

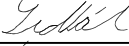


OBJEDNATEL:

KRAJSKÁ SPRÁVA A ÚDRŽBA SILNIC VYSOČINY, příspěvková organizace
Kosovská 1122/16
586 01 Jihlava

D

DSP+PDPS

SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM: S-JTSK, VÝŠKOVÝ SYSTÉM: Bpv

ZODP. PROJEKTANT	ING. MILAN SEDLÁK		ING. MILAN SEDLÁK email: milansedlakk@seznam.cz tel: 777 989 895	
VYPRACOVAL	ING. MILAN SEDLÁK			
KONTROLOVAL	ING. MILAN SEDLÁK			
KRAJ: VYSOČINA	OBEC: OKROUHLICE		DATUM	12/2019
NÁZEV AKCE III/34713 OKROUHLICE, MOST EV.Č. 34713-1 OBJEKT SO 201 MOST EV.Č. III/34713-1			FORMÁT	-
			MĚŘITKO	-
			ČÍS. ZAKÁZKY	19001
			ÚČEL	DSP+PDPS
NÁZEV PŘÍLOHY STATICKÝ VÝPOČET			ČÍS. SOUPRAVY	ČÍS. PŘÍLOHY D1.2.13

SO 201 – MOST EV.Č. 34713-1

D1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET

D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET

Obsah:

1. Identifikační údaje mostu	3
<i>a) stavba a objekt číslo</i>	<i>3</i>
<i>b) název mostu</i>	<i>3</i>
<i>c) evidenční číslo mostu</i>	<i>3</i>
<i>d) katastrální území, obec, kraj</i>	<i>3</i>
<i>e) pozemní komunikace - návrhová kategorie nebo typ příčného uspořádání místní komunikace, evidenční číslo,</i>	<i>3</i>
<i>f) bod křížení,</i>	<i>3</i>
<i>g) staničení začátku úpravy, všechny podpěry, křížení a konec úpravy,</i>	<i>3</i>
<i>h) staničení přemostované překážky - plavební km, drážní km, km pozemní komunikace apod.,</i>	<i>3</i>
<i>i) úhel křížení - všech překážek,</i>	<i>3</i>
<i>j) volná výška - podjezdu, podchodu, plavební výška</i>	<i>3</i>
2. Základní údaje o mostě	4
<i>a) charakteristika mostu</i>	<i>4</i>
<i>b) základní parametry mostu</i>	<i>4</i>
3. Technické řešení mostu	4
4. Použité materiály	4
5. Přehled provedených výpočtů a konstatování rozhodujících dimenzí a průřezů	5
6. Přehledné výkresy	6
7. Zatížení, kombinace	9
8. Posouzení nosné konstrukce	12
9. Posouzení křídel	16
10. Návrh založení	18
11. Návrh opěrné zdi	22
12. Návrh provizorního pažení	29

D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET

1. Identifikační údaje mostu**a) stavba a objekt číslo**

III/34713 Okrouhlice, most ev.č. 34713-1, SO 201 – Most ev.č. 34713-1

b) název mostu

Okrouhlický most

c) evidenční číslo mostu

ev.č. 34713-1

d) katastrální území, obec, kraj

KÚ Olešnice u Okrouhlice, KÚ Okrouhlice, obec Okrouhlice, kraj Vysočina

e) pozemní komunikace - návrhová kategorie nebo typ příčného uspořádání místní komunikace, evidenční číslo.

Komunikace: S6,5/60, směrově nerozdělení, šířka jízdního pruhu 2x2,75 m

f) bod křížení,

Y=673714.375 m, X=1103122.804 m

g) staničení začátku úpravy, všechny podpěry, křížení a konec úpravy.Místní staničení: opěra 1 – km 0,047 70
opěra 2 – km 0,052 30**h) staničení přemostované překážky - plavební km, drážní km, km pozemní komunikace apod.,**

Lučický potok, staničení neznámo

i) úhel křížení - všech překážek,

úhel křížení 95,3783g

j) volná výška - podjezdu, podchodu, plavební výška.

Volná výška pod mostem: 3,74 m

D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET

2. Základní údaje o mostě**a) charakteristika mostu**

Monolitický železobetonový, na pozemní komunikaci, přes potok, rámový s náběhy, s jedním mostním otvorem, s neomezenou volnou výškou, jednopodlažní, nepohyblivý, trvalý, v přímé as konstantním podélným sklonem, šikmý, směrově nerozdělený, s normovanou zatížitelností, masivní, otevřeně uspořádaný, s neomezenou volnou výškou.

b) základní parametry mostu

Délka přemostění:	3,99 m v kolmé, 4,00 v šikmé
Délka mostu:	12,75 m
Délka nosné konstrukce:	5,18 m v kolmé, 5,20 m v šikmé
Rozpětí:	4,58 m v kolmé, 4,60 v šikmé
Šikmost mostu:	pravá, 95,3783 g
Volná šířka mostu:	6,50 m
Šířka mostu:	8,10 m
Výška mostu nad terénem:	4,18 m (nad dnem překážky)
Stavební výška:	0,44 m
Plocha nosné konstrukce mostu:	39,68 m ²
Zatížení mostu:	podle ČSN EN 1990, ČSN EN 1991 a ČSN EN 1998

3. Technické řešení mostu

Nový most je navržen jako železobetonová rámová konstrukce. Jeho čelo na výtoku (na straně železničního mostu) je umístěno v původní poloze stávajícího mostu, aby nedošlo k zásahu do stávajících kamenných křídel železničního mostu. Most je tedy rozšířen směrem proti toku Lučického potoka. Nosná konstrukce je tvořena železobetonovým monolitickým rámem. Mostovka má ve střední třetině výšku 0,30 m, krajní třetiny jsou tvořeny náběhy s výškou ve vetknutí 0,50 m. Šířka nosné konstrukce je 8,10 m. Most je jednopolový, jeho rozpětí je 4,60 m v šikmém směru. Založení mostu je hlubinné na mikropilotách. Na římsách bude osazeno ocelové zábradelní svodidlo úrovně zadržení H2 s vodorovnou výplní.

4. Použité materiály

Spodní stavba	C30/37 XC4+XD1+XF3
Nosná konstrukce	C30/37 XC4+XD1+XF3
Mikropiloty	S235
Kořen mikropilot	C25/30 XA1

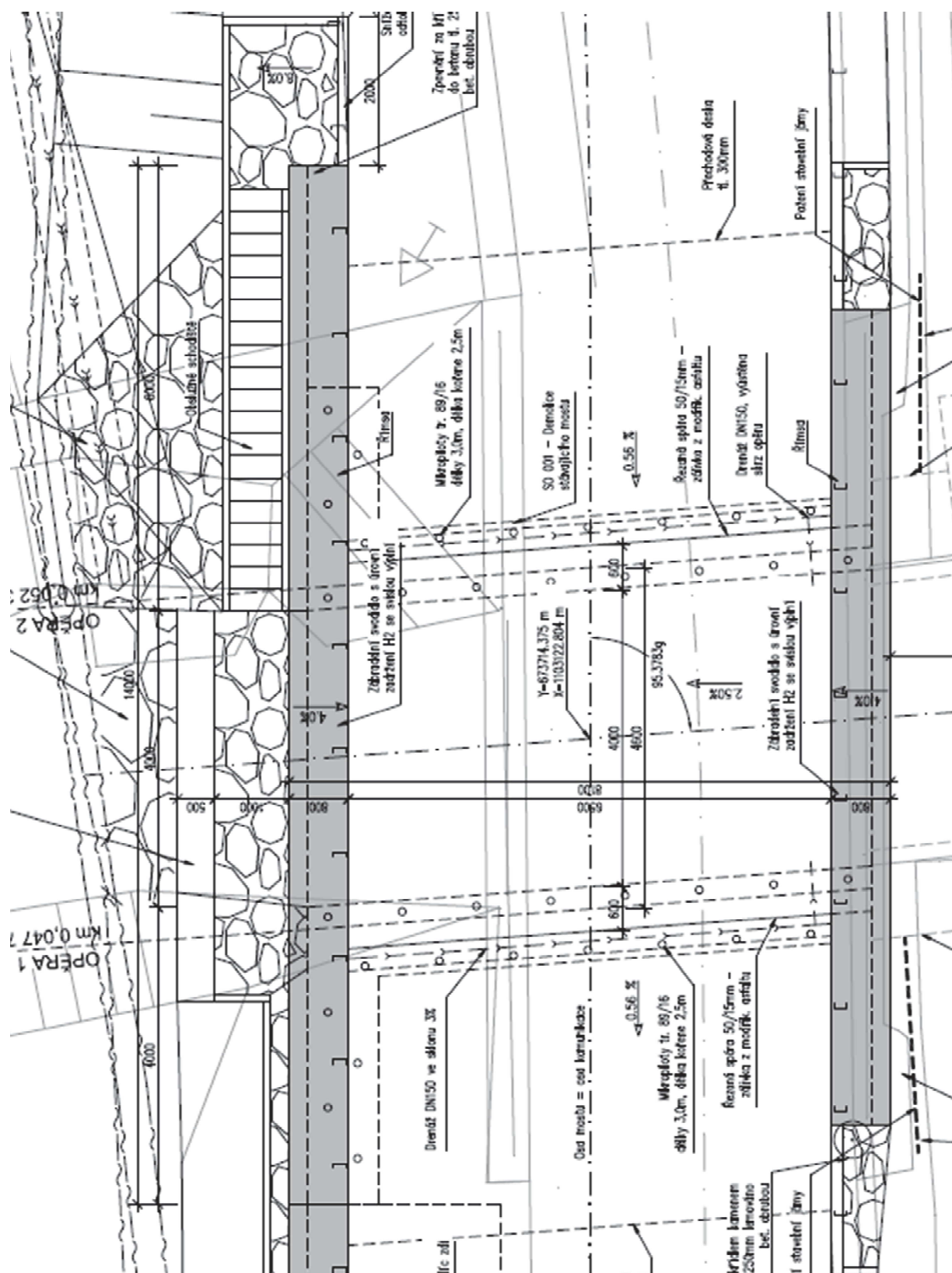
5. Přehled provedených výpočtů a konstatování rozhodujících dimenzí a průřezů

Bylo provedeno základní statické posouzení nosné konstrukce a spodní stavby v rozhodujících průřezech, návrh založení mostu a posouzení bezpečnosti konstrukce proti ztrátě stability. Konstrukce vyhovuje.

