429
$F_{y,min}$	256	<b>-359</b>	1101	-124	-862	-732
$V_{x,max}$	256	-359	<b>1101</b>	-124	-862	-732
$V_{x,min}$	261	-12	<b>-358</b>	-54	-571	80
$V_{y,max}$	94	2	-117	<b>35</b>	-88	94
$V_{y,min}$	-60	115	185	<b>-229</b>	268	-400
$M_{x,max}$	-96	236	-50	-221	<b>327</b>	-436
$M_{x,min}$	256	-359	1101	-124	<b>-862</b>	-732
$M_{y,max}$	181	-23	-195	-105	-610	<b>159</b>
$M_{y,min}$	256	-359	1101	-124	-862	<b>-732</b>

	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>716</b>	57	-1440	-131	-852	-630
$F_{x,min}$	<b>-748</b>	-231	176	57	-270	105
$F_{y,max}$	128	<b>170</b>	-40	-28	277	-211
$F_{y,min}$	621	<b>-1011</b>	1238	-174	-527	-972
$V_{x,max}$	642	-942	<b>1264</b>	-163	-762	-981
$V_{x,min}$	715	55	<b>-1442</b>	-131	-852	-630
$V_{y,max}$	210	-120	177	<b>160</b>	954	607
$V_{y,min}$	-112	-178	-259	<b>-379</b>	-933	-830
$M_{x,max}$	418	-300	379	-206	<b>1250</b>	-387
$M_{x,min}$	248	-380	140	-304	<b>-1757</b>	-785
$M_{y,max}$	191	-146	191	122	1009	<b>644</b>
$M_{y,min}$	642	-942	1264	-163	-762	<b>-981</b>

#### Návrh a posouzení výztuže dříku:

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

#### Dřík zdi – pata dříku, ohybová rubová výztuž

výška průřezu v patě dříku	$h =$	1.4	m		
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	<b>2x28</b>	mm		
	$a =$	<b>150</b>	mm		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	<b>2x25</b>	mm		
	$a =$	<b>150</b>	mm		
Únosnost průřezu v ohybu svislé výztuže:	$M_{Rd} =$	<b>4350</b>	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	<b>vyhoví</b>
Únosnost průřezu v ohybu vodorovné výztuže:	$M_{Rd} =$	<b>3591</b>	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	<b>vyhoví</b>

#### Dřík zdi – změna tloušťky dříku, ohybová rubová výztuž

výška průřezu	$h =$	0.85	m		
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	<b>2x25</b>	mm		
	$a =$	<b>150</b>	mm		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	<b>2x25</b>	mm		
	$a =$	<b>150</b>	mm		
Únosnost průřezu v ohybu svislé výztuže:	$M_{Rd} =$	<b>1955</b>	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	<b>vyhoví</b>
Únosnost průřezu v ohybu vodorovné výztuže:	$M_{Rd} =$	<b>2026</b>	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	<b>vyhoví</b>

#### Statický výpočet

**Dřík zdi – pata dříku, ohybová výztuž v líci**

výška průřezu v patě dříku	$h =$	1.4	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 svislé výztuže:	$M_{Rd} =$	1411	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$		vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu vodorovné výztuže:	$M_{Rd} =$	3591	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$		vyhoví

**Dřík zdi – změna tloušťky dříku, ohybová výztuž v líci**

výška průřezu	$h =$	0.85	m			
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	2x22	mm			
	$a =$	150	mm			
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	2x25	mm			
	$a =$	150	mm			
Únosnost průřezu v ohybu svislé výztuže:	$M_{Rd} =$	1549	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$		vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu vodorovné výztuže:	$M_{Rd} =$	2026	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$		vyhoví

**Dřík zdi – 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)		
pata	1.400	586.2	7027.7	nutná výztuž	0.012	6.7	0.30	3243.11	4322.68	vyhoví	
změna tl.	0.850	445.9	4123.7	nutná výztuž	0.012	6.7	0.30	1900.15	2520.20	vyhoví	
konstr.	0.850	328.5	4131.6	konstr. výztuž	0.012	3.3	0.30	953.55	2525.11	vyhoví	

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

**Zatížitelnost**

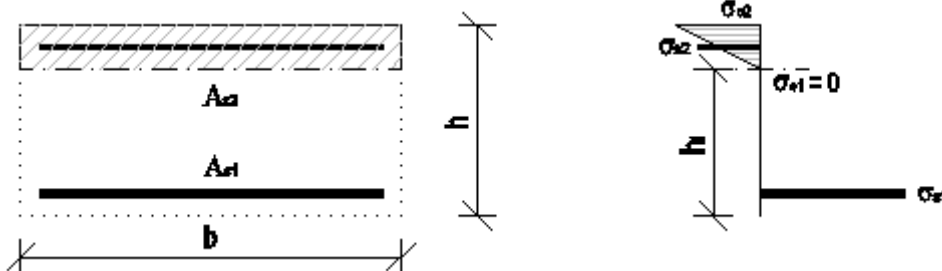
Maximální záporný moment v patě dříku od LM71			
svislý	$M_{Ed,LM71} =$	732	kNm/m
vodorovný	$M_{Ed,LM71} =$	862	kNm/m
Maximální záporný moment v zm. tl dříku od LM71			
svislý	$M_{Ed,LM71} =$	333	kNm/m
vodorovný	$M_{Ed,LM71} =$	623	kNm/m
Maximální posouvající síla v patě dříku od LM71	$V_{Ed,LM71} =$	1101	kN
Maximální posouvající síla v zm. tl. dříku od LM71	$V_{Ed,LM71} =$	358	kN
Maximální záporný moment v patě dříku od ost.zat.			
svislý	$M_{Ed,LM71} =$	981	kNm/m
vodorovný	$M_{Ed,LM71} =$	1757	kNm/m
Maximální záporný moment v zm. tl dříku od ost.zat			
svislý	$M_{Ed,LM71} =$	857	kNm/m
vodorovný	$M_{Ed,LM71} =$	1052	kNm/m
Maximální posouvající síla v patě dříku od ost.zat	$V_{Ed,LM71} =$	1442	kN
Maximální posouvající síla v zm. tl. dříku od ost.zat	$V_{Ed,LM71} =$	1442	kN

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

Pro svislou výztuž v rubu, v patě dříku	$Z_{LM71} =$	4,60
Pro vodorovnou výztuž v rubu, v patě dříku	$Z_{LM71} =$	2,12
Pro svislou výztuž v rubu, v zm. tl. dříku	$Z_{LM71} =$	3,29
Pro vodorovnou výztuž v rubu, v zm. tl. dříku	$Z_{LM71} =$	1,56
Pro smykovou výztuž, v patě dříku	$Z_{LM71} =$	1,63
Pro smykovou výztuž, v zm. tl. dříku	$Z_{LM71} =$	1,28

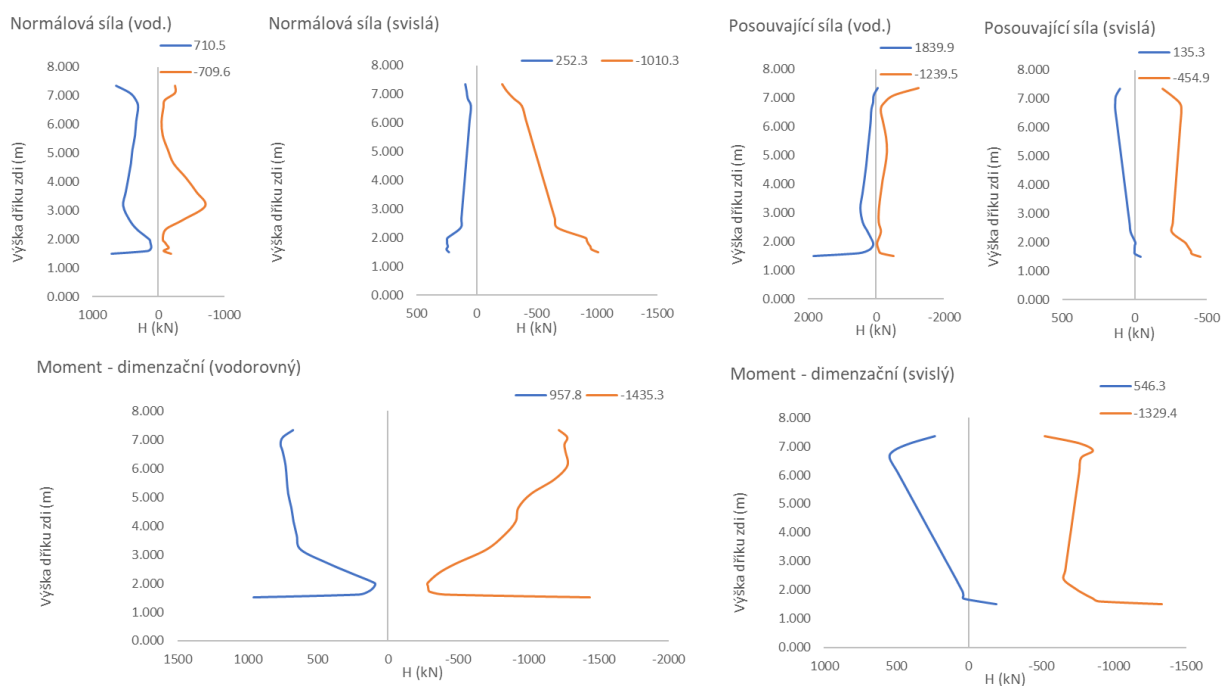
## 15.8. Výztuž dříku zdi v MSP – charakteristická

Pro posouzení jsou uvažovány stejné vstupní parametry jako v MSÚ. Posouzení je provedeno pro průřez s trhlinou, za vyloučeního působení betonu v tahu.



Posouzení je provedeno pro extrémní hodnoty charakteristických dimenzačních momentů výztuže na rubu konstrukce, od charakteristické kombinace zatížení. S ohledem na křídlo je nutné uvážit i vliv tahových vodorovných sil.

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



	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>711</b>	-888	1630	-194	-1027	-1080
$F_{x,min}$	<b>-710</b>	-31	74	100	-536	-182
$F_{y,max}$	-28	<b>252</b>	-74	-327	-140	-823
$F_{y,min}$	677	<b>-1010</b>	1835	-231	-1209	-1329
$V_{x,max}$	688	-990	<b>1840</b>	-223	-1279	-1327
$V_{x,min}$	618	19	<b>-1239</b>	-160	-1056	-523
$V_{y,max}$	153	-89	-31	<b>135</b>	734	485
$V_{y,min}$	-54	-39	34	<b>-455</b>	-123	-881
$M_{x,max}$	198	-67	177	-363	<b>958</b>	-692
$M_{x,min}$	483	-498	911	-288	<b>-1435</b>	-810
$M_{y,max}$	234	-111	133	99	749	<b>546</b>
$M_{y,min}$	677	-1010	1835	-231	-1209	<b>-1329</b>

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

	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	180	-8	-247	-37	-394	56
$F_{x,min}$	-159	67	-25	48	-219	-130
$F_{y,max}$	0	169	-6	-133	-61	-296
$F_{y,min}$	176	-248	759	-85	-594	-505
$V_{x,max}$	176	-248	759	-85	-594	-505
$V_{x,min}$	180	-8	-247	-37	-394	56
$V_{y,max}$	65	1	-81	24	-61	65
$V_{y,min}$	-42	79	128	-158	185	-276
$M_{x,max}$	-66	163	-34	-152	225	-301
$M_{x,min}$	176	-248	759	-85	-594	-505
$M_{y,max}$	125	-16	-134	-72	-420	110
$M_{y,min}$	176	-248	759	-85	-594	-505

	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	523	-603	534	-115	165	-470
$F_{x,min}$	-541	-157	123	43	-212	66
$F_{y,max}$	61	94	-63	-9	236	-167
$F_{y,min}$	461	-737	903	-127	-403	-711
$V_{x,max}$	475	-691	921	-119	-560	-717
$V_{x,min}$	493	26	-1025	-96	-631	-449
$V_{y,max}$	152	-91	126	115	663	431
$V_{y,min}$	-66	-132	-182	-276	-623	-603
$M_{x,max}$	238	-143	54	-210	796	-442
$M_{x,min}$	195	-282	109	-223	-1204	-565
$M_{y,max}$	139	-110	136	87	700	458
$M_{y,min}$	475	-691	921	-119	-560	-717

#### Posouzení průřezu – svislá výztuž

Posouzení pro záporný moment v patě dříku:

$$\sigma_c = -6.5 \text{ Mpa} \quad 1.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 131.5 \text{ Mpa} \quad 1.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ Mpa}$$

Posouzení pro záporný moment v zm. tl. dříku:

$$\sigma_c = -9.1 \text{ Mpa} \quad 1.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 164.9 \text{ Mpa} \quad 1.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ Mpa}$$

#### Posouzení průřezu – vodorovná výztuž

Posouzení pro záporný moment v patě dříku:

$$\sigma_c = -7.7 \text{ Mpa} \quad 1.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 270.9 \text{ Mpa} \quad 1.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ Mpa}$$

Posouzení pro záporný moment v zm. tl. dříku:

$$\sigma_c = -14.3 \text{ Mpa} \quad 1.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 289.7 \text{ Mpa} \quad 1.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ Mpa}$$

#### Zatížitelnost

Maximální záporný moment v patě dříku od LM71

Napětí v betonu

$$\sigma_{Ed,LM71} =$$

svislá

$$-2,5 \text{ MPa}$$

vodorovná

$$-3,2 \text{ MPa}$$

Napětí ve výztuži

$$\sigma_{Ed,LM71} =$$

$$49,9 \text{ MPa}$$

$$109,9 \text{ MPa}$$

Maximální záporný moment v zm. tl. dříku od LM71

Napětí v betonu

$$\sigma_{Ed,LM71} =$$

$$-2,7 \text{ MPa}$$

$$-4,8 \text{ MPa}$$

Napětí ve výztuži

$$\sigma_{Ed,LM71} =$$

$$48,9 \text{ MPa}$$

$$99,7 \text{ MPa}$$

Maximální záporný moment v patě dříku od ost. zat.

Napětí v betonu

$$\sigma_{Ed,LM71} =$$

$$-3,5 \text{ MPa}$$

$$-6,7 \text{ MPa}$$

Napětí ve výztuži

$$\sigma_{Ed,LM71} =$$

$$70,9 \text{ MPa}$$

$$207,5 \text{ MPa}$$

Maximální záporný moment v zm. tl. dříku od ost. zat.

Napětí v betonu

$$\sigma_{Ed,LM71} =$$

$$-7,3 \text{ MPa}$$

$$-8,7 \text{ MPa}$$

Napětí ve výztuži

$$\sigma_{Ed,LM71} =$$

$$131,4 \text{ MPa}$$

$$170,3 \text{ MPa}$$

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

Pro svislou výztuž v rubu, v patě dříku

$$Z_{LM71} = 5,85$$

Pro svislou výztuž v rubu, v zm. tl. dříku

$$Z_{LM71} = 3,97$$

Pro vodorovnou výztuž v rubu, v patě dříku

$$Z_{LM71} = 1,75$$

Pro vodorovnou výztuž v rubu, v zm. tl. dříku

$$Z_{LM71} = 1,94$$

## 15.9. Výztuž křídla zdi v MSÚ

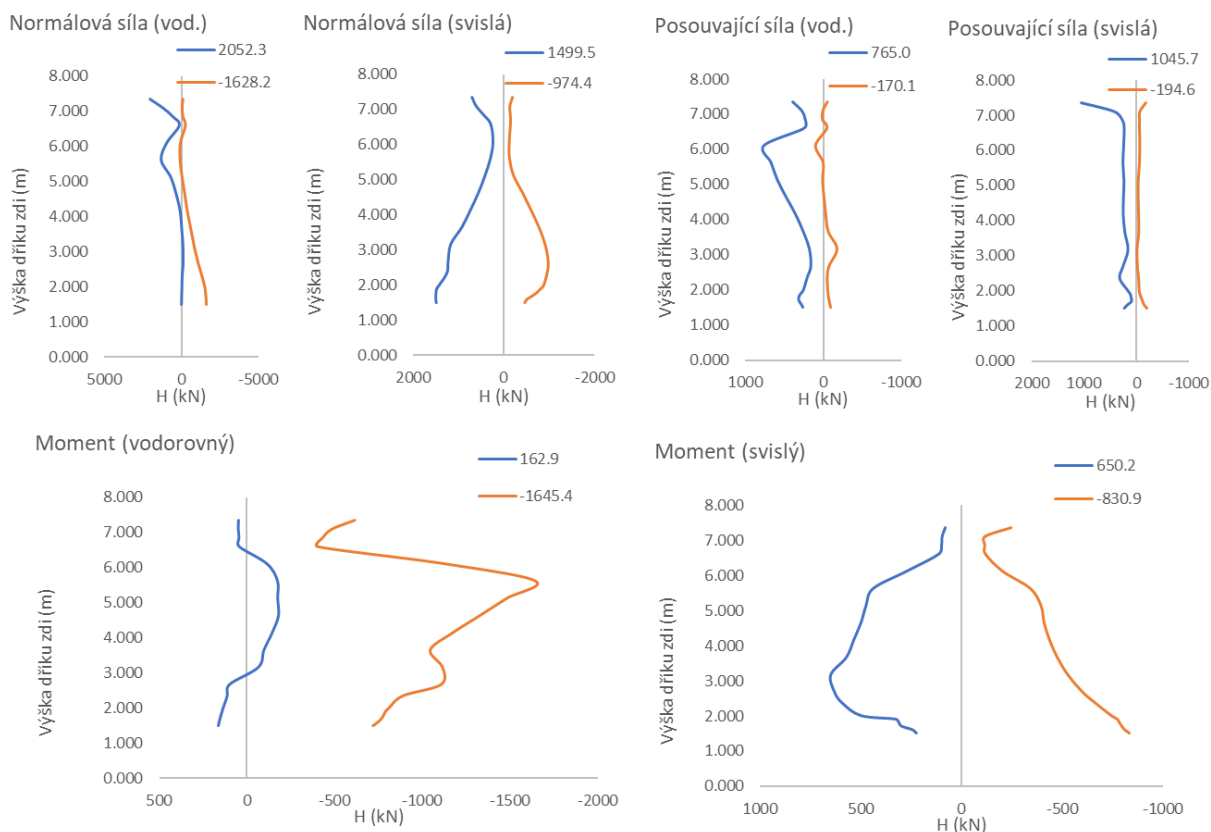
Pro návrh výztuže jsou spočteny dimenzační hodnoty momentů, v obálkách vnitřních sil je tedy patrný vliv kroutících momentů a smykové deformace, zejména s ohledem na změny tloušťky průřezu.

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

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

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)	$M_y$ (kNm/m)	$M_x$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>2052</b>	692	-11	1046	-570	-240
$F_{x,min}$	<b>-1628</b>	-441	170	241	-542	-259
$F_{y,max}$	-90	<b>1499</b>	99	-104	-642	-747
$F_{y,min}$	-1088	<b>-974</b>	35	93	-696	-268
$V_{x,max}$	555	159	<b>765</b>	57	-763	248
$V_{x,min}$	-530	1076	<b>-170</b>	47	-1007	650
$V_{y,max}$	2052	692	-11	<b>1046</b>	-570	-240
$V_{y,min}$	-262	974	-3	<b>-195</b>	-693	-685
$M_{x,max}$	-70	199	-53	-81	<b>163</b>	226
$M_{x,min}$	1185	58	673	142	<b>-1645</b>	-265
$M_{y,max}$	-530	1076	-170	47	-1007	<b>650</b>
$M_{y,min}$	-88	1137	134	-122	-560	<b>-831</b>

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

	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	521	88	245	35	-621	-123
$F_{x,min}$	-628	-47	49	88	-268	-148
$F_{y,max}$	-31	657	49	-62	-265	-360
$F_{y,min}$	-365	-246	11	35	-336	-163
$V_{x,max}$	159	64	349	12	-340	88
$V_{x,min}$	-148	493	-46	-7	-503	-225
$V_{y,max}$	433	224	13	347	-263	-89
$V_{y,min}$	-29	649	46	-92	-252	-367
$M_{x,max}$	-12	2	11	0	-21	11
$M_{x,min}$	465	56	284	62	-723	-108
$M_{y,max}$	-137	387	0	-23	-475	201
$M_{y,min}$	-29	649	46	-92	-252	-367

	$F_x$ (kN/m)	$F_y$ (kN/m)	$V_x$ (kN/m)	$V_y$ (kN/m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	1633	476	-23	710	-315	-154
$F_{x,min}$	-939	-485	98	53	-193	225
$F_{y,max}$	-60	810	33	-22	-350	312
$F_{y,min}$	-674	-715	-8	57	-238	251
$V_{x,max}$	334	90	370	32	-284	176
$V_{x,min}$	-387	599	-125	53	-520	438
$V_{y,max}$	1632	476	-23	710	-315	-154
$V_{y,min}$	-144	475	-43	-137	-325	268
$M_{x,max}$	-70	208	-53	-80	162	226
$M_{x,min}$	646	-36	343	33	-773	-167
$M_{y,max}$	-120	613	99	224	-440	458
$M_{y,min}$	-56	216	95	14	-236	-402

#### Návrh a posouzení výztuže křídla:

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 výztužení, 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

#### Dřík zdi – pata dříku, ohybová rubová výztuž

výška průřezu v patě dříku	$h =$	0.8	m		
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	25	mm		
	$a =$	150	mm		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	2x25	mm		
	$a =$	150	mm		
Únosnost průřezu v ohybu svislé výztuže:	$M_{Rd} =$	957	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu vodorovné výztuže:	$M_{Rd} =$	1883	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví

#### Dřík zdi – změna tloušťky dříku, ohybová rubová výztuž

výška průřezu	$h =$	0.6	m		
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	25	mm		
	$a =$	150	mm		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	2x25	mm		
	$a =$	150	mm		
Únosnost průřezu v ohybu svislé výztuže:	$M_{Rd} =$	957	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu vodorovné výztuže:	$M_{Rd} =$	1883	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví

#### Dřík zdi – pata dříku, ohybová výztuž v líci

výška průřezu v patě dříku	$h =$	0.8	m		
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	22	mm		
	$a =$	150	mm		
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	16	mm		
	$a =$	150	mm		
Únosnost průřezu v ohybu svislé výztuže:	$M_{Rd} =$	760	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu vodorovné výztuže:	$M_{Rd} =$	419	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$	vyhoví

**Dřík zdi – změna tloušťky dříku, ohybová výztuž v líci**

výška průřezu	$h =$	0.6	m			
Návrh svislé ohybové výztuže	$\phi =$	22	mm			
	$a =$	150	mm			
Návrh vodorovné ohybové výztuže	$\phi =$	16	mm			
	$a =$	150	mm			
Únosnost průřezu v ohybu svislé výztuže:	$M_{Rd} =$	760	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$		vyhoví
Únosnost průřezu v ohybu vodorovné výztuže:	$M_{Rd} =$	419	kNm/m	$M_{Ed} < M_{Rd}$		vyhoví

**Dřík zdi – smyková výztuž**

Návrh smykové výztuže				OK	$\phi =$ 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)	
pata	0.800	317.9	3867.6		0.012	3.3	0.30	885.72	2361.25	
změna tl.	0.800	317.9	3867.6		0.012	3.3	0.30	885.72	2361.25	
konstr.	0.600	272.3	2811.6		0.012	6.7	0.30	1279.78	1705.80	
				nutná výztuž	vyhoví					
				nutná výztuž	vyhoví					
				nutná výztuž	vyhoví					

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

**Zatížitelnost**

Maximální záporný moment v patě dříku od LM71			
svislý	$M_{Ed,LM71} =$	367	kNm/m
vodorovný	$M_{Ed,LM71} =$	361	kNm/m
Maximální záporný moment v zm. tl dříku od LM71			
svislý	$M_{Ed,LM71} =$	335	kNm/m
vodorovný	$M_{Ed,LM71} =$	723	kNm/m
Maximální posouvající síla v patě dříku od LM71	$V_{Ed,LM71} =$	349	kN
Maximální posouvající síla v zm. tl. dříku od LM71	$V_{Ed,LM71} =$	347	kN
Maximální záporný moment v patě dříku od ost.zat.			
svislý	$M_{Ed,LM71} =$	402	kNm/m
vodorovný	$M_{Ed,LM71} =$	484	kNm/m
Maximální záporný moment v zm. tl dříku od ost.zat.			
svislý	$M_{Ed,LM71} =$	368	kNm/m
vodorovný	$M_{Ed,LM71} =$	773	kNm/m
Maximální posouvající síla v patě dříku od ost.zat.	$V_{Ed,LM71} =$	370	kN
Maximální posouvající síla v zm. tl. dříku od ost.zat.	$V_{Ed,LM71} =$	710	kN

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

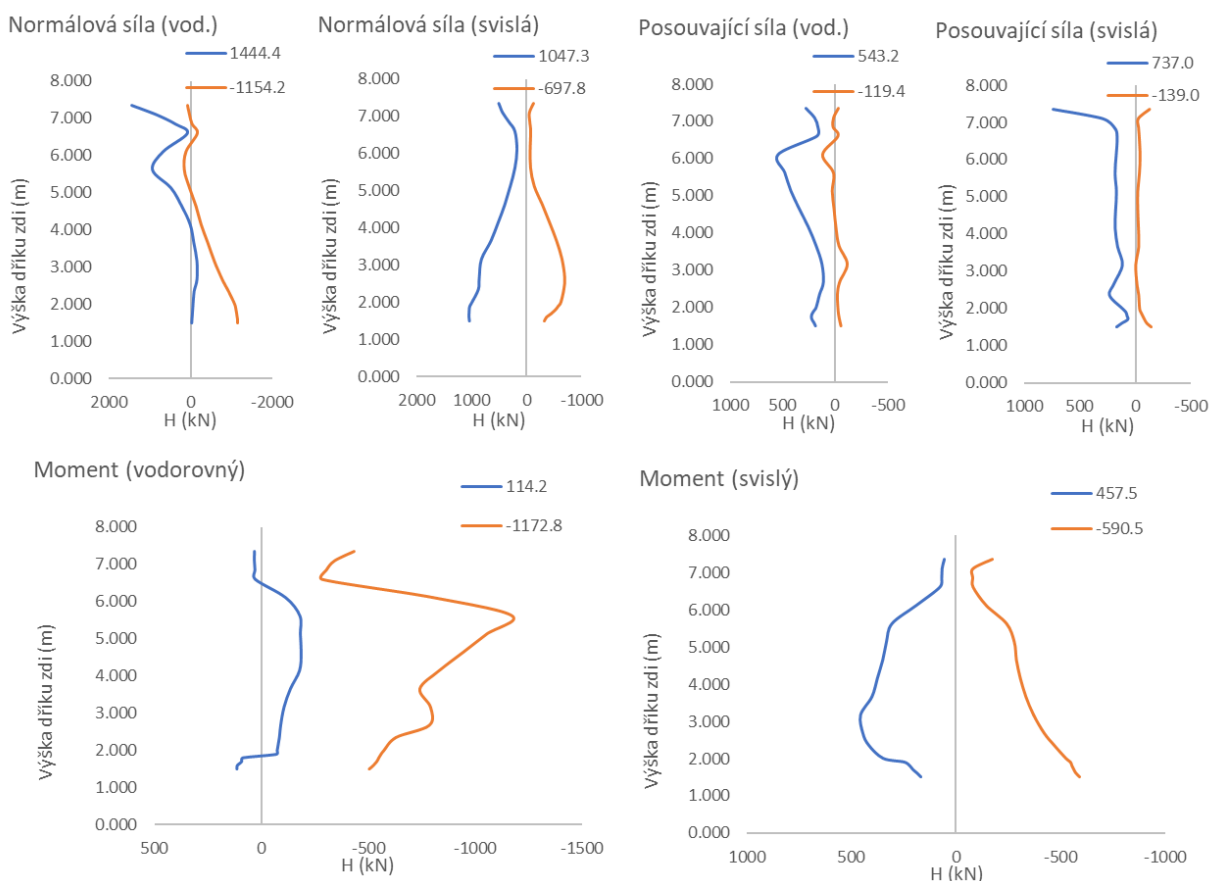
Pro svislou výztuž v rubu, v patě dříku	$Z_{LM71} =$	1,51
Pro vodorovnou výztuž v rubu, v patě dříku	$Z_{LM71} =$	3,87
Pro svislou výztuž v rubu, v zm. tl. dříku	$Z_{LM71} =$	1,75
Pro vodorovnou výztuž v rubu, v zm. tl. dříku	$Z_{LM71} =$	1,53
Pro smykovou výztuž, v patě dříku	$Z_{LM71} =$	1,47
Pro smykovou výztuž, v zm. tl. dříku	$Z_{LM71} =$	1,64

## 15.10. Výztuž křídla zdi 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, jako u dřívku zdi.

Posouzení je provedeno pro extrémní hodnoty charakteristických dimenzačních momentů výztuže na rubu konstrukce, od charakteristické kombinace zatížení. Kvazistálá kombinace zatížení se neposuzuje, protože z hlediska vzniku a šířky trhliny bude v tomto místě konstrukce opatřena izolací a z hlediska lineárního nebo nelineárního dotvarování není tento vliv na konstrukci významný.

Celkové obálky vnitřních sil v MSP 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)	$M_y$ (kNm/m)	$M_x$ (kNm/m)
$F_{x,max}$	<b>1444</b>	491	-10	737	-405	-170
$F_{x,min}$	<b>-1154</b>	-320	126	173	-391	-189
$F_{y,max}$	-65	<b>1047</b>	72	-70	-457	-533
$F_{y,min}$	-775	<b>-698</b>	29	67	-500	-194
$V_{x,max}$	398	110	<b>543</b>	40	-544	174
$V_{x,min}$	-381	752	<b>-119</b>	33	-718	458
$V_{y,max}$	1443	491	-10	<b>737</b>	-405	-170
$V_{y,min}$	-188	677	0	<b>-139</b>	-494	-489
$M_{x,max}$	-151	25	-47	-11	<b>114</b>	154
$M_{x,min}$	847	42	479	105	<b>-1173</b>	-186
$M_{y,max}$	-381	752	-119	33	-718	<b>458</b>
$M_{y,min}$	-63	806	95	-87	-401	<b>-591</b>

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

	F <sub>x</sub> (kN/m)	F <sub>y</sub> (kN/m)	V <sub>x</sub> (kN/m)	V <sub>y</sub> (kN/m)	M <sub>y</sub> (kNm/m)	M <sub>x</sub> (kNm/m)
F <sub>x,max</sub>	359	61	169	24	-428	-85
F <sub>x,min</sub>	-433	-32	34	61	-185	-102
F <sub>y,max</sub>	-21	453	34	-43	-183	-248
F <sub>y,min</sub>	-252	-170	8	24	-232	-113
V <sub>x,max</sub>	110	44	240	8	-234	60
V <sub>x,min</sub>	-102	340	-32	-5	-347	-155
V <sub>y,max</sub>	299	154	9	239	-182	-61
V <sub>y,min</sub>	-20	447	32	-63	-174	-253
M <sub>x,max</sub>	-9	2	8	0	-14	8
M <sub>x,min</sub>	320	38	196	43	-498	-74
M <sub>y,max</sub>	-94	267	0	-16	-328	138
M <sub>y,min</sub>	-20	447	32	-63	-174	-253

	F <sub>x</sub> (kN/m)	F <sub>y</sub> (kN/m)	V <sub>x</sub> (kN/m)	V <sub>y</sub> (kN/m)	M <sub>y</sub> (kNm/m)	M <sub>x</sub> (kNm/m)
F <sub>x,max</sub>	1155	342	-18	505	-229	-111
F <sub>x,min</sub>	-679	-353	78	39	-153	154
F <sub>y,max</sub>	-45	569	27	-13	-256	218
F <sub>y,min</sub>	-488	-518	0	42	-185	171
V <sub>x,max</sub>	243	61	271	22	-210	124
V <sub>x,min</sub>	-282	422	-88	38	-382	311
V <sub>y,max</sub>	1155	342	-18	505	-229	-111
V <sub>y,min</sub>	-106	331	-27	-99	-240	-200
M <sub>x,max</sub>	-151	26	-47	-10	113	154
M <sub>x,min</sub>	475	-23	251	31	-571	-118
M <sub>y,max</sub>	-90	433	75	165	-322	325
M <sub>y,min</sub>	-41	173	67	6	-178	-294

### Posouzení průřezu – vodorovná výztuž

Posouzení pro záporný moment v patě díku:

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

$$\sigma_s = 131.8 \text{ MPa} \quad 0.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

Posouzení pro záporný moment v zm. tl. díku:

$$\sigma_c = -16.7 \text{ MPa} \quad 0.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 269.0 \text{ MPa} \quad 0.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

Posouzení pro záporný moment v zm. tl. díku:

$$\sigma_c = -13.5 \text{ MPa} \quad 0.6 \cdot f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 271.5 \text{ MPa} \quad 0.8 \cdot f_{yk} = 400.0 \text{ MPa}$$

### Zatížitelnost

Maximální záporný moment v patě díku od LM71

Napětí v betonu

$$\sigma_{Ed,LM71} = -3,5 \text{ MPa}$$

Napětí ve výztuži

$$\sigma_{Ed,LM71} = 57,1 \text{ MPa}$$

Maximální záporný moment v zm. tl. díku od LM71

Napětí v betonu

$$\sigma_{Ed,LM71} = -7,1 \text{ MPa}$$

Napětí ve výztuži

$$\sigma_{Ed,LM71} = 114,3 \text{ MPa}$$

Maximální záporný moment v patě díku od ost. zat.

