

Akce:

I/38 ÚJEZD MOST EV. Č. 38-022 CELKOVÁ OPRAVA – DÚR, DSP, ZDS, IČ, AD

Objednatel:

ŘEDITELSTVÍ SILNIC A DÁLNIC ČR
ZÁVOD PRAHA
NA PANKRÁCI 56, 145 05 PRAHA 4



ŘEDITELSTVÍ SILNIC A DÁLNIC ČR

Souřadnicový systém: S-JTSK
Výškový systém: Bpv

ČÁST F

Číslo zakázky:	18 398 00	HIP:	Ing. David DVOŘÁČEK	
		+420 720 951 172		
Schválil:	Ing. Václav HVÍZDAL	Zodp. projektant:	Ing. Kamil PEJCHAL	
+420 226 206 171		+420 602 619 785		
Tech. kontrola:	Ing. Lukáš PROCHÁZKA	Vypracoval:	Ing. Kamil PEJCHAL	
+420 702 033 396		+420 602 619 785		

Objednatel:	ŘSD ČR	Obec:	Újezd u Luštěnic	Kraj:	Středočeský
Akce:	I/38 ÚJEZD MOST EV. Č. 38-022...			Datum	Stupeň
Objekt:	DOKUMENTACE K PDPS			10/2019	ZDS
Příloha:	VÝPOČTY			Souprava	Č. přílohy
					F.2

Obsah:

1.: Statické výpočty SO 201

2.: Hydrotechnické posouzení

3.: Pažení SO 901

TECHNICKÁ ZPRÁVA

ke statickému výpočtu SO 201

Obsah statického výpočtu:	str. :
A: Technická zpráva	A1
B: Obecná část	
B1 – Přehledné výkresy	B1
B2 – Materiály	B4
B3 – Zatížení konstrukce	B9
C: Nosná konstrukce	C1
D: Spodní stavba	D1
E: Založení	E1

A: Technická zpráva

A1: Úvod

Předmětem tohoto statického výpočtu je ověření základních dimenzí mostu.

A2: Podklady, normy, literatura, programy

Podklady:

- I/38 Most ev. č. 38-022, DSP, Pontex, 2019
- Smilovice – Újezd, Most ev. č. 38-22 přes Jabkenický potok, Podrobný inženýrskogeologický průzkum, Geotechnik.cz, Mgr. Jeroným Lešner, 2019
- Výrobní katalog nosníky „SMP 2008“

Normy:

- | | | |
|------|-----------------|--|
| [11] | ČSN EN 1990 | Zásady navrhování konstrukcí |
| [12] | ČSN EN 1991-1-1 | Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení
- Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení |
| [13] | ČSN EN 1991-1-5 | Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení
- Zatížení teplotou |
| [14] | ČSN EN 1991-2 | Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou |
| [15] | ČSN EN 1992-1-1 | Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1:
Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby |
| [16] | ČSN EN 1992-2 | Navrhování betonových konstrukcí – Část 2:
Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady |
| [17] | ČSN EN 1997-1 | Navrhování geotechnických konstrukcí
Část 1: Obecná pravidla |
| [18] | ČSN EN 1536 | Provádění speciálních geotechnických prací – vrtané piloty |

Programy:

- | | | | |
|------|---------------|------------------------|-----------------|
| [21] | EXCEL | Tabulkový procesor | Microsoft |
| [22] | Scia Engineer | Výpočet konstrukcí | Nemetschek Scia |
| [23] | IDEA StatiCa | Posouzení bet. průřezu | IDEA StatiCa |

A3: Technické řešení mostu

Most převádí silnici I/38 přes Jabkenický potok v místě stávajícího nevyhovujícího mostu. Silnice je na mostě vedena v přímé. Nivelet na mostě klesá ve spádu 0.16%, příčný sklon je na mostě střechovitý ve sklonu 2.5%. Most je navržen jako integrovaný.

Založení:

Založení mostu je pilotové.

Spodní stavba:

Spodní stavba je tvořena úložným prahem na pilotách.

Nosná konstrukce:

Most je o jednom poli světlosti 10.5 m. Nosná konstrukce mostu je tvořena předem předpjatými nosníky. Nosníky jsou následně zmonolitněny betonovou mostovkou s úložnými prahy.

Vybavení a příslušenství mostu:

Celková výška konstrukce vozovky je 135 mm, šířka je 7.8 m. Na krajích nosné konstrukce jsou železobetonové římsy s ocelovými zábradelními svodidly.

Materiály:

Beton desky nosné kce	C 30/37 XF2
Beton pref. nosníků	C 45/55 XF2
Beton úlož. prahu	C 30/37 XF4
Beton pilot	C 30/37 XA2
Předpínací výztuž	systém schválený v ČR
Betonářská výztuž	B 500B

A4: Rozsah statického výpočtu, předpoklady výpočtu.

Ve statickém výpočtu jsou posouzeny rozhodující konstrukční části mostu. Výpočet je proveden dle platných norem a eurokódů.

Zatížení:

Na konstrukci rámu bylo uvažováno zatížení vlastní tíhou, ostatní stálé zatížení, pohyblivé svislé a vodorovné zatížení dopravou a zatížení teplotou. Zatížení větrem je zanedbáno.

Nosná konstrukce:

Nosná konstrukce je modelována jako stěno-desková konstrukce v programu Scia Engineer. Model je vytvořen včetně pilot z prutových prvků podepřených pružnými vazbami. Z modelu je určeno zatížení na jeden prefabrikovaný nosník. Návrh prefabrikovaného nosníku je proveden dle typových podkladů. Z katalogu je možné použít např. nosníky SMP F nebo SMP P, případně je možné použít i nosníky z UHPC. V modelu jsou použity nosníky SMP F, u kterých je větší následná betonáž mostovky a tím i větší účinek smršťování.

Spodní stavba:

Rozměry úložného prahu a křídel jsou navrženy konstrukčně, tak aby bylo možné na úložné prahy uložit prefabrikované nosníky a následně je zmonolitnit.

Založení:

Průběh vnitřních sil na pilotách je vzat z celkového modelu. Pro omezení sedání jsou piloty vetknuty do skalního prostředí (R4). Svislá i vodorovná únosnost pilot je vyhovující.

B. OBECNÁ ČÁST

ZMENŠENO NA 50 %

1/38 ÚJEZD MOST EV. Č. 38-022
CELKOVÁ OPRAVA - DŮR, DSP, ZDS, IČ.

ŘEDITELSTVÍ SILNIC A DÁLNIC ČR
ZÁVOD PRAHA
NA PANKRACI 56, 145 05 PRAHA 4

Source: *Source: S-JTSX*
 Bow

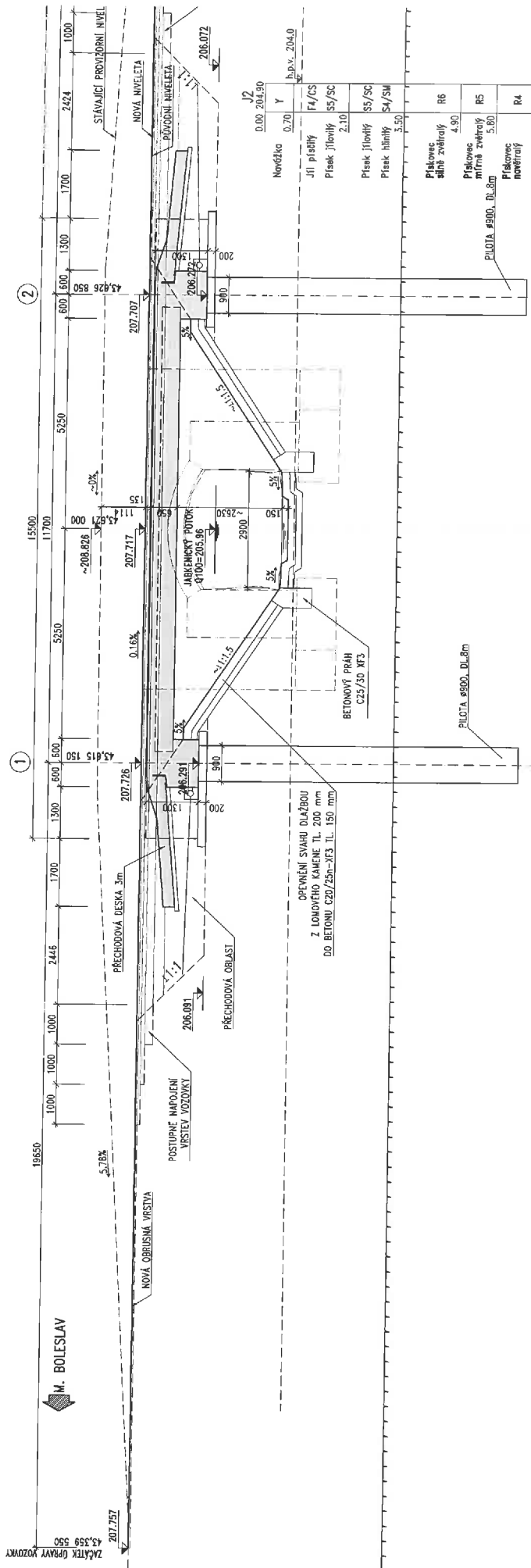
ČÁST D

[illegible]

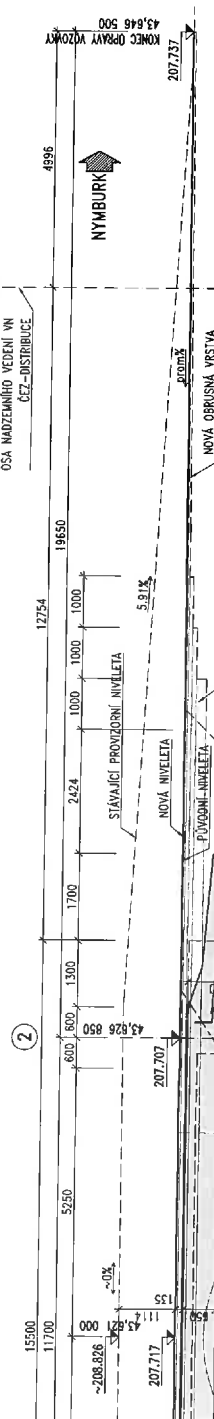
Object: 1/38 Q&DZ MOST EV. C. 38-072...	Case No. 38-072	Case in File No. 38-072	File No. 38-072
Author SO 201 - MOST EV.C. 38-072			
Object: PUDORYS NOW STAY			
PRINCE			

NOVÝ STAV

PODÉLNÝ ŘEZ



ZMENŠENO NA 50 %



1/38 ÚJEZD MOST EV. Č. 38-022

CELKOVÁ OPRAVA – DŮR, DSP, ZDS, IČ, AD

OPRAVA
REKONSTRUKCE SILNIC A DÁLNIC ČR
ZÁVOD PRÁHA
NA PANELOVÝ 56, 145 OS PRÁHA 4

ČÁST D

SO 201 – MOST EV. Č. 38-022

PODÉLNÝ ŘEZ

NOVÝ STAV

1/38 ÚJEZD MOST EV. Č. 38-022...

SO 201 – MOST EV. Č. 38-022

PODÉLNÝ ŘEZ

NOVÝ STAV

SKLADBA VOZOVKY:

A) NA MOSTĚ	
ASF. BETON PRO OBRUSNÉ VRSTVY	SMA 11 S 40 mm
POSTŘIK SPOJOVACÍ	PS 0.4 kg/m ²
ASF. BETON PRO LOŽNÍ VRSTVY	ACL 16 S 80 mm
POSTŘIK SPOJOVACÍ	PS 0.4 kg/m ²
OCHRANA IZOLACE	MA 16 IV 40 mm
IZOLACE – CELOPLOŠNĚ NATAVENÉ AIP	5 mm
CELKEM	MIN. 135 mm

B) JINÝ MOST

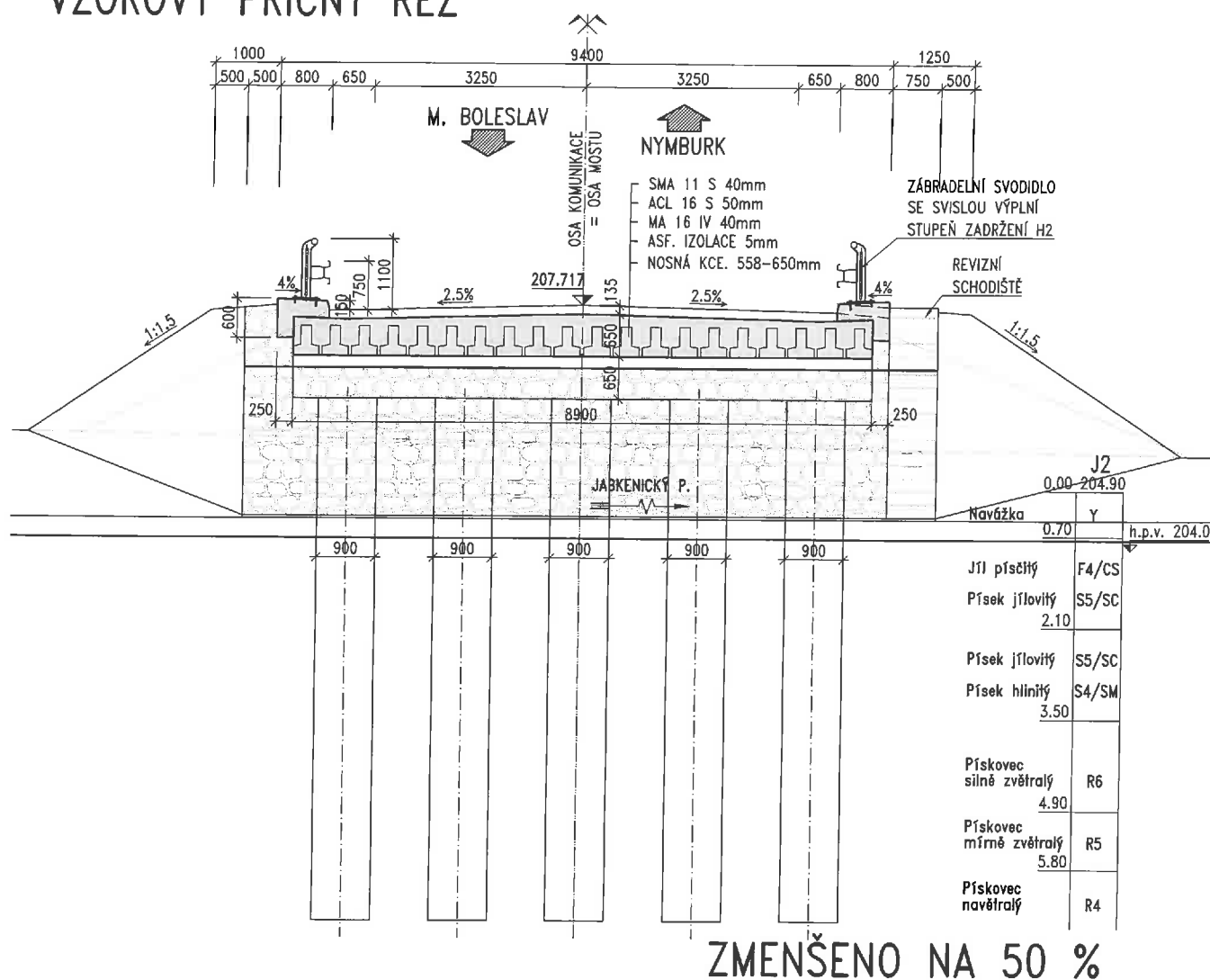
ASF. BETON PRO OBRUSNÉ VRSTVY	SMA 11 S 40 mm	ČSN EN 13108-1
POSTŘIK SPOJOVACÍ	PS 0.4 kg/m ²	ČSN 73 6129
ASF. BETON PRO LOŽNÍ VRSTVY	ACL 16 S 80 mm	ČSN EN 13108-1
POSTŘIK SPOJOVACÍ	PS 0.4 kg/m ²	ČSN 73 6129
ASF. BETON PRO PODKLADNÍ VRSTVY	ACP 22 S 90 mm	ČSN EN 13108-1
POSTŘIK INFILTRAČNÍ	PI 0.8 kg/m ²	ČSN 73 6129
MECHANICKÝ ZPEVNĚNÍ KAMENIVO	MZK 200 mm	ČSN EN 13242
STĚNODŮR	50a 0-32mm 250 mm	ČSN 73 6126
CELKEM	MIN. 650 mm	