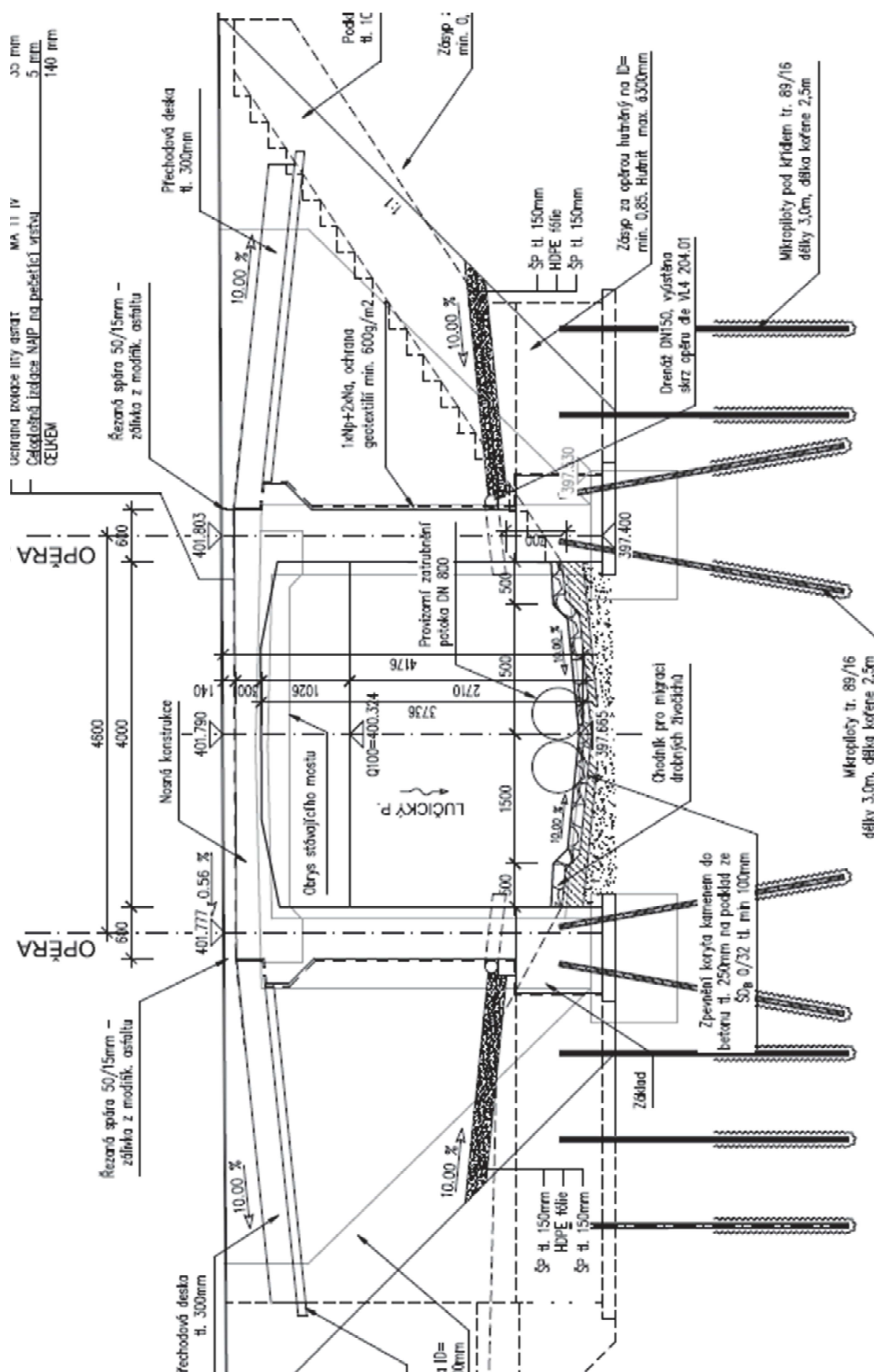
V Brně, srpen 2019

Vypracoval: Ing. Milan Sedlák

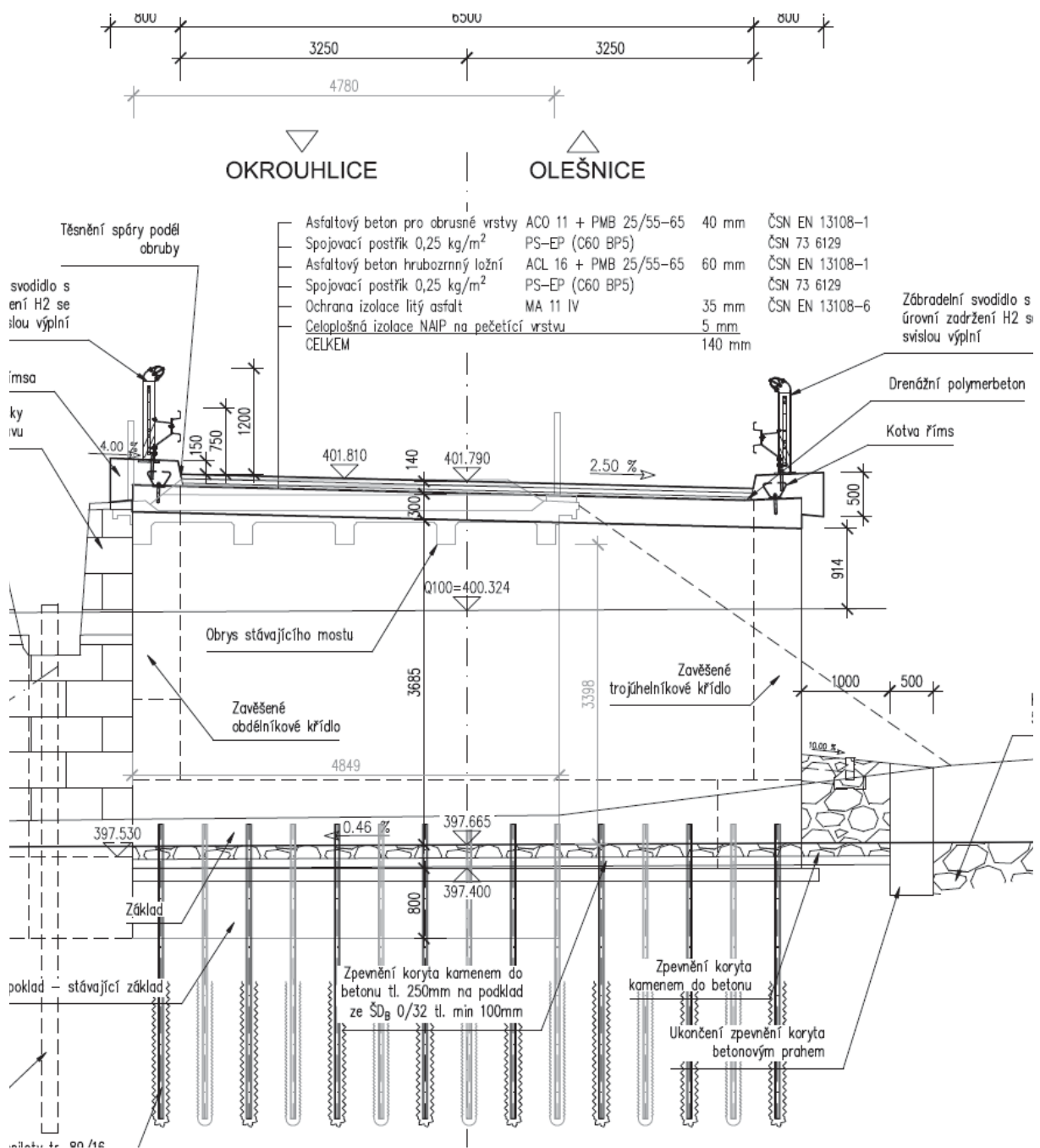
6. Přehledné výkresy



D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET



D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET



D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET

7. Zatížení, kombinace

A) STÁLÁ ZATÍŽENÍ

1) Vlastní tíha mostu

$$g = 25 \quad [\text{kN/m}^3]$$

2) Ostatní stálé zatížení

Vrstva	výška [m]	šířka [m]	g [kN/m ³]	g ₁ [kN/m]	
vozovka	0,14	1,00	22	3,01	kN/m
celkem			g₁ =	3,01	kN/m

3) Vodorovné - boční tlak zemina

úhel vnitřního tření zeminy:

$$\varphi_{ef} = 32,00^\circ$$

návrhová hodnota:

$$\varphi_{ed} = \arctg(\tg \varphi_{ef} / \gamma_\varphi) = 26,56^\circ$$

koeficient zemního tlaku v klidu:

$$K_r = 1 - \sin \varphi_{ef} = 0,470$$

návrhová hodnota:

$$K_{rd} = 1 - \sin \varphi_{ed} = 0,553$$

Zemní tlak v	h (hloubka) [m]	šířka [m]	g [kN/m ³]	q _h [kN/m]	
q_z =	4,30	1,00	20	47,55	kN/m

4) Vodorovné - boční tlak hutnění

$$q_h = 10,0 \quad \text{kN/m}$$

5) Poklesy podpor

všechny podpory 5 mm

B) PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ

6) Svislé zatížení dopravou - skupina pozemních komunikací 1

Model zatížení 1 (LM1)

Zatížení LM1 je na mostě uvažováno s roznosem na 1 bm

Umístění	Dvojnáprava (TS)			Rovnoměrné zatížení (UDL)		
	Q _{ik}	a _{Qi}	a _{Qi} · Q _{ik}	q _{ik}	a _{qi}	a _{qi} · q _{ik}
	[kN]	[-]	[kN]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]
Pruh č. 1	300	1	300	9	1	9
Pruh č. 2	200	1	200	2,5	2,4	6
Zbývající plocha	0	0	0	2,5	1,2	3

Rozpětí konstrukce	l =	4,60	m
výška desky v poli	h _{pole} =	0,35	m
výška desky nad podporou	h _{pod} =	0,50	m
roznos zatížení do střednice v podélném směru uprostřed rozpětí	l _{pod} =	1,03	m
roznos zatížení do střednice v podélném směru u podpory	l _{pod} =	1,18	m

Náhradní zatížení na 1bm v podélném směru (s uvažováním roznosu v desce) od 1 kola

pro výpočet ohybových momentů - q_M = 145,63 kN/m (na délce l_{pod})pro výpočet posouvajících sil - q_V = 127,12 kN/m (na délce l_{pod})

D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET**Model zatížení 2 (LM2)**

Zatížení LM2 je na mostě uvažováno s roznosem na 1 bm

$$\begin{aligned}
 Q_{sk} &= 200 \text{ kN} && \text{charakteristická hodnota nápravové síly} \\
 \beta_Q = \alpha_{Q1} &= 1 \\
 B_q \cdot Q_{sk} &= 200 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{roznos zatížení do střednice v podélném směru uprostřed rozpětí} & l_{pod} = 0,98 \text{ m} \\
 \text{roznos zatížení do střednice v podélném směru u podpory} & l_{pod} = 1,13 \text{ m} \\
 \text{roznos do střednice v příčném směru} & l_{pM} = 1,23 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Náhradní zatížení na 1bm v podélném směru (s uvažováním roznosu v desce) od 1 kola

$$\begin{aligned}
 \text{pro výpočet ohybových momentů - } q_M &= 165,92 \text{ kN/m (na délce } l_{pod}) \\
 \text{pro výpočet posouvajících sil - } q_V &= 143,90 \text{ kN/m (na délce } l_{pod})
 \end{aligned}$$

7) Vodorovné zatížení dopravou**Brzdné a rozjezdové síly**

$$\begin{aligned}
 \text{Délka nosné konstrukce } L &= 5,2 \text{ m} \\
 Q_{lk} = 0,6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2Q_{lk}) + 0,10 \cdot \alpha_{Q1} \cdot q_{lk} \cdot w_1 \cdot L &= 184,68 \text{ kN} \\
 Q_{lk} &= 35,52 \text{ kN/m (na šířku pruhu)} \\
 \text{Šířka pruhu} &= 3,00 \text{ m} \\
 Q_{lk} &= 11,84 \text{ kN/bm}
 \end{aligned}$$

8) Účinky teplotních změn

3. typ: betonová nosná konstrukce

Rovnoměrná změna teploty

$$\begin{aligned}
 T_0 &= 10 \text{ °C} \\
 T_{max} &= 36 \text{ °C} \\
 T_{min} &= -32 \text{ °C} \\
 T_{e,max} = T_{max} + 1,5 &= 37,5 \text{ °C} \\
 T_{e,min} = T_{min} + 8 &= -24 \text{ °C} \\
 \Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 &= 27,5 \text{ °C} \\
 \Delta T_{N,con} = T_{e,min} - T_0 &= -34 \text{ °C}
 \end{aligned}$$

(normové hodnoty teplotních změn konstrukce jsou uvažovány od základní teploty +10°C)

Nerovnoměrná změna teploty

Oteplení		Ochlazení	
$\Delta T_{M,HEAT} =$	15 °C	$\Delta T_{M,COOL} =$	-8 °C
$k_{sur} =$	0,5	$k_{sur} =$	1
$\Delta T_{M,HEAT} \cdot k_{sur} =$	7,5 °C	$\Delta T_{M,COOL} \cdot k_{sur} =$	-8 °C

D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET**C) KOMBINACE ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ****1) Součinitelé γ :**

Součinitel	Návrh. situace	EQU (mezí stav použitelnosti)	STR/GEO (mezí stav únosnosti)
ξ		-	0,85
$\gamma_{G,j, sup}$		1,10	1,35
$\gamma_{G,j, inf}$		0,90	1,00
γ_P		1,00	1,00
$\gamma_{Q,1}$	příznivá	1,35	1,35
$\gamma_{Q,1}$	nepříznivá	0,00	0,00
$\gamma_{Q,i}$	příznivá	1,50	1,50
$\gamma_{Q,i}$	nepříznivá	0,00	0,00
$\gamma_{G, set}$	lineární anal.	-	1,20
$\gamma_{G, set}$	nelineární anal.	-	1,30

2) Hodnoty součinitelů Ψ pro mosty

Zatížení	Značka		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Zatížení dopravou (viz EN 1991-2 Tabulka 4.4)	gr1a (LM1 + chodci a cyklisty)	TS (dvojnápravy)	0,75	0,75	0
		UDL (rovnoměrné zatížení)	0,40	0,40	0
		Zatížení chodci + cyklisty	0,40	0,40	0
	gr1b (jednotlivá náprava)		0	0,75	0
	gr2 (vodorovné síly)		0	0	0
	gr3 (zatížení chodci)		0	0,40	0
Zatížení větrem	Trvalé návrhové situace		0,60	0,20	0
	Provádění		0,80	-	0
Zatížení teplotou	T_k		0,6 ¹⁾	0,60	0,50
Zatížení sněhem	$Q_{Sn,k}$ (během provádění)		0,80	-	-
Staveništní zatížení	Q_c		1,00	-	1,00

D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET**3) Kombinace****Pro mezní stavy únosnosti:****6.10a**

$$1) \gamma_{G,j,sup} \cdot (G_0 + G_1) + \gamma_{G,set} \cdot G_{set} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_1 + \gamma_{Q,2} \cdot \Psi_{0,2} \cdot (\Delta T_M + 0,35 \cdot \Delta T_{N,con})$$

6.10b

$$2) \gamma_{G,j,sup} \cdot (G_0 + G_1) + \gamma_{G,set} \cdot G_{set} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_1 + \gamma_{Q,2} \cdot \Psi_{0,2} \cdot (\Delta T_M + 0,35 \cdot \Delta T_{N,con})$$

Pro mezní stavy použitelnosti:**Charakteristická kombinace**

$$G_0 + G_1 + G_{set} + Q_1 + \Psi_{0,2} \cdot (\Delta T_M + 0,35 \cdot \Delta T_{N,con})$$

Častá kombinace

$$G_0 + G_1 + G_{set} + \Psi_{1,1} Q_1 + \Psi_{2,2} \cdot (\Delta T_M + 0,35 \cdot \Delta T_{N,con})$$

8. Posouzení nosné konstrukce

Pro posouzení nosné konstrukce byly vybrány maximální účinky z návrhových kombinací. Tyto hodnoty jsou uvedeny v každém posudku viz níže.

MATERIÁLOVÉ VLASTNOSTI***beton pevnostní třídy C 30/37***

charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku:

$$f_{ck} = 30,0 \quad \text{MPa}$$

součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení:

$$\alpha_{cc} = 0,90$$

dílčí součinitel spolehlivosti betonu:

$$\gamma_C = 1,50$$

návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C = 18,0 \quad \text{MPa}$$

průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu:

$$f_{ctm} = 2,9 \quad \text{MPa}$$

součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení:

$$\alpha_{ct} = 0,9$$

$$f_{ctk;0,05} = 1,80 \quad \text{MPa}$$

návrhová hodnota pevnosti betonu v tahu:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05} / \gamma_C = 1,08 \quad \text{MPa}$$

ocel B 500B

charakteristická hodnota meze kluzu oceli:

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

dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže:

$$\gamma_S = 1,15$$

návrhová hodnota meze kluzu oceli:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S = 434,78 \quad \text{MPa}$$

modul pružnosti oceli

$$E_s = 210,00 \quad \text{GPa}$$

D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET**OHYBOVÁ ÚNOSNOST V POLI**

návrhová hodnota ohybového momentu:

$$M_{Ed} = 180,00 \text{ kNm/bm}$$

výška průřezu:

$$h = 0,350 \text{ m}$$

šířka průřezu:

$$b = 1,000 \text{ m}$$

krytí výztuže betonem:

$$c_{nom} = 0,060 \text{ m}$$

$$\text{výztuž: } \quad \text{ØR 22} \quad \text{á 150mm} \quad \rightarrow \quad A_s = 2,53\text{E-}03 \text{ m}^2$$

efektivní výška průřezu:

$$d = h - c_{nom} - d_s/2 = 0,279 \text{ m}$$

minimální plocha výztuže:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot f_{ctm} / f_{yk} \cdot b \cdot d = 4,21\text{E-}04 \text{ m}^2 > 0,0013bd = 3,63\text{E-}04 \text{ m}^2$$

maximální plocha výztuže:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04bh = 1,40\text{E-}02 \text{ m}^2$$

$$A_s = 2,53\text{E-}03 \text{ m}^2 \quad \begin{matrix} > \\ < \end{matrix} \quad \begin{matrix} A_{s,min} = 0,0004 \text{ m}^2 \rightarrow \text{vyhovuje} \\ A_{s,max} = 0,0140 \text{ m}^2 \rightarrow \text{vyhovuje} \end{matrix}$$

součinitel definující účinnou výšku tlačené oblasti:

$$\lambda = 0,8$$

poloha neutrálné osy (výška tlačené oblasti):

$$x = A_s \cdot f_{yd} / (\lambda \cdot b \cdot f_{cd}) = 0,077 \text{ m}$$

limitní poloha neutrálné osy:

$$x_{lim} = 700d / (700 + f_{yd}) = 0,172 \text{ m}$$

rameno vnitřních sil:

$$z = d - \lambda/2 \cdot x = 0,248 \text{ m}$$

moment únosnosti:

$$M_{Rd} = \lambda \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot z = A_s \cdot f_{yd} \cdot z = 273,69 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 180,00 \text{ kNm} < M_{Rd} = 273,69 \text{ kNm} \rightarrow \text{vyhovuje}$$

OHYBOVÁ ÚNOSNOST NAD PODPOROU

návrhová hodnota ohybového momentu:

$$M_{Ed} = 414,00 \text{ kNm/bm}$$

výška průřezu:

$$h = 0,500 \text{ m}$$

šířka průřezu:

$$b = 1,000 \text{ m}$$

krytí výztuže betonem:

$$c_{nom} = 0,060 \text{ m}$$

$$\text{výztuž: } \quad \text{ØR 25} \quad \text{á 150mm} \quad \rightarrow \quad A_s = 3,27\text{E-}03 \text{ m}^2$$

efektivní výška průřezu:

$$d = h - c_{nom} - d_x - d_s/2 = 0,406 \text{ m}$$

minimální plocha výztuže:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot f_{ctm} / f_{yk} \cdot b \cdot d = 6,11\text{E-}04 \text{ m}^2 > 0,0013bd = 5,27\text{E-}04 \text{ m}^2$$

maximální plocha výztuže:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04bh = 2,00\text{E-}02 \text{ m}^2$$

$$A_s = 3,27\text{E-}03 \text{ m}^2 \quad \begin{matrix} > \\ < \end{matrix} \quad \begin{matrix} A_{s,min} = 0,0006 \text{ m}^2 \rightarrow \text{vyhovuje} \\ A_{s,max} = 0,0200 \text{ m}^2 \rightarrow \text{vyhovuje} \end{matrix}$$

součinitel definující účinnou výšku tlačené oblasti:

$$\lambda = 0,8$$

poloha neutrálné osy (výška tlačené oblasti):

$$x = A_s \cdot f_{yd} / (\lambda \cdot b \cdot f_{cd}) = 0,099 \text{ m}$$

limitní poloha neutrálné osy:

$$x_{lim} = 700d / (700 + f_{yd}) = 0,250 \text{ m}$$

rameno vnitřních sil:

$$z = d - \lambda/2 \cdot x = 0,366 \text{ m}$$

moment únosnosti:

$$M_{Rd} = \lambda \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot z = A_s \cdot f_{yd} \cdot z = 520,72 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 414,00 \text{ kNm} < M_{Rd} = 520,72 \text{ kNm} \rightarrow \text{vyhovuje}$$

