



**Kancelář stavebního inženýrství s. r. o.**

---

Sídlo spol.: Botanická 256, 360 02, Dalovice - Karlovy Vary, IČ: 25 22 45 81 DIČ: CZ25 22 45 81

**Jáchymov, B.Němcové č.p. 631**

**Zajištění svahu v místě havárie  
opěrné zdi pod komunikací**

**Konstrukční část – mikrozáporová stěna**

**Statický výpočet**

V Karlových Varech 27.02.2020

**Ing.Tomáš Křelina**

**Ing.Stanislav Vonka**

# **Statický výpočet**

<b>1.   Obsah</b>	
1.   Obsah	2
2.   Akce	3
3.   Podklady	3
4.   Použité normy a programy	3
5.   Statický výpočet – úvod	3
6.   Stávající stav	4
6.1.   geologické poměry	4
6.2.   stávající stav	5
7.   Návrh zajištění	8
8.   Statický výpočet	8
8.1.   zajištění svahu, komunikace – řez 2	8
8.2.   zajištění svahu, komunikace – řez 3	19
9.   Souhrn výsledků	28
10.   Závěr	28

## **2. Akce**

Jáchymov, B.Němcové č.p. 631

Zajištění svahu v místě havárie opěrné zdi pod komunikací

Konstrukční část – mikrozáporová stěna

Projekt pro stavební povolení

## **3. Podklady**

fotodokumentace , vlastní prohlídka lokality

projektová dokumentace – stavební stav - zaměření stávajícího stavu „Zajištění v místě havárie svahu u objektu ulice B.Němcové č.p. 631, k.ú. Jáchymov“, Kancelář stavebního inženýrství s.r.o. Dalovice , Ing.M.Trnka a Ing.S.Vonka , prosinec 2019

regionální geologické mapy

## **4. Použité normy a programy**

ČSN 73 0090 Zakládání staveb . Geologický průzkum pro stavební účely

ČSN 73 1001 Základová půda pod plošnými základy

ČSN EN 14689-1 Geotechnický průzkum a zkoušení, pojmenování a zatřídění hornin a zemin

ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb

ČSN EN 1997-1 Navrhování geotechnických konstrukcí – část 1: Obecná pravidla

ČSN EN 1536 Provádění speciálních geotechnických prací – Vrtané piloty

ČSN EN 12715 Provádění speciálních geotechnických prací – Injektáže

ČSN EN 14199 Provádění speciálních geotechnických prací – Mikropiloty

ČSN EN 1537 Provádění speciálních geotechnických prací – Injektované horninové kotvy

ČSN EN 206-1 Beton – část 1 : Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda

GEO 5 2017 CS komplexní systém geotechnických výpočtů – FINE Praha

FIN 10 EC kompletní statický SW v prostředí 2D

## **5. Statický výpočet – úvod**

Na základě požadavku investora a vystavené objednávky bude proveden návrh statického zajištění komunikace ulice Boženy Němcové v Jáchymově v místě havárie u objektu č.p. 631 v rozsahu délky cca 48,00 m . Stávající krajnice komunikace vykazuje poruchy a původní kamenná opěrná zeď je zčásti zborcená (v úseku délky cca 8,00 m) a zbytek opěrné zdi je ve velmi špatném stavu , dále pak přilehající kamenné sloupky ohraničení komunikace jsou vykloněné .

Na základě objednávky jsme vypracovali statické a stabilitní posouzení svahu respektive návrh řešení zabezpečení komunikace ve svahu . Navržené řešení – mikrozáporová stěna bude posouzena na stávající platné normy ČSN EN a dále bude přesněji specifikováno přetížení rubu mikrozáporové stěny , komunikace . Statický výpočet – posouzení bude provedeno ve vytypovaných charakteristických řezech svahem – řezy 2-2 a 3-3 .

Zajištění svahu pomocí mikrozáporové kotvené stěny bude posouzeno v obecném vrstevnatém zemním prostředí . Je uvažován původní rostlý geologický profil . Ve statickém výpočtu – posouzení bude uvažován základní geologický profil (viz.kapitola 6.1) .

Dále budou uvažovány přitížení v rubu opěrné zdi, v koruně svahu – přitížení terénu za hranou svahu případně terén ve sklonu (pritížení zeminou) . Ve statickém výpočtu – posouzení budou uvažovány následující přitížení :

- 5,00 kN/m<sup>2</sup> ( dle ČSN EN 1991-1-1 tabulky 6.7 a 6.8 - užité zatížení dopravních ploch pro vozidla 30 – 160 kN – kategorie „G“ , nebo dle ČSN EN 1991-2 , model zatížení 4 )
- 12,00 a 16,00 kN/m<sup>2</sup> ( přitížení dopravním provozem dle ČSN EN 1991-2 , model zatížení 2 – jednonápravová síla 400 kN, náhradní rovnoměrné zatížení)

Posouzení mikrozáporové stěny bude provedeno dle ČSN EN. Dále se provede posouzení materiálu respektive průřezu . Nakonec bude provedeno posouzení celkové stability konstrukce . Smyková plocha je předpokládána kruhová i polygonální ( výpočet proveden dle metody Bishopa , Pettersena resp.Sarma , Spencra ) .

Ve výpočtech se neuvažuje s podzemní vodou (na konstrukci zajištění svahu – mikrozáporovou stěnu nebude působit hydrostatický tlak) . Dále se neuvažuje se seizmickým zatížením dle ČSN EN 1998-5 . Při návrhu řešení se uvažovalo s přitížením rubu stěny (běžné využití plochy – uvažováno 20 kN/m<sup>2</sup>) . Zatížení od zemního tlaku bylo uvažováno dle ČSN EN .

Geotechnický model vychází z předpokládaných geologických poměrů – geotechnických údajů a tabulky směrných normových charakteristik zemin . Výpočty byly provedeny programem GEO 5.11 firmy FINE s.r.o. .

Předmětem dokumentu je :

- stanovení rozměrů hlavních prvků nosné konstrukce a zatěžovacích údajů
- statický výpočet (výpočet vnitřních sil) hlavních prvků nosné konstrukce
- posouzení mikrozáporové stěny jako celku i posouzení průřezu nosné konstrukce
- posouzení stability zajišťovaného zemního odřezu

Dokumentace byla zpracována v rozsahu dokumentace k žádosti o stavební povolení podle § 110 odst. 2 písm. b stavebního zákona .

Nedílnou součástí dokumentu je technická zpráva a výkresová dokumentace .

## 6. Stávající stav

### 6.1. geologické poměry

Geologický profil na staveništi nebyl v rámci tohoto úkolu ověřen inženýrsko-geologickým průzkumem , pouze zadány předpoklady z rekognoskace terénu , archivních průzkumů širšího okolí a geologických map .

V prostoru projektovaného zajištění komunikace předpokládáme že geologický profil je tvořen od povrchu navážkami do hloubek 1,00 m . Následuje vrstva písčitých jíílů, písčito hlinité a hlinito písčité zeminy kvartérních sedimentů v mocnosti cca 1,00 m

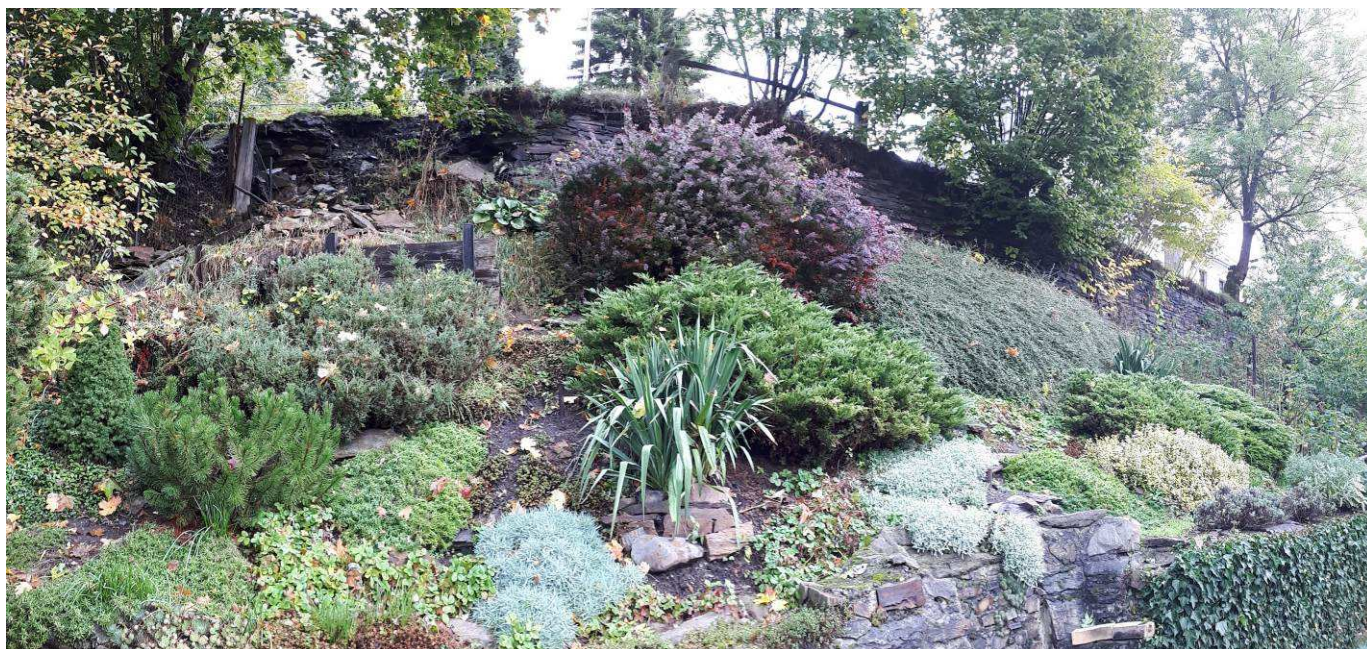
přecházející plynule ve vrstvu rozloženého skalního podloží charakteru hlinitých štěrků , suťovitých zemin kdy s hloubkou narůstá stmelení a přechod do zvětralého a navětralého skalního podloží o mocnosti do 2,00 m . Místy může tato vrstva chybět . Následuje zvětralá podložní rula . Hloubka této vrstvy může být značně rozdílná dle morfologie terénu , hydrotermální alterací granitu , tektonikou a původními stavebními zásahy . Přírozený podklad tvoří rozložené až mírně zvětralé skalní podloží které je v zájmovém území tvořeno rulou .