MIN. 150 MPa

MIN. 80 MPa

MIN. 45 MPa

VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ



MATERIÁLY:

BETON dle ČSN EN 206-1:

PILOTY	C 30/37 - XA2
PODKLADNÍ BETON	C 8/10 - X0
OPĚRY A KŘÍDLA	C 30/37 - XF4, XD3, XC4
NOSNÁ KONSTRUKCE	C 30/37 - XF2, XD1, XC3
PREFABRIKOVANÉ NOSNÍKY	C 45/55 - XF2, XD1, XC3
PŘECHODOVÉ DESKY	C 30/37 - XF2
ŘÍMSY	C 30/37 - XF4, XD3, XC4
BETONOVÉ LOŽE DLAŽBY	C 20/25 - XF3

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ:

B 500B [10 505 (R)]

PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ:

PŘEDPÍNAČÍ SYSTÉM CERTIFIKOVANÝ PRO ČR
LANA Y1860S7-15.7-A

Akce: **1/38 ÚJEZD MOST EV. Č. 38-022**
CELKOVÁ OPRAVA - DÚR, DSP, ZDS, IČ, AD

Objednatel: **ŘEDITELSTVÍ SILNIC A DÁLNIC ČR**
ZÁVOD PRAHA
NA PANKRÁCI 56, 145 05 PRAHA 4



ŘEDITELSTVÍ SILNIC A DÁLNIC ČR

Souřadnicový systém: S-JTSK
Výškový systém: Bpv

ČÁST D

Císlo zakázky: 18 398 00	HIP: Ing. David DVORÁČEK
Schválil: Ing. Václav HVIŽDAL	Zodp. projektant: Ing. Kamil PEJCHAL
+420 226 206 171	+420 602 619 785
Tech. kontrola: Ing. Lukáš PROCHÁZKA	Vypracoval: Ing. Kamil PEJCHAL
+420 702 033 396	+420 602 619 785



Objednatel: ŘSD ČR	Obec: Újezd u Luštěnic	Kraj: Středočeský
Akce: 1/38 ÚJEZD MOST EV. Č. 38-022...	Datum: 9/2019	Stupeň: DSP
Objekt: SO 201 - MOST EV.Č. 38-022	Souprava: Č. přílohy	
Příloha: VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ		
		8

B2. MATERIALY

MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY BETONU

Třída betonu: C 30/37

Pevnostní třída cementu: N

Pevnostní charakteristiky

γ_c	1.5	Součinitel materiálu pro trvalou a dočasnou návrhovou situaci
α_{cc}	0.9	Součinitel vlivu dlouhodobých účinků pro tlak
α_{ct}	1	Součinitel vlivu dlouhodobých účinků pro tah
λ	0.8	Součinitel účinné výšky tlačené oblasti pro MSÚ
η	1.0	Redukční součinitel účinné pevnosti v tlaku pro MSÚ
ν	0.5	Redukční součinitel pevnosti pro porušení smykem
f_{ck}	30 MPa	Charakteristická pevnost v tlaku válcová, 5% kvantil, stáří 28 dní
$f_{ck,cube}$	37 MPa	Charakteristická pevnost v tlaku krychelná, 5% kvantil, stáří 28 dní
f_{cm}	38 MPa	Průměrná pevnost v tlaku válcová, stáří 28 dní
f_{cd}	18.0 MPa	Návrhová pevnost v tlaku válcová, 5% kvantil, stáří 28 dní
$\eta \times f_{cd}$	18.0 MPa	Zredukováná pevnost pro porušení tlakem
$\nu \times f_{cd}$	9.5 MPa	Zredukováná pevnost pro porušení smykem
$f_{ctk,0.05}$	2 MPa	Charakteristická pevnost v dostředném tahu, 5% kvantil, stáří 28 dní
$f_{ctk,0.95}$	3.8 MPa	Charakteristická pevnost v dostředném tahu, 95% kvantil, stáří 28 dní
f_{ctm}	2.9 MPa	Průměrná pevnost v dostředném tahu, stáří 28 dní
f_{ctd}	1.33 MPa	Průměrná pevnost v dostředném tahu, stáří 28 dní

Omezení napětí v betonu

k_1	0.6	vznik podélné trhliny
$k_1 \times f_{ck}$	18 MPa	Max. tlak při charakteristické kombinaci a při dodatečně vneseném předpětí
k_2	0.45	předpoklad lineárního dotvarování
$k_2 \times f_{ck}$	13.5 MPa	Maximální tlak při kvazistálé kombinaci
k	1	tah během výstavby v místě dekomprese do kvazistálé nebo časté kom.zat.
$k \times f_{ctm}(t)$	2.9 MPa	Maximální tah během výstavby při kvazistálé kombinaci v závislosti na (t)

Deformační charakteristiky

E_{cm}	33 GPa	Sečnový modul pružnosti, $\sigma = 0$ až $\sigma = 0.4 \times f_{cm}$, stáří 28 dní
E_c	34.7 GPa	Tečnový modul pružnosti při $\sigma = 0$, stáří 28 dní
ϵ_{c1}	2.20 ‰	Poměrné stlačení betonu při dosažení maximálního napětí f_c , obec. diagram
ϵ_{cu1}	3.50 ‰	Poměrné stlačení betonu mezní, obec. diagram
ϵ_{c2}	2.00 ‰	Poměrné stlačení betonu při dosažení maximálního napětí f_c , PR diagram
ϵ_{cu2}	3.50 ‰	Poměrné stlačení betonu mezní, PR diagram
n	2	Exponent paraboly
ϵ_{c3}	1.75 ‰	Poměrné stlačení betonu při dosažení maximálního napětí f_c , BL diagram
ϵ_{cu3}	3.50 ‰	Poměrné stlačení betonu mezní, BL diagram
ν_1	0.2	Poissonův součinitel pro beton neporušený trhlinami
ν_2	0.0	Poissonův součinitel pro beton s trhlinami
α	0.00001 /K	Součinitel teplotní roztažnosti

MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY BETONU

Třída betonu: **C 45/55**

Pevnostní třída cementu: **N**

Pevnostní charakteristiky

γ_c	1.5	Součinitel materiálu pro trvalou a dočasnou návrhovou situaci
α_{cc}	0.9	Součinitel vlivu dlouhodobých účinků pro tlak
α_{ct}	1	Součinitel vlivu dlouhodobých účinků pro tah
λ	0.8	Součinitel účinné výšky tlačené oblasti pro MSÚ
η	1.0	Redukční součinitel účinné pevnosti v tlaku pro MSÚ
ν	0.5	Redukční součinitel pevnosti pro porušení smykem
f_{ck}	45 MPa	Charakteristická pevnost v tlaku válcová, 5% kvantil, stáří 28 dní
$f_{ck,cube}$	55 MPa	Charakteristická pevnost v tlaku krychelná, 5% kvantil, stáří 28 dní
f_{cm}	53 MPa	Průměrná pevnost v tlaku válcová, stáří 28 dní
f_{cd}	27.0 MPa	Návrhová pevnost v tlaku válcová, 5% kvantil, stáří 28 dní
$\eta \times f_{cd}$	27.0 MPa	Zredukováná pevnost pro porušení tlakem
$\nu \times f_{cd}$	13.3 MPa	Zredukováná pevnost pro porušení smykem
$f_{ctk,0.05}$	2.7 MPa	Charakteristická pevnost v dostředném tahu, 5% kvantil, stáří 28 dní
$f_{ctk,0.95}$	4.9 MPa	Charakteristická pevnost v dostředném tahu, 95% kvantil, stáří 28 dní
f_{ctm}	3.8 MPa	Průměrná pevnost v dostředném tahu, stáří 28 dní
f_{ctd}	1.80 MPa	Průměrná pevnost v dostředném tahu, stáří 28 dní

Omezení napětí v betonu

k_1	0.6	vznik podélné trhliny
$k_1 \times f_{ck}$	27 MPa	Max. tlak při charakteristické kombinaci a při dodatečně vneseném předpětí
k_2	0.45	předpoklad lineárního dotvarování
$k_2 \times f_{ck}$	20.25 MPa	Maximální tlak při kvazistálé kombinaci
k	1	tah během výstavby v místě dekomprese do kvazistálé nebo časté kom.zat.
$k \times f_{ctm}(t)$	3.8 MPa	Maximální tah během výstavby při kvazistálé kombinaci v závislosti na (t)

Deformační charakteristiky

E_{cm}	36 GPa	Sečnový modul pružnosti, $\sigma = 0$ až $\sigma = 0.4 \times f_{cm}$, stáří 28 dní
E_c	37.8 GPa	Tečnový modul pružnosti při $\sigma = 0$, stáří 28 dní
ϵ_{c1}	2.40 ‰	Poměrné stlačení betonu při dosažení maximálního napětí f_c , obec. diagram
ϵ_{cu1}	3.50 ‰	Poměrné stlačení betonu mezní, obec. diagram
ϵ_{c2}	2.00 ‰	Poměrné stlačení betonu při dosažení maximálního napětí f_c , PR diagram
ϵ_{cu2}	3.50 ‰	Poměrné stlačení betonu mezní, PR diagram
n	2	Exponent paraboly
ϵ_{c3}	1.75 ‰	Poměrné stlačení betonu při dosažení maximálního napětí f_c , BL diagram
ϵ_{cu3}	3.50 ‰	Poměrné stlačení betonu mezní, BL diagram
ν_1	0.2	Poissonův součinitel pro beton neporušený trhlinami
ν_2	0.0	Poissonův součinitel pro beton s trhlinami
α	0.00001 /K	Součinitel teplotní roztažnosti

MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY BETON. VÝZTUŽE

Beton. výztuž **B 500B**

ρ 200 kg/m³ Průměrná objemová hmotnost

Pevnostní charakteristiky

γ_s	1.15	Součinitel materiálu pro trvalou a dočasnou návrhovou situaci
f_{yk}	500 MPa	Charakteristická mez kluzu
f_{tk}	550 MPa	Charakteristická pevnost v tahu
k	1.100	$= f_{tk}/f_{yt}$
f_{yd}	434.8 MPa	Návrhová mez kluzu betonářské výztuže
f_{td}	478.3 MPa	Návrhová pevnost v tahu
Omezení napětí ve výztuži nepřijatelné trhliny a deformace		
k_3	0.8	
$k_3 \times f_{yk}$	400 MPa	Max. tah při charakteristické kombinaci bez deformačních zatížení
k_4	1.0	
$k_4 \times f_{yk}$	500 MPa	Max. tah při charakteristické kombinaci včetně deformačních zatížení

4. GEOTECHNICKÉ VLASTNOSTI ZEMIN A HORNIN

Na základě získaných poznatků o geologické stavbě území vymezujeme na lokalitě 6 geotechnických typů zemin a hornin (GT1 – GT6), které se liší svými mechanicko-fyzikálními vlastnostmi. Navážky jsou geotechnicky klasifikovány pouze orientačně – při provádění prací doporučujeme verifikaci jejich zařazení a eventuální úpravu předpokládaného sklonu výkopu.

Tab 1: geotechnické parametry místních zemin a hornin

Geologické prostředí Geotechnický typ		Zatřídění	ρ (kg.m ⁻³)	E_{def} E_{def2} E_{oed} (MPa)	c_{ef} (kPa) φ_{ef} (°)	σ_c (MPa)	ν	k_v (m/s)	R_{dt} (kPa)	T V	PS N CBR X
Kvartér	Jíl písčitý, hlina písčitá, středně ulehlá (mimo konstrukční vrstvy vozovky) (GT1)	saCl-Mg, saSi-Mg (F4/CS, F3/MS)	1700-1750	5 15 8	1 23	-	0,35	-	-	I I	100 NN-N 3 1,5:1
	Jíl písčitý a písek jílovitý, tuhý, zvodnělý (GT2)	saCl, clSa (F4/CS, S5/SC)	1800-1900	4 8 8	3 24	-	0,35	1 .10 ⁻⁵	100	I I voda	95 NN 1 1:1*
	Písek jílovitý a písek hlinitý, zvodnělý (GT3)	clSa, siSa (S4/SM, S5/SC)	1850-1900	16 - 26	1 26	-	0,35	6 .10 ⁻⁵	130	I I voda	94 NN - -
Slinitý pískovec jízerského souvrvství	Slinitý pískovec silně zvětralý (GT4)	R6 s malou vzdáleností diskontinuit	2000-2100	20 - 32	40 - 32	1	0,35	4 .10 ⁻⁶	200	I/4 I	-
	Slinitý pískovec mírně zvětralý (GT5)	R5 s malou vzdáleností diskontinuit	2100-2200	50 - 60	60 - 34	4	0,25	6 .10 ⁻⁶	250	I/4 I	-
	Slinitý pískovec navětralý (GT6)	R4 s malou až střední vzdáleností diskontinuit	2200	400 - 444	100 - 34	15	0,20	8 .10 ⁻⁶	500	II/5-6 II	-

Zatřídění – dle ČSN EN ISO 14688, ČSN EN ISO 14689 a ČSN 73 6133

ρ - objemová hmotnost

E_{def} - modul přetvárnosti

c_{ef} - efektivní soudržnost

E_{def2} - dosažitelný modul přetvárnosti z druhé větve statické zkoušky

E_{oed} - edometrický modul pro obor 100-200 kPa

φ_{ef} - efektivní úhel vnitřního tření

σ_c - pevnost v prostém tlaku

ν - Poissonovo číslo

k_v - koeficient vsaku dle ČSN 75 9010

R_{dt} - orientační hodnota dle dříve užívané ČSN 73 1001

T - zatřídění těžitelnosti dle ČSN 736133 a dřívější ČSN 73 3050

V - vrtatelnost dle Katalogu popisů a směrých cen stavebních prací VC 800-2

PS- nejvyšší dosažitelná hodnota Proctor Standard zemní plně, za stavu in situ

N - namrzavost (NN – nebezpečně namrzavé)

CBR - dosažitelná hodnota CBR po dohutnění plně za stavu in situ

X – doporučený maximální sklon dočasněho svahu (výška : délka)

*) svahovaný výkop doporučujeme provádět nejvýše do úrovně 0,40m nad hladinu podzemní vody. Pro hlubší výkopy doporučujeme zvážít vertikální pažení štětovicemi.

