



HG partner s.r.o.

Smetanova 200, 250 82 Úvaly
www.hgpartner.cz

Tel/fax: 246 082 015
777/161 198
email: vrzak@hgpartner.cz

Paré č.:

Investor: Povodí Ohře, státní podnik, Bezručova 4219, 430 03 Chomutov

Počet A4:

19

Odpovědný projektant: Ing. Bořek Procházka

Datum:

09/2018

Vypracoval: Ing. Jindřich Honner

Změna:

-

Akce: Oprava a rekonstrukce Ještědského potoka v Křižanech
naproti e.č. 11

Stupeň:

DSJ

Č. zakázky:

H-18/012

Název části:

DOKUMENTACE OBJEKTŮ

Část:

D

Příloha:

STATICKÉ VÝPOČTY

Měřítko:

-

Č. přílohy:

D.6

D.6 Statické výpočty (Dokumentace stavebního nebo inženýrského objektu)

Obsah:

6.1. Úvod	3
6.2. Normy, literatura, použitý sw	3
6.3. Geologické poměry.....	3
6.4. Geotechnické parametry zemin	4
6.5. Nastavení výpočtu	5
6.6. Statické výpočty opěrných zdí.....	6
6.7. Statické výpočty pažení stavební jámy	11
6.8. Závěr	19

6.1. Úvod

Obsahem statického výpočtu je posouzení konstrukcí opěrných zdí a záporového pažení stavební jámy, řešených v rámci akce „Oprava a rekonstrukce Ještědského potoka v Křižanech naproti e.č. 11“.

Lokalita se nachází v intravilánu obce Křižany naproti e.č. 11. Předmětná část začíná u mostu silnice II. třídy č. 592-004 a obkružuje objekt s evidenčním číslem 11. Stavbu lemuje místní komunikace v délce cca 60 m.

Koryto toku je v předmětném úseku opevněno na PB opěrnou zdí z lomového kamene. V současnosti je zdivo v celém úseku ve špatném technickém stavu, dožité. Zeď bude v celém rozsahu nahrazena novou konstrukcí, z důvodu blízkosti příkrého svahu a komunikace nad svahem dojde k navýšení úrovně koruny zdi. Na LB je v současnosti přírodní břeh, na kterém je nově navržena kamenná pata. Do dna budou doplněny kamenné příčné prahy.

Posouzení bylo provedeno v řezech charakteristických jednak tvarem navržených konstrukcí, maximální výškou opěrných zdí, případně zatížením terénu za rubem konstrukce. Kromě opěrné zdi byla posouzena i mikrozáporová pažící konstrukce a příložná pažící konstrukce navržená pro zajištění svislé stěny výkopu v úsecích stavebních objektů.

6.2. Normy, literatura, použitý sw

ČSN EN 1992	Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí
ČSN EN 1993	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí
ČSN EN 1996	Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí
ČSN EN 1997	Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí
ČSN EN 206	Beton: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
Geo5 2017	geotechnický software (FINE), moduly Tížná zeď, Úhlová zeď, Pažení
FIN EC	software pro statické výpočty (FINE), modul FIN 2D

6.3. Geologické poměry

Z regionálně geologického hlediska leží zájmové území v české křídové pánvi v oblasti podještědské křídly. Skalní podloží širšího zájmového území tvoří horniny jizerského souvrství (lužická faciální oblast), stáří střední až svrchní turon. Převažují zde kvádrové křemenné pískovce.

V prostoru Křižan vybíhá od lužické poruchy (severozápadně od Křižan) vysoká klínovitá kra tvořená horninami bělohorského souvrství, stáří spodní turon. Bělohorské souvrství je zde tvořeno převážně jemně písčitými slínovci a vápnitými jílovci.

V zájmovém území byl v lednu 2018 proveden podrobný inženýrskogeologický průzkum společností Chemcomex. Při průzkumu byly zastiženy šedé jemně slídnaté vápnité jílovce bělohorského souvrství. Svrchu jsou tyto jílovce silně zvětralé a velmi slabě zpevněné, charakteru plastických jílů. Mocnost této zvětralinové zóny je nepravidelná, závislá na mineralogickém složení horniny a erozních procesech a pohybuje se od 3 po více jak 6 m.

