

- Souřadnicový systém S-JTSK
- Výškový systém Bpv

03		
02		
01		
ZMĚNA	POPIS	DATUM



**ING. IVAN ŠÍR**

PROJEKTOVÁNÍ DOPRAVNÍCH STAVEB CZ s.r.o.

Haškova 1714/3, 500 02 Hradec Králové, tel: +420 603 181 473, sir@sirivan.cz, www.sirivan.cz

IČ: 259 62 914

Objednatel: Královéhradecký kraj

Pivovarské náměstí 1245, Hradec Králové, 500 03

## "II/302 Broumov - Střelnice

■ kraj:  
Královéhradecký

■ MÚ / OU:  
Broumov

■ stupeň utajení:  
bez utajení

■ datum:  
07/2017

■ zakázkové číslo:  
017 021

■ stupeň PD:  
DSP a PDPS

■ odpovědný projektant stavby:  
Ing. Ivan Šír

■ odpovědný projektant objektu:

■ vypracoval:  
Ing. Martin Fejks, Ing. Ondřej Ťupa

■ kontroloval:  
Ing. Martin Fejks

■ změna číslo:  
00

■ měřítko:

*Šír*

*Fejks*

SO 250 - ZAJIŠTĚNÍ OPĚRNÉ ZDI

STATICKÝ VÝPOČET

C.2.1.4



**OBSAH:**

<b>1</b>	<b>ÚVOD .....</b>	<b>2</b>
1.1	ROZSAH POSUZOVANÝCH KONSTRUKCÍ .....	2
1.1.1	Použité normy.....	2
1.1.2	Použitá literatura.....	3
1.1.3	Podklady.....	3
1.1.4	Výpočetní programy .....	3
<b>2</b>	<b>POPIS KONSTRUKCÍ .....</b>	<b>4</b>
2.1	POPIS PORUCHY .....	4
2.2	ZAJIŠTĚNÍ OPĚRNÉ ZDI .....	4
<b>3</b>	<b>ZATÍŽENÍ .....</b>	<b>5</b>
3.1	STÁLÉ ZATÍŽENÍ .....	5
3.1.1	Vlastní tíha konstrukcí.....	5
3.1.2	Zatížení zemním tlakem .....	5
3.2	PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ .....	5
3.2.1	Sestava č.1 .....	5
3.2.2	Sestava č. 2.....	5
3.2.3	Druh pozemní komunikace .....	5
3.2.4	Zatížení od dopravy .....	6
3.2.5	Stanovení dynamických účinků.....	7
3.2.6	Vliv excentricity zatížení.....	7
3.2.7	Rozjezdové a brzděné síly.....	8
3.2.8	Odstředivé síly.....	8
3.2.9	Zatížení užité při betonáži .....	8
3.2.10	Smrštění betonových konstrukcí .....	8
<b>4</b>	<b>GEOLOGIE .....</b>	<b>9</b>
4.1	VRTANÁ SONDA .....	9
4.2	DOPLŇUJÍCÍ GPR PRŮZKUM .....	11
<b>5</b>	<b>PŘEDPOKLADY VÝPOČTU .....</b>	<b>12</b>
5.1	ROZNÁŠENÍ ZATÍŽENÍ .....	12
5.2	PŘEDPOKLADY VÝPOČTU .....	12
5.3	NÁVRHOVÉ SITUACE .....	12
5.4	KOMBINACE: .....	12
5.5	KOMBINAČNÍ SOUČinitele .....	13
5.6	NÁVRHOVÉ HODNOTY .....	13
5.7	PROVOZNÍ HODNOTY .....	14
5.8	ZATĚŽOVACÍ STAVY .....	14
5.9	FÁZE VÝSTAVBY .....	14
<b>6</b>	<b>POUŽITÉ MATERIÁLY .....</b>	<b>14</b>
6.1	BETON .....	14
6.2	VÝZTUŽ.....	14
6.3	ZEMINY .....	15
<b>7</b>	<b>POSOUZENÍ STÁVAJÍCÍHO STAVU .....</b>	<b>16</b>
7.1	SVISLÁ ÚNOSNOST STĚNY: .....	17
7.2	VODOROVNÁ ÚNOSNOST STĚNY .....	18



<b>8</b>	<b>NAVRHOVANÝ STAV .....</b>	<b>20</b>
8.1	POSOUZENÍ STABILITY OPĚRNÉ ZDI - SCHÉMA VÝPOČTU A VNITŘNÍ SÍLY V ZÁKLADOVÉ SPÁŘE ZDI VČ. POSOUZENÍ .....	20
8.1.1	Sestava č. 1 – zatížení při výstavbě .....	20
8.1.2	Schéma č. 2 – zatížení v následném provozu.....	21
8.2	SCHÉMA ZAKOTVENÍ .....	22
8.3	KOTEVNÍ BLOK.....	23
<b>9</b>	<b>ZÁVĚR .....</b>	<b>24</b>

## 1 ÚVOD

### 1.1 Rozsah posuzovaných konstrukcí

Předmětem projektu je návrh a posouzení opěrné zdi v ulici Střelnická v Broumově. Zajištění opěrné zdi souvisí s rekonstrukcí komunikace.

#### Stupeň dokumentace: DSP a PDPS

Statický výpočet prokazuje, že stavba je navržena tak, aby zatížení na ni působící v průběhu výstavby a užívání nemělo za následek:

- a) zřícení stavby nebo její části,
- b) větší stupeň nepřijatelného přetvoření,
- c) poškození jiných částí stavby nebo technických zařízení anebo instalovaného vybavení v důsledku většího přetvoření nosné konstrukce,
- d) poškození v případě, kdy je rozsah neúměrný původní příčině.

#### 1.1.1 Použité normy

- ČSN 72 1006 – Kontrola zhutnění zemin a sypanin
- ČSN 73 6101 – Projektování silnic a dálnic
- ČSN 73 6110 – Projektování místních komunikací
- ČSN 73 6200 – Mostní názvosloví
- ČSN 73 6201 – Projektování mostů
- ČSN 73 6133 – Navrhování a provádění zemního tělesa pozemních komunikací
- ČSN EN 1991-1-1 (730035) - Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- ČSN EN 1991-1-3 (730035) - Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem
- ČSN EN 1991-1-4 (730035) - Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem
- ČSN EN 1991-2 (736203) - Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou
- ČSN EN 1992-1-1 (731201) - Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- ČSN EN 1992-2 (736206+7) - Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady
- ČSN 73 1208 Navrhování betonových konstrukcí vodohospodářských objektů. ČNI, září 2010
- ČSN EN 1993-1-1 (731401) - Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby



- ČSN EN 1995-1-1 (731701) - Navrhování dřevěných konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla - Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- ČSN EN 1996-1-1 (731101) - Navrhování zděných konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla – Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce
- ČSN EN 1997-1 (731000) - Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla
- ČSN EN 206-1 (732403) - Beton - Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda

**Dříve platné normy:**

- ČSN 73 0037 – Zemní tlak na konstrukce
- ČSN 73 1001 – Základová půda pod plošnými základy
- ČSN 72 1002 – Klasifikace zemin pro dopravní stavby
- ČSN 73 3050 – Zemné práce

**1.1.2 Použitá literatura**

- [1] Novák J. – Hořejší J.: Statika stavebních konstrukcí, SNTL Praha, 1973
- [2] Hořejší J. – Šafka J.: Statické tabulky, SNTL Praha, 1988
- [3] Vítek J.: Mostní stavby, SNTL Praha, 1989
- [4] Kolektiv autorů: Silniční a mostní stavby – texty, Sekurkon Praha, 1996
- [5] Bažant Z.: Problémy při zakládání staveb, Academia Praha, 1996
- [6] Széchy K.: Chyby v zakládání staveb, SNTL Praha, 1966

**1.1.3 Podklady**

- (1) Požadavky investora.
- (2) Zápis z jednání
- (3) Prohlídka na místě
- (4) Fotodokumentace
- (5) Geodetické zaměření úseku vypracované fi. Geodézie Krkonoše s.r.o. v 06/2017
- (6) Geofyzikální průzkum lokality, vypracovaný fi. Kolej Consult & servis s.r.o., 06/2016
- (7) Inženýrsko-geologický průzkum, vypracovaný Ing. Janem Chaloupským, 07/2016 a 07/2017.

**1.1.4 Výpočetní programy**

Výpočty zpracovány programy následujícími programy:

- Scia Engineer 2016 – SCIA CZ
- Idea Concrete – Idea-RS
- Fine EC – Fine CZ
- Fine Geo 5 – Fine CZ

Kompletní počítačové výpočty jsou archivovány u zpracovatele statického výpočtu.



## 2 Popis konstrukcí

### 2.1 Popis poruchy

Problémové místo u restaurace Střelnice a u opěrné zdi leží na mírném a následně až strmém svahu na západ od centra města. Daným územím prochází několik kanalizačních sběračů, které prostupují svahem a výškové úrovně jsou řešeny šachtami a spádišti. Stav těchto kanalizačních sběračů není dobrý. Lokálně dochází k úniku vod a je možné, že do kanalizace se dostává zpětně zemina z podloží. K dalšímu proudění vody dochází podél kanalizačního sběrače v jeho loži. Tomuto jevu ale nelze nijak zabránit, je to přirozený průvodní jev uložení inženýrských sítí v zemi.

V okolí řešeného objektu je navíc velké množství ploch, které umožňují zasakování vody do podloží. Nevhodně je řešeno jak odvodnění zpevněných ploch, tak i odvodnění komunikace vykazuje poruchy.

**Další průsaky vody z kanalizace přímo do podloží zdi jsou přes porušené kanalizační potrubí, které je provrtané dvěma kusy mikropilot. Zde dochází k trvalému zasakování vody do podzákladí.**

Násypové těleso - Při povrchu byla zjištěna vrstva navážek a jílovitopísčitých zvětralin až do hloubky kolem 3,5 - 4 m. Pod nimi je skalní podloží (vodorovné vrstevnaté permské prachovce a jemnozmné pískovce), které je ve svrchní části rozložené a zvětralé (eluvium), hlouběji rozpukané a navětralé a postupně přechází do pevného. Pevné skalní podloží lze očekávat až v hloubce 5 - 8 m pod úrovní vozovky. Horniny jsou porušené puklinovými pásmy a v jižní části plochy výraznější zónou, která může být tektonického původu. Poruch podloží přibývá také směrem k okraji skalního masívu, tzn. pod opěrnou zeď.

Navážky i zvětralin jsou značně nehomogenní a často se v nich vyskytují místa se zvýšenou pórovitostí nebo vlhkostí. Na mnoha profilech se projevují poklesy materiálu do podloží; je to především v okolí rohu budovy, kde je kanalizační šachta a uliční vpust' dešťové kanalizace.

**Výsledky georadarového průzkumu naznačují, že podloží je zdegradované a podmínky v době výstavby opěrné zdi již neplatí. Mikropiloty prostupující kanalizačním sběračem bude třeba vyříznout. Tím dojde ke snížení stability opěrné zdi a je nutné ji znovu posoudit.**

### 2.2 Zajištění opěrné zdi

Je navrženo zpevnění – zakotvení opěrné zdi pomocí šikmých mikropilot. Šikmé mikropiloty budou provedeny pod úhlem 30° od svislé a do opěrné zdi budou zavázány pomocí železobetonového prahu. Provedením těchto mikropilot bude zajištěna stabilita opěrné stěny.



### 3 Zatížení

#### 3.1 Stálé zatížení

##### 3.1.1 Vlastní tíha konstrukcí

Vlastní tíha betonové konstrukce byla automaticky generována programem Scia Engineer dle tl. betonové konstrukce. Tíha betonových konstrukcí je uvažována hodnotou  $25 \text{ kN/m}^3$ . Tíha ocelových prvků je uvažována hodnotou  $78,5 \text{ kN/m}^3$ .

Tíha zeminy zásypu je uvažována hodnotou  $20,0 \text{ kN/m}^3$

Součinitel zatížení je uvažován hodnotou 1,35.

##### 3.1.2 Zatížení zemním tlakem

Je uvažováno dle ČSN EN 1997-1 a míra tlaku odpovídá konkrétní skladbě zeminy a jejímu chování. Podrobně je uvedeno ve strojové příloze výpočtu.

#### 3.2 Proměnné zatížení

Jsou uvažovány dvě základní kombinace / sestavy zatížení.

##### 3.2.1 Sestava č. 1

Vzhledem k tomu, že ve fázích při výstavbě opěrné zdi budou nákladní vozidla jezdit přímo za rubem zdi není zatížení schématu LM1 v sestavě zatížení č. 1 nijak redukováno. Je uvažováno s pruhem zatížení o šířce 3,5 m.

##### 3.2.2 Sestava č. 2

Provozní zatížení opěrné zdi při běžném provozu. Komunikace (průjezdni prostor) je v daném místě široká 6,5 m – 7,0 m. Komunikace bude rozdělena do 2 pruhů o šířce 3 m a zbývajících pruhu šířky 1,0 m.

##### 3.2.3 Druh pozemní komunikace

Pozemní komunikace v ČR se z hlediska zatížení dělí do dvou následujících skupin:

**Skupina 1** – všechny pozemní komunikace s výjimkou komunikací uvedených ve skupině 2;

**Skupina 2** – silnice III. třídy předem stanovené příslušným úřadem, obslužné místní komunikace a účelové komunikace.

Pozemní komunikace je zařazena do skupiny 1, podle ní byly uvažovány regulační součinitele.