Hladina podzemní vody nebyla staršími vrty zastižena , lze ji však odhadovat v úrovni > 6,00 m pod terénem . Zvodnění je vázáno na puklinový kolektor vyvinutý v skalním masivu . Výskyt zavěšených zvodní v kvarterních sedimentech o malé kapacitě však nelze vyloučit .

Skutečný geologický profil bude ověřen na stavbě prováděnými vrtnými pracemi a o zjištěných skutečnostech bude informován projektant a zapsán do stavebního deníku .

## 6.2. stávající stav

Stávající stav je je patrný z fotodokumentace .



*Foto č.1 – panoramatický snímek dotčené opěrné zdi pod komunikací, pohled ze spodní části svahu*



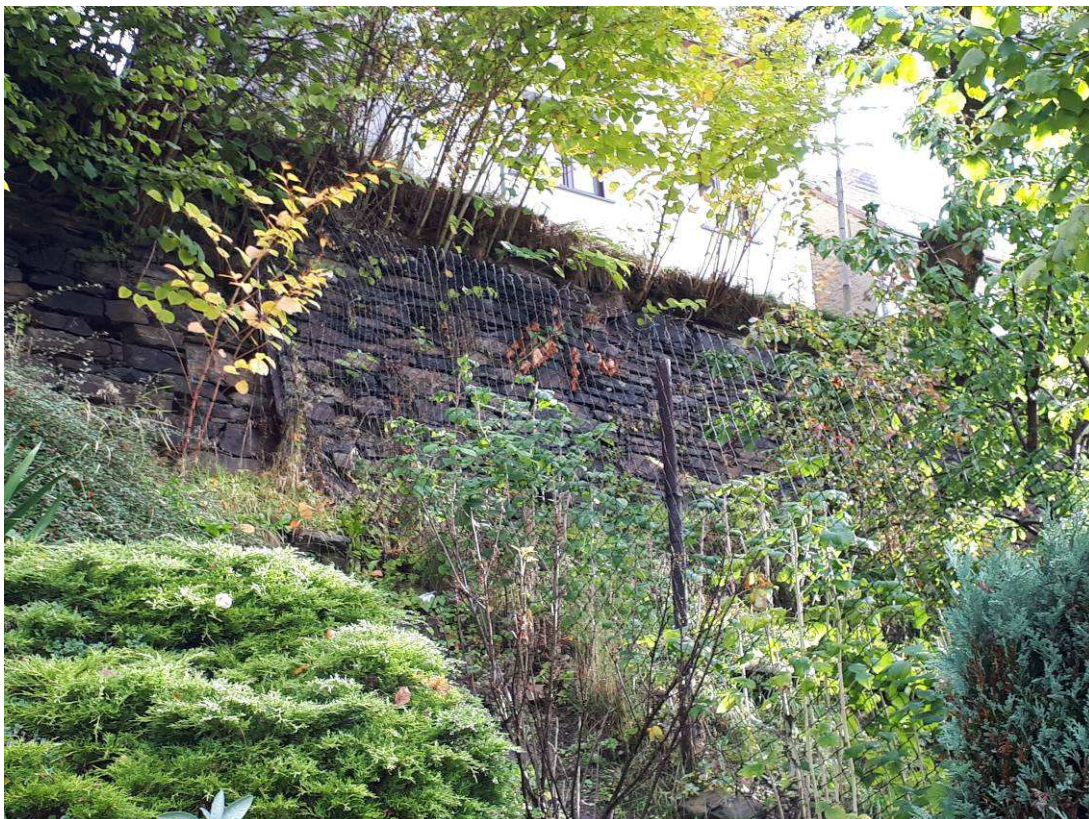


*Foto č.2 – detail zřícené části opěrné zdi, patrné úplné rozvolnění kusového zdiva – kamenů ve zdivu a vypadnutí části zdi*



*Foto č.3 – detail zdi vpravo do zřícené části (při pohledu zdola), v pravé části obrázku patrná další výrazná deformace geometrie opěrné zdi a také rozvolnění kamenů*





*Foto č.4 – detail – pohled na část zdi relativně bez poruch, patrné chybějící pojivo zdiva*



*Foto č.4 – detail pohled na terén v rubu zdi mimo zřícenou část, patrné pohyby – deformace terénu – nakloněný kamenný sloupek*



## 7. Návrh zajištění

Po vyhodnocení podkladů - na základě předpokládaným geologických poměrů a stabilitních výpočtů svahu a místního prošetření byla zpracována projektová dokumentace zajištění a stabilizace svahu – krajnice komunikace se stávající kamennou opěrnou zdí v rozsahu ověřené nestability povrchových vrstev svahu a rozsahu možné mělké smykové plochy navrhujeme zajištění svahu pomocí mikrozáporové stěny kotvené . Mikrozáporová stěna bude provedená v rubu stávající kamenné opěrné zdi . V horní části bude mikrozáporová stěna propojena monolitickým železobetonovým trámem . Stávající opěrná zeď bude hloubkově přepárována , v místě rozvolněného zdiva nebo vypadlých kamenů ze zdiva případně zřícené části zdi bude provedeno přezdění porušeného zdiva . V koruně původní opěrné kamenné zdi bude proveden nový žb.trám – římsa , která bude spojena s žb.trámem mikrozápor .

Stabilita svahu byla testována na potenciální smykové ploše . Geotechnický model svahu vychází z předpokládaných geologických poměrů – geotechnických údajů a tabulky směrných normových charakteristik zemin . Stabilita svahu byla posuzována pro tři různé smykové plochy (v závislosti na hloubce průběhu smykové plochy k stávajícímu terénu a začátku smykové plochy s ohledem na patu stávajícího svahu) – mělký průběh smykové plochy v pokryvných vrstvách zemin , smyková plocha hlubší se začátkem nad patou svahu ve vrstvách zemin , hlubší smyková plocha s počátkem v patě svahu . Výpočty byly provedeny programem STAB firmy FINE s.r.o. . Program využívá algoritmu pro vyhledávání nejnebezpečnějšího průběhu smykové plochy .

Navržená mikrozáporová stěna bude stabilizovat svah včetně krajnice místní komunikace proti sesuvu pokryvných vrstev svahu .

Tato konstrukce zvyšuje stabilitu svahu a zabezpečuje proti zvýšeným svislým i vodorovným silám . Horní hrana zajištění svahu , krajnice komunikace bude zajištěna osazeným zábradlím nebo svodidlem .

Pro zajištění svahu s místní komunikací jsme na základě požadavků investora , statického působení a inženýrsko-geologického stavu lokality , stabilitního posouzení svahu navrhly zajištění pomocí mikrozáporové stěny kotvené . Z hlediska technologických možností je navrženo vrtané mikrozáporové pažení při použití ocelových zápor HEB140 s ohledem na geologický profil a minimalizaci rozsahu stavebních prací a stísněností staveniště , přetížení hrany svahu většími mechanismy . S ohledem na zvýšené vodorovné síly a větší volnou výšku zajištění svahu včetně přetížení v rubu stěny provozem na místní komunikaci bude mikrozáporová stěna v jedné úrovni kotvená zemními kotvami . V horní úrovni mikrozápor budou zápor spojeny železobetonovým trámem , který bude navíc zajištěn šikmými tyčovými kotvami . Záporové pažení a zemní kotvy jsou navrženy jako trvalá konstrukce .

Před zahájením prací musí být protokolárně ověřeny inženýrské sítě v místě záporové stěny a nejbližším okolí . Ověří se skutečné provedení opěrných zdí .