Povrch skalního podloží je ukloněný k jihozápadu a nachází se v hloubce okolo 3 m p.t. Pouze v okolí septiku (vrt V3) byla svrchní vrstva skalního podloží v mocnosti okolo 1,5 m odstraněna.

Průběh povrchu skalního podloží je dobře patrný z geologického řezu v příloze č. 3. Kvartérní pokryv je v zájmovém území tvořen svahovými sedimenty a antropogenními uloženinami. Svahové sedimenty mají charakter hnědých až zelenohnědých jílu s kolísající písčitou příměsí. Jsou pevné konzistence. Povrch zájmového území je upraven navážkami z místního přemístěného materiálu charakteru písčitého jílu se stavební sutí. Mocnost navážek se pohybuje okolo 1 – 1,5 m. V okolí septiku byl původní pokryv a svrchní polohy sk. podloží odstraněny a po jeho výstavbě byl terén zpětně vyrovnán navážkami o mocnosti okolo 4,5 m. Celková mocnost kvartérního pokryvu včetně navážek je okolo 3,0 až 4,5 m.

V základové spáře očekáváme výskyt silně zvětralého jílovce, případně eluvia skalní horniny. Tento předpoklad by měl po obnažení základové spáry potvrdit odborný geolog či geotechnik.

Hladinu podzemní vody lze při provádění stavebních prací očekávat ve výši odpovídající hladině Ještědského potoka, která je místní erozní bází, k níž se podzemní vody odvodňují.

Uvedené předpoklady projektu je nutno při realizaci ověřit. V případě zjištěných odlišností je nutno informovat projektanta, ten rozhodne o případných úpravách dimenzí konstrukcí. Změny, které by mohly ovlivnit cenu realizace, musí stavba projednat s investorem.

6.4. Geotechnické parametry zemin

Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	GT1 - antropogenní navážka		25.00	0.00	18.00	10.00	12.50
2	GT2 - jíly a písčité jíly		20.00	25.00	20.00	11.00	10.00
3	GT3 - jílovec silně zvětralý		21.00	31.00	20.50	11.00	10.50
4	Kamenný zához		40.00	0.00	21.00	11.50	13.00

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

Parametry zemin pro výpočet modulu reakce podloží (Schmitt)

Číslo	Název	Vzorek	ν [-]	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]
1	GT1 - antropogenní navážka		0.30	-	3.00
2	GT2 - jíly a písčité jíly		0.40	-	8.00
3	GT3 - jílovec silně zvětralý		0.38	-	12.00

6.5. Nastavení výpočtu

Výpočty zdí a pažicích konstrukcí byly provedeny dle ČSN EN 1997 Eurokód 7 v charakteristických řezech v úseku rekonstrukce vodoteče. Posouzení opěrných zdí bylo provedeno v programu Geo5 2018, Tížná zeď. Pro výpočet byl zvolen návrhový přístup 2 – redukce zatížení a odporu.

Materiály a normy

Betonové konstrukce :	EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 :	standardní
Zděná (kamenná) zeď :	EN 1996-1-1 (EC6)
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
Tvar zemního klínu :	počítat šikmý
Dovolená excentricita :	0,333
Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení	
Metodika posouzení :	výpočet podle EN1997
Návrhový přístup :	2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá a 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)			
Trvalá a dočasná návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na překlopení :	$\gamma_{Re} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce odporu na posunutí :	$\gamma_{Rh} =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce odporu základové půdy :	$\gamma_{Rv} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce stability kotvy :	$\gamma_{Ris} =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce zemního odporu :	$\gamma_{Re} =$	1,40 [-]	

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

Ve vyšetřovaných řezech záporovým a příložným pažením jsou všechny fáze výstavby považovány za návrhovou situaci dočasnou.