B 3. ZATÍŽENÍ KONSTRUKCE

B 3.1. STÁLÉ ZATÍŽENÍ

B 3.1.1. VLASTNÍ TÍHA NOSNÉ KCE.

Beton n.kce	nominální objem. tíha γ =	24.0 kN/m ³
	zvětšení o bet.výztuž	1.0 kN/m ³
	zvětšení o předp.výztuž	1.0 kN/m ³
	zvětšení pro čerstvý beton	_____ kN/m ³
		26.0 kN/m³

Nový stav

h (m)	h x γ
0.65	16.9 kN/m ²
1.3	33.8 kN/m ²

A (m ²)	A x γ
5.329	138.56 kN/m
11.114	288.97 kN/m

B 3.1.2. OSTATNÍ STÁLÉ ZATÍŽENÍ

Stávající stav

Bet.římša	nominální objem. tíha $\gamma =$		24.0 kN/m ³
	zvětšení o bet.výztuž		1.0 kN/m ³
			25.0 kN/m³
Římša vpravo		$\gamma =$	25.0 kN/m ³
Rozdělení pro plošný model			
	rovnom.	0.269*25	6.725 kN/m ²
	délkové	0.25*0.6*25	3.750 kN/m
	moment.	0.25/2*3.75	0.469 kNm/m
Rozdělení pro prutový mod (0.269*0.75+0.6*0.25)*25			8.79 kN/m
Římša vlevo		$\gamma =$	25.0 kN/m ³
Rozdělení pro plošný model			
	rovnom.	0.269*25	6.725 kN/m ²
	délkové	0.25*0.6*25	3.750 kN/m
	moment.	0.25/2*3.75	0.469 kNm/m
Rozdělení pro prutový mod (0.269*0.75+0.6*0.25)*25			8.79 kN/m
Vozovka			
		nominální objem. tíha γ sup =	25.0 kN/m ³
		nominální objem. tíha γ inf =	24.0 kN/m ³
Horní	Rozdělení pro plošný model		
	40%	rovnom. (0.13+0.052)*25	4.55 kN/m ²
	Rozdělení pro prutový model		
		(0.13+0.052)*10.42*25	47.41 kN/m
Dolní	Rozdělení pro plošný model		
	-20%	rovnom. (0.13+-0.026)*24	2.50 kN/m ²
	Rozdělení pro prutový model		
		(0.13+0)*10.42*24	26.01 kN/m
Izolace s ochrannou			
		nominální objem. tíha $\gamma =$	25.0 kN/m ³
Horní	Rozdělení pro plošný model		
	40%	rovnom. (0.005+0.002)*25	0.18 kN/m ²
	Rozdělení pro prutový model		
		(0.005+0.002)*10.42*25	1.82 kN/m
Dolní	Rozdělení pro plošný model		
	-20%	rovnom. (0.005+-0.001)*25	0.10 kN/m ²
	Rozdělení pro prutový model		
		(0.005+-0.001)*10.42*25	1.04 kN/m
Vozovka, nadnásyp, izolace s ochranou celkem			
Horní	Rozdělení pro plošný model		
		rovnom. 4.55+0+0.18	4.73 kN/m ²
	Rozdělení pro prutový model		
		47.41+0+1.82	49.23 kN/m
Dolní	Rozdělení pro plošný model		
		rovnom. 2.5+0+0.1	2.60 kN/m ²
	Rozdělení pro prutový model		
		26.01+0+1.04	27.05 kN/m
Svodidlo		$q =$	1.0 kN/m
Rozdělení pro plošný model			
	délkové		1.00 kN/m
Rozdělení pro prutový model			
	2*1		2.00 kN/m
Celkem prutový model			
Horní		8.79+8.79+49.23+2+0	68.82 kN/m
Dolní		8.79+8.79+27.05+2+0	46.64 kN/m

B 3.1.3. POKLES PODPOR

U této mostní konstrukce není nerovnoměrný pokles podpor uvažován.

B 3.1.4. ÚČINEK ZEMINY ZA OPĚROU

Návrhový přístup 2

Charakteristická efektivní objemová tíha zásypu $\gamma'_k =$	19 kN/m ³
Charakteristický efektivní úhel vnitřního tření $\varphi'_k =$	30 °
Charakteristická efektivní soudržnost $c'_k =$	0 kPa
Charakteristický efektivní úhel tření beton-zemina $\delta_k =$	20 °
Charakteristická efektivní přilnavost $a'_k =$	0 kPa
Odklon základové půdy za opěrou $\beta =$	0 °
Odklon rubu opěry od svislé $\alpha =$	0 °
Součinitel překonsolidace OCR =	1
Zemní tlak v klidu $K_0 = (1 - \sin \varphi'_k) \cdot (\text{OCR})^{1/2} =$	0.5000
Zemní tlak v klidu zvětš. o odklon $K_{0,\beta} = K_0(1 + \sin \beta) =$	0.5000
Vodorovná složka aktivního zemního tlaku dle grafů EN Ka =	0.2840
Svislá složka aktivního zemního tlaku dle grafů EN Ka =	0.1034
Volba zemního tlaku dle deformace konstrukce	0
Součinitel zemního tlaku $(1-0) \cdot 0.5 + 0 \cdot 0.284$	0.5000
h= 1.3 m	
Vlastní tíha 1.3*19	24.70 kN/m ²
Zemní tlak	
$\sigma = 1.3 \cdot 0.5 \cdot 19$	12.35 kN/m ²
$S = 12.35 \cdot 1.3/2$	8.03 kN/m

B 3.2. ZATÍŽENÍ ÚČINKY POŽÁRU

U mostních konstrukcí se na vystavení účinkům požáru nenavrhuje.

B 3.3. ZATÍŽENÍ SNĚHEM

U této mostní konstrukce se zatížení sněhem neuplatní.

B 3.4. ZATÍŽENÍ VĚTREM

U této mostní konstrukce se zatížení větrem neuplatní.

B 3.5. ZATÍŽENÍ TEPLOTOU**Typ nosné konstrukce mostu**

3 typ

Součinitel teplotní délkové roztažnosti $\alpha =$

0.00001 /°C

Rovnoměrná složka teploty $\Delta T_{N,exp}$ resp. $\Delta T_{N,con}$ Výchozí teplota $T_o =$ 10 °Cmax. teplota $T_{max} =$ 40.0 °C $T_{e, max} =$ 41.5 °C $\Delta T_{N,exp} =$ 31.5 °Cmin. teplota $T_{min} =$ -32.0 °C $T_{e, min} =$ -24.0 °C $\Delta T_{N,con} =$ 34.0 °C**Nerovnoměrná složka teploty** $\Delta T_{M,heat}$ resp. $\Delta T_{M,cool}$

výška nosné kce = 0.650 m

tloušťka vozovky = 0.135 m

Oteplení:

i	hi [m]	$\Delta t_i =$	y (m)	t (°C)
1	0.15	10.8	0.650	10.8
2	0.216667	2.5	0.5	2.5
3	0.216667	1.9	0.283333	0.0
			0.216667	0.0
			0	1.9

protažení $\epsilon =$ 0.026453 mm/mnatočení $\beta =$ 0.085435 mm/m

Ochlazení:

i	hi [m]	$\Delta t_i =$	y (m)	t (°C)
I	0.13	5.6	0.650	-5.6
II	0.1625	1.3	0.520	-1.3
III	0.1625	1.6	0.358	0.0
IV	0.13	5.3	0.2925	0.0
			0.13	-1.6
			0	-5.3

protažení $\epsilon =$ -0.020316 mm/mnatočení $\beta =$ -0.009092 mm/m**Současné působení rovnoměrné a rozdílové složky teploty**

$$\Delta T_{M,heat} + \omega_N \Delta T_{N,exp} \quad \Delta T_{M,cool} + \omega_N \Delta T_{N,con} \quad \text{kde} \quad \omega_N = 0.35$$

$$\omega_M \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp} \quad \omega_M \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con} \quad \omega_M = 0.75$$

B 3.6. ZATÍŽENÍ BĚHEM PROVÁDĚNÍ**B 3.6.1 SMRŠŤOVÁNÍ**

ČSN EN 1992-1-1, příloha B.2

Mostovková deska

Beton	C 30/37
Relativní vlhkost prostředí RH =	80%
Druh cementu - třída S/N/R	N
Průřezová plocha betonu A_c =	3.177 m ²
Obvod průřezu vystavené vysychá	10.061 m
Stáří betonu na začátku smršťová	3 dni
Stáří betonu v sledovaném čase t	36500 dni

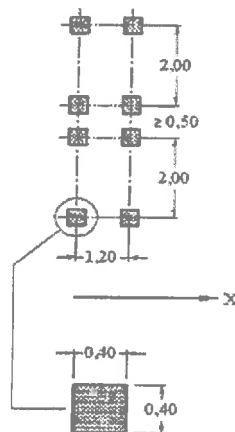
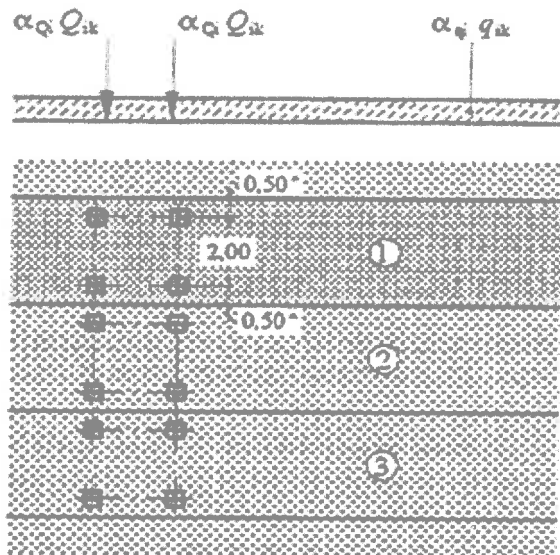
základní poměrné přetvoření od smršťování vysycháním	0.268953 mm/m		
náhradní rozměr průřezu h_0 =	0.632 m	souč. k_h =	0.700
součinitel stáří betonu $\beta_{ds}(t_1, t_0)$ =	1.000		
poměrné smršťování vysycháním v čase t_1 ε_{cd} =	0.188267 mm/m		
konečné poměrné autogenní přetvoření $\varepsilon_{ca,(00)}$ =	0.050000 mm/m		
součinitel stáří betonu $\beta_{as}(t_1)$ =	1.000		
poměrné autogenní smršťování v čase t_1 ε_{ca} =	0.050000 mm/m		
celkové poměrné smršťování v čase t_1 ε_{cs} =	0.238267 mm/m		

B 3.7. ZATÍŽENÍ DOPRAVOU

ČSN EN 1991-2, změna Z3

B 3.7.1. MODEL ZATÍŽENÍ LM1

ČSN EN 1991-2 (změna Z3), čl. 4.3.2



Legenda

(1) pruh č. 1: $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$; $q_{1k} = 9.0 \text{ kN/m}^2$

(2) pruh č. 2: $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$; $q_{2k} = 2.5 \text{ kN/m}^2$

(3) pruh č. 3: $Q_{3k} = 100 \text{ kN}$; $q_{3k} = 2.5 \text{ kN/m}^2$

* pro $w_l = 3.00 \text{ m}$

Šířka vozovky $w = 7.8 \text{ m}$

počet jízdních pruhů 2

šířka jízdních pruhů 3.0 m

šířka zbývajících ploch 1.8 m

Regulační součinitele α_Q, α_q , dle skupiny pozemních komunikací

1

$\alpha_{Q1} = 1.0$

$\alpha_{Q2} = 1.0$

$\alpha_{Q3} = 1.0$

$\alpha_{q1} = 1.0$

$\alpha_{q2} = 2.4$

$\alpha_{q1} = \alpha_{qr} = 1.2$

Roznos kolových sil

rozpětí 1/6 I

Tloušťka vozovky a násypu 0.135 m

11.7 1.95 m

Roznášení v nosné konstrukci 0.325 m

Celkem 0.460 m

Roznášecí šířka 1.320 m

Roznášecí délka 2.520 m

Zatížení nápravou roznesené

pruh č.

1

2

3 4 a další

Nápravové síly

300.0

200.0

100.0

kN

Náprava x α_Q

*

300.0

200.0

100.0

kN

Zatížení na kolo

90.2

60.1

30.1

kN/m²

Rovnoměrné zatížení

9.0

2.5

2.5

2.5

Zatížení x α_q

9

6

3

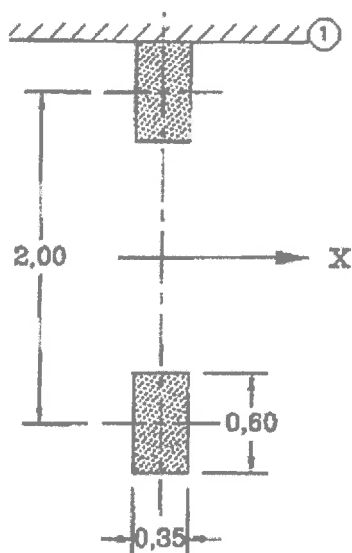
3 kN/m²

99.2

Hodnoty zatížení jsou včetně dynamického součinitele.

B 3.7.2. MODEL ZATÍŽENÍ LM2

ČSN EN 1991-2 čl. 4.3.3

Regulační součinitele β_Q dle skupiny pozemních komunikací

1

 $\beta_{Q1} = 1.0$

Roznos kolových sil

rozpětí 1/6 l

Tloušťka vozovky a násypu

0.135 m

14.4

2.4 m

Roznášení v nosné konstrukci

0.325 m

Celkem

0.460 m

Roznášecí šířka 1.520 m

Roznášecí délka 1.270 m

Zatížení nápravou roznesené

Nápravová síla

400.0 kN

400.0 kN

Náprava x β_Q ***400.0 kN/m²****400.0 kN/m²**

Zatížení

103.6 kN/m²60.6 kN/m²

Hodnoty zatížení jsou včetně dynamického součinitele.