## 8. Statický výpočet

### 8.1. zajištění svahu, komunikace – řez 2



## Posouzení pažící konstrukce

### Vstupní data

#### Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

#### Materiály a normy

Betonové konstrukce :	ČSN 73 1201 R
Ocelové konstrukce :	EN 1993-1-1 (EC3)
Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu :	$\gamma_{M0} = 1,00$
Dřevěné konstrukce :	EN 1995-1-1 (EC5)
Dílčí součinitel vlastností dřeva :	$\gamma_M = 1,30$
Součinitel vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo) :	$k_{mod} = 0,50$
Součinitel šířky průřezu ve smyku (dřevo) :	$k_{cr} = 0,67$

#### Výpočet tlaků

Výpočet aktivního tlaku :	Coulomb (ČSN 730037)
Výpočet pasivního tlaku :	Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
Metoda výpočtu :	závislé tlaky
Výpočet zemětřesení :	Mononobe-Okabe
Modul reakce podloží :	standardní
Metodika posouzení :	výpočet podle EN 1997
Návrhový přístup :	1 - redukce zatížení a materiálu

Součinitele redukce zatížení (F)							
Trvalá návrhová situace							
		Kombinace 1			Kombinace 2		
		Nepříznivé		Příznivé	Nepříznivé		Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35	[-]	1,00	[-]	1,00	[-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50	[-]	0,00	[-]	1,30	[-]
Zatížení vodou :	$\gamma_W =$	1,30	[-]			1,00	[-]

Součinitele redukce materiálu (M)					
Trvalá návrhová situace					
		Kombinace 1		Kombinace 2	
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_\phi =$	1,00	[-]	1,25	[-]
Součinitel redukce efektivní soudržnosti :	$\gamma_c =$	1,00	[-]	1,25	[-]
Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti :	$\gamma_{cu} =$	1,00	[-]	1,40	[-]
Součinitel redukce Poissonova čísla :	$\gamma_v =$	1,00	[-]	1,00	[-]

#### Kotvy

Metodika posouzení : mezní stavy

Součinitele redukce			
Součinitel spolehlivosti oceli :	$\gamma_s =$	1,35	[-]
Součinitel redukce na vytržení ze zeminy :	$\gamma_e =$	1,35	[-]
Součinitel redukce na vytržení ze zálivky :	$\gamma_c =$	1,35	[-]

#### Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 7,00 m

Název průřezu : I-průřez : HE 140 B; a = 1,20 m

Zadaný koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 1,00

Plocha průřezu  $A = 3,58E-03 \text{ m}^2/\text{m}$

Moment setrvačnosti	$I = 1,26E-05 \text{ m}^4/\text{m}$
Modul pružnosti	$E = 210000,00 \text{ MPa}$
Modul pružnosti ve smyku	$G = 81000,00 \text{ MPa}$
Průřezový modul	$W = 1,797E-04 \text{ m}^3/\text{m}$
Plastický průřezový modul	$W_{pl} = 2,045E-04 \text{ m}^3/\text{m}$



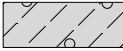
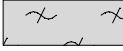
**Materiál konstrukce****Ocel konstrukční: EN 10025 : Fe 360**

Mez kluzu	$f_y = 235,00 \text{ MPa}$
Modul pružnosti	$E = 210000,00 \text{ MPa}$
Modul pružnosti ve smyku	$G = 81000,00 \text{ MPa}$


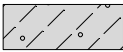

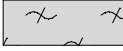
**Modul reakce podloží**

Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.


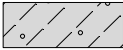
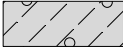
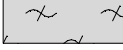
**Základní parametry zemín**

Číslo	Název	Vzorek	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	navážka		3,00	1,00	18,00	8,00	1,00
2	Třída F3, konzistence tuhá		24,00	8,00	18,00	8,00	3,50
3	Třída R6/F1, konzistence pevná		29,00	16,00	19,50	9,50	7,00
4	Třída R5/G3		35,00	42,00	21,50	11,50	14,00

**Parametry zemín pro výpočet tlaku v klidu**

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	$\varphi_{ef}$ [°]	$\nu$ [-]	OCR [-]	$K_r$ [-]
1	navážka		soudržná	-	0,30	-	-
2	Třída F3, konzistence tuhá		soudržná	-	0,35	-	-
3	Třída R6/F1, konzistence pevná		soudržná	-	0,35	-	-
4	Třída R5/G3		soudržná	-	0,25	-	-

**Parametry zemín pro výpočet modulu reakce podloží (Schmitt)**

Číslo	Název	Vzorek	$\nu$ [-]	$E_{oed}$ [MPa]	$E_{def}$ [MPa]
1	navážka		0,30	-	1,00
2	Třída F3, konzistence tuhá		0,35	-	5,00
3	Třída R6/F1, konzistence pevná		0,35	-	15,00
4	Třída R5/G3		0,25	-	100,00



**Geologický profil a přiřazení zemin**

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,00	navážka	
2	1,00	Třída F3, konzistence tuhá	
3	2,00	Třída R6/F1, konzistence pevná	
4	-	Třída R5/G3	

**Hloubení**

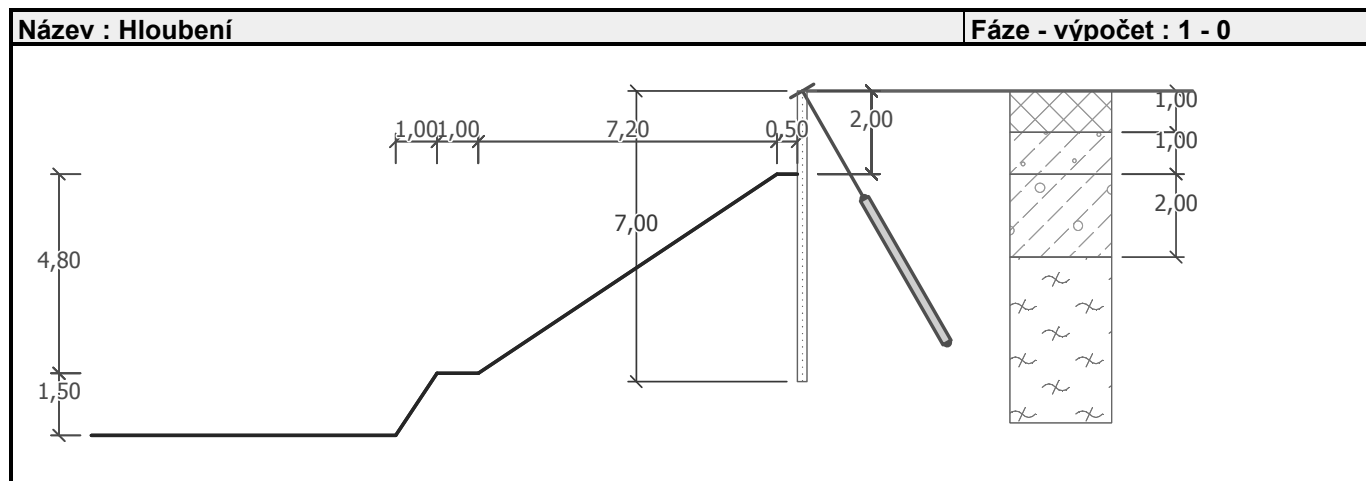
Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,00 m.

**Tvar dna jámy**

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	-0,50	0,00
3	-7,70	4,80
4	-8,70	4,80
5	-9,70	6,30
6	-10,70	6,30

Počátek [0,0] je umístěn na dně jámy.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

**Tvar terénu**

Terén za konstrukcí je rovný.

**Vliv vody**

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

**Zadané kotvy**

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ano	0,00	DYWIDAG S950/1050 D26.5		50,00

**Seznam nových kotev****DYWIDAG S950/1050 D26.5**

Typ kotvy : tyčová předpínací

Výrobní řada : DYWIDAG tyčová kotva

Hloubka : z = 0,00 m

Volná délka : l = 3,00 m

Délka kořene :  $l_k$  = 4,00 mSklon :  $\alpha$  = 60,00 °

Vzd. mezi : b = 2,40 m

Průměr :  $d_s$  = 26,50 mm

Modul pružnosti : E = 200000,00 MPa

Předpínací síla : F = 50,00 kN

Únosnost na přetržení :  $R_t$  = 578,00 kN

Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z efektivní napjatosti

Průměr kořene : d = 220,0 mm

Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu

Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)

Pevnost betonu v tlaku :  $f_{ck}$  = 210000,00 MPaSoučinitel soudržnosti :  $\eta_1$  = 0,70**Celkové nastavení výpočtu**

Počet dělení stěny na konečné prvky = 20

Vlastní výpočet mezních tlaků : redukovat podle kombinace 1

**Nastavení výpočtu fáze**

Návrhová situace : trvalá

**Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)**

Maximální posouvající síla = 10,42 kN/m

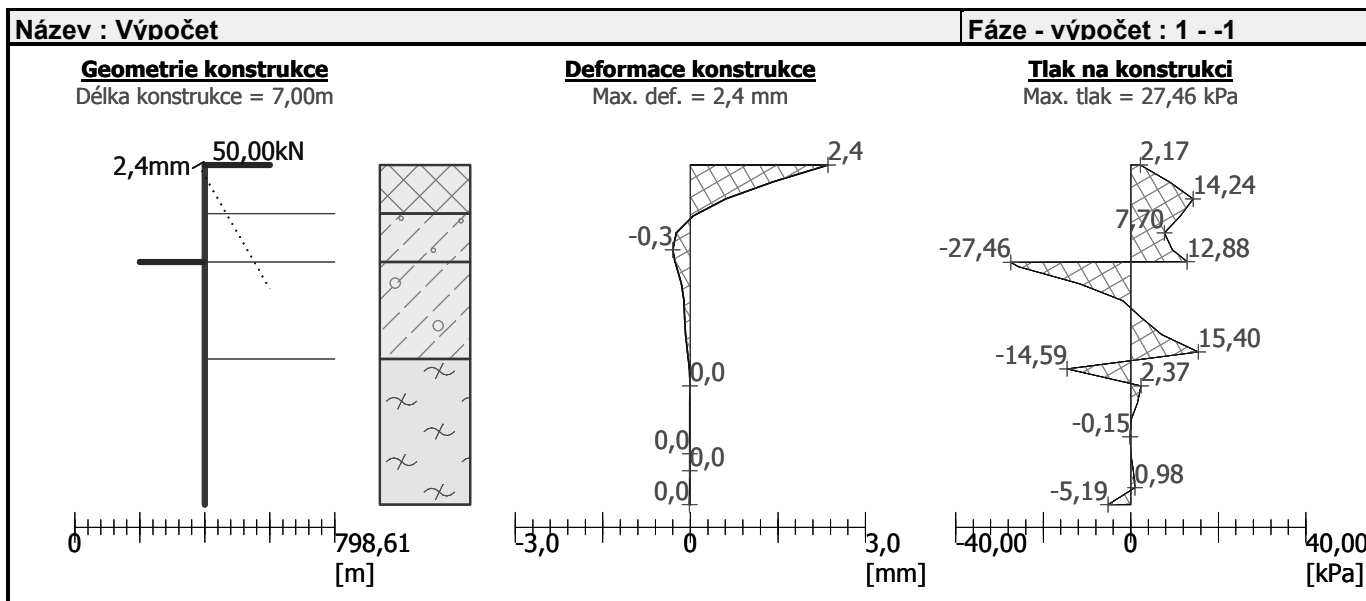
Maximální moment = 6,03 kNm/m

Maximální deformace = 2,4 mm

**Síly v kotvách**

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,00	2,4	50,00





### Vnitřní stabilita kotevního systému - mezivýsledky

$E_A = 7,70 \text{ kN/m}$        $\delta = 1,48^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 0,20 \text{ m}$

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{MAX}$ [kN]
1	12,82	16,27	151,67	52,55	-40,43		64,81	192,12	461,09

### Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	50,00	461,09	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla  $F_{max} = 461,09 \text{ kN} > 50,00 \text{ kN} = F_{zad}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

### Vstupní data (Fáze budování 2)

#### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,00	navážka	
2	1,00	Třída F3, konzistence tuhá	
3	2,00	Třída R6/F1, konzistence pevná	
4	-	Třída R5/G3	

#### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,00 m.

