

OBSAH

1	ÚVOD.....	2
1.1	ZÁKLADNÍ ÚDAJE	2
1.2	OBSAH A METODY STATICKÉHO VÝPOČTU	2
1.3	NORMY, LITERATURA, PROGRAMY	2
1.3.1	NORMY	2
1.3.2	LITERATURA	2
1.3.3	PROGRAMY	2
2	VSTUPNÍ ÚDAJE	3
2.1	MATERIÁLY	3
2.1.1	BETON	3
2.1.2	BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ	3
2.1.3	PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ	3
2.2	PŘEHLEDNÉ VÝKRESY	4
2.3	ZATÍŽENÍ	4
2.3.1	VŠEOBECNĚ	4
2.3.2	ZATÍŽENÍ SILNIČNÍ DOPRAVOU	7
2.3.3	ZATÍŽENÍ VĚTREM	7
2.3.4	ZATÍŽENÍ TEPLOTOU	7
2.3.5	ZEMNÍ TLAKY	7
3	PRŮZKUMNÉ PRÁCE.....	8
3.1	GEOTECHNICKÉ PARAMETRY ZEMIN	9
4	POSOUZENÍ.....	10

Příloha: Výpočet uvedených stavů programem Geo-Tízná zeď- 19 str a 34 str.

1 ÚVOD

1.1 ZÁKLADNÍ ÚDAJE

Charakteristika zdi:

Trvalá tížná železobetonová zárubní zeď s oplocením podél zastavěného pozemku a silničním zábradlím mimo zastavěný pozemek

- Délka zdi : 53,59 m
- Výška zdi nad komunikací: 0,61-2,05 m

1.2 OBSAH A METODY STATICKÉHO VÝPOČTU

Obsahem tohoto statického výpočtu je posouzení sanace zárubní zdi. Výpočet je proveden podle řady norem ČSN EN 1990 až 1997, tzv. Eurokódů. Stálé zatížení je uvažováno dle ČSN EN 1991-1-1, zatížení větrem dle ČSN EN 1991-1-4, zatížení teplotou dle ČSN EN 1991-1-5 nejsou zahrnuta, zatížení dopravou dle ČSN EN 1991-2 ed.2 je pouze zatížení provozní za rubem zdi- lehká mechanizace. Kombinace zatížení jsou uvažovány v souladu s požadavky ČSN EN 1990/A2.

Posouzení betonových konstrukcí je provedeno podle ČSN EN 1992-1-1.

Pro posouzení založení stavby byly použity osvědčené obecné metody s použitím programu GEO5 a FINE EC.

1.3 NORMY, LITERATURA, PROGRAMY

1.3.1 NORMY

- [N1a] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- [N1b] ČSN EN 1990 ZMĚNA A1 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- [N2] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- [N3] ČSN EN 1991-1-3 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem
- [N4] ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem
- [N5] ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou
- [N6] ČSN EN 1991-1-6 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-6: Obecná zatížení – Zatížení během provádění
- [N7] ČSN EN 1991-1-7 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-7: Obecná zatížení – Mimořádná zatížení
- [N9] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [N12] ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla
- [N15] ČSN EN 206 Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- [N16] ČSN EN 13670-1 Provádění betonových konstrukcí – Část 1: Společná ustanovení

1.3.2 LITERATURA

- [L1] ČSN 730037 Zemní tlak na stavební konstrukce (zrušena v r. 2010)

1.3.3 PROGRAMY

GEO5 (FINE-2018) – program pro výpočty geotechnických konstrukcí

2 VSTUPNÍ ÚDAJE

2.1 MATERIÁLY

Součinitele materiálů v mezních stavech únosnosti dle čl. 2.4.2.4 (1), tab. 2.1N v [N9].

Návrhová situace	γ_c pro beton	γ_s pro beton. výztuž	γ_{ed} pro předp. výztuž
Trvalá i dočasná	1,5	1,15	1,15
Mimořádná	1,2	1,0	1,0

Součinitele materiálů v mezních stavech použitelnosti dle čl. 2.4.2.4 (2) v [N9] se zpravidla uvažují hodnotami $\gamma_c = 1,0$ a $\gamma_s = 1,0$, pokud není v jednotlivých posouzeních vyžadováno jinak.

2.1.1 BETON

Charakteristické a průměrné pevnostní a deformační charakteristiky se uvažují dle čl. 3.1, tab. 3.1 v [N9]. Uvedené hodnoty modulu pružnosti E_{cm} platí pro silikátové kamenivo, pro vápencové kamenivo se snižují o 10 %, pro pískovcové kamenivo se snižují o 30 % a pro čedičové zvyšují o 20 %.

Návrhová pevnost betonu v tlaku se určí dle čl. 3.1.6(1)P v [N9], resp. (101)P v [N10] dle vztahu:

$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$, kde součinitel $\alpha_{cc} = 0,9$ dle čl. 3.1.6 (101)P v [N10].

Pro časový průběh pevnosti betonu v tlaku platí vztahy dle čl. 3.1.2 (6) v [N9]. Vztah platí pro čas: $3 < t < 28$ dní.

Průměrná pevnost betonu v tahu za ohybu vyztužených betonových prvků ve stáří 28 dní se určí dle čl. 3.1.8(1) v [N9] u jednotlivých posouzení dle vztahu $f_{ctm,fl} = \max\{(1,6 - h/1000) * f_{ctm}; f_{ctm}\}$.

Návrhová pevnost betonu v tahu se určí dle čl. 3.1.6(2)P v [N9] dle vztahu $f_{ctd} = \alpha_{ct} * f_{ctk,0,05} / \gamma_c$, kde součinitel $\alpha_{ct} = 1,0$ čl. 3.1.6 (102)P v [N10] a $f_{ctk,0,05} = 0,7 * f_{ctm}$.

Pro časový průběh pevnosti (průměrné i charakteristické) betonu v tahu platí vztahy dle čl. 3.1.2 (9) v [N9].

Pro časový průběh modulu pružnosti betonu $E_{cm}(t)$ platí vztahy dle čl. 3.1.3 (3) v [N9].

Tečnový modul pružnosti betonu se uvažuje dle vztahu $E_c = 1,05 * E_{cm}$.

Uvedené platí pro nově dobetonované části

2.1.2 BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

Vlastnosti použité betonářské výztuže musí vyhovovat dle [N9] požadavkům v příloze C, čl. C.1 a C.2N. Dle čl. 3.4.2 v [N9] je doporučena třída výztuže pro mosty B nebo C. Návrhová mez kluzu se určí dle čl. 3.2.7 (2) v [N9] dle vztahu $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$.

Charakteristika	Značka	B500B	Jednotka
charakteristická mez kluzu betonářské výztuže	f_{yk}	500,0	[MPa]
pevnost v tahu betonářské výztuže	f_t	550,0	[MPa]
návrhová hodnota modulu pružnosti betonářské oceli	E_s	200,0	[GPa]
návrhová mez kluzu betonářské výztuže pro trvalé a dočasné návrhové situace	f_{yd}	434,8	[MPa]
návrhová mez kluzu betonářské výztuže pro mimořádné návrhové situace	f_{yd}	500,0	[MPa]

2.1.3 PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ

Tato výztuž není pro sanaci zárubní zdi navržena

5) Pro posouzení stability tvaru s vnějším předpětím, kde zvětšení předpětí je nepříznivé, čl. 2.4.2.2 (2) v [N9].

Pro ověření únosnosti (STR/GEO)

Zatížení	STR/GEO (soubor B) ⁸⁾	STR/GEO (soubor B) ⁸⁾
	nepříznivé	příznivé
Stálé ¹⁾	$\gamma_{G,sup} = 1,35$	$\gamma_{G,sup} = 0,95$
Doprava a chodci	$\gamma_Q = 1,35$	$\gamma_Q = 0,0$
Ostatní proměnná ²⁾	$\gamma_Q = 1,5$	$\gamma_Q = 0,0$
Předpětí	$\gamma_{G,unfav} = 1,0 (1,2) 3)$	$\gamma_{G,fav} = 1,0$
Sedání podpor	$\gamma_{G,set} = 1,20 (1,35) 4)$	$\gamma_Q = 0,0$
Smršťování betonu	$\gamma_{SH} = 1,0 5) (1,2) 6)$	$\gamma_{SH} = 1,0$
Dotvarování betonu	$\gamma_{ft} = 1,0 (>1) 7)$	$\gamma_{ft} = 1,0$

POZNÁMKY:

- 1) Zahrnuje tíhu nosných i nenosných částí, zeminu a odstranitelná zatížení.
- 2) Zahrnuje ostatní zatížení dopravou (zvýšení zemního tlaku od dopravy, aerodynamické zatížení od dopravy) a ostatní proměnná zatížení (proměnný zemní tlak, teplota, vítr).
- 3) Pro posouzení lokálních účinků (např. kotvení), viz čl. 2.4.2.2 (3) v [N9].
- 4) Při nelineární analýze.
- 5) Dle čl. 2.4.2.1 v [N9].
- 6) Při uvažování dlouhodobého období v případě, že nadhodnocení smrštění zvýší spolehlivost, viz Příloha B, čl. B105 v [N10].
- 7) Při uvažování dlouhodobého období v případě, že nadhodnocení dotvarování zvýší spolehlivost, viz Příloha B, čl. B105, tab. B.101 v [N10], kde hodnota součinitele γ_{ft} závisí na čase. (pro 100 let $\gamma_{ft} = 1,2$).
- 8) Hodnoty pro tíhu zeminy a stálý zemní tlak ($\gamma_{G,sup} = 1,35$), resp. pro zvýšení zemního tlaku od dopravy ($\gamma_Q = 1,5$) odpovídají souboru hodnot A1 dle tab. A.3 v [N12]. Tyto hodnoty se dle NA 2.16 v [N1b] použijí v „návrhovém přístupu 2“.

V mimořádných kombinacích zatížení se všechny součinitele uvažují $\gamma = 1,0$.

V kombinaci na únavu se dílčí součinitel únavového zatížení $\gamma_{f,fat} = 1,0$ viz čl. 2.4.2.3 v [N9] a u ostatních zatížení se součinitele zatížení neuvažují.

U předpětí je součinitel $\gamma_p = 1,0$ viz čl. 2.4.2.2 (1) v [N9], ale je třeba vzít v úvahu možný rozptyl hodnot předpínací síly dle čl. 5.10.9 v [N9].

Pro ověření mezních stavů použitelnosti

Všechny součinitele $\gamma = 1,0$ dle čl. A2.4.1 v [N1b], ale u předpětí je třeba vzít v úvahu možný rozptyl předpínací síly dle čl. 5.10.9 v [N9].

Pro možný rozptyl předpětí se zavádí pomocné součinitele r_{sup} a r_{inf} takto:

	$r_{sup} [-]$	$r_{inf} [-]$
pro předem napínané nebo nesoudržné vložky	1,05	0,95
pro dodatečně napínané soudržné vložky	1,1	0,9
v případě přesného měření předpětí	1,0	1,0

2.3.1.2 Součinitele kombinace

(dle tab. A2.1 v [N1b])

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	0,0
		UDL (rovnorné zatížení)	0,40	0,40	0,0
		zatížení chodci + zatížení cyklisty ²⁾	0,40	0,40	0,0
	gr1b (jednotlivá náprava)		0,0	0,75	0,0
	gr2 (vodorovné síly)		0,0	0,0	0,0
	gr3 (zatížení chodci)		0,0	0,4	0,0
	gr4 (LM4 - zatížení davem lidí)		0,0	-	0,0
	gr5 (LM3 - zvláštní vozidla)		0,0	-	0,0

Zatížení větrem	F_{wk} -trvalé návrhové situace	0,60	0,20	0,0
	-provádění	0,80	-	0,0
	F_w	1,00	-	-
Zatížení teplotou	T_k	0,60 ³⁾	0,60	0,50
Zatížení sněhem	$Q_{Sn,k}$ (během provádění)	0,8	-	-
Staveništní zatížení	Q_c	1,0	-	1,0

POZNÁMKY:

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 $\alpha_{Q,i}$, $\alpha_{q,i}$, $\alpha_{q,r}$, a β_Q rovným 1. Ty, které se vztahují k UDL (rovnoměrné zatížení), odpovídají běžným scénářům dopravy, ve kterých se může zřídka vyskytnout kumulace nákladních vozidel. Jiné hodnoty lze předpokládat pro jiné třídy komunikací nebo očekávanou dopravu, které se vztahují k výběru odpovídajících součinitelů α . Např. hodnota ψ_2 jiná než nula se může předpokládat pouze pro rovnoměrné zatížení (UDL) modelu zatížení 1 (LM1) pro mosty převádějící silnou nepřetržitou dopravu. Viz také EN 1998.

2) Kombinační hodnota zatížení od chodců a cyklistů, zmíněná v tabulce 4.4 EN 1991-2, je redukováná 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.

2.3.1.3 Kombinační pravidla

(dle [N1a] a upřesněním dle [N1b])

Mezní stav únosnosti v trvalých i dočasných návrhových situacích

Statická rovnováha mostů (EQU) se ověřuje pro tzv. základní kombinaci zatížení podle tab. A2.4(A), tj. podle rovnice (6.10) v [N1b].

Posouzení nosných prvků (STR) nezahrnujících geotechnická zatížení (nosné konstrukce, části spodní stavby) se ověřuje pro tzv. základní kombinaci podle tab. A2.4(B), tj. podle rovnice (6.10, 6.10a a 6.10b) v [N1b].

Posouzení nosných prvků (STR/GEO) zahrnujících geotechnická zatížení a odolnost podloží (patky, piloty, pilíře, opěry, křídla, opěrné zdi) se ověřuje dle čl. NA 2.16 v [N1b]. „postupem 2“ pro tzv. základní kombinaci podle tab. A2.4(B), tj. podle rovnice (6.10, 6.10a a 6.10b) v [N1b].