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je ve sklonu 1: 2.09 (úhel sklonu je 25.57 °).
Výška náspu je 3.35 m, délka náspu je 7.00 m.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 1,45 m
Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 2,45 m
Podloží u paty konstrukce je propustné.
Hydraulický gradient = 0,36

Zadaná plošná přitížení

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

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: klidový
Zemina na líci konstrukce - Kamenný zához
Výška zeminy před zdí $h = 0.80$ m
Terén před konstrukcí je rovný.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení stability zdi

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0.00	-1.72	55.05	0.75	1.000	1.000	1.350
Odpor na líci	-0.91	-0.27	0.00	0.00	1.000	1.000	1.000
Aktivní tlak	11.56	-0.66	2.07	1.17	1.350	1.350	1.000
Tlak vody	10.00	-1.00	0.00	1.17	1.350	1.350	1.000
užitné	4.39	-0.89	1.62	1.17	1.500	1.500	1.500

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 33.83$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 29.49$ kNm/m

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 37.75$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 34.78$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 101,62 kPa

Únosnost základové půdy

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	8.24	78.81	27.24	0.090	82.46
2	17.23	60.27	34.78	0.245	101.62

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	9.99	58.74	25.04

Posouzení únosnosti základové půdy

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,245$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Návrhová únosnost základové půdy $R = 150,00 \text{ kPa}$

Součinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1,40$

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 101,62 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy $R_d = 107,14 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

Dimenzace čís. 1 - dřík

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Tíh.- zed'	0.00	-1.29	42.92	0.50	1.000	1.350	1.000
Aktivní tlak	4.14	-0.26	0.73	0.86	1.350	1.350	1.350
Tlak vody	5.99	-0.47	0.00	0.86	1.350	1.000	1.350
užitné	2.30	-0.53	1.24	0.86	1.500	1.500	1.500

Posouzení dříku zdi

Výška průřezu $h = 0,61 \text{ m}$

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 47.63 \text{ kN/m} > 17.13 \text{ kN/m} = V_{Ed}$

Tlaková síla na mezi únosnosti $N_{Rd} = 3977.25 \text{ kN/m} > 45.76 \text{ kN/m} = N_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 19.60 \text{ kNm/m} > 3.04 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Únosnost průřezu VYHOVUJE

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
2	14.95	58.51	32.76	0.219	89.49

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	8.69	57.61	24.27

Posouzení únosnosti základové půdy

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

Posouzení excentricityMax. excentricita normálové síly $e = 0,219$ Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$ **Excentricita normálové síly VYHOVUJE****Posouzení únosnosti základové spáry**Návrhová únosnost základové půdy $R = 150,00 \text{ kPa}$ Součinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1,40$ Max. napětí v základové spáře $\sigma = 89,49 \text{ kPa}$ Únosnost základové půdy $R_d = 107,14 \text{ kPa}$ **Únosnost základové půdy VYHOVUJE****Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE****Dimenzace čís. 1****Spočtené síly působící na konstrukci**

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zed'	0.00	-1.29	42.92	0.50	1.000
Aktivní tlak	5.07	-0.27	0.89	0.86	1.350
Tlak vody	5.99	-0.47	0.00	0.86	1.350

Posouzení dříku zdiVýška průřezu $h = 0.86 \text{ m}$ Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 47.34 \text{ kN/m} > 14.93 \text{ kN/m} = V_{Ed}$ Tlaková síla na mezi únosnosti $N_{Rd} = 4129.28 \text{ kN/m} > 44.13 \text{ kN/m} = N_{Ed}$ Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 18.90 \text{ kNm/m} > 2.31 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$ **Průřez VYHOVUJE.**

6.7. Statické výpočty pažení stavební jámy

D.6.7.1 Mikrozáporové pažení na PB v úseku km 0,000 00 – 0,050 25 (PF 3)

Výkop pro PB zeď bude v uvedených úsecích stavby zajištěn mikrozáporovým pažením s rozepřením v jedné úrovni. Mikrozápory jsou navrženy z ocelových válcovaných profilů IPN 120 délky 4,00 m, rozmístěných za projektovaným rubem zdi v osové vzdálenosti \dot{a} 1,5 m. Pole mezi záporami budou současně s ubouráváním zdi postupně vydřevěna (tl. výdřevy 60 mm). Pažení je v úrovni cca 0,8 m pod korunou zápor rozepřené.

