

INVESTOR

STATUTÁRNÍ MĚSTO DĚČÍN

Mírové náměstí 1175/5, 405 38 Děčín IV



SO 201 OPRAVA MOSTU PŘES CHROCHVICKÝ POTOK

STAVBA

OPRAVA MOSTU PŘES CHROCHVICKÝ POTOK DC-032L DĚČÍN XXIV - KRÁSNÝ STUDENEC



S.A.W. CONSULTING s.r.o.

Pražná 2324, 407 47 Varnsdorf

středisko UL: Božtěšická 216/34, 400 01 Ústí n. L.

web: www.sawconsulting.cz

e-mail: info@sawconsulting.cz

VYPRACOVAL

ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT

TECHNICKÁ KONTROLA

INVESTOR

STATUT. MĚSTO DĚČÍN

ING. LIBOR VYKOUKAL

ZLATA BRADÁČOVÁ, DiS.

ING. IGOR BÁLIK

ZAKÁZKOVÉ ČÍSLO

2019-094

DATUM

05/2020

STUPEŇ

DSP/PDPS

MĚŘÍTKO

PŘÍLOHA

STATICKÝ VÝPOČET

Č. PŘÍLOHY

9

PARÉ

1. Identifikační údaje stavby

Stavba	Oprava mostu přes Chrochvický potok DC – 032 L Děčín XXIV – Krásný Studenec
Objekt číslo	SO 201
Název objektu	Oprava mostu přes Chrochvický potok
Kraj	CZ042 Ústecký
Obec	562335 Děčín (okres Děčín)
Katastrální území	674001 Krásný Studenec (okres Děčín)
Investor	Statutární město Děčín Mírové náměstí 1175/5 405 38 Děčín IV
Uvažovaný správce objektu	Statutární město Děčín Mírové náměstí 1175/5 405 38 Děčín IV
Projektant objektu	S.A.W. Consulting s r. o. středisko Ústí nad Labem Božtěšická 216/34, 400 01 Ústí nad Labem Jaroslav Zavadil, DiS. tel. 607 930 191
Pozemní komunikace	Místní komunikace
Staničení na komunikaci	-
Zatížení	Zatížení dle ČSN EN 1991
Účel dokumentace	Dokumentace pro stavební povolení a provádění stavby – DSP/PDPS

2. Základní údaje o objektu

Charakteristika mostu dle ČSN 73 6200, článek 4:

4.1	silniční most
4.2	most přes Chrochvický potok
4.3	o 1 poli
4.4	most s mostovkou v jedné úrovni
4.5	most s horní mostovkou
4.6	most s přesypávkou
4.7	nepohyblivý most
4.8	trvalý most
4.9	-
4.10	most v přímé
4.11	Kolmý most
4.12	kovový most (ocelová flexibilní konstrukce)
4.13	most s ohybově měkkou nosnou konstrukcí
4.14	rámový most
4.15	s omezenou volnou výškou
4.16	-

<i>Charakteristika objektu</i>	Propustek na místní komunikaci v obci Krásný Studenec, trvalý, kolmý, v přímé, s normovou zatížitelností
<i>Délka přemostění</i>	1,805 m
<i>Délka propustku</i>	2,5 m
<i>Délka nosné konstrukce</i>	1,835 m
<i>Rozpětí</i>	1,82 m
<i>Šikmost propustku</i>	-
<i>Volná šířka propustku</i>	3,5 m v ose propustku
<i>Šířka průchozího prostoru</i>	-
<i>Šířka propustku</i>	4,6 m v ose propustku
<i>Výška propustku nad terénem</i>	1,15 m v ose propustku
<i>Plocha nosné konstrukce</i>	8,441 m ²
<i>Důležitá upozornění</i>	V blízkosti mostu se nachází celá řada inženýrských sítí. Na povodní straně mostu prochází vedení metalického kabelu ve správě Cetin a.s., které bude stranovou přeložkou umístěno do chráničky Ø110 mm v nové žb. římse.
<i>Zatížení mostu</i>	uvažováno zatížení dle ČSN EN 1991, hodnoty regulačních součinitelů jsou uvažovány pro skupinu pozemních komunikací 1

Popis objektu:

- založení – plošné na základové desce a základových pasech
- nosná konstrukce – ocelová flexibilní konstrukce
- čela – masivní tížné se svislým lícem a šikmým rubem
- nábrežní zdi – na vtoku kamenná s betonovým základem
– na výtoku plošně založené masivní betonové v líci se ztraceným bedněním z rádkového zdiva
- úprava povrchů – betony dle předepsaného typu bednění a úpravy

Vybavení propustku:

- římsy – železobetonové monolitické
- zábradlí – se svislou výplní
- stálé zařízení – propustek není vybaven stálým zařízením

3. Návaznost na předchozí dokumentaci

3.1. Změny oproti předchozí dokumentaci

Na tuto stavbu nebyl zpracován předchozí stupeň dokumentace DÚR. Projekt řeší dokumentaci DSP/PDPS.

4. Všeobecný popis

4.1. Stavba a její zvláštnosti

4.1.1. Popis

Stávající stavba je situována v intravilánu Krásného Studence, části města Děčín. Předmětem projektové dokumentace stavby je oprava stávajícího propustku pro vozidla a pěší přes Chrochvický potok u č. p. 80.

Stávající propustek je šířky cca 4,0m, jednoplošný trvalý s kamennou spodní stavbou tvořící nábrežní zdi (opěry) z kamenného zdiva. Nosná konstrukce je kamenná trámová, prostě uložená s kolmou světlostí 1,1 m. Opěry jsou pravděpodobně plošně založené. Na návodní straně je v krajní části opěry

vyústěno betonové potrubí neznámého správce. Na opěry propustku navazují nábrežní zdi, na pravé straně ve směru toku zeď z betonových prefabrikátů se šikmým lícem, na levé straně polorozpadlá kamenná zeď s drátěným oplocením. Na povodní straně vpravo ve směru toku navazuje na opěru propustku polorozpadlá kamenná nábrežní zeď. Na protějším břehu je ve vzdálenosti cca 4,2 m od propustku kamenná zídka, ve které je vyústěno PVC potrubí DN 300 mm neznámého správce.

Římsy na propustku jsou betonové, na levé straně je osazeno dřevěné oplocení, na pravé straně je římsa opatřena ocelovým trubkovým zábradlím s vodorovnou výplní.

Vozovka na mostě a na předpolích je šterková. Přímo nad mostním otvorem jsou umístěny dva železobetonové panely a na vtokové straně je umístěno provizorní betonové svodidlo s ocelovým trubkovým zábradlím.

Stávající zdivo mostu vykazuje značné poruchy – rozvolněné zdivo, vypadané spárování, prorůstání vegetace průčelním zdivem a nevyhovující zábradlí.

Vzhledem k výše uvedeným poruchám a stavu stávajícího propustku a vozovky bylo rozhodnuto o jeho kompletní demolici a navržení nového s normovou zatížitelností.

V rámci rekonstrukce propustku SO 201 je v nezbytném rozsahu upravena komunikace na mostě a v přilehlém úseku z důvodu plynulé návaznosti na stávající vozovku. Niveleta na mostě je v rámci rekonstrukce navržena ve výškovém oblouku, příčný sklon na mostě je nulový, na předpolích mostu je příčný sklon jednostranný.

Nová mostní konstrukce je ocelová flexibilní konstrukce z vlnitého plechu tl. 3 mm, ukončena na vtoku i výtoku do betonových čel. Konstrukce je uložena na základové desce, ve střední části ve šterkopískovém loži, v krajních částech je uložena přímo do konstrukce dříku betonových čel propustku. Na obou stranách propustku je navržena železobetonová římsa šířky 550 mm. Římsa je k čelům kotvena pomocí spřahující výztuže, vyčnívající z dříku čel. Na římsách je navrženo nové zábradlí se svislou výplní výšky 1,10 m.

Na vtoku bude kamenná zeď rozebrána a bude přezděna do nové polohy, v délce cca 5,0 m. Nábrežní zeď bude šířkově i výškově plynule napojena na stávající nábrežní zeď. Drátěný plot na zdi bude demontován a po přezdění zdi zpětně namontován do nové polohy. Na výtoku bude vlevo i vpravo zhotovena nová nábrežní zeď. Zdi jsou navrženy jako plošné založené tížné zdi v lici se ztraceným bedněním z řádkového zdiva. Nábrežní zdi budou šířkově i výškově plynule napojeny na stávající nábrežní zdi.

Koryto pod propustkem bude dlážděné, kyneta je v dostředném sklonu 10%. Dlažba bude v návaznosti na konstrukci mostu provedena na vtoku v dl. 5,0 m a na výtoku v dl. 4,5 m, bude ukončena betonovým prahem a těžkým kamenným záhozem.

Vody z povrchu vozovky na propustku jsou odváděny příčným jednostranným spádem směrem k povodní římse a podélným spádem směr Chrochvice.