Tabulka NA.2.1 – Hodnoty regulačních součinitelů  $\alpha$  pro ČR

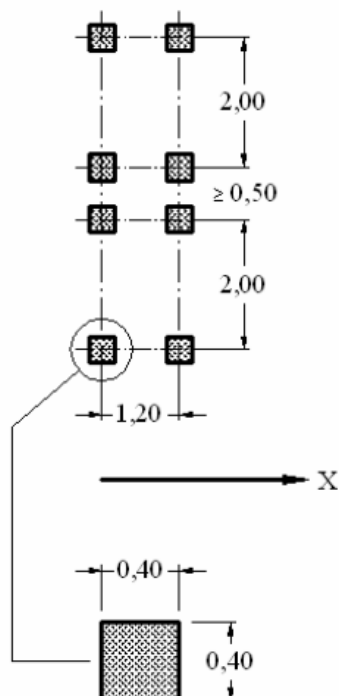
Skupina pozemních komunikací	$\alpha_{01}$	$\alpha_{02}$	$\alpha_{03}$	$\alpha_{q1}$	$\alpha_{q2}$	$\alpha_{qi} (i > 2)$ a $\alpha_{qr}$
1	1	1	1	1	2,4	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45 <sup>1)</sup>	1,6	1,6

<sup>1)</sup> Rovnoměrné zatížení v zatěžovacím pruhu 1 je  $0,45 \times 9,0 \text{ kN/m}^2 + 4 \text{ kN/m}^2$ .



### 3.2.4 Zatížení od dopravy

Dle ČSN EN 1991-2 je uvažováno zatížení schématu LM1.



V prvním pruhu je uvažováno zatížení dvounápravou o nápravovém tlaku 300 kN, v druhém 200 kN, ve třetím 100 kN. Zbývající pruhy nejsou zatíženy osamělými břemeny.

Dosedací plocha kol je 0,4 x 0,4 m.

Každý pruh je navíc zatížen spojitým rovnoměrným zatížením o intenzitě 9 kN/m<sup>2</sup> v prvním pruhu a 2,5 kN/m<sup>2</sup> v ostatních pruzích.

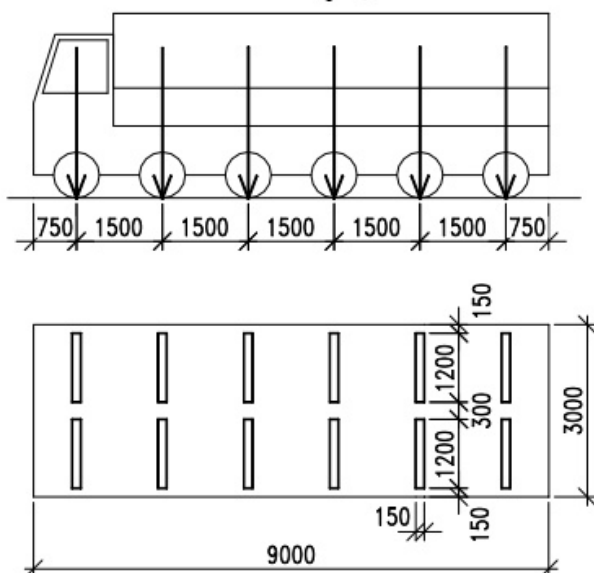
Tabulka 4.2 – Model zatížení 1 – charakteristické hodnoty

Umístění	Dvounáprava (TS)	Rovnoměrné zatížení (UDL)
	nápravové síly $Q_k$ [kN]	$q_k$ (nebo $q_{rk}$ ) [kN/m <sup>2</sup> ]
Pruh č. 1	300	9
Pruh č. 2	200	2,5
Pruh č. 3	100	2,5
Ostatní pruhy	0	2,5
Zbývající plocha ( $q_{rk}$ )	0	2,5

Součinitel zatížení je uvažován hodnotou 1,35.

Vzhledem k roznosu zatížení pod vozovku je uvažováno, že příslušné zatížení bude rozneseno na náhradní plochu vozidla. V daném případě působí zatížení vozovky na spojitou betonovou konstrukci a bude rozneseno na náhradní plochu vozidla, která odpovídá jeho hmotnosti = tedy na 6N vozidlo. Tato plocha je větší, než je uváděno pro zatížení mostních konstrukcí dle následující tabulky.

Model zatížení	Druh zatížení	Náhradní plocha
LM1	Dvojnáprava (TS)	3,0 × 5,0 m
LM3	Vozidlo 900/150	3,0 × 8,0 m
	Vozidlo 1800/200	3,0 × 14,0 m
	Vozidlo 3000/240	4,5 × 19,0 m

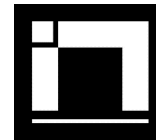
$$6 \times \frac{1}{6}V_r$$


- Pruh 1,  $q = 2 \times 300 \text{ kN} / (3,0 \text{ m} \times 8,0 \text{ m}) = 25 \text{ kN/m}^2$  + stálé zatížení UDL o hodnotě  $9,0 \times 1,0 \text{ kN/m}^2$  – **celkem tedy 34 kN/m<sup>2</sup> v šířce pruhu 3,0 m.**
- Pruh 2,  $q = 2 \times 200 \text{ kN} / (3,0 \text{ m} \times 8,0 \text{ m}) = 16,7 \text{ kN/m}^2$  + stálé zatížení UDL o hodnotě  $2,5 \times 2,4 \text{ kN/m}^2$  – **celkem tedy 22,6 kN/m<sup>2</sup> v šířce pruhu 3,0 m.**
- Zbývající prostor o intenzitě zatížení  $2,5 \text{ kN/m}^2 \times 1,2 = 3,0 \text{ kN/m}^2$ .

Výše uvedené proměnné zatížení je již uvažováno vč. dynamických účinků.

Zatížení bylo v modelu rozmístěno tak, aby bylo dosaženo maximálních účinků namáhání. Tedy LM1 bylo umístěno přímo u svodidla.





### **3.2.7 Rozjezdové a brzdné síly**

Nemají na výpočet namáhání vliv, nebyly proto uvažovány.

### **3.2.8 Odstředivé síly**

Vzhledem k tomu, že zatěžují rovnoměrně silniční těleso jsou odstředivé síly od užitého zatížení zanedbány. Oblouk komunikace je navíc zajištěn tělesem navazující opěrné zdi.

### **3.2.9 Zatížení užité při betonáži**

Spojité plošné zatížení	$g_k$	$g_s$	$g_d$	
Užitné zatížení při betonáži	1,50	1,5	2,25	kN/m <sup>2</sup>
S	1,50	1,50	2,25	kN/m <sup>2</sup>

### **3.2.10 Smrštění betonových konstrukcí**

Jedná se o stávající konstrukce. Smršťování nemá na vlastní opěrnou stěnu vliv.



## **4 Geologie**

Zájmová lokalita je tvořena plošinou historického centra města, která na jihozápadní straně přechází do strmého, několik desítek metrů vysokého svahu, zakončeného v údolí Liščím potokem (m.j. pravostranným přítokem řeky Stěnavy).

Z regionálně-geologického hlediska patří lokalita do vnitrosudetské pánve lugické části paleozoika. Horninové prostředí je tvořeno permskými červenohnědými sedimenty v podobě prachovců a jemnozmných pískovců. Vrstvy jsou uloženy zhruba horizontálně. Horninové prostředí je rozčleněno vertikálně orientovanými tektonickými zlomy, převážně směru JZ-SV. Jeden z těchto zlomů podle geologické mapy (viz obrázek níže) prochází v těsné blízkosti zkoumané lokality zhruba ve směru uličky Nad potokem, kde je nápadná příčná terénní sníženina.

Kvartérní nadloží permských sedimentů je v pozici budovy Střelnice a horní části svahu tvořeno tenkým jílovito-písčitým pokryvem zvětralin podložních hornin. Svrchní vrstvy jsou tvořeny násypy, navážkami a zásypy inženýrských sítí, jimiž je figurován terén v místě.

Hydrogeologické poměry na plošině a svahu nad Liščím potokem jsou charakterizovány jako infiltrační oblast s nepravidelnými průsaky mělké podzemní vody, která je původem z infiltrace atmosférických srážek. Ze srážkového původu se odvíjí značně proměnlivá nepravidelnost a vydatnost průsaků a pendularita vodního režimu v podloží silnice.

V rámci doplňujícího IG průzkumu byl proveden jádrový vrt pro ověření polohy skalního podloží v bezprostřední blízkosti objektu restaurace Střelnice a následně doplňující průzkum oblasti georadarem.

### **4.1 Vrtaná sonda**

Průzkumné práce proběhly 21.6.2016. Byla provedena jedna vrtaná sonda. Poloha sondy a její hloubka byla upravena v závislosti na zjištěných geologických poměrech. Vrt byl hlouben vrtnou soupravou.

Povrch skalního podloží byl zastižen v hloubce 3,10 m pod terénem a přechází v eluvium charakteru štěrkovitého jílu. Vrstva eluvia je překryta deluviálními zeminami charakteru jílu štěrkovitého. Povrch území tvoří vrstva navážek. Vrstva navážek se zvětšuje směrem do údolí / jižní směr /. Navážky jsou měkké konzistence.

Podzemní voda nebyla v sondách zastižena. Předpokládáme výskyt podzemní vody ve větších hloubkách ve skalním podloží s puklinovou propustností. Zóna připovrchového rozpojení skalního podloží působí v období jarního tání a zvýšené srážkové činnosti jako kolektor průsakových vod z povrchu území. JZ od lokality je pramenný vývěr.

Podrobnosti sondy J-1



**Sonda J -1**

Akce : silnice II/302 Broumov, ul Střelnická , posouzení stavu násypu a pilotové stěny  
Datum provedení : 21.6.2016  
Počasí : oblačno  
Hloubení : jádrový vrt  
Vyhodnotil : Ing.Jan Chaloupský  
Souřadnice SJTSK  
X :  
Y :  
Výška Bpv : cca 402 m.n.m

Hloubka v m	Popis dle ČSN 721001	Diskont. Ulehlost Konzist.	Třída	Symbol	Tř. těž
0.00_	<b>Navážka- štěrk šp.zr.</b> stmelený asfalt		Z		4 02
0.20_	<b>Navážka- Jíl štěrkovitý</b> . tvořený úlomky stavebního rumu v jílu měkké konzistence červenohnědá	měkká		CG-Y	3-4 02
	<b>Jíl štěrkovitý</b> . tvořený úlomky pískovce v jílu tuhé konzistence červenohnědý	tuhá	F2	CG	I 3
2.80	<b>Jíl štěrkovitý</b> . <b>Jíl písčité</b> . tvořený úlomky pískovce v jílu pevné konzistence červenohnědý	pevná pevná	F2 F4	CG CS	3
3.10	<b>Pískovec zvětralý</b> červenohnědý	velká	R5		4-5
4.50	<b>Pískovec navětralý</b> červenohnědý	střední	R4		5-6
5.00					

Hladina podzemní vody nebyla naražena

Základové poměry jsou hodnoceny podle ČSN 73 1001 jako jednoduché. Základové poměry lze rozdělit do těchto vrstev. Pro potřeby projektu byly jednotlivé zeminy rozděleny do geotechnických vrstev, u kterých byly stanoveny geotechnické charakteristiky:

GV1 Humózní vrstva ornice a navážek

Vrstvu navážek tvoří antropogenní uložení. Jedná se především o zeminy charakteru jílu štěrkovitého, betonu a kamene. Mocnost navážek je proměnlivá a je očekávána mezi 0.3 - 1,50 m. Tyto zeminy nejsou vhodné pro zakládání ani jako podloží silničních komunikací. Jde o zeminy různorodého charakteru, namrzavé až mírně namrzavé. Z hlediska propustnosti se střídají polohy méně propustné s polohami propustnými. Vzhledem k měkké konzistenci očekáváme v těchto zemínách hromadění



průsakových vod z okolního terénu nebo důsledek netěsnosti kanalizace v blízkosti vrtu. Zeminy zařídíme podle ČSN 73 1001 do zemin zvláštních. Třída těžitelnosti: 3 – 4.

GV2 Vrstva deluviální zeminy, CS, CI, CG tuhé a pevné konzistence GV2

Pod vrstvou navážek se vyskytují zeminy deluviálního a eluviálního původu. Mocnost těchto vrstev je 1 - 3 m. Vrstva je tvořena převážně zeminami charakteru jílu písčitého, štěrkovitého a jílu s nízkou plasticitou tuhé a pevné konzistence. Jedná se o neuzpevněné sedimenty kvartérního stáří, přičemž převažují písčité a prachovopísčité jíly s nízkou plasticitou, které od hloubky okolo 3 m postupně přechází v ulehle prachovopísčité nepřemístěné zvětralin (eluvium) skalního podloží s hojnými úlomky podložních hornin.

GV 4 Skalní podloží

Vrstva eluviálních zemin přechází ve vrstvu zvětralých písčitých prachovců a pískovců s velkou četností ploch diskontinuit. Pro tuto vrstvu, kterou lze očekávat v hloubce 3 - 5 m lze uvažovat následující charakteristiky: třída R5, R4, velmi velká hustota diskontinuit,  $E_{def}=30\text{MPa}$ , tabulková výpočtová únosnost:  $R_{dt} = 200 - 250 \text{ kPa}$ .