V úrovni rozepření budou záporů opatřeny převázkou, která bude tvořena svařencem ze 2 ks IPE 200 dl. cca 1,00 m. Profily IPE 200 budou vzájemně spojeny navařenými ocelovými plechy. Na délku převázky připadá 1 ks šikmé rozpěry. Rozpěry jsou navrženy z tr. $\varnothing 108/10$ dl. cca 4,0 m. Rozpěry budou opřeny do pomocné konstrukce ze silničních panelů, zřízené ve dně vodoteče, před projektovaným lícem základu nové zdi.

Maximální hloubka výkopu pro založení zdi od koruny zápor je 3,00 m.

Vstupní data

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 4.00 m

Název průřezu : I-průřez : I(IPN) 120; $a = 1.50$ m

Spočtený koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 0.39

Plocha průřezu $A = 9.47E-04$ m²/m

Moment setrvačnosti $I = 2.18E-06$ m⁴/m

Modul pružnosti $E = 210000.00$ MPa

Modul pružnosti ve smyku $G = 81000.00$ MPa

Průřezový modul $W = 3.625E-05$ m³/m

Plastický průřezový modul $W_{pl} = 4.226E-05$ m³/m

Materiál konstrukce

Ocel konstrukční: EN 10025 : Fe 360

Mez kluzu $f_y = 235,00$ MPa




Modul pružnosti $E = 210000,00$ MPa

Modul pružnosti ve smyku $G = 81000,00$ MPa

Modul reakce podloží

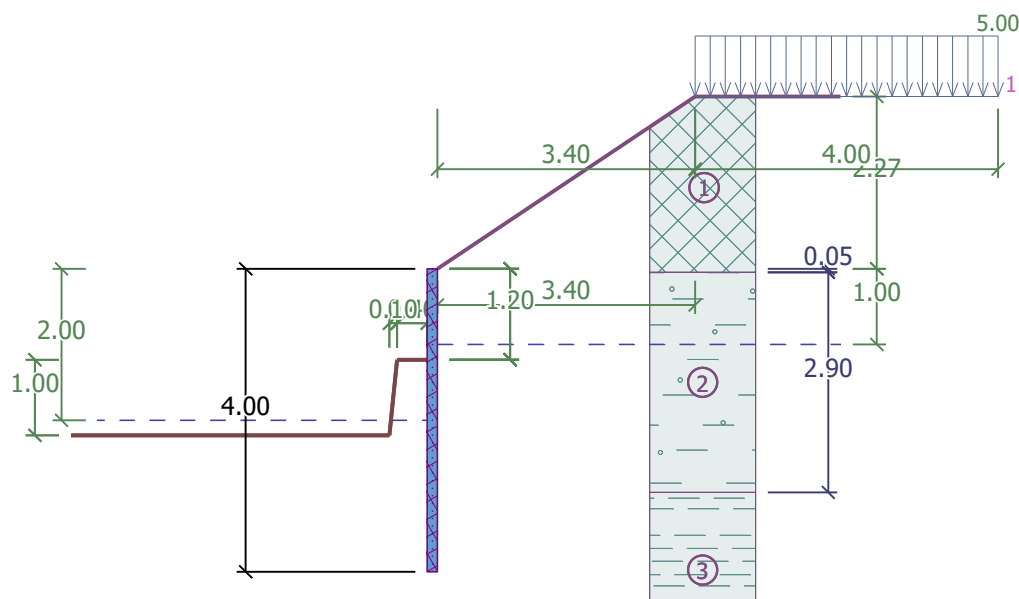
Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0.05	GT1 - antropogenní navážka	
2	2.90	GT2 - jíly a písčité jíly	
3	-	GT3 - jílovec silně zvětralý	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1.20 m.