B 3.7.3. MODEL ZATÍŽENÍ LM3

ČSN EN 1991-2 (změna Z3), čl. NA.2.16

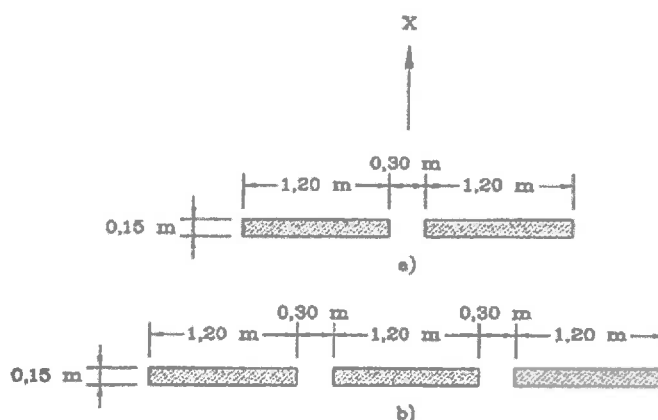
Typ komunikace 2. I. a II, třída
Třída zvláštních vozidel 1800/200
tj. 9 x 200

náprav x kN

Dosedací plocha náprav:

- a) pro nápravy 100kN až 200kN
b) pro nápravy 240kN

Vzdálenost náprav
 $e = 1.50 \text{ m}$



Dynamický součinitel

Předpokládaná rychlost pohybu 1800/200 70 km/h
Dynamický součinitel 1.25

Roznos kolových sil

Tloušťka vozovky a násypu 0.135 m
Roznášení v nosné konstrukci 0.325 m
Celkem 0.460 m

Roznášecí šířka 1800/200 6.020 m
Roznášecí délka 1.070 m

Zatížení nápravou roznesené

Náprava	1800/200	200.0	kN
Zatížení x φ	*2*//	250.0	kN/m ²
Zatížení	//	38.8	kN/m ²

Zvláštní vozidla se pohybují pouze mezi vodícími proužky.
Na mostě je vyloučena ostatní doprava.

B 3.7.4. MODEL ZATÍŽENÍ LM4

ČSN EN 1991-2 čl. 4.3.5

Zatížení davem lidí 5.0 kN/m²

Výhradně v dočasných návrhových situacích.

B 3.7.5. BRZDNÁ A ROZJEZDOVÁ SÍLA

ČSN EN 1991-2 (změna Z3), čl. 4.4.1

Brzdná síla z LM1	délka nosné kce mostu L =	12.9 m
	šířka zatěžovacího pruhu č.1 w ₁ =	3.0 m
	$\alpha_{Q1} =$ 1 $\alpha_{q1} =$ 1	

$Q_{1k} = 0.6 \cdot 600 + 0.1 \cdot 0.5 \cdot 9$	394.8 kN
Kontrola $180\alpha_{Q1} \leq Q_{1k} \leq 900$ kN a redukce přesypávkou	394.8 kN
rovnoměrně v pruhu 1:	30.61 kN/m

Příčná brzdná a rozjezdová síla ve smyku $Q_{trk} =$	0.25*	98.7 kN
rovnoměrně v pruhu 1:	/	7.65 kN/m

Brzdná síla z LM3 pro vozidla pohybující se normální rychlostí (70km/h)

$Q_{1k} = \text{MIN}(0.6 + 0.1 \cdot 70, 600)$	600 kN
--	--------

Příčná brzdná a rozjezdová síla ve smyku $Q_{trk} =$	0.25*	150.0 kN
--	-------	----------

Brzdné síly se uvažují současně se svislým zatížením LM3 (sestava gr5).

$Q_{1k} =$ 0 kN	pro vozidla pohybující se nízkou rychlostí (5km/h)
-----------------	--

Podélné a příčné brzdné síly působí současně, na povrchu vozovky v ose zatěžovacího pruhu.

B 3.7.6. ODSŘEDIVÁ SÍLA

ČSN EN 1991-2 čl. 4.4.2

Odštědivá síla z LM1	poloměr osy vozovky r =	9999.0 m
	Svislé zatížení pruhu č.1 včetně $\alpha_{Q1} =$	600 kN
	Svislé zatížení pruhu č.2 včetně $\alpha_{Q2} =$	400 kN
	Svislé zatížení pruhu č.3 včetně $\alpha_{Q3} =$	0 kN
	$Q_v =$ ++	1000.0 kN
	Odštědivá síla $Q_{tk} =$	0.0 kN
		0

Působí jako osamělá síla v kterémkoli místě vozovky.

Uvažuje se pouze větší z působících příčných sil pro LM1:

brzdná síla	98.7 kN
-------------	---------

B 3.7.8. ZATÍŽENÍ OPĚRY

ČSN EN 1991-2, čl. 4.9 + změna Z3, NA.2.39

Návrhový přístup 2

Charakteristická efektivní objemová tíha zásypu $\gamma'_k =$	19 kN/m ³
Charakteristický efektivní úhel vnitřního tření $\varphi'_k =$	30 °
Charakteristická efektivní soudržnost $c'_k =$	0 kPa
Charakteristický efektivní úhel tření beton-zemina $\delta_k =$	20 °
Charakteristická efektivní přilnavost $a'_k =$	0 kPa
Odklon základové půdy za opěrou $\beta =$	0 °
Odklon rubu opěry od svislé $\alpha =$	0 °
Součinitel překonsolidace OCR =	1
Zemní tlak v klidu $K_0 = (1 - \sin \varphi'_k) \cdot (\text{OCR})^{1/2} =$	0.5000
Zemní tlak v klidu zvětš. o odklon $K_{0,\beta} = K_0(1 + \sin \beta) =$	0.5000
Vodorovná složka aktivního zemního tlaku dle grafů EN $K_a =$	0.2840
Svislá složka aktivního zemního tlaku dle grafů EN $K_a =$	0.1034
Volba zemního tlaku dle deformace konstrukce	0.5
Součinitel zemního tlaku $(1 - 0.5) \cdot 0.5 + 0.5 \cdot 0.284$	0.3920

a) Svislé zatížení LM1

Dvojnápravy rozneseny na plochu:

		délka		šířka	
		3.0 m		5.0 m	
	pruh č.	1	2	3	4 a další
Nápravové síly		300.0	200.0	100.0	0.0 kN
Roznesné hodnoty	2*300/3/5	40.0	26.7	13.3	0.0 kN/m ²
Spojité zatížení		9.0	2.5	2.5	2.5 kN/m ²
Celkem		49.0	29.2	15.8	2.5 kN/m ²
Zemní tlak	49*0.392	19.2	11.4	6.2	1.0 kN/m ²

b) Svislé zatížení LM3

Typ komunikace

2. I. a II, třída

Třídy zvláštních vozidel

	tj.	1800/200	9 x 200	náprav x kN
Celkové zatížení		1800.0		kN
Zatížení roznešeno	délka	14.0		m
	šířka	3.0		m
Spojité zatížení od LM3	1800/14/3	42.9		kN/m ²
Současně spojitě zat. od LM1	v 2. pruhu	0.0		kN/m ²
	v dalších	0.0		kN/m ²

vyloučena ostatní doprava na mostě

Zemní tlak	42.9*0.392	16.8	kN/m ²
------------	------------	------	-------------------

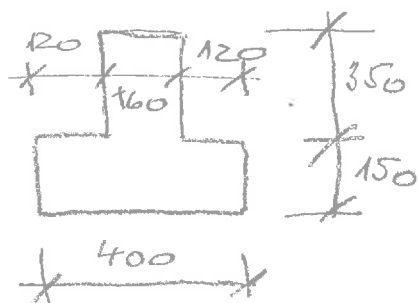
h= 1.3 m

	pruh č.	1	2	3	4 a další
Zemní tlak					
-od LM1	1.3*19.2	25.0	14.9	8.1	1.3 kN/m
-od LM3 1800/200	1.3*16.8	21.8	0.0	0.0	0.0 kN/m

C. NOSNÁ KONSTRUKCE

Model - deskostěnový model s pruty jako
normy a piloty

Tvrz horníků - puzato z latky a spodní deska



Tvrz pilot - $\varnothing 900$ mm.



Koncový příčivý - stěna tl. 12 cm

Mostovka - deska tl. 150 mm nad horníky.

Model zemi
tuhost prostředí

$$N = (A \cdot E_{sp} / e) \cdot \Delta l = k \cdot \Delta l$$

k1	206,3	$k1 = 1,48 \times 5/1 = 8,9 \text{ MN/m}$
k2	GT1	$k2 = 0,9 \times 5/1 = 4,5 \text{ MN/m}$
k3	204,2	$k3 = k2$
k4	GT2	$k4 = 0,9 \times 4/1 = 3,6 \text{ MN/m}$
k5	202,8	$k5 = 0,9 \times 16/1 = 14,4 \text{ MN/m}$
k6	GT3	$k6 = 0,9 \times 18/1 = 16,2 \text{ MN/m}$
k7	201,4	$k7 = 0,9 \times 20/1 = 18,0 \text{ MN/m}$
k8	GT4	$k8 = 0,9 \times 50/1 = 45,0 \text{ MN/m}$
k9	200,0	$k9 = 0,9 \times 400/1 = 360,0 \text{ MN/m}$
	GT5	
	199,1	
	198,3	
	GT6	

Nosna' konstrukce - návek dle katalogu.
např. STP-F s typovou délkou 12,0 m

Hydrogenit vysokeho (orientace) / usnik					
klasika' b'ha	30,6	ENm	1,35	6,10 m	2,15
klasika' st'ha'	13,8	ENm	1,35		2,15
klasika' st'ha'	16,4	ENm	1,35		2,15
LH1 (obal'ha)	54,0	ENm	1,5 x 1,35		2,15
LH2 (obal'ha)	33,0	ENm	1,5 x 1,35		2,15
LH3 (obal'ha)	35,5	ENm	1,5 x 1,35		2,15
septata +	- 21,4	ENm	1,5 x 1,35		2,15 x 2,6
septata -	23,4	ENm	1,5 x 1,35		2,15 x 2,6

USL

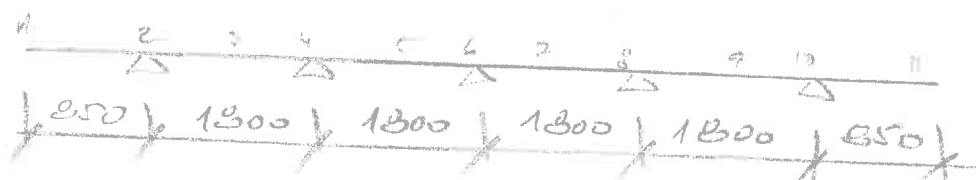
167,9

189,5 ENm

D. SPODNI' STAVBA

D1. ÜLDŽNY' PRAH

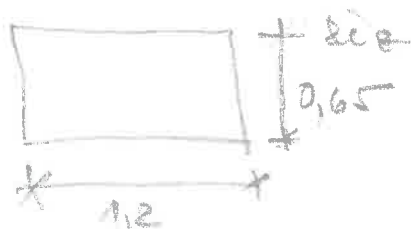
Schéma



$$q_d = 1079,9 / 1,8 = 600 \text{ kN/m'}$$

$$q_{ch} = 335,6 / 1,2 = 464 \text{ kN/m'}$$

$$q_{st} = 241,5 / 1,8 = 134 \text{ kN/m'}$$



$$A = 0,78 \text{ m}^2$$

$$I = 0,024463 \text{ m}^4$$

Vnitřní síly

$$\ominus M_d = -216,8 \text{ kNm}$$

$$M_{ch} = -167,6 \text{ kNm}$$

$$M_{st} = -48,4 \text{ kNm}$$

$$Q_d = 575,3 \text{ kN} - 0,6 \times 600 = 215,3 \text{ kN}$$

$$Q_{ch} = 444,9 \text{ kN}$$

$$Q_{st} = 128,5 \text{ kN}$$

$$\oplus M_d = 84,1 \text{ kNm}$$

$$M_{ch} = 65,0 \text{ kNm}$$

$$M_{st} = 18,8 \text{ kNm}$$

D/2

NÁVRH ŽELEZOBETONOVÉ DESKY

Deska

$h = 0.65 \text{ m}$
 $b = 1.20 \text{ m}$

$M_{sd} = 216.80 \text{ kNm}$

Materiály	Beton	C 30/37	Ocel	R 10 505
	$\gamma_c =$	1.5	$\gamma_s =$	1.15
	$f_{ck} =$	30.00 MPa	$f_{yk} =$	490.00 MPa
	$f_{cd} =$	20.00 MPa	$f_{yd} =$	426.09 MPa
	$\alpha =$	1.0	$E_s =$	200.00 MPa
			$\epsilon_{yd} =$	2.130 ‰

Geometrie

Předpoklad

Výztuž \emptyset 16 mm

Krytí

$c_{min} = 55 \text{ mm}$
 $\Delta h = 8 \text{ mm}$
 $\Delta c = 0 \text{ mm}$
 $c = c_{min} + \Delta h + \Delta c = 63 \text{ mm}$

$d_1 = 0.071 \text{ m}$
 $d = 0.579 \text{ m}$

Návrh ohybové výztuže

$A_{s1d} = 891 \text{ mm}^2$

Navrženo

6 \times \emptyset R 16

$A_{s1} = 1206 \text{ mm}^2$

Posouzení ohybové výztuže

Kontrola stupně vyztužení

$\rho = A_{s1} / (b \cdot d) = 0.0017 > 0.0015 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$
 $> 0.6 / f_{yk} = 0.0012 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$

$\rho_h = A_{s1} / (b \cdot h) = 0.0015 < 0.04 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$

$F_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 514.02 \text{ kN}$

$x = F_{s1} / (b \cdot 0.8 \cdot \alpha \cdot f_{cd}) = 0.0268 \text{ m}$

$z = d - 0.4 \cdot x = 0.5683 \text{ m}$

$M_{Rd} = F_{s1} \cdot z = 292.11 \text{ kNm}$

$M_{Rd} > M_{sd} \quad 292.11 > 216.80 \text{ kNm} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$