Napětí v betonu

$$\sigma_{Ed,LM71} = -5,0 \text{ MPa}$$

Napětí ve výztuži

$$\sigma_{Ed,LM71} = 79,9 \text{ MPa}$$

Maximální záporný moment v zm. tl. díku od ost. zat.

Napětí v betonu

$$\sigma_{Ed,LM71} = -8,1 \text{ MPa}$$

Napětí ve výztuži

$$\sigma_{Ed,LM71} = 131,1 \text{ MPa}$$

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

Pro svislou výztuž v rubu, v patě díku

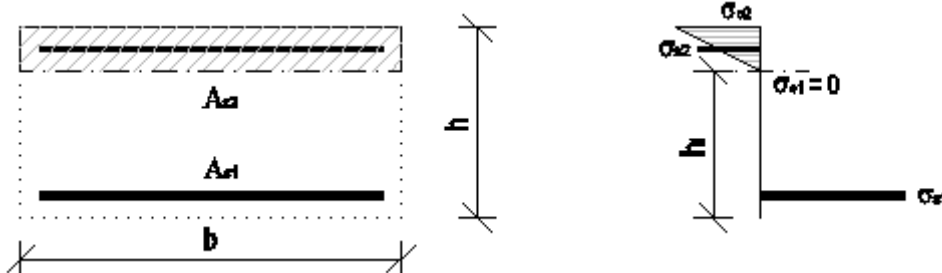
$$Z_{LM71} = 3,68$$

Pro svislou výztuž v rubu, v zm. tl. díku

$$Z_{LM71} = 1,39$$

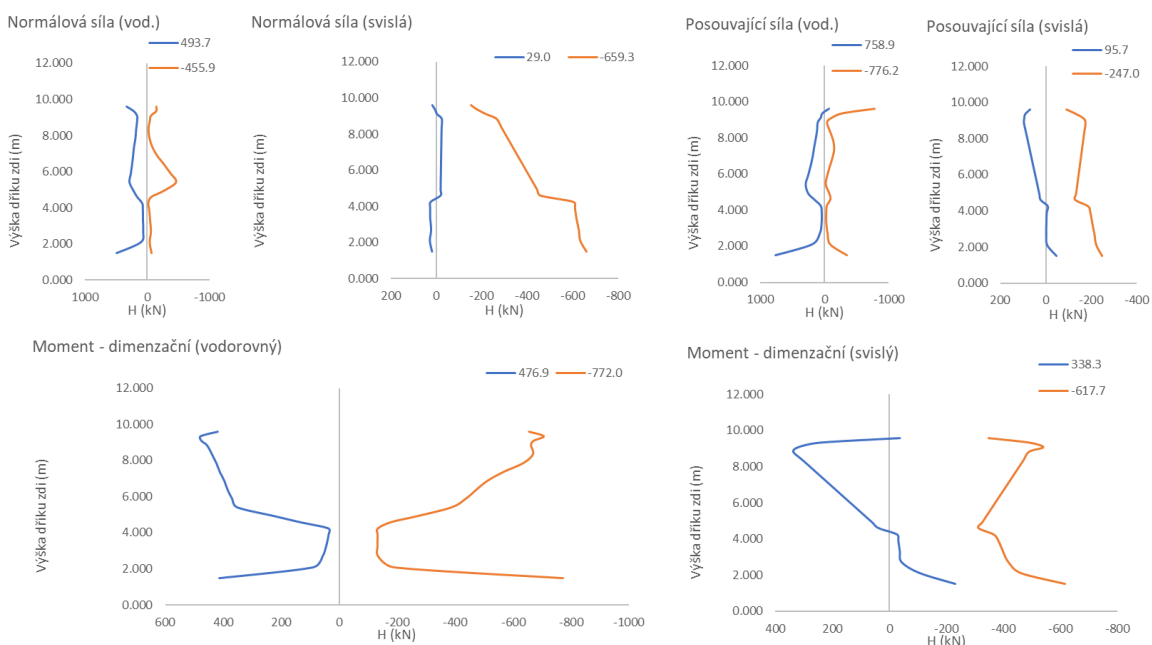
### 15.11. Výztuž dříku zdi v MSP – kvazistálá

Pro posouzení jsou uvažovány stejné vstupní parametry jako v MSÚ. Posouzení je provedeno pro průřez s trhlinou, za vyloučeného působení betonu v tahu.



Posouzení je provedeno pro extrémní hodnoty kvazistálých dimenzačních momentů lícové vodorovné výztuže na rubu konstrukce, od kvazistálé kombinace zatížení. S ohledem na křídlo je nutné uvážit i vliv tahových vodorovných sil.

Celkové obálky vnitřních sil v MSP 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)
$F_{x,max}$	494	-609	656	-98	-368	-518
$F_{x,min}$	-456	-89	83	56	-244	-47
$F_{y,max}$	-26	29	-47	-152	-51	-387
$F_{y,min}$	461	-659	755	-106	-412	-618
$V_{x,max}$	471	-643	759	-99	-471	-616
$V_{x,min}$	330	-61	-776	-72	-557	-301
$V_{y,max}$	134	-100	97	96	444	321
$V_{y,min}$	10	-133	-174	-247	-354	-536
$M_{x,max}$	43	-99	-179	71	477	-289
$M_{x,min}$	251	-282	84	-209	-772	-495
$M_{y,max}$	135	-116	100	76	454	338
$M_{y,min}$	461	-659	755	-106	-412	-618

### Posouzení průřezu

Pro $w_{k,max} = 0,3 \text{ mm}$	Napětí ve výztuži (MPa)	průměr prutu (mm)	vzdálenost prutů
	160	32	300
	200	25	250
	240	16	200
	280	12	150
	320	10	100
	360	8	50
	400	6	-
	450	5	-
$\sigma_{s,pole} =$	<b>106.2</b>	<b>32.0</b>	<b>300</b>
$\sigma_{s,podpora} =$	<b>74.1</b>	<b>32.0</b>	<b>300</b>

Posouzení pro kladný moment v patě díku:  
 $\sigma_c = -5.1 \text{ MPa} : 0.45 \cdot f_{ck} = -13.5 \text{ MPa}$

Posouzení pro kladný moment v zm. tl. díku:  
 $\sigma_c = -2.4 \text{ MPa} : 0.45 \cdot f_{ck} = -13.5 \text{ MPa}$

Průřez je z hlediska omezení šířky trhlin a navržené výztuže vyhovující.

## 15.12. Deformace konstrukce

### 15.12.1. Sedání pilot

Sednutí pilot je posouzeno v patě pilot, odečtením z výpočetního modelu. Pomocné výpočty z programu GEO jsou přílohou statického výpočtu. V ČR je maximální přijatelné sedání pilot 25 mm.

Maximální sednutí předních pilot  $s = 11,6 \text{ mm} < 25 \text{ mm}$  vyhoví

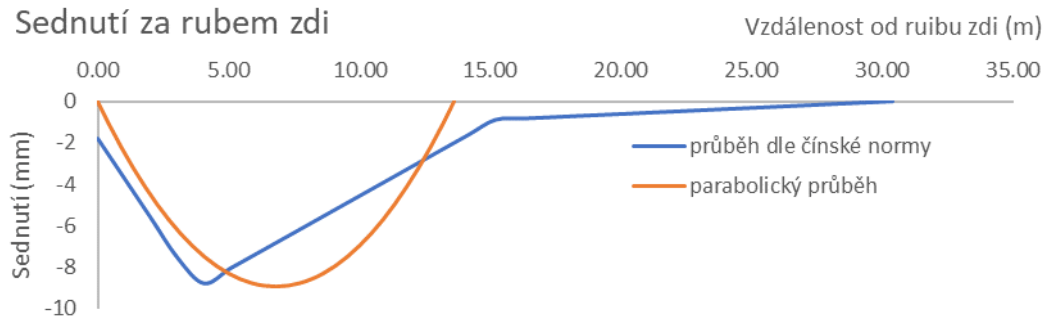
Maximální sednutí zadních pilot  $s = 9,1 \text{ mm} < 25 \text{ mm}$  vyhoví

### 15.12.2. Vodorovná deformace zdi

Protože zeď je poměrně vysoká, je nutné posoudit vliv maximální vodorovné deformace, jejímž důsledkem je i sednutí terénu za rubem konstrukce. Pro deformace je uvažován vliv změny tuhosti vlivem vzniku trhlin.

výška zdi (od základové spáry, bez římsové části)	$H = 7,6 \text{ m}$
délka konstrukce v zemině (pod dnem výkopu – délka pilot)	$D = 16,0 \text{ m}$
maximální vodorovná deformace od nahodilého zatížení (hlava)	$d_{h,h} = 22,6 \text{ mm}$
maximální vodorovná deformace od nahodilého zatížení (pata)	$d_{h,p} = 7,6 \text{ mm}$
maximální vodorovná deformace od nahodilého zatížení (po výšce zdi)	$\Delta d_h = 14,7 \text{ mm}$
mobilizace aktivního zemního tlaku (min. 2mm/m)	$\approx \text{ANO}$
maximální dovolená deformace od nahodilého zatížení (po výšce zdi)	$\Delta d_h < H/100$ <u>vyhoví</u>

#### Sednutí za rubem zdi

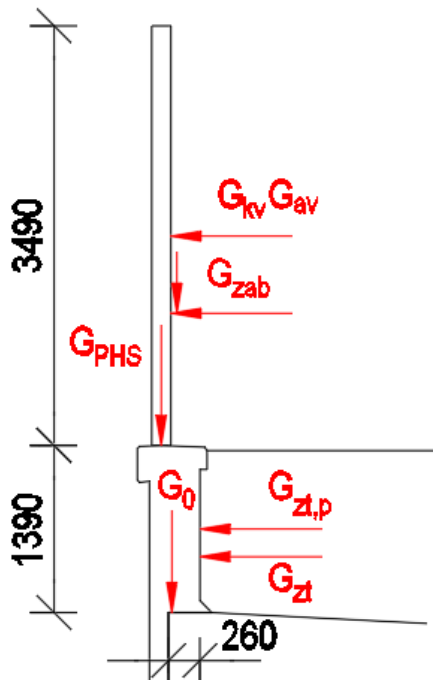


U koleje se předpokládá provedení 3. podbití, přičemž to poslední proběhne cca po šestiměsíčním provozu na trati. Provedením podbití bude tedy eliminována většina sednutí za rubem opěry, přičemž zbývající nerovnoměrné sednutí pod koleji bude již zanedbatelné.

## 16. 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.

### 16.1. Schéma posuzované konstrukce



### 16.2. Popis zatěžovacích stavů

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

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

Uvažuje se plošná hmotnost panelů PHS 500 kg/m <sup>2</sup> a délková hmotnost sloupků 50 kg/m.	
vzdálenost sloupků	3 m
výška sloupků	3.5 m
zatížení od PHS	18.08 kN/m

#### 16.2.2. Dotvarování a smršťování

S ohledem na typ a parametry konstrukce se neuvažuje.

#### 16.2.3. Poklesy podpor, nerovnoměrné sedání

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

#### 16.2.4. Zemní tlak

Uvažuje se souč. zemního tlaku v klidu pro vnitřní úhel zeminy 30°.  
Souč. zemního tlaku v klidu  $K_0 = 1 - \sin \varphi_{ef} = 0,5$

#### 16.2.5. Nahodilá krátkodobá zatížení – klimatická – účinky teplotních změn

S ohledem na typ a parametry konstrukce se neuvažuje.

#### 16.2.6. 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 <sup>3</sup>
základní dynamický tlak větru:	$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2$		
maximální dynamický tlak:	$q_{p(z)} = [1 + 7I_{V(z)}] \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot V_m(z)^2$		
výška PHS	$h =$	3.5	m
délka PHS	$l >$	10	m
	$l/h >$	10	
oblast působení větru pro lokální posouzení		A	
průměrný součinitel tlaku	$C_{p,net} =$	3,40	
tlak větru na povrch PHS	$W_e = q_{p(z)} \cdot C_{p,net} =$	2,89	kN/m <sup>2</sup>

**Aerodynamická zatížení od projíždějících vlaků na PHS**

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

#### 16.2.7. Nahodilá krátkodobá zatížení – klimatická – zatížení sněhem

S ohledem na typ a parametry konstrukce se neuvažuje.

#### 16.2.8. Nahodilá krátkodobá zatížení – dopravou

S ohledem na typ a parametry konstrukce se neuvažuje.

#### 16.2.9. Užité zatížení drážní stezky

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

#### 16.2.10. Zatížení na zábradlí

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

#### 16.2.11. 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.

### 16.3. 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):

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

Kombinace zatížení pro mezní stav použitelnosti (MSP):

Charakteristická kombinace:

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

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

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

**Kombinace - charakteristické**

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

**Kombinace - charakteristické**

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

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

#### 16.4. 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

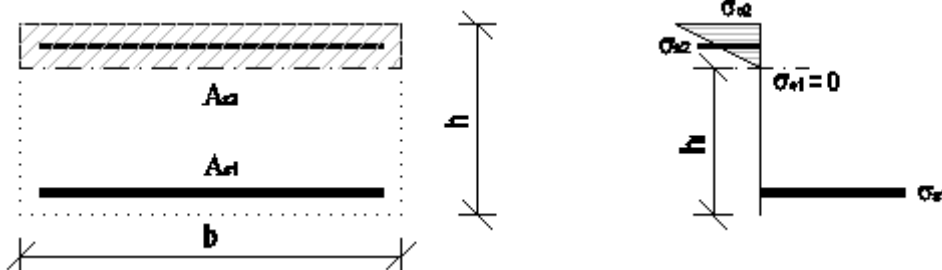
$h$ (m)	$d_s$ (m)	$a_s$ (m)	$A_{sl}$ (m <sup>2</sup> )	$d$ (m)	$\rho_l$ (-)	$k$ (-)	$N_{Ed}$ (kN)	$\sigma_{cp}$ (MPa)	$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,max}$ (kN)	
0.260	0.016	0.150	1.34E-03	0.197	0.007	2.00	0.00	0.00	129.2	1040.2	OK

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

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

#### 16.5. Výztuž římsy v MSP – charakteristická

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



##### Posouzení průřezu – svislá výztuž

Posouzení ve vetknutí římsy:

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

#### 17. ZÁVĚR

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

Vypracoval: Ing. Radek Navrátil

## 18. PŘÍLOHA 1 – ZATÍŽITELNOST ZDÍ

### A Identifikace zdí

TÚ (číslo, název): 2005

DÚ: 06

km:

–	–	4	,	6	9	2
---	---	---	---	---	---	---

až

–	–	5	,	0	8	5
---	---	---	---	---	---	---

### B Identifikace části zdí

Část zdi: založení, úhlová zeď

Číslo SO: SO 31-19-23, SO 32-19-24, SO 31-19-29, SO 31-19-30 a SO 31-19-31

Pod kolejí č.: 1, 2, 3 a 4 (ve směru staničení)

### C Doplnující data pro část zdi

Kategorie zatížitelnosti: C

Výpočtový model: prutový a deskostěnnový

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

	na začátku	uprostřed	na konci
poloměr oblouku [m]	- (m)	- (m)	- (m)
převýšení koleje [mm]	0 (mm)	0 (mm)	0 (mm)
excentricita vůči ose mostu [m]	- (m)	- (m)	- (m)

Směrná úroveň spolehlivosti:  $\beta_t = 3.624$

zbytková životnost: bez omezení

Popis použitých úlev: Výpočet je proveden pro novou konstrukci opěrných zdí

Popis závad uvažovaných v přepočtu části zdi: -

Datum zjištění technického stavu zdí – novostavba

zpracovatelem přepočtu

- / - / -

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

Poř. č.	Prvek	Detail	Namáhání	$k_i$	Typ	$L_p$	$\phi_i$	$L_\phi$	$\gamma_{Q,LM71}$	Viz číslo strany přepočtu	$Z_{LM71}$	Poznámky
1	Pilota	přední	ohyb	1	S	-	-	-	1.45	-	1.59	rozhodující
2	Pilota	přední	smyk	1	S	-	-	-	1.45	-	1.54	rozhodující
3	Pilota	zadní	ohyb	1	S	-	-	-	1.45	-	1.30	rozhodující
4	Pilota	zadní	smyk	1	S	-	-	-	1.45	-	1.33	rozhodující
5	Základ	spodní povrch.	ohyb	1	S	-	-	-	1.45	-	1.50	rozhodující
6	Základ	protlačení	smykové napětí	1	S	-	-	-	1.45	-	2,88	rozhodující
7	Dřík	-	ohyb (MSÚ)	1	S	-	-	-	1.45	-	1,23	rozhodující
8	Dřík	-	smyk	1	S	-	-	-	1.45	-	1.28	rozhodující
9	Dřík	-	ohyb (MSP)	1	S	-	-	-	1.45	-	1,58	rozhodující
10	Křídlo	-	ohyb (MSÚ)	1	S	-	-	-	1.45	-	1.34	rozhodující
11	Křídlo	-	smyk	1	S	-	-	-	1.45	-	1.47	rozhodující
12	Křídlo	-	ohyb (MSÚ)	1	S	-	-	-	1.45	-	1.39	rozhodující

Dne: 29 / 5 / 2023

zatížitelnost určil: Ing. Radek Navrátil

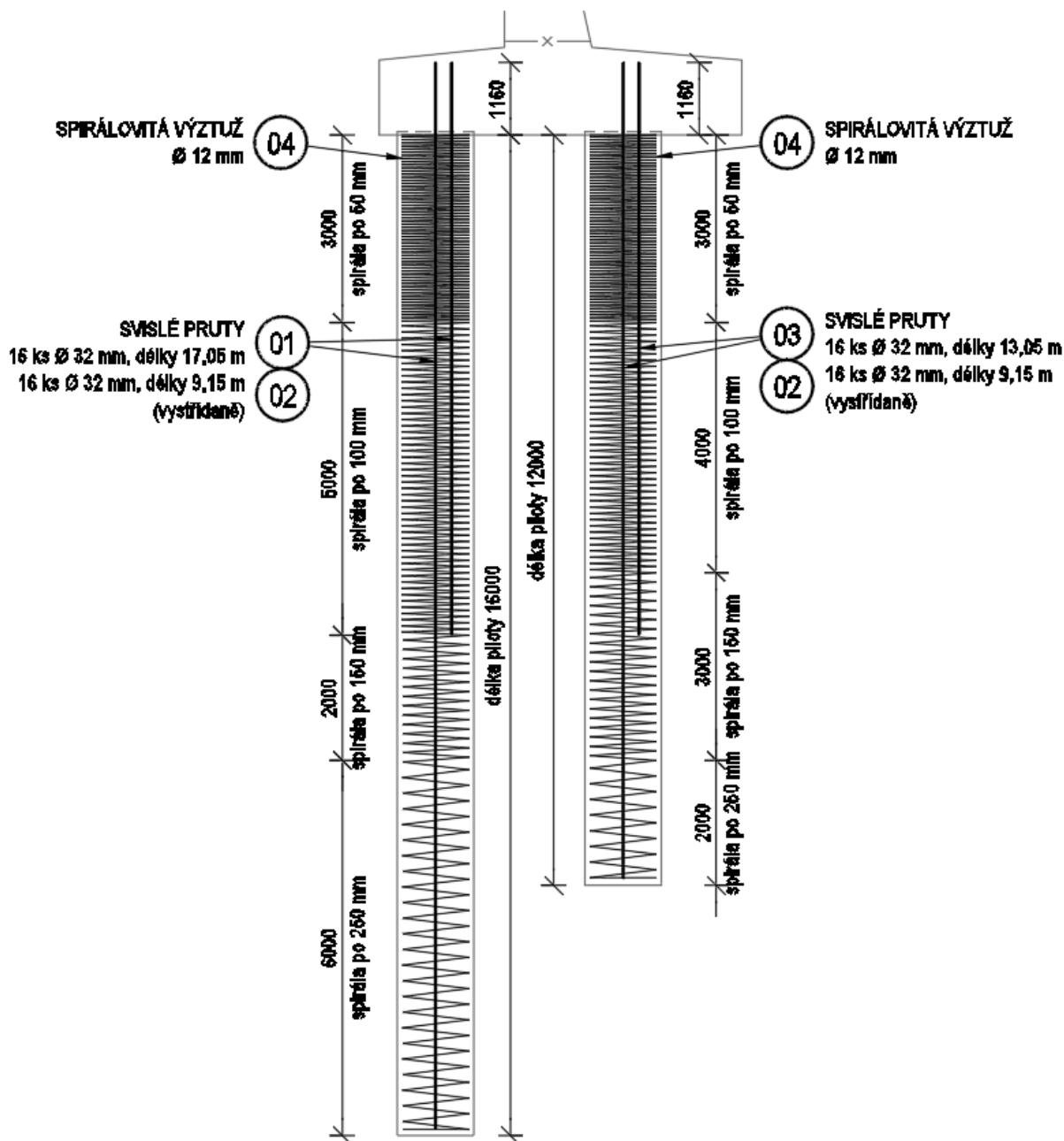
### Přechodnost:

Zatížitelnost zdí 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.

## 19. PŘÍLOHA 2 – SCHÉMATA VÝZTUŽE

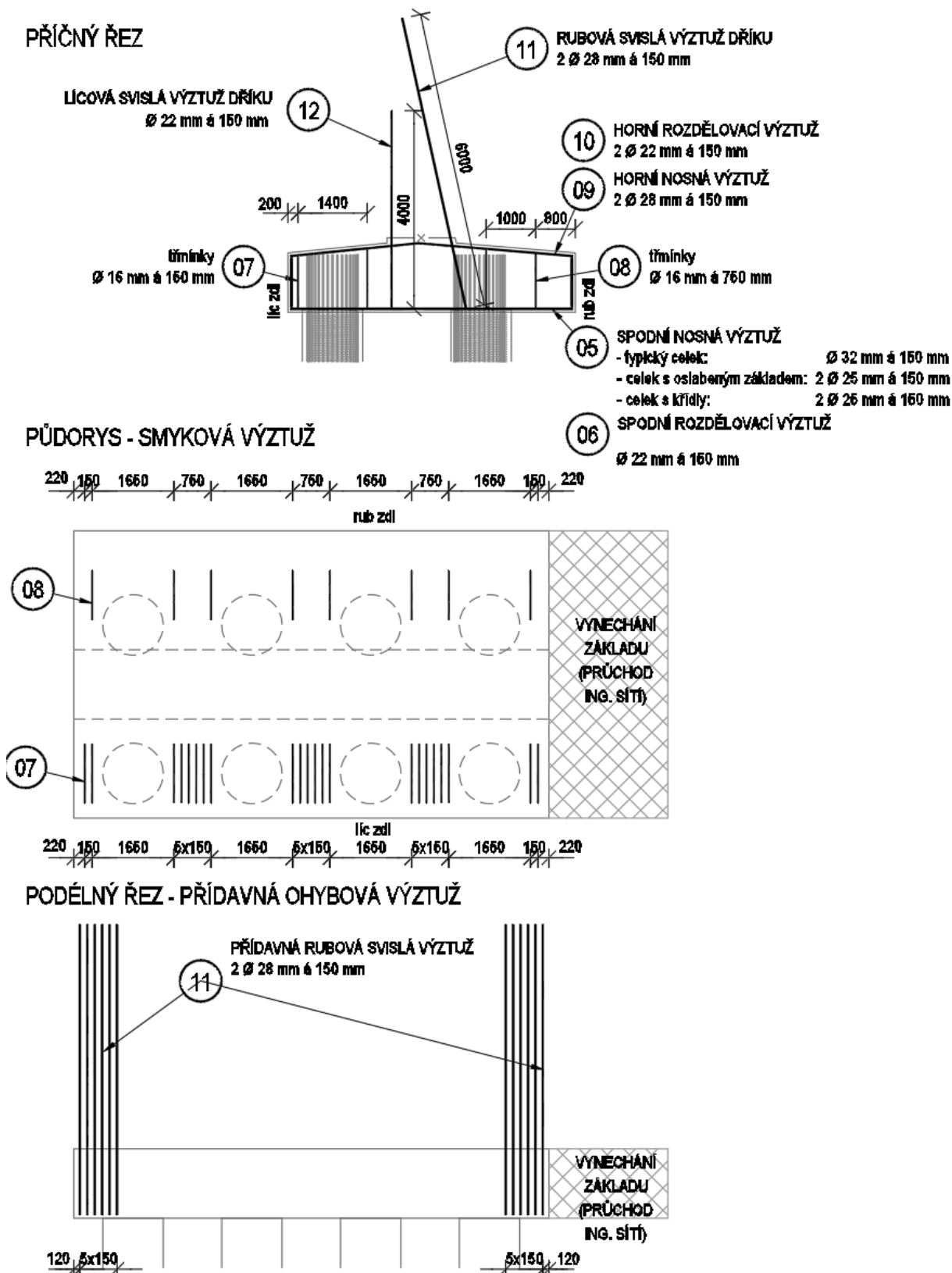
### 19.1. Výztuž pilot

- pro zadní 16,0 m piloty bude použita stejná výztuž jako pro přední 16,0 m piloty
- výztuž pilot je po délce zdi sjednocena s ohledem na geologii, konstrukční zásady a provádění



## 19.2. Výztuž základu

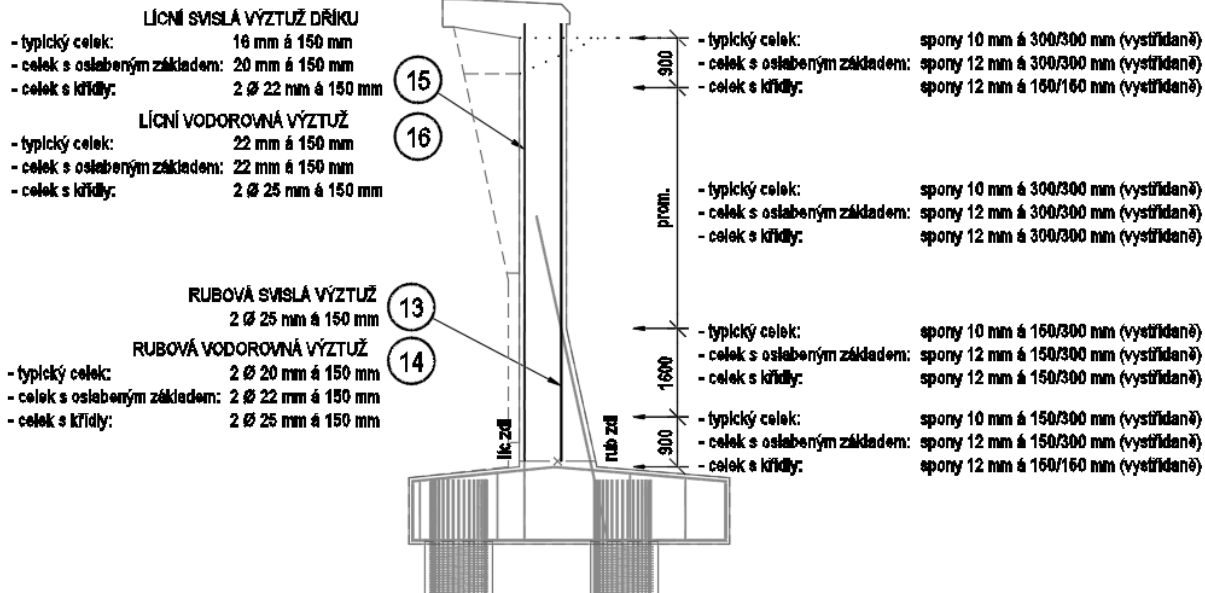
- výztuž základu je po délce zdí sjednocena s ohledem na geologii, konstrukční zásady a provádění



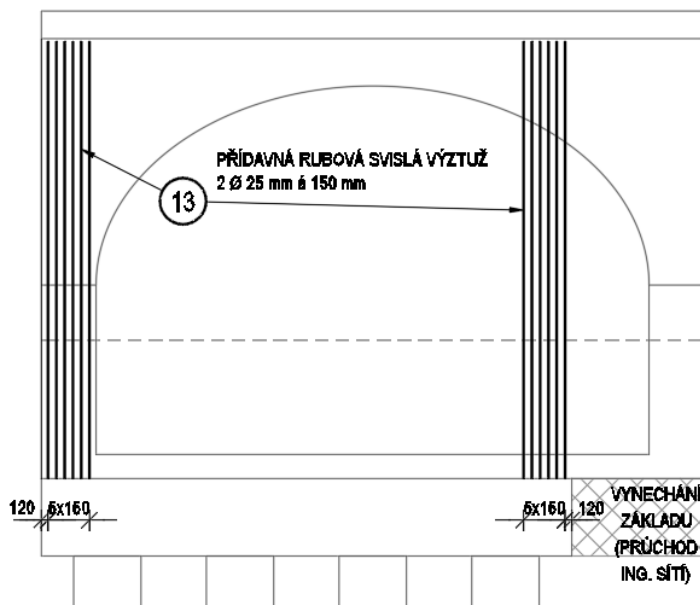
### 19.3. Výztuž dřívku

- výztuž dřívku je po délce zdí sjednocena pro typické celky, s ohledem na složitý tvar, konstrukční zásady a provádění

#### PŘÍČNÝ ŘEZ

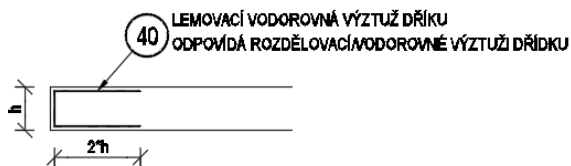


#### PODÉLNÝ ŘEZ - PŘÍDAVNÁ OHYBOVÁ VÝZTUŽ



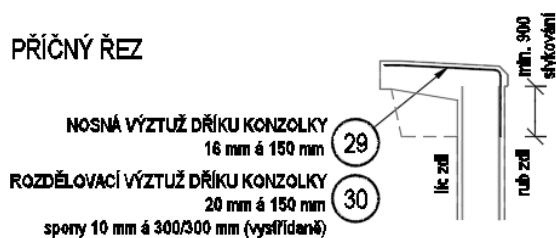
#### 19.4. Lemovací výztuže bočních hran dříku

PŮDORYSNÝ ŘEZ



#### 19.5. Výztuž římsové konzoly

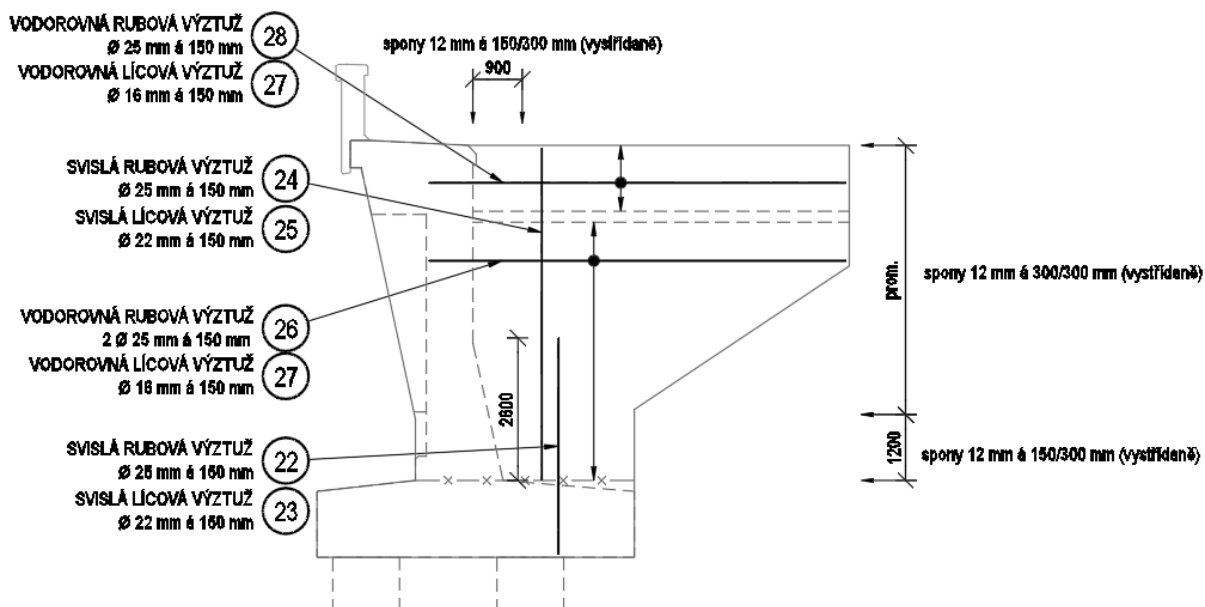
PŘÍČNÝ ŘEZ



#### 19.6. Výztuž nízkého křídla, hodně vykonzolovaného

- výztuž křídla je navržena pro typické zakončení zdi
- výztuž křídla je nutné ukončit v základu a dříku zdi, na kotevní resp. stykový délkou

