

Stavebník
MĚSTO ZNOJMO
Obroková 1/12, 669 22 Znojmo

NOVÉ DŘEVĚNÉ MOLO
- TVOŘÍME ZNOJMO

parc.č. 902/5, 50/1, k.ú. Znojmo - Louka

D.c - TECHNICKÁ ZPRÁVA A STATICKÝ VÝPOČET

PROJEKTOVÁ DOKUMENTACE PRO PROVEDENÍ STAVBY

Zpracovatel části dokumentace

A2 Timber s.r.o.

Dřevěné plošné konstrukce; www.a2timber.cz

Veřovice 50, 742 73 Veřovice

IČ: 05282322

zapsána v OR u KS v Hradci Králové

odd.C, vložka 37 513



A² Timber
Design

	TECHNICKÁ ZPRÁVA A STATICKÝ VÝPOČET	Projekt: NOVÉ DŘEVĚNÉ MOLO – TVOŘÍME ZNOJMO	Číslo zakázky: A2T231011	Datum: prosinec 2025	Strana: č. 1
--	--	---	-----------------------------	-------------------------	-----------------

OBSAH:

A.	Obecné informace.....	2
B.	Popis navrženého konstrukčního systému	2
C.	Statický výpočet konstrukce	5
C.1.	Zajištění stavební jámy	5
C.2.	Devěné molo	15
D.	KONSTRUKCE – všeobecně:	20
E.	Seznam použitých podkladů a norem	20

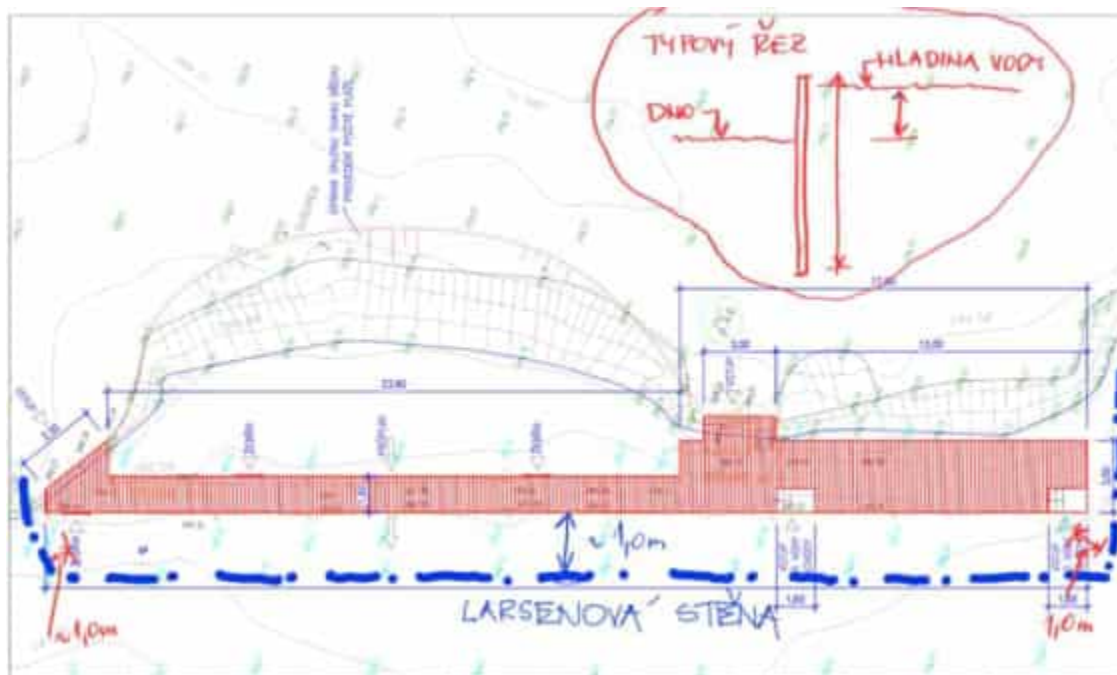
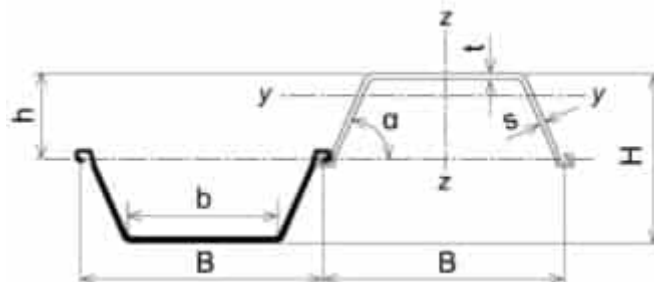
A. OBECNÉ INFORMACE

Zakázku stavby nového dřevěného mola; investorem je město Znojmo; objednal Ing. Petr Pokorný, aquaprojekt s.r.o., v rozsahu 2.1 Stavebně konstrukční část – nosná dřevěná konstrukce mola a zajištění staveniště štětovnicovou stěnou. Zakázka je zpracována Ing. Jakubem Jarošem. Zodpovědným projektantem je Ing. Patrik Štancil Ph.D. č. autorizace 1004391. Zakázka je zpracována v objednaném rozsahu DPS.

B. POPIS NAVRŽENÉHO KONSTRUKČNÍHO SYSTÉMU

Zajištění stavební jámy bude provedeno štětovnicovými stěnami LARSEN VL 604 vzájemně spojenými pomocí profilovaných zámků, které jsou na obou okrajích každého prvku (viz obrázek). Štětovnice jsou zaraženy minimálně 1,50 m pod terénem. Do zeminy se vhánějí pomocí vibrování, tak že vibroberanidlo kmitá se štětovnicí a ta vlastní váhou klesá. Druhým způsobem je beranění, kdy na hlavu štětovnice svisle naráží beran a zatluká ji do zeminy. Tento způsob se využívá při zarážení prvku do tuhého podloží, kde vibrování nemá požadovaný účinek. Beranidlo je zavěšeno na jeřábu nebo je osazeno na upravené vrtné soupravě. Při provádění je potřeba stále sledovat svislost a rychlost vnikání štětovnice do zeminy. Při zastavení klesání se postup ukončí, jinak může dojít k poškození (spálení) zámků nebo deformaci paty štětovnice. Štětovnice jsou navrženy jako samostatné, tzn.: nekotvené, bez vzpěr ze strany stavební jámy a bez vodorovných nebo rohových převážek.

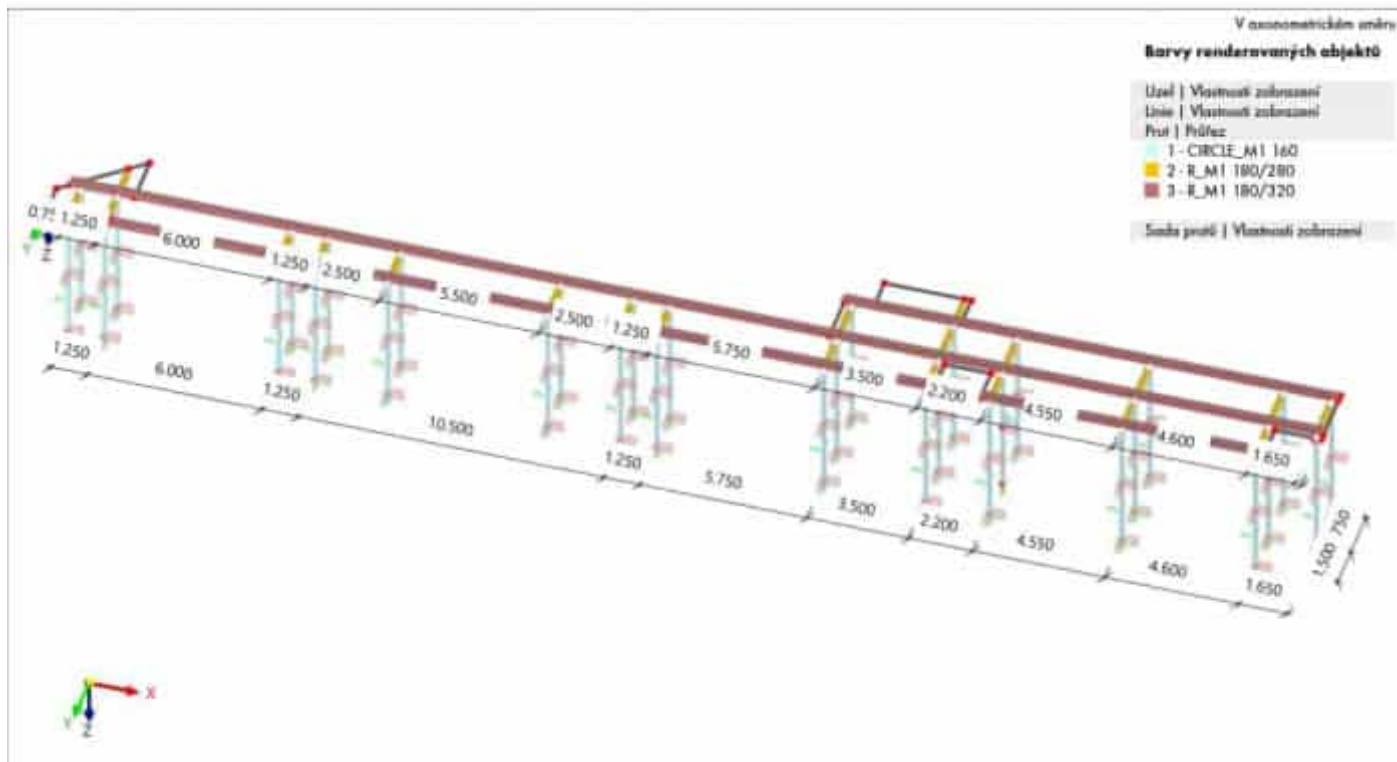
Základová spára budoucí stavební jámy je uvažována do hloubky 2,5 m od vodní hladiny za rubem štětové stěny. Podzemní voda bude průběžně čerpána tak, aby její hladina před rubem stěny byla v úrovni dna stavební jámy. Štětové stěny budou opatřeny dvěma čidly pro průběžné měření odklonu štětovnic od svislice. Čerpání podzemní vody bude probíhat do doby, než bude provedena hrubá konstrukce mola.



