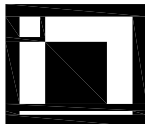


03		
02		
01		
ZMĚNA	POPIS	DATUM



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: Správa a údržba silnic Pardubického kraje
Doubravice 98, 533 53 Pardubice

Obnova tělesa silnice II/359 Poříčí u Litomyšle

■ kraj:
Pardubický

■ MÚ / OU:
Poříčí u Litomyšle

■ stupeň utajení:
bez utajení

■ datum:
12 / 2016

■ zakázkové číslo:
016014

■ stupeň PD:
DSP a PDPS

■ odpovědný projektant stavby:
Ing. Ivan Šír

■ odpovědný projektant objektu:
Ing. Ivan Šír

■ vypracoval:
Ing. Martin Fejks

■ kontroloval:
Ing. Martin Fejks

■ změna číslo:
00

■ měřítko:

fu

Fejks

SO 102 - SANACE SVAHU

STATICKÝ VÝPOČET

C.1.2.12



OBSAH:

1	ÚVOD	3
1.1	ROZSAH POSUZOVANÝCH KONSTRUKCÍ	3
1.1.1	Použité normy	3
1.1.2	Použitá literatura	4
1.1.3	Podklady	4
1.1.4	Výpočetní programy	4
2	POPIS KONSTRUKCÍ	5
2.1	POPIS PORUCHY	5
2.2	ZAJIŠTĚNÍ SVAHU	5
3	ZATÍŽENÍ	6
3.1	STÁLÉ ZATÍŽENÍ	6
3.1.1	Vlastní tíha konstrukcí	6
3.1.2	Skladba vozovky	6
3.1.3	Ostatní stálé zatížení	6
3.1.4	Zatížení zemním tlakem	6
3.2	PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ	7
3.2.1	Zatížení od dopravy	7
3.2.2	Stanovení dynamických účinků	9
3.2.3	Vliv excentricity zatížení	9
3.2.4	Rozjezdové a brzdné síly	9
3.2.5	Zatížení užité při betonáži	9
3.2.6	Smrštění betonových konstrukcí	9
4	GEOLOGIE	10
5	PŘEDPOKLADY VÝPOČTU	11
5.1	ROZNÁŠENÍ ZATÍŽENÍ	11
5.2	POPIS POSUZOVANÉ KONSTRUKCE	11
5.3	PŘEDPOKLADY VÝPOČTU	11
5.4	NÁVRHOVÉ SITUACE	11
5.5	KOMBINACE:	11
5.6	KOMBINAČNÍ SOUČinitele	12
5.7	NÁVRHOVÉ HODNOTY	13
5.8	PROVOZNÍ HODNOTY	13
5.9	ZATĚŽOVACÍ STAVY	13
5.10	FÁZE VÝSTAVBY	13
6	POUŽITÉ MATERIÁLY	14
6.1	BETON	14
6.2	VÝZTUŽ	14
6.3	ZEMINY	14
7	NÁVRH ZAJIŠŤUJÍCÍCH KONSTRUKCÍ	16
8	NÁVRH GABIONOVNÉ STĚNY	16
8.1	ŘEZ 0 A 1	16
8.2	ŘEZ 2	19
8.3	ŘEZ 3	21



9	NÁVRH ŽELEZOBETONOVÉ STĚNY	23
9.1	ŘEZ Č. 1	23
9.2	ŘEZ 2	25
9.3	ŘEZ Č. 3	27
10	NÁVRH HORNINOVÝCH KOTEV.....	29
11	VYZTUŽENÍ OPĚRNÉ ZDI.....	31
11.1	VNITŘNÍ SÍLY.....	31
11.2	POSOUZENÍ V PATĚ ZDI.....	32
11.3	NÁVRH VÝZTUŽE ZDI.....	33
12	ZÁVĚR.....	33



1 ÚVOD

1.1 Rozsah posuzovaných konstrukcí

Předmětem projektu je návrh a posouzení odstranění havarijního stavu části dosavadního silničního tělesa v intravilánu obce Poříčí u Litomyšle. Řešený úsek komunikace II/359 se nachází přibližně ve staničení km 12,0. Komunikace je vedena po násypovém tělese uloženém na skalním útvaru. Stěna je v místě poruchy téměř kolmá (historicky zajištěná betonovou torkretovou plentou celkové výšky cca 7,5m). V patě skály se nachází trvalý vodní tok, Desná.

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 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.

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) Záписy z jednání
- (3) Prohlídka na místě
- (4) Fotodokumentace
- (5) Geodetické zaměření úseku vypracované laserovým skenováním, Geovap s.r.o., 08/2016
- (6) Geofyzikální průzkum lokality, vypracovaný fi. Kolej Consult & servis s.r.o., 09/2016
- (7) Inženýrsko-geologický průzkum, vypracovaný Mgr. Ludkem Žabkou, 09/2016

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, modul Patky, Stabilita svahu, Gabion – Fine CZ

Kompletní počítačové výpočty jsou archivovány u zpracovatele statického výpočtu.



2 Popis konstrukcí

2.1 Popis poruchy

Řešený úsek komunikace II/359 se nachází přibližně v km 12,0. Komunikace je vedena po násypovém tělese uloženém na skalním útvaru. Stěna je v místě poruchy lomená až téměř svislá, výška cca 7,5 m. V patě skály se nachází trvalý vodní tok, Desná.

Tato stěna je částečně tvořena skalním masivem, který byl v 90-tých letech zpevněn zemními hřeby kotvenou torkretovanou stěnou. Na části úseku však došlo k destrukci vynášecí konstrukce této torkretové stěny a svah se sesunul.

Stav zbývající části tohoto torkretu nelze ověřit. Způsob zakotvení hřebů také nelze ověřit. Vzhledem ke stavu konstrukce a způsobu kotvení lze předpokládat, že porucha se bude dále rozvíjet.

Vlastní násypová část tělesa komunikace je díky porušené torkretové stěně nestabilní a dochází zde k pohybům. Kryt komunikace byl v minulosti častokrát opravován. Komunikace vykazuje značné deformace a vyskytují se i nové podélné trhliny v asfaltovém krytu. Odvodnění daného úseku komunikace není plně funkční. Přibližně v polovině řešeného úseku se nachází stávající příčný betonový trubní propustek se vtokovou mříží. Povrchová voda se částečně vsakuje do silničního tělesa.

2.2 Zajištění svahu

Pro nové zajištění svahu je navrženo provedení železobetonové opěrné zdi v patě koryta vodoteče. Na začátku úseku bude tato opěrná zeď doléhat přímo na skalní výchozy a následně se odkloní od svahu rovnoběžně s břehem koryta vodoteče. Opěrná zeď bude kotvená zemními kotvami přímo do skalního masivu.

Za korunou této železobetonové opěrné zdi bude provedena gabionové stěna s lícem ve sklonu 15° od svislice. Do gabionových košů budou zavázány nosné geomříže, které budou sloužit jako zpevnění násypového tělesa. Vlastní těleso komunikace bude provedeno z nového nasypaného materiálu 0-63 hutněného po vrstvách.



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 kN/m^3 . Tíha ocelových prvků je uvažována hodnotou $78,5 \text{ kN/m}^3$.

Tíha gabionových konstrukcí je uvažována jako výplň skládaným materiálem s hmotností 18 kN/m^3 . Materiál gabionů je uvažován z pletiva o pevnosti tahu sítě 40 kN/m .

Součinitel zatížení je uvažován hodnotou 1,35.

3.1.2 Skladba vozovky

Spojité plošné zatížení	mm	kN/m^3	g_k	g_s	g_d	
Asfaltobetonové souvrství	200	22	4,40	1,35	5,94	kN/m^2
Štěrkové vrstvy vozovky	300	19	5,70	1,35	7,70	kN/m^3
S			10,10	1,35	13,64	kN/m^2

- průměrná hodnota.

3.1.3 Ostatní stálé zatížení

Spojité plošné zatížení	A m^2	kN/m^3	g_k	g_s	g_d	
Betonová římsa	0,33	25	8,25	1,35	11,14	kN/m^2
Svodidlo	50	kg/m	0,50	1,35	0,68	kN/m^2
S			8,75	1,35	11,81	kN/m^2

3.1.4 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

Za soustavou opěrných konstrukcí je převáděna komunikace II třídy č. 359. Šířka průjezdního prostoru dle ČSN 736101 je 7,0 m. Komunikace bude rozdělena do 2 pruhů o šířce 3 m a zbývajících pruhu šířky 1,0 m.

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.

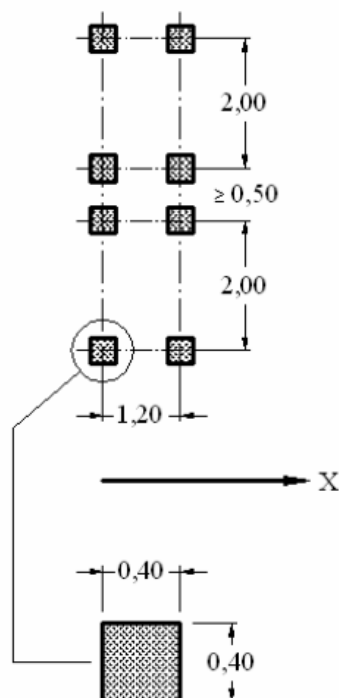
Tabulka NA.2.1 – Hodnoty regulačních součinitelů α pro ČR

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

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

3.2.1 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. Zbývajících pruhů 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/m² v prvním pruhu a 2,5 kN/m² v ostatních pruzích.

Tabulka 4.2 – Model zatížení 1 – charakteristické hodnoty

Umístění	Dvojnáprava (TS)	Rovnoměrné zatížení (UDL)
	nápravové síly Q_k [kN]	q_k (nebo q_{rk}) [kN/m ²]
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.