Tvar terénu

Terén za konstrukcí je ve sklonu 1: 1.50 (úhel sklonu je 33.69 °).
Výška náspu je 2.27 m, délka náspu je 3.40 m.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 1,00 m
Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 2,00 m
Podloží u paty konstrukce je propustné.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Ano	změna	proměnné	5,00		3,40	4,00	Na terénu

Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 40

Vlastní výpočet mezních tlaků : neredukovat

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

Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

Maximální posouvající síla = 2,83 kN/m

Maximální moment = 1,30 kNm/m

Maximální deformace = 3,0 mm

Posouzení hydraulického zdvihu

Stabilizující tíha zeminy $\sigma_{stb} = 50.87$ kPa

Destabilizující tlak vody $u_{dst} = 13.50$ kPa

Posouzení hydraulického zdvihu VYHOVUJE

Posouzení vyplavování zeminy

Kritický hydraulický gradient $i_c = 0.73$

Hydraulický gradient $i = 0.20$

Posouzení vyplavování zeminy VYHOVUJE

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Číslo	Změna tuhosti	Tuhost k [kN/m]	Modul pruž. E [MPa]	Plocha A [mm ²]	Předp. síla F [kN]
1	Ne		200000,00	4620,000	0,00

Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

Maximální posouvající síla = 17.67 kN/m
 Maximální moment = 7.42 kNm/m
 Maximální deformace = 8.8 mm

Reakce v rozpěrách

Číslo	Hloubka [m]	Reakce [kN]
1	0,80	96,57

Posouzení hydraulického zdvihu

Stabilizující tíha zeminy $\sigma_{stb} = 18.45$ kPa
 Destabilizující tlak vody $u_{dst} = 13.50$ kPa

Posouzení hydraulického zdvihu VYHOVUJE

Posouzení vyplavování zeminy

Kritický hydraulický gradient $i_c = 0.73$
 Hydraulický gradient $i = 0.25$

Posouzení vyplavování zeminy VYHOVUJE

Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -8.8 mm
 Minimální deformace = 0.7 mm
 Maximální ohybový moment = 7.42 kNm/m
 Minimální ohybový moment = -6.39 kNm/m
 Maximální posouvající síla = 14.46 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 I-profil

$M_{max} = 11.13$ kNm; $Q = 26.16$ kN
 $Q_{max} = 26.51$ kN; $M = 8.44$ kNm

Posouzení max. momentu $M_{max} + Q$:

Posouzení ohybu:

$M_{max}/M_{c,Rd} = 0.894 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0.419 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 188.06$ MPa
 Smykové napětí $\tau_{Ed} = 42.88$ MPa

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0.740 \leq 1$ **Vyhovuje**

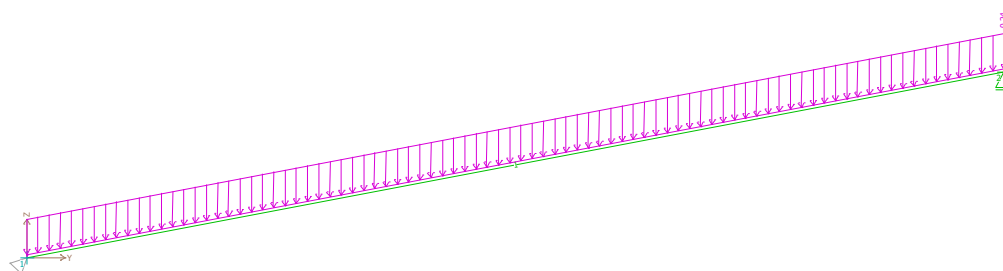
Posouzení max. posouvající síly $Q_{max} + M$:

Posouzení ohybu:

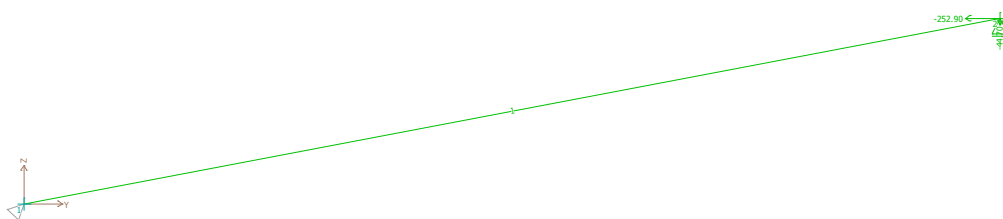
$M/M_{c,Rd} = 0.678 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