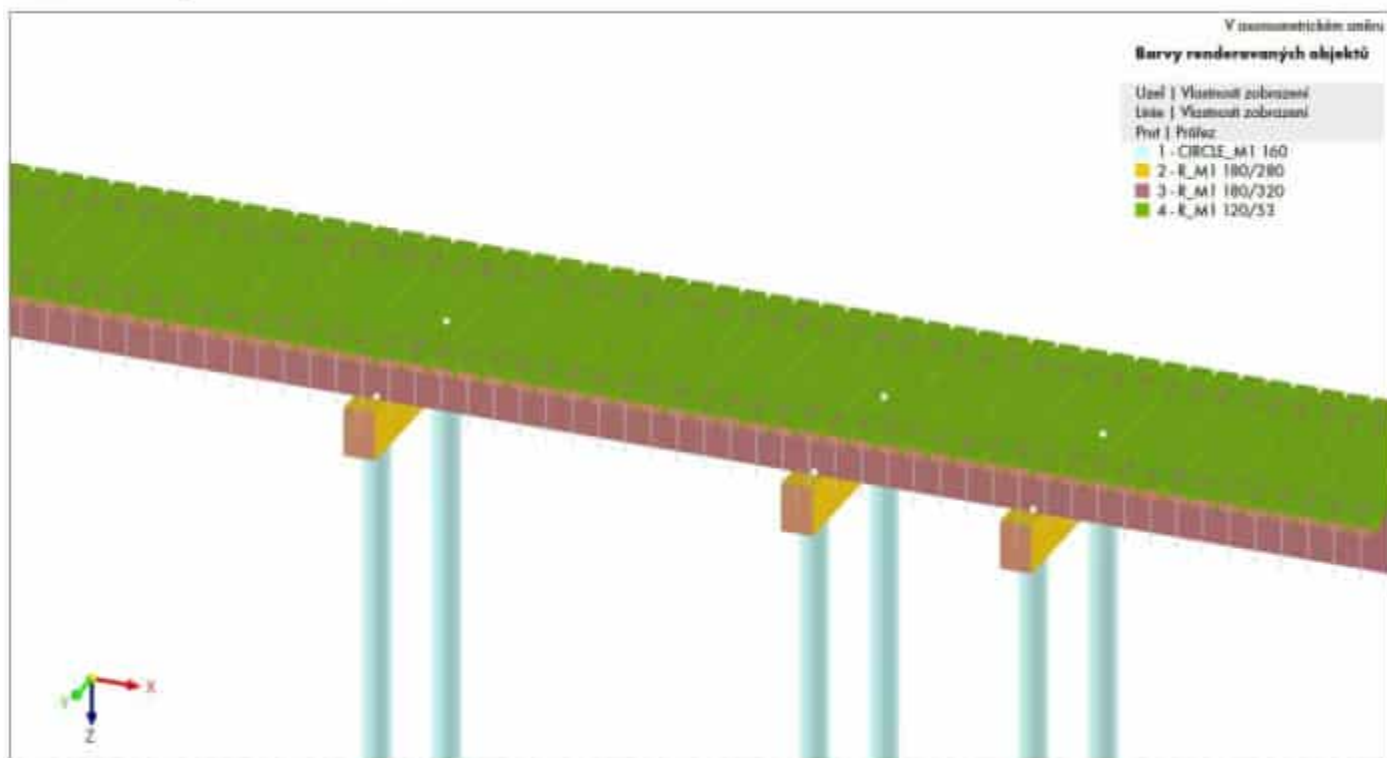
Nosná konstrukce horní stavby je navržena jako dřevěná. Sloupy mola jsou uvažovány jako dubové kulatiny kulatiny Ø160mm D24 zaražené do dna řeky minimálně na hloubku 2,5m, příčné nosníky jako obdélníkový průřez 180/280 mm D24 a podélné nosníky jako obdélníkový průřez 180/2320 mm D24. Na podélných nosnících je pak jako pochozí vrstva uvažovaná dubová fošna tl. min 53 mm. Spojovací materiál musí být min nerezová ocel A2. Pochozí fošny jsou připojeny k nosníkům pomocí nerezových vrutů TBS EVO 8/160 mm. Podélní a příčné nosníky jsou navzájem spojeny pomocí nerezových úhelníků WBR100 A2 s vruty HARDWOOD EVO 5/80. Montážní spoje podélného nosníku jsou navrženy jako šikmé překlátování s vruty VGZ EVO 9/220. Spoj průvlaku s pilotou je navržen pomoci závitové tyče A2 D12/450 mm a začepování piloty do nosíku.

Shody do vody jsou uvažovány jako dřevěné schodnicové. Dřevěné schodnice budou uloženy na podélných nosnících z boku. Uložení při spodním okraji schodnice pak bude zajištěno pomocí pomocných nosníků, při vnější straně mola bude pomocný nosník uložen na pilon, při vnitřní straně mola bude pomocný nosník uložen na podélném nosníku (bude fungovat jako táhlo).

1.1 MODEL, V AXONOMETRICKÉM SMĚRU

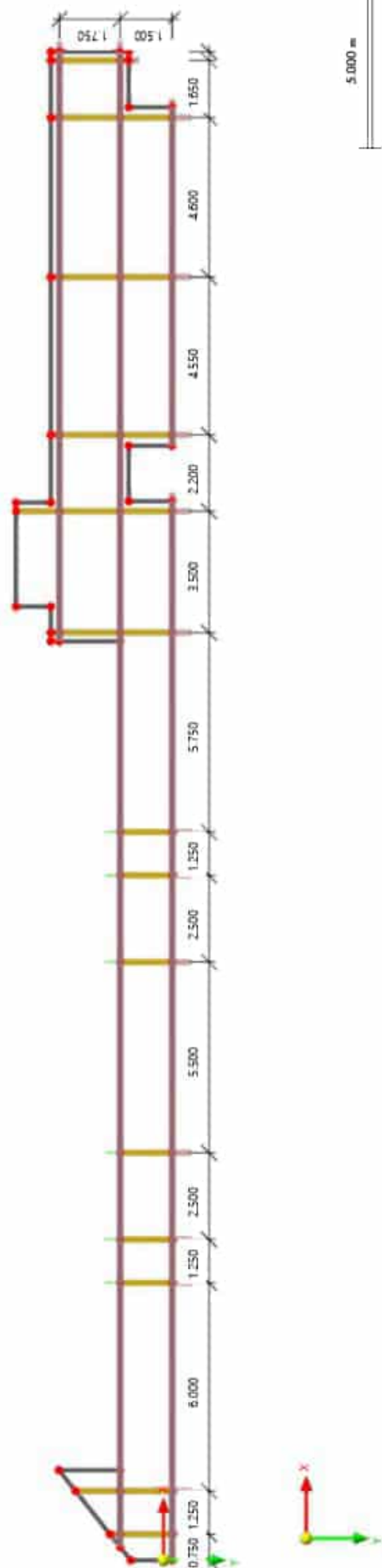


A MODEL, V AXONOMETRICKÉM SMĚRU



1.2 MODEL, VE SMĚRU +Z

Ve směru +Z



C. STATICKÝ VÝPOČET KONSTRUKCE

C.1. ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍ JÁMY

Materiály a normy

Betonové konstrukce :	EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 :	standardní
Ocelové konstrukce :	EN 1993-1-1 (EC3)
Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu :	$\gamma_{M0} = 1,00$
Dřevěné konstrukce :	EN 1995-1-1 (EC5)
Dílčí součinitel vlastností dřeva :	$\gamma_M = 1,30$
Součinitel vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo) :	$k_{mod} = 0,50$
Součinitel šířky průřezu ve smyku (dřevo) :	$k_{cr} = 0,67$

Výpočet tlaků

Metodika posouzení :	výpočet podle EN 1997
Výpočet aktivního tlaku :	Coulomb (ČSN 730037)
Výpočet pasivního tlaku :	Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
Metoda výpočtu :	závislé tlaky
Výpočet zemětřesení :	Mononobe-Okabe
Modul reakce podloží :	standardní
Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení	
Návrhový přístup :	2 - redukce zatížení a odporu

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

Součinitele redukce odporu (R)			
Dočasná návrhová situace			
Součinitel redukce stability kotvy :		$\gamma_{Ris} =$	1,10 [-]
Součinitel redukce zemního odporu :		$\gamma_{Re} =$	1,40 [-]

Kotvy

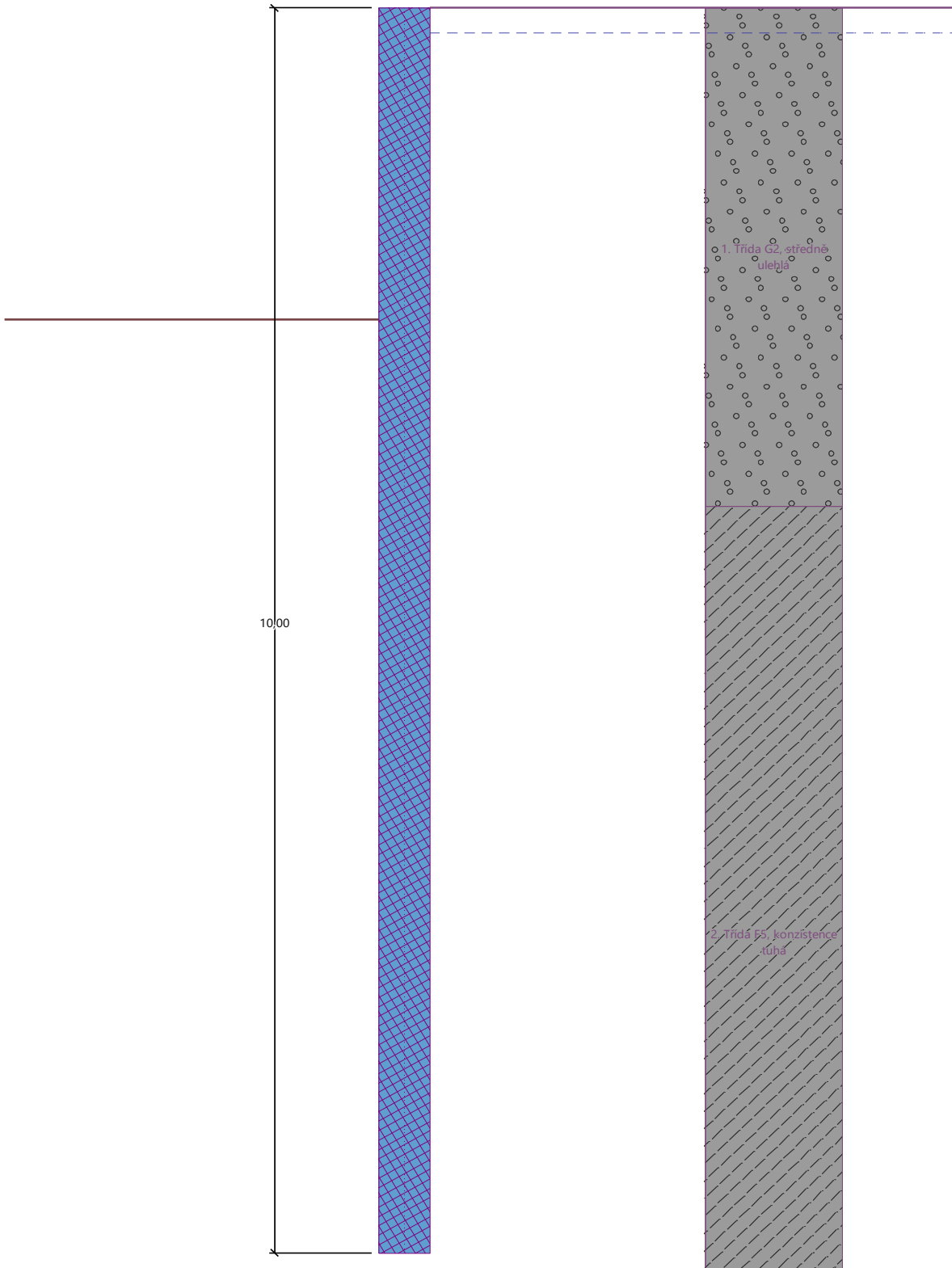
Metodika posouzení : mezní stavy

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

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 10,00 m

Název průřezu : Štětovnice : VL 604		
Plocha průřezu	$A =$	1,55E-02 m ² /m
Moment setrvačnosti	$I =$	3,15E-04 m ⁴ /m
Modul pružnosti	$E =$	210000,00 MPa
Modul pružnosti ve smyku	$G =$	81000,00 MPa
Průřezový modul	$W =$	1,618E-03 m ³ /m
Plastický průřezový modul	$W_{pl} =$	1,885E-03 m ³ /m



Materiál konstrukce

Ocel konstrukční: EN 10248-1 : S 240 GP
 Mez kluzu $f_y = 240,00$ MPa
 Modul pružnosti $E = 210000,00$ MPa
 Modul pružnosti ve smyku $G = 81000,00$ MPa

Modul reakce podloží



Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.

Základní parametry zemin

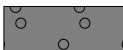

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída G2, středně ulehlá		35,50	2,00	20,00	10,00	14,00

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
2	Třída F5, konzistence tuhá		21,00	12,00	20,00	10,00	14,00

Parametry zemin pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	φ_{ef} [°]	v [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	Třída G2, středně ulehlá		soudržná	-	0,20	-	-
2	Třída F5, konzistence tuhá		soudržná	-	0,40	-	-

Parametry zemin pro výpočet modulu reakce podloží (Schmitt)

Číslo	Název	Vzorek	v [-]	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]
1	Třída G2, středně ulehlá		0,20	161,00	-
2	Třída F5, konzistence tuhá		0,40	8,50	-

Parametry zemin



Třída G2, středně ulehlá

Objemová tíha : γ = 20,00 kN/m³
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : φ_{ef} = 35,50 °
 Soudržnost zeminy : c_{ef} = 2,00 kPa
 Třecí úhel kce-zemina : δ = 14,00 °
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : v = 0,20
 Edometrický modul : E_{oed} = 161,00 MPa
 Obj.tíha sat.zeminy : γ_{sat} = 20,00 kN/m³

Třída F5, konzistence tuhá

Objemová tíha : γ = 20,00 kN/m³
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : φ_{ef} = 21,00 °
 Soudržnost zeminy : c_{ef} = 12,00 kPa
 Třecí úhel kce-zemina : δ = 14,00 °
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : v = 0,40
 Edometrický modul : E_{oed} = 8,50 MPa
 Obj.tíha sat.zeminy : γ_{sat} = 20,00 kN/m³

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,00	0,00 .. 4,00	Třída G2, středně ulehlá	
2	-	4,00 .. ∞	Třída F5, konzistence tuhá	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,50 m.

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 0,20 m

Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 100

Vlastní výpočet mezních tlaků : redukovat podle nastavení

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou $\sigma_{a,min} = 0,20\sigma_z$

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

Hloubka [m]	$T_{a,p}$ [kPa]	$T_{k,p}$ [kPa]	$T_{p,p}$ [kPa]	$T_{a,z}$ [kPa]	$T_{k,z}$ [kPa]	$T_{p,z}$ [kPa]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.04
0.20	0.00	0.00	0.00	0.80	1.00	24.93
0.56	0.00	0.00	0.00	4.85	5.49	43.57
1.00	0.00	0.00	0.00	12.21	12.21	66.41
2.50	0.00	0.00	0.00	37.24	37.24	144.20

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
2.50	0.00	-0.00	-7.05	37.24	37.24	144.20
2.88	0.00	-1.90	-41.00	43.58	43.58	163.89
4.00	-7.15	-7.50	-141.18	62.28	62.28	221.98
4.00	0.00	-20.00	-91.05	55.82	66.00	143.10
4.19	0.00	-22.53	-98.94	59.44	69.29	148.40
10.00	-64.12	-100.00	-340.12	169.93	169.93	310.49

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

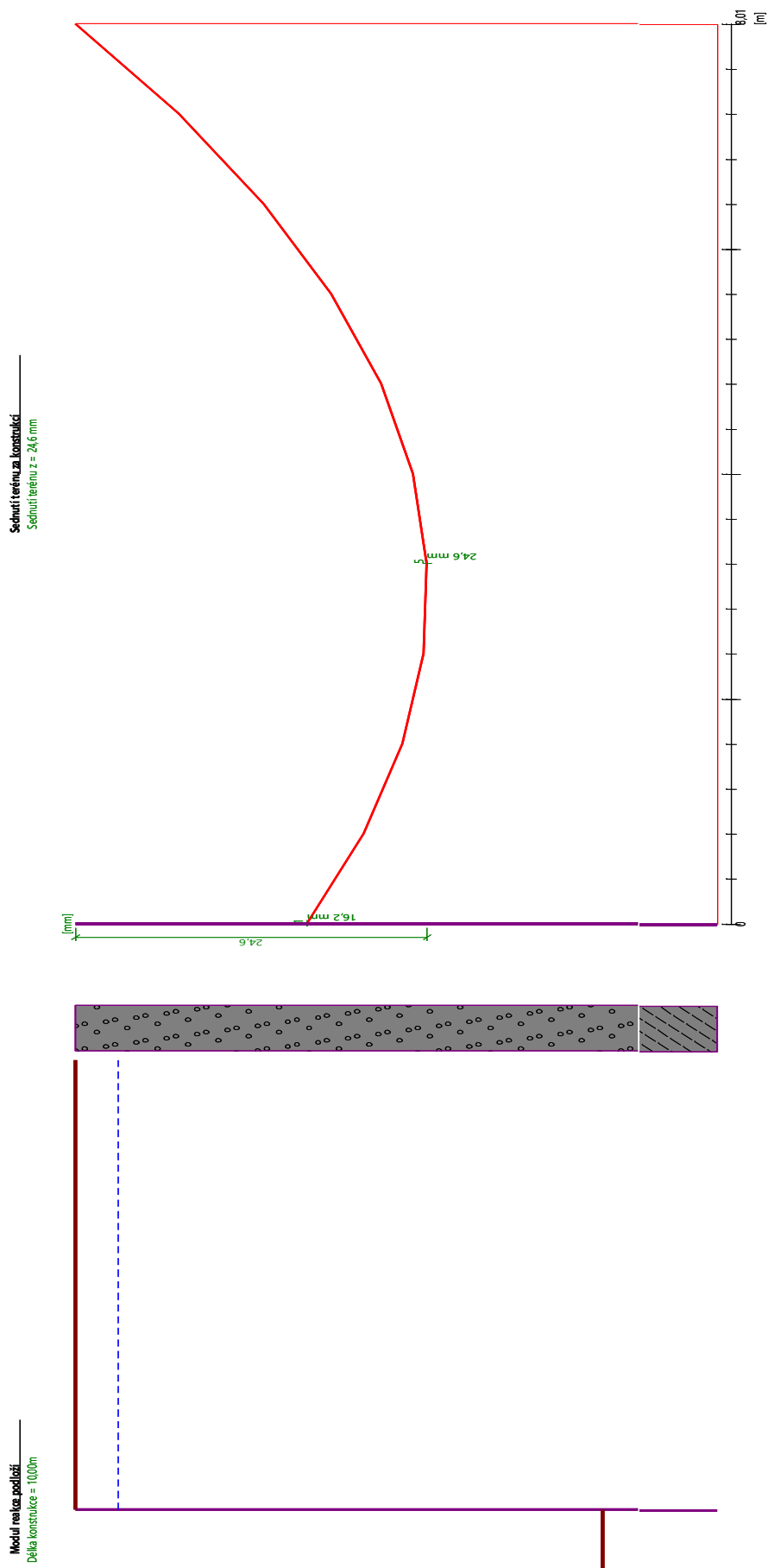
Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-25.42	0.00	0.00	0.00
0.50	0.00	0.00	-23.13	4.18	-0.83	0.12
1.00	0.00	0.00	-20.83	12.21	-4.86	1.37
1.50	0.00	0.00	-18.54	20.55	-13.05	5.67
2.00	0.00	0.00	-16.28	28.90	-25.41	15.11
2.50	0.00	0.00	-14.09	37.17	-41.80	31.61
2.50	0.00	0.00	-14.05	29.91	-42.07	31.95
3.00	0.00	0.00	-11.99	-6.17	-47.95	55.01
3.50	0.00	0.00	-10.11	-42.54	-35.78	76.70
4.00	9.00	0.00	-8.52	-21.94	-8.20	87.73
4.50	9.00	0.00	-7.26	-26.69	7.59	87.81
5.00	9.00	0.00	-6.33	-15.44	18.00	81.18
5.50	9.00	0.00	-5.70	-6.95	23.49	70.63
6.00	9.00	0.00	-5.34	-0.85	25.35	58.29
6.50	9.00	0.00	-5.19	3.27	24.67	45.70
7.00	9.00	0.00	-5.23	5.83	22.34	33.89
7.50	9.00	0.00	-5.39	7.23	19.04	23.51
8.00	9.00	0.00	-5.63	7.83	15.24	14.93
8.50	9.00	0.00	-5.94	7.92	11.29	8.29
9.00	9.00	0.00	-6.28	7.71	7.37	3.63
9.50	9.00	0.00	-6.63	7.38	3.60	0.89
10.00	9.00	0.00	-6.99	7.01	-0.00	0.00

Maximální posouvající síla = 48,21 kN/m
 Maximální moment = 88,77 kNm/m
 Maximální deformace = 25,4 mm

Sednutí terénu za konstrukci

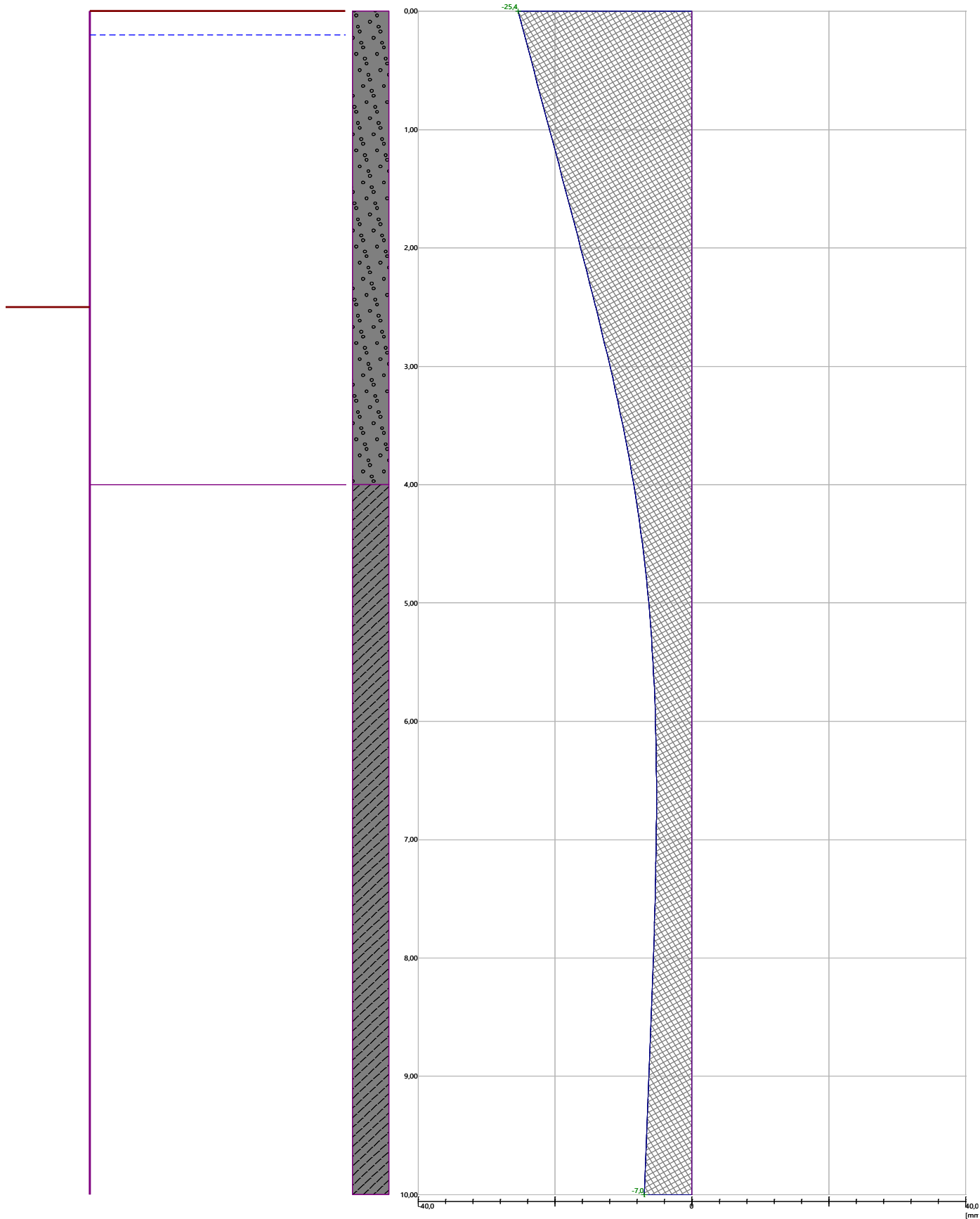
Sednutí terénu δ_{max} = 15,5 mm

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	16,2
2	0,80	20,2
3	1,60	22,9
4	2,40	24,4
5	3,20	24,6
6	4,01	23,6
7	4,81	21,4
8	5,61	17,9
9	6,41	13,2
10	7,21	7,2
11	8,01	0,0
12	8,01	0,0



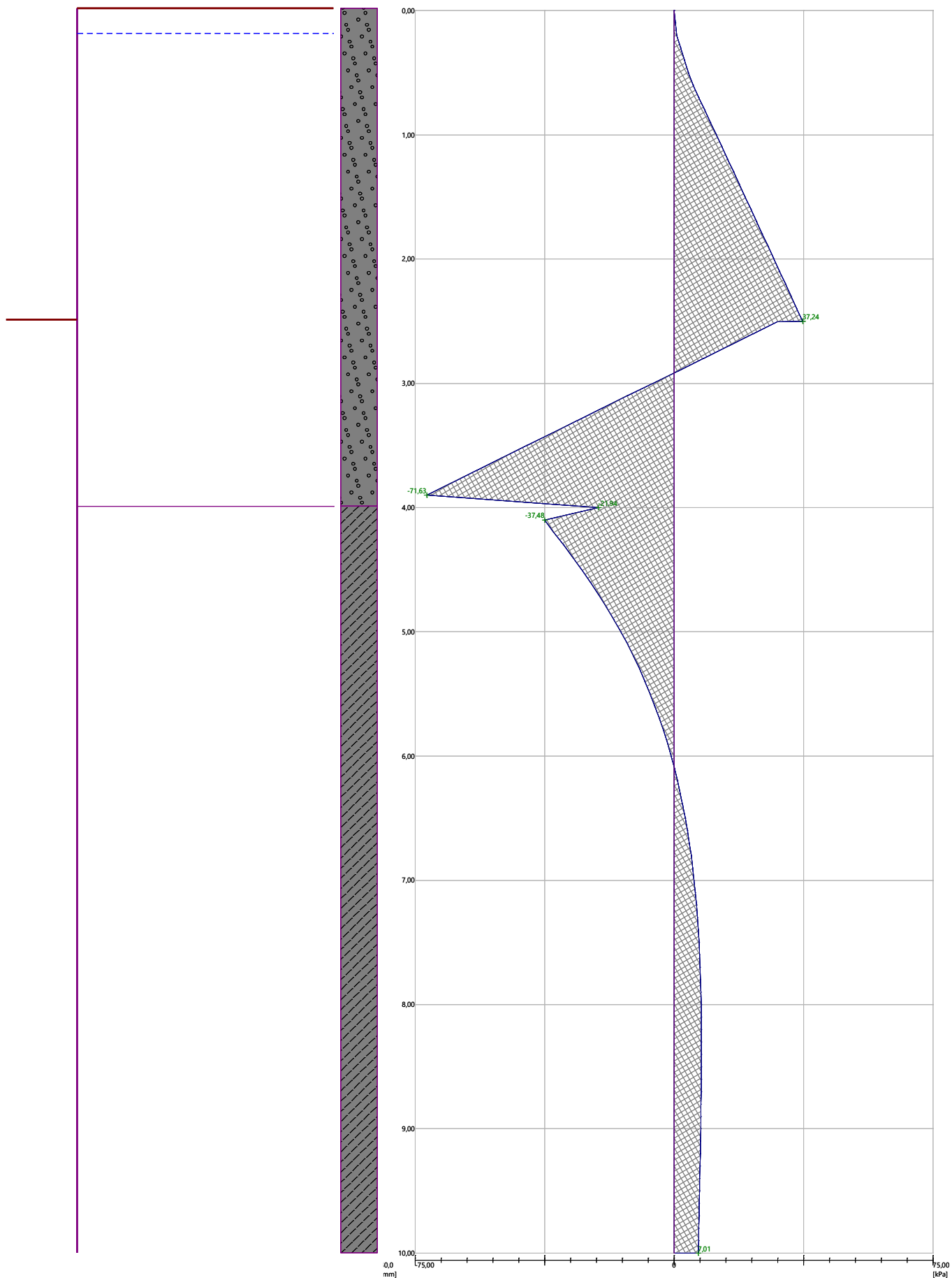
Geometrie konstrukce
Délka konstrukce = 10,00m

Deformace konstrukce
Max. def. = 25,4 mm



Geometrie konstrukce
Délka konstrukce = 10,00m

Tlak na konstrukci
Max. tlak = 71,63 kPa



Výpočet stability svahu

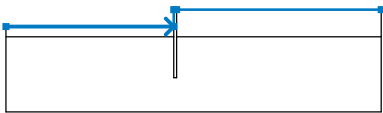
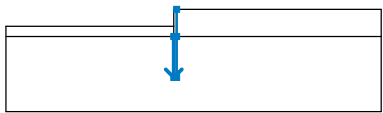
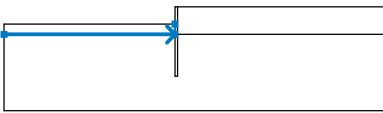
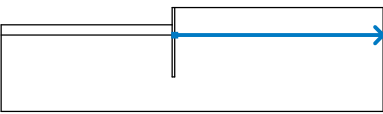
Stabilitní výpočty

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

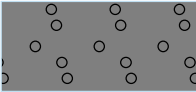
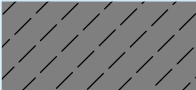
Součinitele redukce zatížení (F)			
Dočasná návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,35 [-]	

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

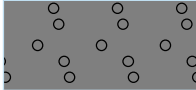
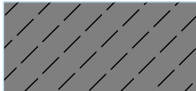
Rozhraní

Číslo	Umístění rozhraní	Souřadnice bodů rozhraní [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-25,00	-2,50	-0,39	-2,50	-0,39	0,00
		0,00	0,00	30,00	0,00		
2		-0,39	-4,00	-0,39	-10,00	0,00	-10,00
		0,00	-4,00	0,00	0,00		
3		-25,00	-4,00	-0,39	-4,00	-0,39	-2,50
4		0,00	-4,00	30,00	-4,00		

Parametry zemin - efektivní napjatost

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
1	Třída G2, středně ulehlá		35,50	2,00	20,00
2	Třída F5, konzistence tuhá		21,00	12,00	20,00

Parametry zemin - vztlak

Číslo	Název	Vzorek	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	Třída G2, středně ulehlá		20,00		
2	Třída F5, konzistence tuhá		20,00		

Parametry zemin

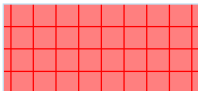
Třída G2, středně ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 35,50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 2,00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

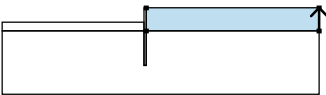
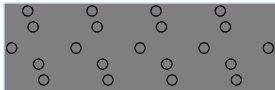
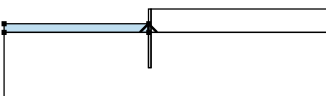
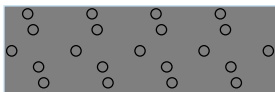
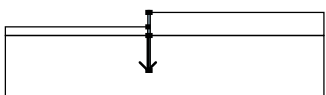
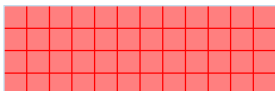
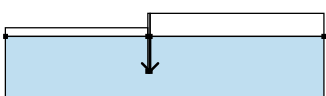
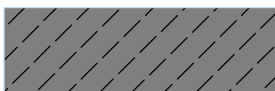
Třída F5, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 21,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 12,00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Tuhá tělesa

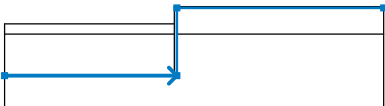
Číslo	Název	Vzorek	γ [kN/m ³]
1	Materiál konstrukce		23,00

Přiřazení a plochy

Číslo	Umístění plochy	Souřadnice bodů plochy [m]				Přiřazená zemina
		x	z	x	z	
1		30,00	-4,00	30,00	0,00	Třída G2, středně ulehlá
		0,00	0,00	0,00	-4,00	
						
2		-0,39	-4,00	-0,39	-2,50	Třída G2, středně ulehlá
		-25,00	-2,50	-25,00	-4,00	
						
3		-0,39	-4,00	-0,39	-10,00	Materiál konstrukce
		0,00	-10,00	0,00	-4,00	
		0,00	0,00	-0,39	0,00	
		-0,39	-2,50			
4		0,00	-4,00	0,00	-10,00	Třída F5, konzistence tuhá
		-0,39	-10,00	-0,39	-4,00	
		-25,00	-4,00	-25,00	-15,00	
		30,00	-15,00	30,00	-4,00	

Voda

Typ vody : HPV

Číslo	Umístění HPV	Souřadnice bodů HPV [m]			
		x	z	x	z
1		-25,00	-10,00	0,00	-10,00
		30,00	-0,20	0,00	-0,20

Tahová trhlina

Tahová trhlina není zadána.

Zemětřesení

Se zemětřesením se nepočítá.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

Výsledky (Fáze budování 1)

Výpočet 1

Kruhová smyková plocha

Parametry smykové plochy					
Střed :	x =	1,25 [m]	Úhly :	α ₁ =	-73,42 [°]
	z =	0,55 [m]		α ₂ =	87,05 [°]
Poloměr :	R =	10,69 [m]			
Výpočet bez optimalizace smykové plochy.					

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : $F_a = 653,80$ kN/m

Sumace pasivních sil : $F_p = 1361,25$ kN/m

Moment sesouvající : $M_a = 6989,07$ kNm/m

Moment vzdorující : $M_p = 13228,90$ kNm/m

Využití : 52,8 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Dimenzace čís. 1

Průběhy vnitřních sil po konstrukci

	Def. min [mm]	Def. max [mm]	Pos. síla min. [kN/m]	Pos. síla max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
0.00	-25.42	-25.42	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	-23.13	-23.13	-0.83	-0.83	0.12	0.12
1.00	-20.83	-20.83	-4.86	-4.86	1.37	1.37
1.50	-18.54	-18.54	-13.05	-13.05	5.67	5.67
2.00	-16.28	-16.28	-25.41	-25.41	15.11	15.11
2.50	-14.09	-14.09	-41.80	-41.80	31.61	31.61
2.50	-14.09	-14.09	-41.80	-41.80	31.61	31.61
2.50	-14.05	-14.05	-42.07	-42.07	31.95	31.95
2.50	-14.05	-14.05	-42.07	-42.07	31.95	31.95
3.00	-11.99	-11.99	-47.95	-47.95	55.01	55.01
3.50	-10.11	-10.11	-35.78	-35.78	76.70	76.70
4.00	-8.52	-8.52	-8.20	-8.20	87.73	87.73
4.50	-7.26	-7.26	7.59	7.59	87.81	87.81
5.00	-6.33	-6.33	18.00	18.00	81.18	81.18
5.50	-5.70	-5.70	23.49	23.49	70.63	70.63
6.00	-5.34	-5.34	25.35	25.35	58.29	58.29
6.50	-5.19	-5.19	24.67	24.67	45.70	45.70
7.00	-5.23	-5.23	22.34	22.34	33.89	33.89
7.50	-5.39	-5.39	19.04	19.04	23.51	23.51
8.00	-5.63	-5.63	15.24	15.24	14.93	14.93
8.50	-5.94	-5.94	11.29	11.29	8.29	8.29
9.00	-6.28	-6.28	7.37	7.37	3.63	3.63
9.50	-6.63	-6.63	3.60	3.60	0.89	0.89
10.00	-6.99	-6.99	-0.00	-0.00	0.00	0.00

Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -25,4 mm

Minimální deformace = -5,2 mm

Maximální ohybový moment = 88,77 kNm/m

Minimální ohybový moment = 0,00 kNm/m

Maximální posouvající síla = 48,21 kN/m

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

Dimenzační síly na 1 m stěny

$M_{max} = 88,77$ kNm/m; $Q = 1,61$ kN/m

$Q_{max} = 48,21$ kN/m; $M = 50,20$ kNm/m

Posouzení max. momentu $M_{max} + Q$:

Posouzení ohybu:
 $M_{max}/M_{c,Rd} = 0,229 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:
 $Q/V_{c,Rd} = 0,002 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:
 Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 52,05$ MPa
 Smykové napětí $\tau_{Ed} = 0,20$ MPa

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/Y_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/Y_{M0}))^2 = 0,047 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení max. posouvající síly $Q_{max} + M$:

Posouzení ohybu:
 $M/M_{c,Rd} = 0,129 \leq 1$ **Vyhovuje**

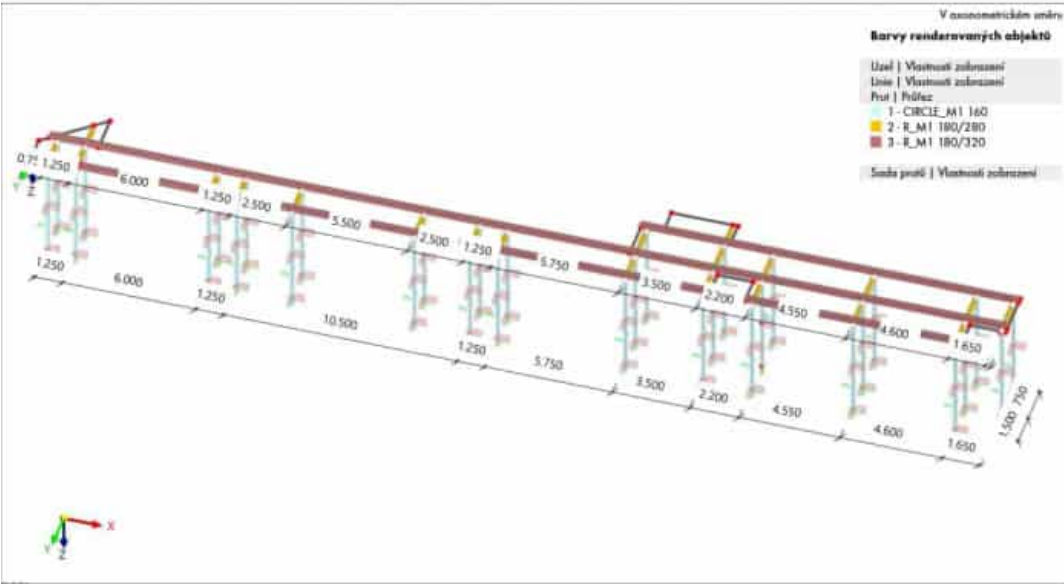
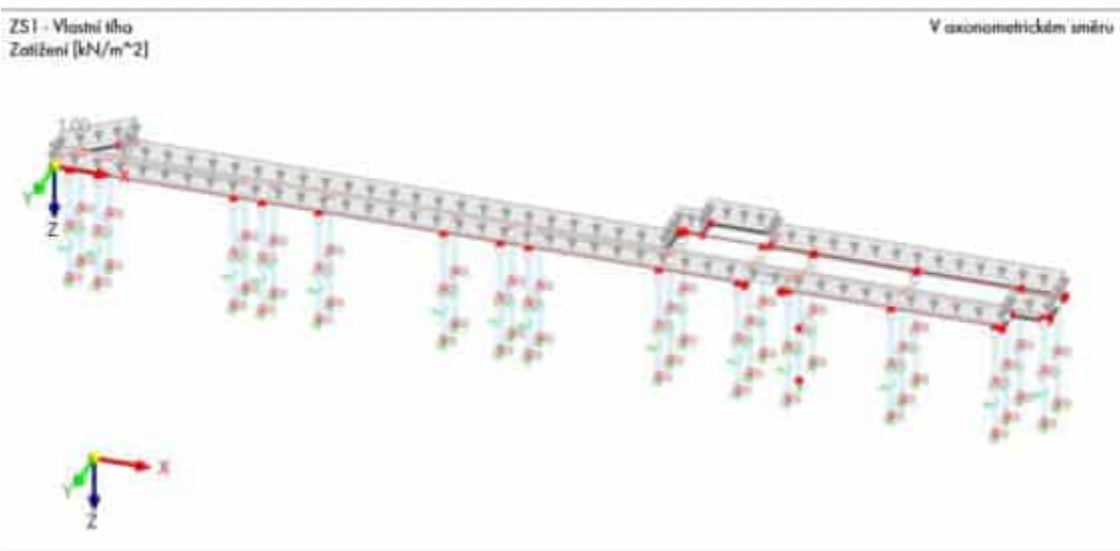
Posouzení smyku:
 $Q_{max}/V_{c,Rd} = 0,064 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:
 Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 29,44$ MPa
 Smykové napětí $\tau_{Ed} = 6,05$ MPa

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/Y_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/Y_{M0}))^2 = 0,017 \leq 1$ **Vyhovuje**

Průřez VYHOVUJE

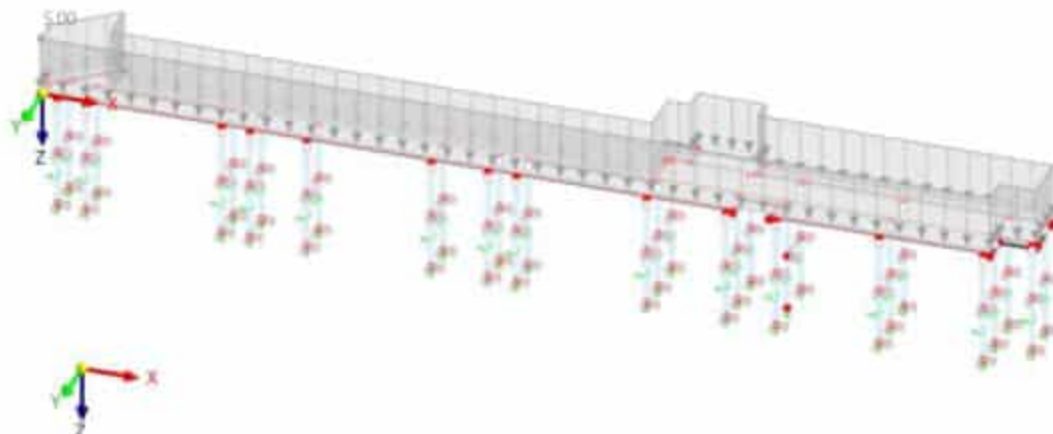
C.2. DEVĚNÉ MOLO

<p>Schéma</p>	<div> <div>1.1</div> <div>MODEL, V AXONOMETRICKÉM SMĚRU</div>  </div>
<p>Zatížení</p>	<div> <div>2.1.1</div> <div>ZS1: ZATÍŽENÍ, V AXONOMETRICKÉM SMĚRU</div>  </div>

2.2.1 ZS2: ZATÍŽENÍ, V AXONOMETRICKÉM SMĚRU

ZS2 - Užité zátížení
Zatížení [kN/m²]

V axonometrickém směru



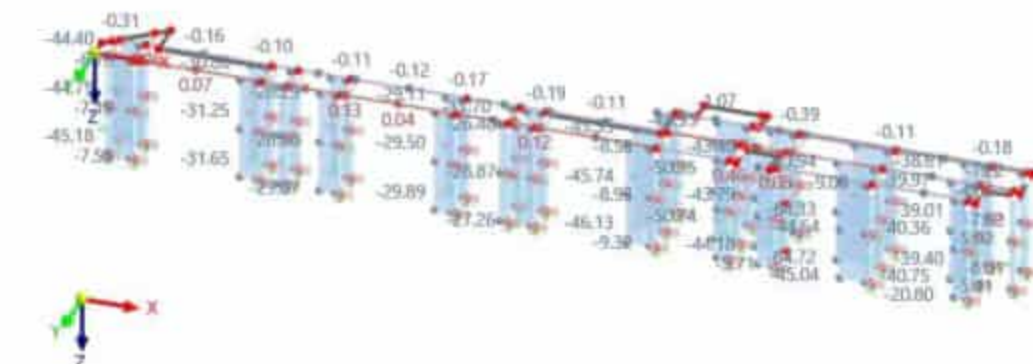
Vnitřní síly

4.1 NS1: HODNOTY OBÁLKY - MAX. A MIN. HODNOTY, VNITŘNÍ SÍLY N, V AXONOMETRICKÉM SMĚRU

Statická analýza

NS1 - MSÚ [STR/GEO] - trvalá a dočasná - rov. 6.10
Statická analýza
Síly N [kN]

V axonometrickém směru



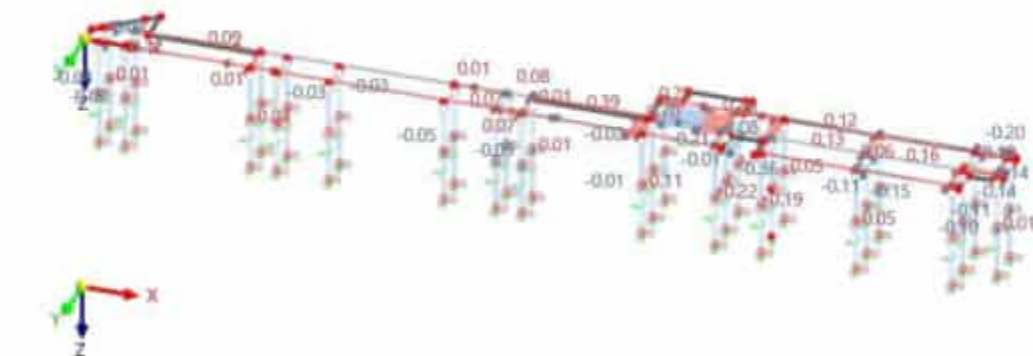
max N : 1.38 | min N : -64.72 kN

4.2 NS1: HODNOTY OBÁLKY - MAX. A MIN. HODNOTY, VNITŘNÍ SÍLY V_y, V AXONOMETRICKÉM SMĚRU

Statická analýza

NS1 - MSÚ [STR/GEO] - trvalá a dočasná - rov. 6.10
Statická analýza
Síly V_y [kN]

V axonometrickém směru



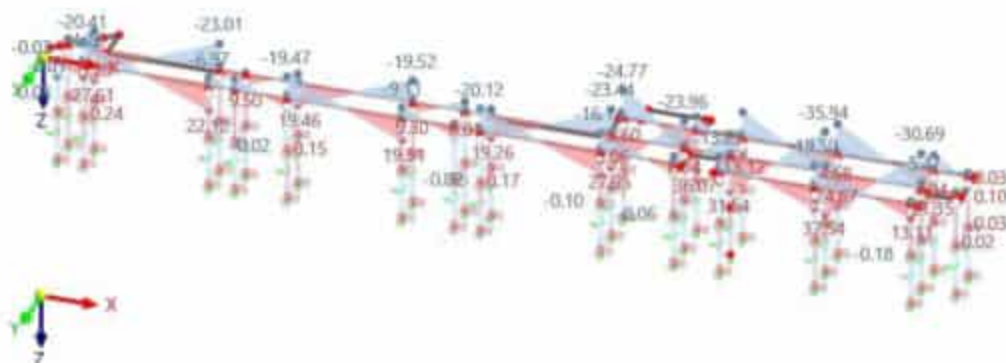
max V_y : 0.70 | min V_y : -1.08 kN

4.3 NS1: HODNOTY OBÁLKY - MAX. A MIN. HODNOTY, VNITŘNÍ SÍLY V_x , V AXONOMETRICKÉM SMĚRU

Statická analýza

NS1 - MSÚ [STR/GEO] - trvalá a dočasná - rovin. 6.10
Statická analýza
Síly V_x [kN]

V axonometrickém směru



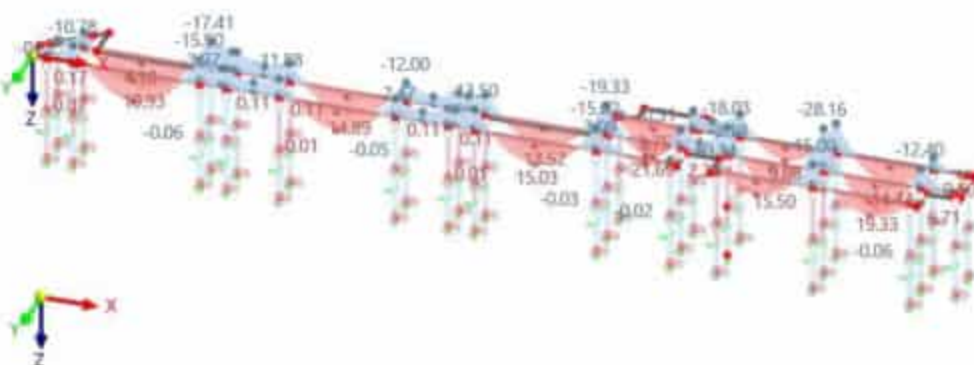
max V_x : 37.54 | min V_x : -35.94 kN

4.4 NS1: HODNOTY OBÁLKY - MAX. A MIN. HODNOTY, VNITŘNÍ SÍLY M_y , V AXONOMETRICKÉM SMĚRU

Statická analýza

NS1 - MSÚ [STR/GEO] - trvalá a dočasná - rovin. 6.10
Statická analýza
Momenty M_y [kNm]

V axonometrickém směru



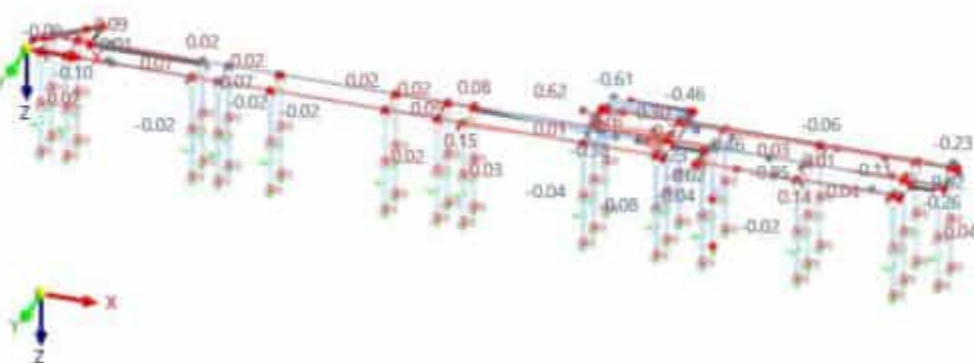
max M_y : 21.69 | min M_y : -28.16 kNm

4.5 NS1: HODNOTY OBÁLKY - MAX. A MIN. HODNOTY, VNITŘNÍ SÍLY M_z , V AXONOMETRICKÉM SMĚRU

Statická analýza

NS1 - MSÚ [STR/GEO] - trvalá a dočasná - rovin. 6.10
Statická analýza
Momenty M_z [kNm]

V axonometrickém směru



max M_z : 0.76 | min M_z : -1.23 kNm

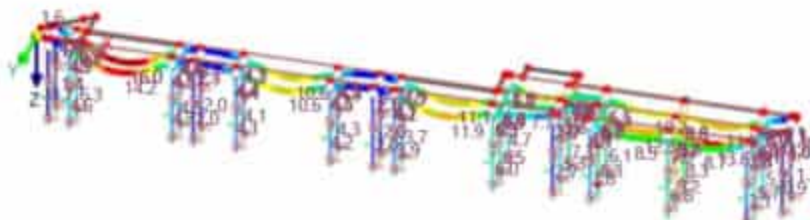
Deformace

4.8 MODEL, V AXONOMETRICKÉM SMĚRU

Statická analýza

NS2 - MSP - charakteristická
Statická analýza
Posuny [u] [mm]

V axonometrickém směru



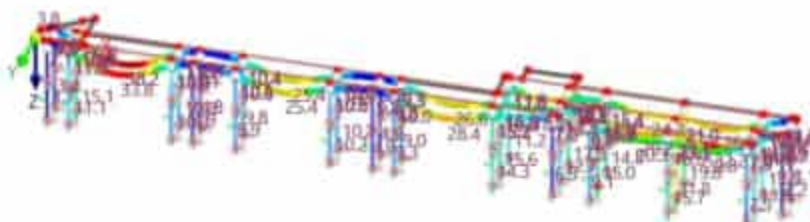
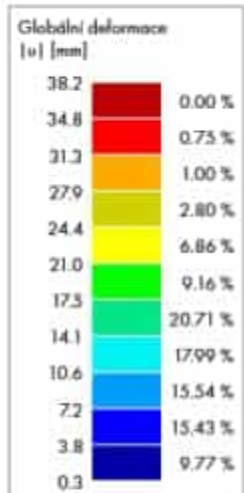
max [u] : 16.0 | min [u] : 0.1 mm

4.9 MODEL, V AXONOMETRICKÉM SMĚRU

Statická analýza

NS3 - MSP - kvazistálá
Statická analýza
Posuny [u] [mm]

V axonometrickém směru



max [u] : 38.2 | min [u] : 0.3 mm

Reakce do pilot

Posouzení

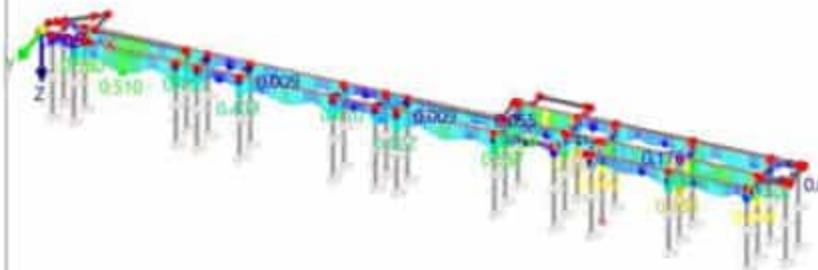
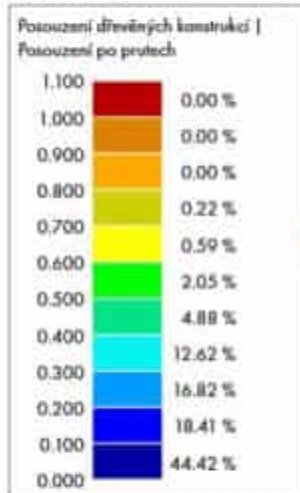
5.1.1

POSOUZENÍ DŘEVĚNÝCH KONSTRUKCÍ: MAX. Z VYBRANÝCH POSUDKŮ, V AXONOMETRICKÉM SMĚRU

Posouzení dřevěných kon...

Režim viditelnosti
Posouzení dřevěných konstrukcí
Pruty | Využití η

V axonometrickém směru



Pruty | Max. z vybraných posudků | max : 0.788 | min : 0.000
Pruty | max η : 0.788 | min η : 0.000

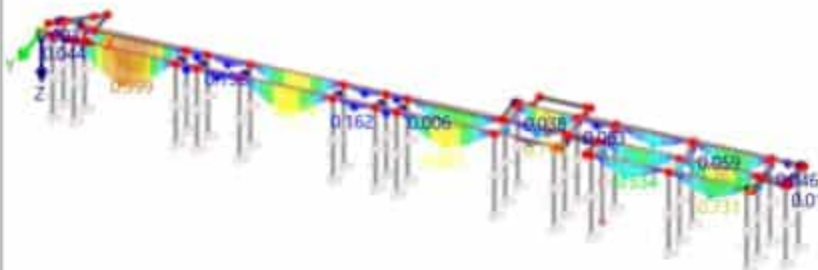
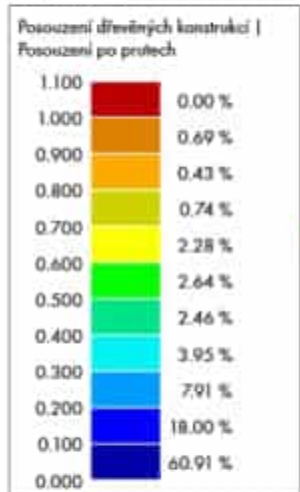
5.1.2

POSOUZENÍ DŘEVĚNÝCH KONSTRUKCÍ: MAX. Z VYBRANÝCH POSUDKŮ, V AXONOMETRICKÉM SMĚRU

Posouzení dřevěných kon...

Režim viditelnosti
Posouzení dřevěných konstrukcí
Pruty | Využití η

V axonometrickém směru



Pruty | Max. z vybraných posudků | max : 0.999 | min : 0.000
Pruty | max η : 0.999 | min η : 0.000

	TECHNICKÁ ZPRÁVA A STATICKÝ VÝPOČET	Projekt: NOVÉ DŘEVĚNÉ MOLO – TVOŘÍME ZNOJMO	Číslo zakázky: A2T231011	Datum: prosinec 2025	Strana: č. 20
--	--	---	-----------------------------	-------------------------	------------------

D. KONSTRUKCE – VŠEOBECNĚ:

Při provádění veškerých stavebních prací je třeba se řídit závaznými ustanoveními platných norem a podmínkami bezpečnosti práce obsažené v Zákoníku práce a vyhláškách Státního úřadu inspekce práce.

- č. 591/2006 Sb. Požadavky na bezpečnost a ochranu zdraví při práci na staveništích
- č. 309/2006 Sb. Zajištění dalších podmínek bezpečnosti a ochrany zdraví při práci
- č. 362/2005 Sb. Požadavky na bezpečnost a ochranu zdraví při nebezpečí pádu

Stavbu budou provádět osoby s příslušnou odborností a zkušeností. Vedení stavby bude prováděno v souladu se Stavebním zákonem č. 350/2012 (kterým se mění zákon č. 183/2006 Sb.).

Všichni zúčastnění pracovníci musí být s předpisy seznámeni před zahájením prací.

Předkládaná dokumentace je zhotovena v souladu s prováděcí vyhláškou č. 405/2017 Sb. (kterou se mění vyhláška č. 499/2006 Sb., o dokumentaci staveb, ve znění vyhlášky č. 62/2013 Sb., a vyhláška č. 169/2016 Sb.) o dokumentaci staveb.

E. SEZNAM POUŽITÝCH PODKLADŮ A NOREM

Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1990

Zásady navrhování konstrukcí

Zatížení stavebních konstrukcí

ČSN EN 1991-1-1

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

ČSN EN 1991-1-2

Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-2: Obecná zatížení - Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru

ČSN EN 1991-1-3

Eurokód 1: Zatížení konstrukcí-Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem

ČSN EN 1991-1-4

Eurokód 1: Zatížení konstrukcí-Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem

ČSN EN 1991-1-5

Eurokód 1: Zatížení konstrukcí-Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou

ČSN EN 1991-1-6

Eurokód 1: Zatížení konstrukcí-Část 1-6: Obecná zatížení - Zatížení během provádění

ČSN EN 1991-1-7

Eurokód 1:Zatížení konstrukcí-Část 1-7: Obecná zatížení-Mimořádná zatížení

ČSN EN 1998-1

Eurokód 8:Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení

Zakládání konstrukcí

ČSN EN 1997-1

Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla

ČSN EN 1997-2

Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Průzkum a zkoušení základové půdy

ČSN 73 0037

Zemní tlak na stavební konstrukce

ČSN 72 1006

Kontrola hutnění zemin a sypanin

Výrobky dodávané na stavbu budou opatřeny platným prohlášením o shodě v souladu s nařízením vlády č.163/2002 sbírky a nařízením Evropského parlamentu a rady (EU) č. 305/2011s platným prohlášením o shodě.

Ve Znojmě
Ing.Patrik ŠTANCL Ph.d.
Ing. Jakub Jaroš