Rozdělovací výztuž

$0.2 \cdot A_{s1} = 241 \text{ mm}^2$

5 \times \emptyset R 10

$A_{s1} = 393 \text{ mm}^2$

D/3

POSOUZENÍ SMYKU DLE ČSN EN 1992-1-1 A 1992-2

čl. 6.2.3

Akce:

prvek	práh			
materiál				
charakteristická pevnost betonu	f_{ck}	30	MPa	tab. 3.1
souč. dlouhodobých účinků	α_{cc}	0.85		3.1.6(101)P
dílčí souč. betonu	γ_c	1.5		tab. 2.1N
výpočtová pevnost v tlaku	f_{cd}	17.0	MPa	(3.15)
char. mez kluzu smyk. výzt.	f_{ywk}	500	MPa	tab. C.1
dílčí souč. betonu	γ_s	1.15		tab. 2.1N
výp. mez kluzu smyk. výzt.	f_{ywd}	434.8	MPa	
průřez				
účinná výška průřezu	d	650	mm	6.2.3(1)
rameno vnitřních sil	z	585	mm	
šířka průřezu	b_w	1 200	mm	
podélná výztuž		f16/150		
plocha podélné výzt.	A_{sl}	12.06	cm ²	
smyková výztuž		-		
plocha smykové výzt.	A_{sw}	0.00	cm ²	
osová vzd. smykové výzt	s	150	mm	
sklon smykové výztuže	α	90	°	
únosnost bez smykové výztuže				
stupeň vyztužení pod. výztuží	k	1.555		6.2.2(101)
	ρ_1	0.15	%	6.2.2(101)
normálová síla	N_{Ed}	0	kN	
vliv normálové síly	σ_{cp}	0.00	MPa	6.2.2(101)
únosnost ve smyku	k_1	0.150		6.2.2(101) Pozn.
	$C_{Rd,c}$	0.120		6.2.2(101) Pozn.
	$V_{Rd,c}$	243	kN	(6.2.a)
	ν_{min}	0.372		(6.3N)
s minimem	$V_{Rd,c}$	290	kN	(6.2.b)
únosnost ve smyku bez sm.výztuže	$V_{Rd,c}$	290	kN	6.2.2(101)

D2. ZÁVĚRNÁ ŽIDKA

$$M_{maxd} / 1,3 = 903,6 / 1,3 = 502 \text{ kNm/m'}$$

$$M_{cher} / 1,3 = 660,5 / 1,3 = 367 \text{ kNm/m'}$$

Průřez



NÁVRH ŽELEZOBETONOVÉ DESKY

Deska

$$h = 0.90 \text{ m}$$

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$M_{sd} = 502.00 \text{ kNm}$$

Materiály

Beton C 30/37

$$\gamma_c = 1.5$$

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

$$f_{cd} = 20.00 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.0$$

Ocel R 10 505

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_{yk} = 490.00 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 426.09 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200.00 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{yd} = 2.130 \text{ ‰}$$

Geometrie

Předpoklad

$$\text{Výztuž } \varnothing 16 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Krytí } c_{min} &= 55 \text{ mm} \\ \Delta h &= 8 \text{ mm} \\ \Delta c &= 0 \text{ mm} \\ c = c_{min} + \Delta h + \Delta c &= 63 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$d_1 = 0.071 \text{ m}$$

$$d = 0.829 \text{ m}$$

Návrh ohybové výztuže

$$A_{s1d} = 1448 \text{ mm}^2$$

Navrženo

$$8 \times \varnothing R 16$$

$$A_{s1} = 1608 \text{ mm}^2$$

Posouzení ohybové výztuže

Kontrola stupně vyztužení

$$\begin{aligned} \rho = A_{s1} / (b \cdot d) &= 0.0019 > 0.0015 \Rightarrow \text{VYHOVUJE} \\ &> 0.6 / f_{yk} = 0.0012 \Rightarrow \text{VYHOVUJE} \\ \rho_h = A_{s1} / (b \cdot h) &= 0.0018 < 0.04 \Rightarrow \text{VYHOVUJE} \end{aligned}$$

$$F_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 685.36 \text{ kN}$$

$$x = F_{s1} / (b \cdot 0.8 \cdot \alpha \cdot f_{cd}) = 0.0428 \text{ m}$$

$$z = d - 0.4 \cdot x = 0.8119 \text{ m}$$

$$M_{Rd} = F_{s1} \cdot z = 556.42 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} > M_{sd} \quad 556.42 > 502.00 \text{ kNm} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

E. ZALOŽENÍ

Pro návrh pilot je použit následný přístup 1
s kombinací A1+A1+24

Kombinace zatížení - z modelu v Safe Engineer.

1. Meziřadí

$$M_{max} = 903,6 \text{ kNm}$$

$$G_{max} = 184,6 \text{ kN}$$

$$N_{max} = 1049,9 \text{ kN}$$

$$N_{slab} = 1,15 \cdot (195,1 + 46,4) = 277,7 \text{ kN}$$

2. Meziřadí

charakt. $M_{max} = 669,5 \text{ kNm}$

$$G_{max} = 154,1 \text{ kN}$$

$$N_{max} = 835,6 \text{ kN}$$

$$N_{slab} = 241,5 \text{ kN}$$

Výpočet svislé únosnosti piloty**Údaje o pilotě**

Beton: C30/37
 $E_c = 31000 \text{ MPa}$
 $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Průměr Hloubka
 0.9 8

Geologický profil - výpočetní

Název profilu: Profil J-329

Vrstva	Kód	Sp. roz.	D	Pr.pil.	Dl.pil.	Es	qs
1	IC05	2.10	1.05	0.90	2.10	5.3	28.6
2	IC10	3.50	2.80	0.90	1.40	22.1	62.4
3	ID07	4.90	4.20	0.90	1.40	28.1	80.8
4	IC10	6.30	5.60	0.90	1.40	36.3	79.9
5	IC10	8.00	7.15	0.90	1.70	42.3	83.6

Charakteristika stavu:

$I_l = 0.156$
 $R_k = 1.044$
 $E_s = 25.5 \text{ MPa}$

Mezní stav použitelnosti - MSP

Napětí v patě 0.87 MPa
 Odpor pláště 1.02 MN
 Odpor paty 0.39 MN
 Souč. přenosu do paty 0.275 --
 Sedání při mob. pl. tření 10.0 mm
 Dovolené zatížení piloty 1.40 MN

Výpočet sedání pro zadané zatížení

Kombi	Fk (MN)	s (mm)
MSP	1.08	5.9
MSP	0.84	3.5

Mezní stav únosnostiNávrhový přístup 1a (soubor R1)

Pata 0.77 MN
 Plášť 1.02 MN
 Celkem 1.79 MN

Návrhový přístup 1b (soubor R4)

Pata 0.60 MN
 Plášť 0.78 MN
 Celkem 1.39 MN

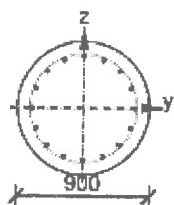
Návrhový přístup 2 (soubor R2)

Pata 0.88 MN
 Plášť 0.93 MN
 Celkem 1.81 MN

Návrhový přístup 3 (soubor R3)

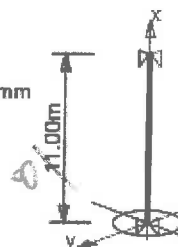
Pata 0.97 MN
 Plášť 1.02 MN
 Celkem 1.99 MN

Projekt: -- nezadáno --
 Projekt číslo:
 Autor: -- nezadáno --



Beton: C30/37
 Stěži: 28.0 d
 Výztuž: (B 500B)
 1ø25 (491mm²), Pozice Ø, 350 mm
 2ø25 (982mm²), z = 323 mm
 2ø25 (982mm²), z = 247 mm
 2ø25 (982mm²), z = 134 mm
 2ø25 (982mm²), z = 0 mm
 2ø25 (982mm²), z = -134 mm
 2ø25 (982mm²), z = -247 mm
 2ø25 (982mm²), z = -323 mm
 1ø25 (491mm²), Pozice Ø, -350 mm
 Tříminky:
 ø8 - 150 mm

Krytí:
 Rovnoměrné krytí: 80 mm



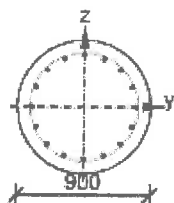
3.1.1.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-1079.9	1043.8	19.8	184.8	0.0	93.3	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	-1079.9	1043.8	19.8			74.0	OK
Smyk	-1079.9			184.8	0.0	48.9	OK
Kroucení					0.0	0.0	OK
Interakce	-1079.9	1043.8	19.8	184.8	0.0	93.3	OK
Omezení napětí	-835.6	660.5	0.0			70.8	OK
Šířka trhliny	0.0	0.0	0.0			0.0	Neprovedeno
Osa				I_0 [m]			λ_{lim} [-]
Štíhlost y^\perp				11.00			43.81
Štíhlost z^\perp				11.00			43.81

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

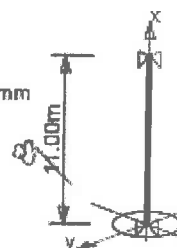
E7/4

Projekt: -- nezadáno --
 Projekt číslo:
 Autor: -- nezadáno --



Beton: C30/37
 Stáří: 28.0 d
 Výztuž: (B 500B)
 1ø25 (491mm²), Pozice Ø, 350 mm
 2ø25 (982mm²), z = 323 mm
 2ø25 (982mm²), z = 247 mm
 2ø25 (982mm²), z = 134 mm
 2ø25 (982mm²), z = 0 mm
 2ø25 (982mm²), z = -134 mm
 2ø25 (982mm²), z = -247 mm
 2ø25 (982mm²), z = -323 mm
 1ø25 (491mm²), Pozice Ø, -350 mm
 Tříminky:
 ø8 - 150 mm

Krytí:
 Rovnoměrné krytí: 80 mm



3.1.1.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-277.7	908.7	5.1	184.8	0.0	93.4	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	-277.7	908.7	5.1			77.0	OK
Smyk	-277.7			184.8	0.0	63.0	OK
Kroucení					0.0	0.0	OK
Interakce	-277.7	908.7	5.1	184.8	0.0	93.4	OK
Omezení napětí	-241.5	660.5	0.0			86.0	OK
Šířka trhliny	0.0	0.0	0.0			0.0	Neprovedeno
Osa				I_0 [m]	λ [-]	λ_{lim} [-]	
Štíhlost y^\perp				11.00	48.92	75.00	
Štíhlost z^\perp				11.00	48.92	75.00	


Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

Konec statického výpočtu.

	str.:
A: Technická zpráva	4
B: Obecná část	
B1 - Přehledné výkresy	3
B2 - Materiály	5
B3 – Zatížení konstrukce	11
C: Nosná konstrukce	3
D: Spodní stavba	
D1 – Úložný práh	3
D2 – Závěrná zídka	2
E: Založení	4
Poslední strana	1
Statický výpočet obsahuje celkem stran:	36

Vypracoval: 10. 2019

Ing. Kamil Pejchal



Kontroloval

Hydrotechnické posouzení

Obsah:

1.	Identifikační údaje	2
2.	Podklady	2
3.	Použité programy	2
4.	Předpoklady výpočtu	2
5.	Postup výpočtu	3
6.	Závěr	3
6.1.	Varianta A nový most o světlosti 3.0 m	3
6.2.	Varianta B nový most o světlosti 10.5 m + svahované koryto 1:1.5	3

1. Identifikační údaje

Stavba	I/38 Újezd most ev.č. 38-022 celková oprava – DÚR, DSP, ZDS, IČ, AD
Stavebník/objednatel:	ŘSD ČR, Na Pankráci 56, 145 05 Praha 4
Zhotovitel dokumentace:	Pontex spol. s r. o., Bezová 1658, 147 14 Praha 4 IČO 40763439, DIČ CZ40763439
Hlavní inženýr stavby	HIP Ing. David Dvořáček
Zodp. projektant	Ing. Kamil Pejchal

2. Podklady

- stanovení Q_{100} (Český hydrometer. ústav)
- zaměření
- mostní list

3. Použité programy

- Hydrocheck 1 (Hydrossoft Veleslavín) řešení rovnoměrného a nerovnoměrného ustáleného proudění

4. Předpoklady výpočtu

- parametry návrhu dle ČSN 73 6201 (10/2008):
 - návrhová kategorie 2. kategorie
 - variační rozpětí toku $Q_{100}/Q_1=20.5/2.6=7.9$
 - návrhový průtok $NP=Q_{100}=20.5 \text{ m}^3/\text{s}$
 - kontrolní návrhový průtok $KNP=1.4NP=28.7 \text{ m}^3/\text{s}$
 - min. volná výška nad NP 1.0 m
 - min. volná výška nad KNP 0.5 m
- zatřídění mostu dle TP k ČSN 73 6201 (11/2008):
 - 2.2 dle charakteru křižovaných vodních toků: most křižující malý tok
 - 2.3 z hlediska nebezpečí: 2.3.2.1 $Q_{100}<100 \text{ m}^3/\text{s}$
 - variační rozpětí toku $Q_{100}/Q_1=7.9$
- je použito 1D matematické modelování
- tok je uvažován jako přirozený malý vodní bystřinný tok bez kamenů a bez keřů
- v korytě nejsou stromy ani keře
- bermy – pod mostem (po směru toku):
 - vně koryta jsou stromy, dále jsou na bermě keře a stromy
- koryto potoka je plynulé, kyneta je opatřena spárovanou dlažbou, nivy jsou přirozené
- stěny mostu jsou betonové
- směrové vedení koryta se nemění
- výškové vedení se nemění
- v rámci úprav jsou odstraněny lokální náplavy v korytě
- průřez koryta je uvažován:
 - je uvažován proměnný

N-leté průtoky (dle ČMHÚ):

$$Q_1 = 2.6 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_5 = 6.8 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{50} = 16.6 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{100} = 20.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

5. Postup výpočtu

Byly provedeny následující varianty výpočtu:

A. Nový most o světlosti 3.0 m (= světlost stávajícího mostu)

B. Nový most o světlosti 10.5 m + svahované koryto 1:1.5

Pro výše uvedené varianty byla spočítána NP a KNP.

Výpočty jsou provedeny jako ustálené nerovnoměrné proudění.

Nad mostem i pod mostem nastávají vlnovité vodní skoky.

Je použita metoda řešení po úsecích.

6. Závěr

Spodní líc nosné konstrukce u OP2 je $207.702 - 0.135 - 0.65 = 206.917 \text{ m n.m.}$

6.1. Varianta A nový most o světlosti 3.0 m

Nevyhoví – most nepřevede KNP ani NP.

6.2. Varianta B nový most o světlosti 10.5 m + svahované koryto 1:1.5

Dle ČSN je min. požadovaný spodní líc NK:

1.0 m nad NP= Q_{100} :

- na vtoku
 - $205.96 + 1.0 = 206.96 \text{ m n.m.}$
- na výtoku
 - $205.58 + 1.0 = 206.58 \text{ m n.m.}$

nebo

0.5 m nad KNP= $1.4 \times Q_{100}$:

- na vtoku
 - $206.28 + 0.5 = 206.78 \text{ m n.m.}$
- na výtoku
 - $205.83 + 0.5 = 206.33 \text{ m n.m.}$

V rámci přesnosti zaměřené a výpočtu lze říci, že $206.96 = 206.92 \text{ m n.m.} \Rightarrow$ **most vyhoví.**

Kritické místo na toku je sousední železniční most světlosti 3.0 m, který propustí pouze část NP a KNP.