## **4.2 Doplnující GPR průzkum**

Výsledky plošného georadarového měření na profilech v okolí budovy a na přilehlé vozovce (profily LO - L18) ukázaly v povrchových vrstvách mnoho nepravidelných dílčích strukturních rozhraní a diskontinuit. Tyto vrstvy jsou tvořeny navážkami a jílovitopísčitou zvětralinou podložních hornin; v řezech jsou označeny číslem 2. Jsou značně nehomogenní a často se v nich vyskytují místa se zvýšenou pórovitostí nebo vlhkostí. Na mnoha profilech ukazuje mísovitý tvar strukturních rozhraní na poklesy materiálu do podloží; je to především v okolí rohu budovy, kde je kanalizační šachta a uliční vpust' dešťové kanalizace. Tyto objekty jsou ve špatném stavu (v době měření byly otevřené a bylo možno do nich nahlédnout) a to se zřejmě významně podílí na poruchách podloží - úniky vody z kanalizace do okolí a naopak zase vyplavováním materiálu do kanalizace. Podobně, i když v menší míře se projevují poruchy podloží po obou stranách vozovky v liniích dešťové kanalizace.

Na více místech se v povrchových vrstvách až do hloubky 3 - 5 m objevují charakteristické lokální anomálie signálu ukazující na přítomnost umělých objektů. V řezech jsou označeny číslem 1 a jsou to vesměs části kanalizace (včetně nezakreslených v plánu od VaK Náchod), případně další inženýrské sítě. Mohou zde být i zbytky starších staveb. Tyto objekty nebyly předmětem průzkumu a použité schéma měření je nemohlo detailněji sledovat; proto je jejich poloha vyznačena pouze schematicky vždy dvojicí krátkých svislých linií.

Při výstavbě opěrné zdi došlo k provrtání kanalizačního sběrače dvěma mikropilotami. Voda z kanalizace se nekontrolovaně ztrácí do podzákladí opěrné zdi a dále degraduje narušené skalní podloží. Původně byla zeď založena částečně na zvětralém skalním výchozu a zajištěna mikropilotami, ovšem GPR měřením bylo zjištěno, že degradace podloží značně postoupila a nyní je opěrná zeď uložena na mikropilotách, přičemž stabilita zdi je ohrožena.



## **5 Předpoklady výpočtu**

### **5.1 Roznášení zatížení**

Zatížení na opěrnou konstrukci je uvažováno dle schémat uvedených výše. Konstrukce bude zatížena sestavou zatížení č. 1 a sestavou zatížení č. 2

### **5.2 Předpoklady výpočtu**

Při výpočtu bylo postupováno dle norem ČSN EN 1997-1, ČSN 736133 vč. jejích změn a doplňků.

Konstrukce bude posouzena metodou mezních stavů. Dílčí součinitele zatížení, kombinační součinitele a dynamický součinitel jsou ve výpočtu zohledněny ve shodě s normami ČSN EN 1990, ČSN EN 1990 změna A a ČSN EN 1991-2.

### **5.3 Návrhové situace**

V ČSN EN 1990 jsou definovány tyto návrhové situace

- trvalé a dočasné návrhové situace
- mimořádné návrhové situace
- seismické návrhové situace

Tyto návrhové situace se vztahují ke kombinačním pravidlům uvedeným níže.

Pro posouzení únosnosti nosné konstrukce je použita trvalá návrhová situace.

### **5.4 Kombinace:**

Pro mezní stav únosnosti STR byla použita kombinace pro trvalou a dočasnou návrhovou situaci, která je definována v EN 1990 čl. 6.4.3.2. Tato kombinace je automaticky generována ze zatěžovacích stavů systémem Fine Geo5.

V kombinacích jsou jednotlivé zatěžovací stavy násobeny kombinačními součiniteli podle uvedených kombinačních pravidel. Tyto součinitele jsou v systému Scia Engineer zakomponovány a v daných kombinacích jsou použity.



## 5.5 Kombinační součinitele

Tabulka A2.1 – Doporučené hodnoty součinitelů  $\psi$  pro mosty pozemních komunikací

Zatížení	Značka		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Zatížení dopravou (viz EN 1991-2, Tabulka 4.4)	gr1a (LM1+ zatížení chodci nebo cyklisty) <sup>1)</sup>	TS (dvojnápravy)	0,75	0,75	0
		UDL (rovnoměrné zatížení)	0,40	0,40	0
		Zatížení chodci + zatížení cyklisty <sup>2)</sup>	0,40	0,40	0
	gr1b (jednotlivá náprava)		0	0,75	0
	gr2 (vodorovné síly)		0	0	0
	gr3 (zatížení chodci)		0	0,40	0
	gr4 (LM4 (zatížení davem lidí))		0	–	0
	gr5 (LM3 (zvláštní vozidla))		0	–	0
Zatížení větrem	$F_{w,k}$				
	– Trvalé návrhové situace		0,6	0,2	0
	– Provádění		0,8	–	0
Zatížení teplotou	$F_{w,*}$		1,0	–	–
	$T_k$		0,6 <sup>3)</sup>	0,6	0,5
Zatížení sněhem	$Q_{sn,k}$ (během provádění)		0,8	–	–
Staveništní zatížení	$Q_c$		1,0	–	1,0

<sup>1)</sup> Doporučené hodnoty součinitelů  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  a  $\psi_2$  pro gr1a a gr1b jsou uvedeny pro zatížení silniční dopravou, která odpovídá regulačním součinitelům  $\alpha_{Q,1}$ ,  $\alpha_{Q,1}$ ,  $\alpha_{Q,1}$  a  $\beta_Q$  rovným 1. Ty, které se vztahují k UDL (rovnoměrné zatížení), odpovídají běžným scénářům dopravy, ve kterých se může zřídka vyskytnout kumulace nákladních vozidel. Jiné hodnoty lze předpokládat pro jiné třídy komunikací nebo očekávanou dopravu, které se vztahují k výběru odpovídajících součinitelů  $\alpha$ . Např. hodnota  $\psi_2$  jiná než nula se může předpokládat pouze pro rovnoměrné zatížení (UDL) modelu zatížení 1 (LM1) pro mosty převádějící silnou nepřetržitou dopravu. Viz také EN 1998.

<sup>2)</sup> Kombinační hodnota zatížení od chodců a cyklistů, zmíněná v tabulce 4.4 EN 1991-2, je redukována hodnota. Součinitele  $\psi_0$  a  $\psi_1$  odpovídají této hodnotě.

<sup>3)</sup> Doporučenou hodnotu  $\psi_0$  pro zatížení teplotou lze ve většině případů snížit až na nulu pro mezí stavy únosnosti EQU, STR a GEO. Viz také Eurokódy pro navrhování.

## 5.6 Návrhové hodnoty

Tabulka A2.4(B) – Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO) (Soubor B)

Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Předpětí	Hlavní proměnné zatížení (*)	Vedlejší proměnná zatížení (*)		Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Předpětí	Hlavní proměnné zatížení (*)	Vedlejší proměnná zatížení (*)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní		Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
(Výraz (6.10))	$\gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{G,int} G_{k,int}$	$\gamma_F P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \gamma_{Q,0} Q_{k,i}$	(Výraz (6.10a))	$\gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{G,int} G_{k,int}$	$\gamma_F P$		$\gamma_{Q,1} \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$
							(Výraz (6.10b))	$\xi \gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{G,int} G_{k,int}$	$\gamma_F P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$

(\*) Proměnná zatížení jsou ta, která jsou uvedena v tabulkách A2.1 až A2.3.

POZNÁMKA 1 Volba mezi (6.10), nebo (6.10a) a (6.10b) je uvedena v národní příloze. V případě použití (6.10a) a (6.10b) může národní příloha upravit (6.10a) tak, že zahrnuje pouze stálá zatížení.<sup>NP27)</sup>

POZNÁMKA 2 Hodnoty součinitelů  $\gamma$  a  $\xi$  lze stanovit v národní příloze. Při použití výrazů (6.10), nebo (6.10a) a (6.10b) jsou doporučené hodnoty součinitelů  $\gamma$  a  $\xi$  následující:<sup>NP20)</sup>

$\gamma_{G,sup} = 1,35$ <sup>1)</sup>

$\gamma_{G,int} = 1,00$

$\gamma_Q = 1,35$ , pokud Q reprezentuje nepříznivě působící zatížení od silniční dopravy nebo od chodců; (0 pro příznivá);

$\gamma_Q = 1,45$ , pokud Q reprezentuje nepříznivě působící zatížení od železniční dopravy, pro sestavy zatížení 11 až 31 (s výjimkou 16, 17, 26<sup>3)</sup> a 27<sup>3)</sup>), model zatížení 71, SWD a HSLM a skutečné vlaky, pokud se uvažují jako jednotlivá hlavní zatížení dopravou; (0 pro příznivá);

$\gamma_Q = 1,20$ , pokud Q reprezentuje nepříznivě působící zatížení od železniční dopravy, pro sestavy zatížení 16 a 17 a SWD/2; (0 pro příznivá);

$\gamma_Q = 1,50$  pro ostatní zatížení dopravou a pro další proměnná zatížení;<sup>2)</sup>

$\xi = 0,85$  (takže  $\xi \gamma_{G,sup} = 0,85 \times 1,35 = 1,15$ ).

$\gamma_{Q,0} = 1,20$  v případě pružné lineární analýzy a  $\gamma_{Q,0} = 1,35$  v případě nelineární analýzy, pro návrhové situace, kdy nerovnoměrné sedání může mít nepříznivé účinky. Pro návrhové situace, kdy zatížení způsobená nerovnoměrným sedáním mohou mít příznivé účinky, se tato zatížení neuvažují.

Viz také EN 1991 až EN 1999 pro hodnoty  $\gamma$ , které se použijí pro vynucená přetvoření.

$\gamma_F$  = doporučené hodnoty definované v příslušných Eurokódech pro navrhování.

<sup>1)</sup> Tyto hodnoty zahrnují: vlastní tíhu nosných a nenosných částí, kolejové lože, zeminu, podzemní vodu a volně tekoucí vodu, odstranitelné zatížení, apod.

<sup>2)</sup> Tyto hodnoty zahrnují: proměnný vodorovný zemní tlak, podzemní vodu, volně tekoucí vodu a kolejové lože, zvýšení složky zemního tlaku od dopravy, aerodynamická zatížení od dopravy, zatížení větrem, teplotou apod.

<sup>3)</sup> Pro zatížení železniční dopravou u sestav zatížení 26 a 27 lze součinitel  $\gamma_Q = 1,20$  použít pro jednotlivé složky zatížení dopravou související s SWD/2 a součinitel  $\gamma_Q = 1,45$  lze použít pro jednotlivé složky zatížení dopravou související s modely zatížení 71, SWD a HSLM, apod.

POZNÁMKA 3 Charakteristické hodnoty všech stálých zatížení z jednoho zdroje se násobí součinitelem  $\gamma_{G,sup}$ , pokud celkový výsledný účinek je nepříznivý a součinitelem  $\gamma_{G,int}$ , pokud celkový výsledný účinek je příznivý. Např. všechna zatížení mající původ od vlastní tíhy konstrukce lze uvažovat jako pocházející z jednoho zdroje, toto lze použít i v případě, kdy se jedná o různé materiály. Nicméně viz A2.3.1(2).

POZNÁMKA 4 Pro zvláštní ověření lze hodnoty  $\gamma$  a  $\xi$  rozdělit na  $\gamma$  a  $\xi$  a na součinitel  $\gamma_{sd}$  zahrnující nejistoty modelování. Hodnota  $\gamma_{sd}$  je v oboru 1,0 – 1,15 a lze ji použít v neobecnějších případech a také ji lze upravit v národní příloze.<sup>NP27)</sup>

POZNÁMKA 5 Tam, kde zatížení vodou nejsou zahrnuta v EN 1997 (např. proudící voda), lze pro konkrétní projekt stanovit kombinace zatížení, které se mají použít.



## 5.7 Provozní hodnoty

Tabulka A2.6 – Návrhové hodnoty zatížení použité v kombinacích zatížení

Kombinace	Stálá zatížení $G_d$		Předpětí	Proměnná zatížení $Q_d$	
	Nepříznivá	Příznivá		Hlavní	Ostatní
Charakteristická	$G_{k,j, sup}$	$G_{k,j, inf}$	$P$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Častá	$G_{k,j, sup}$	$G_{k,j, inf}$	$P$	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Kvazistálá	$G_{k,j, sup}$	$G_{k,j, inf}$	$P$	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

## 5.8 Zatěžovací stavy

Jednotlivé zatěžovací stavy jsou přehledně vypsány a rozkresleny v příloze strojového výpočtu

## 5.9 Fáze výstavby

Výpočet je uvažován s fázemi výstavby.

# 6 Použité materiály

## 6.1 Beton

Nosnou konstrukci – betonové prvky v kotvení stěny, prvky římsy apod. budou provedeny z betonu C30/37.

### Beton C30/37

$f_{ck}$	30,00	MPa
$f_{cm}$	38,00	MPa
$f_{ctm}$	2,90	MPa
$E_{cm}$	32836,57	MPa
$\varepsilon_{c2}$	20,0	1e-4
$\varepsilon_{cu2}$	35,0	1e-4
Exponent - n	2,00	-
Rozměr zrna kameniva	16	mm
Třída cementu	R	
Typ diagramu	Parabolický	

## 6.2 Výztuž

Je použita vázaná výztuž řady 10 505 (R), která dle EC 1992-1 odpovídá oceli B500B. Pro výpočet jsou uvažovány níže uvedené charakteristiky. Jmenovité krytí výztuže je 50 mm.