Tabulka NA.2.1 – Hodnoty regulačních součinitelů α pro ČR

Skupina pozemních komunikací	α_{q1}	α_{q2}	α_{q3}	α_{q1}	α_{q2}	$\alpha_{qi} (i > 2)$ a α_{qr}
1	1	1	1	1	2,4	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45 ¹⁾	1,6	1,6

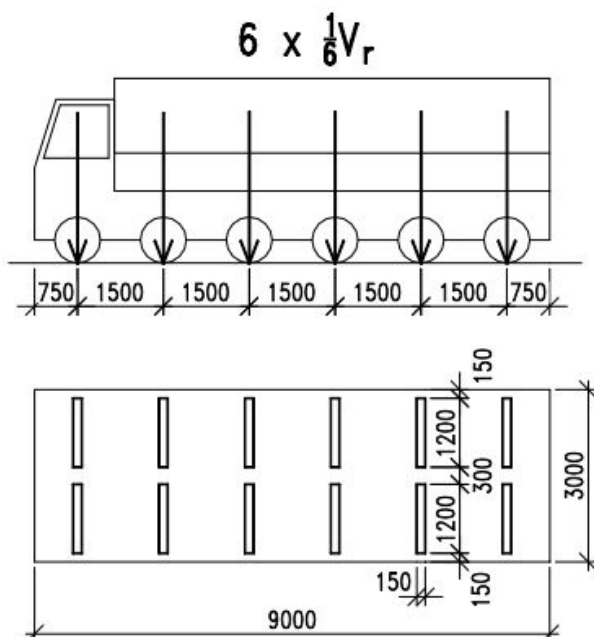
¹⁾ Rovnoměrné zatížení v zatěžovacím pruhu 1 je $0,45 \times 9,0 \text{ kN/m}^2 + 4 \text{ kN/m}^2$.

Vzhledem k roznosu zatížení pod vozovku je uvažováno, že příslušné zatížení bude rozneseno na náhradní plochu vozidla. V daném případě je zatížení vozovky ve větší vzdálenosti od gabionové stěny 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.

Tabulka NA.2.5 – Půdorysná náhradní plocha

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

Zatížení v pro 1. pruh – zatížení LM1 odpovídá vozidlu o hmotnosti 80 tun, což představuje zatížení šestinápravovým vozidlem dle následujícího schématu. Zatížení v druhém pruhu schématu LM1 odpovídá vozidlu o hmotnosti 53 tun, což také představuje šesti nápravové vozidlo.



Výsledné zatížení je tedy následující. Schéma LM1,

- Pruh 1, $q = 2 \times 300 \text{ kN} / (3,0 \text{ m} \times 9,0 \text{ m}) = 22 \text{ kN/m}^2$ + stálé zatížení UDL o hodnotě $9,0 \times 1,0 \text{ kN/m}^2$ – **celkem tedy 31 kN/m² v šířce pruhu 3,0 m.**
- Pruh 2, $q = 2 \times 200 \text{ kN} / (3,0 \text{ m} \times 9,0 \text{ m}) = 15 \text{ kN/m}^2$ + stálé zatížení UDL o hodnotě $2,5 \times 2,4 \text{ kN/m}^2$ – **celkem tedy 21 kN/m² v šířce pruhu 3,0 m.**
- Zbývající prostor o intenzitě zatížení $2,5 \text{ kN/m}^2 \times 1,2 = 3,0 \text{ kN/m}^2$.

3.2.2 Stanovení dynamických účinků

Výše uvedené proměnné zatížení je již uvažováno vč. dynamických účinků. Pro zemní těleso je v daném případě tato skutečnost na stranu bezpečnou.

3.2.3 Vliv excentricity zatížení

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

3.2.4 Rozjezdové a brzdné síly

Nemají na výpočet namáhání vliv, nebyly proto uvažovány.

3.2.5 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 ²
S	1,50	1,50	2,25	kN/m ²

3.2.6 Smrštění betonových konstrukcí

Je uvažováno pouze u betonové stěny a je uvedeno dále v textu v posouzení.



4 Geologie

Dle archivu České geologické služby – Geofondu Praha se lokalita nachází mimo registrovaná území sesuvná a ovlivněná těžbou. Před provedením vrtného průzkumu byla na lokalitě provedena geofyzikální měření (Hruška 2016), s úkolem zjistit charakter horninového prostředí a hloubku skalního podloží. Použit byl georadar a elektrická odporová tomografie. Metodami byla vyčleněna poloha navážek o mocnosti 1,20 až 2,00 m, poloha pokryvu s bází 2,10 až 3,80 m pod povrchem terénu. Dále bylo zjištěno, že povrchový horizont podložního masivu je většinou intenzivně rozpukaný, od hloubky cca 3,50 až 6,00 m se intenzita rozpukání snižuje a zvyšuje pevnost.

Inženýrskogeologické poměry v zájmovém území jsou dány jeho umístěním nad strmým, tektonicky podmíněným svahem nad vodotečí. Z výsledků prací realizovaných v zájmovém území vyplývá, že skalní masiv tvořený slínovcem je v zájmovém území tektonicky postižený a jeho povrch výrazně členitý. V místě komunikace se převážně nachází v hloubce 2,80 až 4,50 m pod vozovkou a generelně zapadá k SZ, tj. k vrtu J1. Povrch masivu je rozpukaný, deskovitě, úlomkovitě, lokálně též střípkovitě rozpadavý. Hornina má převážně střední a vysokou pevnost (R3, R2). S hloubkou vzrůstá její kompaktnost.

Masiv je v místě komunikace překryt hrubými deluviálními jílovitými štěrky (GC) mocnými 1,30 až 2,80 m. Jejich mocnost vzrůstá k SZ. Štěrky jsou převážně tuhé až měkké, patrně neuhněné. Deluviální štěrky jsou překryty nekonsolidovanou jílovitoštěrkovitou navážkou (GCY), která na povrchu obsahuje balvany pevných hornin. Vozovku tvoří ulehlé štěrky prolité asfaltem mocné cca 0,30 m a asfalt o mocnosti cca 0,05 m. Celková mocnost navážky je 1,50 až 1,80 m.

Propustnost jílovitého štěrku je dle klasifikace Jetela 1973 převážně slabá, s hodnotou součinitele filtrace $k = 5 \cdot 10^{-7} \text{ m.s}^{-1}$. Podzemní voda vytváří v blízkosti vodoteče poříční horizont spjatý s vodami toku. Pokud vodotečí voda neprotéká, je hladina podzemní vody zakleslá.

Název zeminy / horniny		ČSN EN ISO 14688	ČSN 73 6133	σ_c (MPa)	γ (kN.m ⁻³)	E_{def} (MPa)	c_{ef}/c_u (kPa)	φ_{ef}/φ_u (°)
štěrk jílovitý	měkký	clGr	GC	-	19,5	40	2/-	28/-
	tuhý					50	4/-	29/-
slínovec	se střední pevností	-	R3	40	-	100	-	-
	s vysokou pevností	-	R2	100	-	400	-	-

Jílovité štěrky tvořící podloží vozovky jsou při optimální vlhkosti podle ČSN 736133 podmíněčně vhodné do násypu a pro podloží vozovky. Jelikož v zájmovém území nejsou vhodně zhutněny, vhodné podloží netvoří.

Dle ČSN 73 6133 mají kvartérní zeminy třídu těžitelnosti I., povrchový horizont podložních slínovců třídu II., hlubší partie třídu III. Svahy dočasných výkopů hlubokých do 3,00 m doporučujeme v zeminách provádět ve sklonu 1 : 0,5, v rozpukaném slínovci ve sklonu 1 : 0,33. Výkopy omezené kolmými stěnami je možno v zeminách hloubit bez použití pažení do hloubky 1,30 m.



Pod touto úrovní lze ručně vykonávat práce pouze pod ochranou vhodného pažení. Strojně hloubené výkopy, do kterých nevstoupí pracovníci, mohou zůstat po dobu otevření výkopu nezapažené. Při provádění prací je nutno postupovat tak, aby se významně nesnížila stabilita stávajícího svahu.

5 Předpoklady výpočtu

5.1 Roznášení zatížení

Zatížení v pro 1. pruh – zatížení LM1 odpovídá vozidlu o hmotnosti 80 tun, což představuje zatížení šestinápravovým vozidlem. Zatížení v druhém pruhu schématu LM1 odpovídá vozidlu o hmotnosti 53 tun, což také představuje šesti nápravové vozidlo.

5.2 Popis posuzované konstrukce

V rámci statického výpočtu byla samostatně posouzena železobetonová kotvená stěna a samostatně gabionová stěna. Následně byla ještě posouzena celková stabilita svahu vč. těchto konstrukcí.

5.3 Předpoklady výpočtu

Při výpočtu bylo postupováno dle norem ČSN EN 1997-1, ČSN 736133 vč. jejich 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.

Posouzení celkové stability svahu bylo provedeno v souladu s ČSN 736133 čl. 5.5.2.1 pomocí stupně bezpečnosti. Požadovaný minimální stupeň bezpečnosti byl uvažován dle přílohy B a to hodnotou 1,3.

Pro posouzení celkové stability svahu bylo v souladu s čl. 5.6.1. písm. b) odst. 1 uvažováno s rovnoměrným zatížením 10 kN/m². Zatížení bylo uvažováno na celé šíři vozovky tak, aby vyvolalo nejnepříznivější účinek.

Byly posuzovány nejkritičtější řezy, jejich stanovení bylo určeno prohlídkou na místě s přihlédnutím k poruchám ve vozovce.

5.4 Návrhové situace

V ČSN EN 1990 jsou definovány tyto návrhové situace

- trvalé a dočasné návrhové situace
- mimořádné návrhové situace
- seizmické návrhové situace

Tyto návrhové situace se vztahují ke kombinačním pravidlům uvedeným níže.

Pro posouzení únosnosti nosné konstrukce je použita trvalá návrhová situace.

5.5 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.