Na konec římsy na vtoku u domu č. p. 80 bude navazovat nová plotová podezdívka, která bude směrově a výškově napojena na stávající podezdívku. Stávající dřevěný plot bude demontován a poté osazen na novou podezdívku. Na konci římsy na výtoku bude provedena zádlažba z kamenné dlažby do betonového lože a šterkopíského podsypu. Na zádlažbu navazuje na jedné straně plocha ze šterkodrti a na druhé straně parkovací stání z R-materiálu. Plocha mezi stávající podezdívkou a komunikací bude dosypána R-materiálem. Ostatní plochy, které budou dotčeny stavbou, budou ohumusovány a zatravněny.

V rámci opravy propustku a pro potřeby osazení provizorní lávky pro pěší je potřeba provést kácení 3 ks stromů na návodní i povodní straně a mýcení křovin a drobné vegetace na povodní straně mostu na obou březích.

Na vtokové straně v blízkosti propustku se nachází garážové stání na pozemku č. 187. Výkop v tomto místě bude zajištěn záporovým pažením z mikrozápor s převážkami a zemními kotvami.

V místě propustku se nachází inženýrské sítě. Na výtokové straně souběžně s osou komunikace vede podzemní metalický kabel ve správě CETIN, a.s., který u propustku vede v ocelové chráničce ve vzdálenosti cca 20 cm od římsy propustku. Toto vedení bude stranovou přeložkou umístěno do chráničky Ø110 mm v nové žb. římse.

Ve vzdálenosti cca 10,0 m od osy mostu směrem k č. p. 17 se nachází betonový sloup s nadzemním vedením NN ve správě ČEZ Distribuce, a.s.

Před zahájením prací musí být osazeno dočasné dopravní značení a vytýčeny veškeré podzemní sítě v rozsahu staveniště. Vzhledem k blízkosti a četnosti inženýrských sítí je nutné při opravě propustku postupovat se zvýšenou opatrností, aby nedošlo k poškození jednotlivých inženýrských sítí.

Pro projektovou dokumentaci bylo provedeno zaměření úseku místní komunikace v nezbytně nutném rozsahu, propustku a jeho přilehlého okolí.

Provoz na místní komunikaci bude po dobu opravy mostního objektu vyloučen. Přejíždění pro pěší bude zajištěno po provizorní lávce uložené na silničních panelech na povodní straně propustku rovnoběžně s novou konstrukcí propustku.

Celková předpokládaná doba realizace stavby a tedy i vyloučení provozu jsou 4 měsíce.

4.2. Výpočetní pomůcky

- výpočetní technika: ruční výpočet
- IDEA RS – posouzení základové desky na II. MS
- dimenze pažení v programu GEO5

4.3. Přehled použité literatury, využívaných norem a vzorových listů

ČSN 73 0037 Zemní tlak na stavební konstrukce

ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1991-1-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb

ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou

ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady

ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla

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

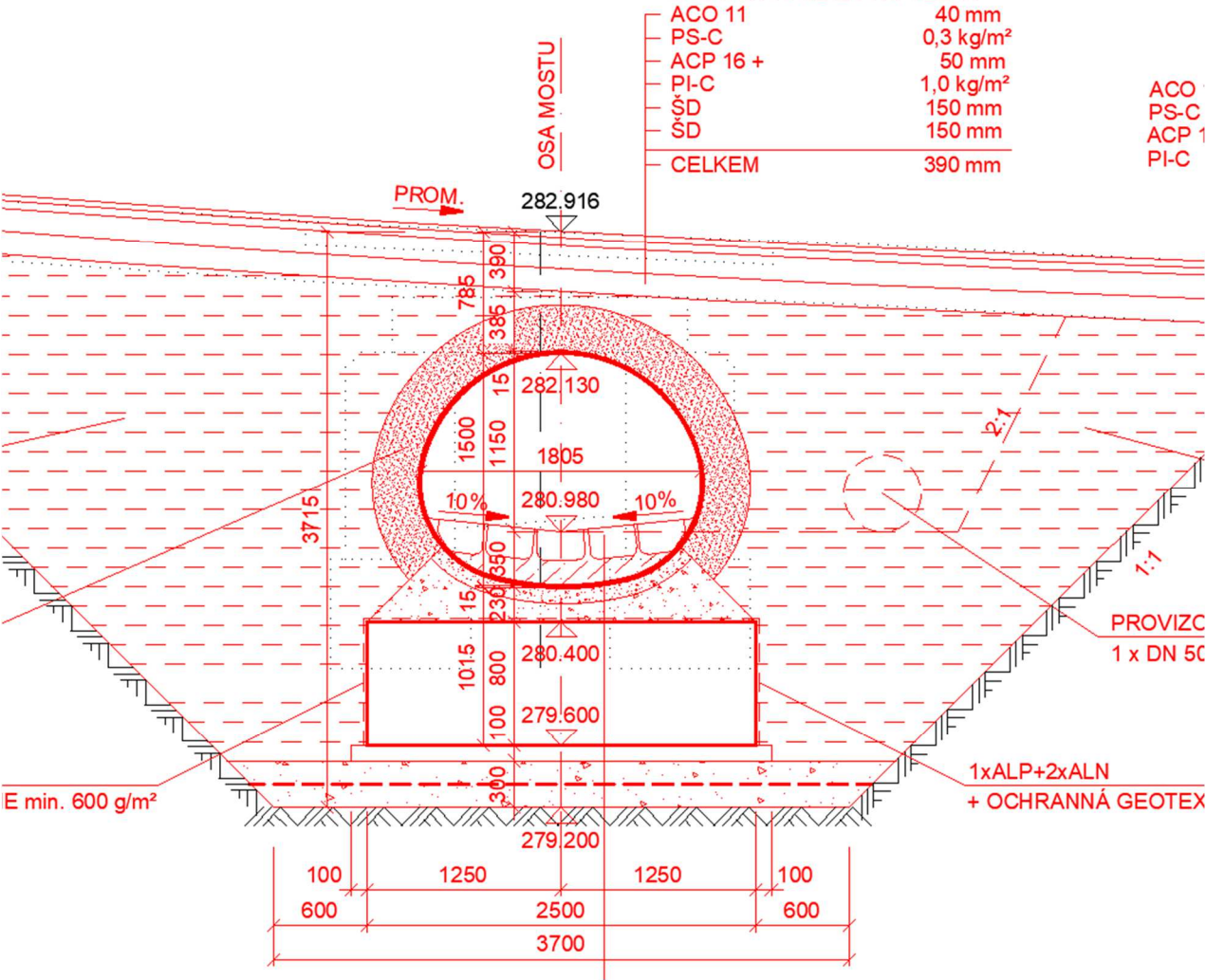
4.4. Podklady pro zpracování statického výpočtu