**Tvar dna jámy**

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	-0,50	0,00
3	-7,70	4,80
4	-8,70	4,80
5	-9,70	6,30
6	-10,70	6,30

Počátek [0,0] je umístěn na dně jámy.  
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

**Tvar terénu**

Terén za konstrukcí je rovný.

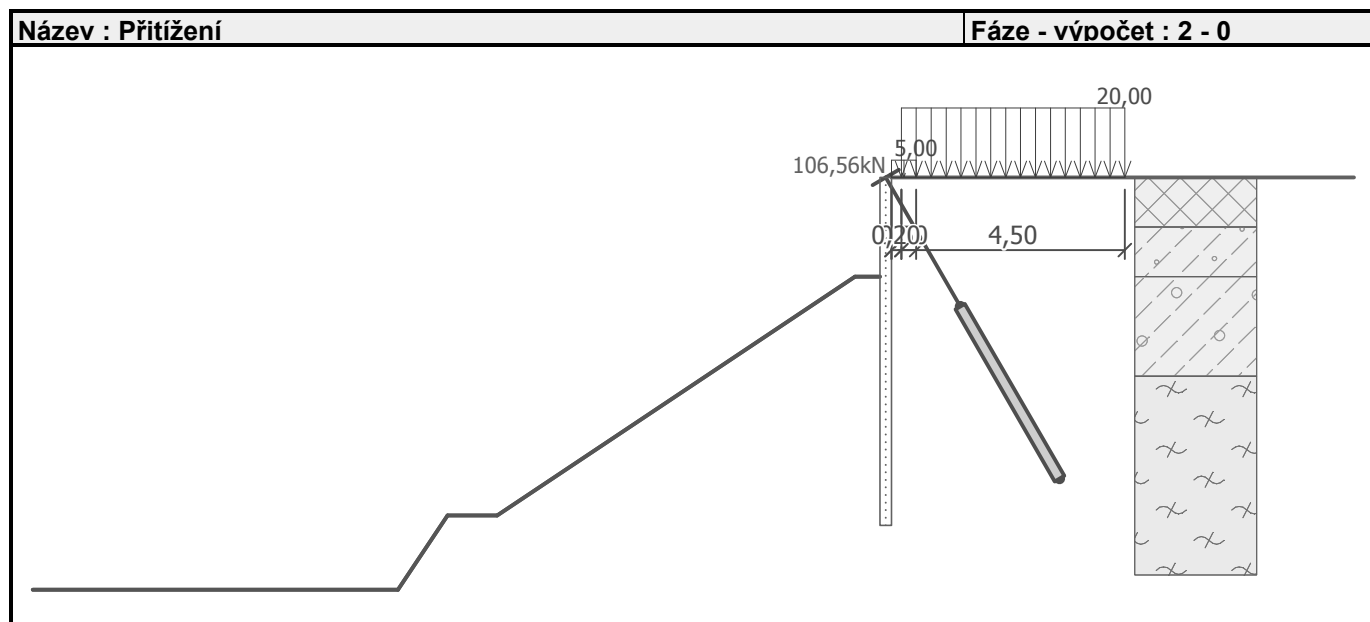
**Vliv vody**

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

**Zadaná plošná přitížení**

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		proměnné	5,00		0,00	0,50	na terénu
2	Ano		proměnné	20,00		0,20	4,50	na terénu

Číslo	Název
1	užívání plochy
2	komunikace

**Zadané kotvy**

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,00	DYWIDAG S950/1050 D26.5		106,56



## Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m <sup>3</sup> ]	kh,z [MN/m <sup>3</sup> ]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	0.82	2.17	22.20	0.00
0.70	0.00	0.00	-1.03	38.85	1.98	-9.96
1.05	0.00	0.00	-1.36	8.49	-6.30	-8.90
1.75	0.00	0.00	-0.93	15.65	-14.81	-1.80
1.99	0.00	0.00	-0.63	18.00	-18.88	2.27
2.01	0.00	0.00	-0.61	-60.19	-18.55	2.57
2.10	0.00	0.00	-0.50	-59.33	-13.05	4.02
2.45	105.61	105.61	-0.22	-17.44	4.98	3.77
3.15	105.61	105.61	-0.10	8.65	3.69	-0.22
3.50	105.61	105.61	-0.09	10.89	0.38	-0.96
3.85	105.61	105.61	-0.06	18.54	-4.63	-0.30
4.55	899.26	899.26	-0.01	2.54	1.21	0.04
4.90	899.26	899.26	-0.01	1.84	0.23	-0.21
5.60	899.26	899.26	-0.01	-0.18	-0.01	-0.21
5.95	899.26	899.26	-0.01	-0.01	0.03	-0.21
6.65	899.26	899.26	-0.01	1.05	-0.42	-0.14
7.00	899.26	899.26	-0.02	-5.64	0.00	-0.00

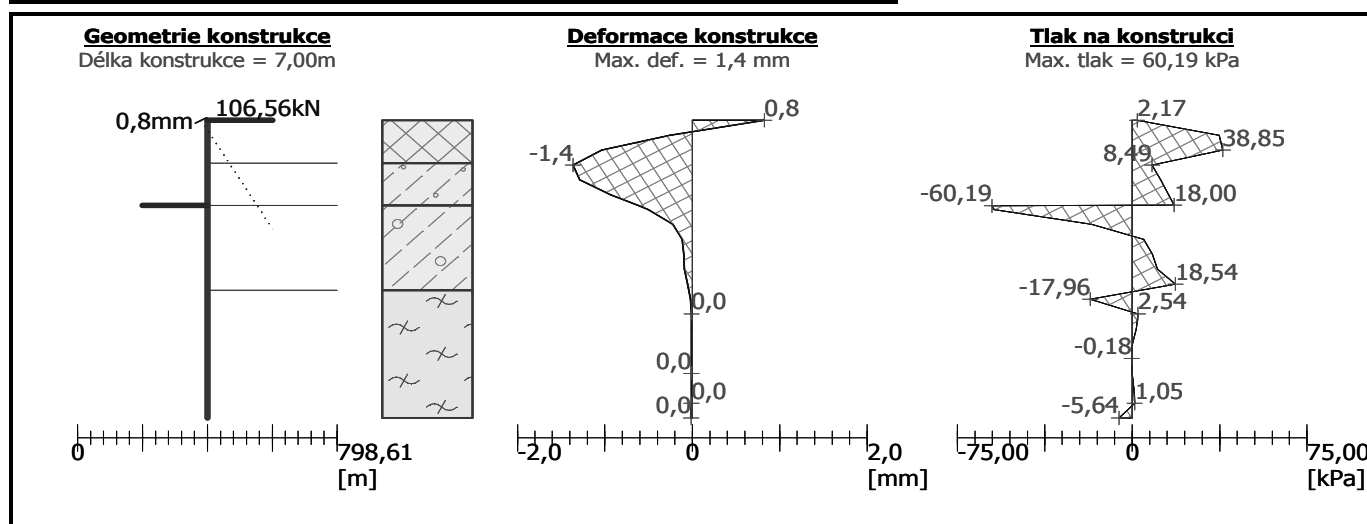
Maximální posouvající síla = 22,20 kN/m

Maximální moment = 9,96 kNm/m

Maximální deformace = 1,4 mm

### Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,00	0,8	106,56



### Vnitřní stabilita kotevního systému - mezivýsledky

$E_A = 41,03 \text{ kN/m}$        $\delta = 2,45^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 0,95 \text{ m}$

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK <sub>MAX</sub> [kN]
1	40,12	13,21	169,95	45,69	-28,90		63,46	191,37	459,30

#### Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	106,56	459,30	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla  $F_{\max} = 459,30 \text{ kN} > 106,56 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

#### Výpočet stability svahu

##### Vstupní data

##### Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

##### Stabilitní výpočty

Výpočet zemětřesení : Standard

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Návrhový přístup : 3 - redukce zatížení GEO, STR a materiálu

Součinitele redukce zatížení (F)							
Trvalá návrhová situace							
		Stav STR			Stav GEO		
		Nepříznivé		Příznivé	Nepříznivé		Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35	[-]	1,00	[-]	1,00	[-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50	[-]	0,00	[-]	1,30	[-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$				1,00	[-]	

Součinitele redukce materiálu (M)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_\phi =$	1,25	[-]
Součinitel redukce efektivní soudržnosti :	$\gamma_c =$	1,25	[-]
Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti :	$\gamma_{cu} =$	1,40	[-]

##### Kotvy

Číslo	Počátek		Volná délka	Délka kořene	Sklon	Vzd. kotev	Síla
	x [m]	z [m]	l [m]	l <sub>k</sub> [m]	$\alpha$ [°]	b [m]	F [kN]
1	-0,14	0,00	3,00	4,00	60,00	2,40	106,56

##### Přetížení

Číslo	Typ	Působení	Umístění z [m]	Počátek x [m]	Délka l [m]	Šířka b [m]	Sklon $\alpha$ [°]	Velikost	
								q, q <sub>1</sub> , f, F	q <sub>2</sub> jednotka
1	pásové	proměnné	na povrchu	x = 0,00	l = 0,50		0,00	5,00	kN/m <sup>2</sup>
2	pásové	proměnné	na povrchu	x = 0,20	l = 4,50		0,00	20,00	kN/m <sup>2</sup>

**Názvy přitížení**

Číslo	Název
1	užívání plochy
2	komunikace

**Voda**

Typ vody : Voda není

**Tahová trhlina**

Tahová trhlina není zadána.