5.6 Kombinační součinitele

Tabulka A2.1 – Doporučené hodnoty součinitelů ψ pro mosty pozemních komunikací

Zatížení	Značka		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Zatížení dopravou (viz EN 1991-2, Tabulka 4.4)	gr1a (LM1+ zatížení chodci nebo cyklisty) ¹⁾	TS (dvojnápravy)	0,75	0,75	0
		UDL (rovnomměrné zatížení)	0,40	0,40	0
		Zatížení chodci + zatížení cyklisty ²⁾	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
	F_w^*		1,0	–	–
Zatížení teplotou	T_k		0,6 ³⁾	0,6	0,5
Zatížení sněhem	$Q_{sn,k}$ (během provádění)		0,8	–	–
Staveništní zatížení	Q_c		1,0	–	1,0

¹⁾ Doporučené hodnoty součinitelů ψ_0 , ψ_1 a ψ_2 pro gr1a a gr1b jsou uvedeny pro zatížení silniční dopravou, která odpovídá regulačním součinitelům $\alpha_{q,l}$, $\alpha_{q,l}$, $\alpha_{q,r}$ a β_q rovným 1. Ty, které se vztahují k UDL (rovnomměrné 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 α . Např. hodnota ψ_2 jiná než nula se může předpokládat pouze pro rovnomměrné zatížení (UDL) modelu zatížení 1 (LM1) pro mosty převádějící silnou nepřetržitou dopravu. Viz také EN 1998.

²⁾ Kombinační hodnota zatížení od chodců a cyklistů, zmíněná v tabulce 4.4 EN 1991-2, je redukována hodnota. Součinitele ψ_0 a ψ_1 odpovídají této hodnotě.

³⁾ Doporučenou hodnotu ψ_0 pro zatížení teplotou lze ve většině případů snížit až na nulu pro mezní stavy únosnosti EQU, STR a GEO. Viz také Eurokódy pro navrhování.



5.7 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))	$\gamma_{G,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,j} \gamma_{Q,1} Q_{k,j}$	(Výraz (6.10a))	$\gamma_{G,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$		$\gamma_{Q,1} \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,j} \gamma_{Q,1} Q_{k,j}$
							(Výraz (6.10b))	$\xi \gamma_{G,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,j} \gamma_{Q,1} Q_{k,j}$
(*) 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. ^{NP27)}													
POZNÁMKA 2 Hodnoty součinitelů γ_a lze stanovit v národní příloze. Při použití výrazů (6.10), nebo (6.10a) a (6.10b) jsou doporučené hodnoty součinitelů γ_a následující: ^{NP20)} $\gamma_{G,sup} = 1,35$ ¹⁾ $\gamma_{G,inf} = 1,00$ $\gamma_Q = 1,35$, 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 ³⁾ a 27 ³⁾), 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 SW2; (0 pro příznivá); $\gamma_Q = 1,50$ pro ostatní zatížení dopravou a pro další proměnná zatížení; ²⁾ $\xi = 0,85$ (takže $\xi \gamma_{G,sup} = 0,85 \times 1,35 \approx 1,15$). $\gamma_{Q,inf} = 1,20$ v případě pružné lineární analýzy a $\gamma_{Q,inf} = 1,35$ 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 γ , které se použijí pro vynucená přetvoření. γ_P = doporučené hodnoty definované v příslušných Eurokódech pro navrhování.													
¹⁾ Tyto hodnoty zahrnují: vlastní tíhu nosných a nenosných částí, kolejové lože, zeminu, podzemní vodu a volně tekoucí vodu, odstranitelné zatížení, apod.													
²⁾ 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.													
³⁾ Pro zatížení železniční dopravou u sestav zatížení 26 a 27 lze součinitel $\gamma_Q = 1,20$ použít pro jednotlivé složky zatížení dopravou související s SW2 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 $\gamma_{G,inf}$, pokud celkový výsledný účinek je příznivý. Např. v šedých zatíženích 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 γ_G a γ_Q rozdělit na γ_G a γ_Q a na součinitel γ_{Sa} zahrnující nejistoty modelování. Hodnota γ_{Sa} je v oboru 1,0 – 1,15 a lze ji použít v neobecnějších případech a také ji lze upravit v národní příloze. ^{NP27)}													
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.													

5.8 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	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

5.9 Zatěžovací stavy

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

5.10 Fáze výstavby

Vzhledem k velikosti objektu není uvažováno.



6 Použité materiály

6.1 Beton

Nosnou konstrukci mostu – příčel a stojky tvoří monolitické železobetonové rámy z betonu C30/37 XC4, XF4

Beton C30/37

f_{ck}	30,00	MPa
f_{cm}	38,00	MPa
f_{ctm}	2,90	MPa
E_{cm}	32836,57	MPa
ε_{c2}	20,0	1e-4
ε_{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
ε_{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
ε_u	Poměrné přetvoření betonářské nebo přepínací oceli při maximálním zatížení
ε_{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

Štěrk jílovitý (G5) - Měkký

Objemová tíha :	$g = 19,50 \text{ kN/m}^3$
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	$j_{ef} = 28,00^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 2,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina :	$d = 20,00^\circ$
Zemina :	nesoudržná
Obj.tíha sat.zeminy :	$g_{sat} = 20,50 \text{ kN/m}^3$

Štěrk jílovitý (G5) - Tuhý

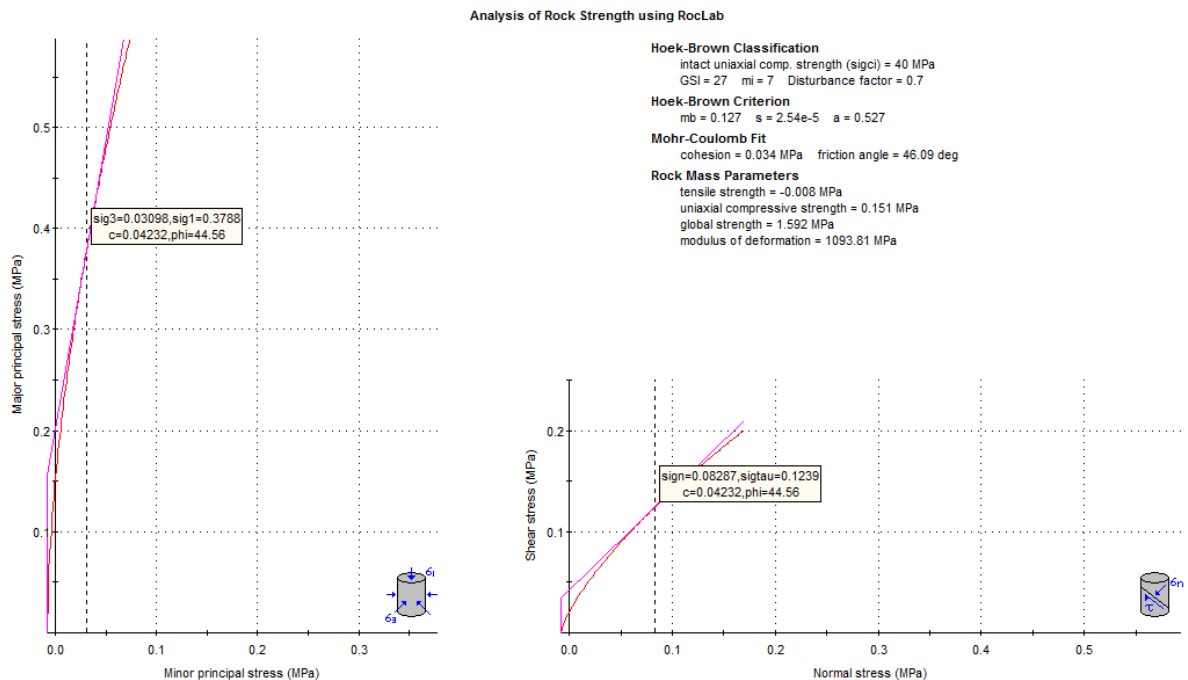
Objemová tíha :	$g = 19,50 \text{ kN/m}^3$
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	$j_{ef} = 29,00^\circ$



Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 4,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $d = 20,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,50 \text{ kN/m}^3$

Slínovec

Náhradní charakteristiky byly určeny programem RocLab.



Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 40 MPa
 GSI = 27 $m_i = 7$ Disturbance factor = 0.7

Hoek-Brown Criterion

$m_b = 0.127$ $s = 2.54e-5$ $a = 0.527$

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.034 MPa friction angle = 46.09 deg

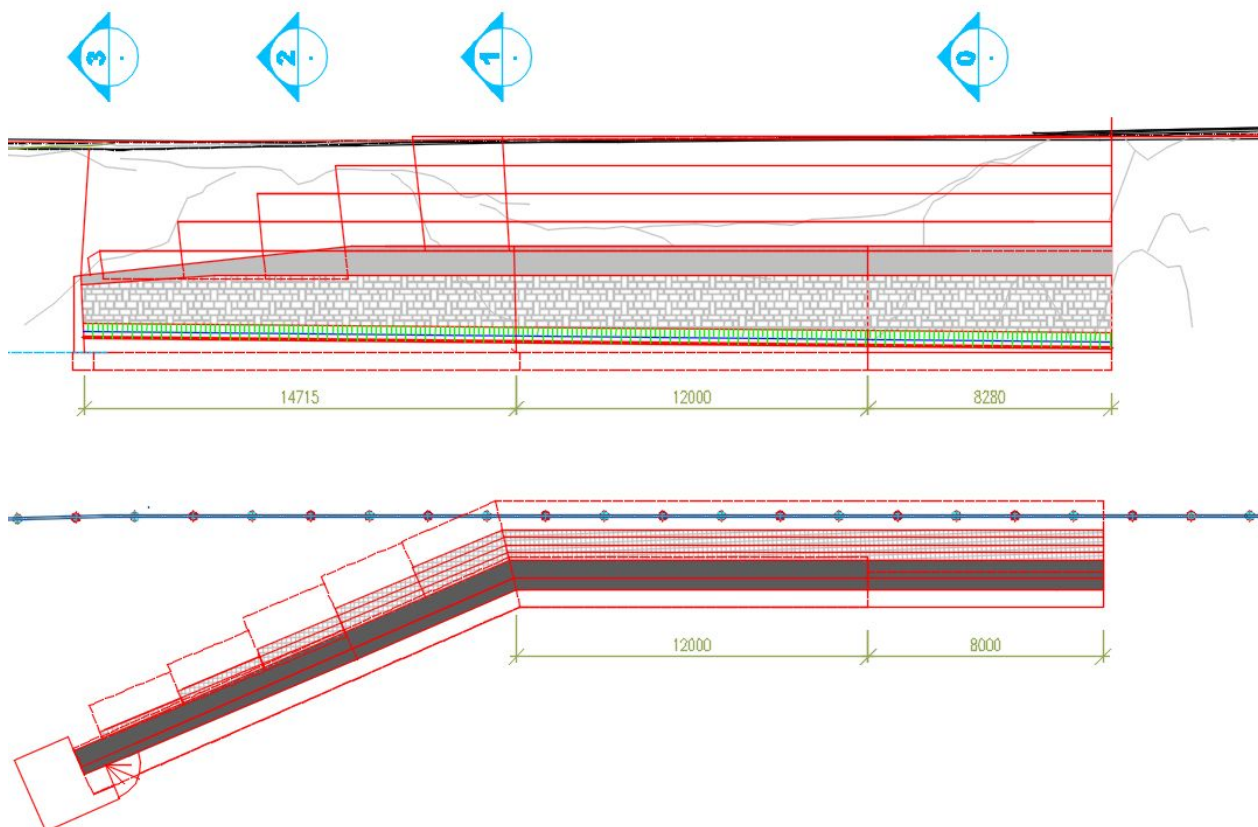
Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.008 MPa
 uniaxial compressive strength = 0.151 MPa
 global strength = 1.592 MPa
 modulus of deformation = 1093.81 MPa



7 Návrh zajišťujících konstrukcí

Schéma počítaných konstrukcí a průřezů.