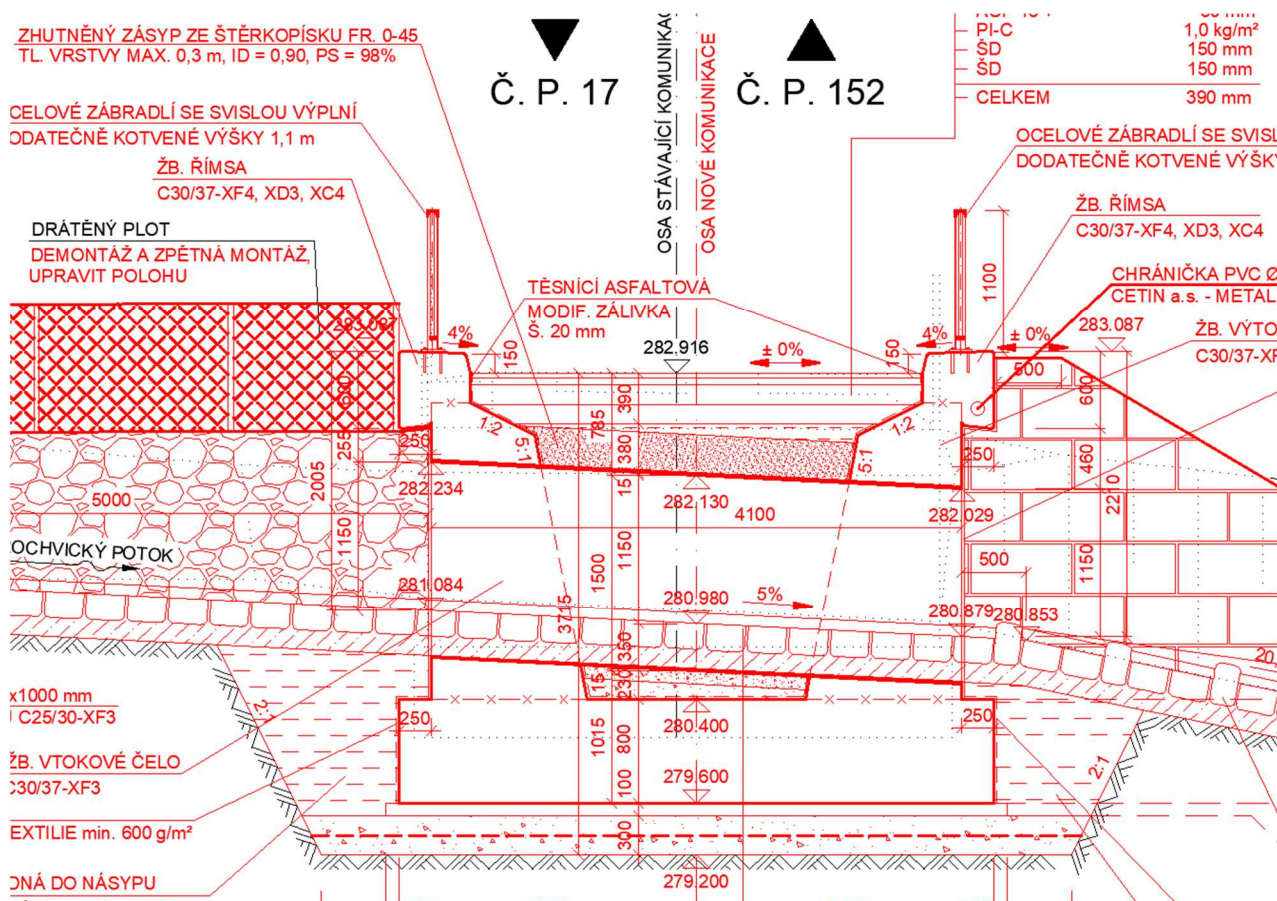
- Projektová dokumentace nového objektu

4.5. Úplná identifikace autora statického výpočtu

- jméno a příjmení: Ing. Libor Vykoukal
- S.A.W. Consulting s.r.o. , Prašná 2324, 407 47 Varnsdorf
- uložení originálu: u autora statického výpočtu Ing. Libor Vykoukal
- doba uložení – min. 10 roků
- datum zpracování: 30.04.2020

5. Grafické přílohy ke statickému výpočtu





6. Vlastní výpočet

- pro základovou desku
- základní charakteristika – výpočet je podle teorie I. Řádu
- posuzování účinků v základové desce a základové spáře pásu je podle mezního stavu 1. skupiny – mezního stavu únosnosti. Mezní stav 2. skupiny – mezní stav použitelnosti – nemusí být počítán (již konsolidované zemní těleso).
- Posuzuje se únosnost betonového průřezu základové a základové spáry nového základ. pásu.
- dodržení zásady vzorců: zkoumaná veličina - obecné dosazení - konkrétní dosazení – výsledek.

6.1. Stanovení průřezových a geometrických charakteristik

Základová deska: výška (tloušťka) $h_d = 0,80$ m, šířka $B_d = 2,50$ m

6.2. Stanovení zatížení jednotlivých částí a prvků mostního objektu

Stálé zatížení:

a) Zemní tlak na zasypané konstrukce (podle ČSN 73 0037)

Rovnoměrné svislé zatížení na povrchu objektu

– od zásypu:

$$f_{ak} = g \cdot h = 20,0,818 = 15,7 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{ad} = g \cdot h \cdot \gamma_g = 20,0,818 \cdot 1,35 = 21,185 \text{ kN/m}^2$$

– od vozovky:

$$f_{ak} = g \cdot h = 23,0,09 = 2,07 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{ad} = g \cdot h \cdot \gamma_g = 23,0,09 \cdot 1,35 = 2,80 \text{ kN/m}^2$$

Statický výpočet

b) vlastní tíha trub:

$$g_{ak} = 0,0035 \cdot 5,284 \cdot 78,50 = 1,451 \text{ kN/m}$$

$$g_{ad} = 1,451 \cdot 1,35 = 1,96 \text{ kN/m}$$

c) dlažba v profilu :

$$g_{ak} = 0,505 \text{ m}^2 \cdot 24 = 12,12 \text{ kN/m}$$

$$g_{ad} = 12,12 \cdot 1,35 = 16,36 \text{ kN/m}$$

plošné:

$$g_{bk} = 31,34/2,5 = 12,54 \text{ kN/ m}^2$$

$$g_{bd} = 42,31/2,5 = 16,93 \text{ kN/ m}^2$$

d) Vlastní tíha základové desky: $g_{2k} = 0,80 \cdot 25 = 20,00 \text{ kN/m}^2$, $g_{2d} = g_{2k} \cdot g_g = 20,00 \cdot 1,35 = 27,00 \text{ kN/m}^2$

f) Proměnné krátkodobé zatížení silniční dopravou:

Model zatížení LM1

Charakteristické nápravové zatížení $Q_{ik} = 300 \text{ kN}$

(celkem 2 nápravy ve vzájemných vzdálenostech 1,2 m)

Na každou stranu navazuje rovnoměrné zatížení $q_{vk} = 9 \text{ kN/m}^2$

Tabulka NA.6 – Půdorysná náhradní plocha

Model zatížení	Druh zatížení	Náhradní plocha
LM1	Dvojnáprava (TS)	$B \times 4,5 \text{ m}$
LM3	Vozidlo 900/150	$3,0 \times 8,0 \text{ m}$
	Vozidlo 1800/200	$3,0 \times 13,0 \text{ m}$
	Vozidlo 3000/240	$4,5 \times 18,0 \text{ m}$
B – šířka zatěžovacího pruhu		

$$q_{LM1Q} = \frac{\Sigma \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k}}{A_{eff}} + \alpha_{q1} \cdot q_{1k} = \frac{1,0 \times 2,0 \times 300}{3,0 \times 4,5} + 1,0 \times 9,0 = 53,44 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{LM1Q} = \frac{q_{LM1Q}}{b/B} = \frac{53,44}{4,6/3,5} = 40,66 \text{ kN/m}^2$$

Celkové návrhové zatížení:

(= kontaktní napětí v základové spáře při předpokladu rovnoměrného rozložení)

$$q_{cd} = 16,93 + 54,89 + 27,00 = 98,82 \text{ kN/m}^2$$

Celkové návrhové zatížení: pro kvazistálou kombinaci

(= kontaktní napětí v základové spáře při předpokladu rovnoměrného rozložení)

$$q_{kvaz} = 12,54 + 20,00 = 32,54 \text{ kN/m}^2$$

Celkové návrhové zatížení: pro charakteristickou kombinaci

(= kontaktní napětí v základové spáře při předpokladu rovnoměrného rozložení)

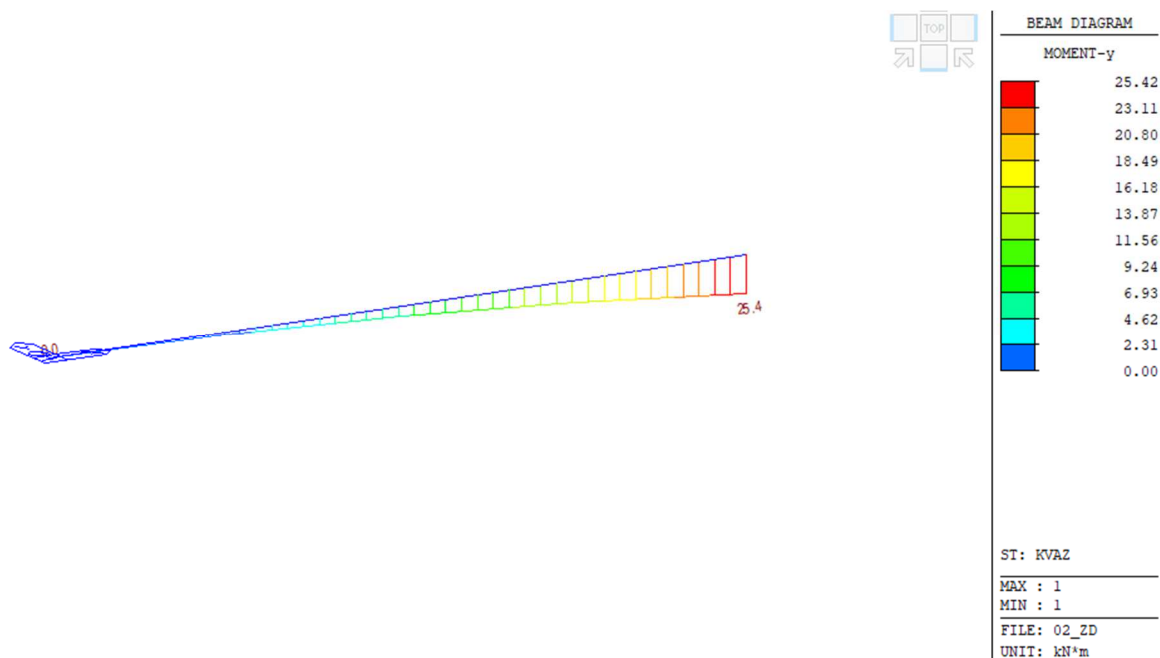
$$q_{char} = 12,54 + 20,00 + 40,66 = 73,2 \text{ kN/m}^2$$

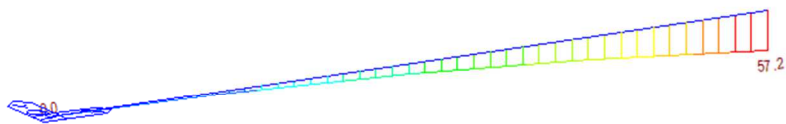
6.3. Návrh konstrukčních částí

Základová deska:

Rozměry: výška (tloušťka) $h_d = 0,80 \text{ m}$, šířka $B_d = 2,50 \text{ m}$

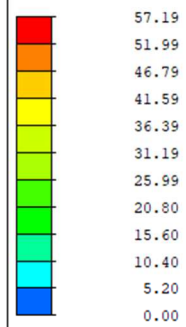
Vnitřní síly:





BEAM DIAGRAM

MOMENT-y



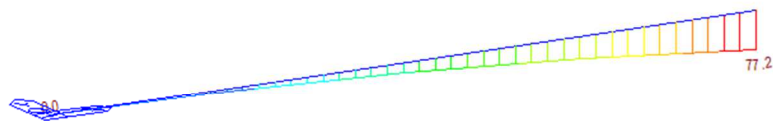
ST: CHAR

MAX : 1

MIN : 1

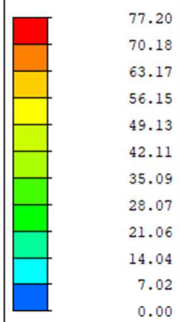
FILE: 02_2D

UNIT: kN*m



BEAM DIAGRAM

MOMENT-y



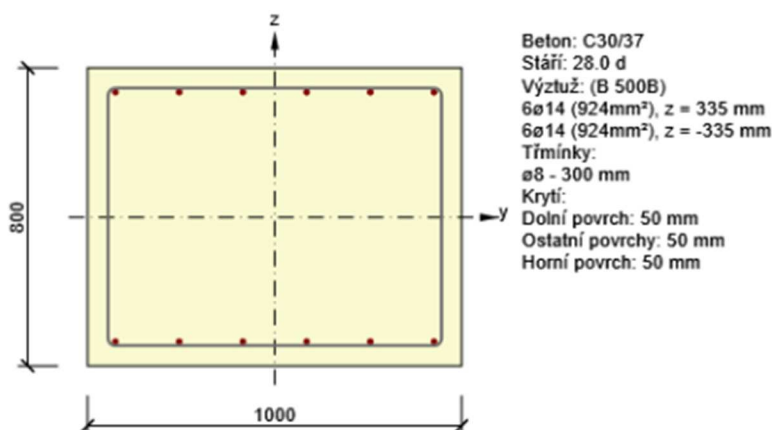
ST: MSU

MAX : 1

MIN : 1

FILE: 02_2D

UNIT: kN*m



2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	0.0	0.0	0.0	0.0	77.2	0.0
Celkové	Charakteristická	0.0	0.0	0.0	0.0	57.2	0.0
Celkové	Kvazistálá	0.0	0.0	0.0	0.0	25.4	0.0

2.1.1.2 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0.0	77.2	0.0			24.2	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0.0	77.2	0.0			24.2	OK
Smyk	0.0			0.0	0.0	0.0	OK
Kroucení					0.0	0.0	OK
Interakce	0.0	77.2	0.0	0.0	0.0	0.0	OK
Omezení napětí	0.0	57.2	0.0			2.9	OK
Šířka trhliny	0.0	25.4	0.0			0.0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

Návrhová únosnost základové půdy

Určení je přibližné podle: výpočtová tabulková únosnost podle zrušené původní ČSN 73 1001 – v Eurocodu 7 - ČSN EN 1997-1 zatím není odpovídající příloha vydána (poznámka: tabulka se má stát přílohou)

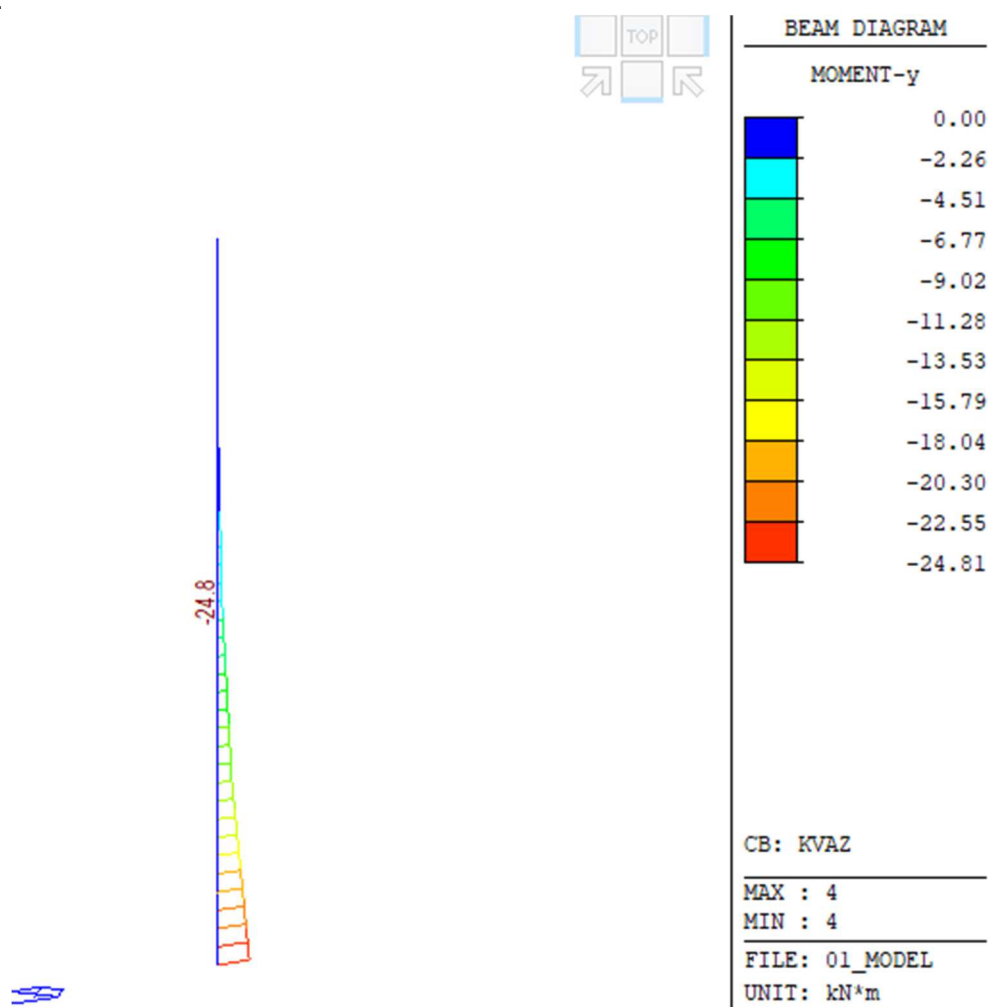
Základová zemina – jíl F6

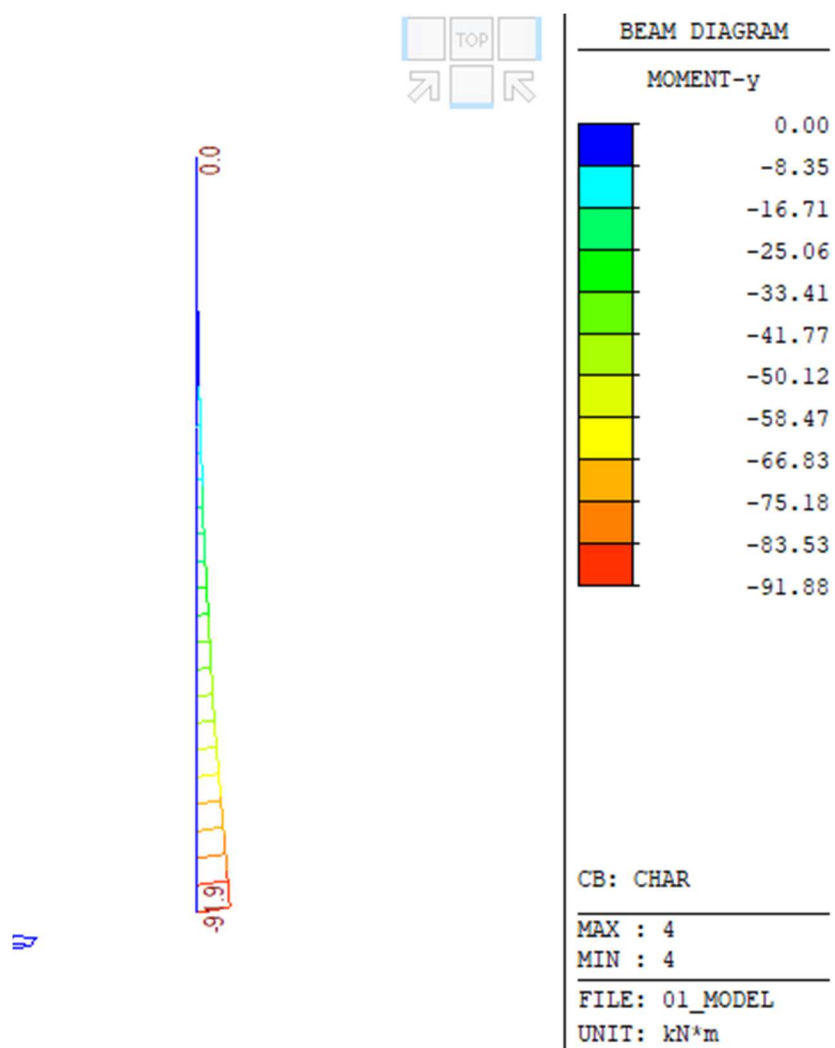
$R_{dt} = 200 \text{ kPa}$ (příloha 6, tab.15)

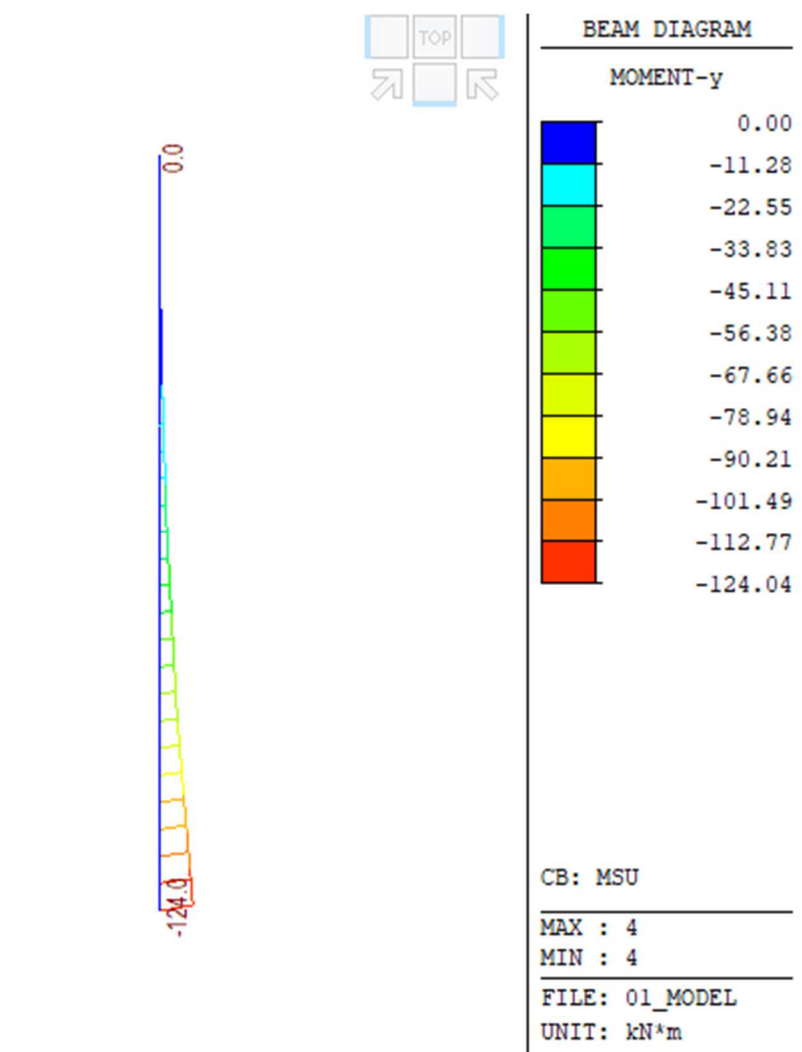
R_{dt} - je větší než kontaktní napětí v základové spáře $q_{cd2} = 98,82 \text{ kN/m}^2$ – vyhovuje 1. mezní stav

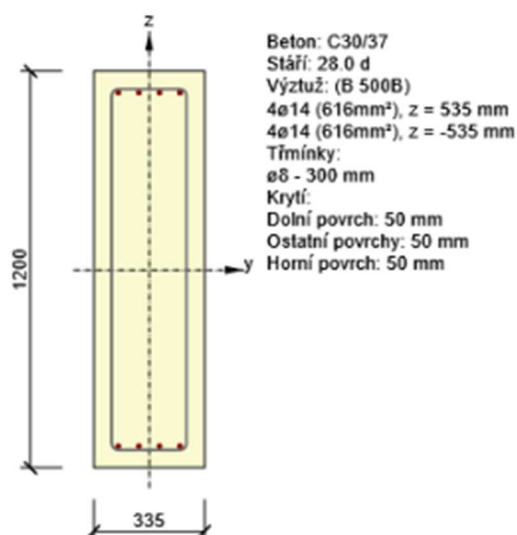
Čelní zeď:

Vnitřní síly:









2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	0.0	0.0	0.0	0.0	124.0	0.0
Celkové	Mimořádná	0.0	0.0	0.0	0.0	249.9	0.0
Celkové	Charakteristická	0.0	0.0	0.0	0.0	91.9	0.0
Celkové	Kvazistálá	0.0	0.0	0.0	0.0	24.8	0.0

2.1.1.2 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0.0	249.9	0.0			68.7	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0.0	249.9	0.0			68.7	OK
Smyk	0.0			0.0	0.0	0.0	OK
Kroucení					0.0	0.0	OK
Interakce	0.0	124.0	0.0	0.0	0.0	0.0	OK
Omezení napětí	0.0	91.9	0.0			6.1	OK
Šířka trhliny	0.0	24.8	0.0			0.0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

Samostatné křídlo :

Materiály a normy

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

Výpočet zdi

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
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 :	$\gamma_Q =$	1.35	[-]	0.00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1.35	[-]	

Součinitele redukce odporu (R)				
Trvalá 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	[-]	

Kombinační součinitele pro proměnná zatížení				
Trvalá návrhová situace				
Součinitel kombinační hodnoty :	$\psi_0 =$	0.70	[-]	
Součinitel časté hodnoty :	$\psi_1 =$	0.50	[-]	
Součinitel kvazistálé hodnoty :	$\psi_2 =$	0.30	[-]	

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\square = 23.00 \text{ kN/m}^3$

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

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku

$f_{ck} = 30.00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu

$f_{ctm} = 2.90 \text{ MPa}$

Ocel podélná : B500

Mez kluzu

$f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$

Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	0.30
3	0.80	0.50
4	0.80	2.76
5	1.00	2.76
6	1.00	3.56
7	-0.84	3.56
8	-0.84	2.76

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
9	-0.64	2.76
10	-0.30	0.00

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.
Plocha řezu zdi = 4.67 m².

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída G4		32.50	4.00	19.00	9.00	4.00
2	Třída F6, konzistence tuhá		19.00	12.00	21.00	11.00	4.00

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

Parametry zemín



Třída G4

Objemová tíha : $\gamma = 19.00$ kN/m³
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 32.50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 4.00$ kPa
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 4.00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19.00$ kN/m³

Třída F6, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 21.00$ kN/m³
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 19.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 12.00$ kPa
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 4.00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21.00$ kN/m³

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	3.56	Třída G4	
2	-	Třída F6, konzistence tuhá	

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		proměnné	35.55				na terénu

Číslo	Název
1	LM

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce není uvažován.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F _{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F _{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0.00	-1.49	107.37	0.96	1.000	1.000	1.350
Tíh.- zemní klín	0.00	-0.92	0.69	1.71	1.000	1.000	1.350
Tíh.- zemní klín	0.00	-3.35	4.78	1.20	1.000	1.000	1.350
Aktivní tlak	22.79	-0.95	10.21	1.75	1.350	1.350	1.000
LM	36.62	-1.77	18.80	1.62	1.350	1.350	1.350
LM	0.00	-3.56	18.69	1.11	0.000	0.000	1.350

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 125.10$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 116.53$ kNm/m

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 90.84$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 80.20$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 197.08 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	70.25	213.15	72.22	0.179	179.74
2	81.60	152.00	80.20	0.291	197.08

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	55.45	160.54	59.40
2	58.91	141.85	59.40

Posouzení únosnosti základové půdy

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0.291$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0.333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Návrhová únosnost základové půdy $R = 300.00 \text{ kPa}$

Součinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1.40$

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 197.08 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy $R_d = 214.29 \text{ kPa}$

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]	Koef. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
Tíh.- zed'	0.00	-0.05	0.70	0.16	1.000	1.350	1.000
Aktivní tlak	0.00	-0.10	0.00	0.31	1.000	1.000	1.000
LM	0.64	-0.05	0.07	0.31	1.350	1.350	1.350

Posouzení zdi v pracovní spáře 0.10 m od koruny zdi

Výška průřezu $h = 0.31 \text{ m}$

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 225.82 \text{ kN/m} > 0.86 \text{ kN/m} = V_{Ed}$

Tlaková síla na mezi únosnosti $N_{Rd} = 4003.85 \text{ kN/m} > 0.80 \text{ kN/m} = N_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 0.13 \text{ kNm/m} > 0.02 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Únosnost průřezu VYHOVUJE

Pažení :

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)

Dílkový 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 [-]

Součinitele redukce odporu (R)		
Trvalá návrhová situace		
Součinitel redukce zemního odporu :	$\gamma_{Re} =$	1.40 [-]

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 8.00 m

Název průřezu : I-průřez : HE 160 B; a = 0.75 m

Koef.redukce tlaku před stěnou = 0.99

Plocha průřezu	A	=	7.23E-03	m ² /m
Moment setrvačnosti	I	=	3.32E-05	m ⁴ /m
Modul pružnosti	E	=	210000.00	MPa
Modul pružnosti ve smyku	G	=	81000.00	MPa
Průřezový modul	W	=	4.153E-04	m ³ /m
Plastický průřezový modul	W _{pl}	=	4.720E-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 vypočten z přetvárných charakteristik zemín.

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída F5, konzistence tuhá		21.00	12.00	20.00	10.00	6.00

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

Parametry zemín pro výpočet modulu reakce podloží (iterovat)

Číslo	Název	Vzorek	ν [-]	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]	m [-]
1	Třída F5, konzistence tuhá		0.40	-	10.00	0.10

Parametry zemín

Třída F5, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma =$ 20.00 kN/m³

Napjatost : efektivní

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} =$ 21.00 °

Soudržnost zeminy : $c_{ef} =$ 12.00 kPa

Třecí úhel ke-zemina : $\delta =$ 6.00 °

Zemina : nesoudržná


Modul přetvárnosti : $E_{def} =$ 10.00 MPa

Poissonovo číslo : $\nu =$ 0.40

Koef. strukturní pevnosti : $m =$ 0.10

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} =$ 20.00 kN/m³

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	Třída F5, konzistence tuhá	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2.00 m.

Statický výpočet

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1	Vel.2	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna		[kN/m ²]	[kN/m ²]			
1	ANO		proměnné	10.00				na terénu

Číslo	Název
1	pracovní

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 (Fáze budování 1)

Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

Hloubka [m]	T _{a,p} [kPa]	T _{k,p} [kPa]	T _{p,p} [kPa]	T _{a,z} [kPa]	T _{k,z} [kPa]	T _{p,z} [kPa]
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	6.42	62.72
1.23	0.00	0.00	0.00	4.94	22.25	124.25
1.73	0.00	0.00	0.00	6.94	28.67	149.18
2.00	-0.00	-0.00	-0.00	8.00	32.08	162.43
2.00	-0.00	-0.00	-37.42	7.92	25.67	160.81
3.73	-0.00	-22.03	-123.01	22.74	49.28	246.40
8.00	-37.32	-76.23	-333.55	59.19	107.99	456.95

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	-8.76	6.42	0.00	0.00
0.20	0.00	0.47	-8.11	4.82	-1.11	0.10
0.40	0.00	0.00	-7.46	1.60	-1.77	0.42
0.60	0.00	0.00	-6.82	2.40	-2.17	0.81
0.80	0.00	0.00	-6.17	3.20	-2.73	1.30
1.00	0.00	0.00	-5.54	4.00	-3.45	1.91
1.20	0.00	0.00	-4.92	4.80	-4.33	2.69
1.40	0.00	0.00	-4.31	5.60	-5.37	3.65
1.60	0.00	0.00	-3.73	6.40	-6.57	4.84
1.80	0.00	0.00	-3.17	7.20	-7.93	6.29
1.99	0.00	0.00	-2.67	7.97	-9.38	7.95
2.01	4.29	0.00	-2.63	-4.52	-9.46	8.10
2.20	14.09	0.00	-2.17	-24.26	-6.49	9.62
2.40	16.78	0.00	-1.75	-23.55	-1.67	10.42
2.60	18.51	6.70	-1.39	-10.28	1.85	10.28
2.80	22.30	6.81	-1.09	-6.88	3.61	9.70

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
3.00	26.58	7.21	-0.85	-3.40	4.67	8.84
3.20	32.95	7.66	-0.65	-0.99	5.14	7.84
3.40	45.30	8.20	-0.50	-1.26	5.43	6.75
3.60	63.38	9.50	-0.39	-2.72	5.90	5.60
3.80	75.21	11.77	-0.31	0.36	6.14	4.37
4.00	76.39	13.69	-0.26	4.40	5.63	3.18
4.20	76.77	16.75	-0.23	6.75	4.50	2.15
4.40	77.16	24.23	-0.21	7.35	3.08	1.39
4.60	77.55	51.20	-0.20	3.81	1.97	0.88
4.80	77.94	67.16	-0.19	1.60	1.42	0.53
5.00	78.33	72.05	-0.19	0.97	1.16	0.27
5.20	78.72	68.43	-0.19	1.62	0.89	0.07
5.40	79.10	67.88	-0.19	1.77	0.55	-0.08
5.60	79.49	70.55	-0.19	1.24	0.25	-0.16
5.80	79.88	71.90	-0.19	1.00	0.03	-0.19
6.00	80.27	75.01	-0.19	0.45	-0.11	-0.18
6.20	80.66	77.25	-0.19	0.15	-0.17	-0.15
6.40	81.05	80.03	-0.19	-0.20	-0.17	-0.12
6.60	81.43	81.26	-0.19	-0.23	-0.12	-0.09
6.80	81.82	81.82	-0.19	-0.14	-0.09	-0.07
7.00	82.21	82.21	-0.19	-0.04	-0.07	-0.06
7.20	82.60	82.60	-0.19	0.02	-0.07	-0.05
7.40	82.99	82.99	-0.19	0.03	-0.07	-0.03
7.60	83.38	83.38	-0.19	-0.03	-0.07	-0.02
7.80	83.76	83.76	-0.19	-0.17	-0.06	-0.01
8.00	84.15	84.15	-0.20	-0.41	0.00	-0.00

Maximální posouvající síla = 9.46 kN/m
 Maximální moment = 10.42 kNm/m
 Maximální deformace = 8.8 mm

Vstupní data (Fáze budování 2)

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	Třída F5, konzistence tuhá	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2.00 m.

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	nové	změna	proměnné	10.00				na terénu

Číslo	Název
1	pracovní

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon □ [°]	Vzd. mezi b [m]
1	ANO	1.00	4.00	6.00	15.00	1.50

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		200.000	210000.00		50.00

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

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	6.42	62.72
1.23	0.00	0.00	0.00	4.94	22.25	124.25
1.73	0.00	0.00	0.00	6.94	28.67	149.18
2.00	-0.00	-0.00	-0.00	8.00	32.08	162.43
2.00	-0.00	-0.00	-37.42	7.92	25.67	160.81
3.73	-0.00	-22.03	-123.01	22.74	49.28	246.40
8.00	-37.32	-76.23	-333.55	59.19	107.99	456.95

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m³]	kh,z [MN/m³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-4.32	6.42	-0.00	-0.00
0.20	0.00	0.44	-4.02	7.79	-1.41	0.12
0.40	0.00	3.66	-3.72	10.72	-3.22	0.52
0.60	0.00	20.37	-3.42	19.21	-5.98	1.12
0.80	0.00	24.62	-3.13	24.87	-10.33	2.66
1.00	0.00	33.55	-2.86	26.96	-15.41	5.11
1.00	0.00	33.55	-2.86	26.96	16.79	5.11
1.20	0.00	53.73	-2.62	23.56	11.96	2.00
1.40	0.00	38.28	-2.39	16.25	7.80	0.26
1.60	0.00	6.50	-2.16	23.63	3.48	-0.55
1.80	0.00	5.84	-1.93	24.94	-1.39	-0.76
1.99	0.00	7.52	-1.71	24.44	-6.11	-0.05
2.01	4.42	7.64	-1.69	13.49	-6.46	0.05
2.20	17.25	7.63	-1.47	-5.17	-7.13	1.36
2.40	21.29	10.75	-1.25	-9.54	-5.58	2.62
2.60	22.51	12.80	-1.04	-9.36	-3.67	3.53
2.80	24.47	13.83	-0.86	-6.58	-2.06	4.09
3.00	29.94	14.70	-0.69	-4.62	-0.91	4.36
3.20	37.90	16.76	-0.56	-3.86	-0.01	4.43
3.40	60.40	18.76	-0.45	-7.94	1.27	4.28
3.60	68.03	22.20	-0.36	-4.92	2.57	3.87
3.80	76.00	27.55	-0.30	-2.37	3.30	3.26
4.00	76.39	34.74	-0.25	0.45	3.48	2.57
4.20	76.77	41.39	-0.22	2.25	3.19	1.89

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
4.40	77.16	45.09	-0.21	3.62	2.59	1.31
4.60	77.55	61.25	-0.20	1.95	2.03	0.84
4.80	77.94	64.64	-0.19	1.92	1.63	0.47
5.00	78.33	63.61	-0.19	2.36	1.20	0.18
5.20	78.72	65.95	-0.19	1.95	0.77	-0.01
5.40	79.10	67.64	-0.19	1.58	0.41	-0.13
5.60	79.49	69.83	-0.19	1.11	0.15	-0.19
5.80	79.88	71.84	-0.19	0.74	-0.04	-0.20
6.00	80.27	74.26	-0.19	0.38	-0.15	-0.18
6.20	80.66	76.69	-0.19	0.11	-0.20	-0.15
6.40	81.05	79.87	-0.19	-0.26	-0.18	-0.11
6.60	81.43	81.33	-0.19	-0.30	-0.13	-0.08
6.80	81.82	81.82	-0.19	-0.17	-0.08	-0.06
7.00	82.21	82.21	-0.19	-0.05	-0.06	-0.05
7.20	82.60	82.60	-0.19	0.02	-0.06	-0.04
7.40	82.99	82.99	-0.19	0.04	-0.06	-0.03
7.60	83.38	83.38	-0.19	-0.02	-0.07	-0.02
7.80	83.76	83.76	-0.19	-0.15	-0.05	-0.01
8.00	84.15	84.15	-0.20	-0.39	0.00	-0.00

Maximální posouvající síla = 16.79 kN/m
 Maximální moment = 5.11 kNm/m
 Maximální deformace = 4.3 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1.00	-2.9	50.00

Vnitřní stabilita kotevního systému - mezivýsledky

$E_A = 15.87 \text{ kN/m}$ $\delta = 4.85^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy $H_0 = 0.42 \text{ m}$

Řada kotev	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK _{MAX} [kN]
1	20.86	17.27	353.74	81.27	-3.32		532.45	222.74	334.10

Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	50.00	303.73	Vyhovuje


Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{\max} = 303.73 \text{ kN} > 50.00 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 3)

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	Třída F5, konzistence tuhá	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 3.96 m.

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		proměnné	10.00				na terénu

Číslo	Název
1	pracovní

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon □ [°]	Vzd. mezi b [m]
1	NE	1.00	4.00	6.00	15.00	1.50

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		200.000	210000.00		59.27

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

Hloubka [m]	T _{a,p} [kPa]	T _{k,p} [kPa]	T _{p,p} [kPa]	T _{a,z} [kPa]	T _{k,z} [kPa]	T _{p,z} [kPa]
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	6.42	62.72
1.23	0.00	0.00	0.00	4.94	22.25	124.25
1.73	0.00	0.00	0.00	6.94	28.67	149.18
3.96	-0.00	-0.00	-0.00	24.09	57.23	260.14
3.96	-0.00	-0.00	-37.42	23.85	56.66	257.55
5.69	-0.00	-22.03	-123.01	39.02	78.69	343.14
8.00	-20.17	-51.33	-236.81	59.19	107.99	456.95

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	-2.45	6.42	0.00	0.00
0.20	0.00	1.67	-2.69	7.14	-1.38	0.11
0.40	0.00	18.34	-2.94	20.86	-4.34	0.40
0.60	0.00	26.08	-3.19	26.35	-8.62	1.56
0.80	0.00	29.68	-3.46	17.28	-12.57	3.62
1.00	0.00	19.67	-3.75	5.22	-15.48	6.57
1.00	0.00	19.67	-3.75	5.22	22.68	6.57
1.20	0.00	2.97	-4.06	17.20	19.90	2.64
1.40	0.00	2.92	-4.40	17.19	16.30	-0.98
1.60	0.00	0.00	-4.73	6.40	13.92	-3.88
1.80	0.00	0.00	-5.04	7.44	12.54	-6.53

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
2.00	0.00	0.00	-5.31	8.98	10.90	-8.87
2.20	0.00	0.00	-5.53	10.53	8.94	-10.86
2.40	0.00	0.00	-5.69	12.07	6.69	-12.43
2.60	0.00	0.00	-5.78	13.61	4.12	-13.52
2.80	0.00	0.00	-5.79	15.15	1.24	-14.06
3.00	0.00	0.00	-5.72	16.69	-1.94	-13.99
3.20	0.00	0.00	-5.57	18.23	-5.43	-13.26
3.40	0.00	0.00	-5.35	19.77	-9.23	-11.80
3.60	0.00	0.00	-5.05	21.31	-13.34	-9.55
3.80	0.00	0.00	-4.71	22.86	-17.76	-6.44
3.95	0.00	0.00	-4.42	24.03	-21.32	-3.47
3.97	0.00	0.00	-4.39	-13.89	-21.40	-3.13
4.00	0.00	0.00	-4.32	-15.19	-20.94	-2.45
4.20	0.00	0.00	-3.93	-23.31	-17.09	1.38
4.40	0.00	0.00	-3.54	-31.43	-11.62	4.27
4.60	12.62	0.00	-3.17	-21.26	-6.10	5.77
4.80	12.80	0.00	-2.84	-18.28	-2.15	6.59
5.00	13.21	0.00	-2.54	-16.15	1.29	6.67
5.20	13.70	12.26	-2.28	-7.09	3.78	5.96
5.40	14.29	12.65	-2.06	-3.08	4.79	5.08
5.60	15.00	13.32	-1.87	-0.24	5.12	4.07
5.80	15.87	14.21	-1.70	1.87	4.96	3.04
6.00	17.04	14.82	-1.55	3.78	4.40	2.09
6.20	19.27	15.49	-1.42	4.14	3.62	1.27
6.40	22.51	16.27	-1.29	3.80	2.85	0.61
6.60	24.97	17.21	-1.17	4.91	2.00	0.11
6.80	27.27	18.42	-1.05	6.57	0.87	-0.20
7.00	33.48	21.28	-0.92	3.79	-0.11	-0.30
7.20	44.00	24.49	-0.80	0.39	-0.45	-0.27
7.40	49.00	28.33	-0.68	3.21	-0.76	-0.18
7.60	57.82	42.68	-0.56	0.51	-1.00	-0.04
7.80	82.78	62.94	-0.44	-5.64	-0.23	0.04
8.00	84.15	83.31	-0.32	4.56	0.00	0.00

Maximální posouvající síla = 22.68 kN/m
 Maximální moment = 14.06 kNm/m
 Maximální deformace = 5.8 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1.00	-3.7	59.27

Vnitřní stabilita kotevního systému - mezivýsledky

$E_A = 130.53 \text{ kN/m}$ $\delta = 5.63^\circ$
 Hloubka teoretické paty pod dnem jámy $H_0 = 2.38 \text{ m}$

Řada kotev	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	\square [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK _{MAX} [kN]
1	20.86	17.27	937.12	91.54	27.58		161.30	94.72	142.08

Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	59.27	129.17	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{\max} = 129.17 \text{ kN} > 59.27 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

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	-8.76	-2.45	-0.00	0.00	-0.00	0.00
0.20	-8.11	-2.69	-1.41	-1.11	0.10	0.12
0.40	-7.46	-2.94	-4.34	-1.77	0.40	0.52
0.60	-6.82	-3.19	-8.62	-2.17	0.81	1.56
0.80	-6.17	-3.13	-12.57	-2.73	1.30	3.62
1.00	-5.54	-2.86	-15.48	-3.45	1.91	6.57
1.00	-5.54	-2.86	-3.45	22.68	1.91	6.57
1.20	-4.92	-2.62	-4.33	19.90	2.00	2.69
1.40	-4.40	-2.39	-5.37	16.30	-0.98	3.65
1.60	-4.73	-2.16	-6.57	13.92	-3.88	4.84
1.80	-5.04	-1.93	-7.93	12.54	-6.53	6.29
1.99	-5.30	-1.71	-9.38	10.96	-8.78	7.95
2.00	-5.31	-1.70	-9.45	10.90	-8.87	8.02
2.01	-5.32	-1.69	-9.46	10.82	-8.95	8.10
2.20	-5.53	-1.47	-7.13	8.94	-10.86	9.62
2.40	-5.69	-1.25	-5.58	6.69	-12.43	10.42
2.60	-5.78	-1.04	-3.67	4.12	-13.52	10.28
2.80	-5.79	-0.86	-2.06	3.61	-14.06	9.70
3.00	-5.72	-0.69	-1.94	4.67	-13.99	8.84
3.20	-5.57	-0.56	-5.43	5.14	-13.26	7.84
3.40	-5.35	-0.45	-9.23	5.43	-11.80	6.75
3.60	-5.05	-0.36	-13.34	5.90	-9.55	5.60
3.80	-4.71	-0.30	-17.76	6.14	-6.44	4.37
3.95	-4.42	-0.26	-21.32	5.76	-3.47	3.46
3.97	-4.39	-0.26	-21.40	5.72	-3.13	3.37
4.00	-4.32	-0.25	-20.94	5.63	-2.45	3.18
4.20	-3.93	-0.22	-17.09	4.50	1.38	2.15
4.40	-3.54	-0.21	-11.62	3.08	1.31	4.27
4.60	-3.17	-0.20	-6.10	2.03	0.84	5.77
4.80	-2.84	-0.19	-2.15	1.63	0.47	6.59
5.00	-2.54	-0.19	1.16	1.29	0.18	6.67
5.20	-2.28	-0.19	0.77	3.78	-0.01	5.96
5.40	-2.06	-0.19	0.41	4.79	-0.13	5.08
5.60	-1.87	-0.19	0.15	5.12	-0.19	4.07
5.80	-1.70	-0.19	-0.04	4.96	-0.20	3.04
6.00	-1.55	-0.19	-0.15	4.40	-0.18	2.09
6.20	-1.42	-0.19	-0.20	3.62	-0.15	1.27
6.40	-1.29	-0.19	-0.18	2.85	-0.12	0.61
6.60	-1.17	-0.19	-0.13	2.00	-0.09	0.11
6.80	-1.05	-0.19	-0.09	0.87	-0.20	-0.06

	Def. min [mm]	Def. max [mm]	Pos. síla min. [kN/m]	Pos. síla max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
7.00	-0.92	-0.19	-0.11	-0.06	-0.30	-0.05
7.20	-0.80	-0.19	-0.45	-0.06	-0.27	-0.04
7.40	-0.68	-0.19	-0.76	-0.06	-0.18	-0.03
7.60	-0.56	-0.19	-1.00	-0.07	-0.04	-0.02
7.80	-0.44	-0.19	-0.23	-0.05	-0.01	0.04
8.00	-0.32	-0.20	0.00	0.00	-0.00	0.00

Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -8.8 mm
 Minimální deformace = -0.2 mm
 Maximální ohybový moment = 10.42 kNm/m
 Minimální ohybový moment = -14.06 kNm/m
 Maximální posouvající síla = 22.68 kN/m

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.
 Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1.15

Dimenzační síly na 1 I-profil

$M_{\max} = 12.13 \text{ kNm}; \quad Q = 1.07 \text{ kN}$
 $Q_{\max} = 19.56 \text{ kN}; \quad M = 5.66 \text{ kNm}$

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

Posouzení ohybu:

$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0.166 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0.007 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 32.60 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 0.82 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0.019 \leq 1$ **Vyhovuje**

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

Posouzení ohybu:

$M/M_{c,Rd} = 0.077 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0.128 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 15.23 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 15.00 \text{ MPa}$

1.1.1.1. Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0.016 \leq 1$ **Vyhovuje**

Průřez VYHOVUJE

7. Závěr

Z provedených výpočtů vyplývá, že navržené dimenze všech posuzovaných konstrukcí vyhovují předpokládaným geologickým podmínkám a uvažovaným zatížením.

8. Příloha č.1 – posouzení flexibilní ocelové konstrukce

Posouzení flexibilní ocelové konstrukce tlamového profilu

(stabilitní posouzení dle Canadian Highway Bridge Design Code (CHBDC))

OPRAVA MOSTU PŘES CHROCHVICKÝ POTOK, DC-032L DĚČÍN XXIV - KRÁSNÝ STUDENEC

vlna	68 x 13	mm
účinné rozpětí	$D_h = 1.82$	m
účinná výška	$D_v = 1.68$	m
poloměr křivosti ve vrcholu trouby	$R_c = 0.92$	m
poloměr křivosti dna trouby	$R_b = 1.69$	m
nejmenší poloměr křivosti trouby	$R_h = 0.64$	m
počáteční tloušťka plechu	$t = 2.50$	mm
tloušťka plechu na konci životnosti konstrukce	$t = 2.50$	mm
objemová tíha nadnáspy	$\gamma_{z\acute{s}} = 21.0$	kN/m ³
objemová tíha konstrukce vozovky	$\gamma_{voz} = 22.0$	kN/m ³
výška nadnáspy	$h_p = 0.69$	m
výška konstrukčních vrstev vozovky (asfaltbeton)	$h_{voz} = 0.09$	m
úhel roznosu	$\phi = 30.00$	°
moment setrvačnosti průřezu vlnitého plechu při stavbě	$I_0 = 52.00$	mm ⁴ /mm
moment setrvačnosti průřezu vlnitého plechu na konci životnosti trouby	$I = 52.00$	mm ⁴ /mm
plocha průřezu vlnitého plechu při stavbě	$A_0 = 2.70$	mm ² /mm
plocha průřezu vlnitého plechu na konci životnosti trouby	$A = 2.70$	mm ² /mm
poloměr setrvačnosti průřezu vlnitého plechu na konci životnosti trouby	$i = 4.39$	mm
efektivní mez kluzu oceli	$f_y = 250.0$	MPa
modul pružnosti oceli	$E = 210.0$	GPa
modul přetvárnosti okolí tubusu	$E_s = 12.0$	MPa
součinitel zatížení pro zásyp	$\alpha_{z\acute{s}} = 1.35$	
součinitel zatížení pro konstrukci vozovky	$\alpha_{voz} = 1.35$	
součinitel pro zatížení dopravou (model zatížení LM1)	$\alpha_{dop} = 1.50$	
součinitel spolehlivosti materiálu proti ztrátě stability (boulení)	$\gamma_{M1} = 0.90$	

pozn.: s klenbovým účinkem se nepočítá

1. Normálová síla v oceli

zatížení nadnásyem a vozovkou

$$W_{z\acute{s},d} = A_{z\acute{s}} \cdot \gamma_{z\acute{s}} \cdot \alpha_{z\acute{s}} = 1.45 \cdot 21 \cdot 1.35 = 41.03 \text{ kN/m}$$

$$W_{voz,d} = A_{voz} \cdot \gamma_{voz} \cdot \alpha_{voz} = 0.16 \cdot 22 \cdot 1.35 = 4.86 \text{ kN/m}$$

zatížení dopravou, model zatížení LM1 dle ČSN EN 1991-2

$$\text{uvažuje se jedna řada kol} \quad K = 300 \text{ kN}$$

$$l_t = 0,4 + 2 \cdot h_p \cdot \operatorname{tg} \Phi = 1,20 \quad \text{m}$$

$$l_l = 1,6 + 2 \cdot h_p \cdot \operatorname{tg} \Phi = 2,40 \quad \text{m}$$

$$\sigma_{\text{dop}} = K / (l_t \cdot l_l) + 9 = 113,59 \quad \text{kN/m}^2$$

vrcholový tlak působí po celém rozpětí

$$P_{\text{dop,d}} = \sigma_{\text{dop}} \cdot D_h \cdot \alpha_{\text{dop}} = 310,11 \quad \text{kN/m}$$

dynamický součinitel

$$\delta = 1,00$$

$$N_d = 0,5 \cdot (W_{\text{zás,d}} + W_{\text{voz,d}} + P_{\text{dop,d}} \cdot \delta) = 178,00 \quad \text{kN/m}$$

2. Napětí v oceli

$$\sigma_d = N_d / A = 65,93 \quad \text{MPa}$$

4. Únosnost tlačené stěny ocelového profilu v mezním stavu - posouzení v horní části s vlivem boulení

$$\text{pro } R \leq R_e \quad f_b = \gamma_{M1} F_m \left(f_y - \frac{(f_y K R)^2}{12 E i^2 p} \right)$$

$$\lambda = 1,62$$

$$K = \lambda \left(\frac{EI}{E_m R^3} \right)^{1/4}$$

$$\text{pro } R > R_e \quad f_b = \frac{3 \gamma_{M1} p F_m E}{\left(\frac{KR}{i} \right)^2}$$

$$K = 0,33$$

$$F_m = 1,00$$

$$p = \left(\frac{H}{R_c} \right)^{1/2} \leq 1,0$$

$$R_e = \frac{i}{K} \left(\frac{6 E p}{f_y} \right)^{1/2}$$

$$p = 0,86 < 1,0$$

$$p = 0,86$$

$$E_m = E_s \left(1 - \left(\frac{R_c}{R_c + h_p} \right)^2 \right)$$

$$R_e = 879 \quad \text{mm}$$

$$R_e = 0,88 \quad \text{m}$$

$$f_b = 126,06 \quad \text{MPa}$$

$$E_m = 8,07 \quad \text{MPa}$$

$$\lambda = 1,22 \left[1,0 + 1,6 \left(\frac{EI}{E_m R_c^3} \right)^{1/4} \right]$$

$$\sigma_d = 65,93 < f_b = 126,06$$

VYHOVUJE

5. Napětí v základové spáře pod tubusem

ve dně profilu - v místě největšího poloměru křivosti

od zatížení stálého

$$\sigma_{st,b} = 0,5 \cdot (W_{z\acute{a}s,d} + W_{voz,d}) / R_b = 13.6 \text{ kPa}$$

od zatížení dopravou

$$\sigma_{dop,b} = \sigma_{dop,d} \cdot R_c / R_b = 93.1 \text{ kPa}$$

na bocích profilu - v místě nejmenšího poloměru křivosti

od zatížení stálého

$$\sigma_{st,h} = 0,5 \cdot (W_{z\acute{a}s,d} + W_{voz,d}) / R_h = 36.1 \text{ kPa}$$

od zatížení dopravou

$$\sigma_{dop,h} = \sigma_{dop,d} \cdot R_c / R_h = 247.1 \text{ kPa}$$

Vypracoval: Ing. Jaromír Zouhar,
V Olomouci, květen 2020