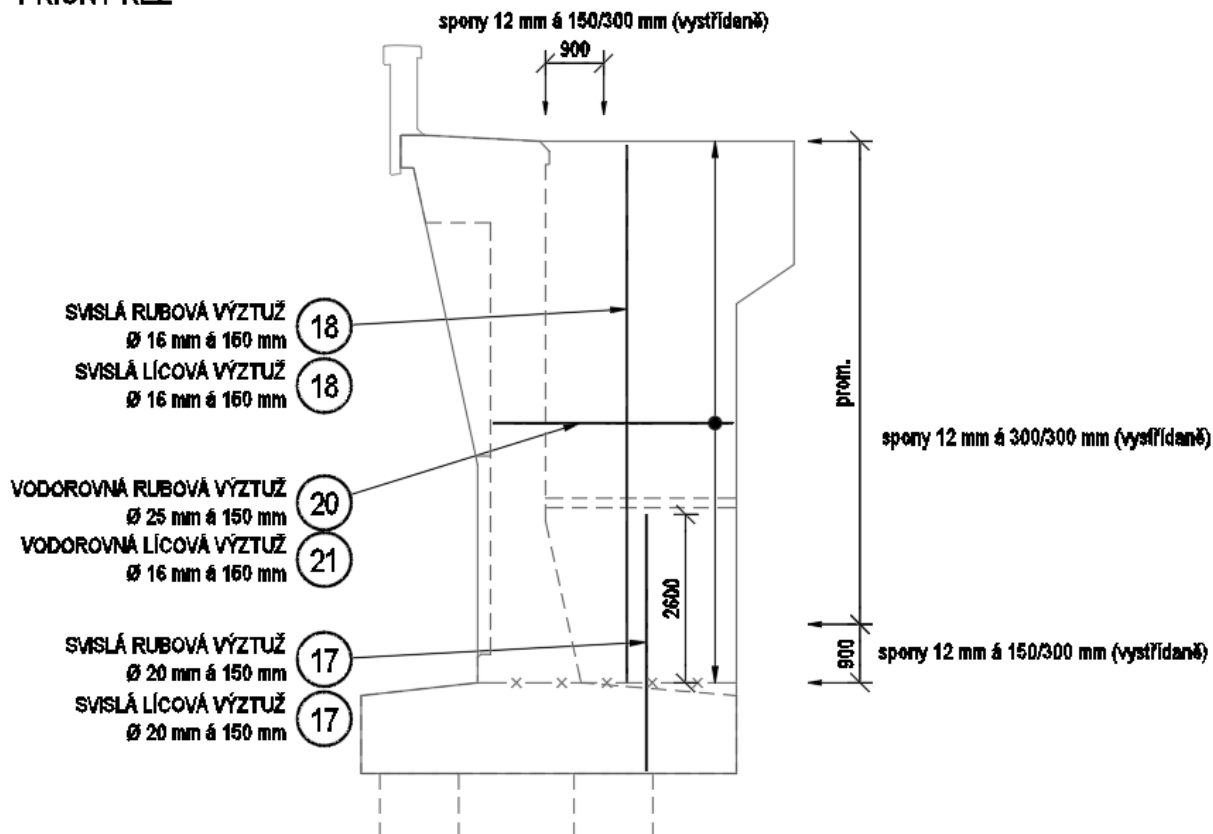
PŘÍČNÝ ŘEZ



### 19.7. Výztuž vysokého křídla, málo vykonzolovaného

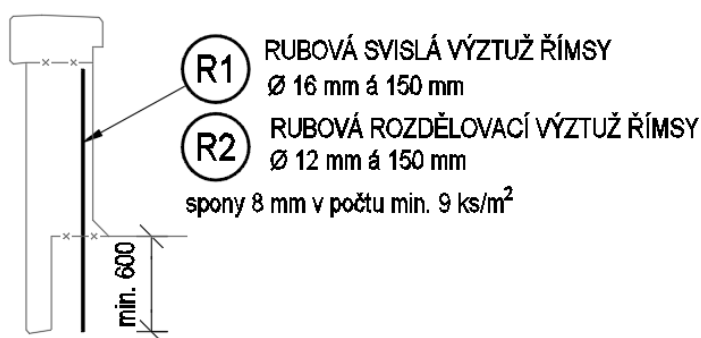
- výztuž křídla je navržena pro typické zakončení zdi
- výztuž křídla je nutné ukončit v základu a dřívku zdi, na kotevní resp. stykovací délku

#### PŘÍČNÝ ŘEZ



### 19.8. Výztuž římsy

#### PŘÍČNÝ ŘEZ



## 20. PŘÍLOHA 3 – DOPORUČENÍ PRO NÁVRH KONSTRUKCE

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

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

Výhody kompozitní kari sítě:

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

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

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

### 20.2. Doporučení pro omezení deformací zdi (vyklánění)

#### 20.2.1. Výrobní naklonění

Předpokládané celkové vodorovné deformace směrem do líce bez vlivu změny tuhosti vlivem trhlin jsou, dle typu dilatačního celku, výšky zdi a geologických podmínek následující: v místě základu cca 5 až 12 mm; v místě hlavy dířku zdi cca 19 až 64 mm. V případě uvážení vzniku trhlin, redukcí modulu pružnosti betonu pro málo potrháný průřez  $E_c \cdot 0,82$  (piloty) a hodně potrháný  $E_c \cdot 0,58$  (dířík) a vyjádřením dle vzorce „ $\alpha = \zeta \cdot \alpha_{II} + (1 - \zeta) \cdot \alpha_I$ “ (kde  $\alpha_{II}$  jsou deformace konstrukce s trhlínami a  $\zeta \approx 1,0$ ) jsou celkové deformace následující: v místě základu cca 5 až 12 mm; v místě hlavy dířku zdi cca 20 až 72 mm.

Předpokládané vodorovné deformace pouze od stálého zatížení směrem do líce bez vlivu změny tuhosti vlivem trhlin jsou, dle typu dilatačního celku, výšky zdi a geologických podmínek následující: v místě základu cca 2 až 6 mm; v místě hlavy dířku zdi cca 8 až 40 mm. V případě uvážení vzniku trhlin, redukcí modulu pružnosti betonu pro málo potrháný průřez  $E_c \cdot 0,82$  (piloty) a hodně potrháný  $E_c \cdot 0,58$  (dířík) a vyjádřením dle vzorce „ $\alpha = \zeta \cdot \alpha_{II} + (1 - \zeta) \cdot \alpha_I$ “ (kde  $\alpha_{II}$  jsou deformace konstrukce s trhlínami a  $\zeta \approx 0,5$ ) jsou deformace následující: v místě základu cca 2 až 7 mm; v místě hlavy dířku zdi cca 9 až 41 mm.

Rozhodující deformace jsou u dilatačního celku s oslabeným základem a u vysokých dilatačních celků bez křídel. Protože líc zdi je již opticky (architektonicky) vykloněno, **není výrobní protinaklonění nutné, případně jej lze uvážit hodnotou do 10 až 50 mm v hlavě dířku zdi.**

#### 20.2.2. Smykové spojení v místě dilatačních spar

Geologické podmínky jsou po délce zdi přibližně stejné a nemají výrazné zvrstvení a změna výšky zdi je povolná, rozdílnou deformaci jednotlivých dilatačních celků v líci zdi lze tedy předpokládat cca do 10 mm. **Obecně je však vhodné u takto vysokých zdí smykové spojení v dilatačních sparách doporučit**, v případě použití smykových trnů je nutné uvážit vliv (průchod) bludných proudů s ohledem na navržený konstrukční detail.

#### 20.2.3. Úklon předních pilot

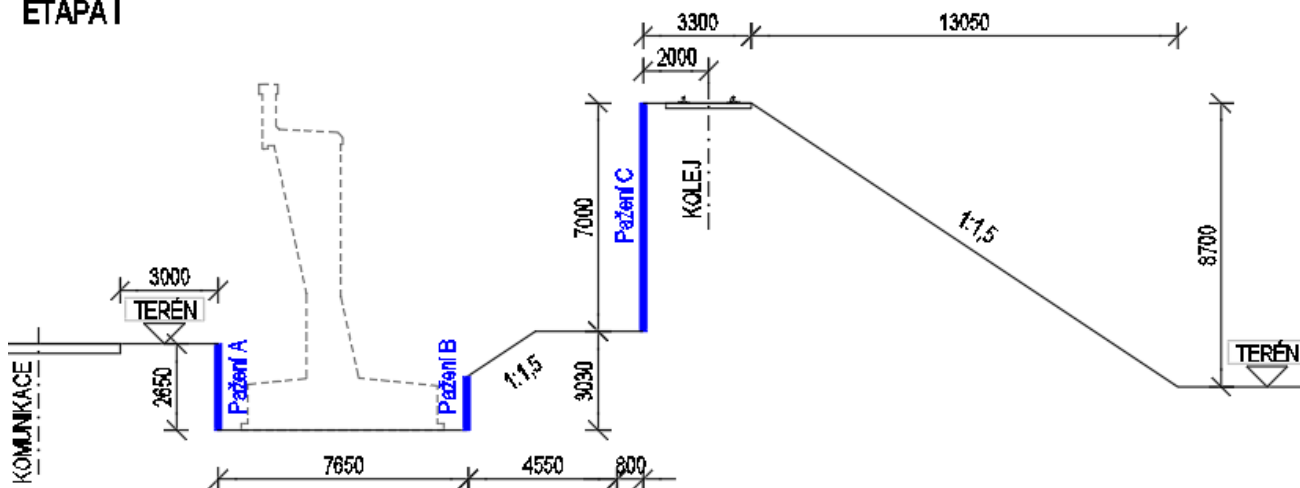
Deformaci do líce zdi je možné snížit rovněž úklonem pilot, s ohledem na malou účinnost je však pouze **ke zvážení**. Např. při úklonu předních pilot do líce zdi, od svislé pod úhlem  $10^\circ$ , dojde ke snížení vodorovné deformace v hlavě zdi o cca 6 %.

## 21. PŘÍLOHA 4 – VÝPOČET PAŽENÍ

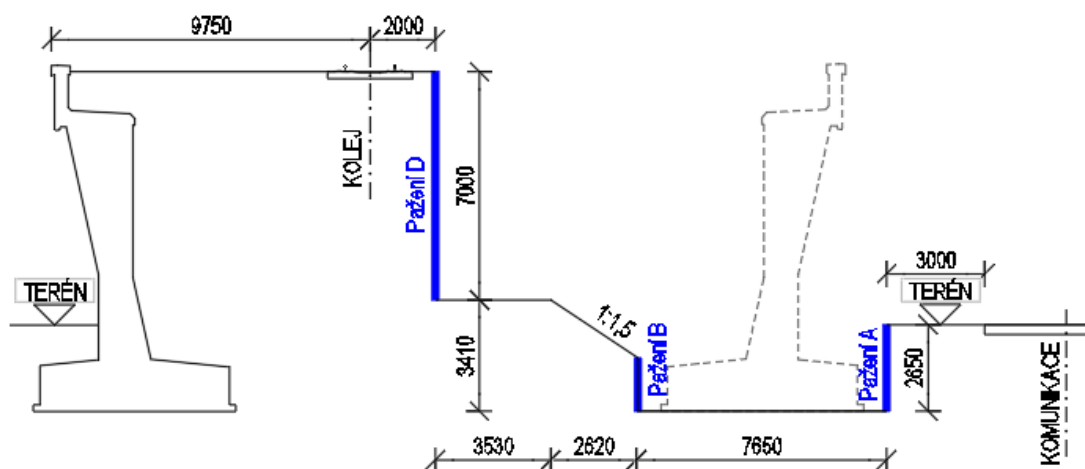
Pro výpočet pažení byl použit program GEO5. **Výpočet pažení je proveden pro potřeby zadávací dokumentace a neslouží pro realizaci stavby.** Pro tento účel byly posouzeny dva idealizované řezy, ve dvou odlišných geologických podmínkách. Pažení je uvažováno jako dočasné, tj. s omezenou životností maximálně 2 roky. Zápory jsou navrhovány bez obetonování paty (kořene), protože se uvažuje s jejich vytažením.

### Idealizovaný řez Typ 1:

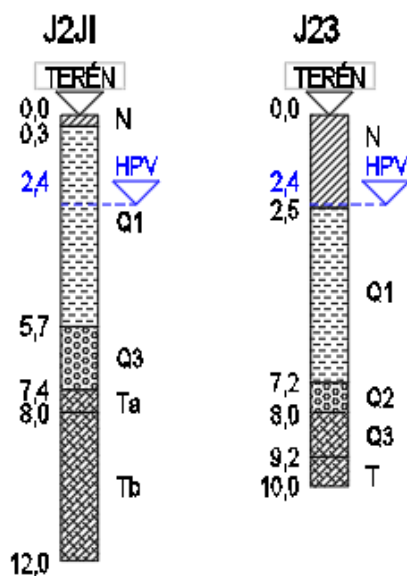
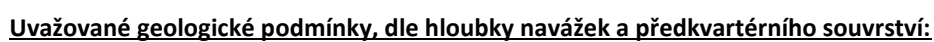
## ETAPA I



## ETAPA II



## ETAPA I



## 21.1. Vstupní parametry

### 21.1.1. Nastavení výpočtu

#### Nastavení

Standardní – EN 1997 - DA2

#### Materiály a normy

Betonové konstrukce:	EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1:	standardní
Ocelové konstrukce:	EN 1993-1-1 (EC3)
Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu:	$\gamma_{M0} = 1,00$
Dřevěné konstrukce:	EN 1995-1-1 (EC5)
Dílčí součinitel vlastností dřeva:	$\gamma_M = 1,30$
Součinitel vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo):	$k_{mod} = 0,50$
Součinitel šířky průřezu ve smyku (dřevo):	$k_{cr} = 0,67$

#### Výpočet tlaků

Metodika posouzení:	výpočet podle EN 1997
Výpočet aktivního tlaku:	Coulomb (ČSN 730037)
Výpočet pasivního tlaku:	Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
Metoda výpočtu:	závislé tlaky
Výpočet zemětřesení:	Mononobe-Okabe
Modul reakce podloží:	standardní
Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení	
Návrhový přístup:	2 - redukce zatížení a odporu

#### Součinitele redukce zatížení (F) - Dočasná návrhová situace

		Nepříznivé		Příznivé	
Stálé zatížení:	$\gamma_G =$	1,35	[-]	1,00	[-]
Proměnné zatížení:	$\gamma_Q =$	1,50	[-]	0,00	[-]
Zatížení vodou:	$\gamma_w =$	1,35	[-]		

#### Součinitele redukce odporu (R) - Dočasná návrhová situace

Součinitel redukce stability kotvy:	$\gamma_{Ris} =$	1,10	[-]
Součinitel redukce zemního odporu:	$\gamma_{Re} =$	1,40	[-]

#### Kotvy

Metodika posouzení: mezní stavy

#### Součinitele redukce

Součinitel spolehlivosti oceli:	$\gamma_s =$	1,35	[-]
Součinitel redukce na vytržení ze zeminy:	$\gamma_e =$	1,35	[-]
Součinitel redukce na vytržení ze zálivky:	$\gamma_c =$	1,35	[-]

#### Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 6,00 nebo 12,00 m

#### Použité průřezy zápor

Název průřezu: I-průřez : HE 220 B, a = 1,50 m

Spočtený koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 0,55

Plocha průřezu	A	=	6,07E-03	m <sup>2</sup> /m
Moment setrvačnosti	I	=	5,39E-05	m <sup>4</sup> /m
Průřezový modul	W	=	4,904E-04	m <sup>3</sup> /m
Plastický průřezový modul	W <sub>pl</sub>	=	5,513E-04	m <sup>3</sup> /m

Název průřezu: I-průřez : HE 240 B, a = 1,20 m

Spočtený koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 0,72

Plocha průřezu	A	=	8,83E-03	m <sup>2</sup> /m
Moment setrvačnosti	I	=	9,38E-05	m <sup>4</sup> /m
Průřezový modul	W	=	7,819E-04	m <sup>3</sup> /m
Plastický průřezový modul	W <sub>pl</sub>	=	8,775E-04	m <sup>3</sup> /m

#### Materiál konstrukce

Ocel konstrukční: EN 10025: Fe 360

Mez kluzu	f <sub>y</sub>	=	235,00	MPa
Modul pružnosti	E	=	210000,00	MPa
Modul pružnosti ve smyku	G	=	81000,00	MPa

#### Modul reakce podloží

Modul reakce podloží vypočten z přetvárných charakteristik zemin.

#### 21.1.2. Parametry zemin

Pro **posouzení dočasné pažící konstrukce** jsou uvažovány **totální parametry zeminy**. Posouzení pažení je provedeno pro obě geologické skladby vrtů J2Ji a J23.

Jako stabilitní parametry základové půdy se uvažují vlastní tíha v přirozeném uložení  $\gamma$  [kN·m<sup>-3</sup>], úhel vnitřního tření  $\phi$  a soudržnost  $c$  [kPa]. **Stabilita svahu stavební jámy** je tedy řešena v **efektivních smykových parametrech** ( $\phi_{ef}$ ,  $c_{ef}$ ). Posouzení stability je provedeno pro geologickou skladbu vrtu J23, s větší tloušťkou navážek a větší hloubkou předkvartérního podloží.

Parametry zemin pro vrt J2Ji, dle geotechnických typů:

#### N

Objemová tíha:	$\gamma$	=	18,50	kN/m <sup>3</sup>
Napjatost:	efektivní			
Úhel vnitřního tření:	$\phi_{ef}$	=	24,00	°
Soudržnost zeminy:	$c_{ef}$	=	14,00	kPa
Třecí úhel kce-zemina:	$\delta$	=	0,00	°
Zemina:	soudržná			
Poissonovo číslo:	$\nu$	=	0,35	
Modul přetvárnosti:	$E_{def}$	=	5,00	MPa
Koef. strukturní pevnosti:	$m$	=	0,10	
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	21,00	kN/m <sup>3</sup>

**Q1**

Objemová tíha:	$\gamma$	=	19,00	kN/m <sup>3</sup>
Napjatost:	totální			
Soudržnost zeminy:	$c_u$	=	50,00	kPa
Přilnavost kce-zemina:	$a$	=	36,00	kPa
Zemina:	soudržná			
Poissonovo číslo:	$\nu$	=	0,40	
Modul přetvárnosti:	$E_{def}$	=	2,00	MPa
Koef. strukturní pevnosti:	$m$	=	0,10	

**Q3**

Objemová tíha:	$\gamma$	=	19,20	kN/m <sup>3</sup>
Napjatost:	efektivní			
Úhel vnitřního tření:	$\phi_{ef}$	=	33,00	°
Soudržnost zeminy:	$c_{ef}$	=	0,00	kPa
Třecí úhel kce-zemina:	$\delta$	=	0,00	°
Zemina:	nesoudržná			
Modul přetvárnosti:	$E_{def}$	=	100,00	MPa
Poissonovo číslo:	$\nu$	=	0,25	
Koef. strukturní pevnosti:	$m$	=	0,30	
Obj.tíha sat.zeminy:	$\gamma_{sat}$	=	21,00	kN/m <sup>3</sup>

**Ta**

Objemová tíha:	$\gamma$	=	19,20	kN/m <sup>3</sup>
Napjatost:	totální			
Soudržnost zeminy:	$c_u$	=	90,00	kPa
Přilnavost kce-zemina:	$a$	=	36,00	kPa
Zemina:	soudržná			
Poissonovo číslo:	$\nu$	=	0,40	
Modul přetvárnosti:	$E_{def}$	=	7,00	MPa
Poissonovo číslo:	$\nu$	=	0,40	
Koef. strukturní pevnosti:	$m$	=	0,10	

**Tb**

Objemová tíha:	$\gamma$	=	19,20	kN/m <sup>3</sup>
Napjatost:	totální			
Soudržnost zeminy:	$c_u$	=	140,00	kPa
Přilnavost kce-zemina:	$a$	=	46,00	kPa
Zemina:	soudržná			
Poissonovo číslo:	$\nu$	=	0,40	
Modul přetvárnosti:	$E_{def}$	=	14,00	MPa
Poissonovo číslo:	$\nu$	=	0,40	
Koef. strukturní pevnosti:	$m$	=	0,10	

Parametry zemin pro vrt J23, dle geotechnických typů:

**N**

Objemová tíha:	$\gamma$	=	18,00	kN/m <sup>3</sup>
Napjatost:	efektivní			
Úhel vnitřního tření:	$\phi_{ef}$	=	24,00	°
Soudržnost zeminy:	$c_{ef}$	=	14,00	kPa
Třecí úhel kce-zemina:	$\delta$	=	0,00	°
Zemina:	soudržná			
Poissonovo číslo:	$\nu$	=	0,35	
Modul přetvárnosti:	$E_{def}$	=	5,00	MPa
Koef. strukturní pevnosti:	$m$	=	0,10	
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	21,00	kN/m <sup>3</sup>

**Q1**

Objemová tíha:	$\gamma$	=	20,00	kN/m <sup>3</sup>
Napjatost:	totální			
Soudržnost zeminy:	$c_u$	=	50,00	kPa
Přilnavost kce-zemina:	$a$	=	36,00	kPa
Zemina:	soudržná			
Poissonovo číslo:	$\nu$	=	0,40	
Modul přetvárnosti:	$E_{def}$	=	2,00	MPa
Koef. strukturní pevnosti:	$m$	=	0,10	
Úhel vnitřního tření:	$\phi_{ef}$	=	18,00	°
Soudržnost zeminy:	$c_{ef}$	=	14,00	kPa

**Q2**

Objemová tíha:	$\gamma$	=	17,50	kN/m <sup>3</sup>
Napjatost:	efektivní			
Úhel vnitřního tření:	$\phi_{ef}$	=	30,00	°
Soudržnost zeminy:	$c_{ef}$	=	0,00	kPa
Třecí úhel kce-zemina:	$\delta$	=	0,00	°
Zemina:	nesoudržná			
Modul přetvárnosti:	$E_{def}$	=	18,00	MPa
Poissonovo číslo:	$\nu$	=	0,30	
Koef. strukturní pevnosti:	$m$	=	0,30	
Obj.tíha sat.zeminy:	$\gamma_{sat}$	=	21,00	kN/m <sup>3</sup>

**Q3**

Objemová tíha:	$\gamma$	=	19,00	kN/m <sup>3</sup>
Napjatost:	efektivní			
Úhel vnitřního tření:	$\phi_{ef}$	=	33,00	°
Soudržnost zeminy:	$c_{ef}$	=	0,00	kPa
Třecí úhel kce-zemina:	$\delta$	=	0,00	°
Zemina:	nesoudržná			
Modul přetvárnosti:	$E_{def}$	=	90,00	MPa
Poissonovo číslo:	$\nu$	=	0,25	
Koef. strukturní pevnosti:	$m$	=	0,30	
Obj.tíha sat.zeminy:	$\gamma_{sat}$	=	21,00	kN/m <sup>3</sup>

## T

Objemová tíha:	$\gamma$	=	20,50	kN/m <sup>3</sup>
Napjatost:	totální			
Soudržnost zeminy:	$c_u$	=	130,00	kPa
Přilnavost kce-zemina:	$a$	=	46,00	kPa
Zemina:	soudržná			
Poissonovo číslo:	$\nu$	=	0,40	
Modul přetvárnosti:	$E_{def}$	=	7,00	MPa
<b>Poissonovo číslo:</b>	<b><math>\nu</math></b>	=	<b>0,40</b>	
Koef. strukturní pevnosti:	$m$	=	0,10	
Úhel vnitřního tření:	$\phi_{ef}$	=	18,00	°
Soudržnost zeminy:	$c_{ef}$	=	30,00	kPa

## Zasyp

Dle průzkumu pražcového podloží je volena zemina G4, přičemž s ohledem na výskyt zemin třídy F6 je uvažován nižší modul přetvárnosti.

Objemová tíha:	$\gamma$	=	20,00	kN/m <sup>3</sup>
Napjatost:	efektivní			
Úhel vnitřního tření	$\phi_{ef}$	=	33,00	°
Soudržnost zeminy:	$c_{ef}$	=	0,00	kPa
Třecí úhel kce-zemina:	$\delta$	=	0,00	°
Zemina:	nesoudržná			
Modul přetvárnosti:	$E_{def}$	=	40,00	MPa
Poissonovo číslo:	$\nu$	=	0,30	
Koef. strukturní pevnosti:	$m$	=	0,30	
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	21,00	kN/m <sup>3</sup>

## Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukci se uvažuje v hloubce dle idealizovaných geologických vrtů.

Hladina podzemní vody před konstrukcí se uvažuje v hloubce 1,0 m pode dnem stavební jámy.

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

### 21.1.3. Nahodilé zatížení

Pro posouzení pažení s účinky zatížení od železniční dopravy bylo uvažováno s ekvivalentními účinky zemního tlaku od modelu zatížení LM 71, se součinitelem  $\alpha = 1,00$ .

Pro posouzení pažení s účinky zatížení od silniční dopravy bylo uvažováno s ekvivalentními účinky zemního tlaku od náhradního svislého rovnoměrného zatížení 25 kN/m<sup>2</sup>.

Pro posouzení pažení s účinky mimo zatížení od železniční nebo silniční dopravy bylo uvažováno s ekvivalentními účinky zemního tlaku od staveništního svislého zatížení 1,0 kN/m<sup>2</sup>.

### 21.1.4. Parametry zemních kotev

**uvažují se odstranitelné pramencové kotvy 0.6" S 1860 MPa**

Plocha pramence:	$A_1$	=	107,00	mm <sup>2</sup>
Počet pramenců:	$n$	=	7	
Modul pružnosti:	$E$	=	195000,00	MPa
Výpočtová pevnost materiálu:	$f_u$	=	1860,00	MPa
Únosnost na vytržení ze zeminy:	počítat z plášťového tření			
Průměr kořene:	$d$	=	300,0	mm
Únosnost na vytržení ze zálivky:	počítat z parametrů betonu			
Norma betonu:	EN 1992-1-1 (EC2)			
Pevnost betonu v tlaku:	$f_{ck}$	=	25,00	MPa
Součinitel soudržnosti:	$\eta_1$	=	0,70	

#### Hodnoty plášťového tření kořene zemních kotev

Uvažují se hodnoty dle následující tabulky viz Inženýrské stavby 5/1986 - Ing. Kelin, CSc, Ing. Mišove, CSc, Výzkumný ústav inženýrských staveb Bratislava).

Druh horniny	$\varphi^*$ , $\sigma$ (Mpa), c (Mpa)	$V_0$ (l/m) při průměru vrtů 120 mm	$V_1$ (l/m)	Počet injektáží n	Konečný injekční tlak při ústí vrtu (Mpa)	d (cm)	$\tau$ (Mpa)	$F_{m1}$ kořene kotvy (kN/m)		$I_{hh}$ (m) pro $F_{do v}=900$ kN
								Injekt.	Neinjekt.	
Skalní horniny	$\sigma > 50$	12	0	0	-	12	1,0-1,6	350-500	350-500	5-3 <sup>1)</sup>
Poloskalní horniny	$\sigma < 50$	12	0-30	0-1	0,5-3,0		0,3-1,0	200-400	100-400	7-3 <sup>1)</sup>
Štěrkovité injektovatelné zeminy	$35 < \varphi < 45$ c=0	30	20-100	1-2	1	25-40	0,25-0,32	200-400	70-200	7-3 <sup>1)</sup>
Štěrkovité neinjektovatelné zeminy	dle druhu výplně	15	40-80	1-2	2,0-4,0	28-35	0,23	200-250	50-100	7-5
Střednězrnné a jemnozrnné písky	$25 < \varphi < 35$ c=0	12	30-90	2-3	1,5-4,0	22-35	0,15-0,18	110-200	20-60	12-7
Soudržné tvrdé a pevné zeminy	$10 < \varphi < 30$ c>0,1	12	20-50	1-3	1,5-3,0	20-28	0,13-0,19	80-170	30-80	17-8 <sup>2)</sup>
Soudržné pevné až tuhé zeminy	$\varphi < 10^\circ$ $0,05 < c < 0,15$	12	30-120	2-3	1,0-2,5	15-40	0,1-0,13	70-150	15-40	20-9 <sup>2)</sup>
Soudržné měkké zeminy	$\varphi=0^\circ$ $0,025 < c < 0,05$	12	60-150	3-4	0,5-2,0	30-45	0,05-0,07	40-100	10	27-13,5 <sup>2)</sup>

Pro idealizovaný řez Typ 1, kde kořen kotev končí v násypu nebo v úrovni podloží násypu, se uvažuje plášťové tření hodnotou 230 kPa. Pro idealizovaný řez Typ 2, kde kořen kotev končí v podloží násypu, se uvažuje plášťové tření hodnotou 150 kPa.

#### Alternativní použití tyčových kotev



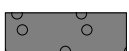


V případě že není v zemním tělese prostor pro zakotvení pramencových zemních kotev, uvažují se odstranitelné tyčové kotvy  $\phi$  32 a 36 mm 950/1050 MPa kotvené do konstrukce hotové opěrné zdi, u kterých je možná odstranitelnost pomocí přídatné závitové spojky. Základní parametry dle následující tabulky.

Označení	Jmenovitý průměr	Průřezová plocha A [mm <sup>2</sup> ]	Ocel $f_{0,1k} / f_{pk}$	Zatížení na mezi kluzu [kN]	Zatížení na mezi pevnosti [kN]	Hmotnost [kg/m]	Doporučený průměr vrtu
Závitová předpinací tyč WR 950/1050 s pravotočivým závitem	26,5	551	950/1050 WR	525	580	4,48	75-125
	32	804	950/1050 WR	760	850	6,53	85-135
	36	1018	950/1050 WR	960	1070	8,27	95-145
	40	1257	950/1050 WR	1190	1320	10,20	100-150
	47	1410	950/1050 WR	1648	1822	14,10	115-165
Závitová tyč SAS 670 s pravotočivým závitem	30	707	670/860	474	565	5,55	85-135
	35	962	670/860	645	770	7,55	95-145
	43	1452	670/860	973	1162	11,51	105-155
	57,5	2597	670/860	1740	2077	20,38	132-180
	63,5	3167	670/860	2122	2534	24,86	144-194



### 21.2.1. Posouzení pažení A – J2J1

#### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0,30	0,00 .. 0,30	N	
2	5,40	0,30 .. 5,70	Q1	
3	1,70	5,70 .. 7,40	Q3	
4	0,60	7,40 .. 8,00	Ta	
5	-	8,00 .. ∞	Tb	

#### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,65 m.

#### Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

#### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 2,40 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 3,65 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

#### Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

Maximální posouvající síla = 13,23 kN/m

Maximální moment = 16,64 kNm/m

Maximální deformace = 14,9 mm

#### Vstupní data (Fáze budování 2)

Maximální posouvající síla = 16,28 kN/m

Maximální moment = 18,80 kNm/m

Maximální deformace = 18,9 mm

#### Dimenzace čís. 1

##### Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -18,9 mm

Minimální deformace = 0,1 mm

Maximální ohybový moment = 18,80 kNm/m

Minimální ohybový moment = 0,00 kNm/m

Maximální posouvající síla = 16,28 kN/m

##### Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

##### Dimenzační síly na 1 I-profil

$M_{\max} = 28,20 \text{ kNm}; \quad Q = 0,62 \text{ kN}$

$Q_{\max} = 24,42 \text{ kN}; \quad M = 19,15 \text{ kNm}$

##### Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q$ :

##### Posouzení ohybu:

$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,163 \leq 1$  **Vyhovuje**

**Posouzení smyku:**

$$Q/V_{c,Rd} = 0,002 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

**Posouzení rovinné napjatosti:**

$$\text{Normálové napětí } \sigma_{x,Ed} = 32,77 \text{ MPa}$$

$$\text{Smykové napětí } \tau_{Ed} = 0,29 \text{ MPa}$$

$$\text{Posudek: } (\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,019 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

**Posouzení max. posouvající síly  $Q_{max} + M$ :**

**Posouzení ohybu:**

$$M/M_{c,Rd} = 0,111 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

**Posouzení smyku:**

$$Q_{max}/V_{c,Rd} = 0,097 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

**Posouzení rovinné napjatosti:**

$$\text{Normálové napětí } \sigma_{x,Ed} = 22,25 \text{ MPa}$$

$$\text{Smykové napětí } \tau_{Ed} = 11,41 \text{ MPa}$$

$$\text{Posudek: } (\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,016 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

**Průřez VYHOVUJE**

**Posouzení pažin č. 1**

**Vstupní data**

Dřevo : C24 - jehličnaté

Typ průřezu : obdélník  $b \times h = 100,0 \times 100,0 \text{ mm}$

Typ zatížení : obdélník

**Posouzení dřevěného průřezu podle EN 1995-1-1**

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

**Posouzení tlaku a ohybu**

$$N = 0,00 \text{ kN}; \quad M = 0,44 \text{ kNm}$$

$$\text{Normálové napětí v tlaku } \sigma_{c,0,d} = 0,00 \text{ MPa}$$

$$\text{Normálové napětí v ohybu } \sigma_{m,d} = 2,65 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,d}/f_{m,d} = 0,287 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

**Posouzení smyku**

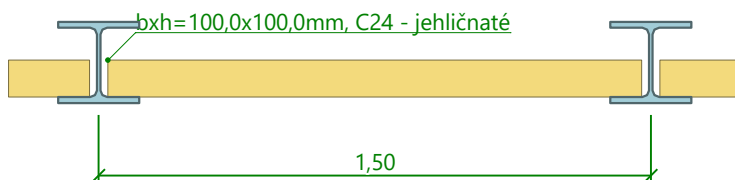
$$Q_{max} = 1,18 \text{ kN}$$

$$\text{Smykové napětí } \tau_d = 0,18 \text{ MPa}$$

$$\tau_d/k_{cr}/f_{v,d} = 0,172 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$



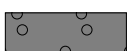
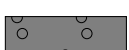

**Průřez VYHOVUJE**

**Schéma pažiny**



### 21.2.2. Posouzení pažení A – J23I

#### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,50	0,00 .. 2,50	N	
2	4,70	2,50 .. 7,20	Q1	
3	0,80	7,20 .. 8,00	Q2	
4	1,20	8,00 .. 9,20	Q3	
5	-	9,20 .. ∞	T	

#### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,65 m.

#### Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

#### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 2,40 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 3,65 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

#### Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

Maximální posouvající síla = 12,58 kN/m

Maximální moment = 16,27 kNm/m

Maximální deformace = 13,7 mm

#### Vstupní data (Fáze budování 2)

Maximální posouvající síla = 16,68 kN/m

Maximální moment = 19,63 kNm/m

Maximální deformace = 18,4 mm

#### Dimenzace čís. 1

##### Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -18,4 mm

Minimální deformace = 0,1 mm

Maximální ohybový moment = 19,63 kNm/m

Minimální ohybový moment = 0,00 kNm/m

Maximální posouvající síla = 16,68 kN/m

##### Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

##### Dimenzační síly na 1 I-profil

$M_{\max} = 29,45 \text{ kNm}; \quad Q = 0,33 \text{ kN}$

$Q_{\max} = 25,01 \text{ kN}; \quad M = 20,00 \text{ kNm}$

##### Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q$ :

###### Posouzení ohybu:

$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,170 \leq 1$  **Vyhovuje**

**Posouzení smyku:**

$$Q/V_{c,Rd} = 0,001 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

**Posouzení rovinné napjatosti:**

$$\text{Normálové napětí } \sigma_{x,Ed} = 34,21 \text{ MPa}$$

$$\text{Smykové napětí } \tau_{Ed} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\text{Posudek: } (\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,021 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

**Posouzení max. posouvající síly  $Q_{max} + M$ :**

**Posouzení ohybu:**

$$M/M_{c,Rd} = 0,116 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

**Posouzení smyku:**

$$Q_{max}/V_{c,Rd} = 0,099 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

**Posouzení rovinné napjatosti:**

$$\text{Normálové napětí } \sigma_{x,Ed} = 23,23 \text{ MPa}$$

$$\text{Smykové napětí } \tau_{Ed} = 11,68 \text{ MPa}$$

$$\text{Posudek: } (\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,017 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

**Průřez VYHOVUJE**

**Posouzení pažin č. 1**

**Vstupní data**

Dřevo : C24 - jehličnaté

Typ průřezu : obdélník b x h = 100,0 x 100,0 mm

Typ zatížení : obdélník

**Posouzení dřevěného průřezu podle EN 1995-1-1**

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

**Posouzení tlaku a ohybu**

$$N = 0,00 \text{ kN}; \quad M = 0,46 \text{ kNm}$$

$$\text{Normálové napětí v tlaku } \sigma_{c,0,d} = 0,00 \text{ MPa}$$

$$\text{Normálové napětí v ohybu } \sigma_{m,d} = 2,74 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,d}/f_{m,d} = 0,297 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

**Posouzení smyku**

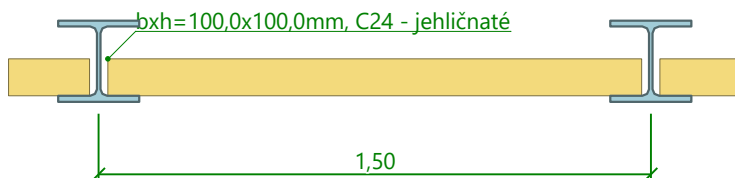
$$Q_{max} = 1,22 \text{ kN}$$

$$\text{Smykové napětí } \tau_d = 0,18 \text{ MPa}$$

$$\tau_d/k_{cf}/f_{v,d} = 0,177 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

**Průřez VYHOVUJE**

**Schéma pažiny**



**Posouzení stability svahu (Bishop)**

$$\text{Sumace aktivních sil : } F_a = 353,17 \text{ kN/m}$$

$$\text{Sumace pasivních sil : } F_p = 610,28 \text{ kN/m}$$



$$\text{Moment sesouvající : } M_a = 2899,49 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Moment vzdorující : } M_p = 4554,92 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Využití: } 63,7 \% \quad \text{Stabilita svahu VYHOVUJE}$$

### 21.2.3. Posouzení pažení B – J2J1 a J23

#### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	3,03	0,00 .. 3,03	Zasyp	
2	-	3,03 .. ∞	Q1	

#### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,00 m.

#### Tvar terénu

Terén za konstrukcí je ve sklonu 1: 1,50 (úhel sklonu je 33,69 °).

Výška náspu je 1,40 m, délka náspu je 2,10 m.

#### Výsledky výpočtu

Maximální posouvající síla = 50,38 kN/m  
Maximální moment = 75,64 kNm/m  
Maximální deformace = 75,0 mm

#### Dimenzace čís. 1

##### Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -75,0 mm  
Minimální deformace = 2,0 mm  
Maximální ohybový moment = 75,64 kNm/m  
Minimální ohybový moment = 0,00 kNm/m  
Maximální posouvající síla = 50,38 kN/m

##### Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

##### Dimenzační síly na 1 I-profil

$M_{\max} = 113,45 \text{ kNm}$ ;  $Q = 1,68 \text{ kN}$   
 $Q_{\max} = 75,56 \text{ kN}$ ;  $M = 47,04 \text{ kNm}$

##### Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q$ :

###### Posouzení ohybu:

$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,656 \leq 1$  **Vyhovuje**

###### Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0,007 \leq 1$  **Vyhovuje**

###### Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí  $\sigma_{x,Ed} = 131,81 \text{ MPa}$

Smykové napětí  $\tau_{Ed} = 0,79 \text{ MPa}$

Posudek:  $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,315 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení max. posouvající síly $Q_{\max} + M$ :

###### Posouzení ohybu:

$M/M_{c,Rd} = 0,272 \leq 1$  **Vyhovuje**

###### Posouzení smyku:

$Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0,300 \leq 1$  **Vyhovuje**

#### Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí  $\sigma_{x,Ed} = 54,66 \text{ MPa}$

Smykové napětí  $\tau_{Ed} = 35,30 \text{ MPa}$

Posudek:  $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,122 \leq 1$  **Vyhovuje**

**Průřez VYHOVUJE**

#### Posouzení pažin č. 1

##### Vstupní data

Dřevo : C24 - jehličnaté

Typ průřezu : obdélník  $b \times h = 100,0 \times 100,0 \text{ mm}$

Typ zatížení : obdélník

##### Posouzení dřevěného průřezu podle EN 1995-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

##### Posouzení tlaku a ohybu

$N = 0,00 \text{ kN}$ ;  $M = 0,77 \text{ kNm}$

Normálové napětí v tlaku  $\sigma_{c,0,d} = 0,00 \text{ MPa}$

Normálové napětí v ohybu  $\sigma_{m,d} = 4,63 \text{ MPa}$

$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,d}/f_{m,d} = 0,501 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení smyku

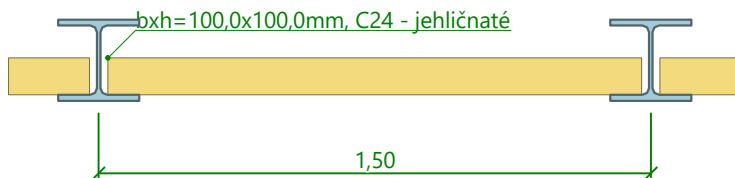
$Q_{\max} = 2,06 \text{ kN}$

Smykové napětí  $\tau_d = 0,31 \text{ MPa}$

$\tau_d/k_{cr}/f_{v,d} = 0,299 \leq 1$  **Vyhovuje**

**Průřez VYHOVUJE**

##### Schéma pažiny



##### Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil :  $F_a = 357,59 \text{ kN/m}$

Sumace pasivních sil :  $F_p = 684,88 \text{ kN/m}$

Moment sesouvající :  $M_a = 3039,54 \text{ kNm/m}$

Moment vzdorující :  $M_p = 5292,25 \text{ kNm/m}$

Využití : 57,4 %

**Stabilita svahu VYHOVUJE**

#### 21.2.4. Posouzení pažení C – J2J1

##### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	8,70	0,00 .. 8,70	Zasyp	
2	0,30	8,70 .. 9,00	N	
3	5,40	9,00 .. 14,40	Q1	
4	1,70	14,40 .. 16,10	Q3	
5	0,60	16,10 .. 16,70	Ta	
6	-	16,70 .. ∞	Tb	

##### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,00 m.

##### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,30	0,00
3	16,35	8,70
4	17,35	8,70

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

##### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 10,10 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 11,00 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

##### Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		proměnné	52,10		0,50	3,00	0,70

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

##### Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 100

Vlastní výpočet mezních tlaků : redukovat podle nastavení

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou  $\sigma_{a,min} = 0,20\sigma_z$

##### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

## Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

Maximální posouvající síla = 11,83 kN/m  
Maximální moment = 13,22 kNm/m  
Maximální deformace = 3,7 mm

## Vstupní data (Fáze budování 2)

### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	8,70	0,00 .. 8,70	Zasyp	
2	0,30	8,70 .. 9,00	N	
3	5,40	9,00 .. 14,40	Q1	
4	1,70	14,40 .. 16,10	Q3	
5	0,60	16,10 .. 16,70	Ta	
6	-	16,70 .. ∞	Tb	

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,00 m.

### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,30	0,00
3	16,35	8,70
4	17,35	8,70

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.  
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 10,10 m  
Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 11,00 m  
Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

### Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		0,50	3,00	0,70

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

#### Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ano	0,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		60,00

#### Seznam nových kotev

##### VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : VSL pramencová zemní kotva

Hloubka :  $z = 0,60$  m

Volná délka :  $l = 9,00$  m

Délka kořene :  $l_k = 4,00$  m

Sklon :  $\alpha = 30,00^\circ$

Vzd. mezi :  $b = 1,50$  m

Plocha pramence :  $A_1 = 107,00$  mm<sup>2</sup>

Počet pramenců :  $n = 7$

Modul pružnosti :  $E = 195000,00$  MPa

Předpínací síla :  $F = 60,00$  kN

Výpočtová pevnost materiálu :  $f_u = 1860,00$  MPa

Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z plášťového tření

Průměr kořene :  $d = 300,0$  mm

Plášťové tření :  $f = 230,00$  kPa

Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu

Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)

Pevnost betonu v tlaku :  $f_{ck} = 25,00$  MPa

Součinitel soudržnosti :  $\eta_1 = 0,70$

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

#### Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

Maximální posouvající síla = 25,94 kN/m

Maximální moment = 10,28 kNm/m

Maximální deformace = 0,8 mm

#### Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,60	0,4	60,00

#### Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 99,22$  kN/m  $\delta = 76,16^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 0,88$  m

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{MAX}$ [kN]
1	100,50	85,66	501,75	0,00	-23,89		481,94	484,78	727,16

#### Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	60,00	661,06	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla  $F_{max} = 661,06$  kN > 60,00 kN =  $F_{zad}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

#### Statický výpočet

### Vstupní data (Fáze budování 3)

#### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	8,70	0,00 .. 8,70	Zasyp	
2	0,30	8,70 .. 9,00	N	
3	5,40	9,00 .. 14,40	Q1	
4	1,70	14,40 .. 16,10	Q3	
5	0,60	16,10 .. 16,70	Ta	
6	-	16,70 .. ∞	Tb	

#### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 3,50 m.

#### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,30	0,00
3	16,35	8,70
4	17,35	8,70

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

#### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 10,10 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 11,00 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

#### Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		0,50	3,00	0,70

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

#### Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		127,91

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

#### Statický výpočet

Ing. Radek Navrátil, Granitova 1115/8, Praha 9 - Hloubětín 19800

### Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

Maximální posouvající síla = 68,31 kN/m  
Maximální moment = 85,40 kNm/m  
Maximální deformace = 17,4 mm

#### Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,60	-3,8	127,91

#### Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 189,56 \text{ kN/m}$       $\delta = 30,55^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 2,21 \text{ m}$

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{MAX}$ [kN]
1	100,50	85,66	866,61	0,00	-2,34		678,99	633,28	949,92

#### Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	127,91	863,56	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla  $F_{max} = 863,56 \text{ kN} > 127,91 \text{ kN} = F_{zad}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

### Vstupní data (Fáze budování 4)

#### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	8,70	0,00 .. 8,70	Zasyp	
2	0,30	8,70 .. 9,00	N	
3	5,40	9,00 .. 14,40	Q1	
4	1,70	14,40 .. 16,10	Q3	
5	0,60	16,10 .. 16,70	Ta	
6	-	16,70 .. ∞	Tb	

#### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 3,50 m.

## Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,30	0,00
3	16,35	8,70
4	17,35	8,70

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

## Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 10,10 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 11,00 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

## Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		0,50	3,00	0,70

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

## Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		74,56
2	Ano	3,10	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		180,00

## Seznam nových kotev

## VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : VSL pramencová zemní kotva

Hloubka : z = 3,10 m

Volná délka : l = 5,50 m

Délka kořene : l<sub>k</sub> = 7,00 m

Sklon : α = 30,00 °

Vzd. mezi : b = 1,50 m

Plocha pramence : A<sub>1</sub> = 107,00 mm<sup>2</sup>

Počet pramenců : n = 7

Modul pružnosti : E = 195000,00 MPa

Předpínací síla : F = 180,00 kN

Výpočtová pevnost materiálu : f<sub>u</sub> = 1860,00 MPa

Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z plášťového tření

Průměr kořene : d = 300,0 mm

Plášťové tření : f = 230,00 kPa

Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu

Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)

Pevnost betonu v tlaku : f<sub>ck</sub> = 25,00 MPa

Součinitel soudržnosti : η<sub>1</sub> = 0,70

## Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

## Statický výpočet

### Výsledky výpočtu (Fáze budování 4)

Maximální posouvající síla = 67,31 kN/m  
Maximální moment = 26,71 kNm/m  
Maximální deformace = 2,9 mm

#### Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,60	-0,5	74,56
2	3,10	0,5	180,00

#### Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 311,20 \text{ kN/m}$      $\delta = 58,36^\circ$   
Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 2,21 \text{ m}$

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{MAX}$ [kN]
1	268,92	88,38	866,61	0,00	-2,34	2(23%)	678,99	595,95	893,93
2	289,67	81,58	902,76	0,00	-13,63		772,40	787,91	1181,86

#### Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	74,56	812,66	Vyhovuje
2	180,00	1074,42	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 2

Max. dovolená síla  $F_{max} = 1074,42 \text{ kN} > 180,00 \text{ kN} = F_{zad}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

### Vstupní data (Fáze budování 5)

#### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	8,70	0,00 .. 8,70	Zasyp	
2	0,30	8,70 .. 9,00	N	
3	5,40	9,00 .. 14,40	Q1	
4	1,70	14,40 .. 16,10	Q3	
5	0,60	16,10 .. 16,70	Ta	
6	-	16,70 .. ∞	Tb	

#### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 6,00 m.

#### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,30	0,00
3	16,35	8,70
4	17,35	8,70

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.  
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

#### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 10,10 m  
Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 11,00 m  
Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

#### Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		0,50	3,00	0,70

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

#### Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		66,15
2	Ne	3,10	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		483,50

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

#### Výsledky výpočtu (Fáze budování 5)

Maximální posouvající síla = 158,32 kN/m  
Maximální moment = 94,53 kNm/m  
Maximální deformace = 24,4 mm

#### Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,60	0,1	66,15
2	3,10	-10,9	483,50

#### Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 413,29 \text{ kN/m}$        $\delta = 39,87^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 3,06 \text{ m}$

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{MAX}$ [kN]
1	268,92	88,38	1185,43	24,26	17,26	2(23%)	890,34	538,85	808,28
2	289,67	81,58	1163,35	39,11	10,61		877,94	700,72	1051,08

#### Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	66,15	734,80	Vyhovuje
2	483,50	955,53	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 2

Max. dovolená síla  $F_{\max} = 955,53 \text{ kN} > 483,50 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

#### Vstupní data (Fáze budování 6)

##### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	8,70	0,00 .. 8,70	Zasyp	
2	0,30	8,70 .. 9,00	N	
3	5,40	9,00 .. 14,40	Q1	
4	1,70	14,40 .. 16,10	Q3	
5	0,60	16,10 .. 16,70	Ta	
6	-	16,70 .. ∞	Tb	

#### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 6,00 m.

#### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,30	0,00
3	16,35	8,70
4	17,35	8,70

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

#### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 10,10 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 11,00 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

## Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		0,50	3,00	0,70

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

## Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		81,19
2	Ne	3,10	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		377,01
3	Ano	5,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		150,00

## Seznam nových kotev

## VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : VSL pramencová zemní kotva

Hloubka : z = 5,60 m

Volná délka : l = 4,00 m

Délka kořene : l<sub>k</sub> = 8,00 m

Sklon : α = 30,00 °

Vzd. mezi : b = 1,50 m

Plocha pramence : A<sub>1</sub> = 107,00 mm<sup>2</sup>

Počet pramenců : n = 7

Modul pružnosti : E = 195000,00 MPa

Předpínací síla : F = 150,00 kN

Výpočtová pevnost materiálu : f<sub>u</sub> = 1860,00 MPa

Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z plášťového tření

Průměr kořene : d = 300,0 mm

Plášťové tření : f = 230,00 kPa

Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu

Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)

Pevnost betonu v tlaku : f<sub>ck</sub> = 25,00 MPaSoučinitel soudržnosti : η<sub>1</sub> = 0,70

## Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

## Výsledky výpočtu (Fáze budování 6)

Maximální posouvající síla = 109,59 kN/m

Maximální moment = 54,64 kNm/m

Maximální deformace = 12,1 mm

## Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,60	-0,9	81,19
2	3,10	-6,9	377,01
3	5,60	-11,9	150,00

### Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 556,81 \text{ kN/m}$        $\delta = 55,27^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 3,06 \text{ m}$

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{MAX}$ [kN]
1	461,56	89,06	1185,43	24,26	17,26	2(23%),3(14%)	890,34	542,70	814,05
2	481,10	84,95	1163,35	39,11	10,61		877,94	700,72	1051,08
3	509,81	78,34	1199,64	347,46	-4,46	2(7%)	906,72	706,37	1059,56

### Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	81,19	740,05	Vyhovuje
2	377,01	955,53	Vyhovuje
3	150,00	963,24	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 2

Max. dovolená síla  $F_{max} = 955,53 \text{ kN} > 377,01 \text{ kN} = F_{zad}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

### Vstupní data (Fáze budování 7)

#### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	8,70	0,00 .. 8,70	Zasyp	
2	0,30	8,70 .. 9,00	N	
3	5,40	9,00 .. 14,40	Q1	
4	1,70	14,40 .. 16,10	Q3	
5	0,60	16,10 .. 16,70	Ta	
6	-	16,70 .. ∞	Tb	

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 7,00 m.

#### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,30	0,00
3	16,35	8,70
4	17,35	8,70

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

### Statický výpočet

**Vliv vody**

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 10,10 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 11,00 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

**Zadaná plošná přitížení**

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		0,50	3,00	0,70

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

**Zadané kotvy**

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		72,60
2	Ne	3,10	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		439,47
3	Ne	5,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		417,90

**Nastavení výpočtu fáze**

Návrhová situace : dočasná

**Výsledky výpočtu (Fáze budování 7)**

Maximální posouvající síla = 139,82 kN/m

Maximální moment = 66,42 kNm/m

Maximální deformace = 20,4 mm

**Síly v kotvách**

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,60	-0,3	72,60
2	3,10	-9,2	439,47
3	5,60	-19,3	417,90

**Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky**

$E_A = 610,72 \text{ kN/m}$        $\delta = 48,53^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 3,45 \text{ m}$

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{MAX}$ [kN]
1	461,56	89,06	2007,18	184,65	24,54	2(23%),3(14%)	1639,09	450,25	675,37
2	481,10	84,95	1943,46	223,34	20,09		1618,62	545,60	818,40
3	509,81	78,34	1971,74	349,01	6,99	2(7%)	1731,52	478,56	717,84

**Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev**

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	72,60	613,97	Vyhovuje
2	439,47	744,00	Vyhovuje
3	417,90	652,58	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 3

Max. dovolená síla  $F_{max} = 652,58 \text{ kN} > 417,90 \text{ kN} = F_{zad}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

## Vstupní data (Fáze budování 8)

### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	8,70	0,00 .. 8,70	Zasyp	
2	0,30	8,70 .. 9,00	N	
3	5,40	9,00 .. 14,40	Q1	
4	1,70	14,40 .. 16,10	Q3	
5	0,60	16,10 .. 16,70	Ta	
6	-	16,70 .. ∞	Tb	

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 7,00 m.

### Tvar dna jámy

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	-3,30	0,00
3	-5,15	1,20
4	-5,15	3,03
5	-13,00	3,03
6	-13,00	1,40
7	-14,00	1,40
8	-15,00	1,40

Počátek [0,0] je umístěn na dně jámy.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,30	0,00
3	16,35	8,70
4	17,35	8,70

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 10,10 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 11,00 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

## Statický výpočet

## Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		0,50	3,00	0,70

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

## Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		72,25
2	Ne	3,10	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		429,81
3	Ne	5,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		437,68

## Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

## Výsledky výpočtu (Fáze budování 8)

Maximální posouvající síla = 138,19 kN/m  
 Maximální moment = 67,24 kNm/m  
 Maximální deformace = 22,9 mm

## Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,60	-0,3	72,25
2	3,10	-8,9	429,81
3	5,60	-19,8	437,68

## Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 644,21 \text{ kN/m}$        $\delta = 45,27^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 4,05 \text{ m}$

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{MAX}$ [kN]
1	461,56	89,06	2073,13	231,41	27,46	2(23%),3(14%)	1734,59	356,82	535,23
2	481,10	84,95	1993,93	263,62	23,88		1734,08	402,91	604,37
3	509,81	78,34	2006,04	353,92	11,82	2(7%)	1827,86	346,81	520,21

## Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	72,25	486,57	Vyhovuje
2	429,81	549,43	Vyhovuje
3	437,68	472,92	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 3

Max. dovolená síla  $F_{max} = 472,92 \text{ kN} > 437,68 \text{ kN} = F_{zad}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

## Dimenzace čís. 1

### Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -24,4 mm  
Minimální deformace = 2,9 mm  
Maximální ohybový moment = 83,70 kNm/m  
Minimální ohybový moment = -94,53 kNm/m  
Maximální posouvající síla = 158,32 kN/m

### Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.  
Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

#### Dimenzační síly na 1 I-profil

$M_{\max} = 141,79 \text{ kNm}; \quad Q = 0,19 \text{ kN}$   
 $Q_{\max} = 237,49 \text{ kN}; \quad M = 125,55 \text{ kNm}$

#### Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q$ :

##### Posouzení ohybu:

$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,643 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

##### Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0,001 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

##### Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí  $\sigma_{x,Ed} = 129,70 \text{ MPa}$

Smykové napětí  $\tau_{Ed} = 0,08 \text{ MPa}$

Posudek:  $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,305 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

#### Posouzení max. posouvající síly $Q_{\max} + M$ :

##### Posouzení ohybu:

$M/M_{c,Rd} = 0,569 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

##### Posouzení smyku:

$Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0,818 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

##### Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí  $\sigma_{x,Ed} = 114,85 \text{ MPa}$

Smykové napětí  $\tau_{Ed} = 95,95 \text{ MPa}$

Posudek:  $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,739 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

### Průřez VYHOVUJE

## Posouzení pažin č. 1

### Vstupní data

Dřevo : C24 - jehličnaté

Typ průřezu : obdélník  $b \times h = 160,0 \times 160,0 \text{ mm}$

Typ zatížení : obdélník

### Posouzení dřevěného průřezu podle EN 1995-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

#### Posouzení tlaku a ohybu

$N = 0,00 \text{ kN}; \quad M = 5,93 \text{ kNm}$

Normálové napětí v tlaku  $\sigma_{c,0,d} = 0,00 \text{ MPa}$

Normálové napětí v ohybu  $\sigma_{m,d} = 8,68 \text{ MPa}$

$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,d}/f_{m,d} = 0,940 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

#### Posouzení smyku

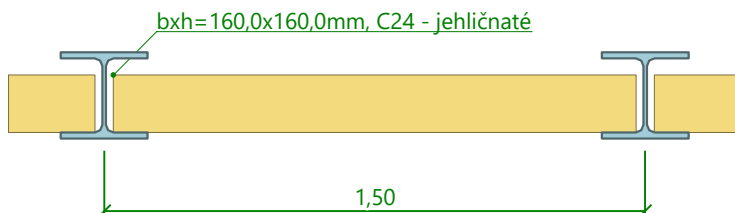
$$Q_{\max} = 15,80 \text{ kN}$$

$$\text{Smykové napětí } \tau_d = 0,93 \text{ MPa}$$

$$\tau_d / k_{cr} / f_{v,d} = 0,898 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

**Průřez VYHOVUJE**

#### Schéma pažiny



#### Posouzení převázky č. 1

##### Vstupní data

Ocel konstrukční: EN 10025 : Fe 360

Průřez : 2 x I(IPN) 260

Natočení  $\alpha$  : natočení podle kotvy

Typ nosníku : prostý

Typ zatížení : spojitý

##### Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

##### Dimenzační síly na 1 složený profil

$$M_{\max} = 164,13 \text{ kNm}; \quad Q = 0,00 \text{ kN}$$

$$Q_{\max} = 437,68 \text{ kN}; \quad M = 0,00 \text{ kNm}$$

##### Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q$ :

###### Posouzení ohybu:

$$M_{\max} / M_{c,Rd} = 0,792 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

###### Posouzení smyku:

$$Q / V_{c,Rd} = 0,000 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

###### Posouzení rovinné napjatosti:

$$\text{Normálové napětí } \sigma_{x,Ed} = 165,99 \text{ MPa}$$

$$\text{Smykové napětí } \tau_{Ed} = 0,00 \text{ MPa}$$

$$\text{Posudek: } (\sigma_{x,Ed} / (f_y / \gamma_{M0}))^2 + 3 * (\tau_{Ed} / (f_y / \gamma_{M0}))^2 = 0,499 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

##### Posouzení max. posouvající síly $Q_{\max} + M$ :

###### Posouzení ohybu:

$$M / M_{c,Rd} = 0,000 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

###### Posouzení smyku:

$$Q_{\max} / V_{c,Rd} = 0,767 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

###### Posouzení rovinné napjatosti:

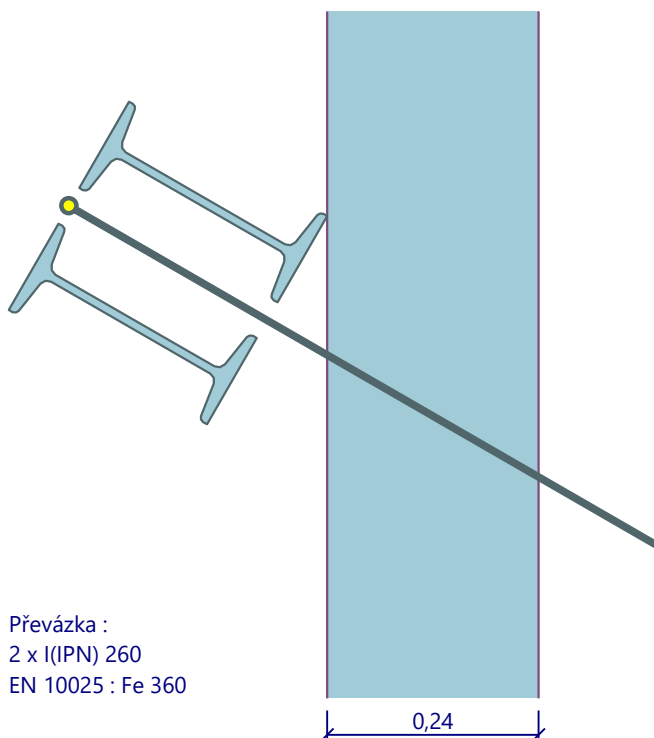
$$\text{Normálové napětí } \sigma_{x,Ed} = 0,00 \text{ MPa}$$

$$\text{Smykové napětí } \tau_{Ed} = 79,59 \text{ MPa}$$

$$\text{Posudek: } (\sigma_{x,Ed} / (f_y / \gamma_{M0}))^2 + 3 * (\tau_{Ed} / (f_y / \gamma_{M0}))^2 = 0,344 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

**Průřez VYHOVUJE**

### Schéma převázky



### Celkové posouzení únosnosti kotev

Kotva	Fáze	Hloubka z [m]	Maximální síla F [kN]	Přetržení kotvy R <sub>t</sub> [kN]	Vytržení ze zeminy R <sub>e</sub> [kN]	Vytržení ze zálivky R <sub>c</sub> [kN]	Posouzení
1	3	0,60	127,91	1031,96	642,28	289,03	Vyhovuje (44,25 %)
1	6	0,60	81,19	1031,96	642,28	289,03	Vyhovuje (28,09 %)
2	5	3,10	483,50	1031,96	1123,99	505,80	Vyhovuje (95,59 %)
2	7	3,10	439,47	1031,96	1123,99	505,80	Vyhovuje (86,89 %)
3	8	5,60	437,68	1031,96	1284,56	578,06	Vyhovuje (75,72 %)
1	7	0,60	72,60	1031,96	642,28	289,03	Vyhovuje (25,12 %)
1	8	0,60	72,25	1031,96	642,28	289,03	Vyhovuje (25,00 %)
2	8	3,10	429,81	1031,96	1123,99	505,80	Vyhovuje (84,98 %)

Maximálně využita je kotva č. 2. (Fáze 5; z = 3,10 m)

Využití je 95,59 %

**Únosnost kotev VYHOVUJE**

### 21.2.5. Posouzení pažení C – J23

#### Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	8,70	0,00 .. 8,70	Zasyp	
2	2,50	8,70 .. 11,20	N	
3	4,70	11,20 .. 15,90	Q1	
4	0,80	15,90 .. 16,70	Q2	
5	1,20	16,70 .. 17,90	Q3	
6	-	17,90 .. ∞	T	

#### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,00 m.

#### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,30	0,00
3	16,35	8,70
4	17,35	8,70

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

#### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 10,10 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 11,00 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

#### Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		proměnné	52,10		0,50	3,00	0,70

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

#### Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 100

Vlastní výpočet mezních tlaků : redukovat podle nastavení

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou  $\sigma_{a,min} = 0,20\sigma_z$

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

## Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

Maximální posouvající síla = 11,83 kN/m  
Maximální moment = 13,22 kNm/m  
Maximální deformace = 3,7 mm

## Vstupní data (Fáze budování 2)

### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	8,70	0,00 .. 8,70	Zasyp	
2	2,50	8,70 .. 11,20	N	
3	4,70	11,20 .. 15,90	Q1	
4	0,80	15,90 .. 16,70	Q2	
5	1,20	16,70 .. 17,90	Q3	
6	-	17,90 .. ∞	T	

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,00 m.

### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,30	0,00
3	16,35	8,70
4	17,35	8,70

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.  
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 10,10 m  
Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 11,00 m  
Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

### Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		0,50	3,00	0,70

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

### Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ano	0,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		60,00

### Seznam nových kotev

#### VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : VSL pramencová zemní kotva

Hloubka :  $z = 0,60$  m

Volná délka :  $l = 9,00$  m

Délka kořene :  $l_k = 4,00$  m

Sklon :  $\alpha = 30,00^\circ$

Vzd. mezi :  $b = 1,50$  m

Plocha pramence :  $A_1 = 107,00$  mm<sup>2</sup>

Počet pramenců :  $n = 7$

Modul pružnosti :  $E = 195000,00$  MPa

Předpínací síla :  $F = 60,00$  kN

Výpočtová pevnost materiálu :  $f_u = 1860,00$  MPa

Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z plášťového tření

Průměr kořene :  $d = 300,0$  mm

Plášťové tření :  $f = 230,00$  kPa

Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu

Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)

Pevnost betonu v tlaku :  $f_{ck} = 25,00$  MPa

Součinitel soudržnosti :  $\eta_1 = 0,70$

### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

### Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

Maximální posouvající síla = 25,86 kN/m

Maximální moment = 10,21 kNm/m

Maximální deformace = 0,8 mm

### Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,60	0,4	60,00

### Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 99,22$  kN/m  $\delta = 76,16^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 0,88$  m

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{MAX}$ [kN]
1	100,50	85,66	501,75	0,00	-23,89		481,94	484,78	727,16

### Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	60,00	661,06	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla  $F_{max} = 661,06$  kN > 60,00 kN =  $F_{zad}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

### Statický výpočet

### Vstupní data (Fáze budování 3)

#### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	8,70	0,00 .. 8,70	Zasyp	
2	2,50	8,70 .. 11,20	N	
3	4,70	11,20 .. 15,90	Q1	
4	0,80	15,90 .. 16,70	Q2	
5	1,20	16,70 .. 17,90	Q3	
6	-	17,90 .. ∞	T	

#### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 3,50 m.

#### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,30	0,00
3	16,35	8,70
4	17,35	8,70

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

#### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 10,10 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 11,00 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

#### Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		0,50	3,00	0,70

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

#### Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		128,53

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

#### Statický výpočet

### Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

Maximální posouvající síla = 68,33 kN/m  
Maximální moment = 85,41 kNm/m  
Maximální deformace = 17,5 mm

#### Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,60	-3,8	128,53

#### Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 189,56 \text{ kN/m}$        $\delta = 30,55^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 2,21 \text{ m}$

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{MAX}$ [kN]
1	100,50	85,66	866,61	0,00	-2,34		678,99	633,28	949,92

#### Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	128,53	863,56	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla  $F_{max} = 863,56 \text{ kN} > 128,53 \text{ kN} = F_{zad}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

### Vstupní data (Fáze budování 4)

#### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	8,70	0,00 .. 8,70	Zasyp	
2	2,50	8,70 .. 11,20	N	
3	4,70	11,20 .. 15,90	Q1	
4	0,80	15,90 .. 16,70	Q2	
5	1,20	16,70 .. 17,90	Q3	
6	-	17,90 .. ∞	T	

#### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 3,50 m.

## Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,30	0,00
3	16,35	8,70
4	17,35	8,70

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

## Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 10,10 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 11,00 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

## Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		0,50	3,00	0,70

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

## Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		74,56
2	Ano	3,10	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		180,00

## Seznam nových kotev

## VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : VSL pramencová zemní kotva

Hloubka : z = 3,10 m

Volná délka : l = 5,50 m

Délka kořene : l<sub>k</sub> = 7,00 m

Sklon : α = 30,00 °

Vzd. mezi : b = 1,50 m

Plocha pramence : A<sub>1</sub> = 107,00 mm<sup>2</sup>

Počet pramenců : n = 7

Modul pružnosti : E = 195000,00 MPa

Předpínací síla : F = 180,00 kN

Výpočtová pevnost materiálu : f<sub>u</sub> = 1860,00 MPa

Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z plášťového tření

Průměr kořene : d = 300,0 mm

Plášťové tření : f = 230,00 kPa

Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu

Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)

Pevnost betonu v tlaku : f<sub>ck</sub> = 25,00 MPa

Součinitel soudržnosti : η<sub>1</sub> = 0,70

## Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

## Statický výpočet

## Výsledky výpočtu (Fáze budování 4)

Maximální posouvající síla = 67,30 kN/m  
Maximální moment = 26,52 kNm/m  
Maximální deformace = 2,2 mm

### Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,60	-0,5	74,56
2	3,10	0,2	180,00

### Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 311,20 \text{ kN/m}$       $\delta = 58,36^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 2,21 \text{ m}$

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{MAX}$ [kN]
1	268,92	88,38	866,61	0,00	-2,34	2(23%)	678,99	595,95	893,93
2	289,67	81,58	902,76	0,00	-13,63		772,40	787,91	1181,86

### Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	74,56	812,66	Vyhovuje
2	180,00	1074,42	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 2

Max. dovolená síla  $F_{max} = 1074,42 \text{ kN} > 180,00 \text{ kN} = F_{zad}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

## Vstupní data (Fáze budování 5)

### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	8,70	0,00 .. 8,70	Zasyp	
2	2,50	8,70 .. 11,20	N	
3	4,70	11,20 .. 15,90	Q1	
4	0,80	15,90 .. 16,70	Q2	
5	1,20	16,70 .. 17,90	Q3	
6	-	17,90 .. ∞	T	

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 6,00 m.

#### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,30	0,00
3	16,35	8,70
4	17,35	8,70

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.  
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

#### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 10,10 m  
Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 11,00 m  
Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

#### Zadaná plošná přetížení

Číslo	Přetížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		0,50	3,00	0,70

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

#### Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		68,35
2	Ne	3,10	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		484,51

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

#### Výsledky výpočtu (Fáze budování 5)

Maximální posouvající síla = 160,29 kN/m  
Maximální moment = 95,32 kNm/m  
Maximální deformace = 23,7 mm

#### Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,60	-0,1	68,35
2	3,10	-11,2	484,51

#### Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 412,69 \text{ kN/m}$        $\delta = 39,94^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 3,06 \text{ m}$

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{MAX}$ [kN]
1	268,92	88,38	1185,32	16,99	17,26	2(23%)	894,58	537,45	806,17
2	289,67	81,58	1163,17	27,37	10,61		883,81	701,79	1052,69

#### Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	68,35	732,88	Vyhovuje
2	484,51	956,99	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 2

Max. dovolená síla  $F_{\max} = 956,99 \text{ kN} > 484,51 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

#### Vstupní data (Fáze budování 6)

##### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	8,70	0,00 .. 8,70	Zasyp	
2	2,50	8,70 .. 11,20	N	
3	4,70	11,20 .. 15,90	Q1	
4	0,80	15,90 .. 16,70	Q2	
5	1,20	16,70 .. 17,90	Q3	
6	-	17,90 .. ∞	T	

#### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 6,00 m.

##### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,30	0,00
3	16,35	8,70
4	17,35	8,70

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

##### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 10,10 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 11,00 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

## Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		0,50	3,00	0,70

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

## Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		83,53
2	Ne	3,10	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		369,05
3	Ano	5,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		150,00

## Seznam nových kotev

## VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : VSL pramencová zemní kotva

Hloubka : z = 5,60 m

Volná délka : l = 4,00 m

Délka kořene : l<sub>k</sub> = 8,00 m

Sklon : α = 30,00 °

Vzd. mezi : b = 1,50 m

Plocha pramence : A<sub>1</sub> = 107,00 mm<sup>2</sup>

Počet pramenců : n = 7

Modul pružnosti : E = 195000,00 MPa

Předpínací síla : F = 150,00 kN

Výpočtová pevnost materiálu : f<sub>u</sub> = 1860,00 MPa

Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z plášťového tření

Průměr kořene : d = 300,0 mm

Plášťové tření : f = 230,00 kPa

Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu

Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)

Pevnost betonu v tlaku : f<sub>ck</sub> = 25,00 MPaSoučinitel soudržnosti : η<sub>1</sub> = 0,70

## Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

## Výsledky výpočtu (Fáze budování 6)

Maximální posouvající síla = 109,03 kN/m

Maximální moment = 52,33 kNm/m

Maximální deformace = 11,5 mm

## Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,60	-1,0	83,53
2	3,10	-6,9	369,05
3	5,60	-11,1	150,00

## Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

E<sub>A</sub> = 556,37 kN/m δ = 55,34 °Hloubka teoretické paty pod dnem jámy H<sub>0</sub> = 3,06 m

## Statický výpočet

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{MAX}$ [kN]
1	461,56	89,06	1185,32	16,99	17,26	2(23%),3(15%)	894,58	541,69	812,53
2	481,10	84,95	1163,17	27,37	10,61		883,81	701,79	1052,69
3	512,98	78,42	1196,31	97,29	-4,46	2(6%)	926,60	848,55	1272,82

**Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev**

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	83,53	738,66	Vyhovuje
2	369,05	956,99	Vyhovuje
3	150,00	1157,11	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 2

Max. dovolená síla  $F_{max} = 956,99 \text{ kN} > 369,05 \text{ kN} = F_{zad}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

**Vstupní data (Fáze budování 7)****Geologický profil a přiřazení zemín**

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	8,70	0,00 .. 8,70	Zasyp	
2	2,50	8,70 .. 11,20	N	
3	4,70	11,20 .. 15,90	Q1	
4	0,80	15,90 .. 16,70	Q2	
5	1,20	16,70 .. 17,90	Q3	
6	-	17,90 .. ∞	T	

**Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 7,00 m.

**Tvar terénu**

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,30	0,00
3	16,35	8,70
4	17,35	8,70

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

**Vliv vody**

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 10,10 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 11,00 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

**Statický výpočet**

## Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		0,50	3,00	0,70

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

## Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		73,64
2	Ne	3,10	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		435,49
3	Ne	5,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		441,98

## Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

## Výsledky výpočtu (Fáze budování 7)

Maximální posouvající síla = 145,00 kN/m  
 Maximální moment = 74,83 kNm/m  
 Maximální deformace = 20,2 mm

## Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,60	-0,4	73,64
2	3,10	-9,4	435,49
3	5,60	-19,1	441,98

## Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 585,94 \text{ kN/m}$        $\delta = 51,35^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 3,35 \text{ m}$

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{MAX}$ [kN]
1	461,56	89,06	1302,04	56,70	24,04	2(23%),3(15%)	994,37	438,15	657,22
2	481,10	84,95	1256,07	69,43	19,43		959,69	610,13	915,20
3	512,98	78,42	1274,73	97,56	6,18	2(6%)	975,73	737,17	1105,76

## Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	73,64	597,48	Vyhovuje
2	435,49	832,00	Vyhovuje
3	441,98	1005,23	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 2

Max. dovolená síla  $F_{max} = 832,00 \text{ kN} > 435,49 \text{ kN} = F_{zad}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

## Vstupní data (Fáze budování 8)

### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	8,70	0,00 .. 8,70	Zasyp	
2	2,50	8,70 .. 11,20	N	
3	4,70	11,20 .. 15,90	Q1	
4	0,80	15,90 .. 16,70	Q2	
5	1,20	16,70 .. 17,90	Q3	
6	-	17,90 .. ∞	T	

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 7,00 m.

#### Tvar dna jámy

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	-3,30	0,00
3	-5,15	1,20
4	-5,15	3,03
5	-13,00	3,03
6	-13,00	1,40
7	-14,00	1,40
8	-15,00	1,40

Počátek [0,0] je umístěn na dně jámy.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

#### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,30	0,00
3	16,35	8,70
4	17,35	8,70

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

#### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 10,10 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 11,00 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

## Statický výpočet

## Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		0,50	3,00	0,70

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

## Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		73,85
2	Ne	3,10	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		419,59
3	Ne	5,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		456,00

## Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

## Výsledky výpočtu (Fáze budování 8)

Maximální posouvající síla = 143,83 kN/m  
 Maximální moment = 64,83 kNm/m  
 Maximální deformace = 23,8 mm

## Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,60	-0,4	73,85
2	3,10	-8,8	419,59
3	5,60	-19,5	456,00

## Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 655,82 \text{ kN/m}$        $\delta = 44,25^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 4,90 \text{ m}$

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{MAX}$ [kN]
1	461,56	89,06	2152,32	134,61	31,33	2(23%),3(15%)	1865,99	311,01	466,51
2	481,10	84,95	2051,39	144,91	28,89		1798,41	427,96	641,95
3	512,98	78,42	2041,93	182,18	18,36	2(6%)	1738,45	560,25	840,37

## Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	73,85	424,10	Vyhovuje
2	419,59	583,59	Vyhovuje
3	456,00	763,97	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 2

Max. dovolená síla  $F_{max} = 583,59 \text{ kN} > 419,59 \text{ kN} = F_{zad}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

## Dimenzace čís. 1

### Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -23,8 mm  
Minimální deformace = 3,3 mm  
Maximální ohybový moment = 80,32 kNm/m  
Minimální ohybový moment = -95,32 kNm/m  
Maximální posouvající síla = 160,29 kN/m

### Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.  
Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

#### Dimenzační síly na 1 I-profil

$M_{\max} = 142,97 \text{ kNm}; \quad Q = 3,47 \text{ kN}$   
 $Q_{\max} = 240,43 \text{ kN}; \quad M = 120,49 \text{ kNm}$

#### Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q$ :

##### Posouzení ohybu:

$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,648 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

##### Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0,012 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

##### Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí  $\sigma_{x,Ed} = 130,78 \text{ MPa}$

Smykové napětí  $\tau_{Ed} = 1,40 \text{ MPa}$

Posudek:  $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,310 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

#### Posouzení max. posouvající síly $Q_{\max} + M$ :

##### Posouzení ohybu:

$M/M_{c,Rd} = 0,546 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

##### Posouzení smyku:

$Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0,829 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

##### Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí  $\sigma_{x,Ed} = 110,21 \text{ MPa}$

Smykové napětí  $\tau_{Ed} = 97,14 \text{ MPa}$

Posudek:  $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,733 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

### Průřez VYHOVUJE

## Posouzení pažin č. 1

### Vstupní data

Dřevo : C24 - jehličnaté

Typ průřezu : obdélník  $b \times h = 160,0 \times 160,0 \text{ mm}$

Typ zatížení : obdélník

### Posouzení dřevěného průřezu podle EN 1995-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

#### Posouzení tlaku a ohybu

$N = 0,00 \text{ kN}; \quad M = 6,17 \text{ kNm}$

Normálové napětí v tlaku  $\sigma_{c,0,d} = 0,00 \text{ MPa}$

Normálové napětí v ohybu  $\sigma_{m,d} = 9,04 \text{ MPa}$

$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,d}/f_{m,d} = 0,979 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

#### Posouzení smyku

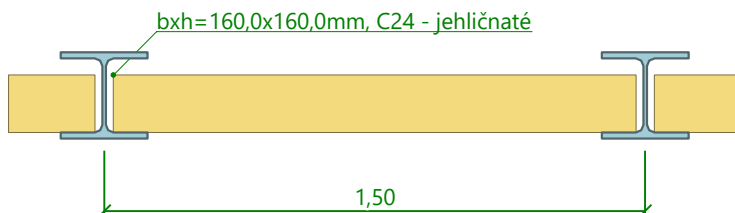
$$Q_{\max} = 16,46 \text{ kN}$$

$$\text{Smykové napětí } \tau_d = 0,96 \text{ MPa}$$

$$\tau_d / k_{cr} / f_{v,d} = 0,936 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

**Průřez VYHOVUJE**

#### Schéma pažiny



#### Posouzení převázky č. 1

##### Vstupní data

Ocel konstrukční: EN 10025 : Fe 360

Průřez : 2 x I(IPN) 260

Natočení  $\alpha$  : natočení podle kotvy

Typ nosníku : prostý

Typ zatížení : spojitý

##### Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

##### Dimenzační síly na 1 složený profil

$$M_{\max} = 171,00 \text{ kNm}; \quad Q = 0,00 \text{ kN}$$

$$Q_{\max} = 456,00 \text{ kN}; \quad M = 0,00 \text{ kNm}$$

##### Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q$ :

###### Posouzení ohybu:

$$M_{\max} / M_{c,Rd} = 0,825 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

###### Posouzení smyku:

$$Q / V_{c,Rd} = 0,000 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

###### Posouzení rovinné napjatosti:

$$\text{Normálové napětí } \sigma_{x,Ed} = 172,94 \text{ MPa}$$

$$\text{Smykové napětí } \tau_{Ed} = 0,00 \text{ MPa}$$

$$\text{Posudek: } (\sigma_{x,Ed} / (f_y / \gamma_{M0}))^2 + 3 * (\tau_{Ed} / (f_y / \gamma_{M0}))^2 = 0,542 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

##### Posouzení max. posouvající síly $Q_{\max} + M$ :

###### Posouzení ohybu:

$$M / M_{c,Rd} = 0,000 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

###### Posouzení smyku:

$$Q_{\max} / V_{c,Rd} = 0,799 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

###### Posouzení rovinné napjatosti:

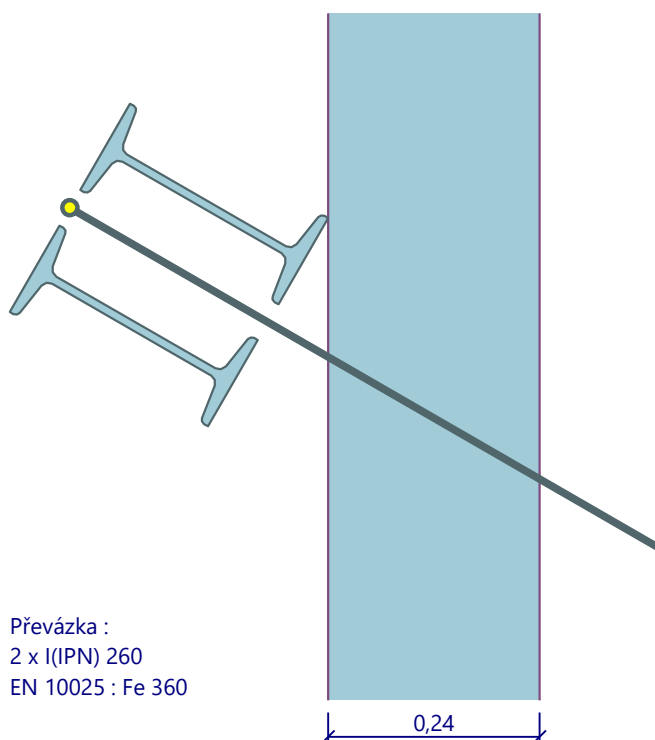
$$\text{Normálové napětí } \sigma_{x,Ed} = 0,00 \text{ MPa}$$

$$\text{Smykové napětí } \tau_{Ed} = 82,92 \text{ MPa}$$

$$\text{Posudek: } (\sigma_{x,Ed} / (f_y / \gamma_{M0}))^2 + 3 * (\tau_{Ed} / (f_y / \gamma_{M0}))^2 = 0,374 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

**Průřez VYHOVUJE**

### Schéma převázky



### Celkové posouzení únosnosti kotev

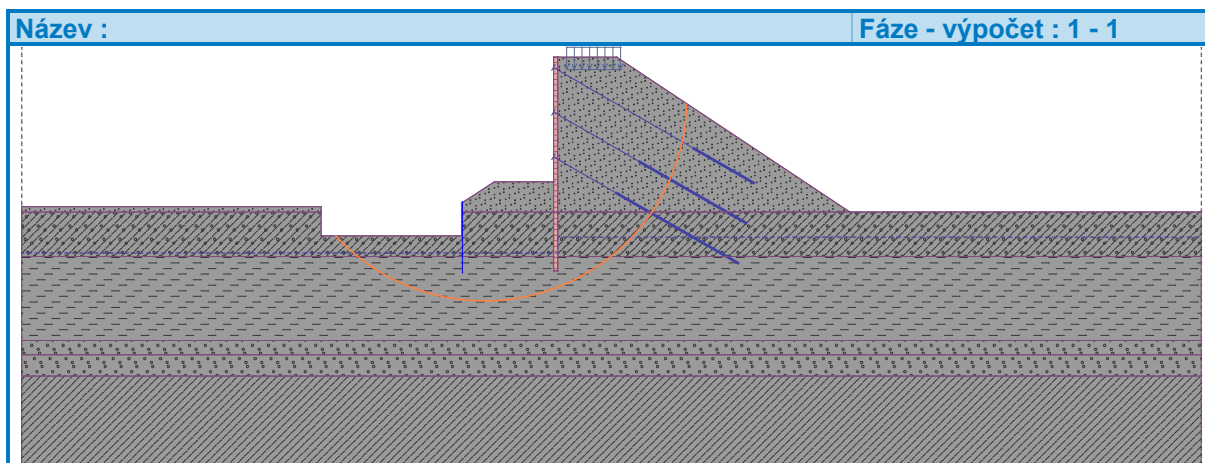
Kotva	Fáze	Hloubka z [m]	Maximální síla F [kN]	Přetržení kotvy R <sub>t</sub> [kN]	Vytržení ze zeminy R <sub>e</sub> [kN]	Vytržení ze zálivky R <sub>c</sub> [kN]	Posouzení
1	3	0,60	128,53	1031,96	642,28	289,03	Vyhovuje (44,47 %)
1	6	0,60	83,53	1031,96	642,28	289,03	Vyhovuje (28,90 %)
2	5	3,10	484,51	1031,96	1123,99	505,80	Vyhovuje (95,79 %)
2	7	3,10	435,49	1031,96	1123,99	505,80	Vyhovuje (86,10 %)
3	8	5,60	456,00	1031,96	1284,56	578,06	Vyhovuje (78,88 %)
1	8	0,60	73,85	1031,96	642,28	289,03	Vyhovuje (25,55 %)
2	8	3,10	419,59	1031,96	1123,99	505,80	Vyhovuje (82,96 %)

Maximálně využita je kotva č. 2. (Fáze 5; z = 3,10 m)

Využití je 95,79 %

**Únosnost kotev VYHOVUJE**

## Posouzení stability svahu



### Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil :  $F_a = 1230,70 \text{ kN/m}$

Sumace pasivních sil :  $F_p = 1559,31 \text{ kN/m}$

Moment sesouvající :  $M_a = 13956,18 \text{ kNm/m}$

Moment vzdorující :  $M_p = 16075,04 \text{ kNm/m}$

Využití : 86,8 %

Stabilita svahu **VYHOVUJE**

### 21.2.6. Posouzení pažení D – J2J1

#### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	7,76	0,00 .. 7,76	Zasyp	
2	0,30	7,76 .. 8,06	N	
3	5,40	8,06 .. 13,46	Q1	
4	1,70	13,46 .. 15,16	Q3	
5	0,60	15,16 .. 15,76	Ta	
6	-	15,76 .. ∞	Tb	

#### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,00 m.

#### Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

#### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 10,16 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 11,31 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

#### Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení nové	Přítížení změna	Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Ano		proměnné	52,10		0,50	3,00	0,70

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

#### Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 100

Vlastní výpočet mezních tlaků : redukovat podle nastavení

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou  $\sigma_{a,min} = 0,20\sigma_z$

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

#### Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

Maximální posouvající síla = 12,49 kN/m

Maximální moment = 13,03 kNm/m

Maximální deformace = 5,0 mm

## Vstupní data (Fáze budování 2)

### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	7,76	0,00 .. 7,76	Zasyp	
2	0,30	7,76 .. 8,06	N	
3	5,40	8,06 .. 13,46	Q1	
4	1,70	13,46 .. 15,16	Q3	
5	0,60	15,16 .. 15,76	Ta	
6	-	15,76 .. ∞	Tb	

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,00 m.

### Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 10,16 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 11,31 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

### Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení nové	Přítížení změna	Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		0,50	3,00	0,70

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

### Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla nová	Síla změna	Název	Typ	F [kN/m]	M [kNm/m]	Hloubka z [m]
1	Ano		Síla č. 1	přímkové	40,00	0,00	0,60

### Zadané podpory

Číslo	Nová podpora	Hloubka z [m]	Vzdálenost b [m]
1	Ano	0,60	1,50

Číslo	Typ posunutí	Tuhost [kN/m]	Vynuc. def. [mm]	Typ pootočení	Tuhost [kNm/rad]	Vynuc. def. [rad]
1	Pružina	14907,00		Volné		

### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

## Statický výpočet

Ing. Radek Navrátil, Granitova 1115/8, Praha 9 - Hloubětín 19800

## Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

Maximální posouvající síla = 13,64 kN/m  
Maximální moment = 8,24 kNm/m  
Maximální deformace = 2,3 mm

### Reakce v podporách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Reakce [kN]	Moment [kNm]
1	0,60	-1,9	-28,49	0,00

## Vstupní data (Fáze budování 3)

### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	7,76	0,00 .. 7,76	Zasyp	
2	0,30	7,76 .. 8,06	N	
3	5,40	8,06 .. 13,46	Q1	
4	1,70	13,46 .. 15,16	Q3	
5	0,60	15,16 .. 15,76	Ta	
6	-	15,76 .. ∞	Tb	

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 3,50 m.

### Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 10,16 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 11,31 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

### Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení nové	Přítížení změna	Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		0,50	3,00	0,70

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

### Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla nová	Síla změna	Název	Typ	F [kN/m]	M [kNm/m]	Hloubka z [m]
1	Ne	Ne	Síla č. 1	přímkové	40,00	0,00	0,60

## Zadané podpory

Číslo	Nová podpora	Hloubka z [m]	Vzdálenost b [m]
1	Ne	0,60	1,50

Číslo	Typ posunutí	Tuhost [kN/m]	Vynuc. def. [mm]	Typ pootočení	Tuhost [kNm/rad]	Vynuc. def. [rad]
1	Pružina	14907,00		Volné		

## Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

## Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

Maximální posouvající síla = 67,90 kN/m  
 Maximální moment = 85,29 kNm/m  
 Maximální deformace = 25,2 mm

## Reakce v podporách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Reakce [kN]	Moment [kNm]
1	0,60	-6,9	45,27	0,00

## Vstupní data (Fáze budování 4)

## Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	7,76	0,00 .. 7,76	Zasyp	
2	0,30	7,76 .. 8,06	N	
3	5,40	8,06 .. 13,46	Q1	
4	1,70	13,46 .. 15,16	Q3	
5	0,60	15,16 .. 15,76	Ta	
6	-	15,76 .. ∞	Tb	

## Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 3,50 m.

## Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

## Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 10,16 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 11,31 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

## Statický výpočet

## Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		0,50	3,00	0,70

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

## Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla		Název	Typ	F [kN/m]	M [kNm/m]	Hloubka z [m]
	nová	změna					
1	Ne	Ne	Síla č. 1	přímkové	40,00	0,00	0,60
2	Ano		Síla č. 2	přímkové	120,00	0,00	3,10

## Zadané podpory

Číslo	Nová podpora	Hloubka z [m]	Vzdálenost b [m]
1	Ne	0,60	1,50
2	Ano	3,10	1,50

Číslo	Typ posunutí	Tuhost [kN/m]	Vynuc. def. [mm]	Typ pootočení	Tuhost [kNm/rad]	Vynuc. def. [rad]
1	Pružina	14907,00		Volné		
2	Pružina	18063,00		Volné		

## Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

## Výsledky výpočtu (Fáze budování 4)

Maximální posouvající síla = 59,84 kN/m  
 Maximální moment = 60,72 kNm/m  
 Maximální deformace = 17,6 mm

## Reakce v podporách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Reakce [kN]	Moment [kNm]
1	0,60	-6,1	33,43	0,00
2	3,10	-17,4	-139,43	0,00

## Vstupní data (Fáze budování 5)

### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	7,76	0,00 .. 7,76	Zasyp	
2	0,30	7,76 .. 8,06	N	
3	5,40	8,06 .. 13,46	Q1	
4	1,70	13,46 .. 15,16	Q3	
5	0,60	15,16 .. 15,76	Ta	
6	-	15,76 .. ∞	Tb	

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 6,00 m.

### Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 10,16 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 11,31 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

### Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	nové	změna	proměnné	52,10		0,50	3,00	0,70

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

### Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla		Název	Typ	F [kN/m]	M [kNm/m]	Hloubka z [m]
	nová	změna					
1	Ne	Ne	Síla č. 1	přímkové	40,00	0,00	0,60
2	Ne	Ne	Síla č. 2	přímkové	120,00	0,00	3,10

## Zadané podpory

Číslo	Nová podpora	Hloubka z [m]	Vzdálenost b [m]
1	Ne	0,60	1,50
2	Ne	3,10	1,50

Číslo	Typ posunutí	Tuhost [kN/m]	Vynuc. def. [mm]	Typ pootočení	Tuhost [kNm/rad]	Vynuc. def. [rad]
1	Pružina	14907,00		Volné		
2	Pružina	18063,00		Volné		

## Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

## Výsledky výpočtu (Fáze budování 5)

Maximální posouvající síla = 124,81 kN/m  
 Maximální moment = 111,06 kNm/m  
 Maximální deformace = 50,0 mm

## Reakce v podporách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Reakce [kN]	Moment [kNm]
1	0,60	-3,3	-7,11	0,00
2	3,10	-31,1	108,23	0,00

## Vstupní data (Fáze budování 6)

## Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	7,76	0,00 .. 7,76	Zasyp	
2	0,30	7,76 .. 8,06	N	
3	5,40	8,06 .. 13,46	Q1	
4	1,70	13,46 .. 15,16	Q3	
5	0,60	15,16 .. 15,76	Ta	
6	-	15,76 .. ∞	Tb	

## Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 6,00 m.

## Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

## Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 10,16 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 11,31 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

## Statický výpočet

## Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		0,50	3,00	0,70

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

## Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla		Název	Typ	F [kN/m]	M [kNm/m]	Hloubka z [m]
	nová	změna					
1	Ne	Ne	Síla č. 1	přímkové	40,00	0,00	0,60
2	Ne	Ne	Síla č. 2	přímkové	120,00	0,00	3,10
3	Ano		Síla č. 3	přímkové	300,00	0,00	5,60

## Zadané podpory

Číslo	Nová podpora	Hloubka z [m]	Vzdálenost b [m]
1	Ne	0,60	1,50
2	Ne	3,10	1,50
3	Ano	5,60	1,50

Číslo	Typ posunutí	Tuhost [kN/m]	Vynuc. def. [mm]	Typ pootočení	Tuhost [kNm/rad]	Vynuc. def. [rad]
1	Pružina	14907,00		Volné		
2	Pružina	18063,00		Volné		
3	Pružina	22861,00		Volné		

## Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

## Výsledky výpočtu (Fáze budování 6)

Maximální posouvající síla = 97,59 kN/m  
 Maximální moment = 89,96 kNm/m  
 Maximální deformace = 35,3 mm

## Reakce v podporách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Reakce [kN]	Moment [kNm]
1	0,60	-4,2	5,20	0,00
2	3,10	-27,6	43,97	0,00
3	5,60	-32,1	-404,10	0,00

## Vstupní data (Fáze budování 7)

### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	7,76	0,00 .. 7,76	Zasyp	
2	0,30	7,76 .. 8,06	N	
3	5,40	8,06 .. 13,46	Q1	
4	1,70	13,46 .. 15,16	Q3	
5	0,60	15,16 .. 15,76	Ta	
6	-	15,76 .. ∞	Tb	

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 7,00 m.

### Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 10,16 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 11,31 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

### Zadaná plošná přetížení

Číslo	Přetížení nové	Přetížení změna	Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		0,50	3,00	0,70

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

### Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla nová	Síla změna	Název	Typ	F [kN/m]	M [kNm/m]	Hloubka z [m]
1	Ne	Ne	Síla č. 1	přímkové	40,00	0,00	0,60
2	Ne	Ne	Síla č. 2	přímkové	120,00	0,00	3,10
3	Ne	Ne	Síla č. 3	přímkové	300,00	0,00	5,60

### Zadané podpory

Číslo	Nová podpora	Hloubka z [m]	Vzdálenost b [m]
1	Ne	0,60	1,50
2	Ne	3,10	1,50
3	Ne	5,60	1,50

## Statický výpočet

Číslo	Typ posunutí	Tuhost [kN/m]	Vynuc. def. [mm]	Typ pootočení	Tuhost [kNm/rad]	Vynuc. def. [rad]
1	Pružina	14907,00		Volné		
2	Pružina	18063,00		Volné		
3	Pružina	22861,00		Volné		

**Nastavení výpočtu fáze**

Návrhová situace : dočasná

**Výsledky výpočtu (Fáze budování 7)**

Maximální posouvající síla = 84,49 kN/m

Maximální moment = 63,07 kNm/m

Maximální deformace = 37,7 mm

**Reakce v podporách**

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Reakce [kN]	Moment [kNm]
1	0,60	-4,2	5,19	0,00
2	3,10	-26,8	29,66	0,00
3	5,60	-37,5	-279,22	0,00

**Vstupní data (Fáze budování 8)****Geologický profil a přiřazení zemin**

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	7,76	0,00 .. 7,76	Zasyp	
2	0,30	7,76 .. 8,06	N	
3	5,40	8,06 .. 13,46	Q1	
4	1,70	13,46 .. 15,16	Q3	
5	0,60	15,16 .. 15,76	Ta	
6	-	15,76 .. ∞	Tb	

**Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 7,00 m.

## Tvar dna jámy

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	-3,48	0,00
3	-6,15	1,78
4	-6,15	3,40
5	-13,75	3,40
6	-13,75	0,76
7	-15,00	0,76
8	-16,00	0,76

Počátek [0,0] je umístěn na dně jámy.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

## Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

## Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 10,16 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 11,31 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

## Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		0,50	3,00	0,70

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

## Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla		Název	Typ	F [kN/m]	M [kNm/m]	Hloubka z [m]
	nová	změna					
1	Ne	Ne	Síla č. 1	přímkové	40,00	0,00	0,60
2	Ne	Ne	Síla č. 2	přímkové	120,00	0,00	3,10
3	Ne	Ne	Síla č. 3	přímkové	300,00	0,00	5,60

## Zadané podpory

Číslo	Nová podpora	Hloubka z [m]	Vzdálenost b [m]
1	Ne	0,60	1,50
2	Ne	3,10	1,50
3	Ne	5,60	1,50

Číslo	Typ posunutí	Tuhost [kN/m]	Vynuc. def. [mm]	Typ pootočení	Tuhost [kNm/rad]	Vynuc. def. [rad]
1	Pružina	14907,00		Volné		
2	Pružina	18063,00		Volné		
3	Pružina	22861,00		Volné		

## Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

### Výsledky výpočtu (Fáze budování 8)

Maximální posouvající síla = 83,30 kN/m  
Maximální moment = 63,51 kNm/m  
Maximální deformace = 37,9 mm

#### Reakce v podporách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Reakce [kN]	Moment [kNm]
1	0,60	-4,2	4,90	0,00
2	3,10	-26,7	28,18	0,00
3	5,60	-37,9	-271,12	0,00

### Dimenzace čís. 1

#### Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -50,0 mm  
Minimální deformace = 9,6 mm  
Maximální ohybový moment = 79,02 kNm/m  
Minimální ohybový moment = -111,06 kNm/m  
Maximální posouvající síla = 124,81 kN/m

#### Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.  
Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

#### Dimenzační síly na 1 I-profil

$M_{\max} = 166,59 \text{ kNm}$ ;  $Q = 0,68 \text{ kN}$   
 $Q_{\max} = 187,21 \text{ kN}$ ;  $M = 58,55 \text{ kNm}$

#### Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q$ :

##### Posouzení ohybu:

$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,964 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0,003 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí  $\sigma_{x,Ed} = 193,54 \text{ MPa}$

Smykové napětí  $\tau_{Ed} = 0,32 \text{ MPa}$

Posudek:  $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,678 \leq 1$  **Vyhovuje**

#### Posouzení max. posouvající síly $Q_{\max} + M$ :

##### Posouzení ohybu:

$M/M_{c,Rd} = 0,339 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení smyku:

$Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0,742 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí  $\sigma_{x,Ed} = 68,02 \text{ MPa}$

Smykové napětí  $\tau_{Ed} = 87,45 \text{ MPa}$

Posudek:  $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,499 \leq 1$  **Vyhovuje**

#### Průřez VYHOVUJE

## Posouzení pažin č. 1

### Vstupní data

Dřevo : C24 - jehličnaté

Typ průřezu : obdélník  $b \times h = 160,0 \times 160,0 \text{ mm}$

Typ zatížení : obdélník

### Posouzení dřevěného průřezu podle EN 1995-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

#### Posouzení tlaku a ohybu

$N = 0,00 \text{ kN}$ ;  $M = 4,09 \text{ kNm}$

Normálové napětí v tlaku  $\sigma_{c,0,d} = 0,00 \text{ MPa}$

Normálové napětí v ohybu  $\sigma_{m,d} = 5,99 \text{ MPa}$

$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,d}/f_{m,d} = 0,648 \leq 1$  **Vyhovuje**

#### Posouzení smyku

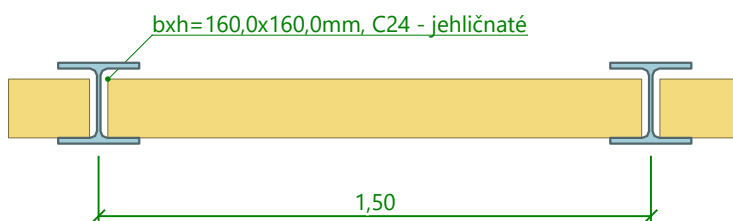
$Q_{\max} = 10,90 \text{ kN}$

Smykové napětí  $\tau_d = 0,64 \text{ MPa}$

$\tau_d/k_{cr}/f_{v,d} = 0,619 \leq 1$  **Vyhovuje**

**Průřez VYHOVUJE**

### Schéma pažiny



### 21.2.7. Posouzení pažení D – J23

#### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	7,76	0,00 .. 7,76	Zasyp	
2	0,30	7,76 .. 8,06	N	
3	5,40	8,06 .. 13,46	Q1	
4	1,70	13,46 .. 15,16	Q2	
5	1,80	15,16 .. 16,96	Q3	
6	-	16,96 .. ∞	T	

#### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,00 m.

#### Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

#### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 10,16 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 11,31 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

#### Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení nové	Přítížení změna	Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Ano		proměnné	52,10		0,50	3,00	0,70

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

#### Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 100

Vlastní výpočet mezních tlaků : redukovat podle nastavení

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou  $\sigma_{a,min} = 0,20\sigma_z$

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

#### Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

Maximální posouvající síla = 12,49 kN/m

Maximální moment = 13,03 kNm/m

Maximální deformace = 5,0 mm

## Vstupní data (Fáze budování 2)

### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	7,76	0,00 .. 7,76	Zasyp	
2	0,30	7,76 .. 8,06	N	
3	5,40	8,06 .. 13,46	Q1	
4	1,70	13,46 .. 15,16	Q2	
5	1,80	15,16 .. 16,96	Q3	
6	-	16,96 .. ∞	T	

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,00 m.

### Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 10,16 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 11,31 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

### Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení nové	Přítížení změna	Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		0,50	3,00	0,70

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

### Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla nová	Síla změna	Název	Typ	F [kN/m]	M [kNm/m]	Hloubka z [m]
1	Ano		Síla č. 1	přímkové	40,00	0,00	0,60

### Zadané podpory

Číslo	Nová podpora	Hloubka z [m]	Vzdálenost b [m]
1	Ano	0,60	1,50

Číslo	Typ posunutí	Tuhost [kN/m]	Vynuc. def. [mm]	Typ pootočení	Tuhost [kNm/rad]	Vynuc. def. [rad]
1	Pružina	14907,00		Volné		

### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

## Statický výpočet

Ing. Radek Navrátil, Granitova 1115/8, Praha 9 - Hloubětín 19800

**Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)**

Maximální posouvající síla = 13,64 kN/m

Maximální moment = 8,25 kNm/m

Maximální deformace = 2,3 mm

**Reakce v podporách**

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Reakce [kN]	Moment [kNm]
1	0,60	-1,9	-28,49	0,00

**Vstupní data (Fáze budování 3)****Geologický profil a přiřazení zemin**

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	7,76	0,00 .. 7,76	Zasyp	
2	0,30	7,76 .. 8,06	N	
3	5,40	8,06 .. 13,46	Q1	
4	1,70	13,46 .. 15,16	Q2	
5	1,80	15,16 .. 16,96	Q3	
6	-	16,96 .. ∞	T	

**Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 3,50 m.

**Tvar terénu**

Terén za konstrukcí je rovný.

**Vliv vody**

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 10,16 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 11,31 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

**Zadaná plošná přitížení**

Číslo	Přítížení nové	Přítížení změna	Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		0,50	3,00	0,70

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

**Zadané síly působící na konstrukci**

Číslo	Síla nová	Síla změna	Název	Typ	F [kN/m]	M [kNm/m]	Hloubka z [m]
1	Ne	Ne	Síla č. 1	přímkové	40,00	0,00	0,60

## Zadané podpory

Číslo	Nová podpora	Hloubka z [m]	Vzdálenost b [m]
1	Ne	0,60	1,50

Číslo	Typ posunutí	Tuhost [kN/m]	Vynuc. def. [mm]	Typ pootočení	Tuhost [kNm/rad]	Vynuc. def. [rad]
1	Pružina	14907,00		Volné		

## Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

## Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

Maximální posouvající síla = 68,08 kN/m  
 Maximální moment = 85,03 kNm/m  
 Maximální deformace = 25,2 mm

## Reakce v podporách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Reakce [kN]	Moment [kNm]
1	0,60	-6,9	45,89	0,00

## Vstupní data (Fáze budování 4)

## Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	7,76	0,00 .. 7,76	Zasyp	
2	0,30	7,76 .. 8,06	N	
3	5,40	8,06 .. 13,46	Q1	
4	1,70	13,46 .. 15,16	Q2	
5	1,80	15,16 .. 16,96	Q3	
6	-	16,96 .. ∞	T	

## Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 3,50 m.

## Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

## Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 10,16 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 11,31 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

## Statický výpočet

## Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		0,50	3,00	0,70

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

## Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla		Název	Typ	F [kN/m]	M [kNm/m]	Hloubka z [m]
	nová	změna					
1	Ne	Ne	Síla č. 1	přímkové	40,00	0,00	0,60
2	Ano		Síla č. 2	přímkové	120,00	0,00	3,10

## Zadané podpory

Číslo	Nová podpora	Hloubka z [m]	Vzdálenost b [m]
1	Ne	0,60	1,50
2	Ano	3,10	1,50

Číslo	Typ posunutí	Tuhost [kN/m]	Vynuc. def. [mm]	Typ pootočení	Tuhost [kNm/rad]	Vynuc. def. [rad]
1	Pružina	14907,00		Volné		
2	Pružina	18063,00		Volné		

## Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

## Výsledky výpočtu (Fáze budování 4)




Maximální posouvající síla = 59,42 kN/m  
 Maximální moment = 59,97 kNm/m  
 Maximální deformace = 17,7 mm

## Reakce v podporách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Reakce [kN]	Moment [kNm]
1	0,60	-6,0	32,81	0,00
2	3,10	-17,5	-137,00	0,00

## Vstupní data (Fáze budování 5)

### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	7,76	0,00 .. 7,76	Zasyp	
2	0,30	7,76 .. 8,06	N	
3	5,40	8,06 .. 13,46	Q1	
4	1,70	13,46 .. 15,16	Q2	
5	1,80	15,16 .. 16,96	Q3	
6	-	16,96 .. ∞	T	

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 6,00 m.

### Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 10,16 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 11,31 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

### Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení nové	Přítížení změna	Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		0,50	3,00	0,70

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

### Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla nová	Síla změna	Název	Typ	F [kN/m]	M [kNm/m]	Hloubka z [m]
1	Ne	Ne	Síla č. 1	přímkové	40,00	0,00	0,60
2	Ne	Ne	Síla č. 2	přímkové	120,00	0,00	3,10

### Zadané podpory

Číslo	Nová podpora	Hloubka z [m]	Vzdálenost b [m]
1	Ne	0,60	1,50
2	Ne	3,10	1,50

### Statický výpočet

Číslo	Typ posunutí	Tuhost [kN/m]	Vynuc. def. [mm]	Typ pootočení	Tuhost [kNm/rad]	Vynuc. def. [rad]
1	Pružina	14907,00		Volné		
2	Pružina	18063,00		Volné		

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

#### Výsledky výpočtu (Fáze budování 5)

Maximální posouvající síla = 125,14 kN/m  
Maximální moment = 111,12 kNm/m  
Maximální deformace = 50,4 mm

#### Reakce v podporách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Reakce [kN]	Moment [kNm]
1	0,60	-3,2	-8,58	0,00
2	3,10	-31,2	109,06	0,00

#### Vstupní data (Fáze budování 6)

##### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	7,76	0,00 .. 7,76	Zasyp	
2	0,30	7,76 .. 8,06	N	
3	5,40	8,06 .. 13,46	Q1	
4	1,70	13,46 .. 15,16	Q2	
5	1,80	15,16 .. 16,96	Q3	
6	-	16,96 .. ∞	T	

#### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 6,00 m.

#### Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

#### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 10,16 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 11,31 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

## Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		0,50	3,00	0,70

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

## Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla		Název	Typ	F [kN/m]	M [kNm/m]	Hloubka z [m]
	nová	změna					
1	Ne	Ne	Síla č. 1	přímkové	40,00	0,00	0,60
2	Ne	Ne	Síla č. 2	přímkové	120,00	0,00	3,10
3	Ano		Síla č. 3	přímkové	300,00	0,00	5,60

## Zadané podpory

Číslo	Nová podpora	Hloubka z [m]	Vzdálenost b [m]
1	Ne	0,60	1,50
2	Ne	3,10	1,50
3	Ano	5,60	1,50

Číslo	Typ posunutí	Tuhost [kN/m]	Vynuc. def. [mm]	Typ pootočení	Tuhost [kNm/rad]	Vynuc. def. [rad]
1	Pružina	14907,00		Volné		
2	Pružina	18063,00		Volné		
3	Pružina	22861,00		Volné		

## Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

## Výsledky výpočtu (Fáze budování 6)






Maximální posouvající síla = 97,40 kN/m  
 Maximální moment = 88,27 kNm/m  
 Maximální deformace = 35,5 mm

## Reakce v podporách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Reakce [kN]	Moment [kNm]
1	0,60	-4,3	7,24	0,00
2	3,10	-27,6	44,35	0,00
3	5,60	-32,6	-400,95	0,00

## Vstupní data (Fáze budování 7)

### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	7,76	0,00 .. 7,76	Zasyp	
2	0,30	7,76 .. 8,06	N	
3	5,40	8,06 .. 13,46	Q1	
4	1,70	13,46 .. 15,16	Q2	
5	1,80	15,16 .. 16,96	Q3	
6	-	16,96 .. ∞	T	

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 7,00 m.

### Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 10,16 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 11,31 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

### Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení nové	Přítížení změna	Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		0,50	3,00	0,70

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

### Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla nová	Síla změna	Název	Typ	F [kN/m]	M [kNm/m]	Hloubka z [m]
1	Ne	Ne	Síla č. 1	přímkové	40,00	0,00	0,60
2	Ne	Ne	Síla č. 2	přímkové	120,00	0,00	3,10
3	Ne	Ne	Síla č. 3	přímkové	300,00	0,00	5,60

### Zadané podpory

Číslo	Nová podpora	Hloubka z [m]	Vzdálenost b [m]
1	Ne	0,60	1,50
2	Ne	3,10	1,50
3	Ne	5,60	1,50

## Statický výpočet

Číslo	Typ posunutí	Tuhost [kN/m]	Vynuc. def. [mm]	Typ pootočení	Tuhost [kNm/rad]	Vynuc. def. [rad]
1	Pružina	14907,00		Volné		
2	Pružina	18063,00		Volné		
3	Pružina	22861,00		Volné		

**Nastavení výpočtu fáze**

Návrhová situace : dočasná

**Výsledky výpočtu (Fáze budování 7)**

Maximální posouvající síla = 84,66 kN/m

Maximální moment = 62,90 kNm/m

Maximální deformace = 38,0 mm

**Reakce v podporách**

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Reakce [kN]	Moment [kNm]
1	0,60	-4,2	5,48	0,00
2	3,10	-26,8	30,23	0,00
3	5,60	-37,9	-278,93	0,00

**Vstupní data (Fáze budování 8)****Geologický profil a přiřazení zemin**

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	7,76	0,00 .. 7,76	Zasyp	
2	0,30	7,76 .. 8,06	N	
3	5,40	8,06 .. 13,46	Q1	
4	1,70	13,46 .. 15,16	Q2	
5	1,80	15,16 .. 16,96	Q3	
6	-	16,96 .. ∞	T	

**Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 7,00 m.

## Tvar dna jámy

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	-3,48	0,00
3	-6,15	1,78
4	-6,15	3,40
5	-13,75	3,40
6	-13,75	0,76
7	-15,00	0,76
8	-16,00	0,76

Počátek [0,0] je umístěn na dně jámy.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

## Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

## Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 10,16 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 11,31 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

## Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		0,50	3,00	0,70

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

## Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla		Název	Typ	F [kN/m]	M [kNm/m]	Hloubka z [m]
	nová	změna					
1	Ne	Ne	Síla č. 1	přímkové	40,00	0,00	0,60
2	Ne	Ne	Síla č. 2	přímkové	120,00	0,00	3,10
3	Ne	Ne	Síla č. 3	přímkové	300,00	0,00	5,60

## Zadané podpory

Číslo	Nová podpora	Hloubka z [m]	Vzdálenost b [m]
1	Ne	0,60	1,50
2	Ne	3,10	1,50
3	Ne	5,60	1,50

Číslo	Typ posunutí	Tuhost [kN/m]	Vynuc. def. [mm]	Typ pootočení	Tuhost [kNm/rad]	Vynuc. def. [rad]
1	Pružina	14907,00		Volné		
2	Pružina	18063,00		Volné		
3	Pružina	22861,00		Volné		

## Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

### Výsledky výpočtu (Fáze budování 8)

Maximální posouvající síla = 83,17 kN/m  
Maximální moment = 63,04 kNm/m  
Maximální deformace = 38,4 mm

#### Reakce v podporách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Reakce [kN]	Moment [kNm]
1	0,60	-4,1	4,38	0,00
2	3,10	-26,7	28,52	0,00
3	5,60	-38,3	-269,79	0,00

### Dimenzace čís. 1

#### Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -50,4 mm  
Minimální deformace = 8,2 mm  
Maximální ohybový moment = 73,77 kNm/m  
Minimální ohybový moment = -111,12 kNm/m  
Maximální posouvající síla = 125,14 kN/m

#### Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.  
Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

#### Dimenzační síly na 1 I-profil

$M_{\max} = 166,68 \text{ kNm}$ ;  $Q = 0,18 \text{ kN}$   
 $Q_{\max} = 187,72 \text{ kN}$ ;  $M = 59,61 \text{ kNm}$

#### Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q$ :

##### Posouzení ohybu:

$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,964 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0,001 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí  $\sigma_{x,Ed} = 193,65 \text{ MPa}$

Smykové napětí  $\tau_{Ed} = 0,09 \text{ MPa}$

Posudek:  $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,679 \leq 1$  **Vyhovuje**

#### Posouzení max. posouvající síly $Q_{\max} + M$ :

##### Posouzení ohybu:

$M/M_{c,Rd} = 0,345 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení smyku:

$Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0,744 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí  $\sigma_{x,Ed} = 69,26 \text{ MPa}$

Smykové napětí  $\tau_{Ed} = 87,68 \text{ MPa}$

Posudek:  $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,505 \leq 1$  **Vyhovuje**

#### Průřez VYHOVUJE

## Posouzení pažin č. 1

### Vstupní data

Dřevo : C24 - jehličnaté

Typ průřezu : obdélník b x h = 160,0 x 160,0 mm

Typ zatížení : obdélník

### Posouzení dřevěného průřezu podle EN 1995-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

#### Posouzení tlaku a ohybu

$N = 0,00 \text{ kN}$ ;  $M = 4,07 \text{ kNm}$

Normálové napětí v tlaku  $\sigma_{c,0,d} = 0,00 \text{ MPa}$

Normálové napětí v ohybu  $\sigma_{m,d} = 5,97 \text{ MPa}$

$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,d}/f_{m,d} = 0,646 \leq 1$  **Vyhovuje**

#### Posouzení smyku

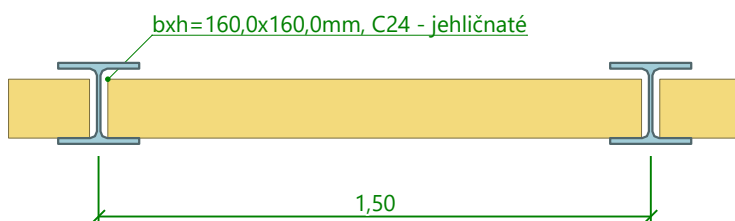
$Q_{\max} = 10,86 \text{ kN}$

Smykové napětí  $\tau_d = 0,64 \text{ MPa}$

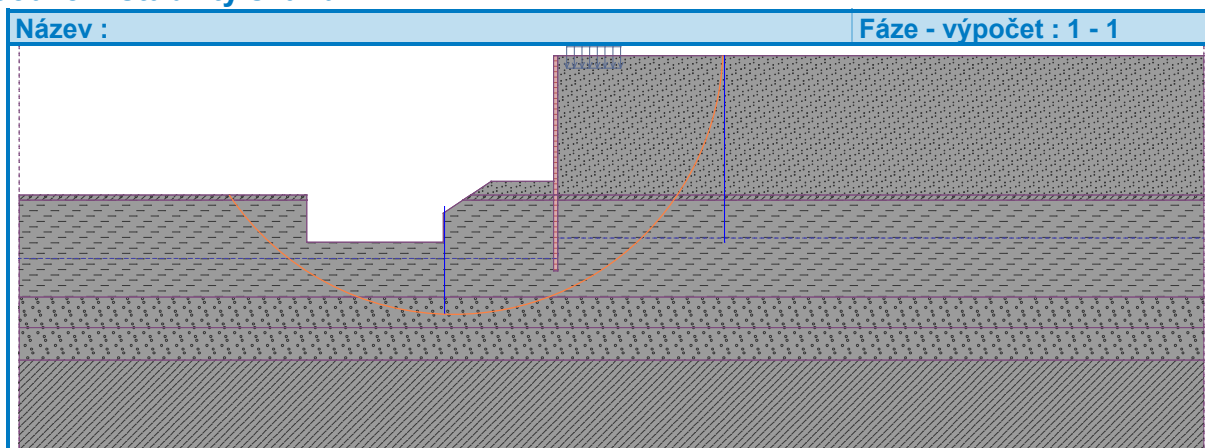
$\tau_d/k_{cr}/f_{v,d} = 0,617 \leq 1$  **Vyhovuje**

**Průřez VYHOVUJE**

### Schéma pažiny



## Posouzení stability svahu



#### Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil :  $F_a = 1503,57 \text{ kN/m}$

Sumace pasivních sil :  $F_p = 1867,14 \text{ kN/m}$

Moment sesouvající :  $M_a = 22583,58 \text{ kNm/m}$

Moment vzdorující :  $M_p = 25494,94 \text{ kNm/m}$

Využití : 88,6 %

**Stabilita svahu VYHOVUJE**

## Statický výpočet

Ing. Radek Navrátil, Granitova 1115/8, Praha 9 - Hloubětín 19800

### Posouzení tyčových kotev

Pro vyhovující posudek pažení v programu GEO 5 je do výpočetního modelu s geologií J2J1 a J23 vnesena tuhost tyčových kotev.

#### Posouzení táhla kotvy:

		K1	K2	K3	
průměr kotvy	d =	32	32	36	mm
délka kotvy	L =	11.33	9.35	9.35	m
plocha kotvy	At =	804	804	1018	mm <sup>2</sup>
pevnost kotvy	f <sub>pk</sub> =	1050	1050	1050	MPa
	f <sub>0.1k</sub> =	950	950	950	MPa
zkušební síla	P <sub>p</sub> =	676	676	855	kN
předtížení	P <sub>a</sub> =	68	68	86	kN
únosnost kotvy	R =	764	764	967	kN
tuhost kotvy	k =	14907	18063	22861	kN/m

Zjištěná maximální síla v kotvě		<b>46</b>	<b>143</b>	<b>404</b>	<b>kN</b>
navržené předpětí	P =	60	180	450	kN
vzdálenost kotev	a =	1.5	1.5	1.5	m
navržené předpětí na 1m	P' =	40	120	300	kN
únosnost kotvy bez předpětí	R <sub>m</sub> =	704	584	517	kN
		<b>vyhoví</b>	<b>vyhoví</b>	<b>vyhoví</b>	

### Posouzení převážek

Převážky jsou navržené na spočtenou sílu v kotvě vč. započítání vlivu předpětí.

Posouzení ohybu:  $M_d/W_y < f_{y,k}/\gamma_{M0}$

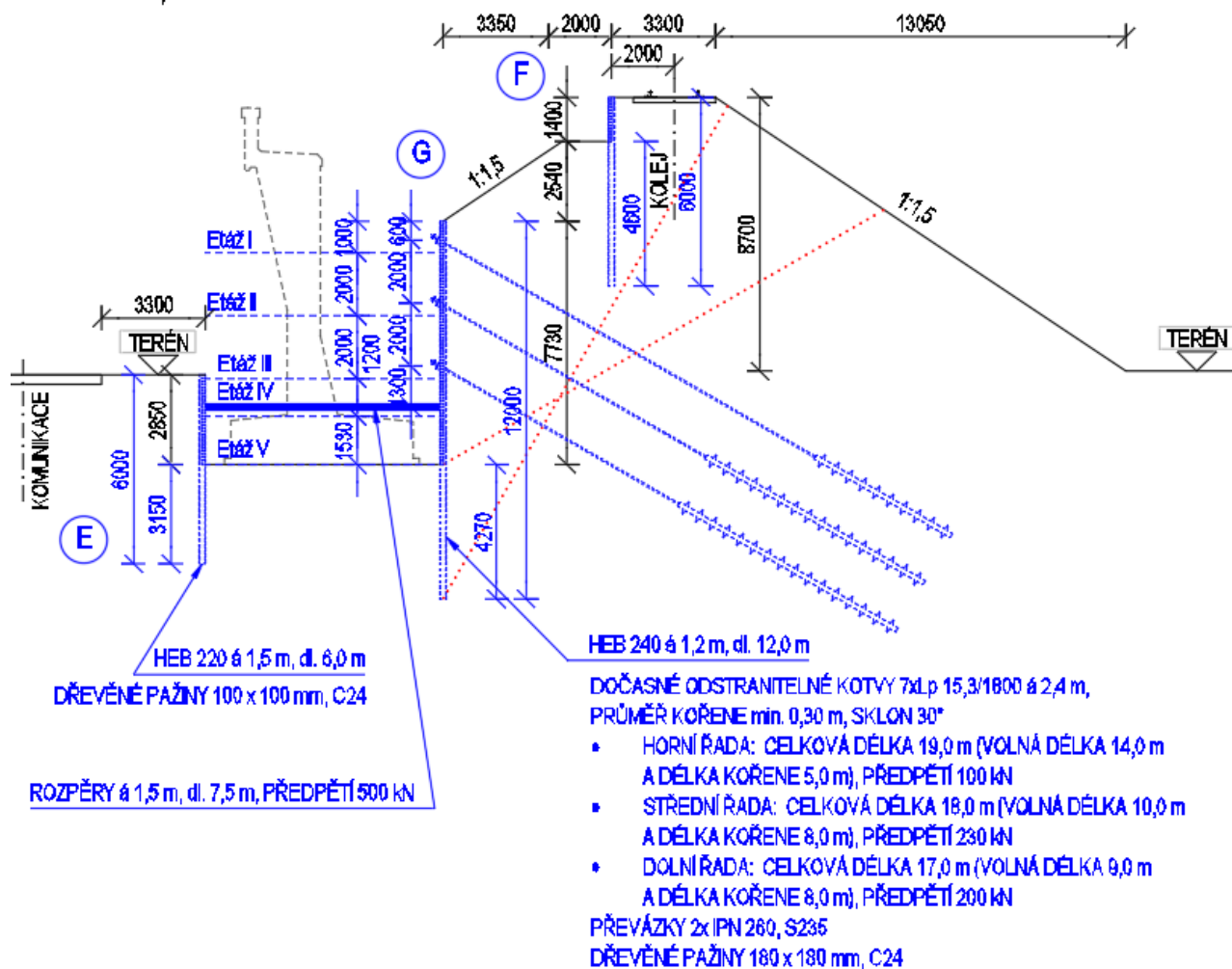
Posouzení smyku:  $V_d/A_y < f_{y,k}/(\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3})$  kde  $A_v = 1,04 \cdot h \cdot t_w$

Ohybový moment (prostý nosník)	M =	39.8	121.1	320.3	kNm
Profil		2xIPN260	2xIPN260	2xHEB240	
výška průřezu	h =	260	260	240	mm
Moment setrvačnosti	I =	11480	11480	22520	cm <sup>4</sup>
šířka stojin	t =	18.8	18.8	20	mm
Dovolené napětí		235	235	235	MPa
Ohybové napětí		45	137	171	MPa
		<b>vyhoví</b>	<b>vyhoví</b>	<b>vyhoví</b>	
Smykové napětí		19	57	154	MPa
		<b>vyhoví</b>	<b>vyhoví</b>	<b>vyhoví</b>	

### 21.3. Posouzení pažení Typ 2

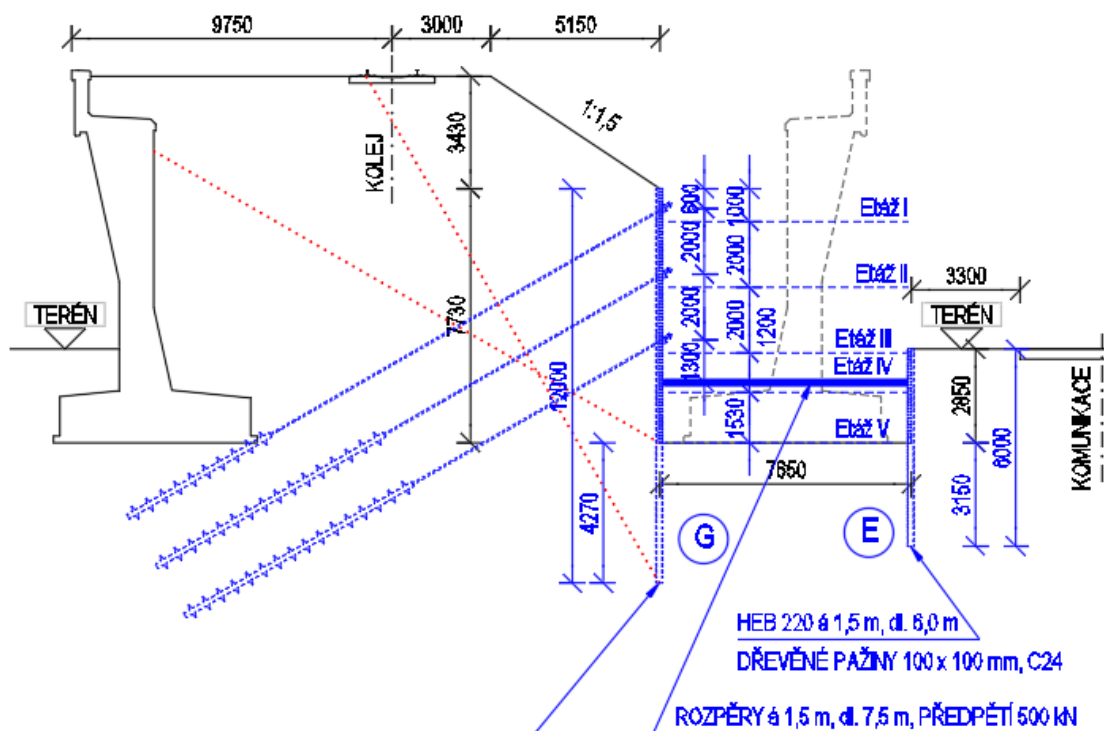
Etapa I:

#### Pažení E, F a G



Etapa II:

## Pažení E a G



### 21.3.1. Posouzení pažení E – J2Jl

#### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0,30	0,00 .. 0,30	N	
2	5,40	0,30 .. 5,70	Q1	
3	1,70	5,70 .. 7,40	Q3	
4	0,60	7,40 .. 8,00	Ta	
5	-	8,00 .. ∞	Tb	

#### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,85 m.

#### Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

#### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 2,40 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 3,85 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

#### Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 100

Vlastní výpočet mezních tlaků : redukovat podle nastavení

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou  $\sigma_{a,min} = 0,20\sigma_z$

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

#### Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)




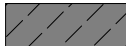

Maximální posouvající síla = 15,31 kN/m

Maximální moment = 19,90 kNm/m

Maximální deformace = 18,7 mm

## Vstupní data (Fáze budování 2)

### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0,30	0,00 .. 0,30	N	
2	5,40	0,30 .. 5,70	Q1	
3	1,70	5,70 .. 7,40	Q3	
4	0,60	7,40 .. 8,00	Ta	
5	-	8,00 .. ∞	Tb	

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,85 m.

### Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 2,40 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 3,85 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

### Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Ano		proměnné	25,00		3,00	5,00	na terénu
2	Ano		proměnné	1,00		0,00	3,00	na terénu

Číslo	Název
1	Doprava
2	Staveništní

### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

### Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

Maximální posouvající síla = 20,56 kN/m  
Maximální moment = 22,29 kNm/m  
Maximální deformace = 22,7 mm

### Dimenzace čís. 1

#### Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -22,7 mm  
Minimální deformace = 0,1 mm  
Maximální ohybový moment = 22,29 kNm/m  
Minimální ohybový moment = 0,00 kNm/m  
Maximální posouvající síla = 20,56 kN/m

### Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.  
Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

#### Dimenzační síly na 1 I-profil

$$M_{\max} = 33,44 \text{ kNm}; \quad Q = 0,15 \text{ kN}$$
$$Q_{\max} = 30,84 \text{ kN}; \quad M = 25,17 \text{ kNm}$$

#### Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q$ :

##### Posouzení ohybu:

$$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,193 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

##### Posouzení smyku:

$$Q/V_{c,Rd} = 0,001 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

##### Posouzení rovinné napjatosti:

$$\text{Normálové napětí } \sigma_{x,Ed} = 38,85 \text{ MPa}$$

$$\text{Smykové napětí } \tau_{Ed} = 0,07 \text{ MPa}$$

$$\text{Posudek: } (\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,027 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

#### Posouzení max. posouvající síly $Q_{\max} + M$ :

##### Posouzení ohybu:

$$M/M_{c,Rd} = 0,146 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

##### Posouzení smyku:

$$Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0,122 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

##### Posouzení rovinné napjatosti:

$$\text{Normálové napětí } \sigma_{x,Ed} = 29,25 \text{ MPa}$$

$$\text{Smykové napětí } \tau_{Ed} = 14,41 \text{ MPa}$$

$$\text{Posudek: } (\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,027 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

**Průřez VYHOVUJE**

## Posouzení pažin č. 1

### Vstupní data

Dřevo : C24 - jehličnaté

Typ průřezu : obdélník  $b \times h = 100,0 \times 100,0 \text{ mm}$

Typ zatížení : obdélník

### Posouzení dřevěného průřezu podle EN 1995-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

#### Posouzení tlaku a ohybu

$N = 0,00 \text{ kN}$ ;  $M = 0,51 \text{ kNm}$

Normálové napětí v tlaku  $\sigma_{c,0,d} = 0,00 \text{ MPa}$

Normálové napětí v ohybu  $\sigma_{m,d} = 3,07 \text{ MPa}$

$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,d}/f_{m,d} = 0,332 \leq 1$  **Vyhovuje**

#### Posouzení smyku

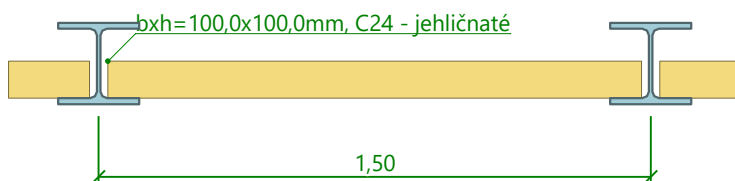
$Q_{\max} = 1,36 \text{ kN}$

Smykové napětí  $\tau_d = 0,20 \text{ MPa}$

$\tau_d/k_{cr}/f_{v,d} = 0,198 \leq 1$  **Vyhovuje**



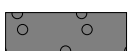


**Průřez VYHOVUJE**

### Schéma pažiny



### 21.3.2. Posouzení pažení E – J23

#### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,50	0,00 .. 2,50	N	
2	4,70	2,50 .. 7,20	Q1	
3	0,80	7,20 .. 8,00	Q2	
4	1,20	8,00 .. 9,20	Q3	
5	-	9,20 .. ∞	T	

#### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,85 m.

#### Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

#### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 2,40 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 3,85 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

#### Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 100

Vlastní výpočet mezních tlaků : redukovat podle nastavení

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou  $\sigma_{a,min} = 0,20\sigma_z$

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

#### Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

##### Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

Hloubka [m]	T <sub>a,p</sub> [kPa]	T <sub>k,p</sub> [kPa]	T <sub>p,p</sub> [kPa]	T <sub>a,z</sub> [kPa]	T <sub>k,z</sub> [kPa]	T <sub>p,z</sub> [kPa]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	30.98
2.40	0.00	0.00	0.00	8.62	23.22	104.88
2.40	0.00	0.00	0.00	8.64	23.26	105.02
2.50	0.00	0.00	0.00	8.86	24.85	107.62
2.50	0.00	0.00	0.00	8.86	24.39	126.03
2.85	0.00	0.00	0.00	10.26	28.16	131.03
2.85	0.00	-0.00	-51.84	5.68	15.58	72.51
3.85	0.00	-5.96	-59.74	7.89	21.54	80.41
6.00	0.00	-18.77	-76.73	12.65	34.35	97.41




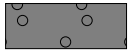

Maximální posouvající síla = 14,55 kN/m

Maximální moment = 19,29 kNm/m

Maximální deformace = 17,6 mm

## Vstupní data (Fáze budování 2)

### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,50	0,00 .. 2,50	N	
2	4,70	2,50 .. 7,20	Q1	
3	0,80	7,20 .. 8,00	Q2	
4	1,20	8,00 .. 9,20	Q3	
5	-	9,20 .. ∞	T	

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,85 m.

### Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 2,40 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 3,85 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

### Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Ano		proměnné	25,00		3,00	5,00	na terénu
2	Ano		proměnné	1,00		0,00	3,00	na terénu

Číslo	Název
1	Doprava
2	Staveništní

### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

### Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

Maximální posouvající síla = 19,43 kN/m  
Maximální moment = 22,04 kNm/m  
Maximální deformace = 21,8 mm

### Dimenzace čís. 1

#### Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -21,8 mm  
Minimální deformace = 0,3 mm  
Maximální ohybový moment = 22,04 kNm/m  
Minimální ohybový moment = 0,00 kNm/m  
Maximální posouvající síla = 19,43 kN/m

### Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.  
Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

#### Dimenzační síly na 1 I-profil

$$M_{\max} = 33,06 \text{ kNm}; \quad Q = 0,65 \text{ kN} \\ Q_{\max} = 29,14 \text{ kN}; \quad M = 25,43 \text{ kNm}$$

#### Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q$ :

##### Posouzení ohybu:

$$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,191 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

##### Posouzení smyku:

$$Q/V_{c,Rd} = 0,003 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

##### Posouzení rovinné napjatosti:

$$\text{Normálové napětí } \sigma_{x,Ed} = 38,40 \text{ MPa}$$

$$\text{Smykové napětí } \tau_{Ed} = 0,31 \text{ MPa}$$

$$\text{Posudek: } (\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,027 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

#### Posouzení max. posouvající síly $Q_{\max} + M$ :

##### Posouzení ohybu:

$$M/M_{c,Rd} = 0,147 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

##### Posouzení smyku:

$$Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0,116 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

##### Posouzení rovinné napjatosti:

$$\text{Normálové napětí } \sigma_{x,Ed} = 29,54 \text{ MPa}$$

$$\text{Smykové napětí } \tau_{Ed} = 13,61 \text{ MPa}$$

$$\text{Posudek: } (\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,026 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

### Průřez VYHOVUJE

### Posouzení pažin č. 1

#### Vstupní data

Dřevo : C24 - jehličnaté

Typ průřezu : obdélník b x h = 100,0 x 100,0 mm

Typ zatížení : obdélník

#### Posouzení dřevěného průřezu podle EN 1995-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.  
Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

##### Posouzení tlaku a ohybu

$$N = 0,00 \text{ kN}; \quad M = 0,46 \text{ kNm}$$

$$\text{Normálové napětí v tlaku } \sigma_{c,0,d} = 0,00 \text{ MPa}$$

$$\text{Normálové napětí v ohybu } \sigma_{m,d} = 2,74 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,d}/f_{m,d} = 0,297 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

##### Posouzení smyku

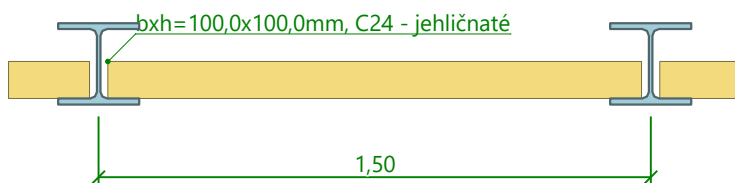
$$Q_{\max} = 1,22 \text{ kN}$$

$$\text{Smykové napětí } \tau_d = 0,18 \text{ MPa}$$

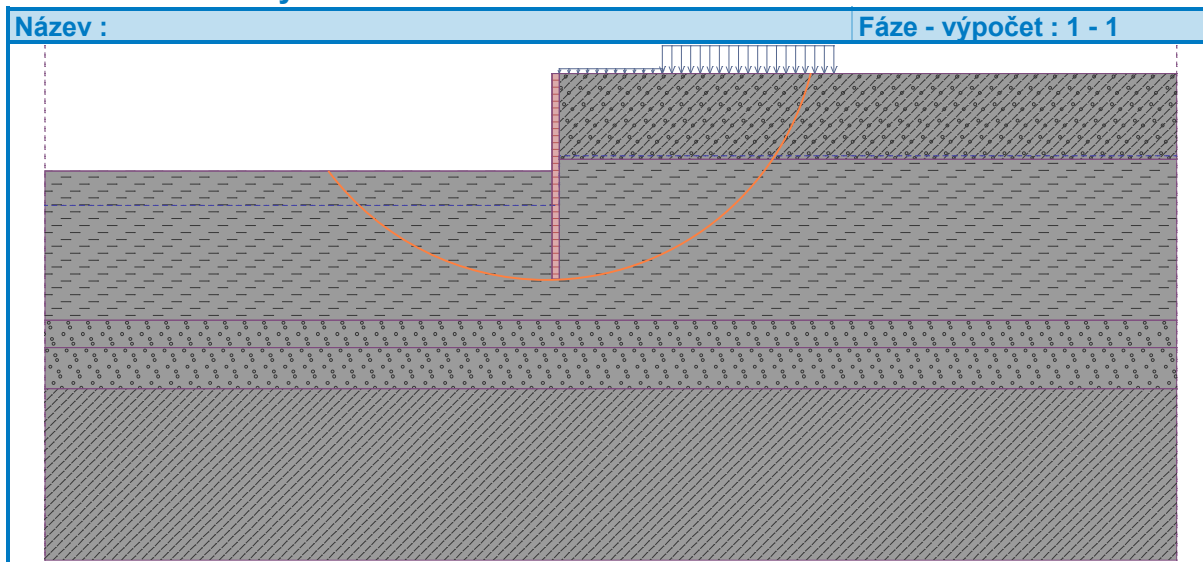
$$\tau_d/k_{cf}/f_{v,d} = 0,177 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

### Průřez VYHOVUJE

### Schéma pažiny



### Posouzení stability svahu

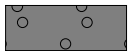



#### Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil :  $F_a = 355,45 \text{ kN/m}$   
Sumace pasivních sil :  $F_p = 583,89 \text{ kN/m}$   
Moment sesouvající :  $M_a = 2825,80 \text{ kNm/m}$   
Moment vzdorující :  $M_p = 4219,95 \text{ kNm/m}$   
Využití : 67,0 %  
Stabilita svahu VYHOVUJE

### 21.3.3. Posouzení pažení F – J2Jl a 23

#### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0,70	0,00 .. 0,70	Kolejové lože	
2	-	0,70 .. ∞	Zasyp	

#### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,40 m.

#### Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

#### Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

#### Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		proměnné	52,10		0,50	3,00	0,70

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

#### Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 100

Vlastní výpočet mezních tlaků : redukovat podle nastavení

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou  $\sigma_{a,min} = 0,20\sigma_z$

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

#### Výsledky výpočtu

Maximální posouvající síla = 38,00 kN/m

Maximální moment = 44,14 kNm/m

Maximální deformace = 31,8 mm

## Výsledky (Fáze budování 1)

### Výpočet 1

#### Kruhová smyková plocha

Parametry smykové plochy					
Střed :	x =	-3,23 [m]	Úhly :	$\alpha_1 =$	-75,44 [°]
	z =	0,40 [m]		$\alpha_2 =$	86,80 [°]
Poloměr :	R =	7,16 [m]			
Smyková plocha po optimalizaci.					

Celková tíha zeminy nad smykovou plochou: 1307,82 kN/m

#### Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil :  $F_a = 319,20$  kN/m

Sumace pasivních sil :  $F_p = 1263,43$  kN/m

Moment sesouvající :  $M_a = 2285,44$  kNm/m

Moment vzdorující :  $M_p = 8223,75$  kNm/m

Využití : 27,8 %

**Stabilita svahu VYHOVUJE**

### Dimenzace čís. 1

#### Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -31,8 mm

Minimální deformace = 0,1 mm

Maximální ohybový moment = 44,14 kNm/m

Minimální ohybový moment = 0,00 kNm/m

Maximální posouvající síla = 38,00 kN/m

#### Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

#### Dimenzační síly na 1 I-profil

$M_{\max} = 66,21$  kNm;  $Q = 0,80$  kN

$Q_{\max} = 57,00$  kN;  $M = 35,61$  kNm

#### Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q$ :

##### Posouzení ohybu:

$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,383 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0,003 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí  $\sigma_{x,Ed} = 76,93$  MPa

Smykové napětí  $\tau_{Ed} = 0,37$  MPa

Posudek:  $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,107 \leq 1$  **Vyhovuje**

#### Posouzení max. posouvající síly $Q_{\max} + M$ :

##### Posouzení ohybu:

$M/M_{c,Rd} = 0,206 \leq 1$  **Vyhovuje**

**Posouzení smyku:**

$$Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0,226 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

**Posouzení rovinné napjatosti:**

$$\text{Normálové napětí } \sigma_{x,Ed} = 41,37 \text{ MPa}$$

$$\text{Smykové napětí } \tau_{Ed} = 26,62 \text{ MPa}$$

$$\text{Posudek: } (\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,069 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

**Průřez VYHOVUJE**

**Posouzení pažin č. 1**

**Vstupní data**

Dřevo : C24 - jehličnaté

Typ průřezu : obdélník b x h = 100,0 x 100,0 mm

Typ zatížení : obdélník

**Posouzení dřevěného průřezu podle EN 1995-1-1**

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

**Posouzení tlaku a ohybu**

$$N = 0,00 \text{ kN}; \quad M = 0,98 \text{ kNm}$$

$$\text{Normálové napětí v tlaku } \sigma_{c,0,d} = 0,00 \text{ MPa}$$

$$\text{Normálové napětí v ohybu } \sigma_{m,d} = 5,87 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,d}/f_{m,d} = 0,636 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

**Posouzení smyku**

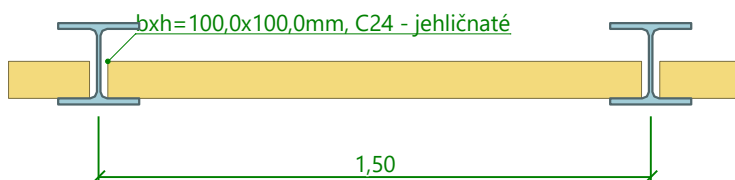
$$Q_{\max} = 2,61 \text{ kN}$$

$$\text{Smykové napětí } \tau_d = 0,39 \text{ MPa}$$

$$\tau_d/k_{cr}/f_{v,d} = 0,380 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

**Průřez VYHOVUJE**

**Schéma pažiny**



### 21.3.4. Posouzení pažení G – J2Jl

#### Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,76	0,00 .. 4,76	Zasyp	
2	0,30	4,76 .. 5,06	N	
3	5,40	5,06 .. 10,46	Q1	
4	1,70	10,46 .. 12,16	Q3	
5	0,60	12,16 .. 12,76	Ta	
6	-	12,76 .. ∞	Tb	

#### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,00 m.

#### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	0,05	0,00
3	5,35	-3,94
4	8,65	-3,94
5	22,15	4,76
6	23,15	4,76

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

#### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 7,15 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 8,73 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

#### Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		proměnné	1,00		5,85	3,00	-3,24

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

#### Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 100

Vlastní výpočet mezních tlaků : redukovat podle nastavení

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou  $\sigma_{a,min} = 0,20\sigma_z$

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

#### Statický výpočet

## Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

Maximální posouvající síla = 25,20 kN/m  
Maximální moment = 26,72 kNm/m  
Maximální deformace = 8,1 mm

## Vstupní data (Fáze budování 2)

### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,76	0,00 .. 4,76	Zasyp	
2	0,30	4,76 .. 5,06	N	
3	5,40	5,06 .. 10,46	Q1	
4	1,70	10,46 .. 12,16	Q3	
5	0,60	12,16 .. 12,76	Ta	
6	-	12,76 .. ∞	Tb	

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,00 m.

### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	0,05	0,00
3	5,35	-3,94
4	8,65	-3,94
5	22,15	4,76
6	23,15	4,76

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 7,15 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 8,73 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

### Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ne	Ano	proměnné	52,10		5,85	3,00	-3,24
Číslo		Název						
1		LM71_4x250/6,4*1,0/3						

#### Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ano	0,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		100,00

#### Seznam nových kotev

##### VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : VSL pramencová zemní kotva

Hloubka :  $z = 0,60$  m

Volná délka :  $l = 14,00$  m

Délka kořene :  $l_k = 5,00$  m

Sklon :  $\alpha = 30,00^\circ$

Vzd. mezi :  $b = 2,40$  m

Plocha pramence :  $A_1 = 107,00$  mm<sup>2</sup>

Počet pramenců :  $n = 7$

Modul pružnosti :  $E = 195000,00$  MPa

Předpínací síla :  $F = 100,00$  kN

Výpočtová pevnost materiálu :  $f_u = 1860,00$  MPa

Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z plášťového tření

Průměr kořene :  $d = 300,0$  mm

Plášťové tření :  $f = 150,00$  kPa

Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu

Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)

Pevnost betonu v tlaku :  $f_{ck} = 25,00$  MPa

Součinitel soudržnosti :  $\eta_1 = 0,70$

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

#### Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

Maximální posouvající síla = 28,33 kN/m

Maximální moment = 21,15 kNm/m

Maximální deformace = 6,5 mm

#### Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,60	-5,4	100,00

#### Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 96,67$  kN/m  $\delta = 51,13^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 1,32$  m

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK <sub>MAX</sub> [kN]
1	203,93	30,33	2275,96	0,00	-24,56		2315,44	2123,22	5095,72

#### Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	100,00	4632,47	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla  $F_{\max} = 4632,47$  kN > 100,00 kN =  $F_{\text{zad}}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

#### Statický výpočet

## Vstupní data (Fáze budování 3)

### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,76	0,00 .. 4,76	Zasyp	
2	0,30	4,76 .. 5,06	N	
3	5,40	5,06 .. 10,46	Q1	
4	1,70	10,46 .. 12,16	Q3	
5	0,60	12,16 .. 12,76	Ta	
6	-	12,76 .. ∞	Tb	

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 3,00 m.

### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	0,05	0,00
3	5,35	-3,94
4	8,65	-3,94
5	22,15	4,76
6	23,15	4,76

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.  
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 7,15 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 8,73 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

### Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		5,85	3,00	-3,24

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

### Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		273,76

### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

### Statický výpočet

Ing. Radek Navrátil, Granitova 1115/8, Praha 9 - Hloubětín 19800

### Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

Maximální posouvající síla = 93,75 kN/m  
Maximální moment = 101,05 kNm/m  
Maximální deformace = 26,7 mm

#### Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,60	-22,1	273,76

#### Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 230,79 \text{ kN/m}$       $\delta = 19,03^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 2,52 \text{ m}$

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK <sub>MAX</sub> [kN]
1	203,93	30,33	2672,18	733,62	-13,12		2198,80	1449,91	3479,79

#### Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	273,76	3163,45	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla  $F_{\max} = 3163,45 \text{ kN} > 273,76 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

### Vstupní data (Fáze budování 4)

#### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,76	0,00 .. 4,76	Zasyp	
2	0,30	4,76 .. 5,06	N	
3	5,40	5,06 .. 10,46	Q1	
4	1,70	10,46 .. 12,16	Q3	
5	0,60	12,16 .. 12,76	Ta	
6	-	12,76 .. ∞	Tb	

#### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 3,00 m.

## Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	0,05	0,00
3	5,35	-3,94
4	8,65	-3,94
5	22,15	4,76
6	23,15	4,76

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

## Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 7,15 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 8,73 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

## Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		5,85	3,00	-3,24

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

## Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		192,52
2	Ano	2,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		220,00

## Seznam nových kotev

## VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : VSL pramencová zemní kotva

Hloubka : z = 2,60 m

Volná délka : l = 10,00 m

Délka kořene : l<sub>k</sub> = 8,00 m

Sklon : α = 30,00 °

Vzd. mezi : b = 2,40 m

Plocha pramence : A<sub>1</sub> = 107,00 mm<sup>2</sup>

Počet pramenců : n = 7

Modul pružnosti : E = 195000,00 MPa

Předpínací síla : F = 220,00 kN

Výpočtová pevnost materiálu : f<sub>u</sub> = 1860,00 MPa

Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z plášťového tření

Průměr kořene : d = 300,0 mm

Plášťové tření : f = 150,00 kPa

Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu

Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)

Pevnost betonu v tlaku : f<sub>ck</sub> = 25,00 MPa

Součinitel soudržnosti : η<sub>1</sub> = 0,70

## Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

## Statický výpočet

## Výsledky výpočtu (Fáze budování 4)

Maximální posouvající síla = 61,50 kN/m  
Maximální moment = 68,29 kNm/m  
Maximální deformace = 14,5 mm

### Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,60	-14,3	192,52
2	2,60	-10,9	220,00

### Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 293,08 \text{ kN/m}$       $\delta = 41,89^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 2,52 \text{ m}$

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{MAX}$ [kN]
1	284,41	51,76	2672,18	733,62	-13,12	2(33%)	2198,80	1409,07	3381,78
2	405,65	36,43	2386,47	639,62	-18,60		2074,47	1339,02	3213,64

### Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	192,52	3074,34	Vyhovuje
2	220,00	2921,49	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 2

Max. dovolená síla  $F_{max} = 2921,49 \text{ kN} > 220,00 \text{ kN} = F_{zad}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

## Vstupní data (Fáze budování 5)

### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,76	0,00 .. 4,76	Zasyp	
2	0,30	4,76 .. 5,06	N	
3	5,40	5,06 .. 10,46	Q1	
4	1,70	10,46 .. 12,16	Q3	
5	0,60	12,16 .. 12,76	Ta	
6	-	12,76 .. ∞	Tb	

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 5,00 m.

## Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	0,05	0,00
3	5,35	-3,94
4	8,65	-3,94
5	22,15	4,76
6	23,15	4,76

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

## Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 7,15 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 8,73 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

## Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		5,85	3,00	-3,24

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

## Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		192,37
2	Ne	2,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		375,91

## Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

## Výsledky výpočtu (Fáze budování 5)

Maximální posouvající síla = 92,82 kN/m

Maximální moment = 89,37 kNm/m

Maximální deformace = 22,3 mm

## Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,60	-14,3	192,37
2	2,60	-21,6	375,91

## Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 315,90 \text{ kN/m}$        $\delta = 38,28^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 1,75 \text{ m}$

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK <sub>MAX</sub> [kN]
1	284,41	51,76	2808,28	722,15	-8,36	2(33%)	2317,05	1227,33	2945,60
2	405,65	36,43	2495,43	622,74	-13,23		2151,24	1177,87	2826,89

#### Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	192,37	2677,82	Vyhovuje
2	375,91	2569,90	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 2

Max. dovolená síla  $F_{\max} = 2569,90 \text{ kN} > 375,91 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

#### Vstupní data (Fáze budování 6)

##### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,76	0,00 .. 4,76	Zasyp	
2	0,30	4,76 .. 5,06	N	
3	5,40	5,06 .. 10,46	Q1	
4	1,70	10,46 .. 12,16	Q3	
5	0,60	12,16 .. 12,76	Ta	
6	-	12,76 .. ∞	Tb	

#### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 5,00 m.

Sklon zeminy před zdí  $\beta = 0,00^\circ$

#### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	0,05	0,00
3	5,35	-3,94
4	8,65	-3,94
5	22,15	4,76
6	23,15	4,76

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

#### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 7,15 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 8,73 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

## Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		5,85	3,00	-3,24

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

## Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		191,03
2	Ne	2,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		327,48
3	Ano	4,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		200,00

## Seznam nových kotev

## VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : VSL pramencová zemní kotva

Hloubka : z = 4,60 m

Volná délka : l = 9,00 m

Délka kořene : l<sub>k</sub> = 8,00 m

Sklon : α = 30,00 °

Vzd. mezi : b = 2,40 m

Plocha pramence : A<sub>1</sub> = 107,00 mm<sup>2</sup>

Počet pramenců : n = 7

Modul pružnosti : E = 195000,00 MPa

Předpínací síla : F = 200,00 kN

Výpočtová pevnost materiálu : f<sub>u</sub> = 1860,00 MPa

Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z plášťového tření

Průměr kořene : d = 300,0 mm

Plášťové tření : f = 150,00 kPa

Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu

Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)

Pevnost betonu v tlaku : f<sub>ck</sub> = 25,00 MPaSoučinitel soudržnosti : η<sub>1</sub> = 0,70

## Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

## Výsledky výpočtu (Fáze budování 6)

Maximální posouvající síla = 85,49 kN/m

Maximální moment = 64,07 kNm/m

Maximální deformace = 18,3 mm

## Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,60	-14,1	191,03
2	2,60	-18,3	327,48
3	4,60	-13,6	200,00

## Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

E<sub>A</sub> = 401,78 kN/m δ = 51,89 °Hloubka teoretické paty pod dnem jámy H<sub>0</sub> = 1,75 m

## Statický výpočet

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{MAX}$ [kN]
1	386,26	62,89	2808,28	722,15	-8,36	2(33%),3(27%)	2317,05	1206,15	2894,75
2	486,90	47,90	2495,43	622,74	-13,23		2151,24	1177,87	2826,89
3	637,50	36,99	2419,96	603,47	-21,13	2(5%)	2218,24	1261,99	3028,78

**Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev**

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	191,03	2631,59	Vyhovuje
2	327,48	2569,90	Vyhovuje
3	200,00	2753,44	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 2

Max. dovolená síla  $F_{max} = 2569,90 \text{ kN} > 327,48 \text{ kN} = F_{zad}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

**Vstupní data (Fáze budování 7)****Geologický profil a přiřazení zemín**

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,76	0,00 .. 4,76	Zasyp	
2	0,30	4,76 .. 5,06	N	
3	5,40	5,06 .. 10,46	Q1	
4	1,70	10,46 .. 12,16	Q3	
5	0,60	12,16 .. 12,76	Ta	
6	-	12,76 .. ∞	Tb	

**Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 6,20 m.

**Tvar terénu**

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	0,05	0,00
3	5,35	-3,94
4	8,65	-3,94
5	22,15	4,76
6	23,15	4,76

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

**Vliv vody**

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 7,15 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 8,73 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

**Zadaná plošná přitížení**

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		5,85	3,00	-3,24

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

**Zadané kotvy**

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		269,82
2	Ne	2,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		442,11
3	Ne	4,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		297,54

**Nastavení výpočtu fáze**

Návrhová situace : dočasná

**Výsledky výpočtu (Fáze budování 7)**

Maximální posouvající síla = 95,16 kN/m

Maximální moment = 74,14 kNm/m

Maximální deformace = 26,2 mm

**Síly v kotvách**

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,60	-21,7	269,82
2	2,60	-26,1	442,11
3	4,60	-19,6	297,54

**Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky**

$E_A = 430,24 \text{ kN/m}$        $\delta = 47,29^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 1,97 \text{ m}$

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{MAX}$ [kN]
1	386,26	62,89	2919,59	715,27	-2,72	2(33%),3(27%)	2437,85	965,19	2316,46
2	486,90	47,90	2588,84	610,41	-6,72		2239,49	962,58	2310,19
3	637,50	36,99	2505,77	581,64	-14,58	2(5%)	2264,01	1044,13	2505,91

**Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev**

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	269,82	2105,87	Vyhovuje
2	442,11	2100,17	Vyhovuje
3	297,54	2278,10	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 2

Max. dovolená síla  $F_{max} = 2100,17 \text{ kN} > 442,11 \text{ kN} = F_{zad}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

## Vstupní data (Fáze budování 8)

### Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,76	0,00 .. 4,76	Zasyp	
2	0,30	4,76 .. 5,06	N	
3	5,40	5,06 .. 10,46	Q1	
4	1,70	10,46 .. 12,16	Q3	
5	0,60	12,16 .. 12,76	Ta	
6	-	12,76 .. ∞	Tb	

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 6,20 m.

### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	0,05	0,00
3	5,35	-3,94
4	8,65	-3,94
5	22,15	4,76
6	23,15	4,76

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.  
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 7,15 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 8,73 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

### Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		5,85	3,00	-3,24

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

## Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		182,86
2	Ne	2,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		348,15
3	Ne	4,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		260,42

## Zadané rozpěry

Číslo	Nová rozpěra	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Vzdálenost b [m]	Sklon $\alpha$ [°]
1	Ano	5,90	7,65	1,50	0,00

Číslo	Změna tuhosti	Tuhost k [kN/m]	Modul pruž. E [MPa]	Plocha A [mm <sup>2</sup> ]	Předp. síla F [kN]
1	Ne		210000,00	23900,000	500,00

## Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

## Výsledky výpočtu (Fáze budování 8)

Maximální posouvající síla = 79,29 kN/m  
 Maximální moment = 67,28 kNm/m  
 Maximální deformace = 20,2 mm

## Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,60	-13,4	182,86
2	2,60	-19,7	348,15
3	4,60	-17,3	260,42

## Reakce v rozpěrách

Číslo	Hloubka [m]	Reakce [kN]
1	5,90	55,86

## Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

 $E_A = 430,24 \text{ kN/m}$      $\delta = 47,29^\circ$ Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 1,97 \text{ m}$ 

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{MAX}$ [kN]
1	386,26	62,89	2919,59	715,27	-2,72	2(33%),3(27%)	2437,85	988,23	2371,76
2	486,90	47,90	2588,84	610,41	-6,72		2239,49	962,58	2310,19
3	637,50	36,99	2505,77	581,64	-14,58	2(5%)	2264,01	1046,88	2512,51

## Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	182,86	2156,15	Vyhovuje
2	348,15	2100,17	Vyhovuje
3	260,42	2284,10	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 2

Max. dovolená síla  $F_{\max} = 2100,17 \text{ kN} > 348,15 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

## Vstupní data (Fáze budování 9)

## Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,76	0,00 .. 4,76	Zasyp	
2	0,30	4,76 .. 5,06	N	
3	5,40	5,06 .. 10,46	Q1	
4	1,70	10,46 .. 12,16	Q3	
5	0,60	12,16 .. 12,76	Ta	
6	-	12,76 .. ∞	Tb	

## Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 7,73 m.

## Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	0,05	0,00
3	5,35	-3,94
4	8,65	-3,94
5	22,15	4,76
6	23,15	4,76

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

## Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 7,15 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 8,73 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

## Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		5,85	3,00	-3,24

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

## Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		256,01
2	Ne	2,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		433,88
3	Ne	4,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		285,30

## Zadané rozpěry

Číslo	Nová rozpěra	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Vzdálenost b [m]	Sklon α [°]
1	Ne	5,90	7,65	1,50	0,00

Číslo	Změna tuhosti	Tuhost k [kN/m]	Modul pruž. E [MPa]	Plocha A [mm <sup>2</sup> ]	Předp. síla F [kN]
1	Ne		210000,00	23900,000	500,00

## Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

## Výsledky výpočtu (Fáze budování 9)

Maximální posouvající síla = 104,96 kN/m  
 Maximální moment = 72,24 kNm/m  
 Maximální deformace = 25,6 mm

## Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,60	-20,4	256,01
2	2,60	-25,6	433,88
3	4,60	-18,8	285,30

## Reakce v rozpěrách

Číslo	Hloubka [m]	Reakce [kN]
1	5,90	201,98

## Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

 $E_A = 520,73 \text{ kN/m}$      $\delta = 37,38^\circ$ Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 2,65 \text{ m}$ 

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK <sub>MAX</sub> [kN]
1	386,26	62,89	4399,25	718,54	6,10	2(33%),3(27%)	4073,86	476,00	1142,39
2	486,90	47,90	3918,89	607,46	3,67		3667,75	529,92	1271,81
3	637,50	36,99	2636,13	564,07	-3,67	2(5%)	2386,45	703,68	1688,84

## Statický výpočet

### Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	256,01	1038,54	Vyhovuje
2	433,88	1156,19	Vyhovuje
3	285,30	1535,31	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 2

Max. dovolená síla  $F_{\max} = 1156,19 \text{ kN} > 433,88 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

### Dimenzace čís. 1

#### Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -26,7 mm  
 Minimální deformace = 6,6 mm  
 Maximální ohybový moment = 68,46 kNm/m  
 Minimální ohybový moment = -101,05 kNm/m  
 Maximální posouvající síla = 104,96 kN/m

#### Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

#### Dimenzační síly na 1 I-profil

$M_{\max} = 121,26 \text{ kNm}; \quad Q = 0,18 \text{ kN}$   
 $Q_{\max} = 125,95 \text{ kN}; \quad M = 15,59 \text{ kNm}$

#### Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q$ :

##### Posouzení ohybu:

$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,550 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0,001 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí  $\sigma_{x,Ed} = 110,92 \text{ MPa}$

Smykové napětí  $\tau_{Ed} = 0,07 \text{ MPa}$

Posudek:  $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,223 \leq 1$  **Vyhovuje**

#### Posouzení max. posouvající síly $Q_{\max} + M$ :

##### Posouzení ohybu:

$M/M_{c,Rd} = 0,071 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení smyku:

$Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0,434 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí  $\sigma_{x,Ed} = 14,26 \text{ MPa}$

Smykové napětí  $\tau_{Ed} = 50,89 \text{ MPa}$

Posudek:  $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,144 \leq 1$  **Vyhovuje**

**Průřez VYHOVUJE**

## Posouzení pažin č. 1

### Vstupní data

Dřevo : C24 - jehličnaté

Typ průřezu : obdélník  $b \times h = 180,0 \times 180,0 \text{ mm}$

Typ zatížení : obdélník

### Posouzení dřevěného průřezu podle EN 1995-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

#### Posouzení tlaku a ohybu

$N = 0,00 \text{ kN}$ ;  $M = 6,61 \text{ kNm}$

Normálové napětí v tlaku  $\sigma_{c,0,d} = 0,00 \text{ MPa}$

Normálové napětí v ohybu  $\sigma_{m,d} = 6,80 \text{ MPa}$

$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,d}/f_{m,d} = 0,737 \leq 1$  **Vyhovuje**

#### Posouzení smyku

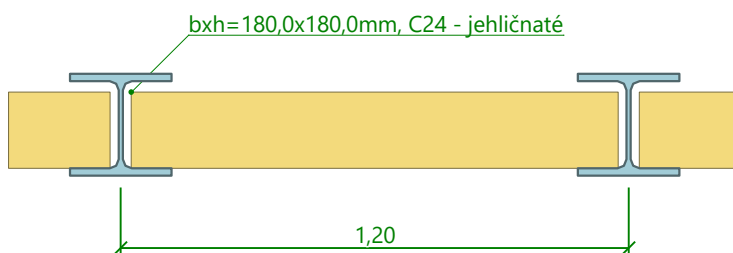
$Q_{\max} = 22,05 \text{ kN}$

Smykové napětí  $\tau_d = 1,02 \text{ MPa}$

$\tau_d/k_{cr}/f_{v,d} = 0,990 \leq 1$  **Vyhovuje**

**Průřez VYHOVUJE**

### Schéma pažiny



## Posouzení převázky č. 1

### Vstupní data

Ocel konstrukční: EN 10025 : Fe 360

Průřez : 2 x I(IPN) 260

Natočení  $\alpha$  : natočení podle kotvy

Typ nosníku : prostý

Typ zatížení : spojitý

### Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

#### Dimenzační síly na 1 složený profil

$M_{\max} = 164,26 \text{ kNm}$ ;  $Q = 0,00 \text{ kN}$

$Q_{\max} = 273,76 \text{ kN}$ ;  $M = 0,00 \text{ kNm}$

#### Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q$ :

##### Posouzení ohybu:

$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,793 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0,000 \leq 1$  **Vyhovuje**

**Posouzení rovinné napjatosti:**

Normálové napětí  $\sigma_{x,Ed} = 166,12 \text{ MPa}$

Smykové napětí  $\tau_{Ed} = 0,00 \text{ MPa}$

Posudek:  $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,500 \leq 1$  **Vyhovuje**

**Posouzení max. posouvající síly  $Q_{max} + M$ :**

**Posouzení ohybu:**

$M/M_{c,Rd} = 0,000 \leq 1$  **Vyhovuje**

**Posouzení smyku:**

$Q_{max}/V_{c,Rd} = 0,480 \leq 1$  **Vyhovuje**

**Posouzení rovinné napjatosti:**

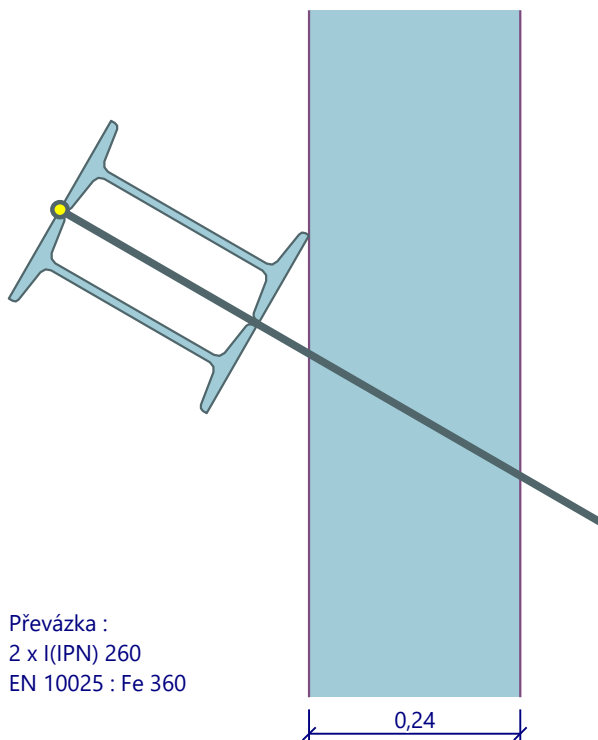
Normálové napětí  $\sigma_{x,Ed} = 0,00 \text{ MPa}$

Smykové napětí  $\tau_{Ed} = 49,78 \text{ MPa}$

Posudek:  $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,135 \leq 1$  **Vyhovuje**

**Průřez VYHOVUJE**

**Schéma převázky**



## Celkové posouzení únosnosti kotev

Kotva	Fáze	Hloubka z [m]	Maximální síla F [kN]	Přetržení kotvy R <sub>t</sub> [kN]	Vytržení ze zeminy R <sub>e</sub> [kN]	Vytržení ze zálivky R <sub>c</sub> [kN]	Posouzení
1	3	0,60	273,76	1031,96	523,60	361,28	Vyhovuje (75,78 %)
1	7	0,60	269,82	1031,96	523,60	361,28	Vyhovuje (74,68 %)
2	7	2,60	442,11	1031,96	837,76	578,06	Vyhovuje (76,48 %)
3	7	4,60	297,54	1031,96	837,76	578,06	Vyhovuje (51,47 %)
1	9	0,60	256,01	1031,96	523,60	361,28	Vyhovuje (70,86 %)
2	9	2,60	433,88	1031,96	837,76	578,06	Vyhovuje (75,06 %)
3	9	4,60	285,30	1031,96	837,76	578,06	Vyhovuje (49,36 %)

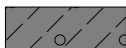

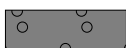
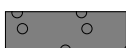

Maximálně využita je kotva č. 2. (Fáze 7; z = 2,60 m)

Využití je 76,48 %

**Únosnost kotev VYHOVUJE**

### 21.3.5. Posouzení pažení G – J23

#### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,76	0,00 .. 4,76	Zasyp	
2	2,50	4,76 .. 7,26	N	
3	4,70	7,26 .. 11,96	Q1	
4	0,80	11,96 .. 12,76	Q2	
5	1,20	12,76 .. 13,96	Q3	
6	-	13,96 .. ∞	T	

#### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,00 m.

#### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	0,05	0,00
3	5,35	-3,94
4	8,65	-3,94
5	22,15	4,76
6	23,15	4,76

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

#### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 7,15 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 8,73 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

#### Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		proměnné	1,00		5,85	3,00	-3,24

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

#### Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 100

Vlastní výpočet mezních tlaků : redukovat podle nastavení

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou  $\sigma_{a,min} = 0,20\sigma_z$

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

#### Statický výpočet

## Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

Maximální posouvající síla = 20,76 kN/m  
Maximální moment = 26,72 kNm/m  
Maximální deformace = 7,7 mm

## Vstupní data (Fáze budování 2)

### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,76	0,00 .. 4,76	Zasyp	
2	2,50	4,76 .. 7,26	N	
3	4,70	7,26 .. 11,96	Q1	
4	0,80	11,96 .. 12,76	Q2	
5	1,20	12,76 .. 13,96	Q3	
6	-	13,96 .. ∞	T	

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,00 m.

### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	0,05	0,00
3	5,35	-3,94
4	8,65	-3,94
5	22,15	4,76
6	23,15	4,76

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 7,15 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 8,73 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

### Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ne	Ano	proměnné	52,10		5,85	3,00	-3,24
Číslo	Název							
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3							

#### Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ano	0,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		100,00

#### Seznam nových kotev

##### VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : VSL pramencová zemní kotva

Hloubka :  $z = 0,60$  m

Volná délka :  $l = 14,00$  m

Délka kořene :  $l_k = 5,00$  m

Sklon :  $\alpha = 30,00^\circ$

Vzd. mezi :  $b = 2,40$  m

Plocha pramence :  $A_1 = 107,00$  mm<sup>2</sup>

Počet pramenců :  $n = 7$

Modul pružnosti :  $E = 195000,00$  MPa

Předpínací síla :  $F = 100,00$  kN

Výpočtová pevnost materiálu :  $f_u = 1860,00$  MPa

Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z plášťového tření

Průměr kořene :  $d = 300,0$  mm

Plášťové tření :  $f = 150,00$  kPa

Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu

Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)

Pevnost betonu v tlaku :  $f_{ck} = 25,00$  MPa

Součinitel soudržnosti :  $\eta_1 = 0,70$

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

#### Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

Maximální posouvající síla = 28,33 kN/m

Maximální moment = 23,08 kNm/m

Maximální deformace = 6,3 mm

#### Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,60	-5,2	100,00

#### Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 96,67$  kN/m  $\delta = 51,13^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 1,32$  m

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK <sub>MAX</sub> [kN]
1	206,76	32,71	2275,96	0,00	-24,56		2322,85	2132,81	5118,75

#### Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	100,00	4653,40	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla  $F_{\max} = 4653,40$  kN > 100,00 kN =  $F_{\text{zad}}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

#### Statický výpočet

## Vstupní data (Fáze budování 3)

### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,76	0,00 .. 4,76	Zasyp	
2	2,50	4,76 .. 7,26	N	
3	4,70	7,26 .. 11,96	Q1	
4	0,80	11,96 .. 12,76	Q2	
5	1,20	12,76 .. 13,96	Q3	
6	-	13,96 .. ∞	T	

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 3,00 m.

### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	0,05	0,00
3	5,35	-3,94
4	8,65	-3,94
5	22,15	4,76
6	23,15	4,76

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.  
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 7,15 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 8,73 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

### Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		5,85	3,00	-3,24

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

### Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		296,96

### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

### Statický výpočet

Ing. Radek Navrátil, Granitova 1115/8, Praha 9 - Hloubětín 19800

### Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

Maximální posouvající síla = 102,12 kN/m  
Maximální moment = 117,67 kNm/m  
Maximální deformace = 33,7 mm

#### Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,60	-24,1	296,96

#### Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 257,45 \text{ kN/m}$       $\delta = 17,00^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 2,70 \text{ m}$

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK <sub>MAX</sub> [kN]
1	206,76	32,71	2669,64	204,85	-12,43		2259,83	1864,05	4473,73

#### Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	296,96	4067,03	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla  $F_{\max} = 4067,03 \text{ kN} > 296,96 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

### Vstupní data (Fáze budování 4)

#### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,76	0,00 .. 4,76	Zasyp	
2	2,50	4,76 .. 7,26	N	
3	4,70	7,26 .. 11,96	Q1	
4	0,80	11,96 .. 12,76	Q2	
5	1,20	12,76 .. 13,96	Q3	
6	-	13,96 .. ∞	T	

#### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 3,00 m.

## Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	0,05	0,00
3	5,35	-3,94
4	8,65	-3,94
5	22,15	4,76
6	23,15	4,76

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

## Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 7,15 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 8,73 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

## Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		5,85	3,00	-3,24

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

## Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		214,44
2	Ano	2,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		220,00

## Seznam nových kotev

## VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : VSL pramencová zemní kotva

Hloubka : z = 2,60 m

Volná délka : l = 10,00 m

Délka kořene : l<sub>k</sub> = 8,00 m

Sklon : α = 30,00 °

Vzd. mezi : b = 2,40 m

Plocha pramence : A<sub>1</sub> = 107,00 mm<sup>2</sup>

Počet pramenců : n = 7

Modul pružnosti : E = 195000,00 MPa

Předpínací síla : F = 220,00 kN

Výpočtová pevnost materiálu : f<sub>u</sub> = 1860,00 MPa

Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z plášťového tření

Průměr kořene : d = 300,0 mm

Plášťové tření : f = 150,00 kPa

Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu

Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)

Pevnost betonu v tlaku : f<sub>ck</sub> = 25,00 MPa

Součinitel soudržnosti : η<sub>1</sub> = 0,70

## Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

## Statický výpočet

### Výsledky výpočtu (Fáze budování 4)

Maximální posouvající síla = 69,42 kN/m  
Maximální moment = 80,85 kNm/m  
Maximální deformace = 16,2 mm

#### Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,60	-16,2	214,44
2	2,60	-13,4	220,00

#### Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 314,50 \text{ kN/m}$        $\delta = 38,48^\circ$   
Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 2,70 \text{ m}$

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{MAX}$ [kN]
1	290,11	53,16	2669,64	204,85	-12,43	2(37%)	2259,83	1818,28	4363,87
2	405,11	38,82	2384,48	178,31	-17,83		2158,45	1778,05	4267,33

#### Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	214,44	3967,16	Vyhovuje
2	220,00	3879,39	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 2

Max. dovolená síla  $F_{max} = 3879,39 \text{ kN} > 220,00 \text{ kN} = F_{zad}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

### Vstupní data (Fáze budování 5)

#### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,76	0,00 .. 4,76	Zasyp	
2	2,50	4,76 .. 7,26	N	
3	4,70	7,26 .. 11,96	Q1	
4	0,80	11,96 .. 12,76	Q2	
5	1,20	12,76 .. 13,96	Q3	
6	-	13,96 .. ∞	T	

#### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 5,00 m.

## Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	0,05	0,00
3	5,35	-3,94
4	8,65	-3,94
5	22,15	4,76
6	23,15	4,76

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

## Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 7,15 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 8,73 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

## Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		5,85	3,00	-3,24

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

## Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		263,48
2	Ne	2,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		560,47

## Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

## Výsledky výpočtu (Fáze budování 5)

Maximální posouvající síla = 133,26 kN/m

Maximální moment = 131,62 kNm/m

Maximální deformace = 42,8 mm

## Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,60	-20,9	263,48
2	2,60	-36,7	560,47

## Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 423,27 \text{ kN/m}$        $\delta = 27,54^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 3,22 \text{ m}$

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{MAX}$ [kN]
1	290,11	53,16	2891,97	715,17	-2,52	2(35%)	2373,14	1067,71	2562,51
2	405,11	38,82	2565,40	610,13	-6,49		2179,85	1053,54	2528,51

#### Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	263,48	2329,56	Vyhovuje
2	560,47	2298,64	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 2

Max. dovolená síla  $F_{\max} = 2298,64 \text{ kN} > 560,47 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

#### Vstupní data (Fáze budování 6)

##### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,76	0,00 .. 4,76	Zasyp	
2	2,50	4,76 .. 7,26	N	
3	4,70	7,26 .. 11,96	Q1	
4	0,80	11,96 .. 12,76	Q2	
5	1,20	12,76 .. 13,96	Q3	
6	-	13,96 .. ∞	T	

#### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 5,00 m.

Sklon zeminy před zdí  $\beta = 0,00^\circ$

#### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	0,05	0,00
3	5,35	-3,94
4	8,65	-3,94
5	22,15	4,76
6	23,15	4,76

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

#### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 7,15 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 8,73 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

#### Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		5,85	3,00	-3,24

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

#### Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		190,49
2	Ne	2,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		421,94
3	Ano	4,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		200,00

#### Seznam nových kotev

##### VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : VSL pramencová zemní kotva

Hloubka : z = 4,60 m

Volná délka : l = 9,00 m

Délka kořene : l<sub>k</sub> = 8,00 m

Sklon : α = 30,00 °

Vzd. mezi : b = 2,40 m

Plocha pramence : A<sub>1</sub> = 107,00 mm<sup>2</sup>

Počet pramenců : n = 7

Modul pružnosti : E = 195000,00 MPa

Předpínací síla : F = 200,00 kN

Výpočtová pevnost materiálu : f<sub>u</sub> = 1860,00 MPa

Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z plášťového tření

Průměr kořene : d = 300,0 mm

Plášťové tření : f = 150,00 kPa

Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu

Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)

Pevnost betonu v tlaku : f<sub>ck</sub> = 25,00 MPa

Součinitel soudržnosti : η<sub>1</sub> = 0,70

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

#### Výsledky výpočtu (Fáze budování 6)

Maximální posouvající síla = 106,85 kN/m

Maximální moment = 101,19 kNm/m

Maximální deformace = 30,8 mm

#### Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,60	-13,9	190,49
2	2,60	-27,2	421,94
3	4,60	-29,6	200,00

#### Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

E<sub>A</sub> = 490,71 kN/m δ = 40,11 °

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy H<sub>0</sub> = 3,22 m

#### Statický výpočet

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{MAX}$ [kN]
1	393,17	63,74	2891,97	715,17	-2,52	2(35%),3(30%)	2373,14	1060,83	2545,99
2	489,67	49,86	2565,40	610,13	-6,49		2179,85	1053,54	2528,51
3	660,25	35,59	2484,01	581,04	-14,35	2(3%)	2216,42	1089,34	2614,43

**Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev**

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	190,49	2314,54	Vyhovuje
2	421,94	2298,64	Vyhovuje
3	200,00	2376,75	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 2

Max. dovolená síla  $F_{max} = 2298,64 \text{ kN} > 421,94 \text{ kN} = F_{zad}$ **Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE****Vstupní data (Fáze budování 7)****Geologický profil a přiřazení zemin**

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,76	0,00 .. 4,76	Zasyp	
2	2,50	4,76 .. 7,26	N	
3	4,70	7,26 .. 11,96	Q1	
4	0,80	11,96 .. 12,76	Q2	
5	1,20	12,76 .. 13,96	Q3	
6	-	13,96 .. ∞	T	

**Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 6,20 m.

**Tvar terénu**

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	0,05	0,00
3	5,35	-3,94
4	8,65	-3,94
5	22,15	4,76
6	23,15	4,76

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

**Vliv vody**

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 7,15 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 8,73 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

**Zadaná plošná přitížení**

Číslo	Přítížení nové	Přítížení změna	Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		5,85	3,00	-3,24

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

**Zadané kotvy**

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		168,25
2	Ne	2,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		452,48
3	Ne	4,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		344,33

**Nastavení výpočtu fáze**

Návrhová situace : dočasná

**Výsledky výpočtu (Fáze budování 7)**

Maximální posouvající síla = 109,82 kN/m

Maximální moment = 110,35 kNm/m

Maximální deformace = 38,5 mm

**Síly v kotvách**

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,60	-11,8	168,25
2	2,60	-29,3	452,48
3	4,60	-38,4	344,33

**Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky**

$E_A = 538,21 \text{ kN/m}$        $\delta = 35,97^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 3,19 \text{ m}$

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{MAX}$ [kN]
1	393,17	63,74	4257,10	714,98	2,16	2(35%),3(30%)	3788,32	813,85	1953,25
2	489,67	49,86	2639,87	606,31	-0,99		2267,04	883,83	2121,18
3	660,25	35,59	2553,17	569,37	-8,64	2(3%)	2269,26	917,55	2202,13

**Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev**

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	168,25	1775,68	Vyhovuje
2	452,48	1928,35	Vyhovuje
3	344,33	2001,94	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 2

Max. dovolená síla  $F_{max} = 1928,35 \text{ kN} > 452,48 \text{ kN} = F_{zad}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

## Vstupní data (Fáze budování 8)

### Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,76	0,00 .. 4,76	Zasyp	
2	2,50	4,76 .. 7,26	N	
3	4,70	7,26 .. 11,96	Q1	
4	0,80	11,96 .. 12,76	Q2	
5	1,20	12,76 .. 13,96	Q3	
6	-	13,96 .. ∞	T	

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 6,20 m.

### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	0,05	0,00
3	5,35	-3,94
4	8,65	-3,94
5	22,15	4,76
6	23,15	4,76

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.  
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 7,15 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 8,73 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

### Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		5,85	3,00	-3,24

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

## Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		169,55
2	Ne	2,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		449,90
3	Ne	4,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		334,79

## Zadané rozpěry

Číslo	Nová rozpěra	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Vzdálenost b [m]	Sklon $\alpha$ [°]
1	Ano	5,90	7,65	1,50	0,00

Číslo	Změna tuhosti	Tuhost k [kN/m]	Modul pruž. E [MPa]	Plocha A [mm <sup>2</sup> ]	Předp. síla F [kN]
1	Ne		210000,00	23900,000	500,00

## Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

## Výsledky výpočtu (Fáze budování 8)

Maximální posouvající síla = 109,30 kN/m  
 Maximální moment = 105,71 kNm/m  
 Maximální deformace = 37,9 mm

## Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,60	-11,9	169,55
2	2,60	-29,1	449,90
3	4,60	-37,9	334,79

## Reakce v rozpěrách

Číslo	Hloubka [m]	Reakce [kN]
1	5,90	14,94

## Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

 $E_A = 538,21 \text{ kN/m}$      $\delta = 35,97^\circ$ Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 3,19 \text{ m}$ 

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{MAX}$ [kN]
1	393,17	63,74	4257,10	714,98	2,16	2(35%),3(30%)	3788,32	815,99	1958,38
2	489,67	49,86	2639,87	606,31	-0,99		2267,04	883,83	2121,18
3	660,25	35,59	2553,17	569,37	-8,64	2(3%)	2269,26	917,61	2202,25

**Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev**

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	169,55	1780,35	Vyhovuje
2	449,90	1928,35	Vyhovuje
3	334,79	2002,05	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 2

Max. dovolená síla  $F_{\max} = 1928,35 \text{ kN} > 449,90 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

**Vstupní data (Fáze budování 9)****Geologický profil a přiřazení zemin**

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,76	0,00 .. 4,76	Zasyp	
2	2,50	4,76 .. 7,26	N	
3	4,70	7,26 .. 11,96	Q1	
4	0,80	11,96 .. 12,76	Q2	
5	1,20	12,76 .. 13,96	Q3	
6	-	13,96 .. ∞	T	

**Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 7,73 m.

**Tvar terénu**

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	0,05	0,00
3	5,35	-3,94
4	8,65	-3,94
5	22,15	4,76
6	23,15	4,76

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

**Vliv vody**

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 7,15 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 8,73 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

## Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Ne	Ne	proměnné	52,10		5,85	3,00	-3,24

Číslo	Název
1	LM71_4x250/6,4*1,0/3

## Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		237,49
2	Ne	2,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		538,57
3	Ne	4,60	VSL odstranitelná kotva 0.6" S 1860 MPa		371,38

## Zadané rozpěry

Číslo	Nová rozpěra	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Vzdálenost b [m]	Sklon α [°]
1	Ne	5,90	7,65	1,50	0,00

Číslo	Změna tuhosti	Tuhost k [kN/m]	Modul pruž. E [MPa]	Plocha A [mm <sup>2</sup> ]	Předp. síla F [kN]
1	Ne		210000,00	23900,000	500,00

## Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

## Výsledky výpočtu (Fáze budování 9)

Maximální posouvající síla = 130,88 kN/m  
 Maximální moment = 111,56 kNm/m  
 Maximální deformace = 40,7 mm

## Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,60	-18,4	237,49
2	2,60	-35,2	538,57
3	4,60	-40,1	371,38

## Reakce v rozpěrách

Číslo	Hloubka [m]	Reakce [kN]
1	5,90	271,10

## Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

 $E_A = 643,58 \text{ kN/m}$      $\delta = 29,42^\circ$ Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 3,37 \text{ m}$ 

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK <sub>MAX</sub> [kN]
1	393,17	63,74	4430,61	723,30	8,96	2(35%),3(30%)	4141,72	356,85	856,45
2	489,67	49,86	3945,51	610,86	7,07		3730,53	452,79	1086,69
3	660,25	35,59	3817,93	562,92	0,02	2(3%)	3547,80	665,52	1597,26

## Statický výpočet

### Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	237,49	778,59	Vyhovuje
2	538,57	987,90	Vyhovuje
3	371,38	1452,05	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 2

Max. dovolená síla  $F_{\max} = 987,90 \text{ kN} > 538,57 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

### Dimenzace čís. 1

#### Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -42,8 mm  
 Minimální deformace = 13,5 mm  
 Maximální ohybový moment = 85,97 kNm/m  
 Minimální ohybový moment = -131,62 kNm/m  
 Maximální posouvající síla = 133,26 kN/m

#### Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

#### Dimenzační síly na 1 I-profil

$M_{\max} = 157,95 \text{ kNm}; \quad Q = 1,35 \text{ kN}$   
 $Q_{\max} = 159,92 \text{ kN}; \quad M = 7,75 \text{ kNm}$

#### Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q$ :

##### Posouzení ohybu:

$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,716 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0,005 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí  $\sigma_{x,Ed} = 144,48 \text{ MPa}$

Smykové napětí  $\tau_{Ed} = 0,55 \text{ MPa}$

Posudek:  $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,378 \leq 1$  **Vyhovuje**

#### Posouzení max. posouvající síly $Q_{\max} + M$ :

##### Posouzení ohybu:

$M/M_{c,Rd} = 0,035 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení smyku:

$Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0,551 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí  $\sigma_{x,Ed} = 7,09 \text{ MPa}$

Smykové napětí  $\tau_{Ed} = 64,61 \text{ MPa}$

Posudek:  $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,228 \leq 1$  **Vyhovuje**

**Průřez VYHOVUJE**

## Posouzení pažin č. 1

### Vstupní data

Dřevo : C24 - jehličnaté

Typ průřezu : obdélník  $b \times h = 180,0 \times 180,0 \text{ mm}$

Typ zatížení : obdélník

### Posouzení dřevěného průřezu podle EN 1995-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

#### Posouzení tlaku a ohybu

$N = 0,00 \text{ kN}$ ;  $M = 6,59 \text{ kNm}$

Normálové napětí v tlaku  $\sigma_{c,0,d} = 0,00 \text{ MPa}$

Normálové napětí v ohybu  $\sigma_{m,d} = 6,78 \text{ MPa}$

$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,d}/f_{m,d} = 0,735 \leq 1$  **Vyhovuje**

#### Posouzení smyku

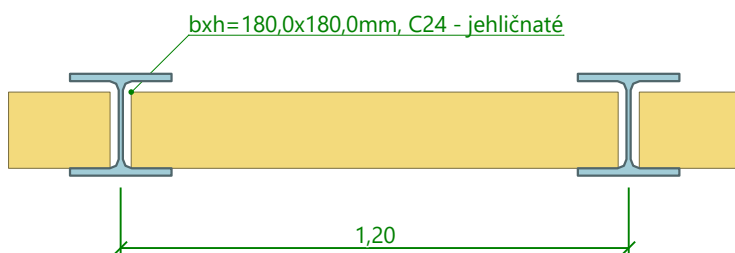
$Q_{\max} = 21,97 \text{ kN}$

Smykové napětí  $\tau_d = 1,02 \text{ MPa}$

$\tau_d/k_{cr}/f_{v,d} = 0,987 \leq 1$  **Vyhovuje**

**Průřez VYHOVUJE**

### Schéma pažiny



## Posouzení převázky č. 1

### Vstupní data

Ocel konstrukční: EN 10025 : Fe 360

Průřez : 2 x I(IPN) 260

Natočení  $\alpha$  : natočení podle kotvy

Typ nosníku : prostý

Typ zatížení : spojitě

### Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

#### Dimenzační síly na 1 složený profil

$M_{\max} = 178,18 \text{ kNm}$ ;  $Q = 0,00 \text{ kN}$

$Q_{\max} = 296,96 \text{ kN}$ ;  $M = 0,00 \text{ kNm}$

#### Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q$ :

##### Posouzení ohybu:

$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,860 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0,000 \leq 1$  **Vyhovuje**

**Posouzení rovinné napjatosti:**

Normálové napětí  $\sigma_{x,Ed} = 180,20 \text{ MPa}$

Smykové napětí  $\tau_{Ed} = 0,00 \text{ MPa}$

Posudek:  $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,588 \leq 1$  **Vyhovuje**

**Posouzení max. posouvající síly  $Q_{max} + M$ :**

**Posouzení ohybu:**

$M/M_{c,Rd} = 0,000 \leq 1$  **Vyhovuje**

**Posouzení smyku:**

$Q_{max}/V_{c,Rd} = 0,520 \leq 1$  **Vyhovuje**

**Posouzení rovinné napjatosti:**

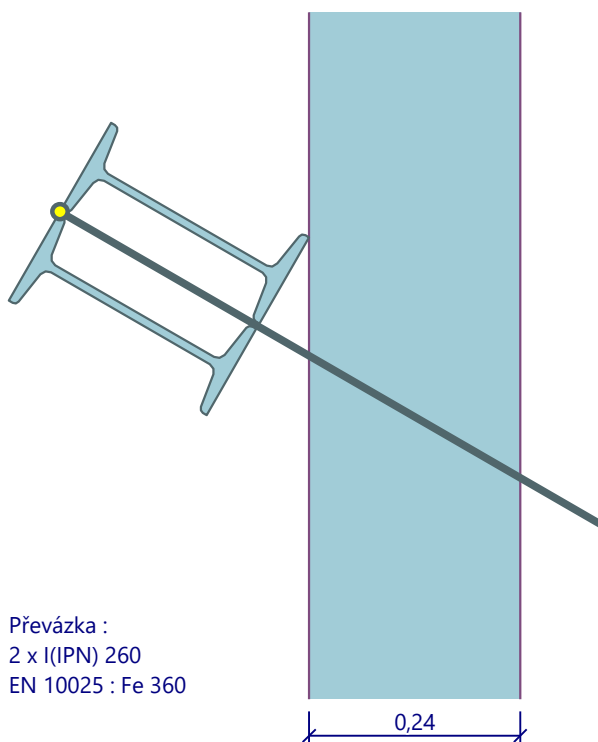
Normálové napětí  $\sigma_{x,Ed} = 0,00 \text{ MPa}$

Smykové napětí  $\tau_{Ed} = 54,00 \text{ MPa}$

Posudek:  $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,158 \leq 1$  **Vyhovuje**

**Průřez VYHOVUJE**

**Schéma převázky**



## Celkové posouzení únosnosti kotev

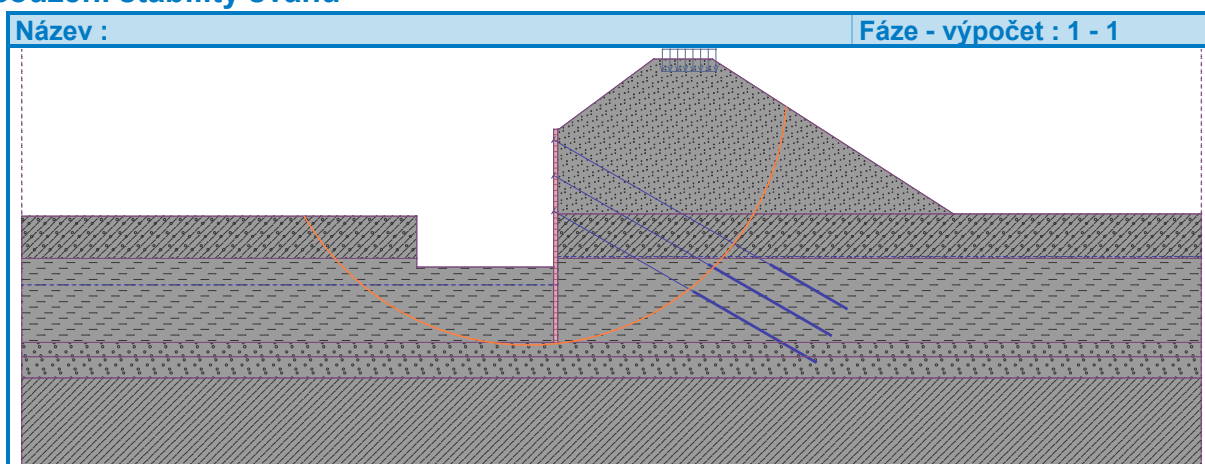
Kotva	Fáze	Hloubka z [m]	Maximální síla F [kN]	Přetržení kotvy R <sub>t</sub> [kN]	Vytržení ze zeminy R <sub>e</sub> [kN]	Vytržení ze zálivky R <sub>c</sub> [kN]	Posouzení
1	3	0,60	296,96	1031,96	523,60	361,28	Vyhovuje (82,20 %)
1	5	0,60	263,48	1031,96	523,60	361,28	Vyhovuje (72,93 %)
2	5	2,60	560,47	1031,96	837,76	578,06	Vyhovuje (96,96 %)
1	9	0,60	237,49	1031,96	523,60	361,28	Vyhovuje (65,74 %)
2	9	2,60	538,57	1031,96	837,76	578,06	Vyhovuje (93,17 %)
3	9	4,60	371,38	1031,96	837,76	578,06	Vyhovuje (64,25 %)

Maximálně využita je kotva č. 2. (Fáze 5; z = 2,60 m)

Využití je 96,96 %

**Únosnost kotev VYHOVUJE**

## Posouzení stability svahu



## Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil :  $F_a = 1650,35 \text{ kN/m}$

Sumace pasivních sil :  $F_p = 2352,96 \text{ kN/m}$

Moment sesouvající :  $M_a = 23897,05 \text{ kNm/m}$

Moment vzdorující :  $M_p = 30973,46 \text{ kNm/m}$

Využití : 77,2 %

**Stabilita svahu VYHOVUJE**