### Betonářská ocel B 500B

$f_{yk}$	500,00	MPa
$\varepsilon_{uk}$	0,05	-
Typ	Vložky	
Povrchové charakteristiky výztuže	Žebírková	
Třída	B	
Výroba	Za tepla válcovaná	
Typ diagramu	Bilineární s vodorovnou horní větví	

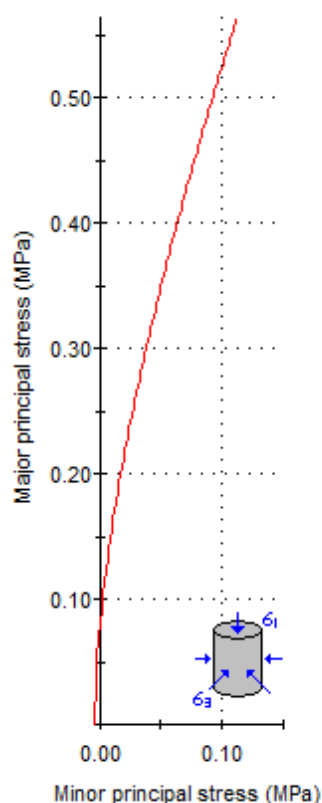
### Vysvětlení

Symbol	Vysvětlení
$\varepsilon_u$	Poměrné přetvoření betonářské nebo přepínací oceli při maximálním zatížení
$\varepsilon_{cuk}$	Charakteristické poměrné přetvoření betonářské nebo předpínací oceli při maximálním zatížení
$f_y$	Mez kluzu betonářské výztuže
$f_{yk}$	Charakteristická mez kluzu betonářské výztuže

## 6.3 Zeminy

Náhradní charakteristiky hornin R4 a R5 byly stanoveny programem RockLab.

### Analysis of Rock Strength using RocLab



#### Hoek-Brown Classification

intact uniaxial compressive strength = 30 MPa  
GSI = 23  $m_i = 7$  Disturbance factor = 0.7

#### Hoek-Brown Criterion

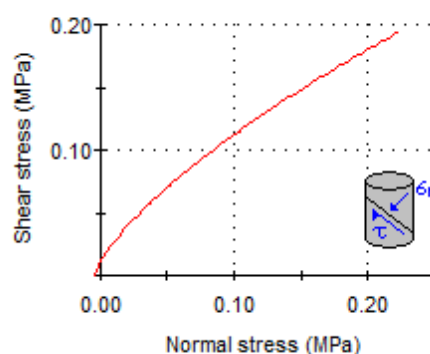
$m_b = 0.102$   $s = 1.42e-5$   $a = 0.536$

#### Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.030 MPa friction angle = 37.93 deg

#### Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.004 MPa  
uniaxial compressive strength = 0.076 MPa  
global strength = 1.003 MPa  
modulus of deformation = 752.44 MPa

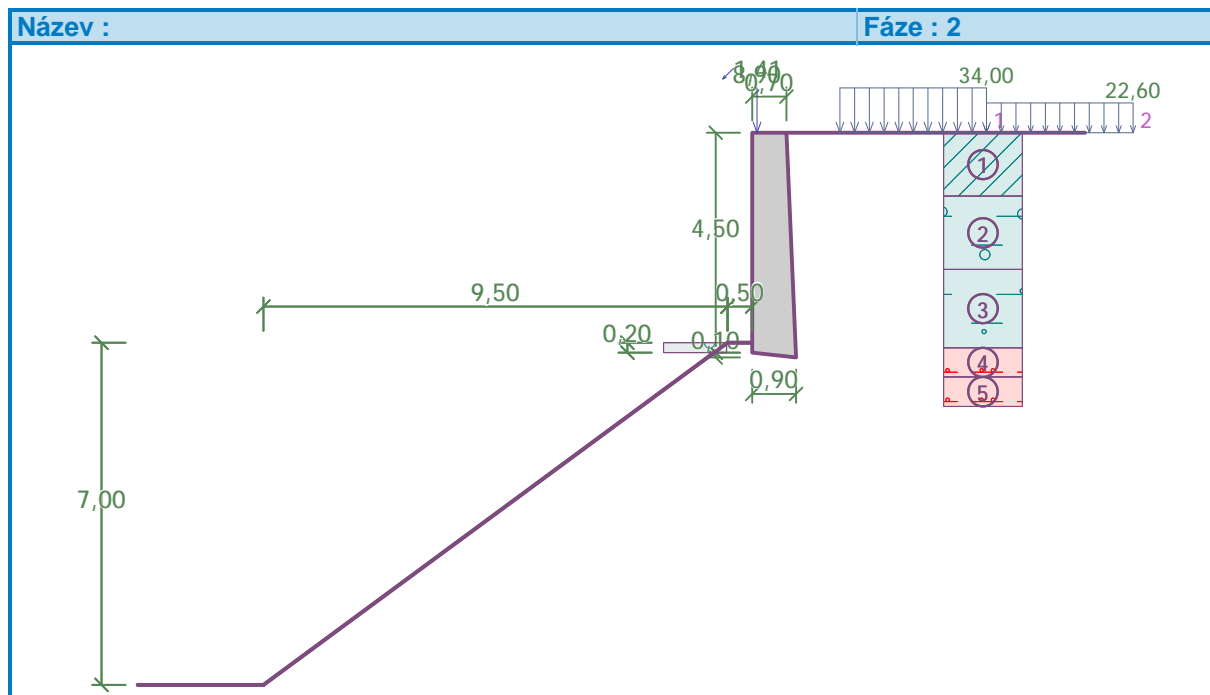






## 7 Posouzení stávajícího stavu

Vnitřní síly v opěrné zdi byly vyšetřeny programem Fine Geo5 tížná zeď.



Vnitřní síly ve středu základové spáry. Jedná se o výpočtové hodnoty. Síly  $F_{w,v}$ ,  $F_{w,h}$ ,  $M_w$ .

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]
1	153,11	152,61	65,20	1,115
2	200,94	130,41	96,44	1,712

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	150,66	120,43	68,76

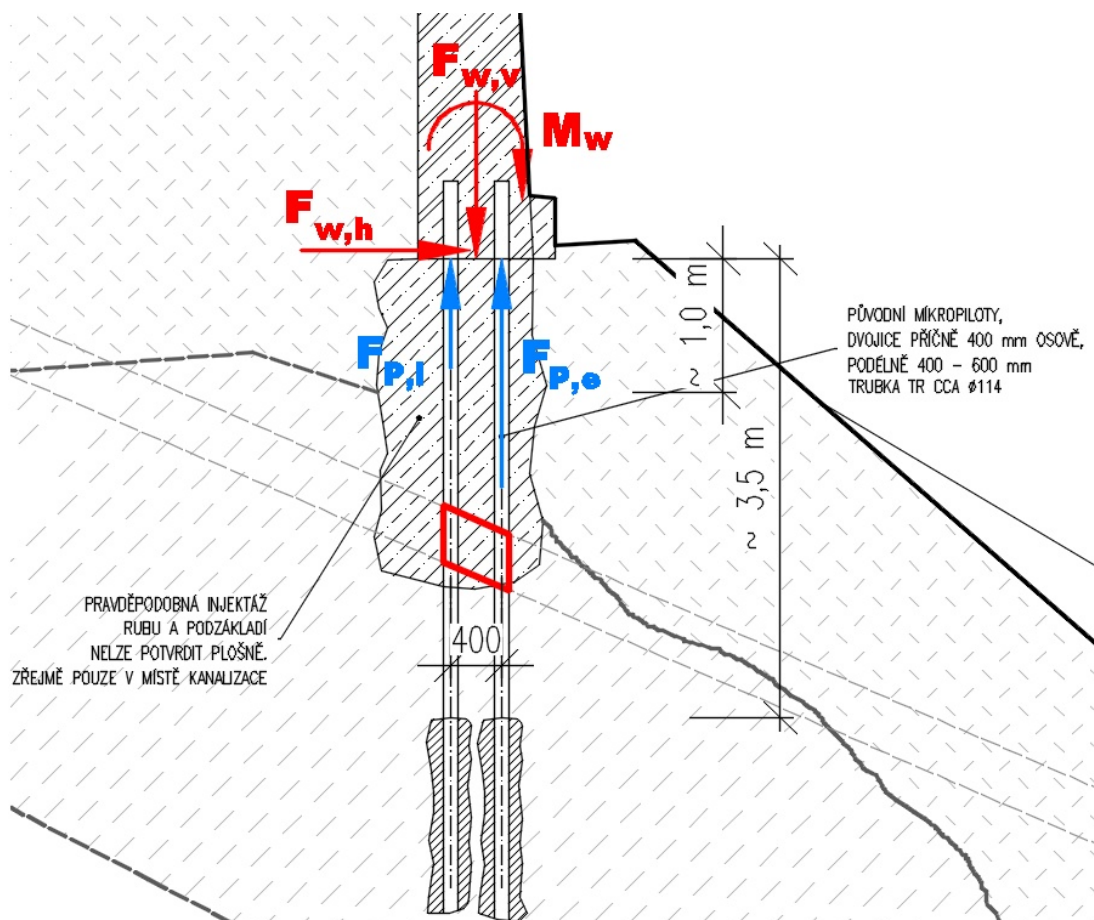
Pro stanovení únosnosti opěrné zdi byly dle georadarového posouzení uvažovány následující parametry mikropilot. Návrh na stranu bezpečnou.

Průměr mikropiloty = 108 mm (odpovídá stavu na stavbě)

Tloušťka stěny = 10 mm (nelze určit, obvyklá hodnota)

Délka kořene zavrtaného do horniny 2,0 m vrtákem DN ~250 mm. (nelze určit).

Schéma výpočtu:



## 7.1 Svislá únosnost stěny:



### Posouzení stability opěrné zdi

Síly ve středu základu - výpočtové hodnoty, převzato ze systému GEO5, síly na 1 mb

$F_{wv}$ =	130,41 kN	Příčná vzd pilot =	0,4 m
$F_{wh}$ =	96 kN	Podélná vzd pilot =	0,5 m
$M_w$ =	201 kNm		

Síly v pilotách na 1mb zdi

$F_{p,i}$ =	-437,295 kN/m	Tahové namáhání
$F_{p,e}$ =	567,705 kN/m	Tlakové namáhání

Síly do jednotlivých pilot, vč. součinitele zatížení

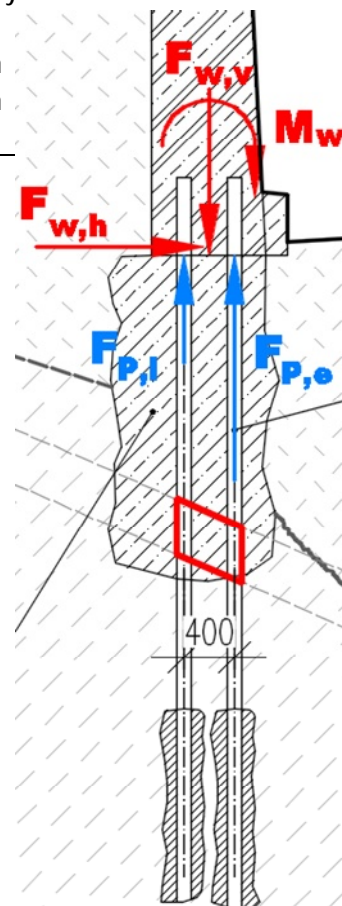
$F_{p,i}$ =	-242,94 kN/m	Tahové namáhání	$g =$	0,9
$F_{p,e}$ =	315,39 kN/m	Tlakové namáhání		

Svislá únosnost mikropiloty

Tahová	340 kN
Tlaková	350 kN

Posouzení na svislou únosnost

Pilota vnitřní:	Vyhovuje
Pilota vnější:	Vyhovuje



## 7.2 Vodorovná únosnost stěny

Mikropiloty po vzdálenosti 0,5 m jsou namáhány vodorovnou silou 97 kN/m. Dle provedeného georadarového ohledání ani z původní dokumentace není zřejmé, že by opěrná zeď byla kotvena dalším prvkem, který přenáší vodorovné zatížení.

Vodorovná deformace dvojice pilot spojených v hlavě opěrnou zdí je však při daném zatížení velká, řádově více než 100 mm – viz následující výpočet (pro volné mikropiloty na délku 3,5 m – což odpovídá částem u kanalizačního sběrače). Vnitřní síly od tohoto zatížení jsou také řádově vyšší než vlastní únosnost prvků.

Přídavek od tohoto vodorovného namáhání do svislých reakcí mikropilot je cca 210 kN, což by mikropiloty přenesly, pokud by měly delší kořen.