Most je navržen i na stav, kdy bude sousední železniční most rozšířen.

Vypracoval

1. 8. 2019
Ing. Jan Gajzler

Přílohy:

1. Situace
2. Podélný řez
3. Příčné řezy – varianta A
4. Příčné řezy – varianta B
5. Výpočet – varianta A
6. Výpočet – varianta B
7. Podélný řez mostem

železniční trať

33.000

07

26.800

06

22.700

05

18.300

04

13.800

03

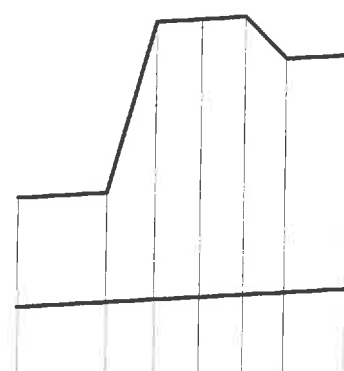
02

9.000

01

0.100

Tok : NS_1



Pravý břeh



205.19 205.24 206.97 207.00 207.02 206.60 206.64

Levý břeh



205.19 205.24 206.97 207.00 207.02 206.60 206.64

Dno



204.09 204.14 204.17 204.20 204.22 204.24 204.28

Príčné profily

01 02 03 04 05 06 07

Snovnávač rovina



Stacion [km]

00.1 09.0 13.8 18.3 22.7 26.8 33.0

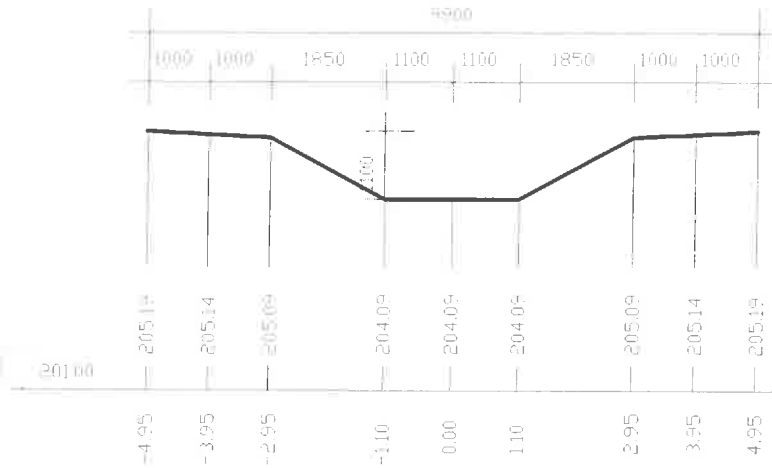
Vzdol. prieč profilu [m]

89	164	54	41	15.2

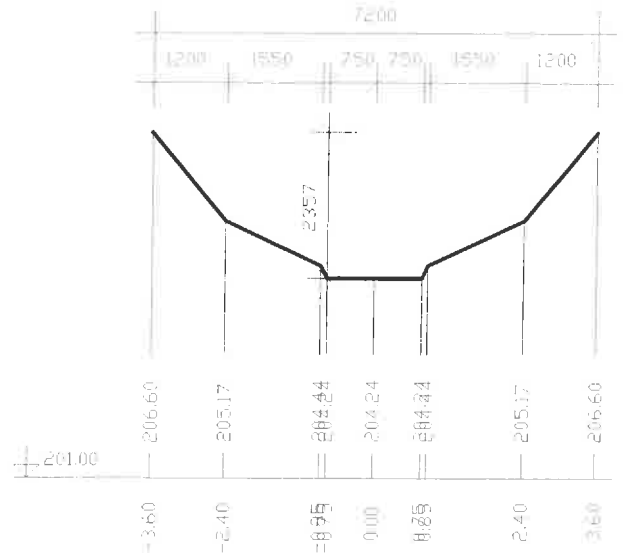
Str. sklon - dĺžka [m]

Smernové pomery

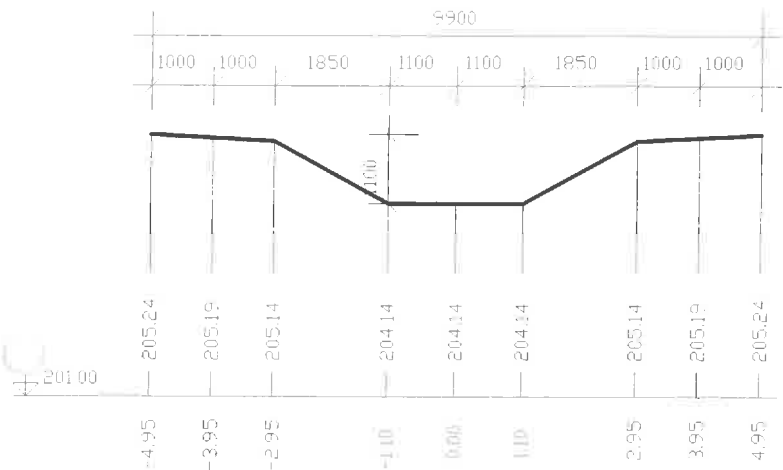
PF: 01 0.0001



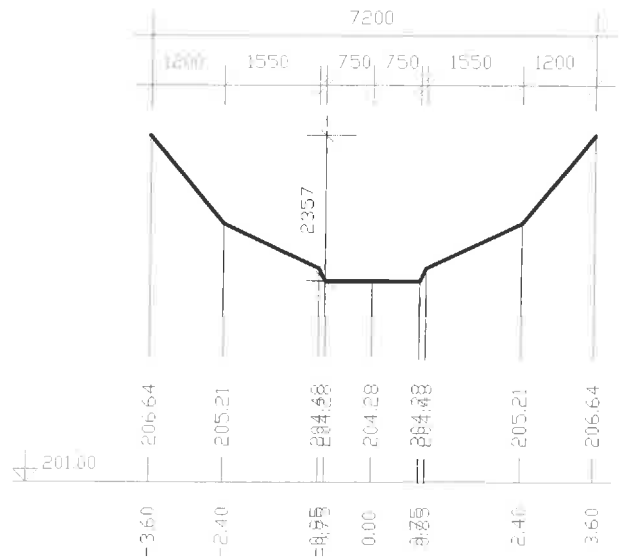
PF: 06 0.0268



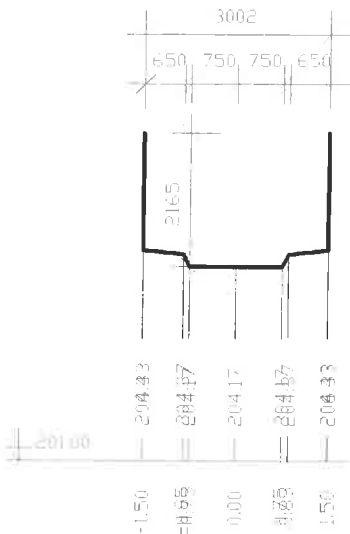
PF: 02 0.0090



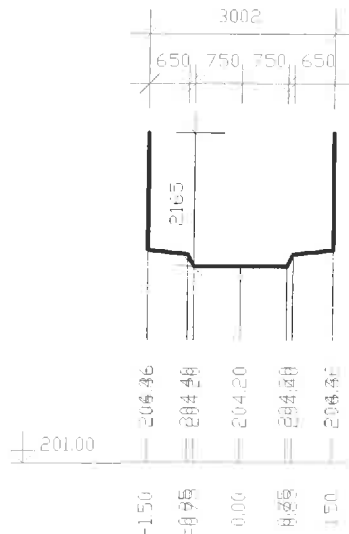
PF: 07 0.0330



PF: 03 0.0138

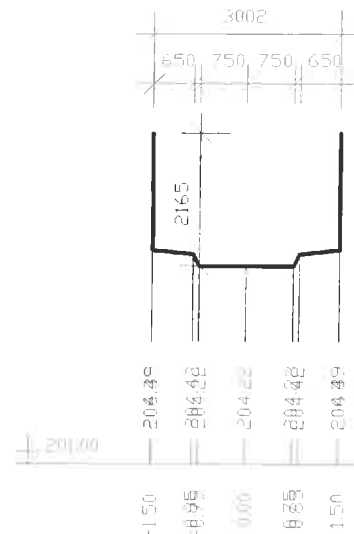


PF: 04

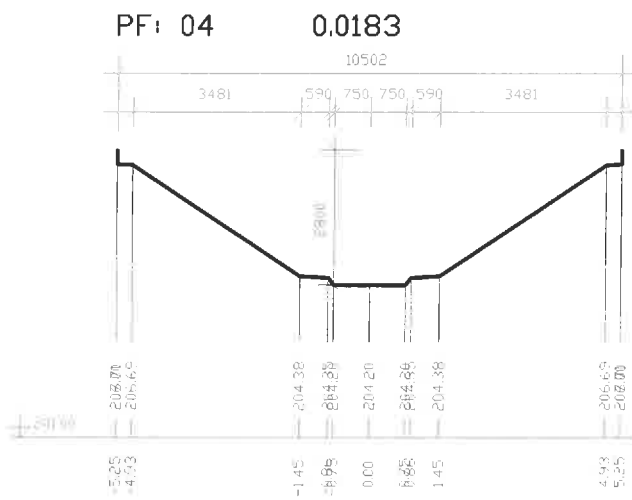
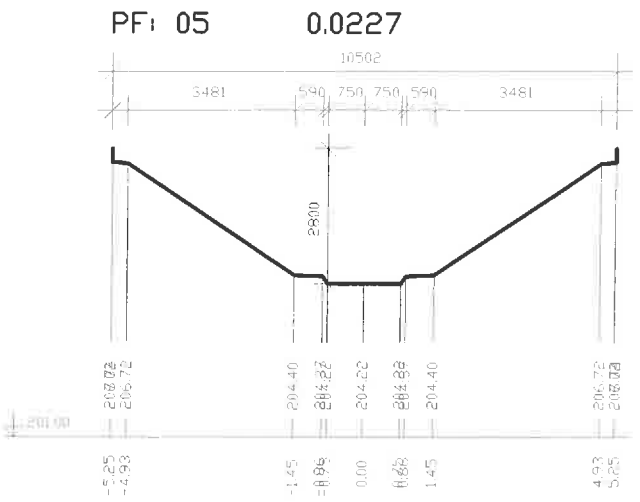
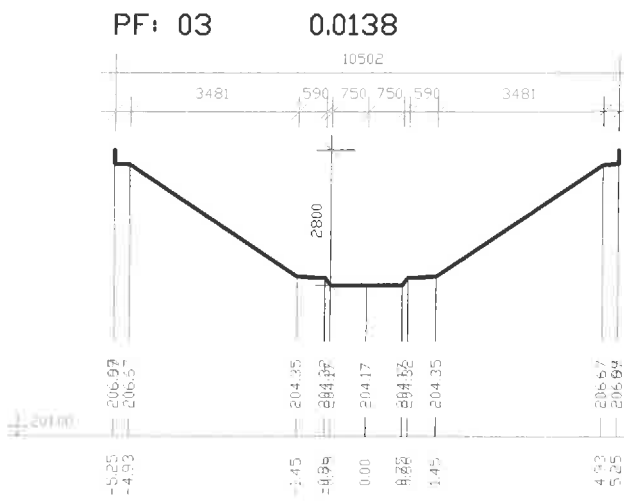
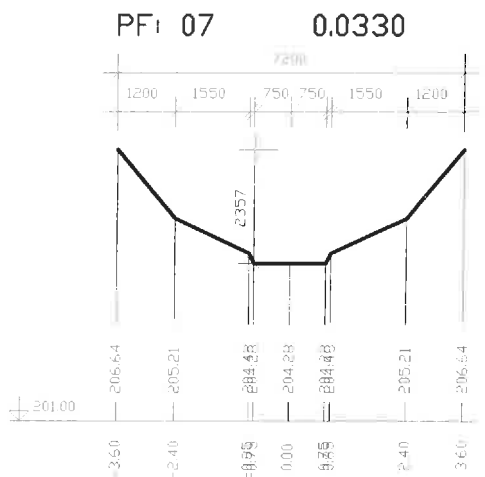
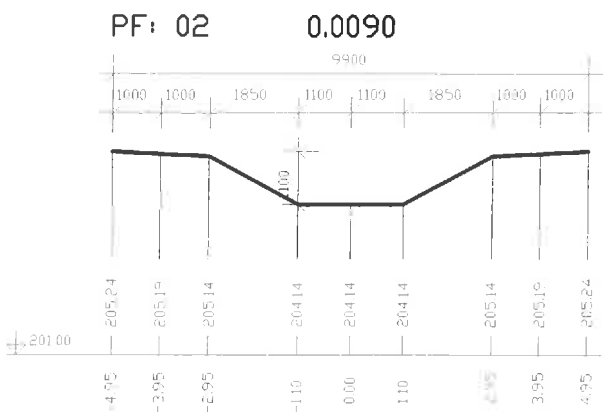
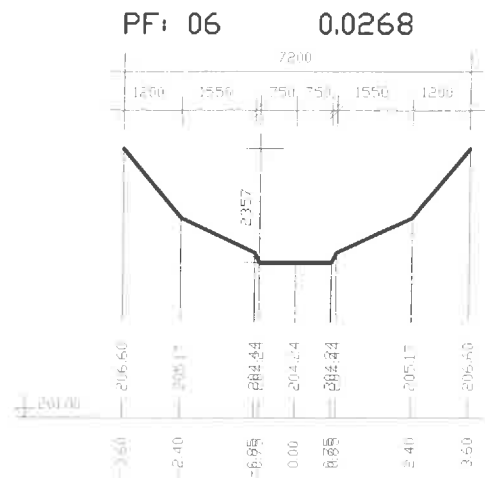
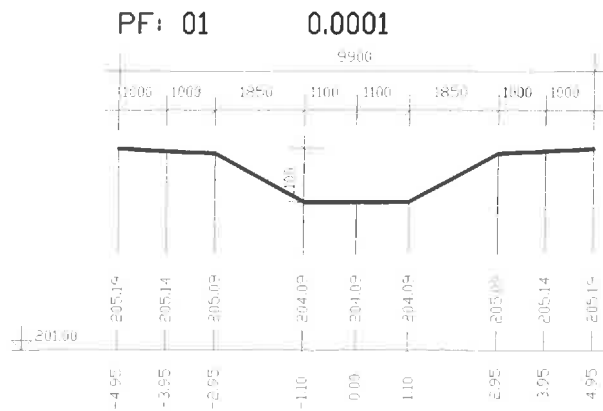


0.0183

PF: 05



0.0227



A. svetlost nasa 3.8.1

Q100

Soubor : C:\SS_1.HC1

pro prtok: 20.500 [m3/s]