Pro posouzení nosných prvků (STR i STR/GEO) v mimořádných kombinacích zatížení se ověřuje podle tab. A2.5, tj. podle rovnice (6.11a) v [N1b]. Při provádění, pokud vzniká nebezpečí ztráty statické rovnováhy, se s mimořádným zatížením (např. pádem nosníku) uvažuje současně i případné další proměnné staveništní zatížení jako vedlejší ostatní, a to kvazistálou hodnotou.

$$6.10 \quad \Sigma \gamma_{G,j} * G_{k,j} + P + \gamma_{Q1} * Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

$$6.10a \quad \Sigma \gamma_{G,j} * G_{k,j} + P + \gamma_{Q1} * \psi_{0,1} * Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

$$6.10b \quad \Sigma \xi_j * \gamma_{G,j} * G_{k,j} + P + \gamma_{Q1} * Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

Posouzení seismických kombinací se v ČR neprovádí.

Pro ověření únavy se kombinace zatížení uvažují podle čl. 6.8.3 v [N9].

$$\Sigma G_{k,j} + P + \psi_{1,1} * Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

Mezní stav použitelnosti

Mezní stavy použitelnosti se v trvalých návrhových situacích posuzují pro kombinaci charakteristickou, častou a kvazistálou uvedené v tab. A2.6, tj. dle rovnic (6.14, 6.15 a 6.16), popř. pro kombinaci občasnou (dle rovnice A2.1b) v [N1b].

Pro stanovení přetvoření mostu se doporučuje použít častou kombinaci zatížení dle čl. A2.4.2, Pozn. 1 v [N1b].

Mezní stavy použitelnosti se v dočasných návrhových situacích během provádění posuzují zpravidla pro kombinaci charakteristickou a kvazistálou eventuálně i častou dle čl. 3.3 (5) v [N6].

6.14	$\Sigma G_{k,j} + P$	$+ Q_{k,1}$	$+ \Sigma \psi_{0,i} * Q_{k,j}$	charakteristická
6.15	$\Sigma G_{k,j} + P$	$+ \psi_{1,1} * Q_{k,1}$	$+ \Sigma \psi_{2,i} * Q_{k,j}$	častá
6.16	$\Sigma G_{k,j} + P$	$+ \Sigma \psi_{2,i} * Q_{k,j}$		kvazistálá
A2.1b	$\Sigma G_{k,j} + P$	$+ \psi_{1,infq} * Q_{k,1}$	$+ \Sigma \psi_{1,i} * Q_{k,j}$	

STÁLÁ ZATÍŽENÍ

2.3.1.4 Vlastní tíha

Vlastní tíha nosné konstrukce je zavedena do výpočtu při uvažování nominálních hodnot rozměrů konstrukce (čl. 4.1.2 v [N1a]) a průměrných hodnot objemové hmotnosti betonu považovaných za charakteristické hodnoty (čl. 4.1 v [N2]).

Uvažovaná objemová hmotnost železobetonu je 25,0 kN/m³.

2.3.1.5 Ostatní stálé zatížení

Svodidla a PHS

Zábradlí silniční 0,30 kN/m'

Protihluková stěna (2,00 kN/m) – není na objektu 0,00 kN/m'

2.3.1.6 Pokles podpor

Vzhledem ke konsolidaci není uvažován.

2.3.1.7 Zemní tlak

Generováno prostřednictvím programu GEO.

2.3.2 ZATÍŽENÍ SILNIČNÍ DOPRAVOU

2.3.2.1 Všeobecně

U zárubní zdi se neuplatní.

2.3.2.2 Zatížení zábradlí

Zatížení zábradlí dle čl. 4.8 v [N8] se s odkazem na TNI 16949 a NA 2.37 v [N8] pro minimální třídu C stanovuje pro zatížení působí vodorovně a svisle v horní úrovni madla v hodnotě 1,0 kN/bm

2.3.3 ZATÍŽENÍ VĚTREM

nezavedeno do výpočtu

2.3.4 ZATÍŽENÍ TEPLOTOU

(dle [N5]) nezavedeno do výpočtu

2.3.5 ZEMNÍ TLAKY

2.3.5.1 Všeobecně

Pro dlouhodobé působení se uvažuje zemní tlak dle kap. 2.4.1.7 tohoto statického výpočtu. Výpočet zemních tlaků na rub opěr je proveden programem GEO5.

3 PRŮZKUMNÉ PRÁCE

Pro zárubní zeď v km 5,715 – 5,760 byl realizován šikmý jádrový vrt DV-8 pro ověření její spodní stavby a vodorovný jádrový vrt DV-9 pro ověření tloušťky stěny a materiálu za rubem stěny.

Zárubní zeď u komunikace III/2861 ve staničení 5,715 – 5,760 v obci Dřevěnice je z konstrukčního hlediska tvořena monolitickou (železo)betonovou konstrukcí. Vyztužení zdi nebylo potvrzeno stavebně technickým průzkumem, informace o vyztužení je ústní z podání starousedlíků.

Geotechnické poměry v místě objektu byly vyšetřeny prostřednictvím jádrového subvertikálního vrtu DV-8 hloubky 2,00 m. Z kvartérních pokryvů byly ve vrtu za zárubní zdi dokumentovány deluviální hlíny geotypu DE do hloubky 2,0 m p. t. Výskyt skalního podloží lze odhadovat cca na ~4,0 m pod terénem je pravděpodobně tvořeno zcela zvětřalým slínovcem W5 charakteru jílu se střední plasticitou převážně tuhé konzistence, v hloubce ~6,00 m přechází v silně zvětřalou horninu W4 ve třídě R6 až R5 podle ČSN P 73 1005. (rozhraní souvrství jizerského a bělohorského, turon, svrchní křída, mezozoikum, představující na lokalitě a v jejím blízkém okolí charakteristický typ skalního podkladu).

Z hlediska geotechnických poměrů pro zakládání zárubní zdi s předpokládanou maximální výškou cca 2,0 m, bude vhodné pro jejich plošné založení využít deluviální sedimenty (geotyp DE).

Povrch horizontu/geotypu DE byl v novém vrtu J1 zastižen v hloubce ~0,80 m pod terénem. Hladina podzemní vody nebyla průzkumnými pracemi zastižena a lze ji očekávat v hloubce větší než 4 m. Základové poměry je tak nutno klasifikovat jako jednoduché.

Základové poměry zárubní zdi byly ověřeny subvertikálním (odklon od vertikály 10°) jádrovým vrtem DV-8 (viz dokumentace vrtu v příloze 4). Ve vrtu byl do hloubky cca 0,80 m pod terénem zastižen betonový základový pas (průměrná pevnost v tlaku betonu pouze 12,4 MPa, odpovídá nejvýše současné pevnostní třídě C12/15) a dále až do dna vrtu v hloubce 2,00 m šterkovito-jílovité deluviální sedimenty tuhé až pevné konzistence / středně ulehlé (geotyp DE).

Tloušťka zárubní zdi z betonu byla ověřena vodorovným jádrovým vrtem DV-9 ve výšce 1,00 m nad komunikací a činí ~0,80 m; dále byla až do vzdálenosti 1,50 m zjištěna šterkovito-jílovitá zemina tuhé až pevné konzistence / středně ulehlá -geotyp DE (viz dokumentace vrtu v příloze 4). Z hlediska pevnosti je beton ve vrtu značně degradovaný -průměrná pevnost v tlaku pouze 5,2 MPa.

Z vrtu DV-9 byly také odebrány vzorky na chemické zkoušky betonu. Při laboratorních rozborech byla u odebraných vzorků zjištěna hloubka karbonatace 5 mm a obsah chloridových iontů v podílu 0,016% hmotnosti (v hloubce 0-10 mm) resp. v podílu 0,029% hmotnosti (v hloubce 10-20 mm).

Dále byly vizuální prohlídkou technického stavu dokumentovány svislé trhliny v zárubní zdi a lokálně poškozená její římsa.

Technický stav tělesa zdi je zejména s ohledem na četné trhliny a nízkou pevnost betonu nutno hodnotit jako celkově špatný.

3.1 GEOTECHNICKÉ PARAMETRY ZEMIN

Ze společného vyhodnocení geotypů i pro rekonstrukci mostu SO 201

geotyp AN1 - hlinitopísčité navážky s úlomky cihel a stavebního materiálu

- objem. tíha v přirozeném uložení γ_n (kN.m ⁻³)	19,0 - 20,5
- modul přetvárnosti E_{def} (MPa)	5 – 15
- modul pružnosti E (MPa)	10 – 30
- Poissonovo číslo ν (1)	0,40 - 0,38
- soudržnost c_{ef} (kPa)	5 – 15
- úhel vnitřního tření ϕ_{ef} (°)	28 – 22
- zařídění podle ČSN P 73 1005/73 6133/ex73 1001	Y (MS/F3, CS/F4, MG/F1), pevné/tuhé
- výpočtová únosnost pro R_d (kPa)	100-175 (pro hloubku založení ~1,0 m)
- těžitelnost podle ČSN 73 6133/ex73 3050	třída I / 3

geotyp FL1 - jemnozrnné jílovitopísčité holocenní náplavy (svrchní poloha)

- objem. tíha v přirozeném uložení γ_n (kN.m ⁻³)	20,5
- modul přetvárnosti E_{def} (MPa)	3
- modul pružnosti E (MPa)	8
- Poissonovo číslo ν (1)	0,42
- soudržnost c_{ef} (kPa)	5
- úhel vnitřního tření ϕ_{ef} (°)	21
- zařídění podle ČSN P 73 1005/73 6133/ex73 1001	CL/F6, CL/F6, CS/F4, CH/F8, tuhé/měkké
- výpočtová únosnost pro R_d (kPa)	100 (pro hloubku založení ~1,0 m)
- těžitelnost podle ČSN 73 6133/ex73 3050	třída I / 3

geotyp FL2 - písčité fluvialní sedimenty (spodní poloha)

- objem. tíha v přirozeném uložení γ_n (kN.m ⁻³)	19,0
- modul přetvárnosti E_{def} (MPa)	8
- modul pružnosti E (MPa)	20
- Poissonovo číslo ν (1)	0,36
- soudržnost c_{ef} (kPa)	3
- úhel vnitřního tření ϕ_{ef} (°)	24
- zařídění podle ČSN P 73 1005/73 6133/ex73 1001	SC/S5, tuhé/pevné, středně ulehle
- výpočtová únosnost pro R_d (kPa)	175 (pro hloubku založení ~1,0 m)
- těžitelnost podle ČSN 73 6133/ex73 3050	třída I / 2-3

geotyp DE – štěrkovito-písčito-jílovité deluviální sedimenty

- objem. tíha v přirozeném uložení γ_n (kN.m ⁻³)	20,0
- modul přetvárnosti E_{def} (MPa)	12
- modul pružnosti E (MPa)	20
- Poissonovo číslo ν (1)	0,40
- soudržnost c_{ef} (kPa)	5
- úhel vnitřního tření ϕ_{ef} (°)	27

- zatřídění podle ČSN P 73 1005/73 6133/ex73 1001 GC/G5, tuhé/středně ulehle
 - výpočtová únosnost pro R_d (kPa) 175 (pro hloubku založení ~1,0 m)
 - těžitelnost podle ČSN 73 6133/ex73 3050 třída I / 3
- geotyp W5 - zcela zvětralé slínovce**
- objem. tíha v přirozeném uložení γ_n (kN.m⁻³) 20,0
 - modul přetvárnosti E_{def} (MPa) 10
 - modul pružnosti E (MPa) 15
 - Poissonovo číslo ν (1) 0,40
 - soudržnost c_{ef} (kPa) 15
 - úhel vnitřního tření ϕ_{ef} (°) 22
 - zatřídění podle ČSN P 73 1005/73 6133/ex73 1001 CI/F6, R6, tuhé až pevné
 - výpočtová únosnost pro R_d (kPa) 200 (pro hloubku založení ~1,0 m)
 - těžitelnost podle ČSN 73 6133/ex73 3050 třída I / 3

geotyp W4 - silně zvětralé slínovce

- objem. tíha v přirozeném uložení γ_n (kN.m⁻³) 21,5
- modul přetvárnosti E_{def} (MPa) 30
- modul pružnosti E (MPa) 60
- Poissonovo číslo ν (1) 0,37
- soudržnost c_{ef} (kPa) 25
- úhel vnitřního tření ϕ_{ef} (°) 26
- zatřídění podle ČSN P 73 1005/73 6133/ex73 1001 R6, R5
- výpočtová únosnost pro R_d (kPa) 250
- těžitelnost podle ČSN 73 6133/ex73 3050 třída I / 3-4

S výjimkou výpočtové únosnosti R_d mají všechny uvedené hmotnostní, pevnostní a přetvárné parametry povahu místních normových charakteristik, které je ve statickém posouzení podle mezních stavů nutno redukovat prostřednictvím koeficientů spolehlivosti základové půdy.

4 POSOUZENÍ

Zárubní zeď byla posouzena jako celek pro stav při realizaci s oslabením průřezu po odbourání líce a otevřeným výkopem před zdí tj. se sníženým odporem na líci zdi proti posunu zdi při plném zemním tlaku za rubem zdi bez a s přitížením provozním zatížením při realizaci. Oba tyto stavy nevyhovují, proto jsou v TZ určena pravidla pro postup prací, kdy lze zásypy za rubem zdi realizovat až po provedení sanace a doplnění materiálu do pův. tlouštěk zdi. Dále jsou posouzeny stavy se zásypem za rubem při sníženém odporu s provozním zatížením a dále při plném odporu na líci zdi a provozním zatížením za rubem zdi včetně instalovaného zábradlí/oplocení.

Doplnění výztuže do betonových částí vyhovuje kritériím minimálního procenta vyztužení průřezů

Pro sanovaný průřez zdi, jeho řádné odvodnění vyhovuje zeď z hlediska únosnosti základové spáry, z hlediska posunutí i z hlediska stability

V Plzni 20.07.2024

Ing. Jan Sýkora
K Ryšance 1668/16, 147 54 Praha 4

Příloha: Výpočet uvedených stavů programem Geo-Tízná zeď- 19 str a 34 str.