**1D deformace**

Hodnoty:  $U_{total}$

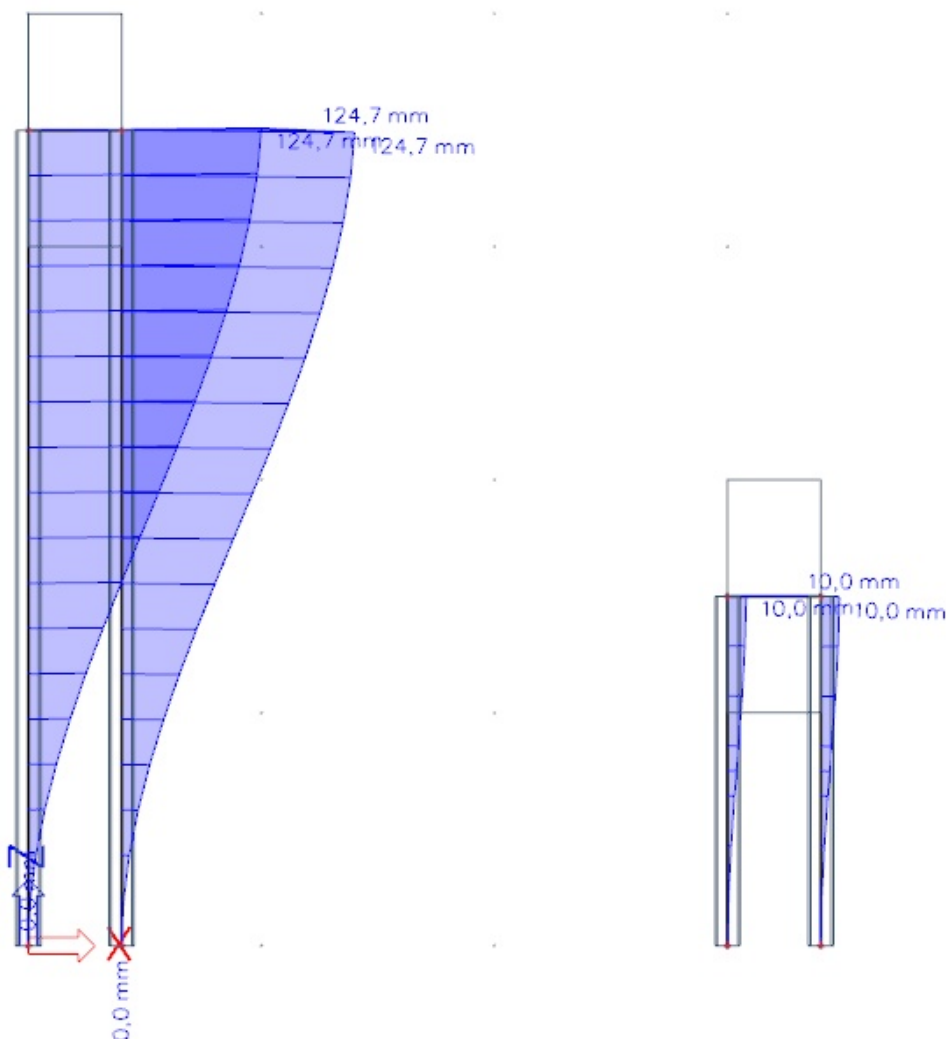
Lineární výpočet

Zatěžovací stav: ZS1

Souřadný systém: Globální

Extrém 1D: Dílec

Výběr: Vše



K výše uvedené deformaci ve stěně nedošlo, tudíž předpoklady výpočtu nejsou správné. Z toho lze soudit, že buď:

- je opěrná stěna zakotvena dalšími šikmými prvky, které nebyly v průzkumu ani v původní dokumentaci dochovány, nebo
- zatížení působící na stěnu je výrazně menší, než bylo uvažováno výpočtem podle ČSN EN, nebo
- je částečně ještě stěna založena na skalním výchozu a vlivem geometrie půdorysně do oblouku je zatím stabilní.

**Vzhledem k tomu, že nelze přesně určit a zaručit rovnovážnou polohu stěny je nezbytné opěrnou stěnu dodatečně zakotvit tak, aby byly eliminovány výše uvedené nejistoty.**



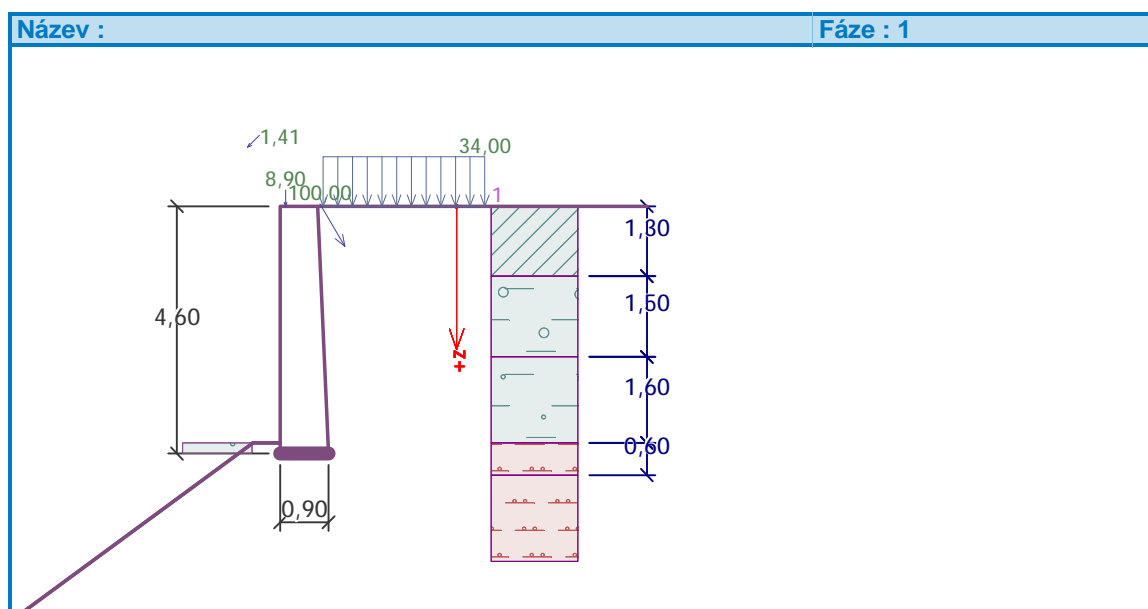
## 8 Navrhovaný stav

Nově je navrženo šikmé kotvení, které bude připojeno k hlavě opěrné zdi. Připojení bude provedeno pomocí železobetonového roznášecího prvku – kotevního bloku o rozměru 0,5x0,75 m. Kotevní síla je navržena hodnotou 100kN/m kotevní síly pod úhlem 30° od svislice, pokud technologie vrtání dovolí, potom lépe 40° od svislice.

Kotevní blok je uvažován osově po vzdálenosti 4,0 m, tedy výsledná kotevní síla musí být 400 kN. Tuto únosnost je třeba ověřit zkouškou.

### 8.1 Posouzení stability opěrné zdi - Schéma výpočtu a vnitřní síly v základové spáře zdi vč. posouzení

#### 8.1.1 Sestava č. 1 – zatížení při výstavbě



Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]
1	-132,73	267,76	34,01	0,000
2	-30,94	207,08	60,98	0,000

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	-100,00	198,78	26,62

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F <sub>hor</sub> [kN/m]	Působíště z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	Působíště x [m]
Tíh.- zed'	0,00	-2,20	84,64	0,40
Odpor na líci	-0,20	-0,07	0,00	0,00
Aktivní tlak	26,06	-1,38	5,77	0,84
Užitné, Fáze výstavby, schéma 1	49,77	-2,29	11,87	0,80



Název	$F_{hor}$ [kN/m]	Působíště z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	Působíště x [m]
Římsa	0,00	-4,60	8,90	0,10
Zábradlí	1,00	-5,70	1,00	-0,60
Kotvy	-50,00	-3,85	86,60	1,20

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující  $M_{res} = 251,50$  kNm/  
m

Moment klopící  $M_{ovr} = 227,97$  kNm/  
m

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

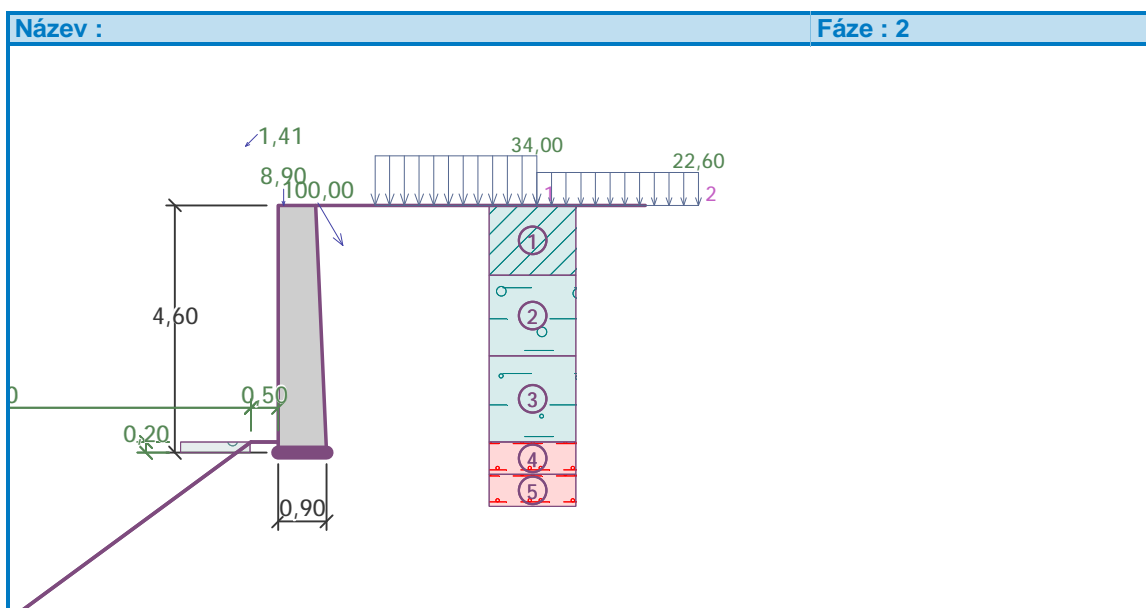
Vodor. síla vzdorující  $H_{res} = 166,41$  kN/  
m

Vodor. síla posunující  $H_{act} = 60,98$  kN/  
m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

### 8.1.2 Schéma č. 2 – zatížení v následném provozu



Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]
1	-190,09	262,68	15,06	0,000
2	-50,76	206,46	61,53	0,000

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	-102,49	199,63	32,56



**Spočtené síly působící na konstrukci**

Název	$F_{hor}$ [kN/m]	Působíště z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	Působíště x [m]
Tíh.- zed'	0,00	-2,20	84,64	0,40
Odpor na líci	-0,20	-0,07	0,00	0,00
Aktivní tlak	26,06	-1,38	5,77	0,84
Pás č. 1	40,57	-2,23	9,35	0,80
Pás č. 2	15,13	-1,42	3,37	0,84
Římsa	0,00	-4,60	8,90	0,10
Zábradlí	1,00	-5,70	1,00	-0,60
Kotvy	-50,00	-3,85	86,60	1,20

**Posouzení celé zdi**

**Posouzení na překlpení**

Moment vzdorující  $M_{res} = 251,33 \text{ kNm/}$   
m  
Moment klopící  $M_{ovr} = 208,19 \text{ kNm/}$   
m

**Zed' na překlpení VYHOVUJE**

**Posouzení na posunutí**

Vodor. síla vzdorující  $H_{res} = 165,98 \text{ kN/}$   
m  
Vodor. síla posunující  $H_{act} = 61,53 \text{ kN/}$   
m

**Zed' na posunutí VYHOVUJE**

**Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE**

## 8.2 Schéma zakotvení

Navržená kotevní síla ve stabilitním výpočtu programem GEO5 100 kN/m, tedy při vzdálenosti 4,0 kotev je nutná požadovaná kotevní síla 400 kN.

Pro kotvení je navržena injektážní zavrtávací kotva (hřebík) o minimální únosnosti 400 kN, např. typ R51L (vnější průměr 51 mm, plocha průřezem 900 mm<sup>2</sup>, s únosností na mezi kluzu min. 450 kN a únosnosti na mezi pevnosti min. 500 kN).

Kotvení je uvažováno v hornině prachovců. Kořen kotvy (hřebíku) musí být proveden tak, aby jeho únosnost byla větší než 400 kN, což bude ověřenou zkouškou v souladu s ČSN EN 1997.

V dané hornině lze předpokládat délku kořene ve zdravé hornině min. délky 3,50 m a průměru 0,2-0,25 m. Vlastní kotva bude opatřena roznášecí hlavou o velikosti 300x300 mm, tloušťky min. 25 mm.