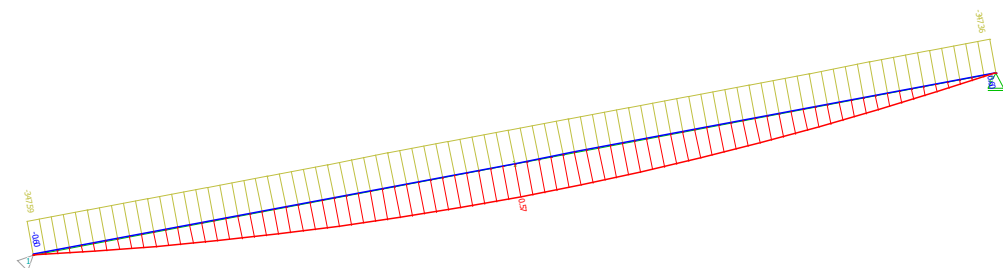
$Q_{max}/V_{c,Rd} = 0.424 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 142.53 \text{ MPa}$ Smykové napětí $\tau_{Ed} = 43.46 \text{ MPa}$ Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0.470 \leq 1$ **Vyhovuje****Průřez VYHOVUJE****Posouzení šikmé rozpěry**

Zatížení vlastní tíhou



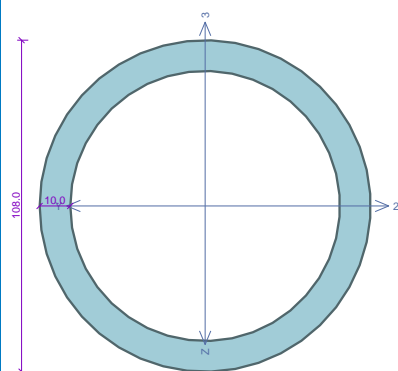
Zatížení od zápor



Průběh vnitřních sil

Posouzení průřezu šikmé rozpěry tr. 108/10 mm

Kritický řez dílce "1:DD" - průřez 1

Norma **EN 1993-1-1/Česko.**

Únosnost průřezu : $\gamma_{M0} = 1.000$
 Únosnost průřezu při posuzování stability : $\gamma_{M1} = 1.000$
 Únosnost oslabeného průřezu : $\gamma_{M2} = 1.250$

Průřez TK 108 x 10Průřezová plocha: $A = 3.079E03 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště:

 $y_T = 54.0 \text{ mm}$ $z_T = 54.0 \text{ mm}$

Momenty setrvačnosti:

 $I_y = 3.735E06 \text{ mm}^4$ $I_z = 3.735E06 \text{ mm}^4$

Průřezové moduly:

 $W_{y,1} = -6.916E04 \text{ mm}^3$ $W_{z,1} = 6.916E04 \text{ mm}^3$ $W_{y,2} = 6.916E04 \text{ mm}^3$ $W_{z,2} = -6.916E04 \text{ mm}^3$

Moment tuhosti v prostém kroucení:

 $I_k = 7.469E06 \text{ mm}^4$

Plastické průřezové moduly:

 $W_{pl,y} = 9.637E04 \text{ mm}^3$ $W_{pl,z} = 9.637E04 \text{ mm}^3$ **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**Vnitřní síly v souřadném systému průřezu**

Zatěžovací případ s největším využitím

Kombinace č.1 - G1+G2

 $N = -347.471 \text{ kN}$ $V_z = 0.000 \text{ kN}$ $M_y = 0.568 \text{ kNm}$ $V_y = 0.000 \text{ kN}$ $M_z = 0.000 \text{ kNm}$ $T_t = 0.000 \text{ kNm}$ $T_\omega = 0.000 \text{ kNm}$ $B = 0.000 \text{ kNm}^2$ **Parametry vzpěru**

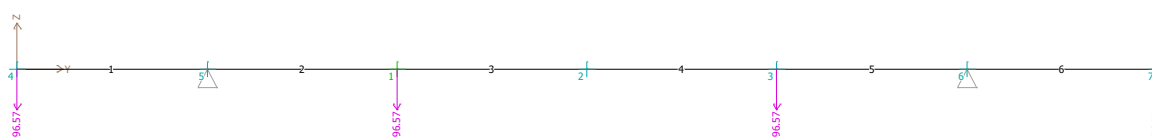
Délka dílce: 3.766 m

 $L_z = 3.766 \text{ m}$ $k_z = 1.000$ $L_{cr,z} = 3.766 \text{ m}$ $L_y = 3.766 \text{ m}$ $k_y = 1.000$ $L_{cr,y} = 3.766 \text{ m}$ **Výsledky posouzení - Rozhodující zatěžovací případ:** Kombinace č.1 - G1+G2; **Třída průřezu: 1**Vnitřní síly: $N = -347.471 \text{ kN}$; $M_y = 0.568 \text{ kNm}$; $M_z = 0.000 \text{ kNm}$ **Posudek nejnepříznivější kombinace vzpěrného tlaku a ohybu:****Vzpěr Y:** Únosnosti: $N_R = -406.182 \text{ kN}$; $M_{y,R} = 14.154 \text{ kNm}$ $|0.855 + 0.040 + 0.000| = |0.896| < 1$ **Vyhovuje****Vzpěr Z:** Únosnosti: $N_R = -406.182 \text{ kN}$; $M_{y,R} = 22.648 \text{ kNm}$ $|0.855 + 0.025 + 0.000| = |0.881| < 1$ **Vyhovuje**

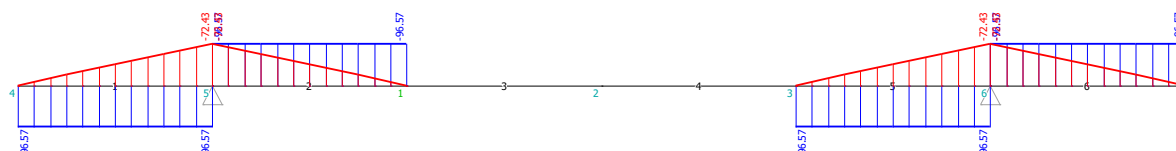
Štíhlost dílce: 108.1

Průřez vyhovuje**VYHOVUJE**

Posouzení převázky



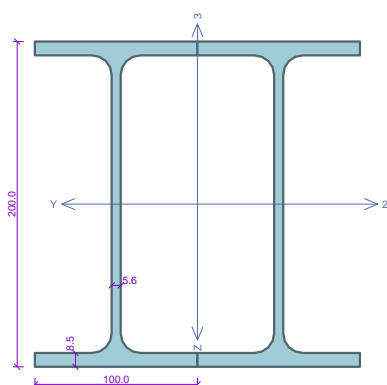
Zatížení od zápor



Průběh vnitřních sil

Posouzení průřezu rozpírané převázky 2x IPE200 na ohyb

Kritický řez dílce "1:DD" - průřez 1



Norma EN 1993-1-1/Česko.

Únosnost průřezu : $\gamma_{M0} = 1.000$ Únosnost průřezu při posuzování stability : $\gamma_{M1} = 1.000$ Únosnost oslabeného průřezu : $\gamma_{M2} = 1.250$ **Průřez 2 x IPE 200**Průřezová plocha: $A = 5.696E03 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště:

 $y_T = 100.0 \text{ mm}$ $z_T = 100.0 \text{ mm}$

Momenty setrvačnosti:

 $I_y = 3.886E07 \text{ mm}^4$ $I_z = 1.709E07 \text{ mm}^4$

Průřezové moduly:

 $W_{y,1} = -3.886E05 \text{ mm}^3$ $W_{z,1} = 1.709E05 \text{ mm}^3$ $W_{y,2} = 3.886E05 \text{ mm}^3$ $W_{z,2} = -1.709E05 \text{ mm}^3$

Moment tuhosti v prostém kroucení:

 $I_k = 1.600E07 \text{ mm}^4$

Výsečový moment setrvačnosti:

 $I_{\omega} = 4.828E10 \text{ mm}^6$

Plastické průřezové moduly:

 $W_{pl,y} = 4.413E05 \text{ mm}^3$ $W_{pl,z} = 2.848E05 \text{ mm}^3$ **Materiál: EN 10025 : Fe 360****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**Vnitřní síly v souřadném systému průřezu**

Zatěžovací případ s největším využitím

Kombinace č.1 - Q1

 $N = 0.000 \text{ kN}$ $V_z = 96.570 \text{ kN}$ $V_y = 0.000 \text{ kN}$ $T_t = 0.000 \text{ kNm}$ $T_{\omega} = 0.000 \text{ kNm}$ $M_y = -72.427 \text{ kNm}$ $M_z = 0.000 \text{ kNm}$ $B = 0.000 \text{ kNm}^2$ **Parametry vzpěru**

Délka dílce: 0.750 m

 $L_z = 0.750 \text{ m}$ $L_y = 0.750 \text{ m}$ **Výsledky posouzení - Rozhodující zatěžovací případ:** Kombinace č.1 - Q1; **Třída průřezu:** 1**Posudek smyku od posouvající síly V_z :**96.570 kN < 379.788 kN **Vyhovuje**Vnitřní síly: $N = 0.000 \text{ kN}$; $M_y = -72.427 \text{ kNm}$; $M_z = 0.000 \text{ kNm}$ **Posudek nejnepriznivější kombinace prostého tahu a ohybu:**Únosnosti: $M_{y,R} = -103.700 \text{ kNm}$ $|0.000 + 0.698 + 0.000| = |0.698| < 1$ **Vyhovuje**

Štíhlost dílce: 13.7

Průřez vyhovuje**VYHOVUJE**

D.6.7.2 Postup provádění prací zajištění stavební jámy

Při zřízení a odstranění dočasných konstrukcí zajištění výkopu v koordinaci s bouracími a výkopovými pracemi a výstavbou nové zdi jsou předepsány následující postupy provádění prací.

Postup provádění prací - mikrozáporové pažení:

- Provádění řady zápor za rubem zdi
- Provedení silničních panelů před lícem základu zdi, včetně roznášecích ocelových prvků
- Odbourávání stávající zdi po úroveň horního rozepření záporové stěny, za současného vypažování polí mezi záporami
- Osazení ztužujících převázek na záporách
- Rozepření zápor do opěrné konstrukce ze silničních panelů a roznášecích ocelových nosníků
- Odbourání zdi cca po úroveň dna vodoteče, za současného vypažování polí mezi záporami
- Vybourání zbytku zdi a dokončení výkopu pro založení nové zdi, za současného vypažování polí mezi záporami

Upozornění:

Není přípustné současné provádění bourání základu zdi a provádění výkopu pod úroveň dna v celé délce řešené zdi; projektant předepisuje provádět bourání a současně vyzdívání po úsecích délky max. 6 m.

Uvedený postup, především s ohledem na koordinaci bouracích a výkopových prací s prováděním rozepření pažení a na koordinaci výstavby nové zdi s odstraněním rozpěr, je nutné dodržet.

Během provádění vrtných prací musí být prováděn geologický monitoring, který bude porovnávat předpoklady vstupující do projektové dokumentace se zjištěnými skutečnostmi. Při zaznamenání odchylky je nutné kontaktovat zpracovatele projektové dokumentace.

Během výstavby je nutné dodržovat organizaci výstavby, aby nedocházelo k přitěžování konstrukcí např. dopravou atd.

6.8. Závěr

Při realizaci je nutné dodržet veškeré navržené dimenze pažících konstrukcí – dimenze průřezu, délky a rozteče zápor, dimenze průřezu a rozteče rozpěr, dimenze průřezu a umístění převázek. Změna umístění uvedených prvků způsobí redistribuci zatížení odlišnou od předloženého statického návrhu.

Při vrtání zápor paží konstrukce je nutno průběžně sledovat geologický profil – **předpokládá se vetknutí paty zápor do skalního podloží na hl. min. 1,0 m.**

Rovněž je nutné dodržet navržené rozměry a konstrukční uspořádání opěrných zdí.

Během vrtání v blízkosti nemovitostí musí zhotovitel upravit technologii vrtání tak, aby nedocházelo k přenosu dynamických účinků vrtání na budovy (bezpříklepové vrtání atd.) – bude uvedeno v technologickém předpisu zhotovitele.

Všechny změny a odlišnosti oproti předpokladům projektu, zejména odlišnosti v geologické skladbě, je nutno konzultovat se zpracovatelem tohoto projektu. Výsledkem mohou být úpravy v projektu, týkající se navržených dimenzí opěrných konstrukcí. Změny, které by mohly ovlivnit cenu realizace, musí stavba projednat s investorem.