Výpočet tížné zdi

Vstupní data (Fáze budování 1) otevřený výkop před oslabenou zdí-odstranění líce v kombinaci se zásypem za rubem- nevyhovující řešení

Datum : 16.07.2024

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 : standardní
Zděná (kamenná) zeď : EN 1996-1-1 (EC6)

Výpočet zdi

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)
Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe
Tvar zemního klínu : počítat šikmý
Dovolená excentricita : 0,333
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

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

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

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

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 záhlvky :	$\gamma_c =$	1,35 [-]	

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$
Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton: C 25/30

Válcová pevnost v tlaku

$f_{ck} = 25,00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu

$f_{ctm} = 2,60 \text{ MPa}$

Ocel podélná: B500B

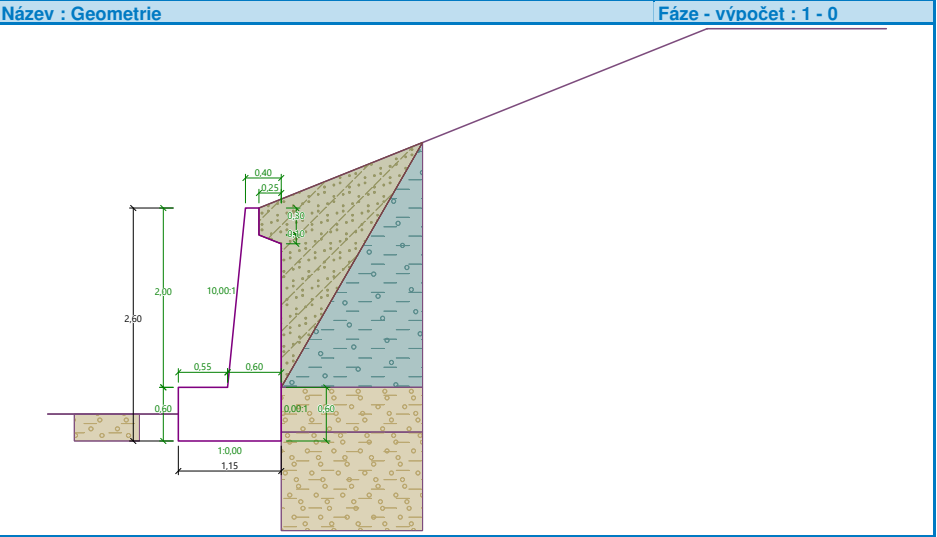
Mez kluzu

$f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	0,30
3	0,25	0,40
4	0,25	2,00
5	0,25	2,60
6	-0,90	2,60
7	-0,90	2,00
8	-0,35	2,00
9	-0,15	0,00

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.
Plocha řezu zdi = 1,60 m².



Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída F2, konzistence tuhá		27,00	5,00	19,50	9,50	15,00
2	Třída G5		27,00	5,00	19,50	9,50	18,00

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
3	Třída S4		29,00	5,00	18,00	8,00	18,00

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Parametry zemín

Třída F2, konzistence tuhá

Objemová tíha : γ = 19,50 kN/m³
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : φ_{ef} = 27,00 °
Soudržnost zeminy : c_{ef} = 5,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina : δ = 15,00 °
Zemina : nesoudržná
Obj.tíha sat.zeminy : γ_{sat} = 19,50 kN/m³

Třída G5

Objemová tíha : γ = 19,50 kN/m³
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : φ_{ef} = 27,00 °
Soudržnost zeminy : c_{ef} = 5,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina : δ = 18,00 °
Zemina : nesoudržná
Obj.tíha sat.zeminy : γ_{sat} = 19,50 kN/m³

Třída S4

Objemová tíha : γ = 18,00 kN/m³
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : φ_{ef} = 29,00 °
Soudržnost zeminy : c_{ef} = 5,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina : δ = 18,00 °
Zemina : nesoudržná
Obj.tíha sat.zeminy : γ_{sat} = 18,00 kN/m³

Zásyp za konstrukcí

Přířazená zemina : Třída S4
Sklon = 60,00 °

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,00	0,00 .. 2,00	Třída F2, konzistence tuhá	
2	0,50	2,00 .. 2,50	Třída G5	
3	2,00	2,50 .. 4,50	Třída G5	
4	2,00	4,50 .. 6,50	Třída G5	
5	-	6,50 .. ∞	Třída F2, konzistence tuhá	

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je ve sklonu 1: 2,50 (úhel sklonu je 21,80 °).
Výška náspu je 2,00 m, délka náspu je 5,00 m.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: klidový
Zemina na líci konstrukce - Třída G5
Výška zeminy před zdí h = 0,30 m

Terén před konstrukcí je rovný.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá
Zeď se může přemístit, je počítána na zatížení aktivním tlakem.
Redukce úhlu tření zemina/zemina : neredukovat

Posouzení čís. 1 (Fáze budování 1)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zeď	0,00	-0,95	36,86	0,75	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-0,48	-0,10	0,00	0,00	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-2,42	1,21	1,00	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	15,89	-0,64	5,19	1,15	1,350	1,350	1,350

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující M_{res} = 26,38 kNm/m
Moment klopící M_{ovr} = 13,65 kNm/m

Zeď na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující H_{res} = 25,57 kN/m
Vodor. síla posunující H_{act} = 20,98 kN/m

Zeď na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 51,02 kPa

Posouzení čís. 2 (Fáze budování 1)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zeď	0,00	-0,95	36,86	0,75	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-0,48	-0,10	0,00	0,00	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-2,42	1,21	1,00	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	15,89	-0,64	5,19	1,15	1,350	1,350	1,350

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující M_{res} = 26,38 kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 13,65$ kNm/m

Zeď na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 25,57$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 20,98$ kN/m

Zeď na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 51,02 kPa

Únosnost základové půdy (Fáze budování 1)

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	0,17	58,39	20,81	0,002	51,02
2	2,63	45,06	20,98	0,051	43,61
3	0,17	58,39	20,81	0,002	51,02
4	2,63	45,06	20,98	0,051	43,61

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	0,12	43,25	15,42
2	0,12	43,25	15,42

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)

Omezení deformační zóny : procentem Sigma,Or

Koef. omezení deformační zóny : 10,0 [%]

Patky

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Výpočet pro odvodněné podmínky : EC 7-1 (EN 1997-1:2003)

Posouzení tažené patky : standardní postup

Dovolená excentricita : 0,333

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$Y_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce svislé únosnosti :	$Y_{Rvs} =$	1,40	[-]
Součinitel redukce vodorovné únosnosti :	$Y_{Rhs} =$	1,10	[-]

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m³]	γ_{su} [kN/m³]	δ [°]
1	Třída F2, konzistence tuhá		27,00	5,00	19,50	9,50	15,00
2	Třída G5		27,00	5,00	19,50	9,50	18,00
3	Třída S4		29,00	5,00	18,00	8,00	18,00

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Parametry zemín

Třída F2, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 19,50$ kN/m³

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 27,00$ °

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 5,00$ kPa

Edometrický modul : $E_{oed} = 17,50$ MPa

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,50$ kN/m³

Třída G5

Objemová tíha : $\gamma = 19,50$ kN/m³

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 27,00$ °

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 5,00$ kPa

Edometrický modul : $E_{oed} = 67,50$ MPa

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,50$ kN/m³

Třída S4

Objemová tíha : $\gamma = 18,00$ kN/m³

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 29,00$ °

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 5,00$ kPa

Edometrický modul : $E_{oed} = 13,50$ MPa

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18,00$ kN/m³

Založení

Typ základu: základový pas

Hloubka od původního terénu $h_z = 2,60$ m

Hloubka základové spáry $d = 0,30$ m

Tloušťka základu $t = 0,60$ m

Sklon upraveného terénu $s_1 = 0,00$ °

Sklon základové spáry $s_2 = 0,00$ °

Nadloží

Typ: zadat objemovou tíhu

Objemová tíha zeminy nad základem = 19,50 kN/m³

Geometrie konstrukce

Typ základu: základový pas

Celková délka pasu = 10,00 m

Šířka pasu (x) = 1,15 m

Šířka sloupu ve směru x = 0,10 m

Zadané zatížení je uvažováno na 1bm délky pasu.

Objem pasu = 0,69 m³/m

Objem výkopu = 0,34 m³/m

Objem zásypu = 0,00 m³/m

Materiál konstrukce

Objemová tíha γ = 23,00 kN/m³

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

Beton: C 25/30

Válcová pevnost v tlaku f_{ck} = 25,00 MPa

Pevnost v tahu f_{ctm} = 2,60 MPa

Modul pružnosti E_{cm} = 31000,00 MPa

Ocel podélná: B500B

Mez kluzu f_{yk} = 500,00 MPa

Ocel příčná: B500B

Mez kluzu f_{yk} = 500,00 MPa

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,00	0,00 .. 2,00	Třída F2, konzistence tuhá	
2	0,50	2,00 .. 2,50	Třída G5	
3	2,00	2,50 .. 4,50	Třída G5	
4	2,00	4,50 .. 6,50	Třída G5	
5	-	6,50 .. ∞	Třída F2, konzistence tuhá	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN/m]	M _y [kNm/m]	H _x [kN/m]
	nové	změna					
1	Ano		ZS 1	Návrhové	42,52	-12,32	-20,81
2	Ano		ZS 2	Návrhové	29,19	-9,96	-20,98
3	Ano		ZS 3	Užitné	27,38	-9,13	-15,42
4	Ano		ZS 4	Návrhové	42,52	-12,32	-20,81
5	Ano		ZS 5	Návrhové	29,19	-9,96	-20,98
6	Ano		ZS 6	Užitné	27,38	-9,13	-15,42

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	Vl. tíha příznivě	e _x [m]	e _y [m]	σ [kPa]	R _d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
ZS 1	Ano	0,00	0,00	51,02	106,18	48,05	Ano
ZS 1	Ne	0,00	0,00	51,02	106,18	48,05	Ano
ZS 2	Ano	-0,06	0,00	43,61	76,53	56,99	Ano
ZS 2	Ne	-0,06	0,00	43,61	76,53	56,99	Ano
ZS 4	Ano	0,00	0,00	51,02	106,18	48,05	Ano
ZS 4	Ne	0,00	0,00	51,02	106,18	48,05	Ano
ZS 5	Ano	-0,06	0,00	43,61	76,53	56,99	Ano
ZS 5	Ne	-0,06	0,00	43,61	76,53	56,99	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepríznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu G = 15,87 kN/m

Spočtená tíha nadloží Z = 0,00 kN/m

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepríznivější zatěžovací stav číslo 2. (ZS 2)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy z_{sp} = 1,65 m

Dosah smykové plochy l_{sp} = 4,75 m

Výpočtová únosnost zákl. půdy R_d = 76,53 kPa

Extrémní kontaktní napětí σ = 43,61 kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky e_x = 0,051<0,333

Max. excentricita ve směru šířky patky e_y = 0,000<0,333

Max. prostorová excentricita e_t = 0,051<0,333

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepríznivější zatěžovací stav číslo 2. (ZS 2)

Zemní odpor: není uvažován

Horizontální únosnost základu R_{dh} = 25,57 kN

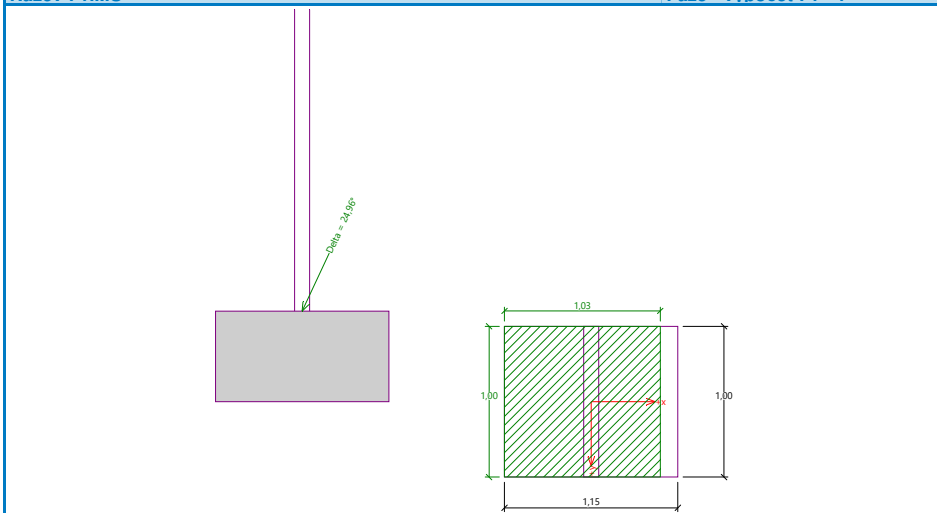
Extrémní horizontální síla H = 20,98 kN

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Název : 1.MS

Fáze - výpočet : 1 - 1



Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepríznivějších zatěžovacích stavů.

Výpočet proveden s uvažováním koeficientu κ_1 (vliv hloubky založení).

Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 15,87$ kN/m

Spočtená tíha nadloží $Z = 0,00$ kN/m

Sednutí středu délkové hrany = 0,2 mm

Sednutí středu šířkové hrany 1 = 0,4 mm

Sednutí středu šířkové hrany 2 = 0,4 mm

(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 50,14$ MPa

Základ je ve směru délky tuhý ($k=87,80$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=133,54$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,002 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,002 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

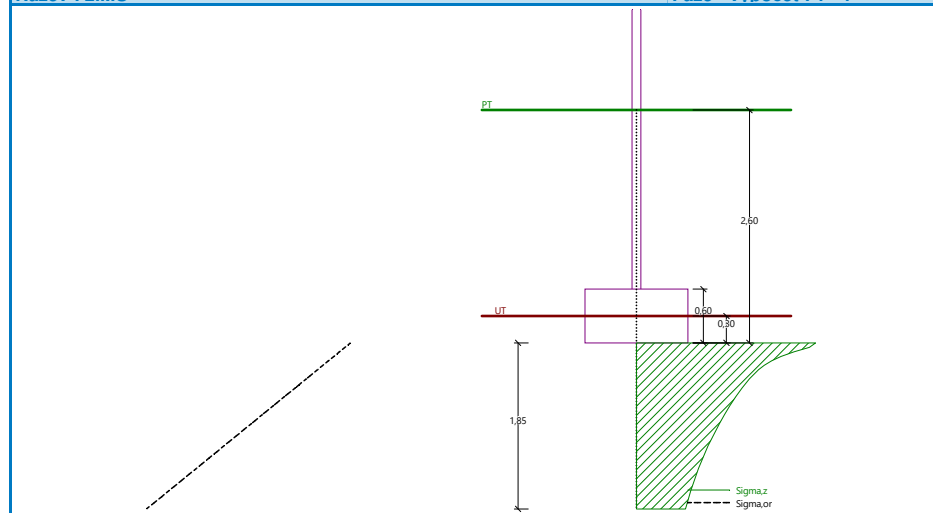
Sednutí základu = 0,4 mm

Hloubka deformační zóny = 1,85 m

Natočení ve směru šířky = 0,004 ($\tan^{-1} 0,004$); ($2,5E-04$ °)

Název : 2.MS

Fáze - výpočet : 1 - 1



Dimenzace čís. 1 (Fáze budování 1)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Tíh.- zeď	0,00	-0,85	20,95	0,33	1,000	1,000	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,82	1,21	0,45	1,000	1,000	1,000
Aktivní tlak	7,28	-0,46	2,39	0,60	1,350	1,350	1,350

Posouzení zdi v pracovní spáře 2,00 m od koruny zdi

Výška průřezu $h = 0,60$ m

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 388,83$ kN/m $> 9,83$ kN/m = V_{Ed}

Tlaková síla na mezi únosnosti $N_{Rd} = 5221,77$ kN/m $> 25,38$ kN/m = N_{Ed}

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 7,59$ kNm/m $> 2,64$ kNm/m = M_{Ed}

Únosnost průřezu VYHOVUJE

Dimenzace čís. 2 (Fáze budování 1)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Tíh.- zeď	0,00	-0,85	20,97	0,33	1,000	1,000	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,82	1,21	0,45	1,000	1,000	1,000
Aktivní tlak	7,30	-0,46	2,39	0,60	1,350	1,350	1,350

Posouzení dířku zdi

Výška průřezu $h = 0,60$ m

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 388,50$ kN/m $> 9,85$ kN/m = V_{Ed}

Tlaková síla na mezi únosnosti $N_{Rd} = 5216,64$ kN/m $> 25,41$ kN/m = N_{Ed}

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 7,60$ kNm/m $> 2,65$ kNm/m = M_{Ed}

Únosnost průřezu VYHOVUJE

Dimenzace čís. 3 (Fáze budování 1)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F _{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F _{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zeď	0,00	-0,95	36,86	0,75	1,000
Odpor na líci	-0,48	-0,10	0,00	0,00	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-2,42	1,21	1,00	1,000
Aktivní tlak	15,89	-0,64	5,19	1,15	1,000

Posouzení předního výstupku zdi

Vyztužení a rozměry průřezu:

2 ks profil 0,1 mm, krytí 15,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,60 m

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 194,13 \text{ kN} > 20,55 \text{ kN} = V_{Ed}$

Stupeň vyztužení $\rho = 0,00 \% < 0,14 \% = \rho_{min}$

Průřez NEVYHOVUJE ; nutno přidat výztuž.

Výpočet stability svahu

Vstupní data (Fáze budování 1)

Projekt

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Stabilitní výpočty

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997


Výpočet zemětřesení : Standard

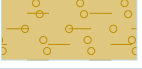
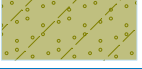
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

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


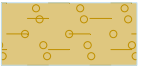
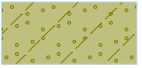
Součinitele redukce odporu (R)	
Trvalá návrhová situace	
Součinitel redukce odporu na smyk. ploše :	$\gamma_{Rs} =$ 1,10 [-]

Parametry zemin - efektivní napjatost

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
1	Třída F2, konzistence tuhá		27,00	5,00	19,50

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
2	Třída G5		27,00	5,00	19,50
3	Třída S4		29,00	5,00	18,00

Parametry zemin - vztlak

Číslo	Název	Vzorek	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	Třída F2, konzistence tuhá		19,50		
2	Třída G5		19,50		
3	Třída S4		18,00		

Parametry zemin

Třída F2, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 19,50 \text{ kN/m}^3$

Napjatost : efektivní

Smyková pevnost : Mohr-Coulomb

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 27,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 5,00 \text{ kPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,50 \text{ kN/m}^3$

Třída G5

Objemová tíha : $\gamma = 19,50 \text{ kN/m}^3$

Napjatost : efektivní

Smyková pevnost : Mohr-Coulomb

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 27,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 5,00 \text{ kPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,50 \text{ kN/m}^3$

Třída S4

Objemová tíha : $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$

Napjatost : efektivní

Smyková pevnost : Mohr-Coulomb

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 29,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 5,00 \text{ kPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18,00 \text{ kN/m}^3$

Tuhá tělesa

Číslo	Název	Vzorek	γ [kN/m³]
1	Materiál konstrukce		23,00

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 =	-0,69 [m]	Úhly :	α_1 =	-22,66 [°]
	z =	2,48 [m]		α_2 =	82,19 [°]
Poloměr :	R =	5,18 [m]			
Smyková plocha po optimalizaci.					

Celková tíha zeminy nad smykovou plochou: 274,65 kN/m

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : F_a = 128,71 kN/m

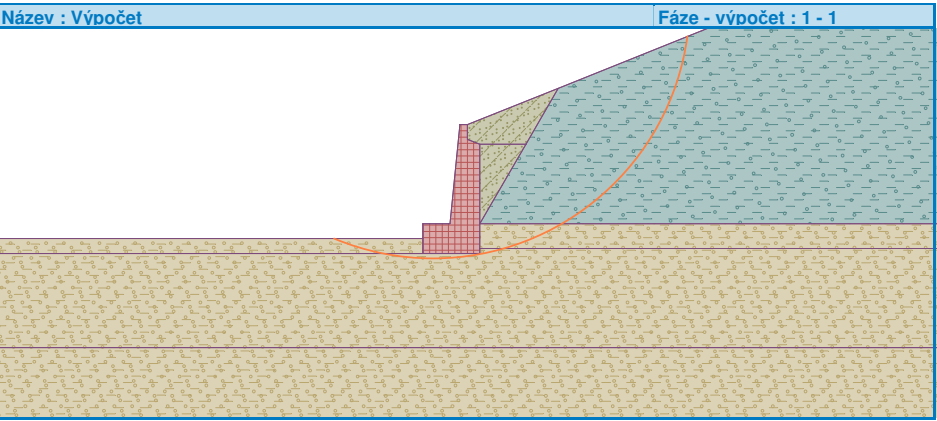
Sumace pasivních sil : F_p = 180,57 kN/m

Moment sesouvající : M_a = 666,74 kNm/m

Moment vzdorující : M_p = 850,34 kNm/m

Využití : 78,4 %

Stabilita svahu VYHOVUJE



Vstupní data (Fáze budování 2) otevřený výkop před oslabenou zdí-odstranění líce v kombinaci se zásypem za rubem a jeho přitížením - nevychovující řešení

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,00	0,00 .. 2,00	Třída F2, konzistence tuhá	
2	0,50	2,00 .. 2,50	Třída G5	
3	2,00	2,50 .. 4,50	Třída G5	
4	2,00	4,50 .. 6,50	Třída G5	
5	-	6,50 .. ∞	Třída F2, konzistence tuhá	

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je ve sklonu 1: 2,50 (úhel sklonu je 21,80 °).

Výška náspu je 2,00 m, délka náspu je 5,00 m.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

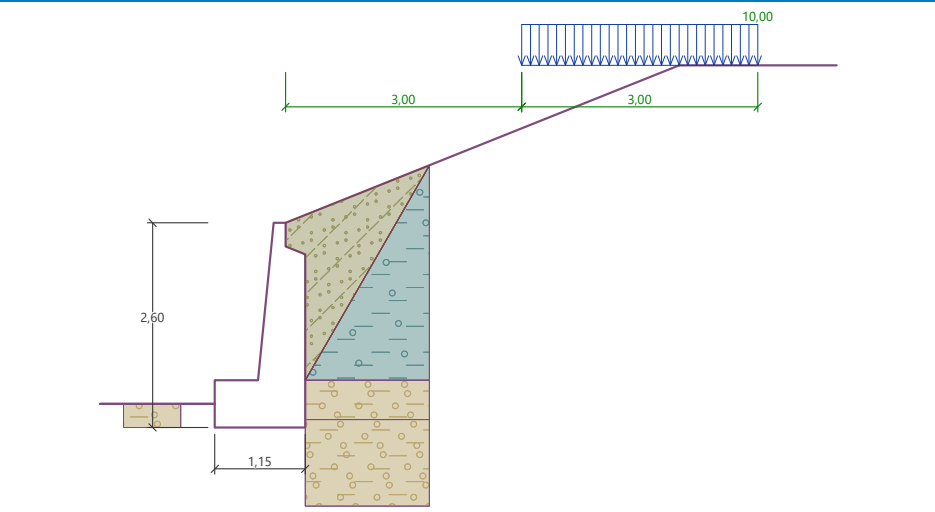
Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m²]	Vel.2 [kN/m²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	nové	změna	proměnné	10,00		3,00	3,00	na terénu

Číslo	Název
1	provozní

Název : Přetížení

Fáze - výpočet : 2 - 0



Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: klidový
Zemina na líci konstrukce - Třída G5
Výška zeminy před zdí

$h = 0,30 \text{ m}$

Terén před konstrukcí je rovný.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá
Zeď se může přemístit, je počítána na zatížení aktivním tlakem.
Redukce úhlu tření zemina/zemina : neredukovat

Posouzení čís. 1 (Fáze budování 2)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zeď	0,00	-0,95	36,86	0,75	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-0,48	-0,10	0,00	0,00	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-2,42	1,21	1,00	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	15,89	-0,64	5,19	1,15	1,350	1,350	1,350
provozní	4,83	-1,06	1,62	1,15	1,500	1,500	1,500

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 28,37 \text{ kNm/m}$
Moment klopicí $M_{ovr} = 21,35 \text{ kNm/m}$

Zeď na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 25,52 \text{ kN/m}$
Vodor. síla posunující $H_{act} = 28,22 \text{ kN/m}$

Zeď na posunutí NEVYHOVUJE

Celkové posouzení - ZEĎ NEVYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 64,89 kPa

Posouzení čís. 2 (Fáze budování 2)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zeď	0,00	-0,95	36,86	0,75	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-0,48	-0,10	0,00	0,00	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-2,42	1,21	1,00	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	15,89	-0,64	5,19	1,15	1,350	1,350	1,350
provozní	4,83	-1,06	1,62	1,15	1,500	1,500	1,500

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 28,37 \text{ kNm/m}$
Moment klopicí $M_{ovr} = 21,35 \text{ kNm/m}$

Zeď na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 25,52 \text{ kN/m}$
Vodor. síla posunující $H_{act} = 28,22 \text{ kN/m}$

Zeď na posunutí NEVYHOVUJE

Celkové posouzení - ZEĎ NEVYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 64,89 kPa

Únosnost základové pudy (Fáze budování 2)

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	6,47	60,81	28,05	0,093	64,89
2	8,94	47,49	28,22	0,164	61,38
3	6,47	60,81	28,05	0,093	64,89
4	8,94	47,49	28,22	0,164	61,38

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	4,33	44,87	20,24
2	4,33	44,87	20,24

Dimenzace čís. 1 (Fáze budování 2)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Tíh.- zeď	0,00	-0,85	20,95	0,33	1,000	1,000	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,82	1,21	0,45	1,000	1,000	1,000
Aktivní tlak	7,29	-0,46	2,39	0,60	1,350	1,350	1,350

Název	F _{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F _{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
provozní	3,46	-0,76	1,17	0,60	1,500	1,500	1,500

Posouzení zdi v pracovní spáře 2,00 m od koruny zdi

Výška průřezu h = 0,60 m
Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 289,75 \text{ kN/m} > 15,02 \text{ kN/m} = V_{Ed}$
Tlaková síla na mezi únosnosti $N_{Rd} = 2036,97 \text{ kN/m} > 27,14 \text{ kN/m} = N_{Ed}$
Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 8,11 \text{ kNm/m} > 6,07 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Únosnost průřezu VYHOVUJE

Dimenzace čís. 2 (Fáze budování 2)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F _{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F _{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zeď	0,00	-0,95	36,86	0,75	1,000
Odpor na líci	-0,48	-0,10	0,00	0,00	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-2,42	1,21	1,00	1,000
Aktivní tlak	15,89	-0,64	5,19	1,15	1,000
provozní	4,83	-1,06	1,62	1,15	1,000

Posouzení předního výstupku zdi

Vyztužení a rozměry průřezu:
2 ks profil 0,1 mm, krytí 15,0 mm
Šířka průřezu = 1,00 m
Výška průřezu = 0,60 m
Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 194,13 \text{ kN} > 29,92 \text{ kN} = V_{Ed}$
Stupeň vyztužení $\rho = 0,00 \% < 0,14 \% = \rho_{min}$
Průřez NEVYHOVUJE ; nutno přidat výztuž.

Výpočet stability svahu

Vstupní data (Fáze budování 1)

Projekt

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

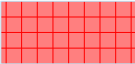
Stabilitní výpočty

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
Výpočet zemětřesení : Standard
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F) Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	Y _G =	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	Y _Q =	1,50 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	Y _w =	1,35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)	
Trvalá návrhová situace	
Součinitel redukce odporu na smyk. ploše :	Y _{Rs} = 1,10 [-]

Tuhá tělesa

Číslo	Název	Vzorek	Y [kN/m ³]
1	Materiál konstrukce		23,00

Přetížení

Číslo	Typ	Působení	Umístění z [m]	Počátek x [m]	Délka l [m]	Šířka b [m]	Sklon α [°]	Velikost	
								q ₁ , q ₁ , f, F, x	q ₂ , z jednotka
1	pásové	proměnné	na povrchu	x = 3,00	l = 3,00		0,00	10,00	kN/m ²

Názvy přetížení

Číslo	Název
1	provozní

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 =	-0,94 [m]	Úhly :
	z =	3,81 [m]	
Poloměr :	R =	6,52 [m]	
Smyková plocha po optimalizaci.			

Celková tíha zeminy nad smykovou plochou: 324,02 kN/m

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : $F_a = 176,84 \text{ kN/m}$

Sumace pasivních sil : $F_p = 227,13 \text{ kN/m}$

Moment sesouvající : $M_a = 1153,02 \text{ kNm/m}$

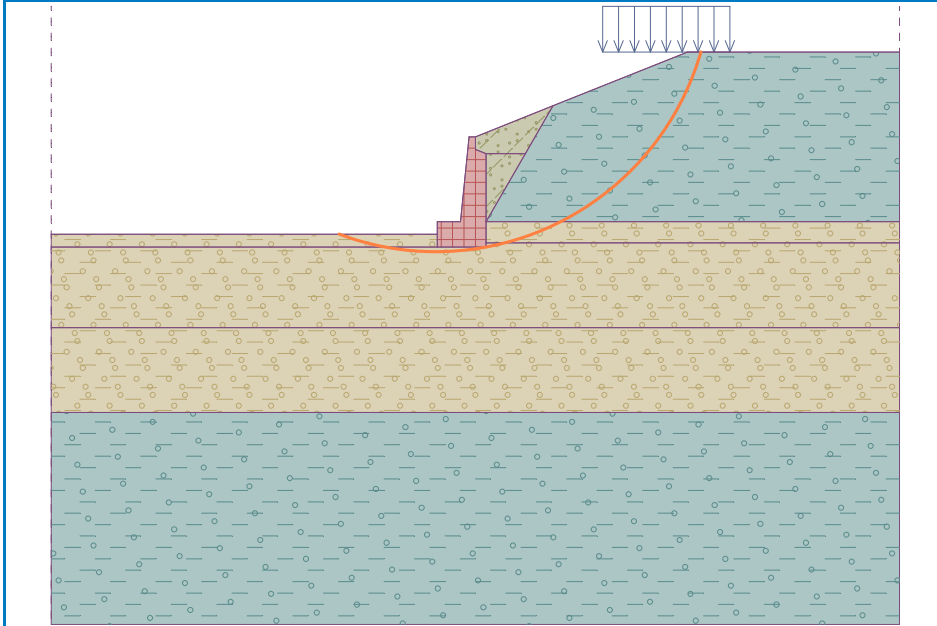
Moment vzdorující : $M_p = 1346,25 \text{ kNm/m}$

Využití : 85,6 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Název : Výpočet

Fáze - výpočet : 1 - 1



Výpočet tížné zdi

Vstupní data (Fáze budování 1) – otevřený výkop před sanovanou zdi

Datum : 16.07.2024

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Zděná (kamenná) zeď : EN 1996-1-1 (EC6)

Výpočet zdi

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe

Tvar zemního klínu : počítat šikmý

Dovolená excentricita : 0,333

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$Y_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$Y_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$Y_w =$	1,35 [-]	

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

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

Kotvy

Metodika posouzení : mezní stavy

Součinitele redukce			
Součinitel spolehlivosti oceli :	$Y_s =$	1,35 [-]	
Součinitel redukce na vytržení ze zeminy :	$Y_e =$	1,35 [-]	
Součinitel redukce na vytržení ze záilvyk :	$Y_c =$	1,35 [-]	

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$

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

Beton: C 25/30

Válcová pevnost v tlaku

 $f_{ck} = 25,00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu

 $f_{ctm} = 2,60 \text{ MPa}$

Ocel podélná: B500B

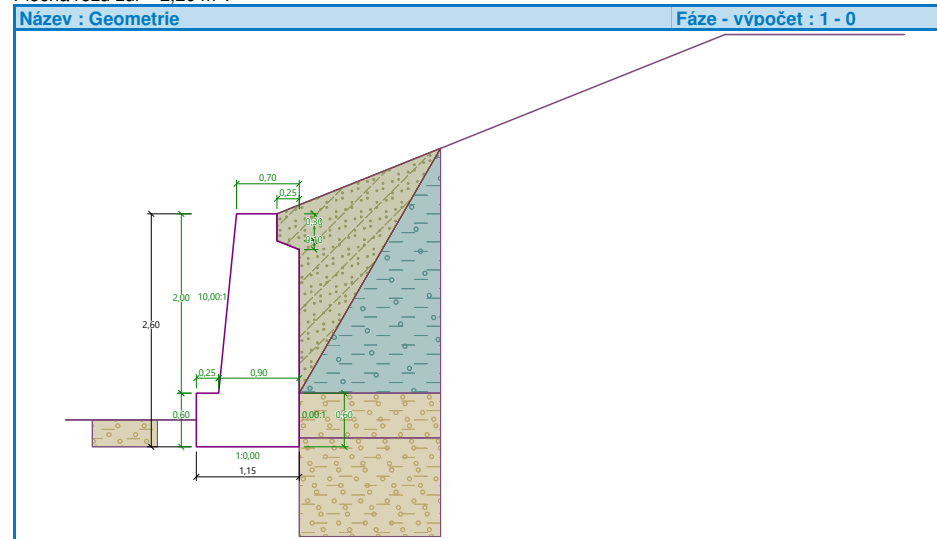
Mez kluzu

 $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	0,30
3	0,25	0,40
4	0,25	2,00
5	0,25	2,60
6	-0,90	2,60
7	-0,90	2,00
8	-0,65	2,00
9	-0,45	0,00

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

Plocha řezu zdi = 2,20 m².

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída F2, konzistence tuhá		27,00	5,00	19,50	9,50	15,00
2	Třída G5		27,00	5,00	19,50	9,50	18,00

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
3	Třída S4		29,00	5,00	18,00	8,00	18,00

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Parametry zemín

Třída F2, konzistence tuhá

Objemová tíha : γ = 19,50 kN/m³
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : φ_{ef} = 27,00 °
Soudržnost zeminy : c_{ef} = 5,00 kPa
Třecí úhel ke-zemina : δ = 15,00 °
Zemina : nesoudržná
Obj.tíha sat.zeminy : γ_{sat} = 19,50 kN/m³

Třída G5

Objemová tíha : γ = 19,50 kN/m³
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : φ_{ef} = 27,00 °
Soudržnost zeminy : c_{ef} = 5,00 kPa
Třecí úhel ke-zemina : δ = 18,00 °
Zemina : nesoudržná
Obj.tíha sat.zeminy : γ_{sat} = 19,50 kN/m³

Třída S4

Objemová tíha : γ = 18,00 kN/m³
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : φ_{ef} = 29,00 °
Soudržnost zeminy : c_{ef} = 5,00 kPa
Třecí úhel ke-zemina : δ = 18,00 °
Zemina : nesoudržná
Obj.tíha sat.zeminy : γ_{sat} = 18,00 kN/m³

Zásyp za konstrukcí

Přirazená zemina : Třída S4
Sklon = 60,00 °

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,00	0,00 .. 2,00	Třída F2, konzistence tuhá	
2	0,50	2,00 .. 2,50	Třída G5	
3	2,00	2,50 .. 4,50	Třída G5	
4	2,00	4,50 .. 6,50	Třída G5	
5	-	6,50 .. ∞	Třída F2, konzistence tuhá	

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je ve sklonu 1: 2,50 (úhel sklonu je 21,80 °).
Výška náspu je 2,00 m, délka náspu je 5,00 m.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: klidový
Zemina na líci konstrukce - Třída G5
Výška zeminy před zdí h = 0,30 m

Terén před konstrukcí je rovný.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá
Zeď se může přemístit, je počítána na zatížení aktivním tlakem.
Redukce úhlu tření zemina/zemina : neredukovat

Posouzení čís. 1 (Fáze budování 1)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zeď	0,00	-1,13	50,66	0,68	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-0,48	-0,10	0,00	0,00	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-2,42	1,21	1,00	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	15,89	-0,64	5,19	1,15	1,350	1,350	1,350

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující M_{res} = 31,31 kNm/m
Moment klopící M_{ovr} = 13,65 kNm/m

Zeď na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující H_{res} = 31,93 kN/m
Vodor. síla posunující H_{act} = 20,98 kN/m

Zeď na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 69,42 kPa

Posouzení čís. 2 (Fáze budování 1)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zeď	0,00	-1,13	50,66	0,68	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-0,48	-0,10	0,00	0,00	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-2,42	1,21	1,00	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	15,89	-0,64	5,19	1,15	1,350	1,350	1,350

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující M_{res} = 31,31 kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 13,65 \text{ kNm/m}$

Zeď na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 31,93 \text{ kN/m}$

Vodor. síla posunující $H_{act} = 20,98 \text{ kN/m}$

Zeď na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 69,42 kPa

Únosnost základové půdy (Fáze budování 1)

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	1,56	77,02	20,81	0,018	69,42
2	3,67	58,86	20,98	0,054	57,40
3	1,56	77,02	20,81	0,018	69,42
4	3,67	58,86	20,98	0,054	57,40

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	1,16	57,05	15,42
2	1,16	57,05	15,42

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)

Omezení deformační zóny : procentem Sigma,Or

Koef. omezení deformační zóny : 10,0 [%]

Patky

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Výpočet pro odvodněné podmínky : EC 7-1 (EN 1997-1:2003)

Posouzení tažené patky : standardní postup

Dovolená excentricita : 0,333

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$Y_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce svislé únosnosti :	$Y_{Rvs} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce vodorovné únosnosti :	$Y_{Rhs} =$	1,10 [-]	

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m³]	γ_{su} [kN/m³]	δ [°]
1	Třída F2, konzistence tuhá		27,00	5,00	19,50	9,50	15,00
2	Třída G5		27,00	5,00	19,50	9,50	18,00
3	Třída S4		29,00	5,00	18,00	8,00	18,00

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Parametry zemín

Třída F2, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 19,50 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 27,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 5,00 \text{ kPa}$

Edometrický modul : $E_{oed} = 17,50 \text{ MPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,50 \text{ kN/m}^3$

Třída G5

Objemová tíha : $\gamma = 19,50 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 27,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 5,00 \text{ kPa}$

Edometrický modul : $E_{oed} = 67,50 \text{ MPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,50 \text{ kN/m}^3$

Třída S4

Objemová tíha : $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 29,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 5,00 \text{ kPa}$

Edometrický modul : $E_{oed} = 13,50 \text{ MPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18,00 \text{ kN/m}^3$

Založení

Typ základu: základový pas

Hloubka od původního terénu $h_z = 2,60 \text{ m}$

Hloubka základové spáry $d = 0,30 \text{ m}$

Tloušťka základu $t = 0,60 \text{ m}$

Sklon upraveného terénu $s_1 = 0,00^\circ$

Sklon základové spáry $s_2 = 0,00^\circ$

Nadloží

Typ: zadat objemovou tíhu

Objemová tíha zeminy nad základem = 19,50 kN/m³

Geometrie konstrukce

Typ základu: základový pas

Celková délka pasu = 10,00 m

Šířka pasu (x) = 1,15 m

Šířka sloupu ve směru x = 0,10 m

Zadané zatížení je uvažováno na 1bm délky pasu.

Objem pasu = 0,69 m³/m

Objem výkopu = 0,34 m³/m

Objem zásypu = 0,00 m³/m

Materiál konstrukce

Objemová tíha γ = 23,00 kN/m³

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

Beton: C 25/30

Válcová pevnost v tlaku

f_{ck} = 25,00 MPa

Pevnost v tahu

f_{ctm} = 2,60 MPa

Modul pružnosti

E_{cm} = 31000,00 MPa

Ocel podélná: B500B

Mez kluzu

f_{yk} = 500,00 MPa

Ocel příčná: B500B

Mez kluzu

f_{yk} = 500,00 MPa

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,00	0,00 .. 2,00	Třída F2, konzistence tuhá	
2	0,50	2,00 .. 2,50	Třída G5	
3	2,00	2,50 .. 4,50	Třída G5	
4	2,00	4,50 .. 6,50	Třída G5	
5	-	6,50 .. ∞	Třída F2, konzistence tuhá	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN/m]	M _y [kNm/m]	H _x [kN/m]
	nové	změna					
1	Ano		ZS 1	Návrhové	61,15	-10,92	-20,81
2	Ano		ZS 2	Návrhové	42,99	-8,92	-20,98
3	Ano		ZS 3	Užitné	41,18	-8,09	-15,42
4	Ano		ZS 4	Návrhové	61,15	-10,92	-20,81
5	Ano		ZS 5	Návrhové	42,99	-8,92	-20,98
6	Ano		ZS 6	Užitné	41,18	-8,09	-15,42

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e _x [m]	e _y [m]	σ [kPa]	R _d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
ZS 1	Ano	-0,02	0,00	69,42	128,09	54,20	Ano
ZS 1	Ne	-0,02	0,00	69,42	128,09	54,20	Ano
ZS 2	Ano	-0,06	0,00	57,40	100,14	57,33	Ano
ZS 2	Ne	-0,06	0,00	57,40	100,14	57,33	Ano
ZS 4	Ano	-0,02	0,00	69,42	128,09	54,20	Ano
ZS 4	Ne	-0,02	0,00	69,42	128,09	54,20	Ano
ZS 5	Ano	-0,06	0,00	57,40	100,14	57,33	Ano
ZS 5	Ne	-0,06	0,00	57,40	100,14	57,33	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepríznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu G = 15,87 kN/m

Spočtená tíha nadloží Z = 0,00 kN/m

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepríznivější zatěžovací stav číslo 2. (ZS 2)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy z_{sp} = 1,65 m

Dosah smykové plochy l_{sp} = 4,75 m

Výpočtová únosnost zákl. půdy R_d = 100,14 kPa

Extrémní kontaktní napětí σ = 57,40 kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky e_x = 0,054<0,333

Max. excentricita ve směru šířky patky e_y = 0,000<0,333

Max. prostorová excentricita e_t = 0,054<0,333

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepríznivější zatěžovací stav číslo 2. (ZS 2)

Zemní odpor: není uvažován

Horizontální únosnost základu R_{dh} = 31,93 kN

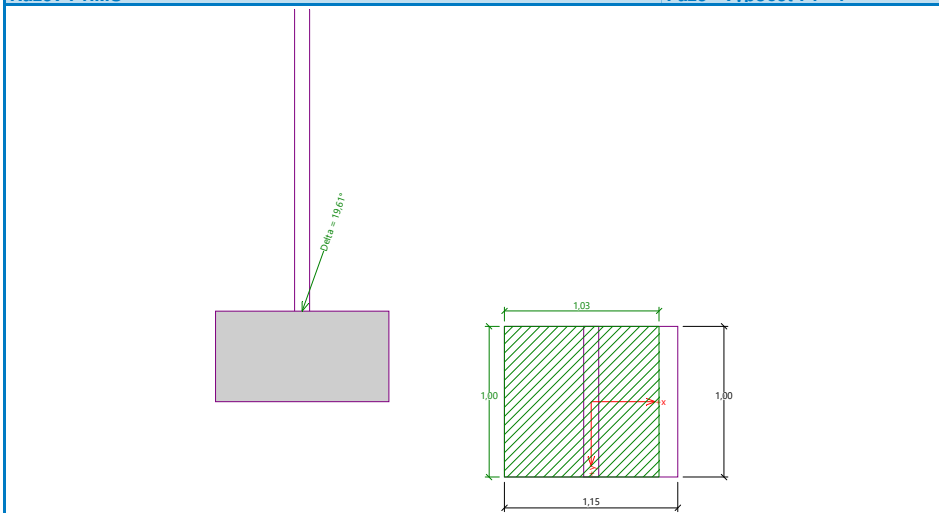
Extrémní horizontální síla H = 20,98 kN

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Název : 1.MS

Fáze - výpočet : 1 - 1



Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnejpříznivějších zatěžovacích stavů.

Výpočet proveden s uvažováním koeficientu κ_1 (vliv hloubky založení).

Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 15,87 \text{ kN/m}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 0,00 \text{ kN/m}$

Sednutí středu délkové hrany = 0,3 mm

Sednutí středu šířkové hrany 1 = 0,6 mm

Sednutí středu šířkové hrany 2 = 0,6 mm

(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 50,14 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky tuhý ($k=87,80$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=133,54$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,018 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,018 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

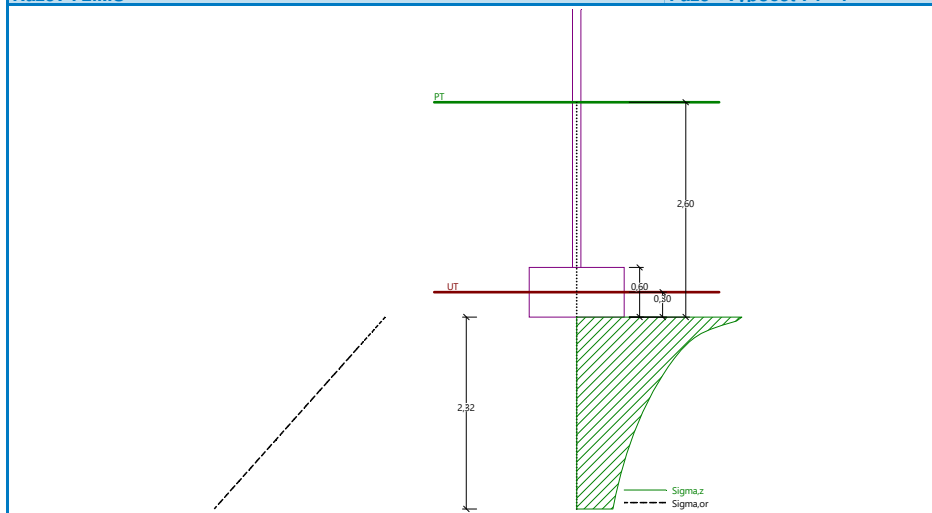
Sednutí základu = 0,7 mm

Hloubka deformační zóny = 2,32 m

Natočení ve směru šířky = 0,041 ($\tan^{-1} 0,000$); ($2,3E-03^\circ$)

Název : 2.MS

Fáze - výpočet : 1 - 1



Dimenzace čís. 1 (Fáze budování 1)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Tíh.- zeď	0,00	-0,91	34,74	0,48	1,000	1,000	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,82	1,21	0,75	1,000	1,000	1,000
Aktivní tlak	7,28	-0,46	2,39	0,90	1,350	1,350	1,350

Posouzení zdi v pracovní spáře 2,00 m od koruny zdi

Výška průřezu $h = 0,90 \text{ m}$

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 595,15 \text{ kN/m} > 9,83 \text{ kN/m} = V_{Ed}$

Tlaková síla na mezi únosnosti $N_{Rd} = 10913,87 \text{ kN/m} > 39,17 \text{ kN/m} = N_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 17,56 \text{ kNm/m} > 1,59 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Únosnost průřezu VYHOVUJE

Dimenzace čís. 2 (Fáze budování 1)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Tíh.- zeď	0,00	-0,91	34,76	0,48	1,000	1,000	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,82	1,21	0,75	1,000	1,000	1,000
Aktivní tlak	7,30	-0,46	2,39	0,90	1,350	1,350	1,350

Posouzení dířku zdi

Výška průřezu $h = 0,90 \text{ m}$

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 595,24 \text{ kN/m} > 9,85 \text{ kN/m} = V_{Ed}$

Tlaková síla na mezi únosnosti $N_{Rd} = 10911,54 \text{ kN/m} > 39,20 \text{ kN/m} = N_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 17,58 \text{ kNm/m} > 1,60 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Únosnost průřezu VYHOVUJE

Dimenzace čís. 3 (Fáze budování 1)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F _{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F _{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zeď	0,00	-1,13	50,66	0,68	1,000
Odpor na líci	-0,48	-0,10	0,00	0,00	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-2,42	1,21	1,00	1,000
Aktivní tlak	15,89	-0,64	5,19	1,15	1,000

Posouzení předního výstupku zdi

Vyložení předního výstupku zdi je menší než 0,50 * tloušťka základu, výztuž není nutná.

Výpočet stability svahu

Vstupní data (Fáze budování 1)

Projekt

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Stabilitní výpočty

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Výpočet zemětřesení : Standard

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	Y _G =	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	Y _Q =	1,50 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	Y _w =	1,35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na smyk. ploše :		Y _{Rs} =	1,10 [-]

Parametry zemin - efektivní napjatost

Číslo	Název	Vzorek	Φ _{ef} [°]	c _{ef} [kPa]	γ [kN/m³]
1	Třída F2, konzistence tuhá		27,00	5,00	19,50
2	Třída G5		27,00	5,00	19,50
3	Třída S4		29,00	5,00	18,00

Parametry zemin - vztlak

Číslo	Název	Vzorek	Y _{sat} [kN/m³]	Y _s [kN/m³]	n [-]
1	Třída F2, konzistence tuhá		19,50		
2	Třída G5		19,50		
3	Třída S4		18,00		

Parametry zemin

Třída F2, konzistence tuhá

Objemová tíha : γ = 19,50 kN/m³
Napjatost : efektivní
Smyková pevnost : Mohr-Coulomb
Úhel vnitřního tření : φ_{ef} = 27,00 °
Soudržnost zeminy : c_{ef} = 5,00 kPa
Obj.tíha sat.zeminy : Y_{sat} = 19,50 kN/m³

Třída G5

Objemová tíha : γ = 19,50 kN/m³
Napjatost : efektivní
Smyková pevnost : Mohr-Coulomb
Úhel vnitřního tření : φ_{ef} = 27,00 °
Soudržnost zeminy : c_{ef} = 5,00 kPa
Obj.tíha sat.zeminy : Y_{sat} = 19,50 kN/m³

Třída S4

Objemová tíha : γ = 18,00 kN/m³
Napjatost : efektivní
Smyková pevnost : Mohr-Coulomb
Úhel vnitřního tření : φ_{ef} = 29,00 °
Soudržnost zeminy : c_{ef} = 5,00 kPa
Obj.tíha sat.zeminy : Y_{sat} = 18,00 kN/m³

Tuhá tělesa

Číslo	Název	Vzorek	γ [kN/m³]
1	Materiál konstrukce		23,00

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 =	-1,08 [m]	Úhly :	$\alpha_1 =$ -21,15 [°]
	z =	3,79 [m]		$\alpha_2 =$ 74,09 [°]
Poloměr :	R =	6,53 [m]		
Smyková plocha po optimalizaci.				

Celková tíha zeminy nad smykovou plochou: 331,29 kN/m

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : $F_a =$ 148,99 kN/m

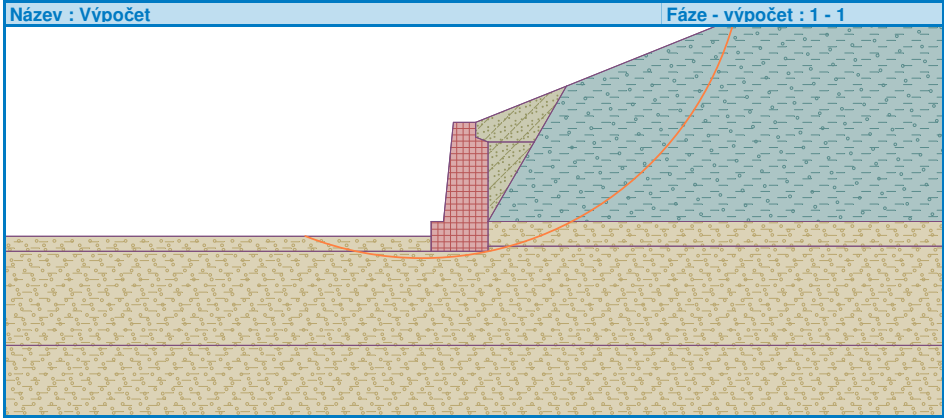
Sumace pasivních sil : $F_p =$ 215,82 kN/m

Moment sesouvající : $M_a =$ 972,87 kNm/m

Moment vzdorující : $M_p =$ 1281,20 kNm/m

Využití : 75,9 %

Stabilita svahu VYHOVUJE



Vstupní data (Fáze budování 2) otevřený výkop před sanovanou zdí plus přitížení na svahu

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,00	0,00 .. 2,00	Třída F2, konzistence tuhá	

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
2	0,50	2,00 .. 2,50	Třída G5	
3	2,00	2,50 .. 4,50	Třída G5	
4	2,00	4,50 .. 6,50	Třída G5	
5	-	6,50 .. ∞	Třída F2, konzistence tuhá	

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je ve sklonu 1: 2,50 (úhel sklonu je 21,80 °).

Výška náspu je 2,00 m, délka náspu je 5,00 m.

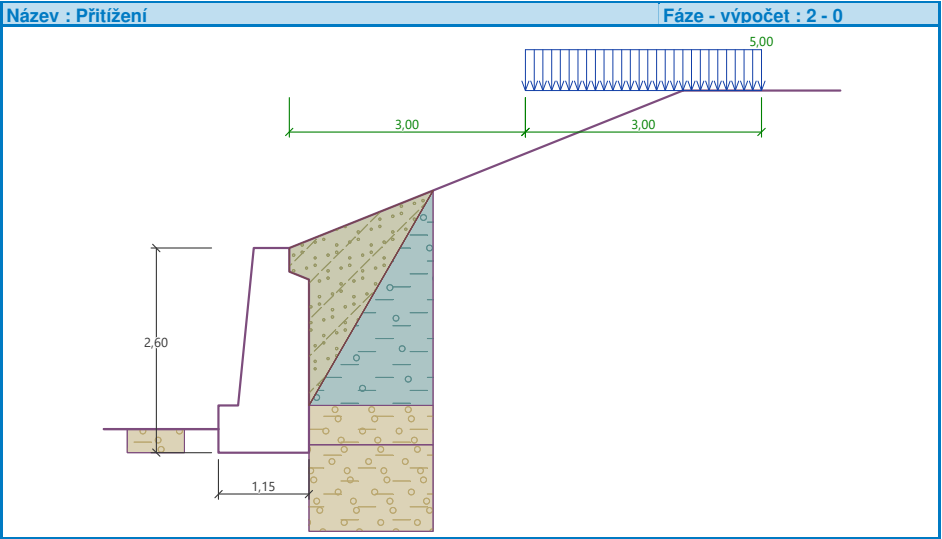
Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Ano	změna	proměnné	5,00		3,00	3,00	na terénu

Číslo	Název
1	provozní



Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: klidový

Zemina na líci konstrukce - Třída G5

Výška zeminy před zdí h = 0,30 m

Terén před konstrukcí je rovný.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

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

Redukce úhlu tření zemina/zemina : neredukovat

Posouzení čís. 1 (Fáze budování 2)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F _{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F _{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zeď	0,00	-1,13	50,66	0,68	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-0,48	-0,10	0,00	0,00	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-2,42	1,21	1,00	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	15,89	-0,64	5,19	1,15	1,350	1,350	1,350
provozní	2,35	-1,03	0,81	1,15	1,500	1,500	1,500

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující M_{res} = 32,31 kNm/m

Moment klopcí M_{ovr} = 17,28 kNm/m

Zeď na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující H_{res} = 32,06 kN/m

Vodor. síla posunující H_{act} = 24,50 kN/m

Zeď na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 75,59 kPa

Posouzení čís. 2 (Fáze budování 2)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F _{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F _{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zeď	0,00	-1,13	50,66	0,68	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-0,48	-0,10	0,00	0,00	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-2,42	1,21	1,00	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	15,89	-0,64	5,19	1,15	1,350	1,350	1,350
provozní	2,35	-1,03	0,81	1,15	1,500	1,500	1,500

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující M_{res} = 32,31 kNm/m

Moment klopcí M_{ovr} = 17,28 kNm/m

Zeď na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující H_{res} = 32,06 kN/m

Vodor. síla posunující H_{act} = 24,50 kN/m

Zeď na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 75,59 kPa

Únosnost základové půdy (Fáze budování 2)

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	4,50	78,23	24,33	0,050	75,59
2	6,60	60,08	24,50	0,096	64,59
3	4,50	78,23	24,33	0,050	75,59
4	6,60	60,08	24,50	0,096	64,59

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	3,12	57,86	17,76
2	3,12	57,86	17,76

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)

Omezení deformační zóny : procentem Sigma,Or

Koef. omezení deformační zóny : 10,0 [%]

Patky

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Výpočet pro odvozené podmínky : EC 7-1 (EN 1997-1:2003)

Posouzení tažené patky : standardní postup

Dovolená excentricita : 0,333

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	Y _G =	1,35 [-]	1,00 [-]

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce svislé únosnosti :		Y _{Rvs} =	1,40 [-]
Součinitel redukce vodorovné únosnosti :		Y _{Rhs} =	1,10 [-]

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída F2, konzistence tuhá		27,00	5,00	19,50	9,50	15,00
2	Třída G5		27,00	5,00	19,50	9,50	18,00
3	Třída S4		29,00	5,00	18,00	8,00	18,00

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Parametry zemín

Třída F2, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 19,50 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 27,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 5,00 \text{ kPa}$
Edometrický modul : $E_{oed} = 17,50 \text{ MPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,50 \text{ kN/m}^3$

Třída G5

Objemová tíha : $\gamma = 19,50 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 27,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 5,00 \text{ kPa}$
Edometrický modul : $E_{oed} = 67,50 \text{ MPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,50 \text{ kN/m}^3$

Třída S4

Objemová tíha : $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 29,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 5,00 \text{ kPa}$
Edometrický modul : $E_{oed} = 13,50 \text{ MPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18,00 \text{ kN/m}^3$

Založení

Typ základu: základový pas

Hloubka od původního terénu $h_z = 2,60 \text{ m}$
Hloubka základové spáry $d = 0,30 \text{ m}$
Tloušťka základu $t = 0,60 \text{ m}$
Sklon upraveného terénu $s_1 = 0,00^\circ$
Sklon základové spáry $s_2 = 0,00^\circ$

Nadloží

Typ: zadat objemovou tíhu
Objemová tíha zeminy nad základem = $19,50 \text{ kN/m}^3$

Geometrie konstrukce

Typ základu: základový pas

Čelková délka pasu = $10,00 \text{ m}$
Šířka pasu (x) = $1,15 \text{ m}$
Šířka sloupu ve směru x = $0,10 \text{ m}$

Zadané zatížení je uvažováno na 1bm délky pasu.

Objem pasu = $0,69 \text{ m}^3/\text{m}$
Objem výkopu = $0,34 \text{ m}^3/\text{m}$
Objem zásypu = $0,00 \text{ m}^3/\text{m}$

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$
Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton: C 25/30

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 25,00 \text{ MPa}$
Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2,60 \text{ MPa}$
Modul pružnosti $E_{cm} = 31000,00 \text{ MPa}$

Ocel podélná: B500B

Mez kluzu $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Ocel příčná: B500B

Mez kluzu $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,00	0,00 .. 2,00	Třída F2, konzistence tuhá	
2	0,50	2,00 .. 2,50	Třída G5	
3	2,00	2,50 .. 4,50	Třída G5	
4	2,00	4,50 .. 6,50	Třída G5	
5	-	6,50 .. ∞	Třída F2, konzistence tuhá	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN/m]	M_y [kNm/m]	H_x [kN/m]
	nové	změna					
1	Ano		ZS 1	Návrhové	62,36	-10,10	-24,33
2	Ano		ZS 2	Návrhové	44,21	-8,09	-24,50
3	Ano		ZS 3	Užitné	41,99	-7,54	-17,76
4	Ano		ZS 4	Návrhové	62,36	-10,10	-24,33
5	Ano		ZS 5	Návrhové	44,21	-8,09	-24,50
6	Ano		ZS 6	Užitné	41,99	-7,54	-17,76

Čelkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	Vl. tíha příznivě	e_x [m]	e_y [m]	σ [kPa]	R_d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
ZS 1	Ano	-0,06	0,00	75,59	110,59	68,35	Ano
ZS 1	Ne	-0,06	0,00	75,59	110,59	68,35	Ano
ZS 2	Ano	-0,11	0,00	64,59	81,39	79,35	Ano
ZS 2	Ne	-0,11	0,00	64,59	81,39	79,35	Ano
ZS 4	Ano	-0,06	0,00	75,59	110,59	68,35	Ano

Název	VI. tíha příznivě	e_x [m]	e_y [m]	σ [kPa]	R_d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
ZS 4	Ne	-0,06	0,00	75,59	110,59	68,35	Ano
ZS 5	Ano	-0,11	0,00	64,59	81,39	79,35	Ano
ZS 5	Ne	-0,11	0,00	64,59	81,39	79,35	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 15,87$ kN/m

Spočtená tíha nadloží $Z = 0,00$ kN/m

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (ZS 2)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 1,65$ m

Dosah smykové plochy $l_{sp} = 4,75$ m

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 81,39$ kPa

Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 64,59$ kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,096 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,096 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (ZS 2)

Zemní odpor: není uvažován

Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 32,06$ kN

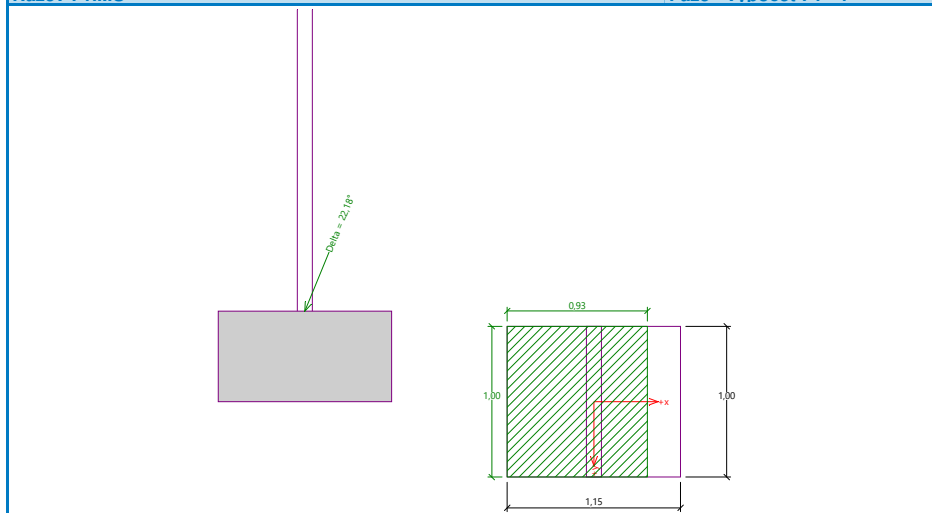
Extrémní horizontální síla $H = 24,50$ kN

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Název : 1.MS

Fáze - výpočet : 1 - 1



Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Výpočet proveden s uvažováním koeficientu κ_1 (vliv hloubky založení).

Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 15,87$ kN/m

Spočtená tíha nadloží $Z = 0,00$ kN/m

Sednutí středu délkové hrany = 0,4 mm

Sednutí středu šířkové hrany 1 = 0,7 mm

Sednutí středu šířkové hrany 2 = 0,6 mm

(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 50,14$ MPa

Základ je ve směru délky tuhý ($\kappa=87,80$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($\kappa=133,54$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,047 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,047 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

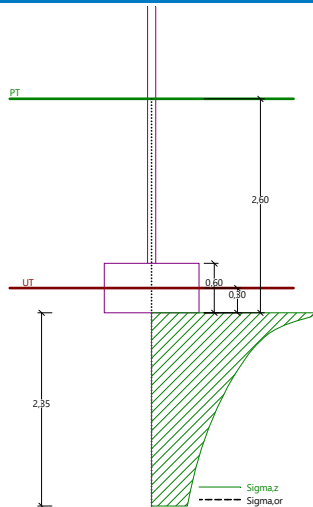
Sednutí základu = 0,7 mm

Hloubka deformační zóny = 2,35 m

Natočení ve směru šířky = 0,111 (\tan^*1000); (6,4E-03 °)

Název : 2.MS

Fáze - výpočet : 1 - 1



Dimenzace čis. 1 (Fáze budování 2)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F _{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F _{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Tíh.- zeď	0,00	-0,91	34,74	0,48	1,000	1,000	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,82	1,21	0,75	1,000	1,000	1,000
Aktivní tlak	7,28	-0,46	2,39	0,90	1,350	1,350	1,350
provozní	1,66	-0,73	0,59	0,90	1,500	1,500	1,500

Posouzení zdi v pracovní spáře 2,00 m od koruny zdi

Výška průřezu h = 0,90 m

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 595,44 \text{ kN/m} > 12,32 \text{ kN/m} = V_{Ed}$ Tlaková síla na mezi únosnosti $N_{Rd} = 9987,47 \text{ kN/m} > 40,05 \text{ kN/m} = N_{Ed}$ Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 17,96 \text{ kNm/m} > 3,02 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Únosnost průřezu VYHOVUJE

Dimenzace čis. 2 (Fáze budování 2)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F _{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F _{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zeď	0,00	-1,13	50,66	0,68	1,000
Odpor na líci	-0,48	-0,10	0,00	0,00	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-2,42	1,21	1,00	1,000
Aktivní tlak	15,89	-0,64	5,19	1,15	1,000
provozní	2,35	-1,03	0,81	1,15	1,000

Posouzení předního výstupku zdi

Vyložení předního výstupku zdi je menší než 0,50 * tloušťka základu, výztuž není nutná.

Výpočet stability svahu

Vstupní data (Fáze budování 1)

Projekt

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Stabilitní výpočty

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

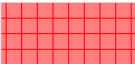
Výpočet zemětřesení : Standard

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	Y _G =	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	Y _Q =	1,50 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	Y _w =	1,35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na smyk, ploše :		Y _{Rs} =	1,10 [-]

Tuhá tělesa

Číslo	Název	Vzorek	Y [kN/m ³]
1	Materiál konstrukce		23,00

Přetížení

Číslo	Typ	Působení	Umístění z [m]	Počátek x [m]	Délka l [m]	Šířka b [m]	Sklon α [°]	Velikost		
								q, q ₁ , f, F, x	q ₂ , z	jednotka
1	pásové	proměnné	na povrchu	x = 3,00	l = 3,00		0,00	5,00		kN/m ²

Názvy přetížení

Číslo	Název
1	PROVOZNÍ

Voda

Typ vody : Voda není

Tahová trhlina

Tahová trhlina není zadána.

Zemětřesení

Se zemětřesením se nepočítá.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledek (Fáze budování 1)

Výpočet 1

Kruhová smyková plocha

Parametry smykové plochy					
Střed :	x =	-0,99 [m]	Úhly :	α ₁ =	-20,55 [°]
	z =	3,88 [m]		α ₂ =	73,45 [°]
Poloměr :	R =	6,60 [m]			
Smyková plocha po optimalizaci.					

Celková tíha zeminy nad smykovou plochou: 338,99 kN/m

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : F_a = 165,11 kN/m

Sumace pasivních sil : F_p = 228,00 kN/m

Moment sesouvající : M_a = 1089,75 kNm/m

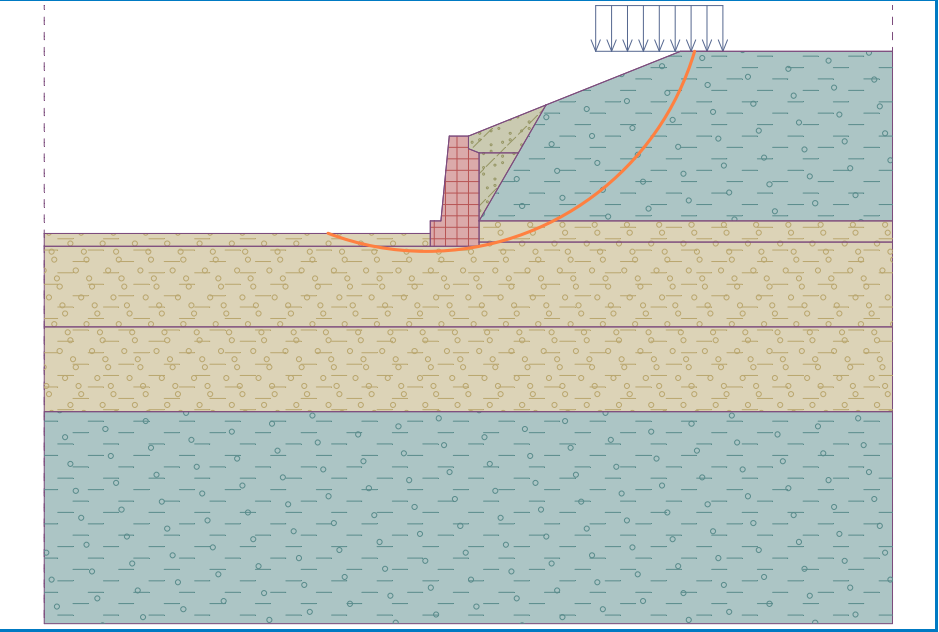
Moment vzdorující : M_p = 1368,02 kNm/m

Využití : 79,7 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Název : Výpočet

Fáze - výpočet : 1 - 1



Vstupní data (Fáze budování 3) uzavřený výkop před sanovanou zdí, přetížení za zdí a zábradlí

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,00	0,00 .. 2,00	Třída F2, konzistence tuhá	
2	0,50	2,00 .. 2,50	Třída G5	
3	2,00	2,50 .. 4,50	Třída G5	
4	2,00	4,50 .. 6,50	Třída G5	
5	-	6,50 .. ∞	Třída F2, konzistence tuhá	

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je ve sklonu 1: 2,50 (úhel sklonu je 21,80 °).

Výška náspu je 2,00 m, délka náspu je 5,00 m.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přetížení

Číslo	Přetížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ne	Ne	proměnné	5,00		3,00	3,00	na terénu
Číslo	Název							
1	provozní							

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: klidový

Zemina na líci konstrukce - Třída G5

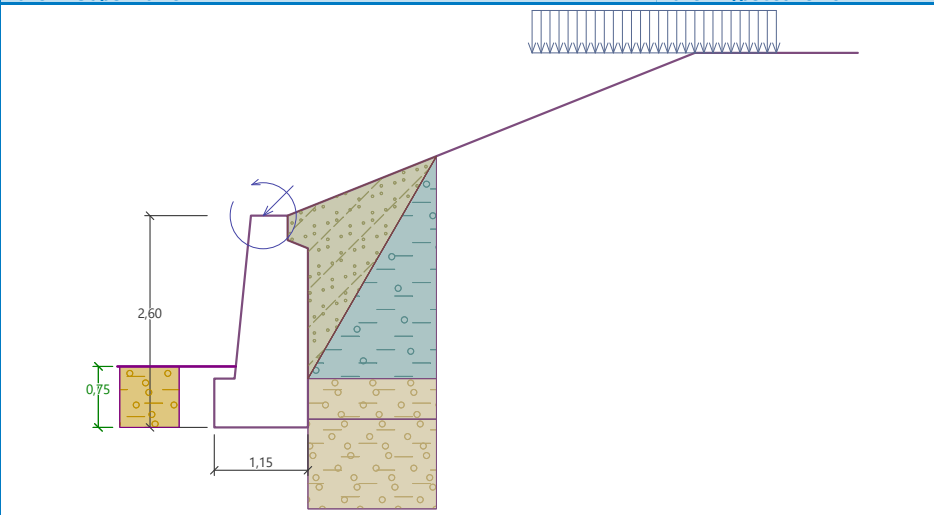
Výška zeminy před zdí

h = 0,75 m

Terén před konstrukcí je rovný.

Název : Odpor na líci

Fáze - výpočet : 3 - 0



Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla nová	změna	Název	Působ.	F _x [kN/m]	F _z [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
1	Ano		zábradlí	stálé	-1,00	1,00	-1,10	-0,30	0,00

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

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

Redukce úhlu tření zemina/zemina : neredukovat

Posouzení čís. 1 (Fáze budování 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
Tíh.- zeď	0,00	-1,13	50,66	0,68	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-2,99	-0,25	0,03	-0,03	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-2,42	1,21	1,00	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	15,89	-0,64	5,19	1,15	1,350	1,350	1,350
provozní	2,35	-1,03	0,81	1,15	1,500	1,500	1,500
zábradlí	1,00	-2,60	1,00	0,60	1,350	1,350	1,350

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující M_{res} = 32,88 kNm/m

Moment klopící M_{ovr} = 21,58 kNm/m

Zeď na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující H_{res} = 32,08 kN/m

Vodor. síla posunující H_{act} = 23,33 kN/m

Zeď na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 85,10 kPa

Posouzení čís. 2 (Fáze budování 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
Tíh.- zeď	0,00	-1,13	50,66	0,68	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-2,99	-0,25	0,03	-0,03	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-2,42	1,21	1,00	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	15,89	-0,64	5,19	1,15	1,350	1,350	1,350
provozní	2,35	-1,03	0,81	1,15	1,500	1,500	1,500
zábradlí	1,00	-2,60	1,00	0,60	1,350	1,350	1,350

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující M_{res} = 32,88 kNm/m

Moment klopící M_{ovr} = 21,58 kNm/m

Zeď na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující H_{res} = 32,08 kN/m

Vodor. síla posunující H_{act} = 23,33 kN/m

Zeď na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 85,10 kPa

Únosnost základové půdy (Fáze budování 3)

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	8,54	79,62	22,29	0,093	85,10
2	10,88	61,45	23,33	0,154	77,21
3	8,54	79,62	22,29	0,093	85,10
4	10,88	61,45	23,33	0,154	77,21

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	6,11	58,88	16,25
2	6,11	58,88	16,25

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

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

Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)
Omezení deformační zóny : procentem Sigma,Or
Koef. omezení deformační zóny : 10,0 [%]

Patky

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
Výpočet pro odvodněné podmínky : EC 7-1 (EN 1997-1:2003)
Posouzení tažené patky : standardní postup
Dovolená excentricita : 0,333
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	Y _G =	1,35 [-]	1,00 [-]

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce svislé únosnosti :		Y _{Rvs} =	1,40 [-]
Součinitel redukce vodorovné únosnosti :		Y _{Rhs} =	1,10 [-]

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	Φ _{ef} [°]	c _{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ _{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída F2, konzistence tuhá		27,00	5,00	19,50	9,50	15,00
2	Třída G5		27,00	5,00	19,50	9,50	18,00
3	Třída S4		29,00	5,00	18,00	8,00	18,00

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Parametry zemín

Třída F2, konzistence tuhá

Objemová tíha : γ = 19,50 kN/m³
Úhel vnitřního tření : Φ_{ef} = 27,00 °
Soudržnost zeminy : c_{ef} = 5,00 kPa
Edometrický modul : E_{oed} = 17,50 MPa
Obj.tíha sat.zeminy : γ_{sat} = 19,50 kN/m³

Třída G5

Objemová tíha : γ = 19,50 kN/m³
Úhel vnitřního tření : Φ_{ef} = 27,00 °
Soudržnost zeminy : c_{ef} = 5,00 kPa
Edometrický modul : E_{oed} = 67,50 MPa
Obj.tíha sat.zeminy : γ_{sat} = 19,50 kN/m³

Třída S4

Objemová tíha : γ = 18,00 kN/m³

Úhel vnitřního tření : Φ_{ef} = 29,00 °
Soudržnost zeminy : c_{ef} = 5,00 kPa
Edometrický modul : E_{oed} = 13,50 MPa
Obj.tíha sat.zeminy : γ_{sat} = 18,00 kN/m³

Založení

Typ základu: základový pas

Hloubka od původního terénu h_z = 2,60 m
Hloubka základové spáry d = 0,75 m
Tloušťka základu t = 0,60 m
Sklon upraveného terénu s₁ = 0,00 °
Sklon základové spáry s₂ = 0,00 °

Nadloží

Typ: zadat objemovou tíhu
Objemová tíha zeminy nad základem = 19,50 kN/m³

Geometrie konstrukce

Typ základu: základový pas

Čelková délka pasu = 10,00 m
Šířka pasu (x) = 1,15 m
Šířka sloupu ve směru x = 0,10 m

Zadané zatížení je uvažováno na 1bm délky pasu.

Objem pasu = 0,69 m³/m
Objem výkopu = 0,86 m³/m
Objem zásypu = 0,16 m³/m

Materiál konstrukce

Objemová tíha γ = 23,00 kN/m³
Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton: C 25/30

Válcová pevnost v tlaku f_{ck} = 25,00 MPa
Pevnost v tahu f_{ctm} = 2,60 MPa
Modul pružnosti E_{cm} = 31000,00 MPa

Ocel podélná: B500B

Mez kluzu f_{yk} = 500,00 MPa

Ocel příčná: B500B

Mez kluzu f_{yk} = 500,00 MPa

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,00	0,00 .. 2,00	Třída F2, konzistence tuhá	
2	0,50	2,00 .. 2,50	Třída G5	
3	2,00	2,50 .. 4,50	Třída G5	
4	2,00	4,50 .. 6,50	Třída G5	
5	-	6,50 .. ∞	Třída F2, konzistence tuhá	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN/m]	M _y [kNm/m]	H _x [kN/m]
	nové	změna					
1	Ano		ZS 1	Návrhové	60,67	-4,83	-22,29
2	Ano		ZS 2	Návrhové	42,51	-3,12	-23,33
3	Ano		ZS 3	Užitné	39,94	-3,64	-16,25
4	Ano		ZS 4	Návrhové	60,67	-4,83	-22,29
5	Ano		ZS 5	Návrhové	42,51	-3,12	-23,33
6	Ano		ZS 6	Užitné	39,94	-3,64	-16,25

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvozené podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e _x [m]	e _y [m]	σ [kPa]	R _d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
ZS 1	Ano	-0,11	0,00	85,10	164,89	51,61	Ano
ZS 1	Ne	-0,11	0,00	85,10	164,89	51,61	Ano
ZS 2	Ano	-0,18	0,00	77,21	121,27	63,67	Ano
ZS 2	Ne	-0,18	0,00	77,21	121,27	63,67	Ano
ZS 4	Ano	-0,11	0,00	85,10	164,89	51,61	Ano
ZS 4	Ne	-0,11	0,00	85,10	164,89	51,61	Ano
ZS 5	Ano	-0,18	0,00	77,21	121,27	63,67	Ano
ZS 5	Ne	-0,18	0,00	77,21	121,27	63,67	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepríznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu G = 15,87 kN/m

Spočtená tíha nadloží Z = 3,07 kN/m

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepríznivější zatěžovací stav číslo 2. (ZS 2)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy z_{sp} = 1,65 mDosah smykové plochy l_{sp} = 4,75 mVýpočtová únosnost zákl. půdy R_d = 121,27 kPa

Extrémní kontaktní napětí σ = 77,21 kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky e_x = 0,154<0,333Max. excentricita ve směru šířky patky e_y = 0,000<0,333Max. prostorová excentricita e_t = 0,154<0,333

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepríznivější zatěžovací stav číslo 2. (ZS 2)

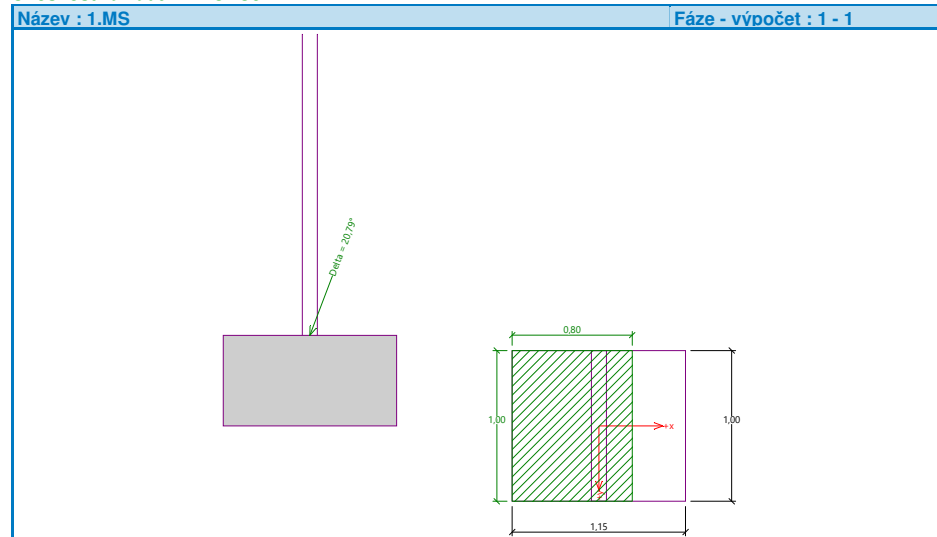
Zemní odpor: není uvažován

Horizontální únosnost základu R_{dh} = 32,08 kN

Extrémní horizontální síla H = 23,33 kN

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE



Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepríznivějších zatěžovacích stavů.

Výpočet proveden s uvažováním koeficientu k₁ (vliv hloubky založení).

Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha pasu G = 15,87 kN/m

Spočtená tíha nadloží Z = 3,07 kN/m

Sednutí středu délkové hrany = 0,2 mm

Sednutí středu šířkové hrany 1 = 0,5 mm

Sednutí středu šířkové hrany 2 = 0,3 mm

(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti E_{def} = 50,14 MPa

Základ je ve směru délky tuhý (k=87,80)

Základ je ve směru šířky tuhý (k=133,54)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky e_x = 0,090<0,333Max. excentricita ve směru šířky patky e_y = 0,000<0,333Max. prostorová excentricita e_t = 0,090<0,333

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

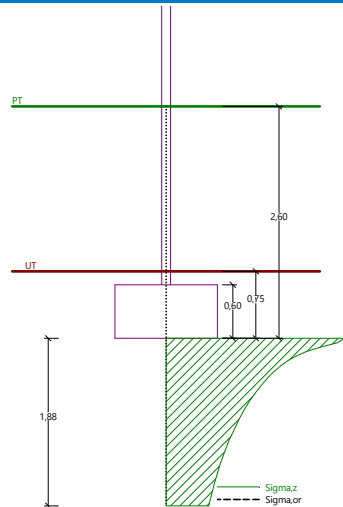
Sednutí základu = 0,5 mm

Hloubka deformační zóny = 1,88 m

Natočení ve směru šířky = 0,192 (tan*1000); (1,1E-02 °)

Název : 2.MS

Fáze - výpočet : 1 - 1



Dimenzace čís. 1 (Fáze budování 3)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F _{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F _{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Tíh.- zeď	0,00	-0,91	34,74	0,48	1,000	1,000	1,000
Odpor na líci	-0,12	-0,05	0,02	-0,01	1,350	1,350	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,82	1,21	0,75	1,000	1,000	1,000
Aktivní tlak	7,29	-0,46	2,39	0,90	1,350	1,350	1,350
provozní	1,66	-0,73	0,59	0,90	1,500	1,500	1,500
zábradlí	1,00	-2,00	1,00	0,35	1,350	1,350	1,350

Posouzení zdi v pracovní spáře 2,00 m od koruny zdi

Výška průřezu h = 0,90 m

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 551,13 \text{ kN/m} > 13,56 \text{ kN/m} = V_{Ed}$ Tlaková síla na mezi únosnosti $N_{Rd} = 7271,49 \text{ kN/m} > 41,42 \text{ kN/m} = N_{Ed}$ Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 18,57 \text{ kNm/m} > 7,34 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Únosnost průřezu VYHOVUJE

Dimenzace čís. 2 (Fáze budování 3)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F _{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F _{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zeď	0,00	-1,13	50,66	0,68	1,000

Název	F _{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F _{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Výpočtový koeficient
Odpor na líci	-2,99	-0,25	0,03	-0,03	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-2,42	1,21	1,00	1,000
Aktivní tlak	15,89	-0,64	5,19	1,15	1,000
provozní	2,35	-1,03	0,81	1,15	1,000
zábradlí	1,00	-2,60	1,00	0,60	1,000

Posouzení předního výstupku zdi

Vyložení předního výstupku zdi je menší než 0,50 * tloušťka základu, výztuž není nutná.

Výpočet stability svahu

Vstupní data (Fáze budování 1)

Projekt

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Stabilitní výpočty

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997


Výpočet zemětřesení : Standard

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F) Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	Y _G =	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	Y _Q =	1,50 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	Y _w =	1,35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R) Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na smyk. ploše :		Y _{Rs} =	1,10 [-]

Tuhá tělesa

Číslo	Název	Vzorek	Y [kN/m ³]
1	Materiál konstrukce		23,00

Přetížení

Číslo	Typ	Působení	Umístění z [m]	Počátek x [m]	Délka l [m]	Šířka b [m]	Sklon α [°]	Velikost q, q ₁ , f, F, x	Velikost q ₂ , z	jednotka
1	pásové	proměnné	na povrchu	x = 3,00	l = 3,00		0,00	5,00		kN/m ²

Názvy přitížení

Číslo	Název
1	PROVOZNÍ

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 =	-0,69 [m]	Úhly :	α_1 =	-28,54 [°]
	z =	4,08 [m]		α_2 =	72,05 [°]
Poloměr :	R =	6,75 [m]			
Smyková plocha po optimalizaci.					

Celková tíha zeminy nad smykovou plochou: 384,75 kN/m

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : F_a = 167,57 kN/m

Sumace pasivních sil : F_p = 265,12 kN/m

Moment sesouvající : M_a = 1131,10 kNm/m

Moment vzdorující : M_p = 1626,87 kNm/m

Využití : 69,5 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Název : Výpočet

Fáze - výpočet : 1 - 1