Potom:

**Posouzení kořene**

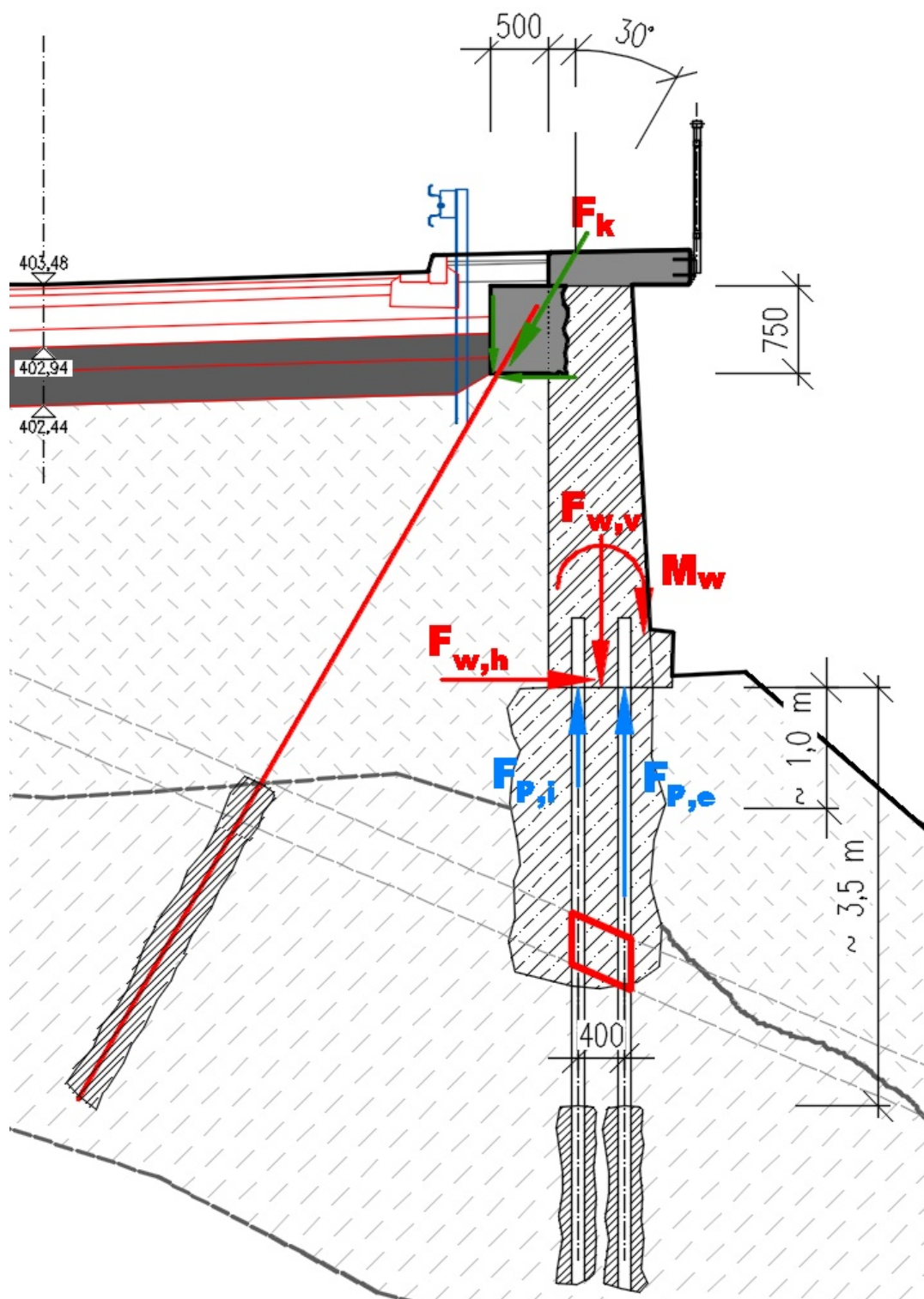
Způsob výpočtu - kořen v hornině.

**Posouzení tažené mikropiloty**

Únosnost pláště mikropiloty  $R_s = 659,73 \text{ kN}$   
Výpočtová únosnost kořene mikropiloty  $R_d = 439,82 \text{ kN}$   
Maximální tahová síla  $N_{max} = 400,00 \text{ kN}$

**Únosnost tažené mikropiloty VYHOVUJE**

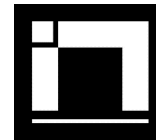




### 8.3 Kotevní blok

Bude proveden jako železobetonový monolitický, který zajistí připojení kotvy k opěrné zdi. Vzhledem ke způsobu provedení nebudou do opěrné zdi vnášeny žádné





Vypracoval: Ing. Martin Fejks

přídavné síly až do doby, kdy dojde k aktivaci kotvy. Ta nastane při nepatrné deformaci – tedy při přetížení dopravou.

Kotevní blok bude proveden z betonu C30/37 XF4 a bude vyztužen vázanou výztuží.

## **9 Závěr**

Ke všem stavebním materiálům bude dodavatelem předložen patřičný certifikát a prohlášení o shodě. Kvalita užitá betonové směsi bude doložena protokolem o zkoušce (vzorky budou odebrány na stavbě před uložením směsi).

Všechny práce je nutno provádět dle platných předpisů a norem a dle všech zákonů a nařízení o bezpečnosti práce a ochraně zdraví pracujících.

Nepředvídané situace je nutno konzultovat se statikem.

Současně s tímto posudkem bylo provedeno oponentní posouzení Ing. Michalem Doňkem, které je přílohou této zprávy.

**Statický výpočet prokazuje, že stavba je navržena tak, aby zatížení na ni působící v průběhu výstavby a užívání nemělo za následek:**

- a) zřícení stavby nebo její části,
- b) větší stupeň nepřípustného přetvoření,
- c) poškození jiných částí stavby nebo technických zařízení anebo instalovaného vybavení v důsledku většího přetvoření nosné konstrukce,
- d) poškození v případě, kdy je rozsah neúměrný původní příčině.

V Hradci Králové dne 06/2017

Ing. Martin Fejks

**D-01**  
**01-01**

**stavebně konstrukční část – spodní stavba**  
technická zpráva založení, geotechnické posouzení

stavba: II/302 Broumov - Střelnice  
investor: Královéhradecký kraj  
Pivovarské náměstí 1245, 500 03 Hradec Králové 11  
místo stavby: úsek silnice II/302 v km cca 10,25 ~ 10,35

stupeň PD: DSP+PDPS  
počet stran: 5 / 8  
datum: 10/2017

vypracoval: Ing. Michal Doněk, Ph.D.  
autorizovaný inženýr v oboru geotechnika č. a. 1006048  
mob.: 721 510 276, e-mail: [donekm@outlook.com](mailto:donekm@outlook.com)



## **OBSAH**

<b>1 ÚVOD.....</b>	<b>2</b>
1.1 VŠEOBECNÝ POPIS.....	2
1.2 PODKLADY.....	2
1.2.1 Použité normy.....	2
1.2.2 Použitá literatura.....	3
<b>2 ZÁKLADOVÉ POMĚRY .....</b>	<b>3</b>
<b>3 ZATÍŽENÍ .....</b>	<b>3</b>
3.1 STÁLÁ ZATÍŽENÍ.....	3
3.2 PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ.....	3
3.2.1 Zatížení dopravou .....	3
<b>4 KONCEPČNÍ ŘEŠENÍ SANACE.....</b>	<b>4</b>
<b>5 TECHNICKÉ ŘEŠENÍ SANACE.....</b>	<b>4</b>
5.1 POUŽITÉ MATERIÁLY.....	5
<b>6 PŘEDPOKLADY VÝPOČTŮ A PODMÍNKY PŮSOBENÍ .....</b>	<b>5</b>
<b>7 POŽADAVKY NA KONTROLU ZAKRÝVANÝCH KONSTRUKCÍ.....</b>	<b>5</b>
<b>8 POŽADAVKY NA DOKUMENTACI PRO PROVÁDĚNÍ STAVBY.....</b>	<b>5</b>
<b>9 ZÁVĚR.....</b>	<b>5</b>

## **PŘÍLOHY**

1/ GEOTECHNICKÉ POSOUZENÍ

# 1 ÚVOD

Předkládaná zpráva je technickou zprávou dokumentace pro vydání stavebního povolení dokumentující sanaci stávající opěrné zdi na akci II/302 Broumov – Střelnice a popisuje:

- koncepční řešení geotechnických opatření na stávající opěrné zdi a navrhované materiály,
- stálá, užitná a klimatická zatížení uvažovaná při posouzení nosných konstrukcí
- požadavky na kontrolu zakrývaných konstrukcí,
- specifické požadavky na dokumentaci pro provádění stavby.

U posuzovaných konstrukcí je statickým posouzením ověřena jejich dostatečná mechanická odolnost a stabilita. Výpočty (viz příloha) jsou provedeny výhradně v rozsahu potřebném pro dokumentaci pro stavební povolení.

## 1.1 VŠEOBECNÝ POPIS

Předmětná opěrná zeď zajišťuje silniční těleso komunikace II/302 v obci Broumov na ulici Střelnická. Stávající železobetonová zeď stojí přímo na koruně svahu, kde je založena pomocí dvou řad mikropilot. Jedná se o mikropiloty s trubicí výztuží vnějšího průměru  $\varnothing 114$ , realizované v osové vzdálenosti 0,40 – 0,60 m. Vzájemná vzdálenost obou řad mikropilot činí 0,40 m. Díky povrchové erozi svahovin a navážek je základová spára i část mikropilot obnažena. Založení opěrné zdi koliduje s křížujícím kanalizačním sběračem. Jeho porucha zavinila masivní odnos horninového materiálu proudící vodou. Zde je situace v havarijním stavu.

## 1.2 PODKLADY

Pro zpracování geotechnického návrhu a posouzení založení byly k dispozici následující podklady:

- 1/ Dokumentace pro stavební povolení (DSP) (Hradec Králové: Ing. Ivan Šír, Projektování dopravních staveb a. s., září 2017)
- 2/ Geologický průzkum; název úkolu: silnice II/302 Broumov, ul. Střelnická, posouzení stavu násypu a pilotové stěny (Trutnov: Ing. Jan Chalupský, červen 2016)
- 3/ Geofyzikální průzkum; Broumov, silnice II/302, ul. Střelnická (Brno: KOLEJCONSULT & servis spol. s r. o., červen 2016)

### 1.2.1 Použité normy

Jmenované normy jsou použity včetně aktuálních změn a doplňků, případně navazujících norem.

- [1] ČSN EN 1990 Eurokód. Zásady navrhování konstrukcí. Praha: ÚNMZ, únor 2011
- [2] ČSN EN 1991-1-1 *Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: ČNI, březen 2004
- [3] ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Praha: ČNI, červenec 2005
- [4] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: *Navrhování betonových konstrukcí – Část 1.1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: ČNI, listopad 2006
- [5] ČSN EN 206 Beton – *Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*. Praha: ÚNMZ, červenec 2014

- [6] ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla. Praha: ČNI, říjen 2006

### 1.2.2 Použitá literatura

- [1] ČSN 73 1001 Základová půda pod plošnými základy. Praha: Vydavatelství ÚNM, 1987  
 [2] ČSN EN 1499 Provádění speciálních geotechnických prací – Mikropiloty. Praha: ČNI, září 2005

## 2 ZÁKLADOVÉ POMĚRY

Předmětné místo leží na koruně strmého svahu údolí Liščího potoka. Skalní podklad je tvořen permskými prachovci a jemnozrnnými pískovci. Vrtem J-1 geologického průzkumu (viz podklad 2/) byl ověřen v hloubce 3,10 m pod zpevněnou plochou parkoviště, přičemž místo vrtání je vzdáleno cca 10–15 m od opěrné zdi. Skalní podklad (horniny klasifikované do třídy R5 a R4) je překryt eluvii a výše deluvii charakteru štěrkovitých a písčitých jílu. Tyto zeminy mají měkkou až tuhou konzistenci. Tento stav je průzkumem přisuzován silným průsakům z porušené kanalizace, ale i zpevněných povrchů parkoviště a komunikací. Podzemní voda zastižena nebyla. Lze ji předpokládat až v puklinovém systému skalního podloží ve větších hloubkách.

Geofyzikální průzkum (viz podklad 3/) více méně potvrdil závěry geologického průzkumu.

## 3 ZATÍŽENÍ

### 3.1 STÁLÁ ZATÍŽENÍ

Stálá zatížení zahrnují vlastní tíhu konstrukce a zemin. Velikost zemních tlaků je automaticky počítána v použitém softwaru.

Součinitel stálého zatížení pro mezní stavy STR a GEO dle ČSN EN 1990 (viz [1]) činí  $\gamma_G = 1,35$  pro nepříznivé působení, resp.  $\gamma_G = 1,00$  pro příznivé působení.

### 3.2 PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ

Součinitel proměnlivého zatížení pro mezní stavy únosnosti dle ČSN EN 1990 činí  $\gamma_Q = 1,50$  pro nepříznivé působení, resp.  $\gamma_Q = 0,00$  pro příznivé působení.