Řez 0 je v místě přibetonávky železobetonové stěny ke skále. Řezy 1 až 3 jsou v místě opěrné železobetonové stěny.

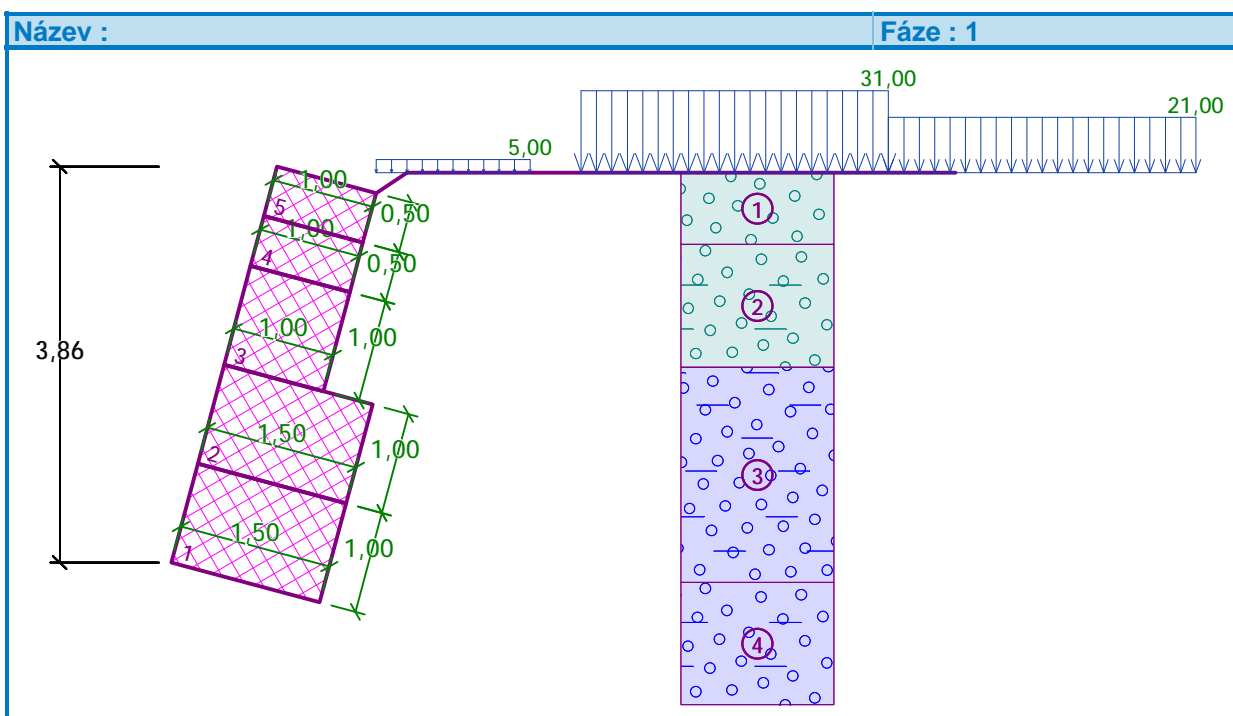
8 Návrh gabionové stěny

8.1 Řez 0 a 1

Gabionová stěna je zapřena do železobetonové opěrné zdi v korytě vodoteče.

Gabionová stěna je shodná pro řez 0 i řez 1

Schéma konstrukce:



Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působistě z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působistě x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0,00	-1,57	90,00	1,09	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,82	2,83	1,69	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	34,43	-1,05	12,69	1,79	1,350	1,350	1,000
Chodník	2,56	-2,77	0,70	1,75	1,350	1,350	1,350
LM1, pás 1, roznos na LM1	22,13	-1,14	6,55	1,78	1,350	1,350	1,350
LM1, pás 2, roznos na LM1	6,67	-0,32	0,58	1,64	1,350	1,350	1,350

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 108,97 \text{ kNm/}$
m

Moment klopící $M_{ovr} = 95,29 \text{ kNm/}$
m

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 73,24 \text{ kN/}$
m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 54,60 \text{ kN/}$
m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 169,69 kPa

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	24,47	163,39	31,86	0,103	136,11
2	47,29	139,42	49,71	0,234	169,69



Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	25,70	126,52	30,80

Posouzení únosnosti základové půdy

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,234$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$

Excentricita normálové síly **VYHOVUJE**

Posouzení únosnosti základové spáry

Max. napětí v základové spáře $s = 169,69 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy $R_d = 200,00 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy **VYHOVUJE**

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

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.- zed'	0,00	-0,84	36,00	0,74	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	7,44	-0,42	0,49	1,16	1,350	1,350	1,000
Chodník	2,60	-0,84	0,23	1,26	1,350	1,350	1,350
LM1, pás 1, roznos na LM1	8,96	-0,23	0,78	1,10	1,350	1,350	1,350
LM1, pás 2, roznos na LM1	0,00	-1,67	0,00	1,48	0,000	0,000	1,350

Posouzení prac. spáry s největším využitím - nad blokem čis. 2

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 20,72 \text{ kNm/}$
m

Moment klopící $M_{ovr} = 9,90 \text{ kNm/}$
m

Spára na překlopení **VYHOVUJE**

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 22,76 \text{ kN/}$
m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 14,94 \text{ kN/}$
m

Spára na posunutí **VYHOVUJE**

Maximální napětí na spodní blok = 54,70 kPa

Souč.redukce odskokem hor.bloku = 1,00

Průměrná hodnota tlaku na čelo = 26,41 kPa

Smyková síla přenášená třením = 31,58 kN/
m

Únosnost na boční tlak:

Únosnost spoje = 36,36 kN/
m

Spočtené namáhání = 12,76 kN/
m

Posouzení na boční tlak **VYHOVUJE**

Posouzení spáry mezi bloky:

Únosnost materiálu sítě = 36,36 kN/
m



Spočtené namáhání = 12,76 kN/m

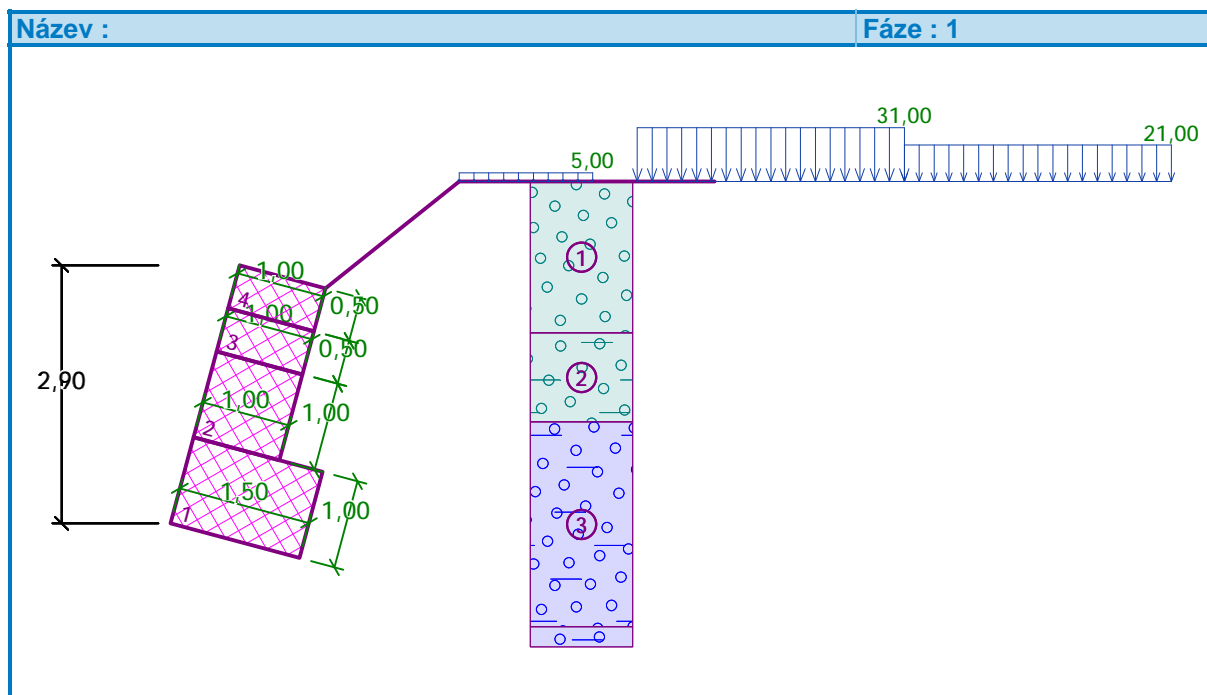
Spára mezi bloky VYHOVUJE

8.2 Řez 2

Gabionová stěna je zapřena do železobetonové opěrné zdi v korytě vodoteče.

Výška gabionu je 3,0 m

Schéma konstrukce:



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.- zed'	0,00	-1,15	63,00	0,94	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,26	9,09	1,55	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	29,43	-0,93	11,31	1,70	1,350	1,350	1,000
Chodník	2,83	-1,41	1,24	1,70	1,350	1,350	1,350
LM1, pás 1, roznos na LM1	15,55	-0,68	5,22	1,69	1,350	1,350	1,350
LM1, pás 2, roznos na LM1	2,08	0,16	0,18	1,51	0,000	0,000	1,350

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující M_{res} = 81,29 kNm/m

Moment klopící M_{ovr} = 56,41 kNm/m

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující H_{res} = 58,99 kN/m

Vodor. síla posunující H_{act} = 37,48 kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE



Celkové posouzení - ZED VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 104,45 kPa

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	9,61	128,35	21,89	0,052	95,06
2	24,72	109,51	34,00	0,156	104,45

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	12,81	99,88	22,34
2	12,89	99,17	20,51

Posouzení únosnosti základové půdy

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,156$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Max. napětí v základové spáře $s = 104,45$ kPa

Únosnost základové půdy $R_d = 200,00$ kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

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.- zed'	0,00	-0,84	36,00	0,74	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	11,76	-0,53	1,03	1,18	1,350	1,350	1,000
Chodník	2,32	-0,79	0,20	1,25	1,350	1,350	1,350
LM1, pás 1, roznos na LM1	8,57	-0,25	0,75	1,10	1,350	1,350	1,350
LM1, pás 2, roznos na LM1	0,00	-1,67	0,00	1,48	0,000	0,000	1,350

Posouzení prac. spáry s největším využitím - nad blokem čís. 1

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 21,28$ kNm/
m

Moment klopící $M_{ovr} = 13,73$ kNm/
m

Spára na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 23,76$ kN/
m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 19,52$ kN/
m

Spára na posunutí VYHOVUJE

Maximální napětí na spodní blok = 63,80 kPa

Souč.redukce odskokem hor.bloku = 1,00

Průměrná hodnota tlaku na čelo = 30,21 kPa

Smyková síla přenášená třením = 32,35 kN/
m



Únosnost na boční tlak:

Únosnost spoje = 36,36 kN/m

Spočtené namáhání = 14,59 kN/m

Posouzení na boční tlak **VYHOVUJE**

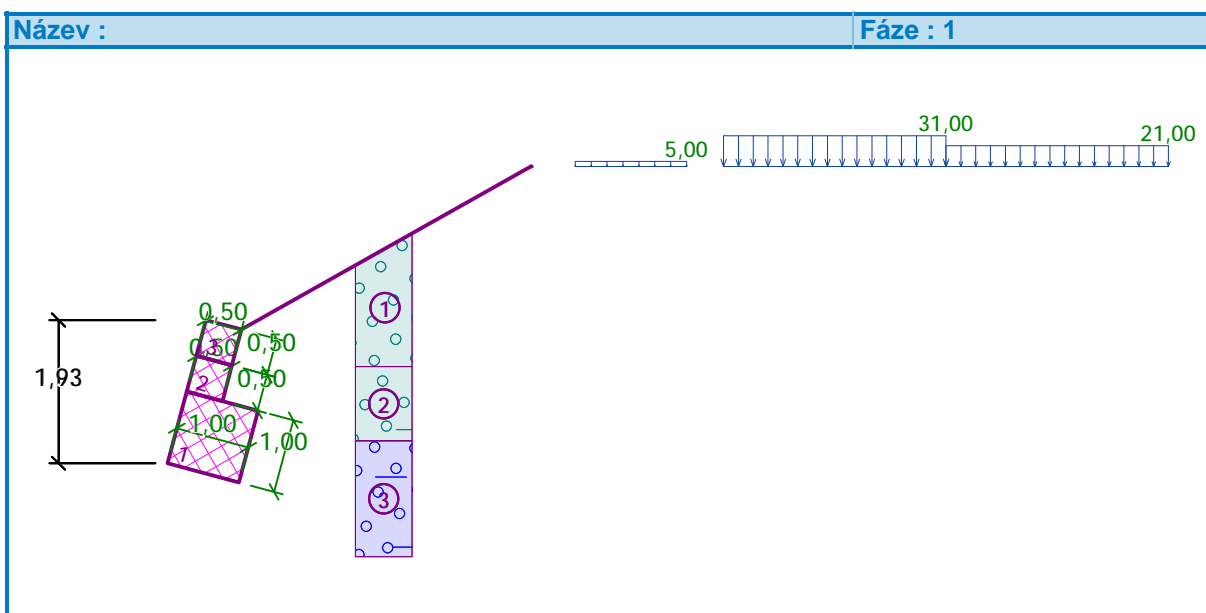
Posouzení spáry mezi bloky:

Únosnost materiálu sítě = 36,36 kN/m

Spočtené namáhání = 14,59 kN/m

Spára mezi bloky **VYHOVUJE**

8.3 Řez 3



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
Tih.- zed'	0,00	-0,70	27,00	0,54	1,000	1,000	1,350
Tih.- zemní klín	0,00	-1,19	6,32	1,02	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	20,75	-0,59	7,08	1,18	1,350	1,350	1,000
Chodník	1,23	-0,50	0,35	1,18	1,350	1,350	1,350
LM1, pás 1, roznos na LM1	2,86	0,05	0,25	1,02	0,000	0,000	1,350
LM1, pás 2, roznos na LM1	0,00	-1,87	0,00	1,13	0,000	0,000	1,350

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 23,54$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 17,34$ kNm/m

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 27,26$ kN/m



Vodor. síla posunující $H_{act} = 17,44 \text{ kN/}$
 m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 78,65 kPa

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	4,05	57,87	10,39	0,072	67,30
2	9,17	49,56	15,84	0,191	78,65

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	5,59	46,03	12,08
2	5,49	45,05	9,57

Posouzení únosnosti základové půdy

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,191$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Max. napětí v základové spáře $s = 78,65 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy $R_d = 200,00 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

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.- zed'	0,00	-0,42	9,00	0,37	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	3,46	-0,16	0,30	0,56	1,350	1,350	1,000
Chodník	0,35	-0,04	0,03	0,53	1,350	1,350	1,350
LM1, pás 1, roznos na LM1	0,00	-0,84	0,00	0,74	0,000	0,000	1,350
LM1, pás 2, roznos na LM1	0,00	-0,84	0,00	0,74	0,000	0,000	1,350

Posouzení prac. spáry s největším využitím - nad blokem čís. 1

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 2,56 \text{ kNm/}$
 m

Moment klopící $M_{ovr} = 0,77 \text{ kNm/}$
 m

Spára na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 5,49 \text{ kN/}$
 m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 2,52 \text{ kN/}$
 m

Spára na posunutí VYHOVUJE

Maximální napětí na spodní blok = 26,17 kPa

Souč.redukce odskokem hor.bloku = 1,00

Průměrná hodnota tlaku na čelo = 14,53 kPa



Smyková síla přenášená třením = 7,55 kN/m

Únosnost na boční tlak:

Únosnost spoje = 36,36 kN/m

Spočtené namáhání = 7,02 kN/m

Posouzení na boční tlak **VYHOVUJE**

Posouzení spáry mezi bloky:

Únosnost materiálu sítě = 36,36 kN/m

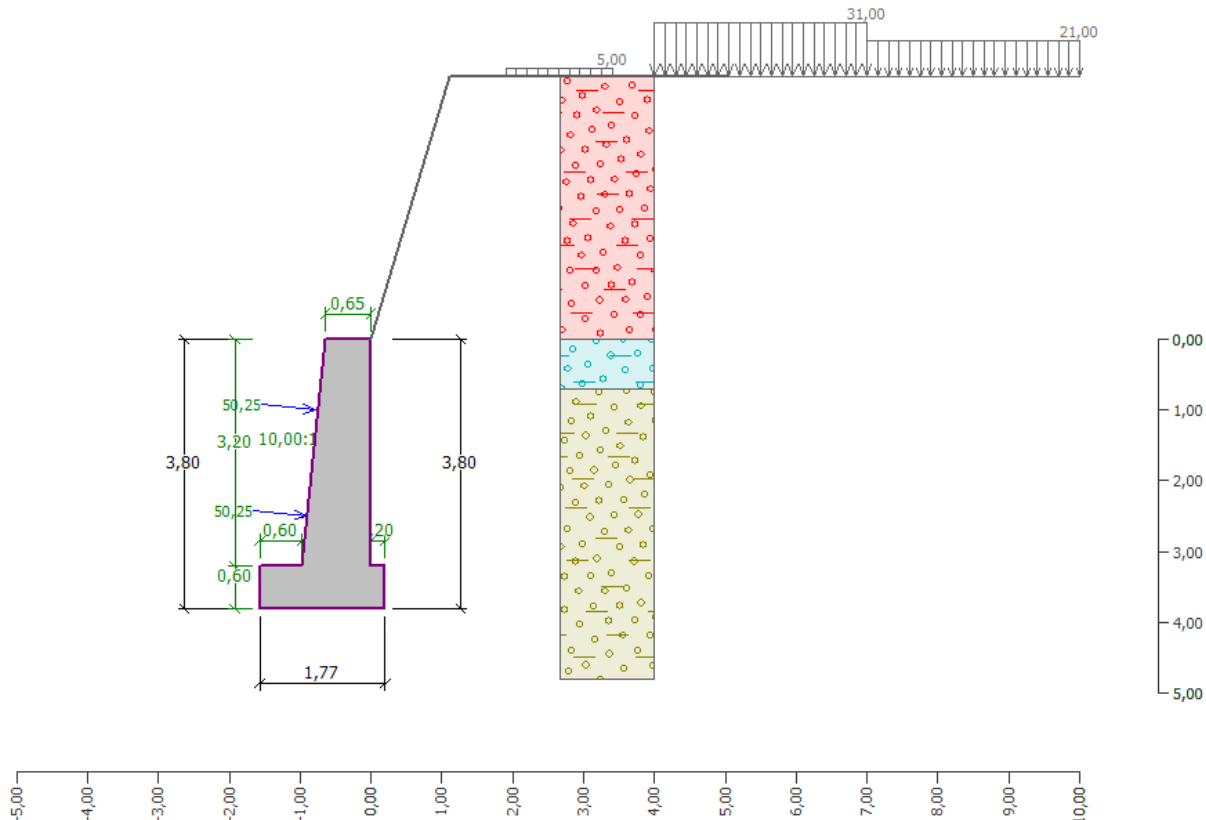
Spočtené namáhání = 7,02 kN/m

Spára mezi bloky **VYHOVUJE**

9 Návrh železobetonové stěny

Jedná se o železobetonovou stěnu v korytě vodoteče. Stěna je konstrukčně řešena jako tradiční tížná opěrná zeď a v místě, kde se stěna přimyká ke skalnímu výchozu, se bude jednat pouze o obkladní zeď. Stěna je do skalního masivu kotvená horninovými kotvami.

9.1 Řez č. 1





Spočtené síly působící na konstrukci - kombinace 1

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	-1,57	84,04	1,08	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-2,37	13,76	1,67	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	102,65	-1,66	51,57	1,77	1,350	1,350	1,000
Chodci	2,52	-1,80	1,31	1,77	1,500	1,500	1,500
LM1, pás 1, 6N vozidlo	13,13	-1,05	6,41	1,77	1,500	1,500	1,500
LM1, pás 2, 6N vozidlo	1,68	-0,21	0,55	1,77	0,000	0,000	1,500
Kotva do skály	-50,00	-2,80	5,00	0,79	1,000	1,000	1,350
Kotva do skály	-50,00	-1,30	5,00	0,67	1,000	1,000	1,350

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 469,80 \text{ kNm/}$
m

Moment klopící $M_{ovr} = 257,78 \text{ kNm/}$
m

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 111,85 \text{ kN/}$
m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 62,05 \text{ kN/}$
m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 118,37 kPa

Spočtené síly působící na konstrukci - kombinace 2

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	-1,57	84,04	1,08	1,000	1,000	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-2,37	13,76	1,67	1,000	1,000	1,000
Aktivní tlak	132,14	-1,67	53,42	1,77	1,000	1,000	1,000
Chodci	3,16	-2,11	1,34	1,77	1,300	1,300	1,300
LM1, pás 1, 6N vozidlo	20,21	-1,53	8,26	1,77	1,300	1,300	1,300
LM1, pás 2, 6N vozidlo	6,89	-0,84	2,61	1,77	1,300	1,300	1,300
Kotva do skály	-50,00	-2,80	5,00	0,79	1,000	1,000	1,000
Kotva do skály	-50,00	-1,30	5,00	0,67	1,000	1,000	1,000

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 448,71 \text{ kNm/}$
m

Moment klopící $M_{ovr} = 276,29 \text{ kNm/}$
m

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 84,20 \text{ kN/}$
m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 71,47 \text{ kN/}$
m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE



Maximální napětí v základové spáře : 100,06 kPa

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	-169,40	209,51	-6,35	0,000	118,37
2	-44,74	189,01	62,05	0,000	106,79
3	-15,69	177,10	71,47	0,000	100,06
4	-15,69	177,10	71,47	0,000	100,06

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	-94,36	167,65	19,98
2	-94,22	167,10	18,30

Posouzení únosnosti základové půdy

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,000$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$

Excentricita normálové síly **VYHOVUJE**

Posouzení únosnosti základové spáry

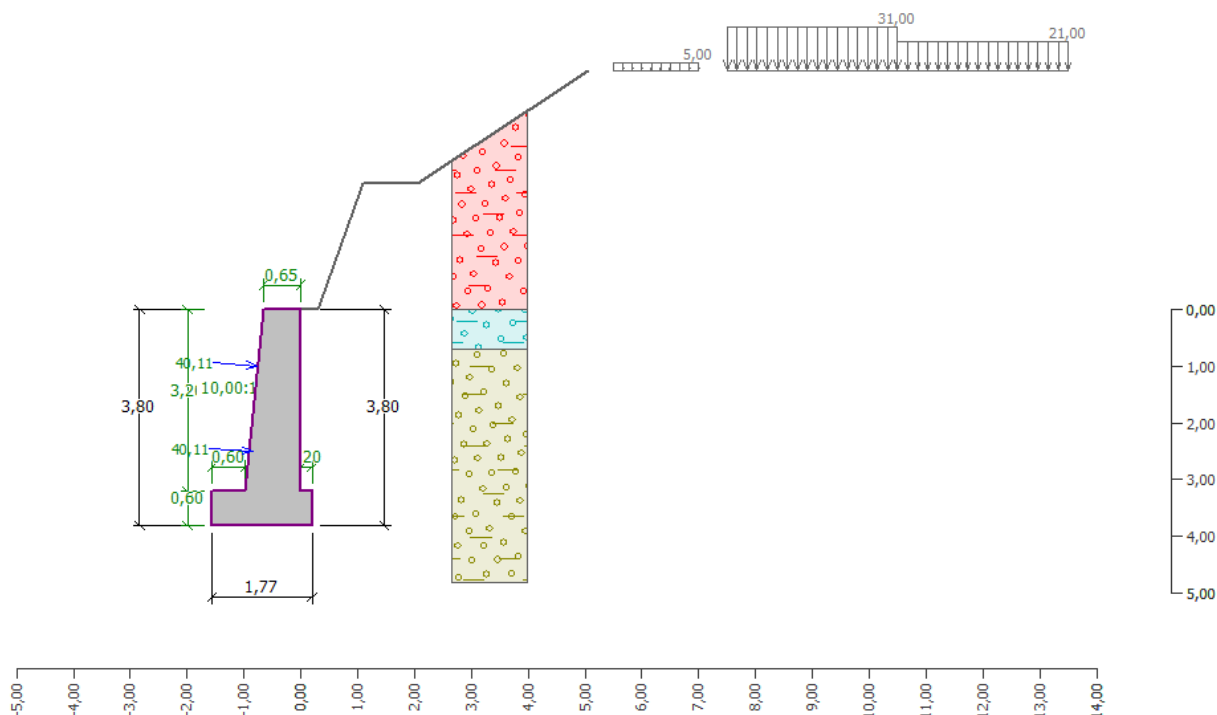
Max. napětí v základové spáře $s = 118,37$ kPa

Únosnost základové půdy $R_d = 200,00$ kPa

Únosnost základové půdy **VYHOVUJE**

Celkové posouzení - únosnost základové půdy **VYHOVUJE**

9.2 Řez 2





Spočtené síly působící na konstrukci - kombinace 1

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0,00	-1,57	84,04	1,08	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-2,20	12,46	1,67	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	94,66	-1,39	46,82	1,77	1,350	1,350	1,000
Chodci	0,65	-0,64	0,29	1,77	1,500	0,000	1,500
LM1, pás 1, 6N vozidlo	0,88	-0,09	0,29	1,77	0,000	0,000	1,500
LM1, pás 2, 6N vozidlo	0,00	-3,80	0,00	1,77	0,000	0,000	1,500
Kotva do skály	-40,00	-2,80	3,00	0,79	1,000	1,000	1,350
Kotva do skály	-40,00	-1,30	3,00	0,72	1,000	1,000	1,350

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 392,72 \text{ kNm/}$
m

Moment klopící $M_{ovr} = 178,22 \text{ kNm/}$
m

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 98,93 \text{ kN/}$
m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 47,80 \text{ kN/}$
m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 105,12 kPa

Spočtené síly působící na konstrukci - kombinace 2

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0,00	-1,57	84,04	1,08	1,000	1,000	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-2,20	12,46	1,67	1,000	1,000	1,000
Aktivní tlak	124,30	-1,42	49,53	1,77	1,000	1,000	1,000
Chodci	1,31	-1,24	0,52	1,77	1,300	1,300	1,300
LM1, pás 1, 6N vozidlo	7,85	-0,78	2,93	1,77	1,300	1,300	1,300
LM1, pás 2, 6N vozidlo	0,91	-0,14	0,24	1,77	0,000	0,000	1,300
Kotva do skály	-40,00	-2,80	3,00	0,79	1,000	1,000	1,000
Kotva do skály	-40,00	-1,30	3,00	0,72	1,000	1,000	1,000

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 375,69 \text{ kNm/}$
m

Moment klopící $M_{ovr} = 186,79 \text{ kNm/}$
m

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 75,07 \text{ kN/}$
m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 56,21 \text{ kN/}$
m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE



Maximální napětí v základové spáře : 88,61 kPa

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	-165,55	186,06	-11,04	0,000	105,12
2	-67,46	166,14	47,80	0,000	93,87
3	-50,38	156,52	56,21	0,000	88,43
4	-50,49	156,83	57,39	0,000	88,61

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	-99,26	149,89	16,19
2	-99,09	149,61	14,66

Posouzení únosnosti základové půdy

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,000$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$

Excentricita normálové síly **VYHOVUJE**

Posouzení únosnosti základové spáry

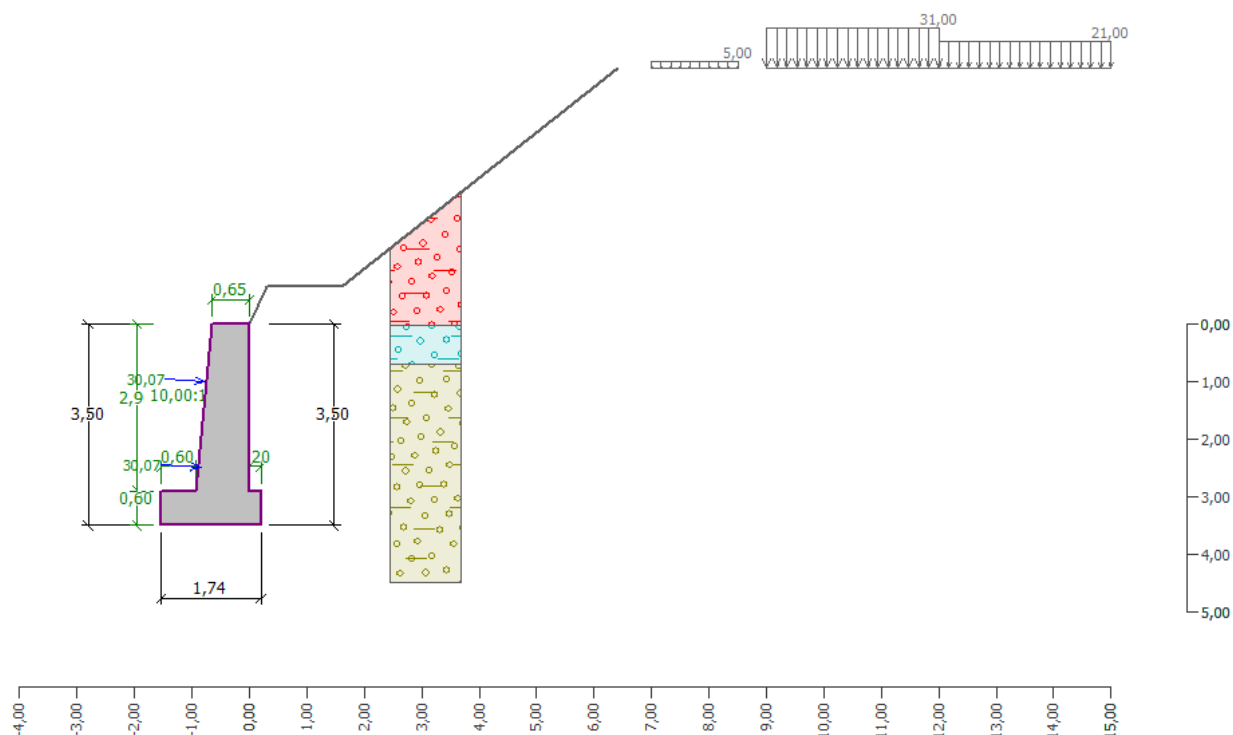
Max. napětí v základové spáře $s = 105,12$ kPa

Únosnost základové půdy $R_d = 200,00$ kPa

Únosnost základové půdy **VYHOVUJE**

Celkové posouzení - únosnost základové půdy **VYHOVUJE**

9.3 Řez č. 3





Spočtené síly působící na konstrukci - kombinace 1

Název	F_{hor} [kN/m]	Působistě z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působistě x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0,00	-1,44	77,04	1,05	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-2,15	12,04	1,64	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	76,06	-1,11	36,60	1,74	1,350	1,350	1,000
Chodci	0,12	-0,09	0,04	1,74	0,000	0,000	1,500
LM1, pás 1, 6N vozidlo	0,00	-3,91	0,00	1,74	0,000	0,000	1,500
LM1, pás 2, 6N vozidlo	0,00	-3,91	0,00	1,74	0,000	0,000	1,500
Kotva do skály	-30,00	-2,50	2,00	0,76	1,000	1,000	1,350
Kotva do skály	-30,00	-1,00	2,00	0,69	1,000	1,000	1,350

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 294,87 \text{ kNm/}$
m

Moment klopící $M_{ovr} = 114,37 \text{ kNm/}$
m

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 85,94 \text{ kN/}$
m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 42,68 \text{ kN/}$
m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 93,28 kPa

Spočtené síly působící na konstrukci - kombinace 2

Název	F_{hor} [kN/m]	Působistě z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působistě x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0,00	-1,44	77,04	1,05	1,000	1,000	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-2,15	12,04	1,64	1,000	1,000	1,000
Aktivní tlak	101,18	-1,15	39,36	1,74	1,000	1,000	1,000
Chodci	0,97	-0,77	0,36	1,74	1,300	1,300	1,300
LM1, pás 1, 6N vozidlo	3,98	-0,34	1,13	1,74	1,300	1,300	1,300
LM1, pás 2, 6N vozidlo	0,00	-3,91	0,00	1,74	0,000	0,000	1,300
Kotva do skály	-30,00	-2,50	2,00	0,76	1,000	1,000	1,000
Kotva do skály	-30,00	-1,00	2,00	0,69	1,000	1,000	1,000

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 280,78 \text{ kNm/}$
m

Moment klopící $M_{ovr} = 119,43 \text{ kNm/}$
m

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 65,16 \text{ kN/}$
m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 47,62 \text{ kN/}$
m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE



Maximální napětí v základové spáře : 77,23 kPa

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	-119,85	162,31	-4,75	0,000	93,28
2	-56,53	142,49	42,68	0,000	81,89
3	-44,43	134,39	47,62	0,000	77,23
4	-44,43	134,39	47,62	0,000	77,23

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	-75,07	129,72	16,18
2	-75,04	129,68	16,06

Posouzení únosnosti základové půdy

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,000$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Max. napětí v základové spáře $s = 93,28$ kPa

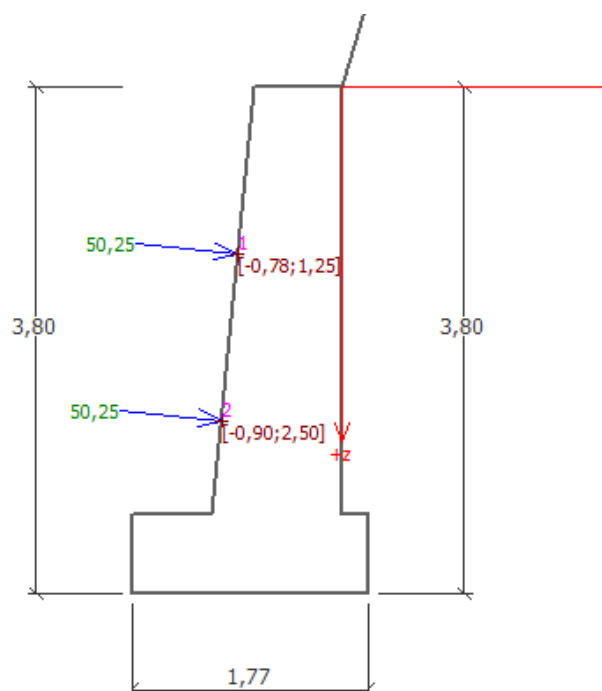
Únosnost základové půdy $R_d = 200,00$ kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

10 Návrh horninových kotev

Maximální kotevní síla horninových kotev pro stabilizaci opěrné zdi vychází z výpočtového modelu následovně: $50,25 \text{ kN} \cdot 1,35 = 68 \text{ kN}$. Na 1 mb opěrné zdi jsou třeba dvě síly dle následujícího schématu:





Součinitel spolehlivosti pro jednu kotvu je uvažován s ohledem na horninové prostředí jako $g_{s, stb} = 1,6$. Kotvy jsou uvažovány po osové vzdálenosti 2,0 m.

Celková požadovaná únosnost horninové kotvy je potom tedy: $50,25 \text{ kN} \cdot 1,35 \cdot 1,60 \cdot 2,00 \text{ m} = 217 \text{ kN}$.

Horninové prostředí je tvořeno slínovcem, které je v horních a bočních partiích rozpuštěné deskovitě rozpadavé, dále do hloubky je již únosný. Pevnost horniny dle IGP průzkumu je pro R3 s = 40 MPa, pro R2 s = 100 MPa.

Horninové kotvy jsou uvažovány minimálně jako vrtací kotvy s korunkou o **minimální únosnosti 217 kN**, např. tedy R32N s únosností min 230 kN.

	typ	vnější průměr [mm]	plocha průřezem [mm ²]	síla-mez kluzu [kN]	síla-mez pevnosti [kN]	váha [kg/m]
	R 25 N	25	300	150	200	2,3
•	R 32 N	32	430	230	280	3,4
•	R 32 S	32	500	280	360	4,1
•	R 38 N	38	750	400	500	6,0
	R 51 L	51	900	450	500	7,0
	R 51 N	51	1.050	630	800	8,4
	T 76 N	76	1.695	1.200	1.600	15,0
	T 76 S	76	2.327	1.500	1.900	19,7
dodávané délky (m) 1, 2, 3, 4, 6 a 12						

Kotvení – výpočet únosnosti

MASOPUST (2004)

Autor metody a publikace	MASOPUST, J. Speciální zakládání staveb – 1. díl. 2004. ISBN 80-214-2770-1.												
Charakter metody	Empirická metoda (tabelované hodnoty plášťového tření a/nebo únosností kořene kotvy na 1bm)												
Omezení v použití metody	<ul style="list-style-type: none">• Předpoklad rovnoměrné (konstantní) mobilizace plášťového tření podél kořene kotvy.• Doporučené hodnoty plášťového tření pro dodatečně injektované mikropiloty.• Z parametrů injektáže je zohledněn (doporučen) počet etap injektáže, konečný injekční tlak.												
	<p>Mezní síla — odpor zemní kotvy proti vytržení F_{\max} [kN] se spočítá podle vztahu (1):</p> <table><tr><td colspan="3">$F_{\max} = \pi d_k l_k \tau_{\max} \quad (1)$</td></tr><tr><td>$d_k$</td><td>[m]</td><td>průměr kořene kotvy</td></tr><tr><td>l_k</td><td>[m]</td><td>délka kořene kotvy</td></tr><tr><td>τ_{\max}</td><td>[kPa]</td><td>empirická hodnota plášťového tření dle tabulky</td></tr></table>	$F_{\max} = \pi d_k l_k \tau_{\max} \quad (1)$			d_k	[m]	průměr kořene kotvy	l_k	[m]	délka kořene kotvy	τ_{\max}	[kPa]	empirická hodnota plášťového tření dle tabulky
$F_{\max} = \pi d_k l_k \tau_{\max} \quad (1)$													
d_k	[m]	průměr kořene kotvy											
l_k	[m]	délka kořene kotvy											
τ_{\max}	[kPa]	empirická hodnota plášťového tření dle tabulky											



Druh základové půdy	Typické vlastnosti	Počet injektáží	Konečný injekční tlak [MPa]	Plášťové tření τ_{\max} [kPa]
Skalní horniny R1 – R4	$\sigma_f > 50\text{MPa}$	0	-	600 – 1000
Poloskalní horniny R5, R6	$\sigma_f < 50\text{MPa}$	0 – 1	0,5 – 3,0	200 – 600
Štěrky písčité	$35^\circ < \varphi' < 45^\circ$ $c' = 0\text{kPa}$	1 – 2	1,0 – 2,0	150 – 200
Štěrky jílovité	$25^\circ < \varphi' < 35^\circ$ $c' = 10\text{kPa}$	1 – 2	2,0 – 4,0	150
Písky	$25^\circ < \varphi' < 35^\circ$ $c' = 0\text{kPa}$	2 – 3	1,5 – 4,0	100 – 150
Soudržné zeminy tvrdé	$10^\circ < \varphi_u < 30^\circ$ $c_u > 100\text{kPa}$	1 – 3	1,5 – 3,0	80 – 140
Soudržné zeminy pevné	$\varphi_u < 10^\circ$ $50\text{kPa} < c_u < 150\text{kPa}$	2 – 3	1,0 – 2,5	60 – 80
Soudržné zeminy tuhé	$\varphi_u = 0^\circ$ $25\text{kPa} < c_u < 50\text{kPa}$	3 – (4)	0,5 – 2,0	40 – 60

Výpočet

$$(1) \pi \cdot \underset{\text{m}}{0.08} \cdot \underset{\text{m}}{3} \cdot \underset{\text{kPa}}{350} = \underset{\text{kN}}{263.894}$$

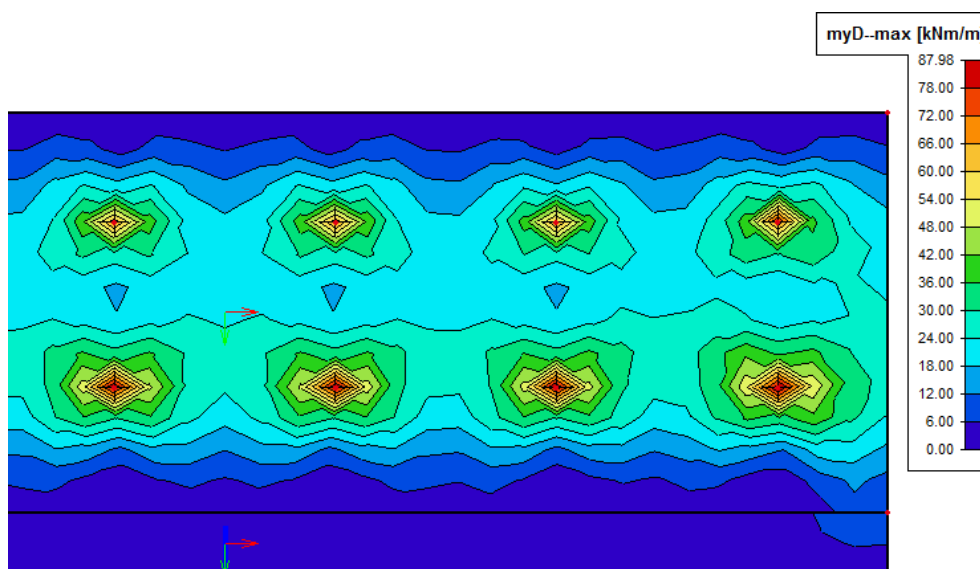
Pro horninovou kotvu s délkou kořene 3,0 m v horninovém prostředí R2 (slínovec) je únosnost kotvy R32 $F_t = 260 \text{ kN} > 230 \text{ kN}$ (únosnost kotvy na mezi pevnosti v kluzu).

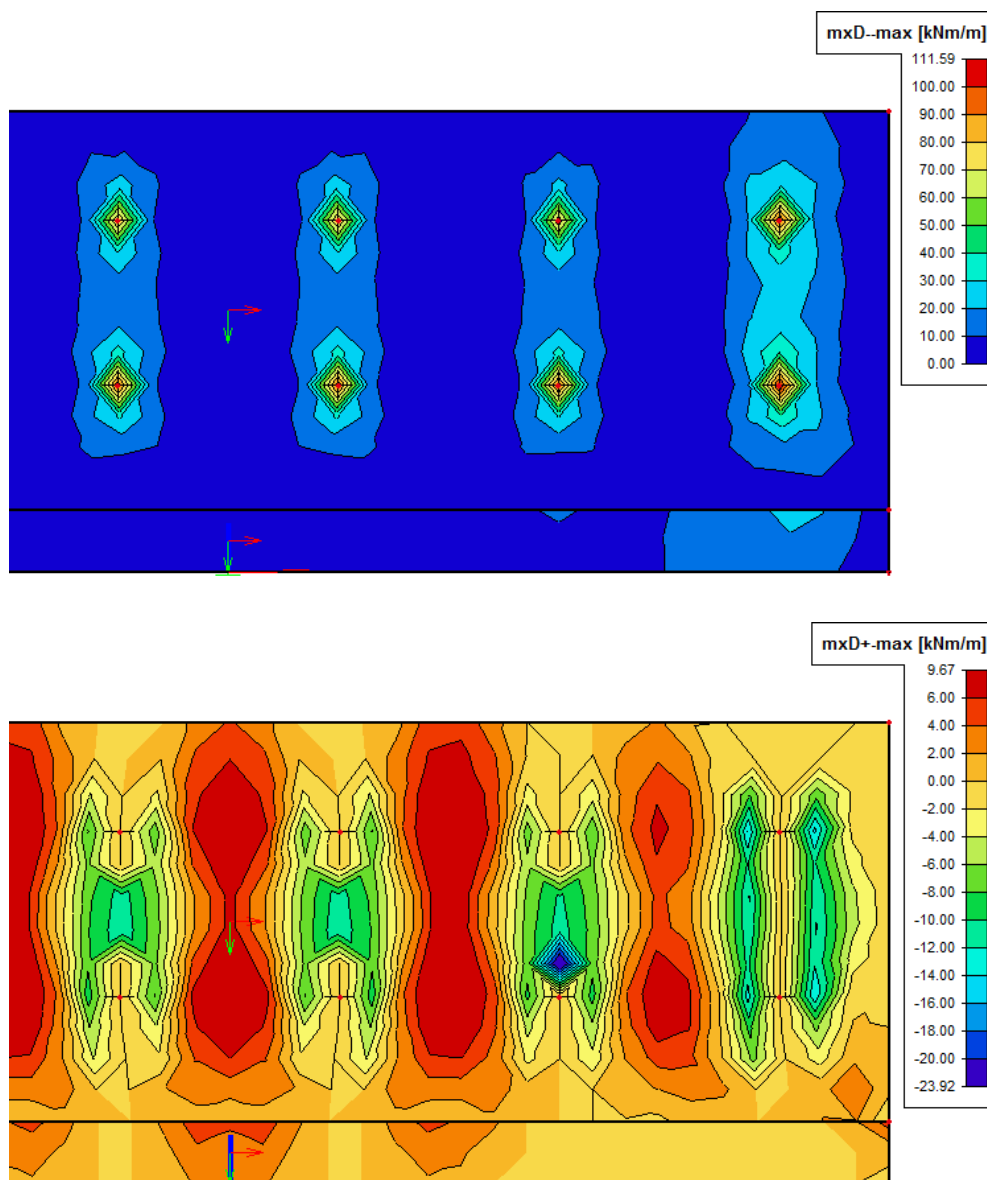
Únosnost kotev musí být ověřena průkazní zkouškou na místě.

11 Vyztužení opěrné zdi

Vyztužení opěrné zdi zohledňuje kotvení zdi horninovými kotvami.

11.1 Vnitřní síly





11.2 Posouzení v patě zdi

Posouzení dříku zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

Profil vložky = 14,0 m
m

Počet vložek = 6,60

Krytí výztuže = 50,0 m
m

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 1,00 m

Stupeň vyztužení

Poloha neutrálné osy

Posouvající síla na mezi únosnosti

Moment na mezi únosnosti

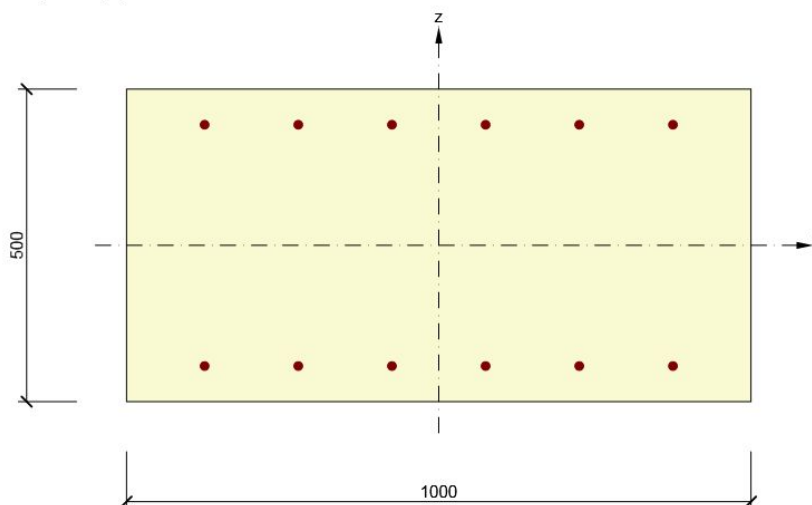
m_{st}	=	0,10 %	>	0,10 %	=	$m_{st,min}$
x_u	=	0,02 m	<	0,41 m	=	$x_{u,lim}$
Q_u	=	433,28 kN	>	60,70 kN	=	Q_d
M_u	=	417,61 kN m	>	50,35 kN m	=	M_d

Průřez VYHOVUJE.



11.3 Návrh výztuže zdi

Vyztužený průřez: R 1



Beton: C30/37
 Stáří: 28,0 d
 Výztuž: (B 500B)
 $\phi 14-150$ mm (1026mm²), $z = 193$ mm
 $\phi 14-150$ mm (1026mm²), $z = -193$ mm

Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	0,0			100,0	0,0	54,5	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	100,0	0,0			50,2	OK
Smyk	0,0			100,0	0,0	54,5	OK
Interakce	0,0	100,0	0,0	100,0	0,0	54,5	OK
Omezení napětí	0,0	80,0	0,0			13,6	OK
Šířka trhliny	0,0	80,0	0,0			0,0	OK
Ohybová štíhlost	0,0	80,0	0,0			9,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Stěna bude vyztužena vázanou výztuží, která bude tvořena profily R14

12 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.

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

- 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 12/2016

Ing. Martin Fejks



STROJOVÝ VÝPOČET

SCIA Engineer 2016
Idea-RS 7.0
Fine Geo5 – Gabion, Stabilita svahu, Tížná zed'