D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET**SMYKOVÁ ÚNOSNOST***Smyková únosnost prvku bez smykové výztuže*

návrhová hodnota posouvající síly:

$$V_{Ed} = 418 \text{ kN/bm}$$

výška průřezu:

$$h = 0,500 \text{ m}$$

uvažovaná šířka průřezu:

$$b_w = 1,000 \text{ m}$$

krytí výztuže betonem:

$$c_{nom} = 0,060 \text{ m}$$

průměr podélné tahové výztuže:

$$d_s = 0,025 \text{ m}$$

účinná výška průřezu:

$$d = h - c_{nom} - d_s / 2 = 0,428 \text{ m}$$

empirický součinitel:

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,12$$

parametr vlivu výšky:

$$k = 1 + (200/d)^{0,5} = 1,68$$

$$k < 2,0 \rightarrow k = 1,68$$

průřezová plocha podélné výztuže zasahující do vzdálenosti $\geq (l_{bd} + d)$ za posuzovaný průřez:

$$A_{sl} = 5,81E-03 \text{ m}^2$$

stupeň vyztužení podélnou výztuží:

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 0,014 < 0,02$$

$$k_1 = 0,15$$

normálová síla v průřezu od zatížení ($N_{Ed} > 0$ pro tlak):

$$N_{Ed} = 0,00 \text{ kN}$$

plocha průřezu:

$$A_c = b \cdot h = 0,500 \text{ m}^2$$

normálové napětí od návrhové hodnoty osové síly N_{Ed} :

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0,2 \cdot f_{cd} =$$

$$3,60 \text{ MPa} \rightarrow$$

$$\sigma_{cp} = 0 \text{ MPa}$$

minimální hodnota smykového napětí, které přenesou prvek v šikmé trhlíně:

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,42 \text{ MPa}$$

minimální návrhová hodnota únosnosti ve smyku:

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 179,09 \text{ kN}$$

návrhová hodnota únosnosti ve smyku:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = 297,28 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = \max\{V_{Rd,c,min}; V_{Rd,c}\} = 297,28 \text{ kN}$$

redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem:

$$v = 0,6(1 - f_{ck}/250) = 0,528$$

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 2031,48 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 297,28 \text{ kN} <$$

$$V_{Rd,max} = 2031,48 \text{ kN} \rightarrow \text{vyhovuje}$$

$$V_{Ed} = 418 \text{ kN} >$$

$$V_{Rd,c} = 297,28 \text{ kN} \rightarrow \text{nevyhovuje}$$

nutno navrhnout smykovou výztuž

D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET**Návrh smykové výztuže****2-stříhy****ØR 12****á 150mm**

uvažovaná šířka průřezu:

$$b_w = 1,000 \text{ m}$$

průřezová plocha smykové výztuže:

$$A_{sw} = 2,26E-04 \text{ m}^2$$

účinná výška průřezu:

$$d = h - c_{nom} - d_{sw} - d_s/2 = 0,416 \text{ m}$$

stupeň smykového vyztužení:

$$\rho_w = A_{sw}/(b_w \cdot s) = 1,51E-03$$

úhel ohybu

$$\alpha = 45^\circ$$

$$\cotg \theta = 2,5$$

redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem:

$$v_1 = v = 0,6(1 - f_{ck}/250) = 0,528$$

rameno vnitřních sil:

$$z = 0,9d = 0,374 \text{ m}$$

$$\min(V_{Rd,max}) = v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot (\cotg \theta + \cotg \alpha) / (1 + \cotg^2) = 1715,73 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 418,00 \text{ kN} < (\min)V_{Rd,max} = 1715,73 \text{ kN} \rightarrow$$

\rightarrow může být uvažováno $\cotg \theta = 2,5$

návrhová hodnota únosnosti ve smyku:

$$V_{Rd,s} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot (\cotg \theta + \cotg \alpha) \cdot \sin \alpha / s = 606,78 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 418,00 \text{ kN} < V_{Rd,s} = 606,78 \text{ kN} \rightarrow \text{vyhovuje}$$

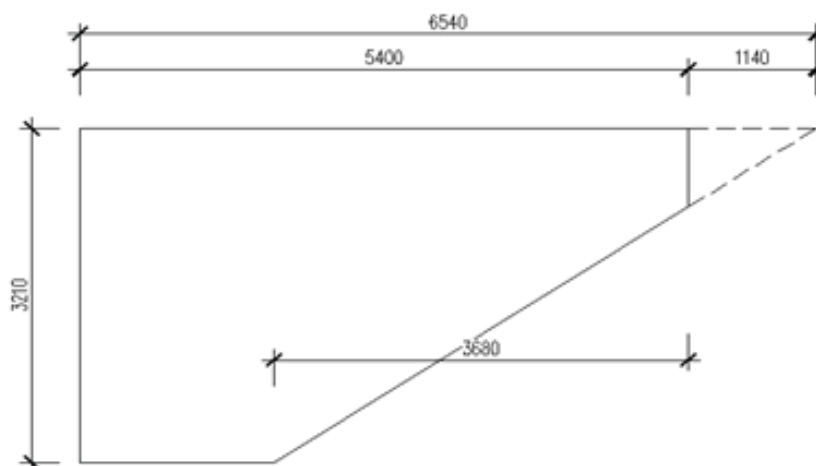
D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET

9. Posouzení křídel

ZATÍŽENÍ

Dílcí součinitele zatížení γ_F a parametrů zeminy γ_M (návrhový přístup 2)

			nepříznivý	příznivý
stálé zatížení	zatížení konstrukce	γ_G	1,35	1,00
	geotechnická zatížení	γ_{Gz}	1,35	1,00



výška křídla:	$h =$	3,200 m
šířka křídla:	$b =$	0,550 m
upravená délka křídla:	$l =$	6,500 m
přetížení za rubem křídla (přetížení od LM1):	$q =$	42,50 kN/m ²

Zemní tlak v klidu:

úhel vnitřního tření zeminy:	$\varphi_{er} =$	30 °
návrhová hodnota součinitele zemního tlaku:	$K_r = 1 - \sin \varphi_{er} =$	0,500
objemová tíha zeminy:	$\gamma_z =$	19,00 kN/m ³
hodnota zemního tlaku v klidu:	$\sigma_z = \gamma_z \cdot h \cdot K_r =$	41,04 kN/m ²
náhradní výška zeminy:	$h' = q/\gamma_z =$	2,237 m
přírůstek zemního tlaku v klidu:	$\sigma_z' = \gamma_z \cdot h' \cdot K_r =$	21,25 kN/m ²
výslednice zemního tlaku v klidu:	$S_r = 0,5 \cdot l \cdot h \cdot \sigma_z/3 =$	142,27 kN
výslednice přírůstku zemního tlaku v klidu:	$S_r' = 0,5 \cdot l \cdot h \cdot \sigma_z' =$	220,98 kN
působíště výslednice zemního tlaku:	$c_p = l/(2 \cdot 2) =$	1,625 m
působíště výslednice přírůstku zemního tlaku:	$c_p' = l/3 =$	2,167 m
celkový moment:	$M_H = S_r \cdot c_p + S_r' \cdot c_p' =$	1149,98 kNm

D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET**OHYBOVÁ ÚNOSNOST**

návrhová hodnota ohybového momentu:	$M_{Ed,v} = M_H + M_{o,v} =$	1149,98 kNm
výška průřezu:	$h =$	0,550 m
šířka průřezu:	$b =$	3,200 m
krytí výztuže betonem:	$c_{nom} =$	0,066 m
návrh výztuže: ØR 20 à 150mm →	$A_s =$	6,70E-03 m ²
účinná výška průřezu:	$d = h - c_{nom} - d_s/2 =$	0,474 m
minimální plocha výztuže:	$A_{s,min} = 0,26 \cdot f_{ctm}/f_{yk} \cdot b \cdot d =$	2,29E-03 m ² > 0,0013bd = 1,97E-03 m ²
maximální plocha výztuže:	$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04bh =$	7,04E-02 m ²
$A_s = 6,70E-03 \text{ m}^2$	>	$A_{s,min} = 2,29E-03 \text{ m}^2 \rightarrow$ Vyhovuje
	<	$A_{s,max} = 7,04E-02 \text{ m}^2 \rightarrow$ Vyhovuje
součinitel definující účinnou výšku tlačené oblasti:	$\lambda =$	0,8
poloha neutrálné osy (výška tlačené oblasti):	$x = A_s \cdot f_{yd}/(\lambda \cdot b \cdot f_{cd}) =$	0,063 m
limitní poloha neutrálné osy:	$x_{lim} = 700d/(700+f_{yd}) =$	0,292 m
rameno vnitřních sil:	$z = d - \lambda/2 \cdot x =$	0,449 m
moment únosnosti:	$M_{Rd} = \lambda \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot z = A_s \cdot f_{yd} \cdot z =$	1307,50 kNm
$M_{Ed} = 1149,98 \text{ kNm}$	<	$M_{Rd} = 1307,50 \text{ kNm} \rightarrow$ Vyhovuje

D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET**10. Návrh založení**


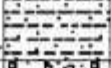

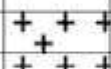
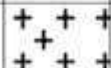
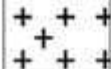

Most je založen na mikropilotách délky 3,0 m. Mikropiloty budou vetknuty do poloskalního podloží na hloubku min. 0,5 m. Vrtání bude provedeno v průměru 150 mm.

Geologický profil

Kóta terénu: 401,0 m

Měřítko 1 : 50

Datum: 12.3. 2019

Hloubka (m)	Grafická značka	Petrografický a geotechnický popis základových půd	Klasifikace ČSN 73 1005 ČSN EN ISO 14688	R _{II} (kPa)	Těžitelnost ČSN 73 3050 ČSN 73 6133
0,2	=====	Dm	O,Or	-	2, I
2,5		Navázka - hlína, písek, štěrk - středně ulehlá	Y,Mg	-	3, I
3,1		Hlína písčitá, hnědá, tuhá	F3-MS saSi	175	2 I
3,5		Štěrk do 2 cm s hrubým pískem, slabě zahliněný, zvodnělý, ulehlý	G3-G-F csaGr	450	3 I
4,9		Zvětralé skalní podloží - pararula	R4	450	4-5, II
5,2		Navětralé skalní podloží - pararula	R3	550	5, III
5,6		Zvětralé skalní podloží - pararula	R4	450	4-5, II
7,0		Navětralé skalní podloží - pararula	R3	550	5, III

D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET**Návrh založení**

návrhová síla v mikropilotě:

$$N_{sd} = 420,00 \text{ kN}$$

Posudek mezní únosnosti mikropiloty**Pozn. Posouzena mikropilota ve střední části opěry**

jmenovitý průměr vrtu :

$$\Phi = 200,0 \text{ mm}$$

plášťové tření :

součinitel J:

zemina	T_m [kPa]
měkká	50
kyprá	100
středně ulehlá	150
velmi ulehlá	200
štěrk	200
písek	200
R3	500
R2	700

Φ vrtu [mm]	J
100	1,0
150	0,9
200	0,85
250	0,8

geologická skladba : zemina v úrovni kořene

vrstva	popis	mocnost vrstvy L [m]	T_m [kPa]	d [mm]
1	Štěrk	1,3	250	250
2	Zvětralé skalní podloží	0,3	400	150
3	Navětralé skalní podloží	0,3	600	150
4	Zvětralé skalní podloží	0,3	400	150
5	Navětralé skalní podloží	0,3	600	150

dl. mikropiloty (přenosné části - kořene)

$$d = 2,5 \text{ m}$$

 T_m průměrná mezní hodnota plášťového tření

J součinitel vyjadřující průměr vrtu

d předpokládaný průměr kořene dle "Mišové, Klein, Inženýrské stavby 1996"

únosnost piloty

$$Q_m = \pi \cdot d \cdot L \cdot T_m \cdot J$$

vrstva	Q_{mx}
1	204,1
2	50,9
3	76,3
4	50,9
5	76,3
Q_m	458,4

kN >

$$420,00 \text{ kN} =$$

 N_{sd}

vyhovuje

využití92 %

D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET

Vzpěr y-y

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{l_{cr}^2} = 1203,33 \quad \text{kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = 0,846$$

$$\varphi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,926$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,768$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} = 662,1 \quad \text{kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 0,625 < 1,00 \quad \text{VYHOVUJE}$$

Vzpěr z-z

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{l^2} = 1203,334 \quad \text{kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = 0,846$$

$$\varphi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,926$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,768$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} = 662,1 \quad \text{kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 0,625 < 1,00 \quad \text{VYHOVUJE}$$

Únosnost průřezu ve smyku:

$$\text{Plocha průřezu: } A = 3,668\text{E-}03 \quad \text{m}^2$$

$$\text{Smyková plocha: } A_v = 2,335\text{E-}03 \quad \text{m}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = 316,782 \quad \text{kN}$$

$$V_{Ed} = 12,00 \text{ kN} \leq 0,5 V_{pl,Rd} = 158,39 \text{ kN} \quad \text{VYHOVUJE}$$

D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET

Průřez TR 89/16

ocel S235

Zatřídění průřezu:

Průměr trubky: $d = 0,089$ mTloušťka stěny: $t = 0,016$ m

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1,00$$

$$d / t = 5,6 \leq 70 \varepsilon^2 = 70,0 \quad \text{Třída 2}$$

Průřezové charakteristiky:

$$A = 3,668E-03 \quad \text{m}^2$$

$$I_y = I_z = 2,560E-06 \quad \text{m}^4$$

Posouzení průřezu

Vnitřní síly :

$$N_{Ed} = 414,00 \quad \text{kN} \quad \text{tlak}$$

$$M_{Ed,y} = 0,00 \quad \text{kNm}$$

$$M_{Ed,z} = 0,00 \quad \text{kNm}$$

$$V_{Ed,y} = 12,00 \quad \text{kN}$$

$$V_{Ed,z} = 0,00 \quad \text{kN}$$

Únosnost průřezu v tahu (v prostém tlaku):

$$\text{Plocha průřezu: } A = 3,668E-03 \quad \text{m}^2$$

$$\text{Mez kluzu oceli: } f_y = \text{S235} \quad \text{Mpa}$$

$$\text{Součinitel } \gamma_{M0} = 1,0$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = 861,9 \quad \text{kN}$$