#### 3.2.1 Zatížení dopravou

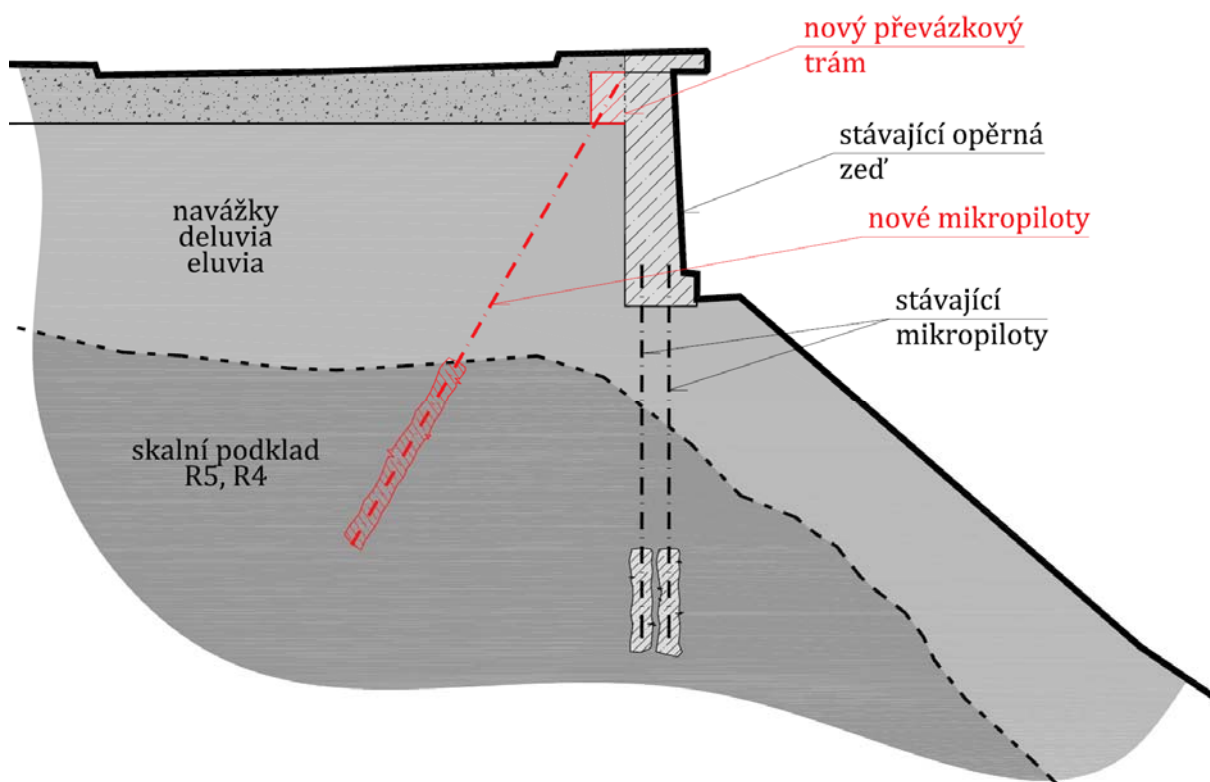
V souladu s normou [2] je pro zatížení od silniční dopravy uvažován Model zatížení 1, přičemž pro zjednodušení jsou dvoj nápravy nahrazeny ekvivalentním rovnoměrným zatížením  $q_{eq}$  rozloženým na obdélníku o šířce 3,0 m a délce 2,2 m. Šířkové uspořádání komunikace umožňuje sestavit dva zatěžovací pruhy o šířce 3,0 m a zbývající plochu o šířce 0,74 m. Pro zatěžovací pruh č. 1 činí nápravová síla  $\alpha_{Q1}Q_{1k} = 0,8.300 = 240$  kN, resp.  $\alpha_{Q2}Q_{2k} = 0,8.200 = 160$  kN pro zatěžovací pruh č. 2. Vedle nápravových sil je na zatěžovacích pruzích uvažováno s rovnoměrným zatížením. Pro zatěžovací pruh č. 1 činí nápravová síla  $\alpha_{q1}q_{1k} = 0,8.9 = 7,2$  kNm<sup>-2</sup>, resp.  $\alpha_{q2}q_{2k} = 1,0.2,5 = 2,5$  kNm<sup>-2</sup>. Na zbývající ploše je počítáno pouze s rovnoměrným zatížením  $\alpha_{qr}q_{kr} = 1,0.2,5 = 2,5$  kNm<sup>-2</sup>. Výsledné charakteristické zatížení na zatěžovacím pruhu č. 1 činí  **$q_{eq,1k} = 80$  kNm<sup>-2</sup>**, resp.  **$q_{eq,2k} = 51$  kNm<sup>-2</sup>** na zatěžovacím pruhu č. 2, resp.  **$q_{eq,kr} = 3$  kNm<sup>-2</sup>** na zbývající ploše.

## 4 KONCEPČNÍ ŘEŠENÍ SANACE

Na základě stavebně technického průzkumu opěrné zdi, geologického průzkumu (viz podklad 2/) a průzkumu geofyzikálního (viz podklad 3/) lze konstatovat, že se jedná o lokální problém. Globální stabilitu svahu a blízkého okolí není třeba řešit.

Sanace opěrné zdi proběhne za částečně omezeného dopravního provozu.

Stávající založení na dvou řadách mikropilot se doplní třetí ukloněnou řadou mikropilot nových. Navrhovaný sklon mikropilot od svislé roviny činí 30°. Mikropiloty se provedou z pilotážní úrovně připravené v blízkosti koruny opěrné zdi za jejím rubem. Hlavy mikropilot se zmonolitní převázkovým železobetonovým monolitickým trámem a ten se pomocí kotev propojí se stávající opěrnou zdí. Kořeny mikropilot se vetknou do poloskalního podloží.



Obr. 4.1: Uspořádání nového stavu v příčném řezu

## 5 TECHNICKÉ ŘEŠENÍ SANACE

Mikropiloty se provedou v souladu s normou ČSN EN 1499 jako trvalé základové prvky.

Mikropiloty se realizují výhradně s trubní výztuží, tj. ze silnostěnných ocelových trubek. Kořenové délky se zainjektují pomocí obturátoru umožňujícího řízenou injektáž. Celková délka mikropilot činí 8,0 m, přičemž délka kořenu je 3,0 m.

Z hlediska únosnosti zajistí splnění podmínky rovnováhy nová řada mikropilot, ukloněných o 30° od svislé, s osovou tahovou silou 100 kN na běžný metr.

Monolitický železobetonový převázkový trám se navrhne a provede tak, aby zajistil přenos těchto sil do stávající opěrné zdi. Je nutné zajistit spojení převázkového trámu.

Výše jmenované konstrukční prvky sanace se v rámci prováděcí dokumentace detailně dopracují.

## 5.1 POUŽITÉ MATERIÁLY

V souladu s návrhovou normou ČSN EN 1992-1-1 se pro betony převážkového trámu použije beton C30/37 XC4 XF4 (CZ, NA. F. 2) CI 0,4  $D_{\max}$  16 S4 (beton B30 podle starší neplatné normy ČSN 73 2400).

V souladu s návrhovou normou ČSN EN 1992-1-1 se pro výztuž železobetonových konstrukcí použije betonářská žebírková ocel B500B (podle starší neplatné normy ČSN 42 5538 se jedná o ocel 10 505).

Pro injekční směs a zálivku mikropilot se použije aktivovaná cementová suspenze z portlandského cementu nebo portlandského struskového cementu, tj. cementy CEM I 42.5, CEM II/A S42.5, CEM II/B-M32.5 nebo CEM II/B-S 32.5 R. Pro trubní výztuž se použijí silnostěnné trubky z oceli S235.

## 6 PŘEDPOKLADY VÝPOČTŮ A PODMÍNKY PŮSOBENÍ

Mikropilotové základy jsou navrženy v souladu s Eurokódem 7 (viz [6]), tj. metodou mezních stavů dle návrhového přístupu 2. Volba dílčích součinitelů pro návrhový přístup 2 se řídí kombinací: A1 + M1 + R2.

## 7 POŽADAVKY NA KONTROLU ZAKRÝVANÝCH KONSTRUKCÍ

Kontrolu nosných konstrukcí před zakrytím a přejímky dílčích stavebních prací na nosných konstrukcích, které jsou další činností zakryty, průběžně zajišťuje technický dozor stavby ve spolupráci s projektantem dokumentace pro provedení stavby.

Jedná se zejména o veškeré železobetonové konstrukce, u kterých se před betonáží provede přebírka výztuže převážkového trámu, kotvení hlav mikropilot v převážkovém trámu a spojení převážkového trámu se stávající opěrnou zdí.

Dále se ověří předpoklady návrhu založení při pilotáži. Vrtným pracím při realizaci prvních dvou vybraných mikropilot bude přítomen odborný geotechnický dozor. Výsledky přebírky vrtných profilů zapíše dozor do stavebního deníku.

Průběh pilotážních prací je třeba sledovat nepřetržitě a případné odchylky od návrhových předpokladů konzultovat s projektantem založení.

## 8 POŽADAVKY NA DOKUMENTACI PRO PROVÁDĚNÍ STAVBY

V rámci dokumentace pro provádění stavby budou dopracovány výkresy výztuže veškerých železobetonových konstrukcí – převážkového trámu, včetně jeho spojení se stávající opěrnou zdí a detailu kotvení hlav mikropilot v trámu.

## 9 ZÁVĚR

Stávající stavebně technické řešení, tedy takové, které bylo ověřeno stavebně technickým průzkumem, je nevyhovující (viz Výpočet opěrné zdi – současná situace). V předkládané zprávě je popsáno koncepční a hrubé technické řešení nápravy nevyhovujícího stavu. Nové stavebně technické řešení je posouzeno jak na trvalou návrhovou situaci, tak na dočasnou zahrnující provizorní kyvadlový provoz těsně za rubem sanované opěrné zdi.

## **PŘÍLOHY**

1/ GEOTECHNICKÉ POSOUZENÍ



**Vstupní data****Nastavení**

Standardní - EN 1997 - DA2

**Materiály a normy**

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

**Výpočet zdí**

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe

Tvar zemního klínu : počítat šikmý

Výstupek základu : výstupek uvažovat jako šikmou základovou spáru

Dovolená excentricita : 0,333

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)				
Trvalá 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)				
Trvalá návrhová situace				
Součinitel redukce odporu na překlopení :	$\gamma_{Re} =$	1,40	[-]	
Součinitel redukce odporu na posunutí :	$\gamma_{Rh} =$	1,10	[-]	
Součinitel redukce odporu základové půdy :	$\gamma_{Rv} =$	1,40	[-]	

Kombinační součinitele pro proměnná zatížení				
Trvalá návrhová situace				
Součinitel kombinační hodnoty :	$\psi_0 =$	0,70	[-]	
Součinitel časté hodnoty :	$\psi_1 =$	0,50	[-]	
Součinitel kvazistálé hodnoty :	$\psi_2 =$	0,30	[-]	

**Materiál konstrukce**Objemová tíha  $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$ 

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).


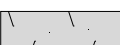
**Geometrie konstrukce**

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	3,00
3	0,00	3,50
4	-1,06	3,50
5	-1,06	3,00
6	-0,86	3,00
7	-0,71	0,00


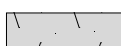
Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.

Plocha řezu zdi = 2,89 m<sup>2</sup>.

**Základní parametry zemín**

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	$\nu$ [–]	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	Navážky, deluvia		soudržná	0,35	18,00	10,00	20,00	10,00	6,00
2	Skalní podloží		soudržná	0,25	30,00	50,00	22,00	12,00	10,00

**Geologický profil a přiřazení zemín**

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,00	Navážky, deluvia	
2	-	Skalní podloží	

**Založení**

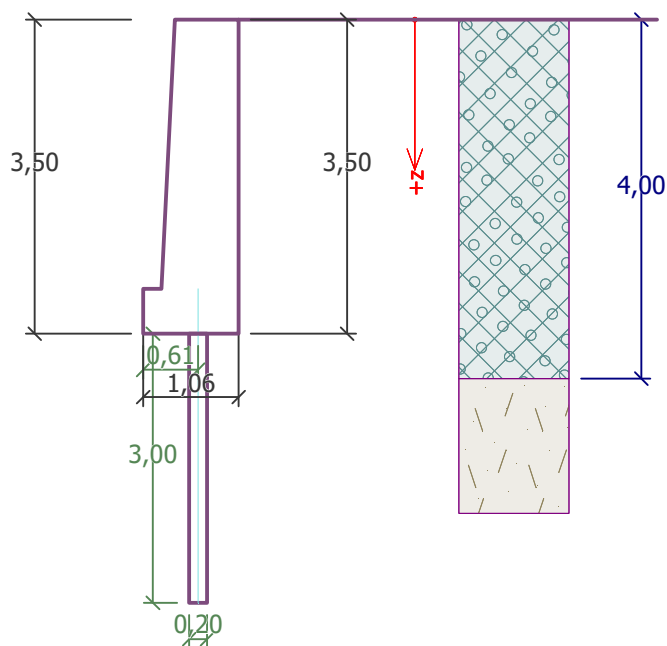
Typ založení : zemina - geologický profil

**Tvar terénu**

Terén za konstrukcí je rovný.

**Vliv vody**

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

**Kotvení základu****Geometrie**

Vzdálenost  $x = 0,61$  m

Hloubka  $h = 3,00$  m

Průměr vrtu  $d = 0,20$  m

Vzdálenost vrtů  $v = 0,50$  m

Únosnost na vytržení zadána hodnotou  $T_p = 250,00$  kN/m

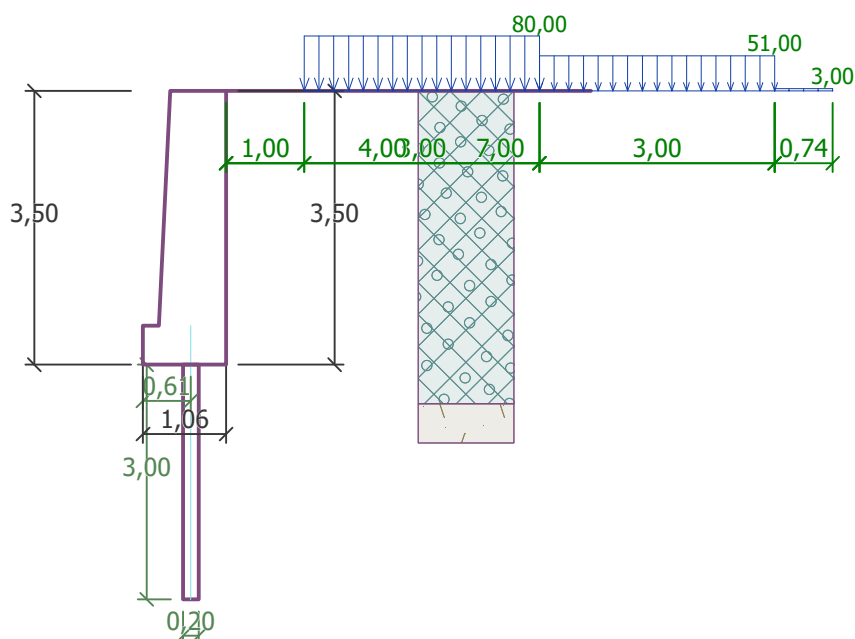
Únosnost na přetržení zadána hodnotou  $R_t = 250,00$  kN

## Výpočet opěrné zdi – současná situace

Zadaná plošná přitížení – silniční doprava

Číslo	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	proměnné	80,00		1,00	3,00	na terénu
2	proměnné	51,00		4,00	3,00	na terénu
3	proměnné	3,00		7,00	0,74	na terénu

Číslo	Název
1	Zatěžovací pruh č. 1
2	Zatěžovací pruh č. 2



### Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce není uvažován.