**Zemětřesení**

Se zemětřesením se nepočítá.

**Nastavení výpočtu fáze**

Návrhová situace : trvalá

**Výsledky (Fáze budování 1)****Výpočet 1****Kruhová smyková plocha**

Parametry smykové plochy						
Střed :	x =	-6,28	[m]	Úhly :	$\alpha_1$ =	-18,35 [°]
	z =	2,53	[m]		$\alpha_2$ =	77,19 [°]
Poloměr :	R =	11,41	[m]			
Smyková plocha po optimalizaci.						

**Délky kotev ke smykové ploše (kotvy byly uvažovány jako nekonečné)**

Kotva Délka [m]

1 5,40

**Posouzení stability svahu (Bishop)**

Sumace aktivních sil :  $F_a = 567,51$  kN/m

Sumace pasivních sil :  $F_p = 1244,87$  kN/m

Moment sesouvající :  $M_a = 6475,34$  kNm/m

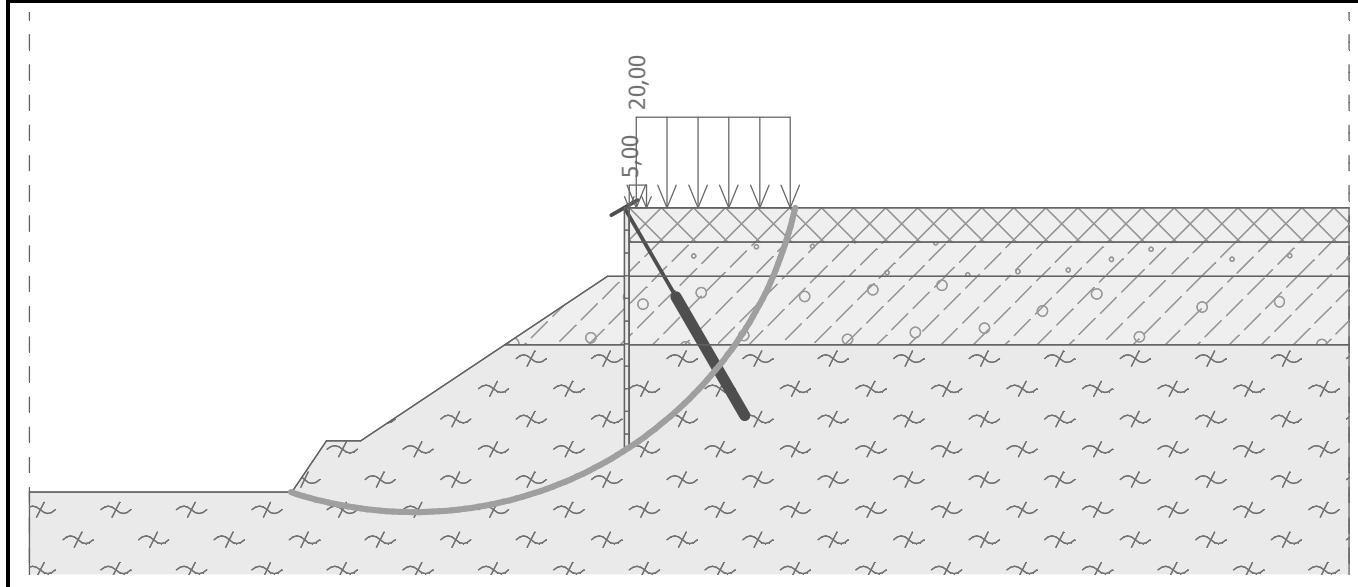
Moment vzdorující :  $M_p = 14204,01$  kNm/m

Využití : 45,6 %

**Stabilita svahu VYHOVUJE**

Název : Výpočet

Fáze - výpočet : 1 - 1



## Výpočet 2

## Polygonální smyková plocha

Souřadnice bodů smykové plochy [m]									
x	z	x	z	x	z	x	z	x	z
-9,85	-8,30	-9,31	-8,39	-6,04	-8,73	-1,74	-8,30	0,47	-6,68
2,06	-4,60	2,71	-3,68	4,40	-0,94	4,70	0,00		

Smyková plocha po optimalizaci.

## Délky kotev ke smykové ploše (kotvy byly uvažovány jako nekonečné)

Kotva Délka [m]

1 4,90

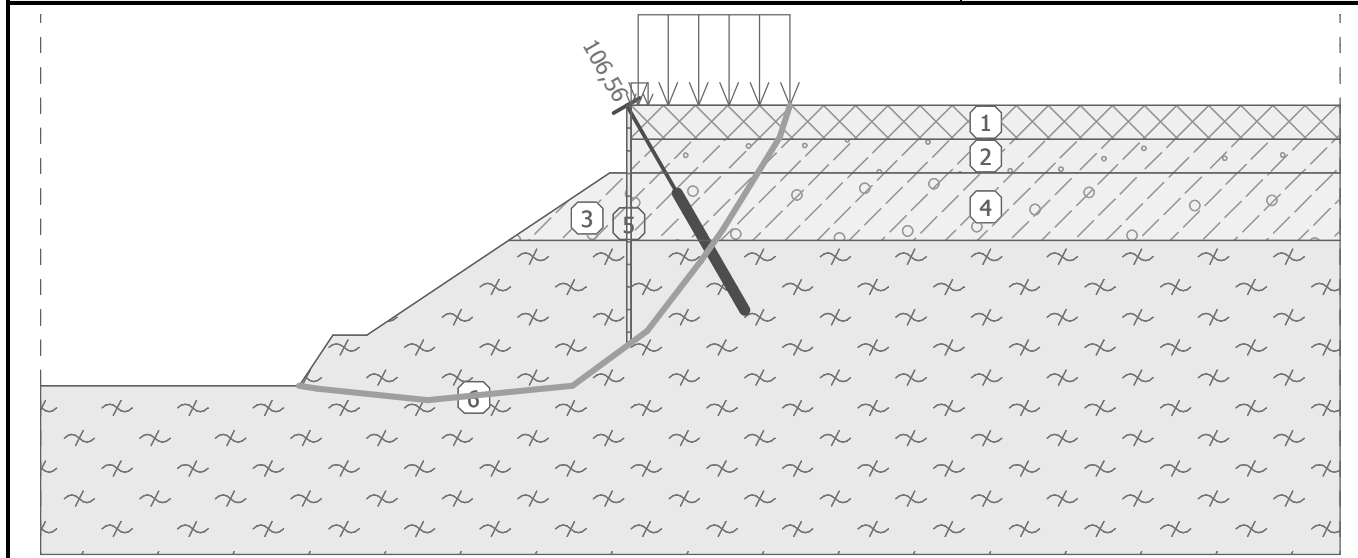
## Posouzení stability svahu (Sarma)

Využití : 46,3 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Název : Výpočet

Fáze - výpočet : 1 - 2





## 8.2. zajištění svahu, komunikace – řez 3

### Posouzení pažící konstrukce

#### Vstupní data

##### Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

##### Materiály a normy

Betonové konstrukce : ČSN 73 1201 R  
 Ocelové konstrukce : EN 1993-1-1 (EC3)  
 Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu :  $\gamma_{M0} = 1,00$   
 Dřevěné konstrukce : EN 1995-1-1 (EC5)  
 Dílčí součinitel vlastností dřeva :  $\gamma_M = 1,30$   
 Součinitel vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo) :  $k_{mod} = 0,50$   
 Součinitel šířky průřezu ve smyku (dřevo) :  $k_{cr} = 0,67$

##### Výpočet tlaků

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)  
 Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)  
 Metoda výpočtu : závislé tlaky  
 Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe  
 Modul reakce podloží : standardní  
 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 :	$\gamma_w =$	1,30	[-]	

Součinitele redukce odporu (R)				
Trvalá návrhová situace				
Součinitel redukce stability kotvy :		$\gamma_{Ris} =$	1,40	[-]
Součinitel redukce zemního odporu :		$\gamma_{Re} =$	1,00	[-]

##### Kotvy

Metodika posouzení : mezní stavy

Součinitele redukce				
Součinitel spolehlivosti oceli :		$\gamma_s =$	1,35	[-]
Součinitel redukce na vytržení ze zeminy :		$\gamma_e =$	1,35	[-]
Součinitel redukce na vytržení ze zálivky :		$\gamma_c =$	1,35	[-]

##### Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 7,00 m

Název průřezu : I-průřez : HE 140 B; a = 1,20 m

Zadaný koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 1,00

Plocha průřezu A = 3,58E-03 m<sup>2</sup>/m

Moment setrvačnosti I = 1,26E-05 m<sup>4</sup>/m

Modul pružnosti E = 210000,00 MPa

Modul pružnosti ve smyku  $G = 81000,00 \text{ MPa}$   
 Průřezový modul  $W = 1,797\text{E-}04 \text{ m}^3/\text{m}$   
 Plastický průřezový modul  $W_{pl} = 2,045\text{E-}04 \text{ m}^3/\text{m}$

#### Materiál konstrukce



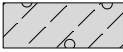
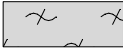
##### Ocel konstrukční: EN 10025 : Fe 360

Mez kluzu  $f_y = 235,00 \text{ MPa}$   
 Modul pružnosti  $E = 210000,00 \text{ MPa}$   
 Modul pružnosti ve smyku  $G = 81000,00 \text{ MPa}$




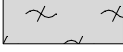
#### Modul reakce podloží

Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.




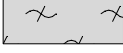
#### Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	navážka		3,00	1,00	18,00	8,00	1,00
2	Třída F3, konzistence tuhá		24,00	8,00	18,00	8,00	3,50
3	Třída R6/F1, konzistence pevná		29,00	16,00	19,50	9,50	7,00
4	Třída R5/G3		35,00	42,00	21,50	11,50	14,00

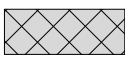
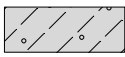
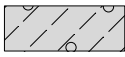
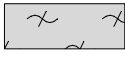
#### Parametry zemín pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	$\varphi_{ef}$ [°]	$\nu$ [-]	OCR [-]	$K_r$ [-]
1	navážka		soudržná	-	0,30	-	-
2	Třída F3, konzistence tuhá		soudržná	-	0,35	-	-
3	Třída R6/F1, konzistence pevná		soudržná	-	0,35	-	-
4	Třída R5/G3		soudržná	-	0,25	-	-

#### Parametry zemín pro výpočet modulu reakce podloží (Schmitt)

Číslo	Název	Vzorek	$\nu$ [-]	$E_{oed}$ [MPa]	$E_{def}$ [MPa]
1	navážka		0,30	-	1,00
2	Třída F3, konzistence tuhá		0,35	-	5,00
3	Třída R6/F1, konzistence pevná		0,35	-	15,00
4	Třída R5/G3		0,25	-	100,00

**Geologický profil a přiřazení zemin**

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,00	navážka	
2	1,00	Třída F3, konzistence tuhá	
3	2,00	Třída R6/F1, konzistence pevná	
4	-	Třída R5/G3	

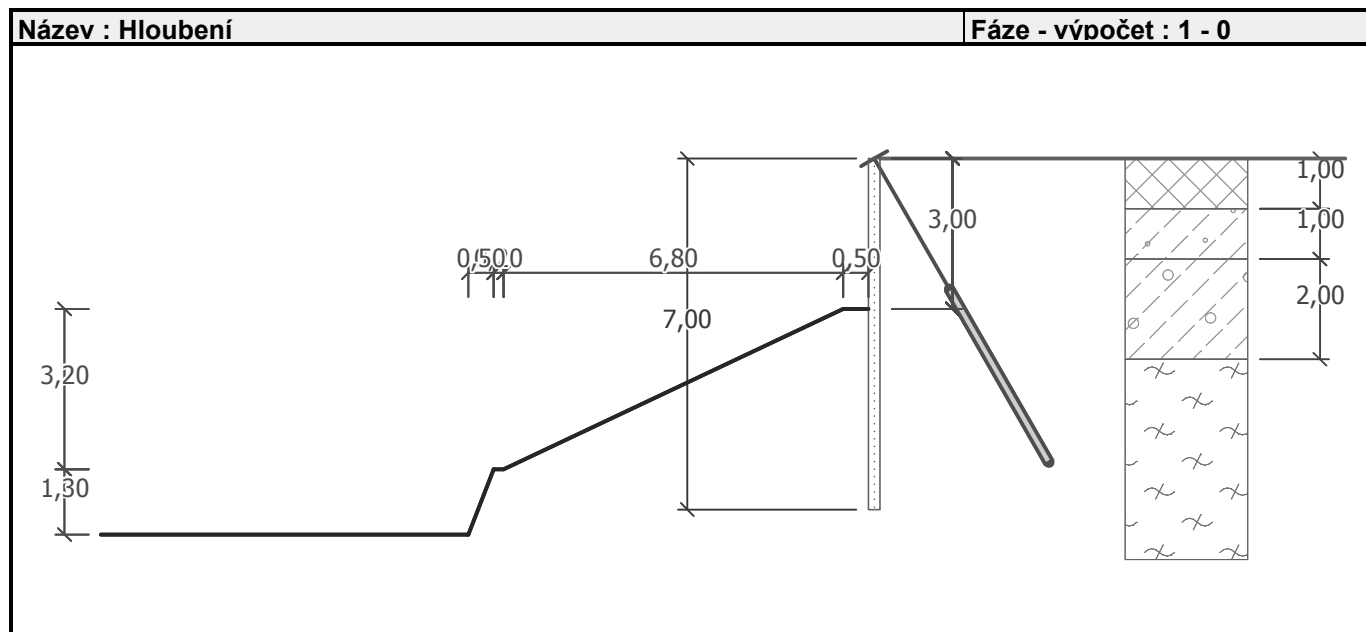
**Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 3,00 m.

**Tvar dna jámy**

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	-0,50	0,00
3	-7,30	3,20
4	-7,50	3,20
5	-8,00	4,50
6	-9,00	4,50

Počátek [0,0] je umístěn na dně jámy.  
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

**Tvar terénu**

Terén za konstrukcí je rovný.

**Vliv vody**

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

**Zadané kotvy**

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ano	0,00	DYWIDAG S950/1050 D32		50,00

**Seznam nových kotev**

Typ kotvy : tyčová předpínací

Výrobní řada : DYWIDAG tyčová kotva

Hloubka :  $z = 0,00$  mVolná délka :  $l = 3,00$  mDélka kořene :  $l_k = 4,00$  mSklon :  $\alpha = 60,00^\circ$ Vzd. mezi :  $b = 2,40$  mPrůměr :  $d_s = 32,00$  mmModul pružnosti :  $E = 200000,00$  MPaPředpínací síla :  $F = 50,00$  kNÚnosnost na přetržení :  $R_t = 844,00$  kN

Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z plášťového tření

Průměr kořene :  $d = 160,0$  mmPlášťové tření :  $f = 150,00$  kPa**Celkové nastavení výpočtu**

Počet dělení stěny na konečné prvky = 20

Vlastní výpočet mezních tlaků : redukovat podle nastavení

**Nastavení výpočtu fáze**

Návrhová situace : trvalá

**Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)**

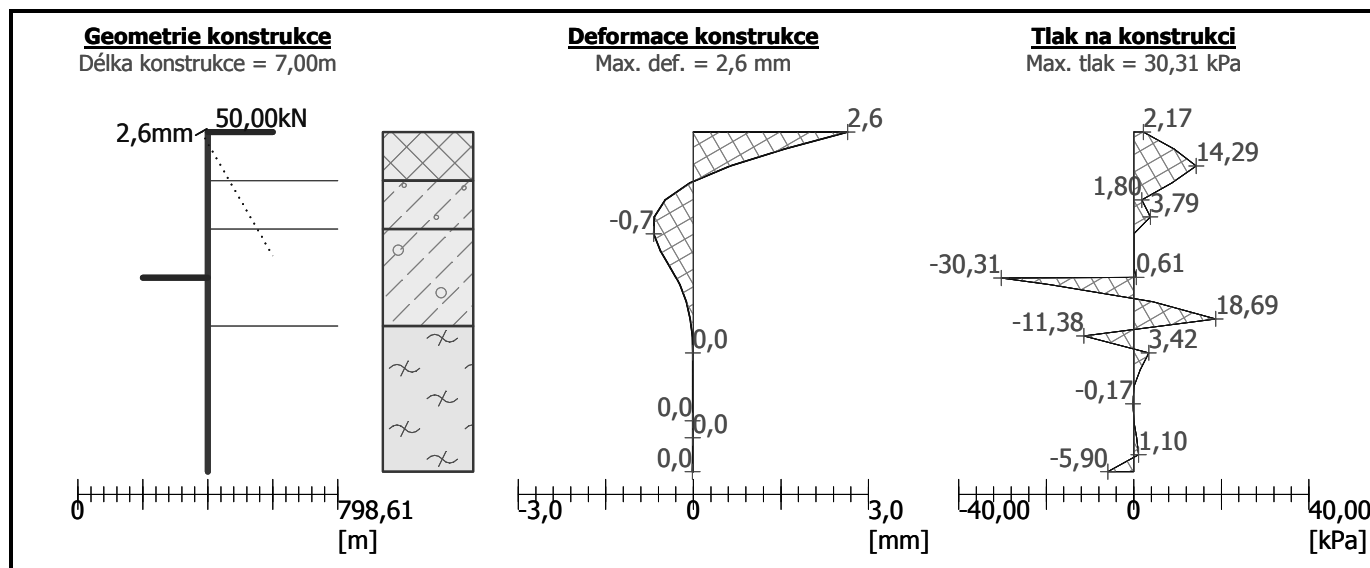
Maximální posouvající síla = 10,42 kN/m

Maximální moment = 5,93 kNm/m

Maximální deformace = 2,6 mm

**Síly v kotvách**

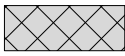
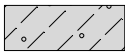
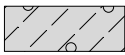
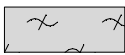
Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,00	2,6	50,00





## Vstupní data (Fáze budování 2)

### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,00	navážka	
2	1,00	Třída F3, konzistence tuhá	
3	2,00	Třída R6/F1, konzistence pevná	
4	-	Třída R5/G3	

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 3,00 m.

### Tvar dna jámy

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	-0,50	0,00
3	-7,30	3,20
4	-7,50	3,20
5	-8,00	4,50
6	-9,00	4,50

Počátek [0,0] je umístěn na dně jámy.  
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

### Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

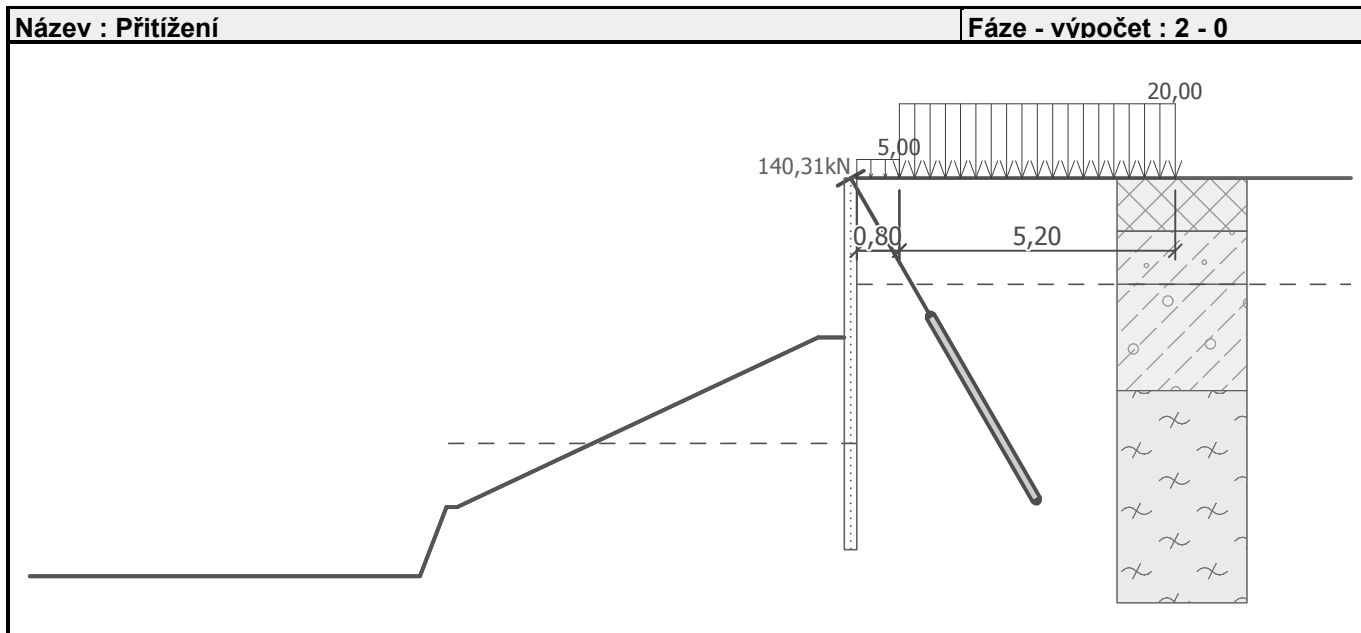
### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 2,00 m  
Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 5,00 m  
Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

### Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		proměnné	5,00		0,00	0,80	na terénu
2	Ano		proměnné	20,00		0,80	5,20	na terénu

Číslo	Název
1	užívání plochy
2	komunikace

**Zadané kotvy**

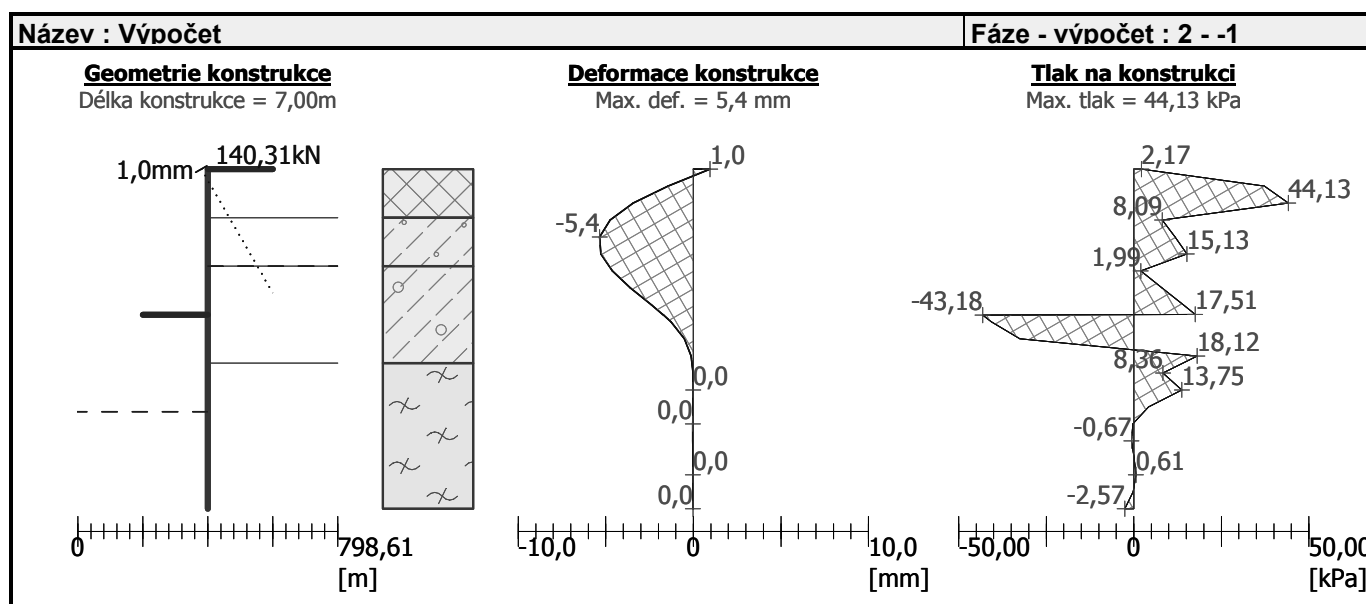
Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,00	DYWIDAG S950/1050 D32		140,31

**Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)**

Maximální posouvající síla = 29,23 kN/m  
 Maximální moment = 15,63 kNm/m  
 Maximální deformace = 5,4 mm

**Síly v kotvách**

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,00	1,0	140,31



**Vnitřní stabilita kotevního systému - mezivýsledky**
 $E_A = 47,54 \text{ kN/m}$        $\delta = 3,15^\circ$ 

 Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 1,16 \text{ m}$ 

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{MAX}$ [kN]
1	44,92	15,06	144,55	105,24	-3,89		-15,11	199,20	478,07

**Posouzení vnitřní stability kotevního systému**

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	140,31	341,48	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

 Max. dovolená síla  $F_{max} = 341,48 \text{ kN} > 140,31 \text{ kN} = F_{zad}$ 
**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**
**Výpočet stability svahu****Vstupní data****Nastavení**

(zadané pro aktuální úlohu)

**Stabilitní výpočty**

Výpočet zemětřesení : Standard

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Návrhový přístup : 3 - redukce zatížení GEO, STR a materiálu

Součinitele redukce zatížení (F)							
Trvalá návrhová situace							
		Stav STR				Stav GEO	
		Nepříznivé		Příznivé		Nepříznivé	
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35	[-]	1,00	[-]	1,00	[-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50	[-]	0,00	[-]	1,30	[-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$					1,00	[-]

Součinitele redukce materiálu (M)							
Trvalá návrhová situace							
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :				$\gamma_\phi =$	1,25	[-]	
Součinitel redukce efektivní soudržnosti :				$\gamma_c =$	1,25	[-]	
Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti :				$\gamma_{cu} =$	1,40	[-]	

**Kotvy**

Číslo	Počátek		Volná délka	Délka kořene	Sklon	Vzd. kotev	Síla
	x [m]	z [m]	l [m]	$l_k$ [m]	$\alpha$ [°]	b [m]	F [kN]
1	-0,14	0,00	3,00	4,00	60,00	2,40	140,31

**Přetížení**

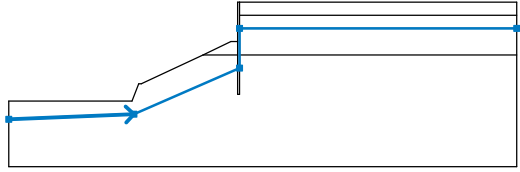
Číslo	Typ	Působení	Umístění z [m]	Počátek x [m]	Délka l [m]	Šířka b [m]	Sklon $\alpha$ [°]	Velikost q, q <sub>1</sub> , f, F	Velikost q <sub>2</sub>	jednotka
1	pásové	proměnné	na povrchu	x = 0,00	l = 0,80		0,00	5,00		kN/m <sup>2</sup>
2	pásové	proměnné	na povrchu	x = 0,80	l = 5,20		0,00	20,00		kN/m <sup>2</sup>

**Názvy přitížení**

Číslo	Název
1	užívání plochy
2	komunikace

**Voda**

Typ vody : HPV

Číslo	Umístění HPV	Souřadnice bodů HPV [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-17,50	-8,88	-8,00	-8,50	0,00	-5,00
		0,00	-2,00	21,00	-2,00		

**Tahová trhlina**

Tahová trhlina není zadána.

**Zemětřesení**

Se zemětřesením se nepočítá.

**Nastavení výpočtu fáze**

Návrhová situace : trvalá

**Výsledky (Fáze budování 1)****Výpočet 1****Kruhová smyková plocha**

Parametry smykové plochy						
Střed :	x =	-4,87	[m]	Úhly :	$\alpha_1$ =	-18,60 [°]
	z =	3,21	[m]		$\alpha_2$ =	73,50 [°]
Poloměr :	R =	11,30	[m]			
Smyková plocha po optimalizaci.						

**Délky kotev ke smykové ploše (kotvy byly uvažovány jako nekonečné)**

Kotva	Délka [m]
1	5,87

**Posouzení stability svahu (Bishop)**Sumace aktivních sil :  $F_a = 524,90$  kN/mSumace pasivních sil :  $F_p = 1020,59$  kN/mMoment sesouvající :  $M_a = 5931,39$  kNm/mMoment vzdorující :  $M_p = 11532,64$  kNm/m

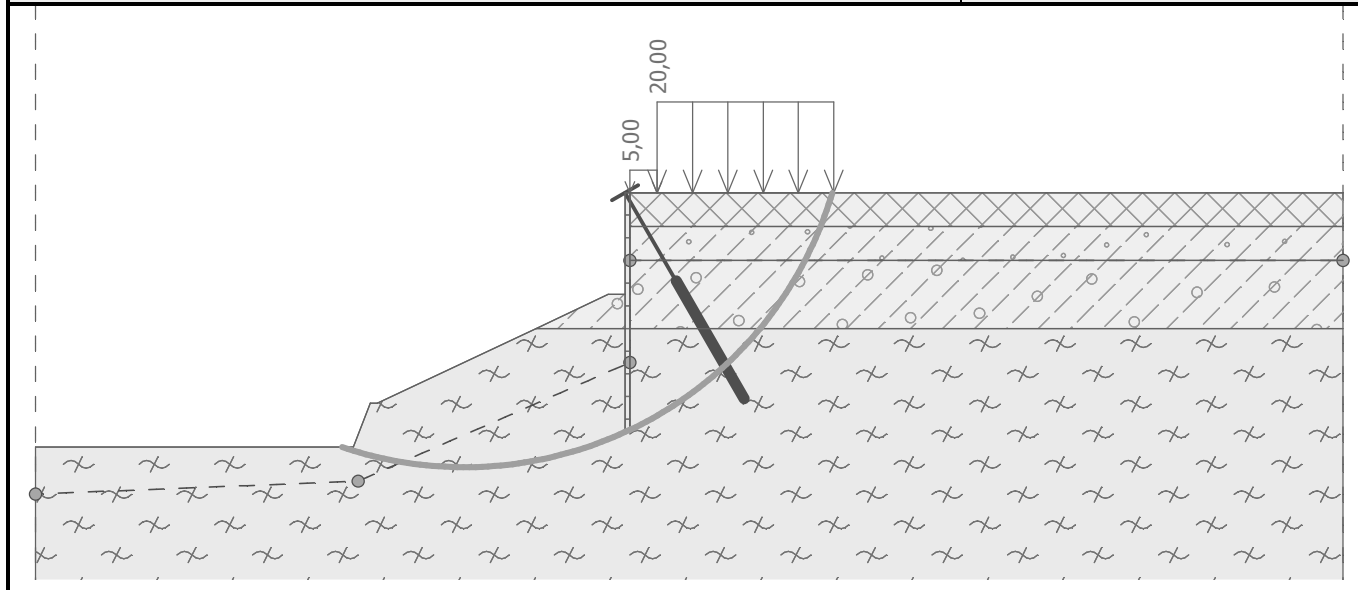
Využití : 51,4 %

**Stabilita svahu VYHOVUJE**



Název : Výpočet

Fáze - výpočet : 1 - 1

**Výpočet 2****Polygonální smyková plocha**

Souřadnice bodů smykové plochy [m]									
x	z	x	z	x	z	x	z	x	z
-8,58	-7,50	-8,29	-7,62	-8,14	-7,68	-4,58	-7,82	-1,18	-7,67
0,37	-6,83	2,39	-4,60	2,95	-3,97	5,55	-0,94	5,99	0,00

Smyková plocha po optimalizaci.

**Délky kotev ke smykové ploše (kotvy byly uvažovány jako nekonečné)**

Kotva Délka [m]

1 5,21

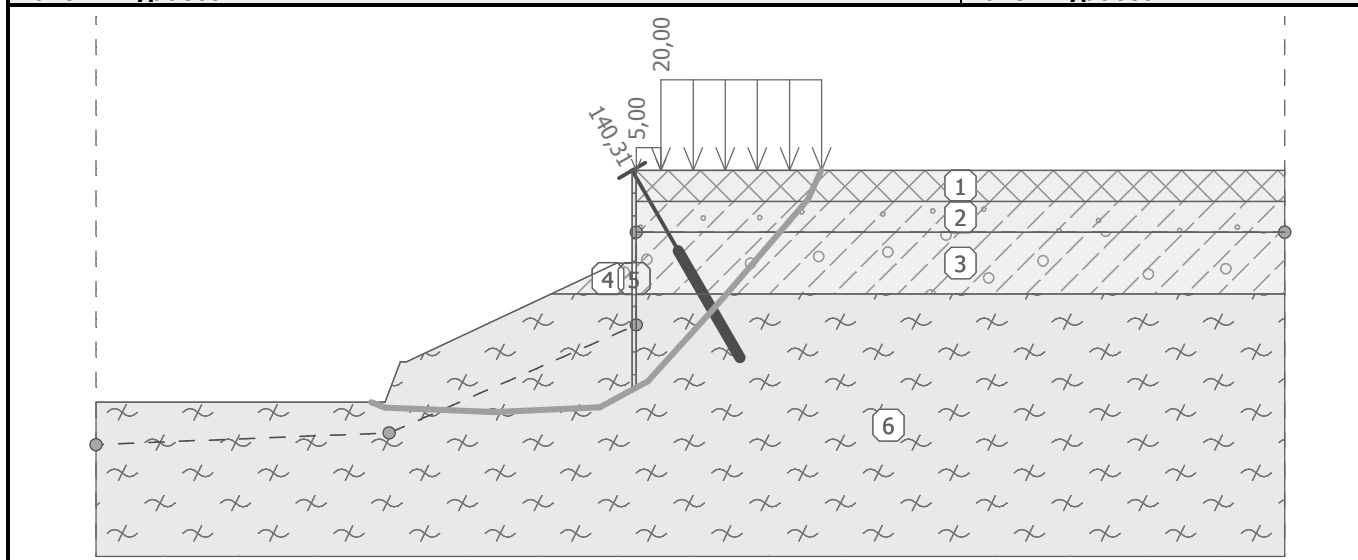
**Posouzení stability svahu (Sarma)**

Využití : 51,9 %

**Stabilita svahu VYHOVUJE**

Název : Výpočet

Fáze - výpočet : 1 - 2



## 9. Souhrn výsledků

Všechny statické výpočty, posouzení a stabilitní posouzení svahu jsou uloženy v archivu zpracovatele (včetně zde neuvedených).

Z výše provedených statických výpočtů a posouzení jednotlivých zatěžovacích případů (přetížení) a předpokládaného geologického profilu vyplývá, že určující pro únosnost a stabilitu svahu jsou vrchní partie svahu to znamená zajištění povrchových vrstev svahu a eliminace přetížení v koruně svahu přímo na hraně svahu. Dále je nutné zamezit zvýšenému zatékání povrchových vod do svahu a tím sycení zemin geologického profilu vodou a tím zmenšování jejich únosnosti.

Pro zajištění svahu je důležité provedení kotevních prvků. Navržené kotevní prvky – tyčové kotvy jsou uvažovány v provedení pod úhlem  $30^\circ$  od svislice (tento úhel je minimální úhel osazení kotvy), u kotvy se předpokládá předepnutí na minimální hodnotu 50 kN a úprava kotvy jako trvalá kotva.

Jsou navrženy mikrozápory HEB140 v délce 7,00 m – 7,50 m v osově vzdálenosti maximálně 1,00 m. Kotvy jsou navrženy tyčové v trvalé úpravě profilu 32 mm, délky 7,00 m a osově vzdálenosti maximálně 2,40 m.

Pro železobetonový trám – žb.převážku mikrozápor byly uvažovány materiály beton C30/37 – XC4, XF4 a ocel B500B. Beton prvků musí být upraven v případě speciálních požadavků na povrchy betonů a jejich odolnost (podmínky prostředí dle ČSN EN 1992-1-1 kapitola 4, stupně vlivu prostředí dle ČSN EN 206-1). V běžném provozu doporučuji provádět betony do prostředí XC4 a v případě dopravních staveb XF4. V těchto případech při uvažování třídy konstrukce S4 je minimální hodnota krycí vrstvy výztuže 35 mm. Návrh - dimenzování výztuž v průřezu bylo provedeno informativně pro ověření běžného standardního vyztužení průřezu prvku. Posuzované prvky byly vyztuženy v souladu s minimálním stupněm vyztužení a momentem na mezi únosnosti průřezu.

Při posouzení zabezpečení bylo uvažováno přetížení povrchu komunikace plošným zatížením  $20,00 \text{ kN/m}^2$ .

## 10. Závěr

Výpočty bylo prokázáno, že posuzované hlavní prvky nosné konstrukce – zajištění svahu jsou dostatečně únosné a stabilní pro dané stavební řešení, výškové uspořádání a použité materiály, zatížení.

Posouzení mikrozáporové stěny kotvené – statická část je vypracována s použitím podkladů dosažitelných v době jeho zpracování. V případě, že při provádění budou podstatně jiné podmínky, než projekt – posouzení předpokládá, vyhrazuje si projektant právo projekt příslušně upravit. Zpracovatel nenese zodpovědnost za dodatečné úpravy vlivem změny technologie, postupu prací atd.

Toto posouzení v žádném případě nenahrazuje realizační projektovou dokumentaci zajištění.