Únosnost průřezu ve vzpěrném tlaku:

$$\text{Plocha průřezu: } 3,668E-03 \quad \text{m}^2$$

$$\text{Moment setrvačnosti: } 2,560E-06 \quad \text{m}^4$$

$$\text{Mez kluzu oceli: } 235 \quad \text{Mpa}$$

$$\text{Křivka vzpěrné pevnosti: } a \rightarrow \alpha = 0,21$$

$$\text{Vzpěrná délka y-y: } 2,1 \quad \text{m}$$

$$\text{Vzpěrná délka z-z: } 2,1 \quad \text{m}$$

D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET**11. Návrh opěrné zdi****1. ZATÍŽENÍ**

Dílčí součinitele pro ověření mezního stavu rovnováhy (EQU)

Dílčí součinitele zatížení γ_F

Zatížení			
Stálé	nepríznivé	$\gamma_{G,st}$	1,10
	príznivé	$\gamma_{G,ob}$	0,9
Proměnné	nepríznivé	$\gamma_{Q,st}$	1,5
	príznivé	$\gamma_{Q,ob}$	0

Dílčí součinitele parametrů zeminy γ_M

Parametr zeminy			
Uhel vnitřního tření	γ_ϕ	1,25	
Efektivní soudržnost	γ_c	1,25	
Objemová tíha	γ_V	1,0	

Dílčí součinitele pro ověření mezních stavů (STR) a (GEO)

Dílčí součinitele zatížení γ_F nebo účinků zatížení γ_E

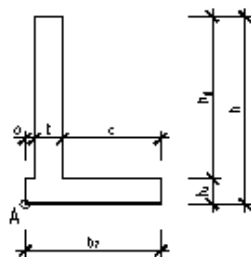
Zatížení		Soubor	
		A1	A2
Stálé	nepríznivé	$\gamma_{G,n}$	1,35
	príznivé	$\gamma_{G,p}$	1,0
Proměnné	nepríznivé	$\gamma_{Q,n}$	1,5
	príznivé	$\gamma_{Q,p}$	0

Dílčí součinitele parametrů zeminy γ_M

Parametr zeminy		Soubor	
		M1	M2
Uhel vnitřního tření	γ_ϕ	1,0	1,25
Efektivní soudržnost	γ_c	1,0	1,25
Objemová tíha	γ_V	1,0	1,0

Dílčí součinitele únosnosti γ_R opěrných konstrukcí

Únosnost		Soubor		
		R1	R2	R3
Únosnost	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Usmyknutí	$\gamma_{R,n}$	1,0	1,1	1,0
Odolnost zeminy	$\gamma_{R,e}$	1,0	1,4	1,0

**1.1. STÁLÁ ZATÍŽENÍ:****1.11. Vlastní tíha:**

hodnoty pro ověření mezního stavu rovnováhy (EQU)

výška díku stěny:	$h_d =$	2,800 m
tloušťka stěny:	$t =$	0,550 m
výška základu:	$h_z =$	0,500 m
šířka základu:	$b_z =$	2,600 m
vyložení základu v lici stěny:	$a =$	0,000 m
zasypaná část základu:	$c = b_z - a - t =$	2,050 m
objemová tíha železobetonu:	$\gamma_o =$	25,00 kN/m ³

D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET

tlha základu:	$G_{0,1,d} = \gamma_{G,sto} \cdot b_z \cdot h_z \cdot \gamma_0 =$	29,25 kN/m
tlha dřiku stěny:	$G_{0,2,d} = \gamma_{G,sto} \cdot t \cdot h_d \cdot \gamma_0 =$	57,52 kN/m
rameno síly k bodu překlopení A:	$r_{0,1} = b_z/2 =$	1,300 m
	$r_{0,2} = a/t/2 =$	0,275 m
moment k bodu překlopení A:	$m_{0,d} = \Sigma(G_{0,i,d} \cdot r_{0,i}) =$	53,84 kNm/m

Tabulka hodnot pro všechny návrhové přístupy (NP) pro (STR) a (GEO)
hodnoty pro ověření mezních stavů (STR) a (GEO)

		NP1		NP2	NP3
		A1, M1, R1	A2, M2, R1	A1, M1, R2	A1, M2, R3 A2, M2, R3
dílč součinitel zatížení	$\gamma_{G,n}$	1,35	1,00	1,35	1,00
tlha základu	$G_{0,1,d}$	43,88	32,50	43,88	32,50
tlha dřiku	$G_{0,2,d}$	51,98	38,50	51,98	38,50
celková tlha stěny	$G_{0,d}$	95,85	71,00	95,85	71,00
rameno síly k bodu překlopení	$r_{0,1}$	1,300	1,300	1,300	1,300
	$r_{0,2}$	0,275	0,275	0,275	0,275
moment na 1 bm k bodu překlopení	$m_{0,d}$	-71,33	-52,84	-71,33	-52,84

pozn.: - návrhový přístup 2 (NP2) je shodný s NP1 - kom binace 1 a NP3 je shodný s NP1 - kom binace 2
- pro výpočet bude brán NP1 - kom binace 1

1.12. Zemina za rubem konstrukce

hodnoty pro ověření mezního stavu rovnováhy (EQU)

tlha zeminy nad základem stěny:	$G_{z,d} = \gamma_{G,sto} \cdot h_d \cdot \gamma_z \cdot c =$	98,15 kN/m
rameno síly k bodu překlopení A:	$r_z = b_z \cdot d/2 =$	1,575 m
moment k bodu překlopení A:	$m_{z,d} = G_{z,d} \cdot r_z =$	154,59 kNm/m

Tabulka hodnot pro všechny návrhové přístupy (NP) pro (STR) a (GEO)
hodnoty pro ověření mezních stavů (STR) a (GEO)

		NP1		NP2	NP3
		A1, M1, R1	A2, M2, R1	A1, M1, R2	A1, M2, R3 A2, M2, R3
dílč součinitel zatížení	$\gamma_{G,n}$	1,35	1,00	1,35	1,00
tlha zeminy nad základem zdi	$G_{z,d}$	147,23	109,08	147,23	109,08
rameno síly k bodu překlopení A	$r_{z,1}$	1,575	1,575	1,575	1,575
moment na 1 bm k bodu překlopení A	$m_{z,d}$	-231,89	-171,77	-231,89	-171,77

pozn.: - návrhový přístup 2 (NP2) je shodný s NP1 - kom binace 1 a NP3 je shodný s NP1 - kom binace 2
- pro výpočet bude brán NP1 - kom binace 1

Zemní tlak v klidu:

hodnoty pro ověření mezního stavu rovnováhy (EQU)

úhel vnitřního tření zeminy:	$\varphi_{st} =$	35,00 °
návrhová hodnota:	$\varphi_{st,d} = \arctg(\tan \varphi_{st} / \gamma_0) =$	29,26 °
součinitel zemního tlaku v klidu:	$K_0 = 1 - \sin \varphi_{st} =$	0,426
návrhová hodnota:	$K_{0,d} = 1 - \sin \varphi_{st,d} =$	0,511

celková výška zeminy za rubem konstrukce:	$h = h_d + h_z =$	3,300 m
objemová tlha zeminy	$\gamma_z =$	19,00 kN/m ³
zemní tlak v klidu:	$\sigma_{rd} = \gamma_z \cdot \gamma_{G,z} \cdot h \cdot K_{0,d} =$	35,26 kN/m ²
návrhová hodnota:	$S_{rd} = 0,5 \cdot \gamma_z \cdot \gamma_{G,z} \cdot h^2 \cdot K_{0,d} =$	58,18 kN/m
rameno působitě síly:	$r = h/3 =$	1,100 m
moment na 1 bm k bodu překlopení A:	$m_{rd} = S_{rd} \cdot r =$	64,00 kNm/m

Tabulka hodnot pro všechny návrhové přístupy (NP) pro (STR) a (GEO)
hodnoty pro ověření mezních stavů (STR) a (GEO)

		NP1		NP2	NP3
		A1, M1, R1	A2, M2, R1	A1, M1, R2	A1, M2, R3 A2, M2, R3
dílč součinitel úhlu vnitřního tření	γ_0	1,00	1,25	1,00	1,25
návrhová hodnota úhlu vnitřního tření	$\varphi_{st,d}$	35,00	29,26	35,00	29,26
návrhová hodnota souč. zemního tlaku	$K_{0,d}$	0,426	0,511	0,426	0,511
výška dřiku stěny	h_d	2,800	2,800	2,800	2,800
celková výška stěny	$h = h_d + h_z$	3,300	3,300	3,300	3,300

D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET**1.2. NAHODILÁ ZATÍŽENÍ:****1.21 Přístup dopravou za rubem opěry:**

přírůstek zemního tlaku od modelu zatížení 1 (LM1)

hodnoty pro ověření mezního stavu rovnováhy (EQU)

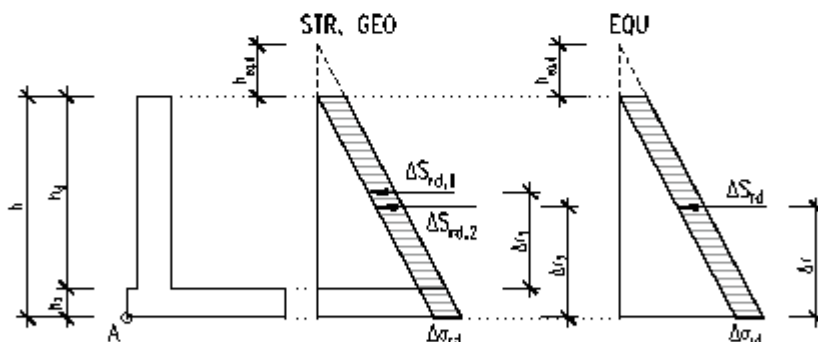
délka zatěžovacího prostoru	$l_1 =$	2,000	m
šířka zatěžovacího prostoru:	$b_1 =$	3,000	m
náhradní rovnoměrné zatížení:	$q_1 = Q_1/(l_1 \cdot b_1) =$	20,00	kN/m ²
náhradní výška zeminy:	$h_{eq,d} = \gamma_d \cdot q_1 / (\gamma_{0,dst} \cdot \gamma_z) =$	1,435	m
přírůstek zemního tlaku v klidu:	$\Delta\sigma_{rd} = \gamma_{0,dst} \cdot h_{eq,d} \cdot \gamma_z \cdot K_{rd} =$	15,34	kN/m ²
výslednice přírůstu zemního tlaku:	$\Delta S_{rd} = \Delta\sigma_{rd} \cdot h =$	50,62	kN/m
rameno působíště síly:	$\Delta r = h/2 =$	1,650	m
moment na 1 bm k bodu překlopení A:	$m_{\Delta rd} = \Delta S_{rd} \cdot \Delta r =$	83,52	kNm/m

Tabulka hodnot pro všechny návrhové přístupy (NP) pro (STR) a (GEO)

hodnoty pro ověření mezních stavů (STR) a (GEO)

		NP1		NP2	NP3
		A1, M1, R1	A2, M2, R1	A1, M1, R2	A1, M2, R3 A2, M2, R3
dílč součinitel úhlu vnitřního tření	γ_{φ}	1,00	1,25	1,00	1,25
návrhová hodnota úhlu vnitřního tření	$\varphi_{w,d}$	35,00	29,28	35,00	29,28
návrhová hodnota souč. zemního tlaku	K_{rd}	0,428	0,511	0,428	0,511
výška díku stěny	h_d	2,800	2,800	2,800	2,800
celková výška stěny	$h = h_d + h_z$	3,300	3,300	3,300	3,300
náhradní výška zeminy:	$h_{eq,d}$	1,170	1,388	1,170	1,388
přírůstek zemního tlaku v klidu:	$\Delta\sigma_{rd}$	12,79	13,29	12,79	13,29
výslednice přírůstu zemního tlaku:	$\Delta S_{rd,1}$	35,82	37,22	35,82	37,22
	$\Delta S_{rd,2}$	42,22	43,87	42,22	43,87
rameno působíště síly k patě díku	$\Delta r_1 = h_d/2$	1,400	1,400	1,400	1,400
rameno síly k bodu překlopení A	$\Delta r_2 = h/2$	1,650	1,650	1,650	1,650
moment na 1bm k patě díku	$m_{\Delta d,1}$	50,15	52,11	50,15	52,11
moment na 1bm k bodu překlopení A	$m_{\Delta d,2}$	69,66	72,38	69,66	72,38

pozn.: - návrhový přístup 2 (NP2) je shodný s NP1 - kom binace 1 a NP3 je shodný s NP1 - kom binace 2
- pro výpočet bude brán NP1 - kom binace 1

**2. OVĚŘENÍ STABILITY NA PŘEKLOPENÍ**

z hodnot pro ověření mezního stavu rovnováhy (EQU)

stabilizující účinky zatížení:

$$M_{d,stab} = m_{o,d} + m_{z,d} = 208,44 \text{ kNm/m}$$

destabilizující účinky zatížení:

$$M_{d,dst} = m_{rd} + m_{\Delta s} + m_{\Delta r} = 164,08 \text{ kNm/m}$$

$$M_{d,stab} = 208,44 \text{ kN} > M_{d,dst} = 164,08 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

3. OVĚŘENÍ STABILITY VŮČI POSUNUTÍ

z hodnot pro ověření mezního stavu rovnováhy (EQU)

stabilizující účinky zatížení:

$$F_{d,stab} = (\Sigma G_{0,1,d} + G_{z,d} + q_1 \cdot c) \cdot \tan \varphi_{w,d} = 126,55 \text{ kN/m}$$

destabilizující účinky zatížení:

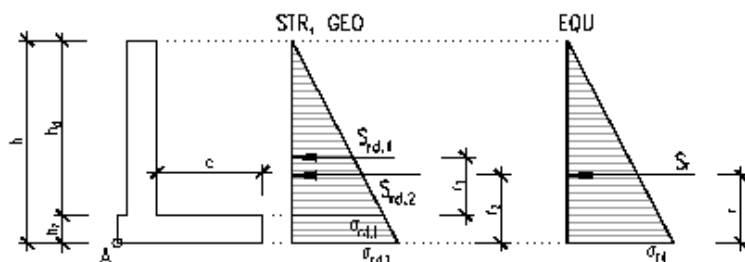
$$F_{d,dst} = S_{rd} + \Delta S_o + \Delta S_r = 114,82 \text{ kN/m}$$

$$F_{d,stab} = 126,55 \text{ kN} > F_{d,dst} = 114,82 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET

zemní tlak v klidu	$\sigma_{zd,1}$	30,83	27,20	30,83	27,20
	$\sigma_{zd,2}$	38,09	32,08	38,09	32,08
výslednice zemního tlaku v klidu	$S_{zd,1}$	42,88	38,08	42,88	38,08
	$S_{zd,2}$	59,58	52,90	59,58	52,90
rameno působící síly k patě díku	$r_1 = h_d/3$	0,933	0,933	0,933	0,933
rameno síly k bodu překlopení A	$r_2 = h/3$	1,100	1,100	1,100	1,100
moment na 1bm k patě díku	$m_{zd,1}$	40,02	35,54	40,02	35,54
moment na 1bm k bodu překlopení A	$m_{zd,2}$	65,51	58,18	65,51	58,18

pozn.: - návrhový přístup 2 (NP2) je shodný s NP1 - kom binace 1 a NP3 je shodný s NP1 - kom binace 2
- pro výpočet bude brán NP1 - kom binace 1



1.13. Zatížení hutněním

přírůstek zemního tlaku vyvolaný hutněním

hodnoty pro ověření mezního stavu rovnováhy (EQU)

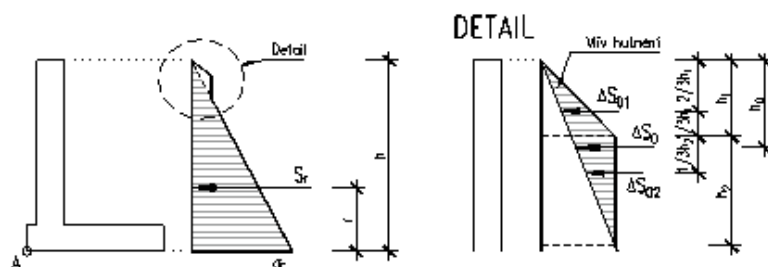
dolní mez zemního tlaku v klidu:	$K_{01} = \tan(45 - \varphi_e/2) =$	0,521
horní mez zemního tlaku v klidu:	$K_{02} = \tan(45 + \varphi_e/2) =$	1,921
mocnost vrchní vrstvy (pro 1,4 t vibrační válec):	$h_1 =$	0,350 m
mocnost střední vrstvy:	$h_2 = (K_{02} - K_{01}) \gamma K_{01} \cdot h_1 =$	0,942 m
přírůstek zemního tlaku v horní vrstvě:	$\Delta S_{01} = 0,5(K_{02} - K_{01}) \cdot \gamma \cdot h_1^2 =$	1,63 kN/m
přírůstek zemního tlaku ve střední vrstvě:	$\Delta S_{02} = 0,5 \cdot K_{01} \cdot \gamma \cdot h_2^2 =$	4,38 kN/m
celkový přírůstek zemního tlaku:	$\Delta S_0 = 0,5(K_{02} - K_{01}) \gamma \cdot h_1^2 \cdot K_{02} =$	6,01 kN/m
hloubka působení síly pod povrchem:	$h_0 = 2/3 \cdot h_1 + 1/3 \cdot h_2 =$	0,547 m
moment na 1bm k bodu překlopení A:	$m_{\Delta S} = \Delta S_0 \cdot (h - h_0) =$	16,56 kNm/m

Tabulka hodnot pro všechny návrhové přístupy (NP) pro (STR) a (GEO)

hodnoty pro ověření mezních stavů (STR) a (GEO)

		NP1		NP2	NP3
		A1, M1, R1	A2, M2, R1	A1, M1, R2	A1, M2, R3 A2, M2, R3
dílčí součinitel úhlu vnitřního tření	γ_{φ}	1,00	1,25	1,00	1,25
návrhová hodnota úhlu vnitřního tření	$\varphi_{\varphi,e}$	35,00	29,28	35,00	29,28
dolní mez zemního tlaku v klidu	K_{01}	0,521	0,588	0,521	0,588
horní mez zemního tlaku v klidu	K_{02}	1,921	1,706	1,921	1,706
mocnost střední vrstvy	h_2	0,942	0,889	0,942	0,889
přírůstek zemního tlaku v horní vrstvě	ΔS_{01}	2,20	1,30	2,20	1,30
přírůstek zemního tlaku ve stř. vrstvě	ΔS_{02}	5,92	2,49	5,92	2,49
celkový přírůstek zemního tlaku	ΔS_0	8,12	3,80	8,12	3,80
hloubka působení síly pod povrchem	h_0	0,547	0,456	0,547	0,456
výška díku stěny	h_d	2,800	2,800	2,800	2,800
celková výška stěny	$h = h_d + h_2$	3,300	3,300	3,300	3,300
moment na 1bm k patě díku	$m_{\Delta S,1}$	18,29	8,90	18,29	8,90
moment na 1bm k bodu překlopení A	$m_{\Delta S,2}$	22,35	10,80	22,35	10,80

pozn.: - návrhový přístup 2 (NP2) je shodný s NP1 - kom binace 1 a NP3 je shodný s NP1 - kom binace 2
- pro výpočet bude brán NP1 - kom binace 1



D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET**4. OVĚŘENÍ NAPĚTÍ V ZÁKLADOVÉ SPÁŘE**

z hodnot pro ověření mezních stavů (STR) a (GEO)

celková svislá síla na základovou spáru:	$V_{ef} = G_{0,d} + G_{z,d} + q_1 \cdot (b_z - a_t) =$	284,08 kN
celkový moment ke středu základu:	$M_{ef} = m_{0,d} + m_{z,d} + m_{rd,z} + m_{\Delta S,z} + m_{\Delta rd,z} =$	50,50 kNm
excentricita	$e = M/V =$	0,178 m
efektivní plocha:	$A_{ef} = b(b_z - 2e) =$	2,244 m ²
napětí v základové spáře:	$\sigma_{ef} = V_{ef}/A_{ef} =$	126,57 kPa

Zemina pod základem opěrné zdi - F3 - tuhá

$$R_{d,t} = 175,00 \text{ kPa} > \sigma_{ef} = 126,57 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

5. NÁVRH VÝZTUŽE**5.1. DŘÍK ZDI****MATERIÁLOVÉ VLASTNOSTI****beton pevnostní třídy C 30/37**

charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku:	$f_{ck} =$	30,0 MPa
součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení:	$\alpha_{cc} =$	0,85
dílčí součinitel spolehlivosti betonu:	$\gamma_c =$	1,50
návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku:	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	17,0 MPa
průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu:	$f_{ctm} =$	2,9 MPa
součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení:	$\alpha_{ct} =$	0,85
	$f_{ctk,0.05} =$	2,00 MPa
návrhová hodnota pevnosti betonu v tahu:	$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05} / \gamma_c =$	1,13 MPa

ocel B 500B

charakteristická hodnota meze kluzu oceli:	$f_{yk} =$	500,00 MPa
dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže:	$\gamma_s =$	1,15
návrhová hodnota meze kluzu oceli:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	434,78 MPa

5.11. OHYBOVÁ ÚNOSNOST

návrhová hodnota ohybového momentu:	$M_{Ed} = m_{rd,1} + m_{\Delta S,1} + m_{\Delta rd,1} =$	108,46 kNm
výška průřezu:	$h =$	0,482 m
šířka průřezu:	$b =$	1,000 m
krytí výztuže betonem:	$c_{nom} =$	0,100 m

$$\text{návrh výztuže: } \varnothing R 16 \text{ à } 150\text{mm} \rightarrow A_s = 1,34\text{E-}03 \text{ m}^2$$

$$\text{účinná výška průřezu: } d = h - c_{nom} - d_s / 2 = 0,374 \text{ m}$$

minimální plocha výztuže:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot f_{ctm} / f_{yk} \cdot b \cdot d = 5,64\text{E-}04 \text{ m}^2 > 0,0013bd = 4,86\text{E-}04 \text{ m}^2$$

maximální plocha výztuže:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04bh = 1,93\text{E-}02 \text{ m}^2$$

$$A_s = 1,34\text{E-}03 \text{ m}^2 > A_{s,min} = 5,64\text{E-}04 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$< A_{s,max} = 1,93\text{E-}02 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

součinitel definující účinnou výšku tlačené oblasti:

$$\lambda = 0,8$$

poloha neutrálné osy (výška tlačené oblasti):

$$x = A_s \cdot f_{yd} / (\lambda \cdot b \cdot f_{cd}) = 0,043 \text{ m}$$

limitní poloha neutrálné osy

$$x_{lm} = 700d / (700 + f_{yd}) = 0,231 \text{ m}$$

rameno vnitřních sil:

$$z = d - \lambda / 2 \cdot x = 0,357 \text{ m}$$

moment únosnosti:

$$M_{Rd} = \lambda \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot z = A_s \cdot f_{yd} \cdot z = 207,97 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 108,46 \text{ kNm} < M_{Rd} = 207,97 \text{ kNm} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

5.12. SMYKOVÁ ÚNOSNOST**Smyková únosnost prvku bez smykové výztuže**

návrhová hodnota posouvající síly:	$V_{Ed} = S_{rd,1} + \Delta S_{0,1} + \Delta S_{rd,1} =$	86,81 kN
------------------------------------	--	----------

výška průřezu:

$$h = 0,482 \text{ m}$$

nejmenší šířka průřezu v tažené oblasti:

$$b_w = 1,000 \text{ m}$$

D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET

krytí výztuže betonem:	$c_{nom} =$	0,050 m
průměr podélné tahové výztuže:	$d_s =$	0,016 m
účinná výška průřezu:	$d = h - c_{nom} - d_s/2 =$	0,424 m
empirický součinitel:	$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c =$	0,12
parametr vlivu výšky:	$k = 1 + (200/d)^{0,5} =$	1,69
	$k < 2,0 \rightarrow k =$	1,69
průřezová plocha podélné výztuže zasahující do vzdálenosti $\geq (l_{bd} + d)$ za posuzovaný průřez:		
	$A_s =$	1,34E-03 m ²
stupeň vyztužení podélnou výztuží:	$\rho_l = A_s/(b_w \cdot d) =$	0,003 < 0,02
	$k_1 =$	0,15
normálová síla v průřezu od zatížení ($N_{Ed} > 0$ pro tlak):	$N_{Ed} =$	0,00 kN
plocha průřezu:	$A_c = b \cdot h =$	0,482 m ²
normálové napětí od návrhové hodnoty osově síly N_{Ed} :	$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c =$	0 MPa
	$\sigma_{cp} \leq 0,2 \cdot f_{ct} =$	3,40 MPa $\rightarrow \sigma_{cp} =$ 0 MPa
minimální hodnota smykového napětí, které přenesou prvek v šikmé trhlíně:		
	$v_{mh} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ct}^{1/2} =$	0,42 MPa
minimální návrhová hodnota únosnosti ve smyku:		
	$V_{Rd,c,min} = (v_{mh} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d =$	178,07 kN
návrhová hodnota únosnosti ve smyku:		
	$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ct})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d =$	181,67 kN
	$V_{Rd,c} = \max\{V_{Rd,c,min}; V_{Rd,c}\} =$	181,67 kN
redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem:		
	$v = 0,6(1 - f_{ct}/250) =$	0,528
	$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{ct} =$	1902,91 kN

$$V_{Rd,o} = 181,67 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 1902,91 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$V_{Ed} = 86,81 \text{ kN} < V_{Rd,o} = 181,67 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET**5.2. ZÁKLAD ZDÍ****5.21. OHYBOVÁ ÚNOSNOST**

návrhová hodnota ohybového momentu:	$M_{Ed} =$	60,57 kNm
výška průřezu:	$h =$	0,500 m
šířka průřezu:	$b =$	1,000 m
krytí výztuže betonem:	$c_{nom} =$	0,050 m
návrh výztuže:	ØR 12 à 150mm →	$A_s = 7,54E-04 \text{ m}^2$
účinná výška průřezu:	$d = h - c_{nom} - d_s/2 =$	0,444 m
minimální plocha výztuže:	$A_{s,min} = 0,26 \cdot f_{ctm}/f_{yk} \cdot b \cdot d =$	$6,70E-04 \text{ m}^2 > 0,0013bd = 5,77E-04 \text{ m}^2$
maximální plocha výztuže:	$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04bh =$	$2,00E-02 \text{ m}^2$
	$A_s = 7,54E-04 \text{ m}^2 >$	$A_{s,min} = 6,70E-04 \text{ m}^2 \rightarrow$ Vyhovuje
	$<$	$A_{s,max} = 2,00E-02 \text{ m}^2 \rightarrow$ Vyhovuje
součinitel definující účinnou výšku tlačené oblasti:	$\lambda =$	0,8
poloha neutrální osy (výška tlačené oblasti):	$x = A_s \cdot f_{yd}/(\lambda \cdot b \cdot f_{cd}) =$	0,024 m
limitní poloha neutrální osy	$x_{lim} = 700d/(700+f_{yd}) =$	0,274 m
rameno vnitřních sil:	$z = d - \lambda/2 \cdot x =$	0,434 m
moment únosnosti:	$M_{Rd} = \lambda \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot z = A_s \cdot f_{yd} \cdot z =$	142,39 kNm
	$M_{Ed} = 60,57 \text{ kNm} <$	$M_{Rd} = 142,39 \text{ kNm} \rightarrow$ Vyhovuje

5.22. SMYKOVÁ ÚNOSNOST*Smyková únosnost prvku bez smykové výztuže*

návrhová hodnota posouvající síly:	$V_{Ed} =$	71,49 kN
výška průřezu:	$h =$	0,450 m
nejmenší šířka průřezu v tažené oblasti:	$b_w =$	1,000 m
krytí výztuže betonem:	$c_{nom} =$	0,050 m
průměr podélné tahové výztuže:	$d_s =$	0,012 m
účinná výška průřezu:	$d = h - c_{nom} - d_s/2 =$	0,394 m
empirický součinitel:	$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c =$	0,12
parametr vlivu výšky:	$k = 1 + (200/d)^{0,5} =$	1,71
	$k < 2,0 \rightarrow k =$	1,71
průřezová plocha podélné výztuže zasahující do vzdálenosti $\geq (l_{qd} + d)$ za posuzovaný průřez:	$A_s =$	$7,54E-04 \text{ m}^2$
stupeň vyztužení podélnou výztuží:	$\rho_l = A_s/(b_w \cdot d) =$	$0,002 < 0,02$
	$k_1 =$	0,15
normálová síla v průřezu od zatížení ($N_{Ed} > 0$ pro tlak):	$N_{Ed} =$	0,00 kN
plocha průřezu:	$A_c = b \cdot h =$	0,450 m ²
normálové napětí od návrhové hodnoty osově síly N_{Ed} :	$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c =$	0 MPa
	$\sigma_{cp} \leq 0,2 \cdot f_{ct} =$	$3,40 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{cp} = 0 \text{ MPa}$
minimální hodnota smykového napětí, které přenesou prvek v šikmé trhlíně:	$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ctk}^{1/2} =$	0,43 MPa
minimální návrhová hodnota únosnosti ve smyku:	$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d =$	169,26 kN
návrhová hodnota únosnosti ve smyku:	$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ct})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d =$	144,98 kN
	$V_{Rd,c} = \max\{V_{Rd,c,min}; V_{Rd,c}\} =$	169,26 kN
redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem:	$v = 0,6(1 - f_{ct}/250) =$	0,528
	$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{ct} =$	1768,27 kN
	$V_{Rd,o} = 169,26 \text{ kN} <$	$V_{Rd,max} = 1768,27 \text{ kN} \rightarrow$ Vyhovuje
	$V_{Ed} = 71,49 \text{ kN} <$	$V_{Rd,o} = 169,26 \text{ kN} \rightarrow$ Vyhovuje

D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET**12. Návrh provizorního pažení****Posouzení pažící konstrukce – HEB 140 dl. 5,0m á 1,0m****Vstupní data****Nastavení**

Standardní - EN 1997 - DA2

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 : $\gamma_{M0} = 1,00$ **Výpočet tlaků**

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe

Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

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 stability kotvy :		$\gamma_{Ris} =$	1,10	[-]
Součinitel redukce zemního odporu :		$\gamma_{Re} =$	1,40	[-]

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 5,00 m

Název průřezu : I-průřez : HE 140 B; a = 1,00 m

Koef.redukce tlaku před stěnou = 0,50

Plocha průřezu A = 4,30E-03 m²/mMoment setrvačnosti I = 1,51E-05 m⁴/m

Modul pružnosti E = 210000,00 MPa

Modul pružnosti ve smyku G = 81000,00 MPa

Průřezový modul W = 2,156E-04 m³/mPlastický průřezový modul $W_{pl} = 2,454E-04$ m³/m**Materiál konstrukce**

Ocel konstrukční: EN 10210-1 : S 235

Mez kluzu $f_y = 235,00$ MPa

Modul pružnosti E = 210000,00 MPa

Modul pružnosti ve smyku G = 81000,00 MPa

Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.

D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET**Základní parametry zemin**

Číslo	Název	Vzorek	Φ_{ef} [°]	C_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Násypové těleso		30,00	10,00	20,00	10,00	15,00
2	F3, písčité hlína, tuhá		26,00	14,00	18,00	8,00	15,00
3	G3, štěrkořísek, ulehý		34,00	0,00	19,00	9,00	20,00
4	R4, pararula, navětralá		30,00	20,00	22,00	12,00	20,00
5	R3, pararula, mírně navětralá		35,00	30,00	23,00	13,00	20,00

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

Parametry zemin pro výpočet modulu reakce podloží (Schmitt)

Číslo	Název	Vzorek	ν [-]	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]
1	Násypové těleso		0,30	-	25,00
2	F3, písčité hlína, tuhá		0,35	-	7,00
3	G3, štěrkořísek, ulehý		0,25	-	80,00
4	R4, pararula, navětralá		0,30	-	30,00
5	R3, pararula, mírně navětralá		0,25	-	100,00

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,60	Násypové těleso	
2	0,60	F3, písčité hlína, tuhá	
3	1,80	G3, štěrkořísek, ulehý	
4	0,90	R4, pararula, navětralá	
5	-	R3, pararula, mírně navětralá	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,65 m.

D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET**Tvar terénu**

Terén za konstrukcí je ve sklonu 1: 1,29 (úhel sklonu je 37,73 °).
Výška náspu je 6,50 m, délka náspu je 8,40 m.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 2,50 m
Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 2,50 m
Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

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]
	nové	změna						
1	ANO		stálé	38,00		10,00	4,00	na terénu

Číslo	Název
1	Vlak

Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 40

Vlastní výpočet mezních tlaků : neredukovat

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

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky výpočtu**Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)**

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	5.24	66.65
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.24	66.67
0.23	0.00	0.00	0.00	0.90	10.48	118.41
0.23	0.00	0.00	0.00	0.94	10.53	118.90
0.45	0.00	0.00	0.00	4.83	15.80	171.15
0.58	0.00	0.00	0.00	6.90	18.61	199.04
0.58	0.00	0.00	0.00	7.00	18.61	199.04
0.68	0.00	0.00	0.00	9.08	21.07	223.40
0.91	0.00	0.00	0.00	13.55	26.32	275.66
1.14	0.00	0.00	0.00	18.02	31.58	327.91
1.36	0.00	0.00	0.00	22.48	36.82	380.16
1.59	0.00	0.00	0.00	26.95	42.06	432.42
1.60	0.00	0.00	0.00	35.63	55.83	284.09
1.65	-0.00	-0.00	-0.00	36.88	57.24	290.08
1.65	-0.00	-0.00	-26.89	18.46	28.62	145.05
1.82	0.00	-0.85	-32.66	20.57	31.00	155.12
2.05	0.00	-2.00	-40.47	23.42	34.22	168.74
2.20	-0.00	-2.78	-45.78	25.36	36.41	178.00
2.20	-1.19	-2.18	-33.18	20.32	23.93	425.96
2.27	-1.35	-2.49	-37.81	20.88	24.61	439.71
2.50	-1.87	-3.44	-52.28	22.62	26.74	482.69

D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
2.73	-2.11	-3.89	-59.14	23.43	27.74	503.05
2.95	-2.36	-4.34	-65.99	24.24	28.73	523.40
3.02	-2.43	-4.48	-68.11	24.50	29.04	529.70
3.18	-2.60	-4.79	-72.85	24.64	29.72	543.76
3.41	-2.85	-5.24	-79.71	24.85	30.71	564.12
3.64	-3.09	-5.69	-86.56	25.07	31.70	584.47
3.86	-3.34	-6.14	-93.42	25.28	32.69	604.83
4.00	-3.49	-6.41	-97.53	25.41	33.28	617.05
4.00	-0.00	-7.28	-118.85	20.39	34.96	464.30
4.09	0.00	-7.55	-121.66	20.52	35.52	471.25
4.32	0.00	-8.23	-128.68	20.87	36.92	488.63
4.55	0.00	-8.91	-135.70	21.21	38.32	506.01
4.77	0.00	-9.59	-142.71	21.56	39.72	523.39
4.90	-0.00	-9.97	-146.64	21.75	40.51	533.12
4.90	0.00	-8.51	-216.69	7.28	30.30	787.15
5.00	-0.00	-8.78	-221.24	7.41	30.79	791.70

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	-40.18	0.00	-0.00	-0.00
0.13	0.00	0.00	-38.33	0.50	-0.03	0.00
0.25	0.00	0.00	-36.47	1.33	-0.15	0.01
0.38	0.00	0.00	-34.62	3.47	-0.44	0.05
0.50	0.00	0.00	-32.77	5.61	-1.01	0.13
0.63	0.00	0.00	-30.91	7.97	-1.86	0.31
0.75	0.00	0.00	-29.06	10.42	-3.01	0.61
0.88	0.00	0.00	-27.22	12.88	-4.47	1.08
1.00	0.00	0.00	-25.37	15.34	-6.23	1.74
1.13	0.00	0.00	-23.54	17.79	-8.30	2.65
1.25	0.00	0.00	-21.72	20.25	-10.68	3.83
1.38	0.00	0.00	-19.92	22.71	-13.36	5.33
1.50	0.00	0.00	-18.14	25.16	-16.35	7.18
1.63	0.00	0.00	-16.40	36.25	-20.19	9.45
1.66	0.00	0.00	-15.95	-8.60	-21.04	10.14
1.75	0.00	0.00	-14.71	-10.60	-20.15	12.03
1.88	0.00	0.00	-13.07	-13.33	-18.66	14.46
2.00	0.00	0.00	-11.51	-16.06	-16.82	16.68
2.13	0.00	0.00	-10.03	-18.78	-14.64	18.65
2.25	0.00	0.00	-8.64	-15.66	-12.49	20.34
2.38	0.00	0.00	-7.35	-22.66	-10.10	21.77
2.50	0.00	0.00	-6.17	-29.66	-6.83	22.83
2.63	0.00	0.00	-5.10	-32.98	-2.91	23.45
2.75	0.00	0.00	-4.15	-36.31	1.42	23.54
2.88	0.00	0.00	-3.31	-39.63	6.17	23.07
3.00	15.71	0.00	-2.59	-20.71	10.28	21.92

D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
3.13	15.71	0.00	-1.97	-11.10	12.26	20.50
3.25	15.71	0.00	-1.46	-3.14	13.13	18.90
3.38	15.71	0.00	-1.04	3.35	13.10	17.26
3.50	15.71	0.00	-0.70	8.51	12.35	15.66
3.63	15.71	0.00	-0.44	12.44	11.03	14.19
3.75	314.23	15.71	-0.25	-57.14	15.56	12.47
3.88	314.23	0.00	-0.13	-20.24	20.14	10.20
4.00	99.05	0.00	-0.05	14.24	19.90	7.68
4.13	99.05	99.05	-0.01	26.32	17.44	5.32
4.25	99.05	99.05	0.00	29.20	13.92	3.36
4.38	99.05	99.05	-0.00	28.73	10.28	1.85
4.50	99.05	99.05	-0.01	26.39	6.82	0.78
4.63	99.05	99.05	-0.03	23.21	3.71	0.13
4.75	99.05	99.05	-0.05	19.84	1.02	-0.17
4.88	99.05	99.05	-0.07	16.58	-1.25	-0.15
5.00	423.12	0.00	-0.09	-38.62	-0.00	-0.00

Maximální posouvající síla = 21,04 kN/m

Maximální moment = 23,54 kNm/m

Maximální deformace = 40,2 mm

Název : Výpočet

Fáze - výpočet : 1 - -1

Geometrie konstrukce

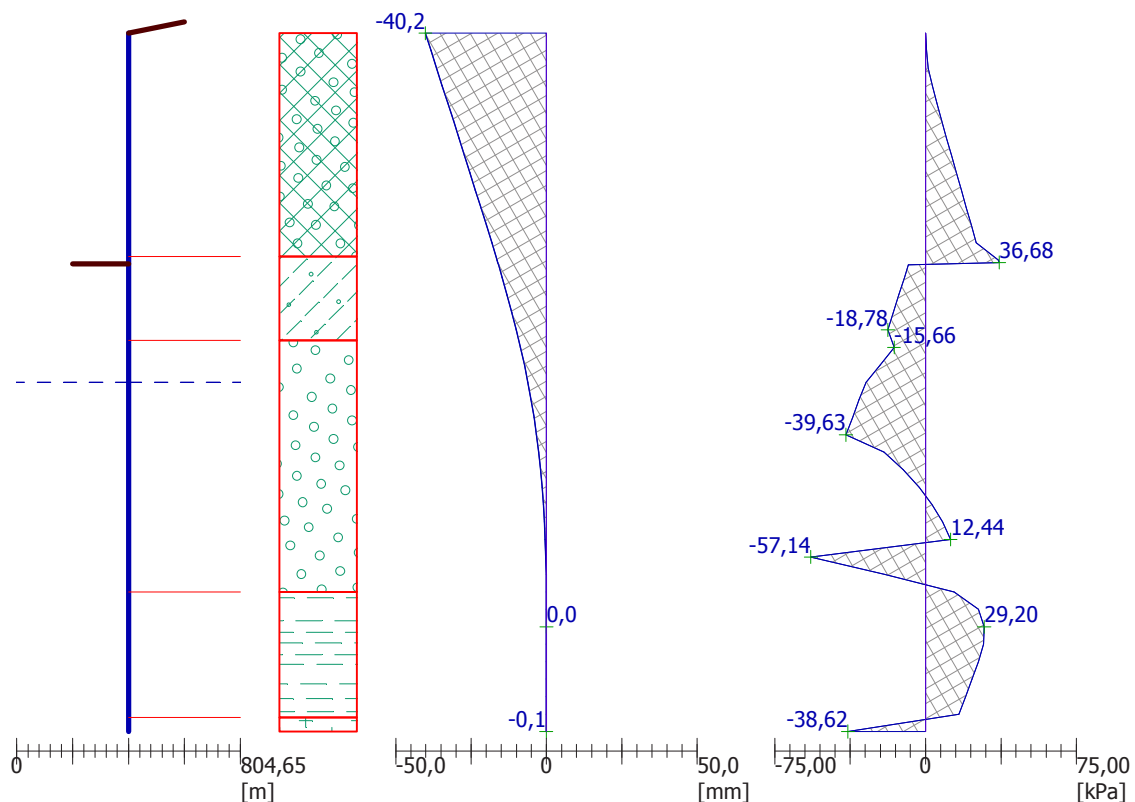
Délka konstrukce = 5,00m

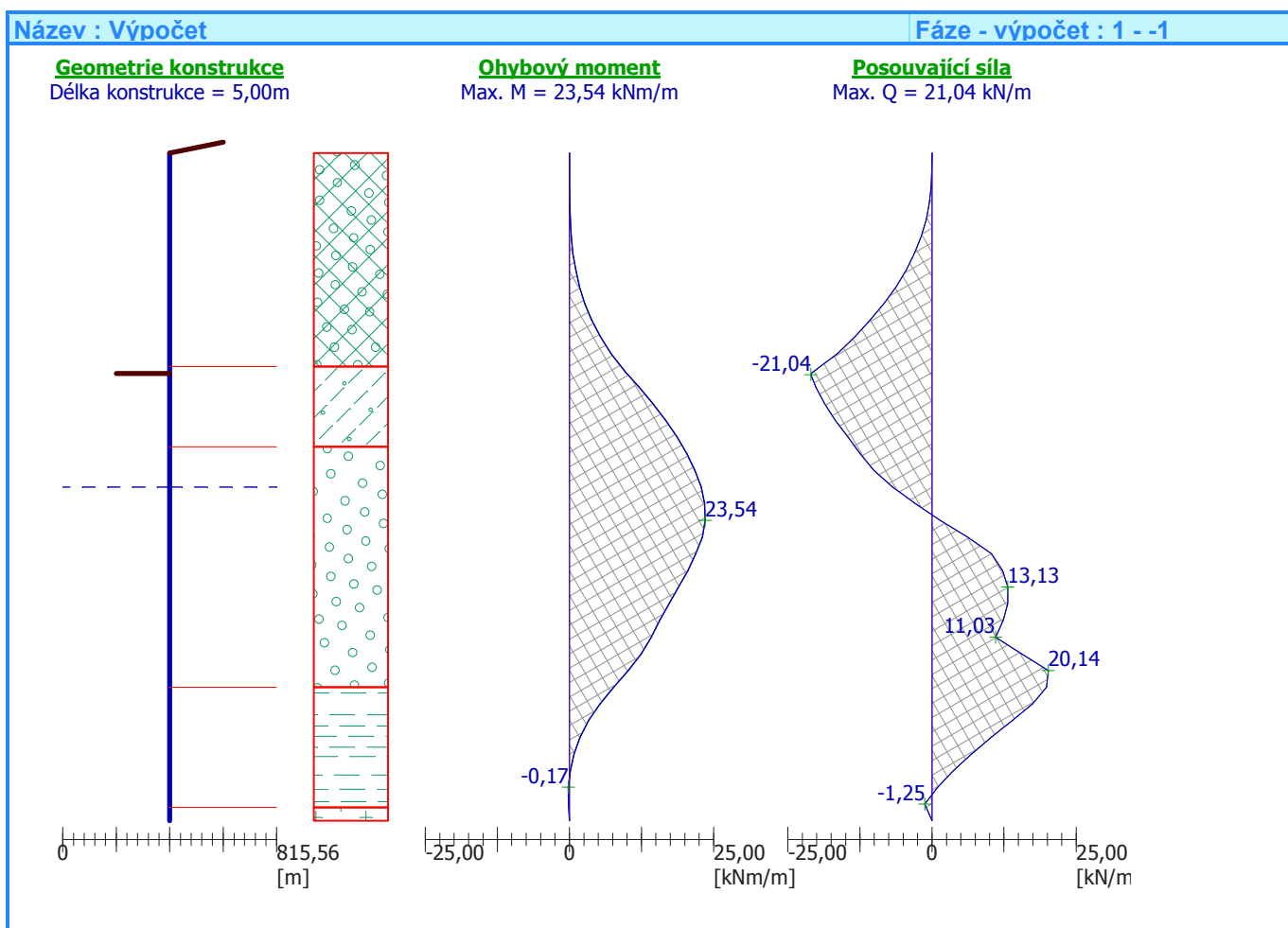
Deformace konstrukce

Max. def. = 40,2 mm

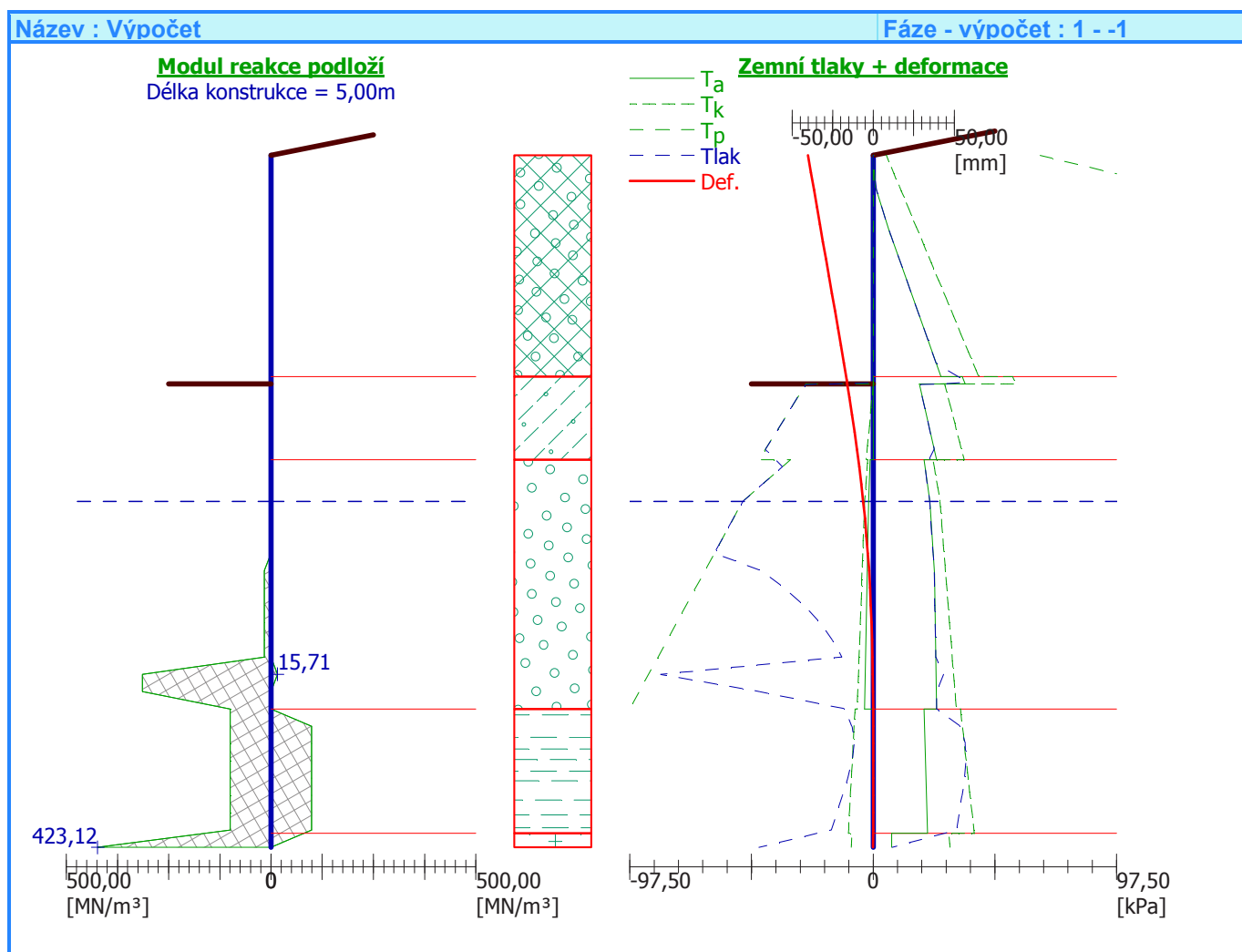
Tlak na konstrukci

Max. tlak = 57,14 kPa



D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET

D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET



Dimenzace č. 1

	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	-40.18	-40.18	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
0.13	-38.33	-38.33	-0.03	-0.03	0.00	0.00
0.25	-36.47	-36.47	-0.15	-0.15	0.01	0.01
0.38	-34.62	-34.62	-0.44	-0.44	0.05	0.05
0.50	-32.77	-32.77	-1.01	-1.01	0.13	0.13
0.63	-30.91	-30.91	-1.86	-1.86	0.31	0.31
0.75	-29.06	-29.06	-3.01	-3.01	0.61	0.61
0.88	-27.22	-27.22	-4.47	-4.47	1.08	1.08
1.00	-25.37	-25.37	-6.23	-6.23	1.74	1.74
1.13	-23.54	-23.54	-8.30	-8.30	2.65	2.65
1.25	-21.72	-21.72	-10.68	-10.68	3.83	3.83
1.38	-19.92	-19.92	-13.36	-13.36	5.33	5.33
1.50	-18.14	-18.14	-16.35	-16.35	7.18	7.18
1.63	-16.40	-16.40	-20.19	-20.19	9.45	9.45
1.64	-16.17	-16.17	-20.81	-20.81	9.80	9.80
1.66	-15.95	-15.95	-21.04	-21.04	10.14	10.14

D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET

	Def. min [mm]	Def. max [mm]	Pos. síla min. [kN/m]	Pos. síla max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
1.75	-14.71	-14.71	-20.15	-20.15	12.03	12.03
1.88	-13.07	-13.07	-18.66	-18.66	14.46	14.46
2.00	-11.51	-11.51	-16.82	-16.82	16.68	16.68
2.13	-10.03	-10.03	-14.64	-14.64	18.65	18.65
2.25	-8.64	-8.64	-12.49	-12.49	20.34	20.34
2.38	-7.35	-7.35	-10.10	-10.10	21.77	21.77
2.50	-6.17	-6.17	-6.83	-6.83	22.83	22.83
2.63	-5.10	-5.10	-2.91	-2.91	23.45	23.45
2.75	-4.15	-4.15	1.42	1.42	23.54	23.54
2.88	-3.31	-3.31	6.17	6.17	23.07	23.07
3.00	-2.59	-2.59	10.28	10.28	21.92	21.92
3.13	-1.97	-1.97	12.26	12.26	20.50	20.50
3.25	-1.46	-1.46	13.13	13.13	18.90	18.90
3.38	-1.04	-1.04	13.10	13.10	17.26	17.26
3.50	-0.70	-0.70	12.35	12.35	15.66	15.66
3.63	-0.44	-0.44	11.03	11.03	14.19	14.19
3.75	-0.25	-0.25	15.56	15.56	12.47	12.47
3.88	-0.13	-0.13	20.14	20.14	10.20	10.20
4.00	-0.05	-0.05	19.90	19.90	7.68	7.68
4.13	-0.01	-0.01	17.44	17.44	5.32	5.32
4.25	0.00	0.00	13.92	13.92	3.36	3.36
4.38	-0.00	-0.00	10.28	10.28	1.85	1.85
4.50	-0.01	-0.01	6.82	6.82	0.78	0.78
4.63	-0.03	-0.03	3.71	3.71	0.13	0.13
4.75	-0.05	-0.05	1.02	1.02	-0.17	-0.17
4.88	-0.07	-0.07	-1.25	-1.25	-0.15	-0.15
5.00	-0.09	-0.09	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00

Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -40,2 mm
 Minimální deformace = 0,0 mm
 Maximální ohybový moment = 23,54 kNm/m
 Minimální ohybový moment = -0,17 kNm/m
 Maximální posouvající síla = 20,14 kN/m

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.
 Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,35

Dimenzační síly na 1 I-profil

$M_{\max} = 31,78 \text{ kNm}; \quad Q = 1,92 \text{ kN}$
 $Q_{\max} = 28,40 \text{ kN}; \quad M = 13,68 \text{ kNm}$

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

$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,627 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0,016 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 122,16 \text{ MPa}$

D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČETSmykové napětí $\tau_{Ed} = 1,95 \text{ MPa}$ Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,270 \leq 1$ **Vyhovuje****Posouzení max. posouvající síly $Q_{max} + M$:****Posouzení ohybu:** $M/M_{c,Rd} = 0,270 \leq 1$ **Vyhovuje****Posouzení smyku:** $Q_{max}/V_{c,Rd} = 0,243 \leq 1$ **Vyhovuje****Posouzení rovinné napjatosti:**Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 52,59 \text{ MPa}$ Smykové napětí $\tau_{Ed} = 28,91 \text{ MPa}$ Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,095 \leq 1$ **Vyhovuje****Průřez VYHOVUJE****Posouzení pažící konstrukce – HEB140 dl. 6,0m á 0,8m****Vstupní data****Projekt****Nastavení**

Standardní - EN 1997 - DA2

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 : $\gamma_{M0} = 1,00$ **Výpočet tlaků**

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Výpočet zemitřesení : Mononobe-Okabe

Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

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 stability kotvy :		$\gamma_{Ris} =$	1,10 [-]
Součinitel redukce zemního odporu :		$\gamma_{Re} =$	1,40 [-]

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 6,00 m

Název průřezu : I-průřez : HE 140 B; a = 0,80 m

Koef.redukce tlaku před stěnou = 0,50

Plocha průřezu A = 5,37E-03 m²/mMoment setrvačnosti I = 1,89E-05 m⁴/m

D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET

Modul pružnosti	E = 210000,00 MPa
Modul pružnosti ve smyku	G = 81000,00 MPa
Průřezový modul	W = 2,695E-04 m ³ /m
Plastický průřezový modul	W _{pl} = 3,068E-04 m ³ /m

Materiál konstrukce

Ocel konstrukční: EN 10210-1 : S 235

Mez kluzu $f_y = 235,00$ MPa

Modul pružnosti E = 210000,00 MPa

Modul pružnosti ve smyku G = 81000,00 MPa

Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.

Základní parametry zemin

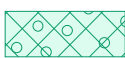

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Násypové těleso		30,00	10,00	20,00	10,00	15,00
2	F3, písčité hlína, tuhá		26,00	14,00	18,00	8,00	15,00
3	G3, štěrkopísek, ulehý		34,00	0,00	19,00	9,00	20,00
4	R4, pararula, navětralá		30,00	20,00	22,00	12,00	20,00
5	R3, pararula, mírně navětralá		35,00	30,00	23,00	13,00	20,00

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

Parametry zemin pro výpočet modulu reakce podloží (Schmitt)

Číslo	Název	Vzorek	ν [-]	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]
1	Násypové těleso		0,30	-	25,00
2	F3, písčité hlína, tuhá		0,35	-	7,00
3	G3, štěrkopísek, ulehý		0,25	-	80,00
4	R4, pararula, navětralá		0,30	-	30,00
5	R3, pararula, mírně navětralá		0,25	-	100,00

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,60	Násypové těleso	
2	0,60	F3, písčité hlína, tuhá	

D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
3	1,80	G3, štěrkopísek, ulehlý	
4	0,90	R4, pararula, navětralá	
5	-	R3, pararula, mírně navětralá	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,30 m.

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je ve sklonu 1: 1,29 (úhel sklonu je 37,73 °).
Výška náspu je 6,50 m, délka náspu je 8,40 m.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 2,50 m
Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 2,50 m
Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

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]
nové	změna							
1	ANO		stálé	38,00		10,00	4,00	na terénu

Číslo	Název
1	Vlak

Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 30
Vlastní výpočet mezních tlaků : neredukovat
Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou $\sigma_{a,min} = 0,20\sigma_z$

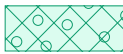

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

Maximální posouvající síla = 13,08 kN/m
Maximální moment = 10,33 kNm/m
Maximální deformace = 7,1 mm

Vstupní data (Fáze budování 2)**Geologický profil a přiřazení zemin**

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,60	Násypové těleso	
2	0,60	F3, písčitá hlína, tuhá	

D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
3	1,80	G3, štěrkopísek, ulehlý	
4	0,90	R4, pararula, navětralá	
5	-	R3, pararula, mírně navětralá	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,30 m.

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je ve sklonu 1: 1,29 (úhel sklonu je 37,73 °).
Výška náspu je 6,50 m, délka náspu je 8,40 m.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 2,50 m
Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 2,50 m
Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

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]
	nové	změna						
1	ANO		stálé	38,00		10,00	4,00	na terénu

Číslo	Název
1	Vlak

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	ANO	0,80	4,00	4,00	20,00	3,00

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		280,000	210000,00		180,00

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

Maximální posouvající síla = 31,16 kN/m
Maximální moment = 8,96 kNm/m
Maximální deformace = 6,3 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,80	-3,8	180,00

D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET**Vstupní data (Fáze budování 3)****Geologický profil a přiřazení zemin**

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,60	Násypové těleso	
2	0,60	F3, písčitá hlína, tuhá	
3	1,80	G3, štěrkopísek, ulehlý	
4	0,90	R4, pararula, navětralá	
5	-	R3, pararula, mírně navětralá	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 3,30 m.

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je ve sklonu 1: 1,29 (úhel sklonu je 37,73 °).

Výška náspu je 6,50 m, délka náspu je 8,40 m.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 3,30 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 3,30 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

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]
	nové	změna						
1	ANO		stálé	38,00		10,00	4,00	na terénu

Číslo	Název
1	Vlak

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	NE	0,80	4,00	4,00	20,00	3,00

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		280,000	210000,00		250,34

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET**Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)****Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)**

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	5.24	66.65
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.24	66.67
0.23	0.00	0.00	0.00	0.90	10.47	118.41
0.26	0.00	0.00	0.00	1.51	11.31	126.62
0.52	0.00	0.00	0.00	5.98	17.36	186.60
0.58	0.00	0.00	0.00	6.90	18.61	199.04
0.58	0.00	0.00	0.00	7.00	18.61	199.04
0.78	0.00	0.00	0.00	11.06	23.40	246.58
1.04	0.00	0.00	0.00	16.19	29.43	306.55
1.30	0.00	0.00	0.00	21.32	35.45	366.53
1.57	0.00	0.00	0.00	26.45	41.47	426.51
1.60	-0.00	-0.00	-0.00	27.13	42.27	434.51
1.60	0.00	0.00	0.00	35.67	55.83	284.09
1.83	0.00	0.00	0.00	41.34	62.23	311.19
2.09	0.00	0.00	0.00	47.88	69.62	342.46
2.20	-0.00	-0.00	-0.00	50.72	72.82	356.01
2.20	0.00	0.00	0.00	40.63	47.85	851.92
2.35	0.00	0.00	0.00	42.90	50.63	907.83
2.61	0.00	0.00	0.00	46.92	55.52	1006.48
2.75	0.00	0.00	0.00	49.07	58.15	1059.39
2.87	0.00	0.00	0.00	49.59	60.42	1105.14
3.13	0.00	0.00	0.00	50.70	65.30	1203.80
3.30	-0.00	-0.00	-0.00	51.42	68.48	1267.93
3.30	-0.00	-0.00	-0.00	25.71	34.24	633.97
3.39	-0.10	-0.18	-2.75	25.80	34.64	642.14
3.56	-0.28	-0.51	-7.73	25.95	35.36	656.92
3.65	-0.38	-0.70	-10.62	26.04	35.77	659.81
3.91	-0.66	-1.22	-18.49	26.28	36.91	667.68
4.00	-0.75	-1.39	-21.11	26.37	37.29	670.30
4.00	-0.00	-1.57	-60.19	21.51	39.18	515.28
4.17	0.00	-2.10	-65.56	21.77	40.25	528.58
4.43	0.00	-2.88	-73.61	22.16	41.86	548.53
4.70	0.00	-3.66	-81.67	22.56	43.47	568.48
4.90	-0.00	-4.27	-87.98	22.87	44.73	584.10
4.90	0.00	-3.65	-136.85	8.95	33.40	815.16
4.96	0.00	-3.80	-139.42	9.13	33.67	817.74
5.22	0.00	-4.53	-151.29	9.98	34.94	829.61
5.48	0.00	-5.25	-163.17	10.82	36.21	841.49
5.74	0.00	-5.97	-175.05	11.67	37.48	853.36
6.00	-0.00	-6.69	-186.92	12.51	38.75	865.24

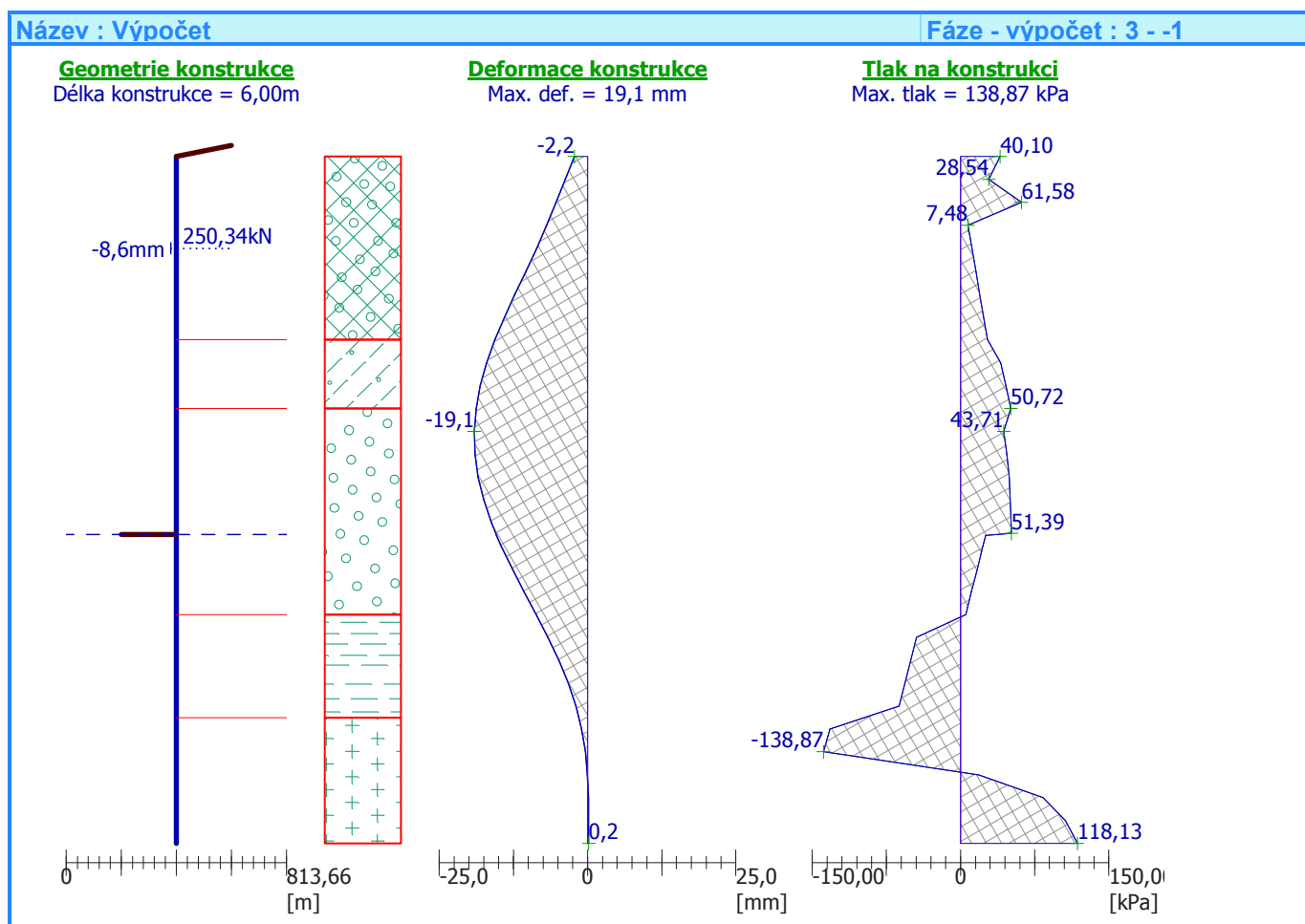
D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET**Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci**

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	7.21	-2.22	40.10	-0.00	-0.00
0.20	0.00	7.21	-3.76	28.54	-6.86	0.73
0.40	0.00	144.21	-5.30	61.58	-26.50	0.60
0.60	0.00	0.00	-6.89	7.48	-22.08	9.93
0.80	0.00	0.00	-8.57	11.41	-23.96	14.52
0.80	0.00	0.00	-8.57	11.41	54.45	14.52
1.00	0.00	0.00	-10.37	15.34	51.78	3.89
1.20	0.00	0.00	-12.21	19.27	48.31	-6.14
1.40	0.00	0.00	-14.00	23.20	44.07	-15.39
1.60	0.00	0.00	-15.62	27.13	39.04	-23.71
1.80	0.00	0.00	-17.01	40.69	32.25	-30.88
2.00	0.00	0.00	-18.09	45.70	23.62	-36.49
2.20	0.00	0.00	-18.80	50.72	13.97	-40.26
2.40	0.00	0.00	-19.11	43.71	4.53	-42.09
2.60	0.00	0.00	-18.99	46.78	-4.52	-42.10
2.80	0.00	0.00	-18.45	49.29	-14.13	-40.25
3.00	0.00	0.00	-17.50	50.14	-24.07	-36.43
3.20	0.00	0.00	-16.19	50.99	-34.18	-30.61
3.29	0.00	0.00	-15.48	51.39	-38.89	-27.25
3.31	0.00	0.00	-15.35	25.48	-39.51	-26.62
3.40	0.00	0.00	-14.57	22.79	-41.73	-22.88
3.60	0.00	0.00	-12.72	16.94	-45.70	-14.12
3.80	0.00	0.00	-10.73	11.10	-48.50	-4.68
4.00	0.00	0.00	-8.69	5.25	-50.14	5.21
4.20	0.00	0.00	-6.70	-44.56	-46.21	15.01
4.40	0.00	0.00	-4.87	-50.43	-36.71	23.32
4.60	0.00	0.00	-3.26	-56.30	-26.04	29.61
4.80	0.00	0.00	-1.96	-62.17	-14.19	33.65
5.00	0.00	0.00	-0.99	-132.13	5.24	34.78
5.20	392.79	0.00	-0.37	-138.87	43.54	28.81
5.40	19.64	392.79	-0.03	18.39	53.44	18.52
5.60	0.00	392.79	0.12	83.36	41.81	8.80
5.80	0.00	392.79	0.17	106.24	22.50	2.29
6.00	0.00	392.79	0.20	118.13	-0.00	0.00

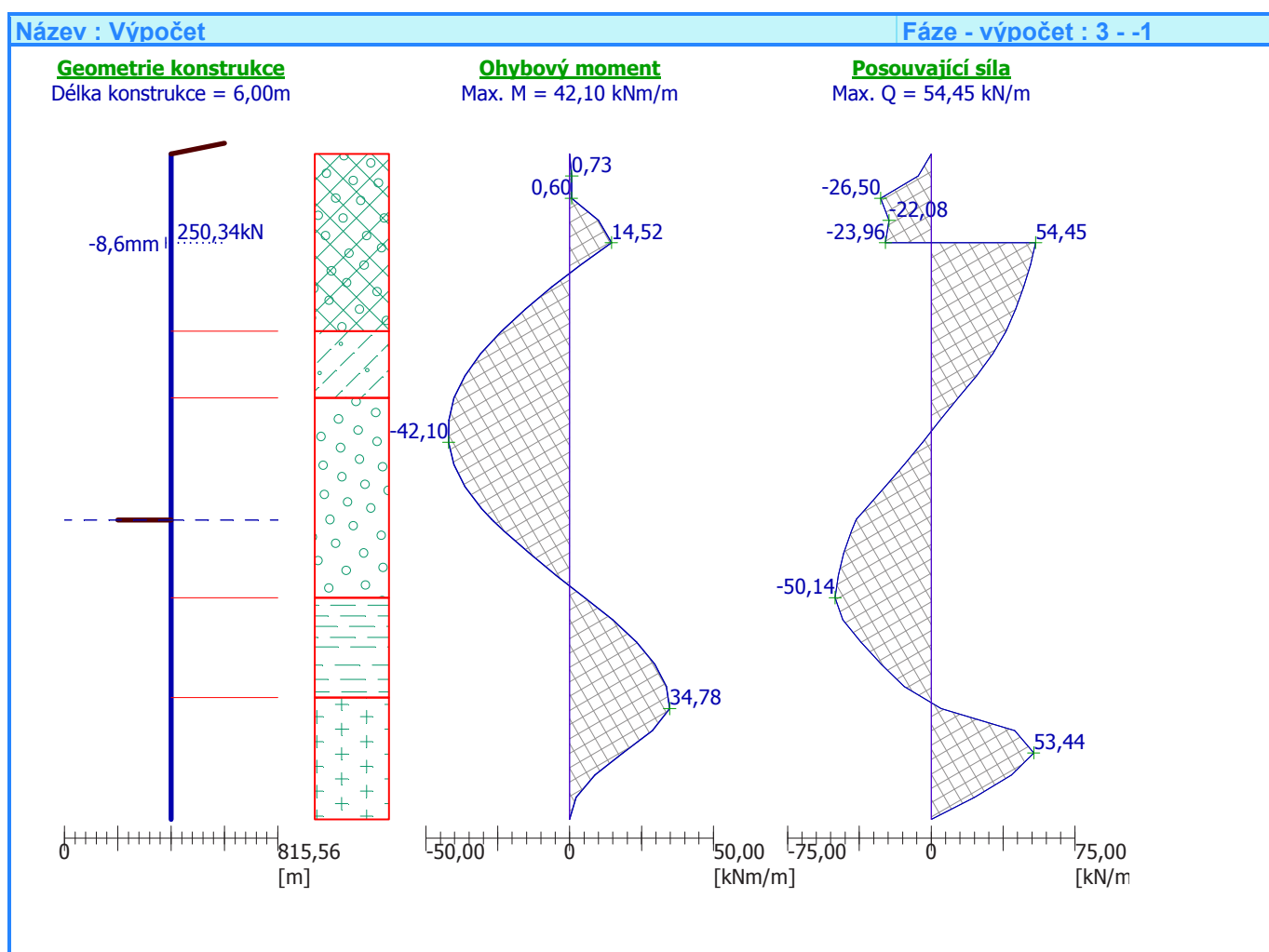
Maximální posouvající síla = 54,45 kN/m
 Maximální moment = 42,10 kNm/m
 Maximální deformace = 19,1 mm

Síly v kotvách

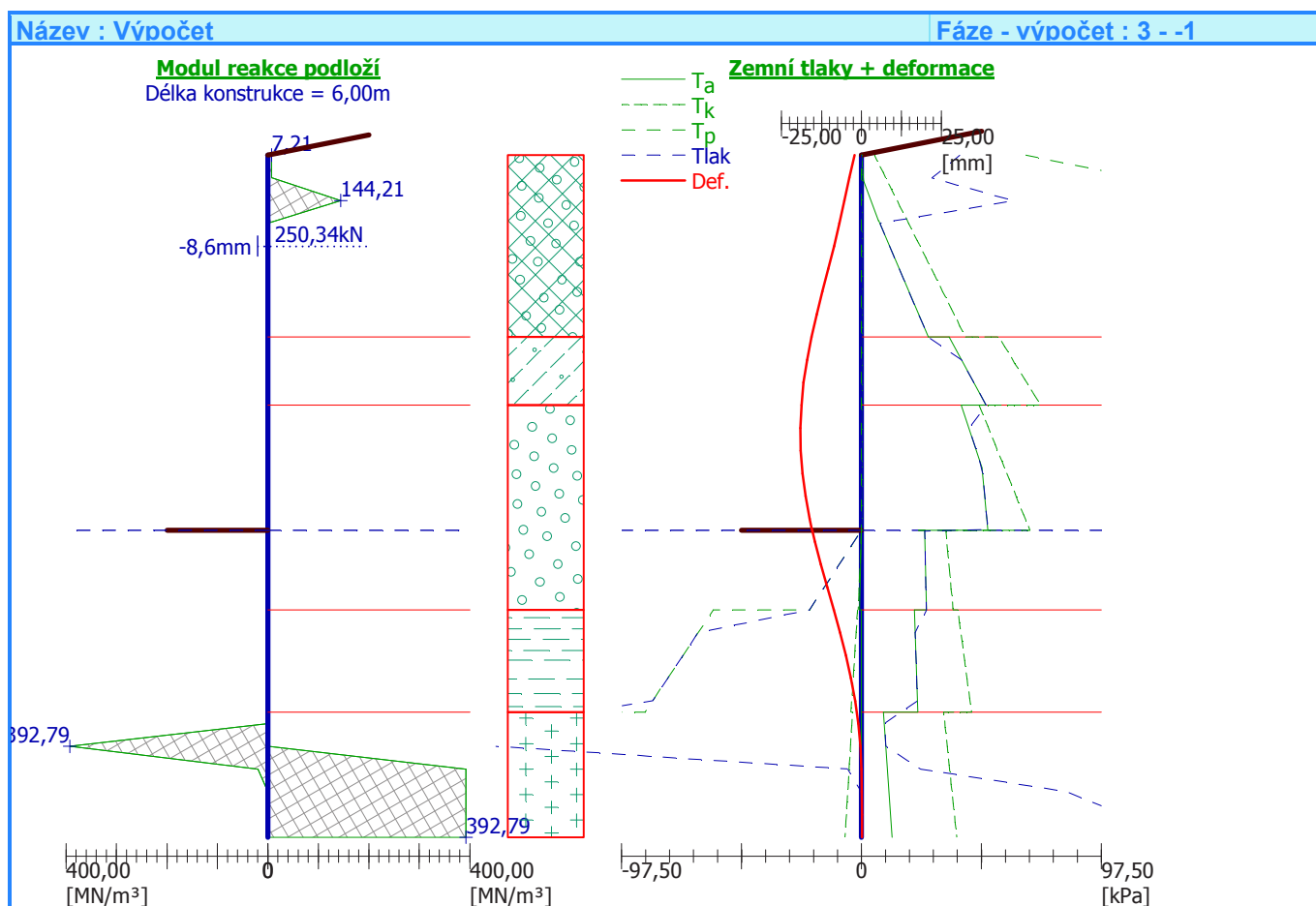
Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,80	-8,6	250,34

D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET

D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET



D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET



Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	250,34	425,36	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

$$\text{Max. dovolená síla } F_{\text{max}} = 425,36 \text{ kN} > 250,34 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Dimenzace č. 1

Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -19,1 mm

Minimální deformace = 0,2 mm

Maximální ohybový moment = 34,78 kNm/m

Minimální ohybový moment = -42,10 kNm/m

Maximální posouvající síla = 54,45 kN/m

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,35

Dimenzační síly na 1 I-profil

$$M_{\max} = 45.47 \text{ kNm}; \quad Q = 4.88 \text{ kN}$$
$$Q_{\max} = 58,81 \text{ kN}; \quad M = 15,68 \text{ kNm}$$

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

Posouzeníhybu:

D.1.2.13 – STATICKÝ VÝPOČET

$$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,897 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení smyku:

$$Q/V_{c,Rd} = 0,042 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení rovinné napjatosti:

$$\text{Normálové napětí} \quad \sigma_{x,Ed} = 174,77 \text{ MPa}$$

$$\text{Smykové napětí} \quad \tau_{Ed} = 4,97 \text{ MPa}$$

$$\text{Posudek: } (\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,554 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

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

$$M/M_{c,Rd} = 0,310 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení smyku:

$$Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0,503 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení rovinné napjatosti:

$$\text{Normálové napětí} \quad \sigma_{x,Ed} = 60,28 \text{ MPa}$$

$$\text{Smykové napětí} \quad \tau_{Ed} = 59,86 \text{ MPa}$$

$$\text{Posudek: } (\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,260 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Průřez VYHOVUJE