### Nastavení výpočtu fáze

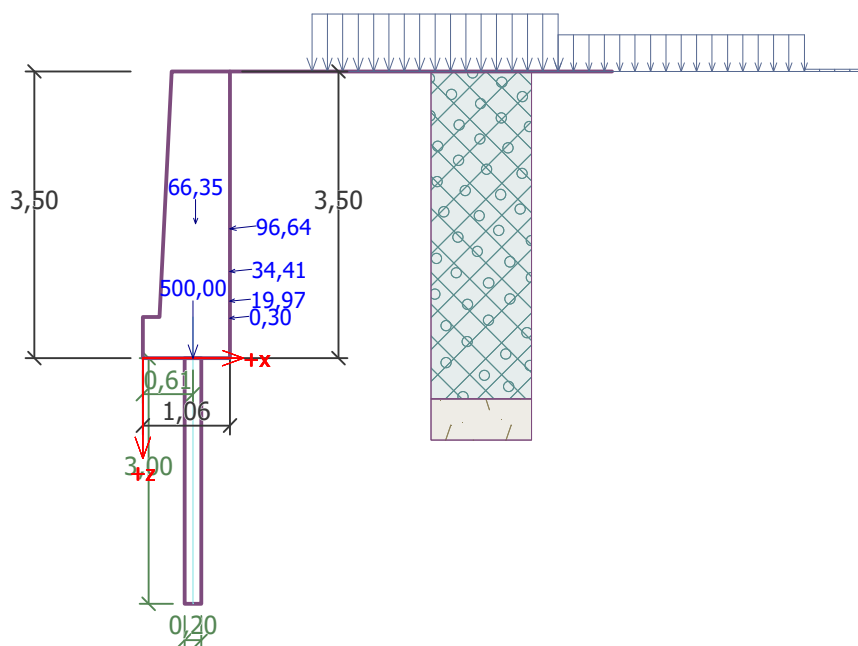
Návrhová situace : trvalá

Zeď se může přemístit, je počítána na zatížení aktivním tlakem.

### Posouzení

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	$F_{hor}$ [kN/m]	Působíště z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zeď	0,00	-1,64	66,35	0,64	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	19,86	-0,69	2,09	1,06	1,350	1,350	1,000
Zatěžovací pruh č. 1	96,05	-1,58	10,63	1,06	1,500	1,500	1,500
Zatěžovací pruh č. 2	34,22	-1,06	3,60	1,06	1,500	1,500	1,500
Přít.3 - pásové	0,29	-0,49	0,03	1,06	1,500	1,500	1,500
Kotvení základu	0,00	0,00	500,00	0,61	1,000	1,000	1,350

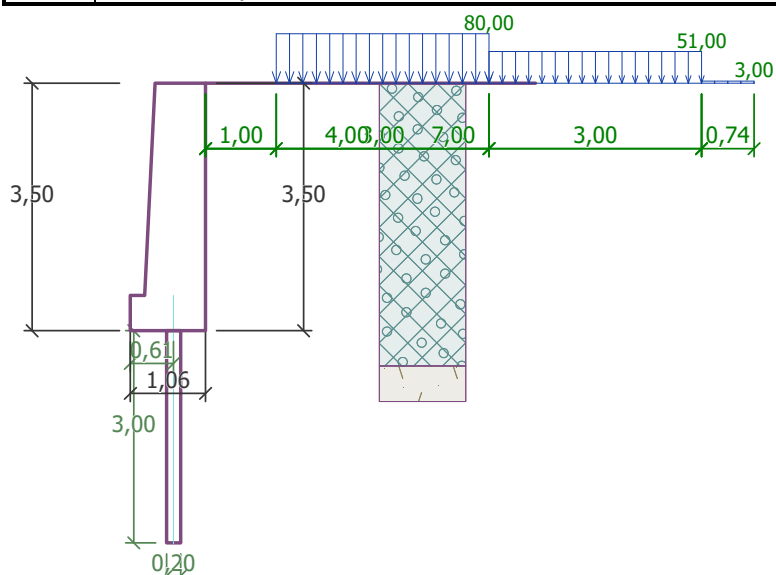
**Posouzení celé zdi****Posouzení na překlpení**Moment vzdorující  $M_{res} = 266,58 \text{ kNm/m}$ Moment klopící  $M_{ovr} = 300,48 \text{ kNm/m}$ **Zeď na překlpení NEVYHOVUJE****Posouzení na posunutí**Vodor. síla vzdorující  $H_{res} = 197,64 \text{ kN/m}$ Vodor. síla posunující  $H_{act} = 222,66 \text{ kN/m}$ **Zeď na posunutí NEVYHOVUJE****Celkové posouzení - ZEĎ NEVYHOVUJE**

## Výpočet opěrné zdi – trvalá situace

### Zadaná plošná přitížení – silniční doprava

Číslo	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	proměnné	80,00		1,00	3,00	na terénu
2	proměnné	51,00		4,00	3,00	na terénu
3	proměnné	3,00		7,00	0,74	na terénu

Číslo	Název
1	Zatěžovací pruh č. 1
2	Zatěžovací pruh č. 2

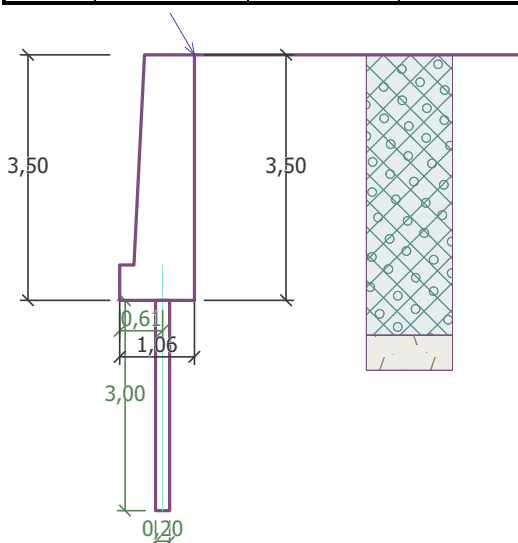


### Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce není uvažován.

### Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Název	Působ.	$F_x$ [kN/m]	$F_z$ [kN/m]	$M$ [kNm/m]	x [m]	z [m]
1	nové mikropiloty	stálé	50,00	86,60	0,00	0,00	0,00



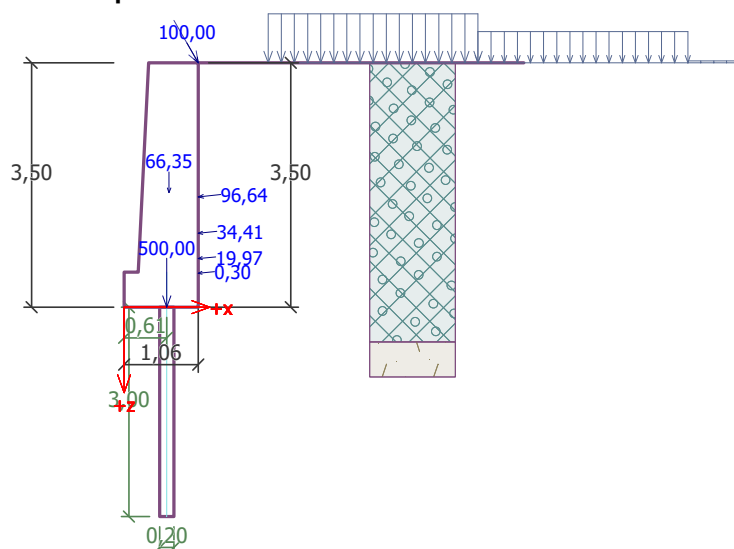
**Nastavení výpočtu fáze**

Návrhová situace : trvalá

Zeď se může přemístit, je počítána na zatížení aktivním tlakem.

**Posouzení****Spočtené síly působící na konstrukci**

Název	$F_{hor}$ [kN/m]	Působíště z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zeď	0,00	-1,64	66,35	0,64	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	19,86	-0,69	2,09	1,06	1,350	1,350	1,000
Zatěžovací pruh č. 1	96,05	-1,58	10,63	1,06	1,500	1,500	1,500
Zatěžovací pruh č. 2	34,22	-1,06	3,60	1,06	1,500	1,500	1,500
Přít.3 - pásové	0,29	-0,49	0,03	1,06	1,500	1,500	1,500
Nové mikropiloty	-50,00	-3,50	86,60	1,06	1,000	1,000	1,350
Kotvení základu	0,00	0,00	500,00	0,61	1,000	1,000	1,350

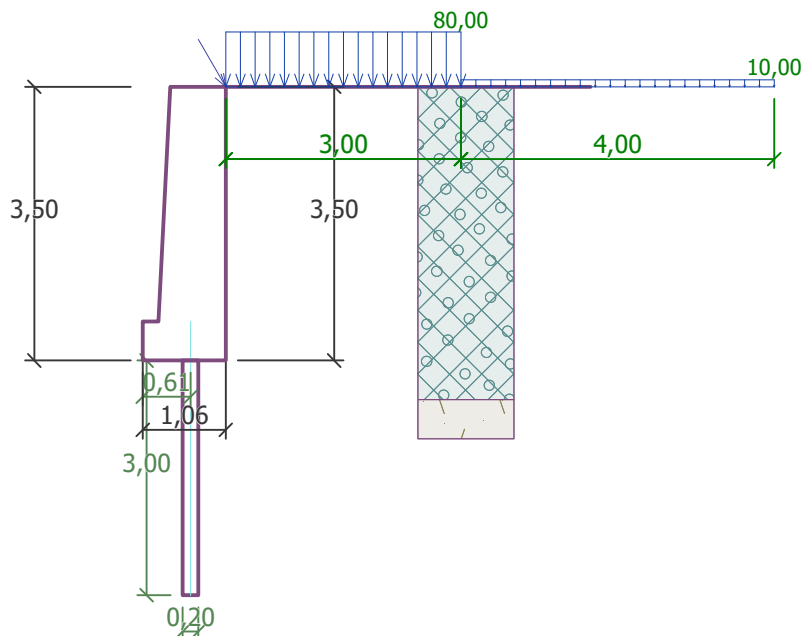
**Posouzení celé zdi****Posouzení na překlopení**Moment vzdorující  $M_{res} = 457,15$  kNm/mMoment klopící  $M_{ovr} = 300,48$  kNm/m**Zeď na překlopení VYHOVUJE****Posouzení na posunutí**Vodor. síla vzdorující  $H_{res} = 233,18$  kN/mVodor. síla posunující  $H_{act} = 172,66$  kN/m**Zeď na posunutí VYHOVUJE****Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE**

**Výpočet opěrné zdi – dočasná situace (kyvadlový provoz během výstavy)**

Zadaná plošná přitížení – kyvadlová silniční doprava, staveništní doprava

Číslo	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	proměnné	80,00		0,00	3,00	na terénu
2	proměnné	10,00		3,00	4,00	na terénu

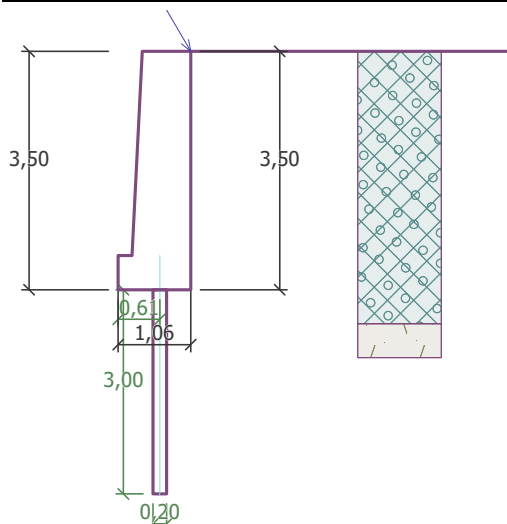
Číslo	Název
1	Zatěžovací pruh č. 1

**Odpor na líci konstrukce**

Odpor na líci konstrukce není uvažován.

**Zadané síly působící na konstrukci**

Číslo	Název	Působ.	F <sub>x</sub> [kN/m]	F <sub>z</sub> [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
1	nové mikropiloty	stálé	50,00	86,60	0,00	0,00	0,00



**Nastavení výpočtu fáze**

Návrhová situace: trvalá

Zeď se může přemístit, je počítána na zatížení aktivním tlakem.

**Posouzení****Spočtené síly působící na konstrukci**

Název	$F_{hor}$ [kN/m]	Působíště z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zeď	0,00	-1,64	66,35	0,64	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	19,86	-0,69	2,09	1,06	1,350	1,350	1,000
Zatěžovací pruh č. 1	117,18	-1,65	13,26	1,06	1,500	1,500	1,500
Přít.2 - pásové	9,25	-1,24	0,97	1,06	1,500	1,500	1,500
Nové mikropiloty	-50,00	-3,50	86,60	1,06	1,000	1,000	1,350
Kotvení základu	0,00	0,00	500,00	0,61	1,000	1,000	1,350

**Posouzení celé zdi****Posouzení na překlopení**Moment vzdorující  $M_{res} = 457,12$  kNm/mMoment klopící  $M_{ovr} = 326,04$  kNm/m**Zeď na překlopení VYHOVUJE****Posouzení na posunutí**Vodor. síla vzdorující  $H_{res} = 232,48$  kN/mVodor. síla posunující  $H_{act} = 166,46$  kN/m**Zeď na posunutí VYHOVUJE****Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE**