




HLAVNÍ INŽENÝR		ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT		VYPRACOVAL		<div> F.A.GERSTNERA 2151/6 ČESKÉ BUDĚJOVICE 7 370 01 WWW.EKO EKO.CZ E-MAIL: EKO EKO@EKO EKO.CZ</div>		
ING. JAROMÍR KOŠTEL		ING. JAN CTIBOR		ING. JAN CTIBOR				
INVESTOR Vodárenská společnost Tábořsko s.r.o.							<div>ZAKÁZKA 1426-82</div> <div><div>FORMÁT A4</div><div>DATUM 03/2025</div><div>STUPEŇ DPS</div><div>MĚŘÍTKO -</div></div> <div><div>ČÍSLO 1</div><div>ČÁST D1.2</div></div>	
KRAJ Jihočeský kraj		OBEC Tábor						
AKCE <div>ČOV Tábor Klokoty - kogenerační jednotka - PD</div>								
PŘÍLOHA STATICKÝ VÝPOČET								

A. PRŮVODNÍ ZPRÁVA

Jímka na tuky – posouzení na vyplavání

Popis nosného systému

Novostavba podzemní jímky na dovezené tuky je situována v těsném sousedství stávajícího objektu zahušťování kalu, který má jedno podzemní a jedno nadzemní podlaží. Prefabrikovaná jímka kruhového půdorysu o vnitřním průměru 2,5 m, hloubky 2,5 m, s tloušťkou dna i stěn 0,15 m je umístěna pod úrovní terénu. Je zakryta prefabrikovanou deskou tl. 0,2 m. Jímka bude zajištěna proti účinkům vzlaku podzemní vody přitěžovací obetonávkou. V líci pláště prefabrikované jímky jsou zabudovány ocelové desky určené k prokotvení s výztuží obetonávky. Obetonávka bude umístěna v dolní čtvrtině výšky stěny.

Uvažovaná zatížení

Chování hladiny podzemní vody v podloží není přesně zmapováno, proto bude posuzována mimořádná návrhová situace, kdy při povodňovém stavu vystoupá hvp nad úroveň krycí desky jímky.

Jakost navržených materiálů

Obetonávka z betonu C25/30 XC2 XA1, betonářská výztuž B500 B.

Jímka na tuky - zajištění stavební jámy

Jímka na tuky bude budována v pažené stavební jámě hloubky 3,6 m, jejíž jednu stranu tvoří stávající železobetonová stěna podzemního podlaží sousedního objektu zahušťování kalu.

IG průzkum není k dispozici. Pro návrh pažení je uvažována na celou hloubku jámy písčité hlína. Tento předpoklad bude korigován v dalším projektovém stupni. Vzhledem k velkému množství podzemních sítí v okolí budoucí jímky nelze pro pažení jámy použít štětovicovou stěnu. Pažení bude provedeno z pažnic Union a rozpěrných ocelových rámců umístěných ve 3 výškových úrovních. Hladina podzemní vody bude snižována až pod úroveň dna stavební jámy.

Poznámka: snižování hladiny podzemní vody může vyvolat sednutí okolních stávajících objektů. Sednutí může být doprovázené vznikem trhlin a různých poruch ve stávajících konstrukcích. Proto se doporučuje provést pasportizaci okolních objektů a do rozpočtu zahrnout položku na následnou opravu poruch.

Pro návrh pažení je dále počítáno se zatížením povrchu terénu za rubem pažení stavebními mechanizmy v pruhu šířky 3 m. Hodnota tohoto zatížení je 15 kN/m².

Podklady:

1. Rozpracovaná projektová dokumentace DSP, EKO EKO, 12/2023

Použité normy:

ČSN EN 1990 - Zásady navrhování konstrukcí

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

ČSN EN 1991-1-6 Zatížení konstrukcí - Obecná zatížení - Zatížení během provádění

ČSN EN 1991-4 Zatížení konstrukcí – Zatížení zásobníků a nádrží

ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí

ČSN EN 1992-3 Navrhování bet. konstrukcí -Nádrže na kapaliny a zásobníky

ČSN 73 1201 Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb

ČSN 73 1208 Navrhování betonových konstrukcí vdh objektů

ČSN EN 206 Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda

ČSN P 73 2404 Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda – Doplnující informace

ČSN EN 1997-1 Navrhování geotechnických konstrukcí

ČSN 73 1001 Základová půda pod plošnými základy

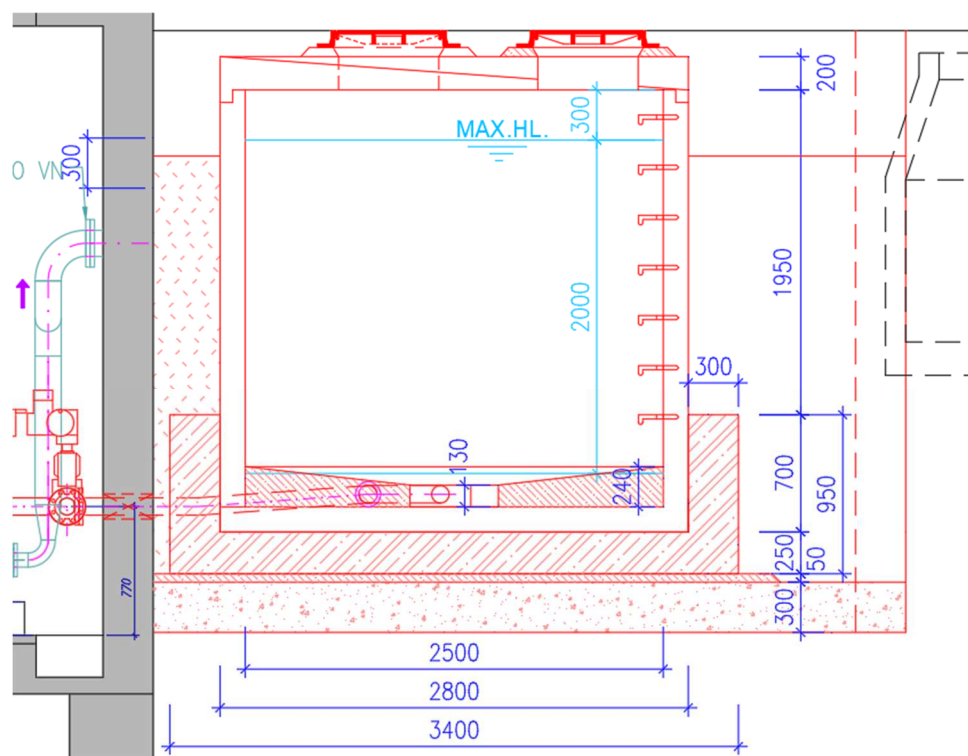
Použitý SW:

FINE Fin 2D, GEO 5, FIN EC 2023

B. STATICKÝ VÝPOČET

JÍMKA NA TUKY

Posouzení na vyplavání



Přesné údaje o hladině podzemní vody nejsou k dispozici. Předpokládá se, že při povodňovém stavu může být celá jímka pod hladinou vody => posouzení bude provedeno pro mimořádnou návrhovou situaci.

Vytlačený objem včetně obetonávky

$$V = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 2,8^2 \cdot 2,15 + \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 3,4^2 \cdot 0,95 = 21,9 \text{ m}^3$$

Vztlaková síla: $F_{vzt,k} = 21,9 \cdot 10 = 219 \text{ kN}$

Stabilizační síly:

pref. šachta vč. desky	$G1_k = (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 2,8^2 \cdot 2,85 - \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 2,5^2 \cdot 2,5) \cdot 25 = 131,9 \text{ kN}$
obetonávka	$G2_k = (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 3,4^2 \cdot 0,95 - \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 2,8^2 \cdot 0,7) \cdot 25 = 107,9 \text{ kN}$
výplňový beton	$G3_k = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 2,5^2 \cdot 0,18 \cdot 24 = 21,2 \text{ kN}$
celkem	$\Sigma G_k = 261,0 \text{ kN}$

Posouzení: $F_{vzt,k} = 219 \text{ kN} < \Sigma G_k = 261,0 \text{ kN}$ vyhovuje

Pažení stavební jámy

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

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

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 4,00 m

Název průřezu : Pažnice : Union

Plocha průřezu $A = 4,50E-03 \text{ m}^2/\text{m}$
 Moment setrvačnosti $I = 7,34E-07 \text{ m}^4/\text{m}$
 Průřezový modul $W = 3,092E-05 \text{ m}^3/\text{m}$

Ocel konstrukční: EN 10210-1 : S 235

Modul reakce podloží vypočten z přetvárných charakteristik zemin.

Základní parametry zemin


Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída F3, konzistence tuhá		26,50	12,00	18,00	8,00	17,0

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

Parametry zemin pro výpočet modulu reakce podloží (iterovat)

Číslo	Název	Vzorek	ν [-]	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]	m [-]
1	Třída F3, konzistence tuhá		0,35	-	6,50	0,10

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	0,00 .. ∞	Třída F3, konzistence tuhá	

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1	Vel.2	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka a z [m]
	nové	změna		[kN/m ²]	[kN/m ²]			
1	Ano		proměnné	15,00		0,50	3,00	na terénu

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

Fáze budování 1

Hloubení

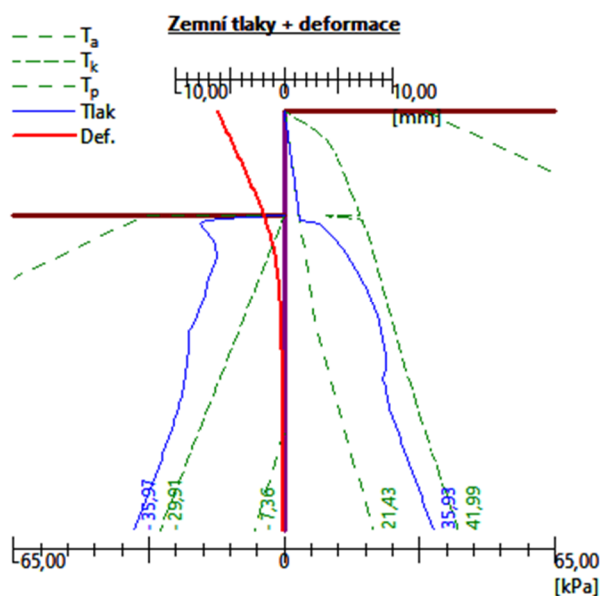
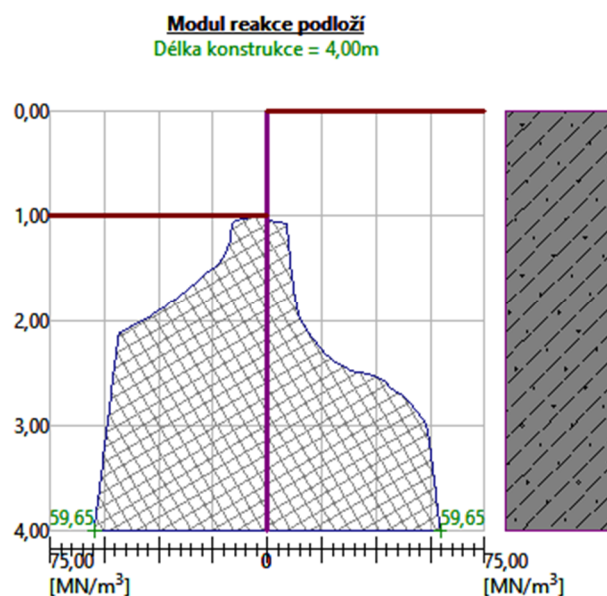
Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,00 m.

Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

Maximální posouvající síla = 1,79 kN/m

Maximální moment = 0,74 kNm/m

Maximální deformace = 6,2 mm



Fáze budování 2

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,40 m.

Zadané podpory

Číslo	Nová podpora	Hloubka z [m]	Vzdálenost b [m]
1	Ano	0,80	1,00

Číslo	Typ posunutí	Tuhost [kN/m]	Vynuc. def. [mm]	Typ pootočení	Tuhost [kNm/rad]	Vynuc. def. [rad]
1	Pevné		-2,62	Volné		

Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

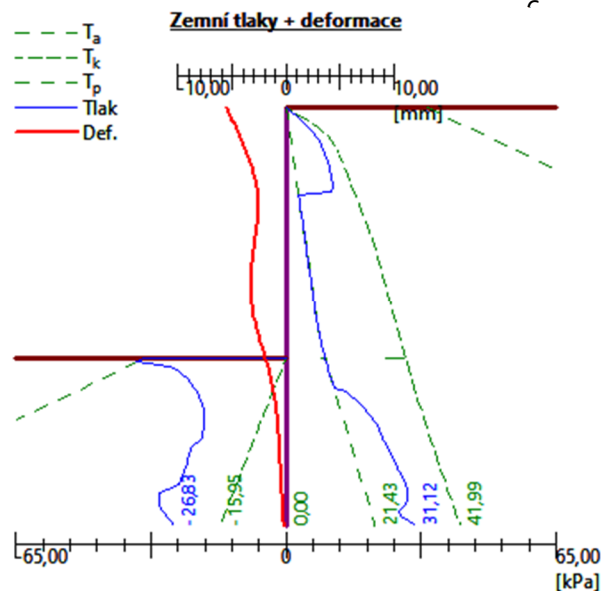
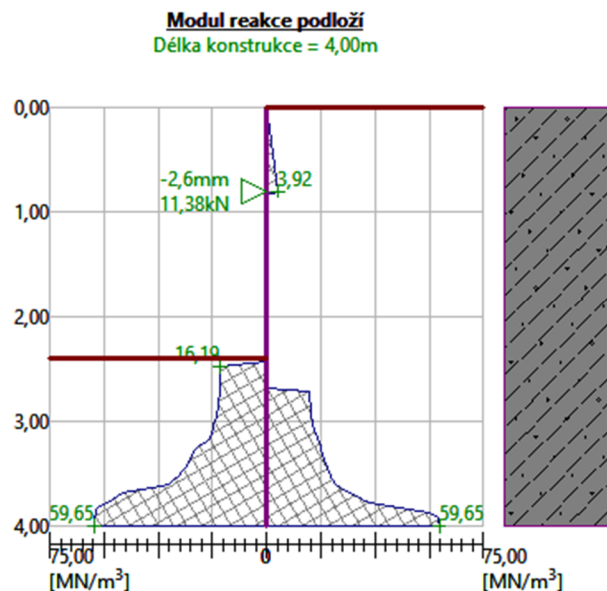
Maximální posouvající síla = 6,29 kN/m

Maximální moment = 1,94 kNm/m

Maximální deformace = 5,4 mm

Reakce v podporách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Reakce [kN]	Moment [kNm]
1	0,80	-2,6	11,38	0,00



Fáze budování 3

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 3,40 m.

Zadané podpory

Číslo	Nová podpora	Hloubka z [m]	Vzdálenost b [m]
1	Ne	0,80	1,00
2	Ano	2,20	1,00

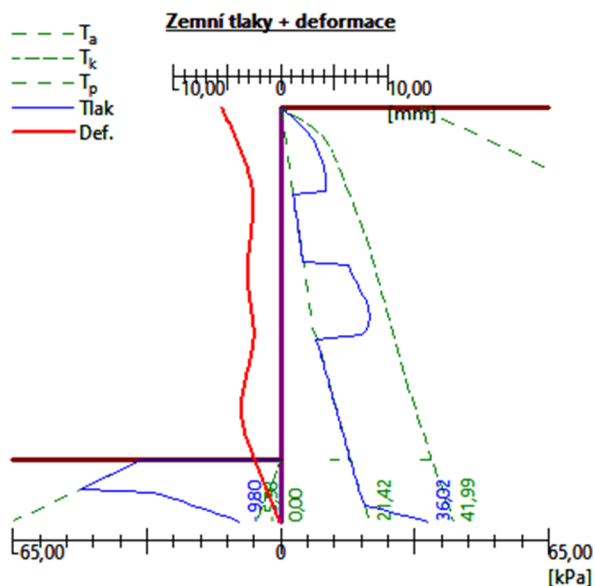
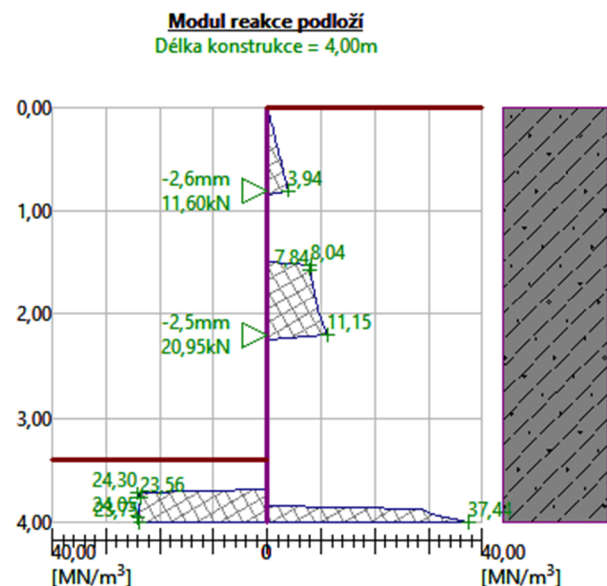
Číslo	Typ posunutí	Tuhost [kN/m]	Vynuc. def. [mm]	Typ pootočení	Tuhost [kNm/rad]	Vynuc. def. [rad]
1	Pevné		-2,62	Volné		
2	Pevné		-2,49	Volné		

Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

Maximální posouvající síla = 11,72 kN/m
 Maximální moment = 2,32 kNm/m
 Maximální deformace = 5,4 mm

Reakce v podporách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Reakce [kN]	Moment [kNm]
1	0,80	-2,6	11,60	0,00
2	2,20	-2,5	20,95	0,00



Fáze budování 4

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 3,60 m.

Zadané podpory

Číslo	Nová podpora	Hloubka z [m]	Vzdálenost b [m]
1	Ne	0,80	1,00
2	Ne	2,20	1,00
3	Ano	3,20	1,00

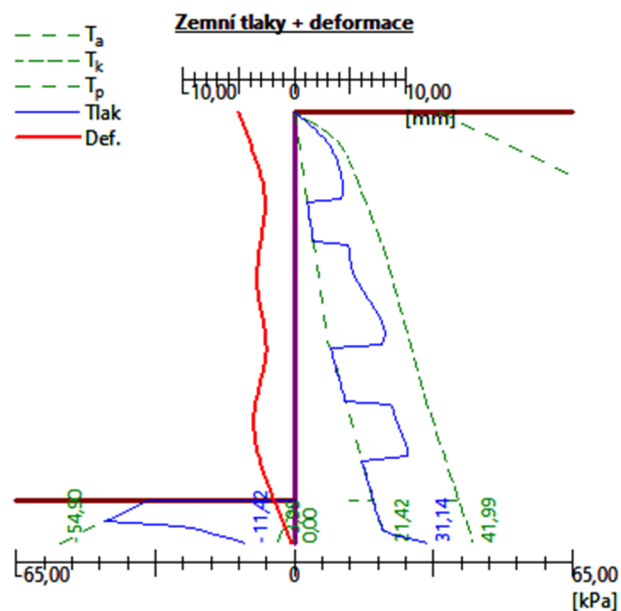
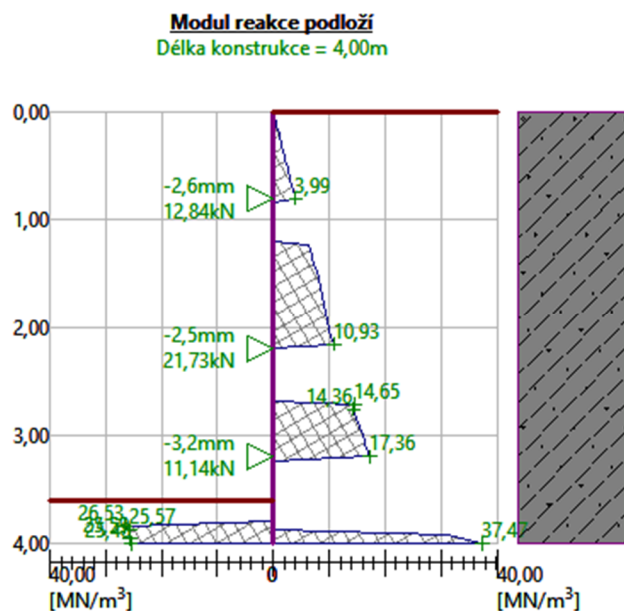
Číslo	Typ posunutí	Tuhost [kN/m]	Vynuc. def. [mm]	Typ pootočení	Tuhost [kNm/rad]	Vynuc. def. [rad]
1	Pevné		-2,62	Volné		
2	Pevné		-2,49	Volné		
3	Pevné		-3,17	Volné		

Výsledky výpočtu (Fáze budování 4)

Maximální posouvající síla = 11,94 kN/m
 Maximální moment = 2,56 kNm/m
 Maximální deformace = 5,0 mm

Reakce v podporách

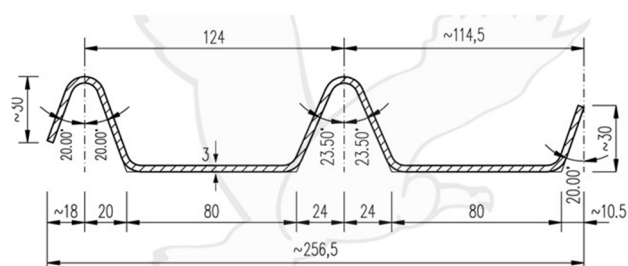
Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Reakce [kN]	Moment [kNm]
1	0,80	-2,6	12,84	0,00
2	2,20	-2,5	21,73	0,00
3	3,20	-3,2	11,14	0,00



Dimenzace čís. 1

Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -6,2 mm
 Minimální deformace = -0,1 mm
 Maximální ohybový moment = 2,56 kNm/m
 Minimální ohybový moment = -1,62 kNm/m
 Maximální posouvající síla = 11,94 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

$$M_{\max} = 2,56 \text{ kNm/m}; \quad Q = 11,94 \text{ kN/m}$$

$$Q_{\max} = 11,94 \text{ kN/m}; \quad M = 2,56 \text{ kNm/m}$$

Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q$:

Posouzení ohybu:

$$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,426 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení smyku:

$$Q/V_{c,Rd} = 0,291 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení rovinné napjatosti:

$$\text{Normálové napětí} \quad \sigma_{x,Ed} = 89,61 \text{ MPa}$$

$$\text{Smykové napětí} \quad \tau_{Ed} = 15,26 \text{ MPa}$$

$$\text{Posudek: } (\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,158 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

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

Posouzení ohybu:

$$M/M_{c,Rd} = 0,426 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení smyku:

$$Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0,291 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení rovinné napjatosti:

$$\text{Normálové napětí} \quad \sigma_{x,Ed} = 89,61 \text{ MPa}$$

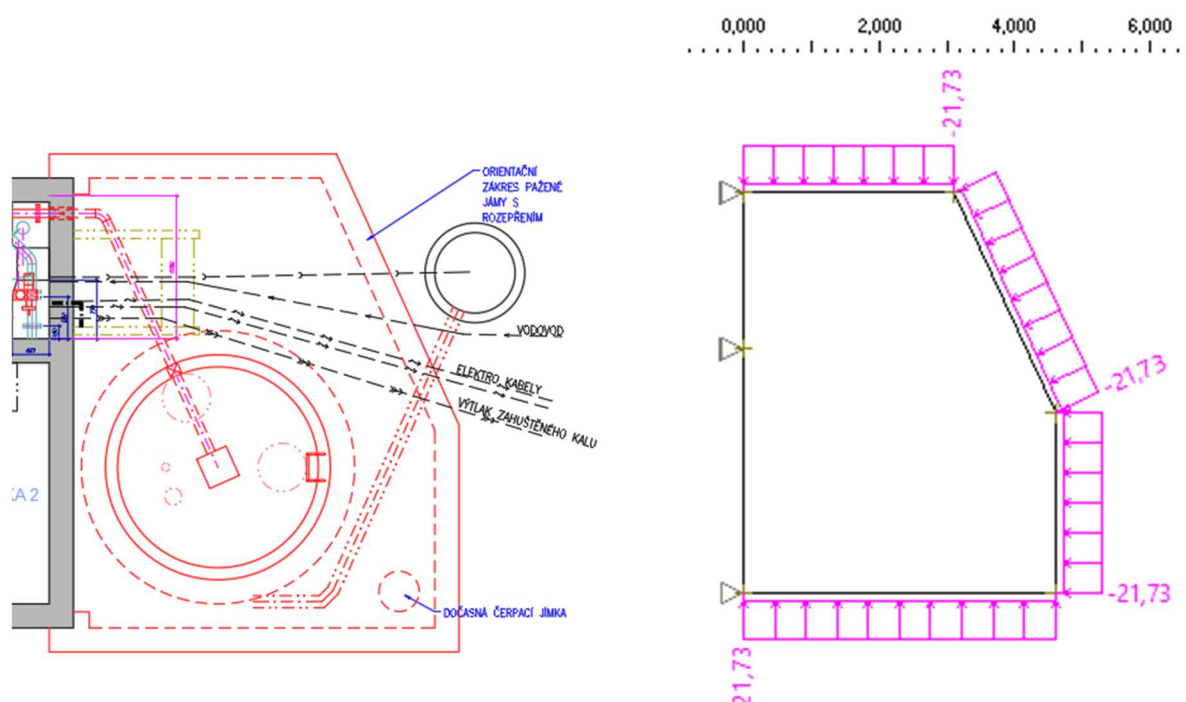
$$\text{Smykové napětí} \quad \tau_{Ed} = 15,26 \text{ MPa}$$

$$\text{Posudek: } (\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,158 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Průřez VYHOVUJE

Rozpěrné rámy

Nejvíce zatížený je rám č. 2 ve fázi budování 4 (reakce od zemního tlaku 21,73 kN/m')



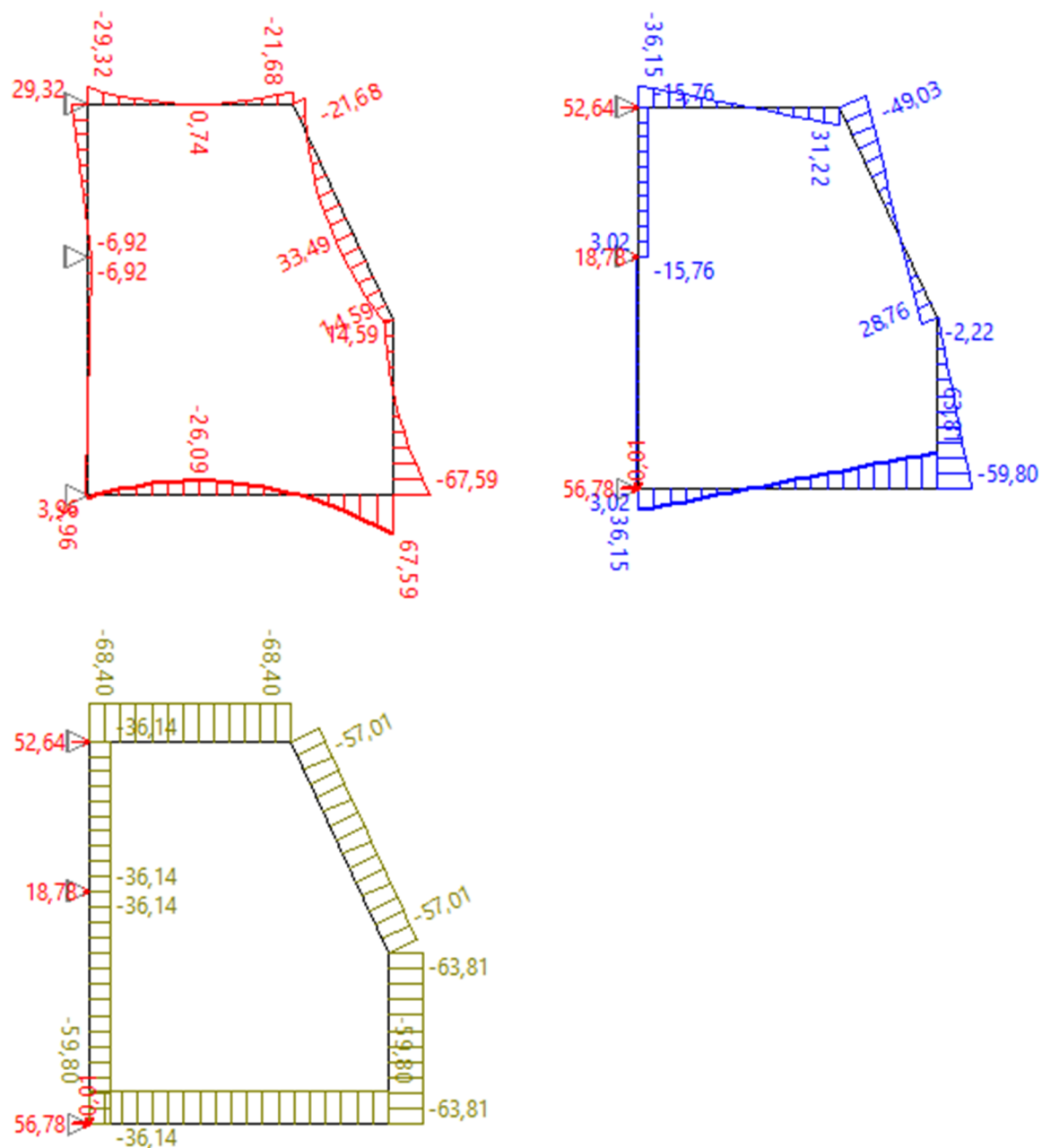
Dočasná návrhová situace:

G1: vl. tíha

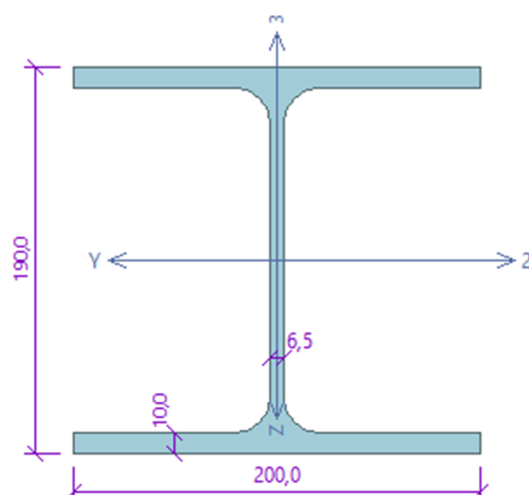
G2: zemní tlak (reakce pažnic na rám č. 2) $g_{2k} = 21,73 \text{ kN/m'}$

$$K1 = (G1 + G2) 1,35$$

Vnitřní síly při K1:



Rám č. 2



Průřez HE 200 A

Materiál: EN 10210-1 : S 235

Materiálové charakteristiky:

Mez kluzu f_y : 235,0 MPaMez pevnosti f_u : 360,0 MPaModul pružnosti E : 210000 MPaModul pružnosti ve smyku G : 81000 MPa

Název	II. řád	N [kN]	M ₂ [kNm]	M ₃ [kNm]	V ₃ [kN]
Zat. případ 1		-63,810	-67,590		63,810

Vnitřní síly v souřadném systému průřezu

Zatěžovací případ s největším využitím

Zat. případ 1

N = -63,810 kN

V_z = 63,810 kNV_y = 0,000 kNT_t = 0,000 kNmT_ω = 0,000 kNmM_y = -67,590 kNmM_z = 0,000 kNmB = 0,000 kNm²

Parametry vzpěru

Délka dílce: 4,600 m

L_z = 4,600 mk_z = 0,5L_{cr,z} = 2,300 mL_y = 4,600 mk_y = 0,5L_{cr,y} = 2,300 m

Parametry klopení

Součinitele uložení konců: k_y = - k_z = 0,5 k_w = 0,5l_{z1} = 4,600 mM_y: Tvar č.6z_p = 1,0l_{y1} = NežadánoM_z: Tvar není

Výsledky posouzení - Rozhodující zatěžovací případ: Zat. případ 1; Třída průřezu: 1

Posudek smyku od posouvající síly V_z:63,810 kN < 245,305 kN **Vyhovuje**Vnitřní síly: N = -63,810 kN; M_y = -67,590 kNm; M_z = 0,000 kNm

Posudek nejnepříznivější kombinace vzpěrného tlaku a ohybu:

Vzpěr Y: Únosnosti: N_R = -1221,581 kN; M_{y,R} = -100,932 kNm| 0,052 + 0,67 + 0,0 | = | 0,722 | < 1 **Vyhovuje**Vzpěr Z: Únosnosti: N_R = -1072,315 kN; M_{y,R} = -100,932 kNm| 0,06 + 0,67 + 0,0 | = | 0,729 | < 1 **Vyhovuje**

Štíhlost dílce: 46,2

Průřez vyhovuje