Profil	St [km]	hkri [m]	h [m]	Z [mm]	Dno [mm]	LB [mm]	PB [mm]	dz% [m/s]	[m3/s]
01	0.0001	1.33	1.600	205.69	204.09	205.19	205.19	*5 2.31	20.50
02	0.0090	1.33	1.602	205.74	204.14	205.24	205.24	-- 2.30	20.50
03KK	0.0138	----	2.252	206.42	204.17	206.33	206.33	-- --	20.50 206.42+1.0=207.42
04	0.0183	1.79	2.226	206.42	204.20	206.36	206.36	*5 3.22	20.50 206.42+1.0=207.42
05	0.0227	1.79	2.227	206.45	204.22	206.39	206.39	*5 3.22	20.50 206.45+1.0=206.45
06	0.0268	1.61	2.631	206.87	204.24	206.60	206.60	60 1.59	20.50
07	0.0330	1.61	2.605	206.89	204.28	206.64	206.64	-- 1.61	20.50

1.8.2019 / 14:09

1.4Q100

Soubor : C:\SS_1.HC1

pro prtok: 28.700 [m3/s]

Profil	St [km]	hkri [m]	h [m]	Z [mm]	Dno [mm]	LB [mm]	PB [mm]	dz% [m/s]	[m3/s]
01	0.0001	1.54	1.868	205.96	204.09	205.19	205.19	*5 2.50	28.70
02	0.0090	1.54	1.869	206.01	204.14	205.24	205.24	-- 2.50	28.70
03KK	0.0138	----	2.859	207.03	204.17	206.33	206.33	-- --	28.70 207.03+0.5=207.53
04	0.0183	2.21	2.833	207.03	204.20	206.36	206.36	60 3.51	28.70 207.03+0.5=207.53
05	0.0227	2.21	2.831	207.05	204.22	206.39	206.39	*5 3.51	28.70 207.05+0.5=207.55
06	0.0268	1.91	3.339	207.58	204.24	206.60	206.60	60 1.58	28.70
07	0.0330	1.91	3.311	207.59	204.28	206.64	206.64	-- 1.60	28.70

1.8.2019 / 14:09

207.53 > 206.977 = specific NE
New level

B. světlost mostu 70,5 m + svažené koryto

Q100

Soubor : C:\NS_1.HC1

pro prtok: 20.500 [m3/s]

Profil	St [km]	hkri [m]	h [m]	Z [mm]	Dno [mm]	LB [mm]	PB [mm]	dz [m/s]	[m3/s]
01	0.0001	1.33	1.600	205.69	204.09	205.19	205.19	*5 2.31	20.50
02	0.0090	1.33	1.602	205.74	204.14	205.24	205.24	60 2.30	20.50
03	0.0138	1.53	*1.407	205.58	204.17	206.97	206.97	*5 3.35	20.50 205.58+1.0=206.58
04	0.0183	1.53	1.738	205.93	204.20	207.00	207.00	*5 2.42	20.50 205.93+1.0=206.93
05	0.0227	1.53	1.741	205.96	204.22	207.02	207.02	60 2.41	20.50 205.96+1.0=206.96
06	0.0268	1.61	1.662	205.91	204.24	206.60	206.60	*5 3.23	20.50
07	0.0330	1.61	1.858	206.14	204.28	206.64	206.64	-- 2.72	20.50

1.8.2019 / 14:33

1.4Q100

Soubor : C:\NS_1.HC1

pro prtok: 28.700 [m3/s]

Profil	St [km]	hkri [m]	h [m]	Z [mm]	Dno [mm]	LB [mm]	PB [mm]	dz [m/s]	[m3/s]
01	0.0001	1.54	1.868	205.96	204.09	205.19	205.19	*5 2.50	28.70
02	0.0090	1.54	1.869	206.01	204.14	205.24	205.24	60 2.50	28.70
03	0.0138	1.81	*1.666	205.83	204.17	206.97	206.97	*5 3.62	28.70 205.83+0.5=206.33
04	0.0183	1.81	2.055	206.25	204.20	207.00	207.00	*5 2.60	28.70 206.25+0.5=206.75
05	0.0227	1.81	2.056	206.28	204.22	207.02	207.02	60 2.60	28.70 206.28+0.5=206.78
06	0.0268	1.91	1.957	206.20	204.24	206.60	206.60	*5 3.51	28.70
07	0.0330	1.91	2.179	206.46	204.28	206.64	206.64	-- 2.98	28.70

1.8.2019 / 14:33

206,96 \approx 206,92 \approx spodní úc NK

vyhoví v toleranci přesnosti
zaměření a výpočtu

[Signature]

TECHNICKÁ ZPRÁVA

ke statickému výpočtu SO 901

Obsah statického výpočtu:

str. :

A: Technická zpráva

A1

B: Obecná část

B1 – Přehledné výkresy

B1

B2 – Materiály

B4

B3 – Zatížení konstrukce

B9

C: Pažení

C1 – Pažení 2.15m

C1

C2 – Pažení 1.10m

C5

C3 – Pažení 1.40m

C9

C4 – Pažení opěra provizorního mostu

C13

A: Technická zpráva

A1: Úvod

Předmětem tohoto statického výpočtu je posouzení pažení nájezdů a založení provizorního mostu.

A2: Podklady, normy, literatura, programy

Podklady:

- I/38 Most ev. č. 38-022, DSP, Pontex, 2019
- Smilovice – Újezd, Most ev. č. 38-22 přes Jabkenický potok, Podrobný inženýrskogeologický průzkum, Geotechnik.cz, Mgr. Jeroným Lešner, 2019

Normy:

- | | | |
|------|-----------------|--|
| [11] | ČSN EN 1990 | Zásady navrhování konstrukcí |
| [12] | ČSN EN 1991-1-1 | Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení
- Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení |
| [13] | ČSN EN 1991-2 | Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou |
| [14] | ČSN EN 1997-1 | Navrhování geotechnických konstrukcí
Část 1: Obecná pravidla |
| [15] | ČSN EN 1536 | Provádění speciálních geotechnických prací – vrtané piloty |

Programy:

- | | | | |
|------|------|------------------|-------------------|
| [21] | GEO5 | Posouzení pažení | Fine spol. s r.o. |
|------|------|------------------|-------------------|

A3: Technické řešení mostu

Provizorní most převádí silnici I/38 přes Jabkenický potok vedle stávajícího nevyhovujícího mostu.

Založení a spodní stavba:

Založení mostu je plošné. Nájezdy a podpěry mostu jsou paženy záporovým pažením. Záporny jsou z HE B 240 a jsou zabetonovány 0.5m pod terén do vrtů.

Nosná konstrukce:

Provizorní most je o jednom poli délky 24 m.

Materiály:

Beton pilot	C 25/30
Konstrukční ocel	S 235

A4: Rozsah statického výpočtu, předpoklady výpočtu.

Ve statickém výpočtu je posouzeno pažení pro jeho různé výšky a zatížení dopravou a tíhou provizorního mostu.

Zatížení:

Na pažení bylo uvažováno zatížení tíhou zeminy, tíhou provizorního mostu a pohyblivým svislým zatížením dopravou.

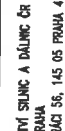
Pažení:

Návrh a posouzení pažení bylo provedeno pomocí programu GEO 5.

B/1



1/38 ÚJEZD MOST EV. Č. 38-022
CELKOVÁ OPRAVA - DŮR, DSP, ZDS, IČ. AD

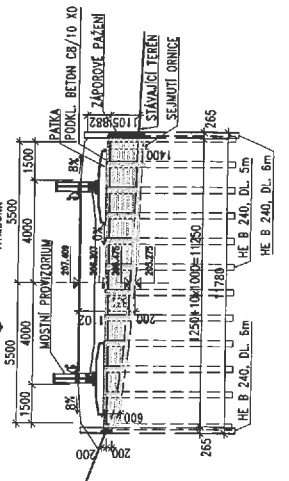
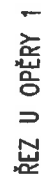
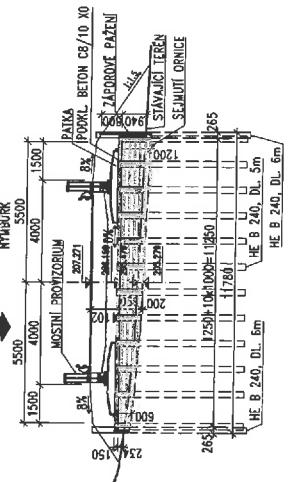


ČÁST D

[illegible]

POZNÁMKY:

- 1) POUŽITÍ STAVĚNÍ JE LOKÁLNÍ
- 2) PŘED REALIZACÍ JE TŘEBA PROVÉST EXISTENCI INŽ. SÍTÍ A EXISTUJÍCÍ SÍŤ JAKÉ VYTVOŘIT V MÍSTĚ KŘEŽENÍ SE SÍŤMI BUDĚ PROVĚDĚNA JEJICH OCHRANA
- 3) PŘED REALIZACÍ BUDE PO ZAPOROVĚ PAŽENÍ VYPRACOVANO VÝD. A PO PROVIZORINÍ MOST BUDE VYPRACOVANA PROJEKTOVÁ DOKUMENTACE SE STAVOMINÍM ZAČLENĚNOSTI, POSTUPEN VYSTAVIT ALE SE ZPŮSOBEM JEHO UŠERŤOVÁNÍ
- 4) V ROZSAHU NÁLEŽÍCÍM NA PROVIZORINÍ MOST BUDE SEJATÁ ORNICE, PO SKOMČENÍ BUDE ORNICE NAVRACENA ZPĚT
- 5) PODLOŽÍ NAVRACENA ZPĚT
- 6) PODLOŽÍ NAVRACENO BEZ PŘEHŘENÍ, KONSTRUKCE NÁSTUPU BUDE PROVĚDĚNA V SOULADU S TYP. ÚP. A. ČSN 736.13.3 A ČSN 731.006
- 6) PŘI REALIZACI STAVBY JE TŘEBA ZELA ZABRÁNIT ZNEČIŠTĚNÍ VODOTEČE
- 7) PŘI OSTRANINĚNÍ ZABUDOVANÉHO ZAPORY TĚŽKOSTI 0.5m POD ÚROVNI TERÉNU TYPOVÉ MOSTNÍ PROVIZORINÍM PO OBKROUŽENÍ PROVOZ (JEL. TP. 222) JE ULOŽENA NA NÁSTUPU NA PODKLADU BETON. NÁSTP JE ZAŠTĚN ZAPOROVÝM NÁSTP. A PAŽENÍ ZALOŽENÍ MOSTU JE PŘI REALIZACI MOŽNO NAHRADIT PANELOVOU ROVNOMĚRNOU.



B2. MATERIÁLY

Posouzení pažící konstrukce

Vstupní data

Projekt

Datum : 18.11.2019

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 : $\gamma_{M0} = 1.00$
 Dřevěné konstrukce : EN 1995-1-1 (EC5)
 Dílčí součinitel vlastností dřeva : $\gamma_M = 1.30$
 Součinitel vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo) : $k_{mod} = 0.50$
 Součinitel šířky průřezu ve smyku (dřevo) : $k_{cr} = 0.67$

Výpočet tlaků

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)
 Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
 Metoda výpočtu : závislé tlaky
 Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe
 Modul reakce podloží : standardní
 Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení
 Sednutí terénu : parabolická metoda
 Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
 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 [-]

Kotvy

Metodika posouzení : mezní stavy

Součinitele redukce		
Součinitel spolehlivosti oceli :	$\gamma_s =$	1.35 [-]
Součinitel redukce na vytržení ze zeminy :	$\gamma_e =$	1.35 [-]
Součinitel redukce na vytržení ze zálivky :	$\gamma_c =$	1.35 [-]

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 6.00 m

Název průřezu : Pilotová stěna d = 0.34 m; a = 1.00 m; HE 240 B

Materiál piloty : beton

Součinitel redukce betonu (výpočet I) $K_c = 0.50$

Spočtený koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 0.91

Plocha průřezu $A = 1.54E-01 \text{ m}^2/\text{m}$
 Moment setrvačnosti $I = 1.06E-03 \text{ m}^4/\text{m}$
 Modul pružnosti $E = 30000.00 \text{ MPa}$
 Modul pružnosti ve smyku $G = 12500.00 \text{ MPa}$

Materiál konstrukce

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

Beton : C 20/25

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 20.00 \text{ MPa}$
 Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2.20 \text{ MPa}$
 Modul pružnosti $E_{cm} = 30000.00 \text{ MPa}$
 Modul pružnosti ve smyku $G = 12500.00 \text{ MPa}$







Ocel konstrukční: EN 10025 : Fe 360

Mez kluzu $f_y = 235.00 \text{ MPa}$
 Modul pružnosti $E = 210000.00 \text{ MPa}$
 Modul pružnosti ve smyku $G = 81000.00 \text{ MPa}$






Modul reakce podloží

Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	jíl písčitý, hlína písčitá		23.00	1.00	17.50	1740.00	7.00
2	jíl písčitý		24.00	3.00	18.00	1790.00	8.00
3	písek jílovitý		26.00	1.00	18.50	1840.00	9.00
4	pískovec silně zvětralý		32.00	40.00	20.00	1990.00	11.00
5	pískovec mírně zvětralý		34.00	60.00	21.00	2090.00	11.00
6	pískovec nazvětralý		34.00	100.00	22.00	2190.00	11.00







Parametry zemín pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	φ_{ef} [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	jíl písčitý, hlína písčitá		nesoudržná	23.00	-	-	-
2	jíl písčitý		nesoudržná	24.00	-	-	-
3	písek jílovitý		nesoudržná	26.00	-	-	-
4	pískovec silně zvětralý		soudržná	-	0.35	-	-
5	pískovec mírně zvětralý		soudržná	-	0.25	-	-

--	--	--	--	--	--	--	--

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	φ_{ef} [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
6	pískovec nazvětralý		soudržná	-	0.20	-	-

Parametry zemin pro výpočet modulu reakce podloží (Schmitt)

Číslo	Název	Vzorek	ν [-]	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]
1	jíl písčitý, hlína písčitá		0.35	8.00	-
2	jíl písčitý		0.35	8.00	-
3	písek jílovitý		0.35	26.00	-
4	pískovec silně zvětralý		0.35	32.00	-
5	pískovec mírně zvětralý		0.25	60.00	-
6	pískovec nazvětralý		0.20	444.00	-

Parametry zemin

jíl písčitý, hlína písčitá

Objemová tíha :	γ =	17.50 kN/m ³
Napjatost :	efektivní	
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} =	23.00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} =	1.00 kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ =	7.00 °
Zemina :	nesoudržná	
Edometrický modul :	E_{oed} =	8.00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} =	1750.00 kN/m ³

jíl písčitý

Objemová tíha :	γ =	18.00 kN/m ³
Napjatost :	efektivní	
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} =	24.00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} =	3.00 kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ =	8.00 °
Zemina :	nesoudržná	
Edometrický modul :	E_{oed} =	8.00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} =	1800.00 kN/m ³

písek jílovitý

Objemová tíha :	γ =	18.50 kN/m ³
Napjatost :	efektivní	
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} =	26.00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} =	1.00 kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ =	9.00 °
Zemina :	nesoudržná	
Edometrický modul :	E_{oed} =	26.00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} =	1850.00 kN/m ³

B/5

pískovec silně zvětralý

Objemová tíha : $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 32.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 40.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 11.00^\circ$
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : $\nu = 0.35$
 Edometrický modul : $E_{oed} = 32.00 \text{ MPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 2000.00 \text{ kN/m}^3$

pískovec mírně zvětralý

Objemová tíha : $\gamma = 21.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 34.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 60.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 11.00^\circ$
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : $\nu = 0.25$
 Edometrický modul : $E_{oed} = 60.00 \text{ MPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 2100.00 \text{ kN/m}^3$

pískovec nazvětralý

Objemová tíha : $\gamma = 22.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 34.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 100.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 11.00^\circ$
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : $\nu = 0.20$
 Edometrický modul : $E_{oed} = 444.00 \text{ MPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 2200.00 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemín

Informace o umístění

Kóta povrchu = 206.30 m

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Nadm. výška [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2.80	0.00 .. 2.80	206.30 .. 203.50	jíl písčitý, hlína písčitá	
2	1.40	2.80 .. 4.20	203.50 .. 202.10	jíl písčitý	
3	1.40	4.20 .. 5.60	202.10 .. 200.70	písek jílovitý	
4	1.40	5.60 .. 7.00	200.70 .. 199.30	pískovec silně zvětralý	
5	0.90	7.00 .. 7.90	199.30 .. 198.40	pískovec mírně zvětralý	
6	-	7.90 .. ∞	198.40 .. -	pískovec nazvětralý	

B3. ZATÍŽENÍ

A. PROVIZORNÍ MOST

- provizorní most rozp. 23m bez úč. dopravního 76,32 t/m

$$\text{Reakce na 1 nosu} \quad 76,32 \times 10 / 4 = 190,8 \text{ kN}$$

- příčimí vnitřní - max hodnota

$$40 \times 10 / 2 = 200 \text{ kN}$$

B. PROVIZORNÍ KOMUNIKACE

LM1 - dopravní prostředek TS - 300 kN

$$\text{Zeměnné zatížení} \quad 300 / 3 / 4,5 = 22,2 \text{ kN/m}^2$$

C. PAŽENÍ

C/1

C1. PAŽENÍ - 2.15 m

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2.15 m.

Zápor - dl. 6 m
70 1.0 m

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 3.10 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 3.10 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]
1	Ano	změna	proměnné	22.20		1.00	3.00	na terénu
Číslo	Název							
1	vozidlo							

Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 100

Vlastní výpočet mezních tlaků : redukovat podle nastavení

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou $\sigma_{a,min} = 0.20\sigma_z$

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : 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	0.00	2.38
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.38
0.17	0.00	0.00	0.00	0.60	5.25	8.35
0.26	0.00	0.00	0.00	1.25	8.00	11.48
0.42	0.00	0.00	0.00	2.43	12.08	17.19
0.42	0.00	0.00	0.00	16.14	16.14	17.19
0.52	0.00	0.00	0.00	16.98	16.98	20.59
0.78	0.00	0.00	0.00	19.20	19.20	29.69
1.04	0.00	0.00	0.00	21.43	22.53	38.79
1.30	0.00	0.00	0.00	23.66	25.07	47.90
1.57	0.00	0.00	0.00	25.89	27.20	57.00
1.83	0.00	0.00	0.00	28.12	29.15	66.11
2.09	0.00	0.00	0.00	30.34	31.05	75.21
2.15	0.00	0.00	0.00	30.88	31.51	77.41
2.15	0.00	-0.00	-2.16	28.07	28.64	70.37
2.32	0.00	-1.66	-7.59	29.40	29.79	75.80
2.35	-0.23	-1.92	-8.44	29.61	29.97	76.64
2.61	-2.51	-4.45	-16.71	31.63	31.75	84.92
2.80	-4.18	-6.30	-22.78	33.12	33.12	90.99
2.80	-1.06	-6.13	-28.58	28.68	32.39	101.03
2.87	-1.66	-6.81	-30.99	29.21	32.88	103.44

c/2

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
3.10	-3.63	-9.05	-38.98	30.98	34.57	111.43
3.10	-3.63	-9.05	-38.98	30.98	34.57	111.43
3.13	-29.58	-38.43	-143.88	56.90	63.88	216.33
3.39	-251.93	-290.24	-1043.04	279.02	315.14	1115.49
3.65	-474.29	-542.06	-1942.21	501.13	566.47	2014.66
3.91	-696.64	-793.88	-2841.37	723.25	817.85	2913.82
4.17	-919.00	-1045.70	-3740.54	945.37	1069.28	3812.99
4.20	-941.24	-1070.88	-3830.45	967.58	1094.42	3902.90
4.20	-868.24	-1013.78	-4316.45	892.47	1036.24	4398.19
4.43	-1057.43	-1234.32	-5254.96	1081.46	1256.48	5336.70
4.70	-1267.63	-1479.37	-6297.76	1291.46	1501.23	6379.50
4.96	-1477.84	-1724.42	-7340.56	1501.45	1746.01	7422.30
5.22	-1688.04	-1969.47	-8383.36	1711.44	1990.82	8465.10
5.48	-1898.25	-2214.52	-9426.15	1921.44	2235.67	9507.89
5.60	-1996.35	-2328.88	-9912.79	2019.43	2349.93	9994.53
5.60	-1510.84	-2232.81	-14400.00	1528.86	2253.07	14517.84
5.66	-1554.50	-2295.33	-14800.00	1572.49	2315.54	14917.84
5.66	-1554.50	-2295.33	-14800.00	1567.36	2315.54	14917.84
5.74	-1605.49	-2368.33	-15267.13	1618.35	2388.50	15384.97
6.00	-1782.95	-2622.42	-16892.99	1795.81	2642.43	17010.82

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	-34.43	0.00	-0.00	-0.00
0.30	0.00	0.00	-31.73	1.53	-0.19	0.02
0.60	0.00	0.00	-29.04	17.64	-3.05	0.33
0.90	0.00	0.00	-26.35	20.21	-8.73	2.08
1.20	0.00	0.00	-23.67	22.77	-15.18	5.65
1.50	0.00	0.00	-21.00	25.33	-22.39	11.26
1.80	0.00	0.00	-18.36	27.89	-30.37	19.16
2.10	0.00	0.00	-15.78	30.45	-39.13	29.56
2.15	0.00	0.00	-15.40	30.85	-40.54	31.40
2.16	0.00	0.00	-15.28	25.67	-40.92	31.97
2.40	0.00	0.00	-13.29	19.92	-46.39	42.47
2.70	0.00	0.00	-10.91	12.73	-51.29	57.17
3.00	0.00	0.00	-8.70	-5.30	-51.82	72.79
3.30	9.64	0.00	-6.69	-65.34	-38.57	86.86
3.60	9.64	9.64	-4.93	-70.51	-16.89	95.24
3.90	9.64	9.64	-3.43	-42.19	-0.12	97.58
4.20	46.41	46.41	-2.21	-181.84	14.07	95.92
4.50	46.41	46.41	-1.26	-95.04	55.13	84.89
4.80	46.41	46.41	-0.55	-29.23	73.28	65.13
5.10	46.41	46.41	-0.02	19.57	74.37	42.62
5.40	46.41	46.41	0.39	57.17	62.66	21.78
5.70	61.21	61.21	0.73	109.85	38.92	6.13
6.00	61.21	61.21	1.06	149.48	0.00	-0.00

Maximální posouvající síla = 75.67 kN/m

C/3

Maximální moment = 97.58 kNm/m
Maximální deformace = 34.4 mm

Sednutí terénu za konstrukcí

Sednutí terénu $\delta_{\max} = 14.4$ mm

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0.00	16.7
2	0.58	20.2
3	1.16	22.5
4	1.73	23.7
5	2.31	23.8
6	2.89	22.7
7	3.47	20.5
8	4.05	17.1
9	4.62	12.5
10	5.20	6.8
11	5.78	0.0
12	5.78	0.0

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	-34.43	-34.43	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
0.30	-31.73	-31.73	-0.19	-0.19	0.02	0.02
0.60	-29.04	-29.04	-3.05	-3.05	0.33	0.33
0.90	-26.35	-26.35	-8.73	-8.73	2.08	2.08
1.20	-23.67	-23.67	-15.18	-15.18	5.65	5.65
1.50	-21.00	-21.00	-22.39	-22.39	11.26	11.26
1.80	-18.36	-18.36	-30.37	-30.37	19.16	19.16
2.10	-15.78	-15.78	-39.13	-39.13	29.56	29.56
2.15	-15.40	-15.40	-40.54	-40.54	31.40	31.40
2.15	-15.33	-15.33	-40.76	-40.76	31.72	31.72
2.16	-15.28	-15.28	-40.92	-40.92	31.97	31.97
2.16	-15.28	-15.28	-40.92	-40.92	31.97	31.97
2.40	-13.29	-13.29	-46.39	-46.39	42.47	42.47
2.70	-10.91	-10.91	-51.29	-51.29	57.17	57.17
3.00	-8.70	-8.70	-51.82	-51.82	72.79	72.79
3.30	-6.69	-6.69	-38.57	-38.57	86.86	86.86
3.60	-4.93	-4.93	-16.89	-16.89	95.24	95.24
3.90	-3.43	-3.43	-0.12	-0.12	97.58	97.58
4.20	-2.21	-2.21	14.07	14.07	95.92	95.92
4.50	-1.26	-1.26	55.13	55.13	84.89	84.89
4.80	-0.55	-0.55	73.28	73.28	65.13	65.13
5.10	-0.02	-0.02	74.37	74.37	42.62	42.62
5.40	0.39	0.39	62.66	62.66	21.78	21.78
5.70	0.73	0.73	38.92	38.92	6.13	6.13
6.00	1.06	1.06	0.00	0.00	-0.00	-0.00

Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -34.4 mm
Minimální deformace = 1.1 mm

Maximální ohybový moment = 97.58 kNm/m

Minimální ohybový moment = 0.00 kNm/m

Maximální posouvající síla = 75.67 kN/m

Posouzení kombinovaného průřezu podle EN 1994-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1.00

Dimenzační síly na 1 profil

$M_{\max} = 97.58 \text{ kNm}; \quad Q = 0.12 \text{ kN}$

$Q_{\max} = 75.67 \text{ kN}; \quad M = 51.64 \text{ kNm}$

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

Posouzení kombinovaného průřezu na smyk:

$Q/V_{Rd} = 0.000 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

Posouzení kombinovaného průřezu na ohyb:

$M_{\max}/M_{pl,N,Rd} = 0.405 \leq 0.9 \quad \text{Vyhovuje}$

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

Posouzení kombinovaného průřezu na smyk:

$Q_{\max}/V_{Rd} = 0.157 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

Posouzení kombinovaného průřezu na ohyb:

$M/M_{pl,N,Rd} = 0.214 \leq 0.9 \quad \text{Vyhovuje}$

Průřez VYHOVUJE

C/5

C2. PAŽENÍ

— 1,10 m

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1.10 m.

zápor ok. 5 m
po 2,0 m

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 3.10 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 3.10 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]
1	Ano	změna	proměnné	22.20		1.50	3.00	na terénu
Číslo	Název							
1	vozidlo							

Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 100

Vlastní výpočet mezních tlaků : redukovat podle nastavení

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou $\sigma_{a,min} = 0.20\sigma_z$

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : 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	0.00	2.38
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.38
0.17	0.00	0.00	0.00	0.60	3.94	8.35
0.21	0.00	0.00	0.00	0.91	4.79	9.65
0.42	0.00	0.00	0.00	2.64	9.31	16.92
0.63	0.00	0.00	0.00	4.37	13.38	24.19
0.64	0.00	0.00	0.00	17.83	17.83	24.60
0.83	0.00	0.00	0.00	19.49	19.49	31.46
1.04	0.00	0.00	0.00	21.25	21.25	38.73
1.10	0.00	0.00	0.00	21.74	21.74	40.77
1.10	0.00	-0.00	-1.08	9.88	9.88	18.53
1.25	0.00	-0.73	-3.46	10.45	10.45	20.91
1.27	0.00	-0.83	-3.80	10.54	10.54	21.24
1.46	-0.82	-1.74	-6.76	11.25	11.34	24.21
1.67	-1.73	-2.75	-10.07	12.05	12.28	27.52
1.88	-2.64	-3.76	-13.37	12.85	13.16	30.82
2.08	-3.55	-4.77	-16.68	13.64	13.99	34.13
2.29	-4.45	-5.77	-19.98	14.44	14.79	37.43
2.50	-5.36	-6.78	-23.29	15.24	15.58	40.73
2.71	-6.27	-7.79	-26.59	16.03	16.37	44.04
2.80	-6.67	-8.24	-28.05	16.39	16.72	45.49

--

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
2.80	-4.91	-8.02	-31.98	14.17	16.36	50.51
2.92	-5.41	-8.59	-34.00	14.62	16.80	52.54
3.10	-6.19	-9.48	-37.18	15.31	17.51	55.71
3.10	-6.19	-9.48	-37.18	15.31	17.51	55.71
3.13	-16.85	-21.54	-80.27	25.95	29.55	98.80
3.33	-105.63	-122.10	-439.31	114.64	129.90	457.84
3.54	-194.42	-222.65	-798.35	203.32	230.26	816.88
3.75	-283.21	-323.20	-1157.39	292.00	330.63	1175.92
3.96	-372.00	-423.75	-1516.43	380.68	431.02	1534.96
4.17	-460.79	-524.31	-1875.47	469.36	531.41	1894.00
4.20	-474.99	-540.40	-1932.92	483.55	547.48	1951.45
4.20	-438.14	-511.58	-2178.18	446.02	518.39	2199.09
4.38	-508.65	-593.77	-2527.95	516.44	600.46	2548.86
4.58	-592.59	-691.62	-2944.35	600.28	698.18	2965.26
4.79	-676.52	-789.47	-3360.74	684.13	795.91	3381.65
5.00	-760.46	-887.32	-3777.14	767.97	893.65	3798.05

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	-22.07	0.00	-0.00	-0.00
0.25	0.00	0.00	-20.53	1.25	-0.13	0.01
0.50	0.00	0.00	-18.99	3.33	-0.70	0.10
0.75	0.00	0.00	-17.44	18.79	-3.46	0.51
1.00	0.00	0.00	-15.90	20.90	-8.42	1.98
1.10	0.00	0.00	-15.32	21.70	-10.47	2.89
1.10	0.00	0.00	-15.27	8.75	-10.59	2.97
1.25	0.00	0.00	-14.37	6.99	-11.74	4.61
1.50	0.00	0.00	-12.86	3.99	-13.11	7.73
1.75	0.00	0.00	-11.38	0.98	-13.73	11.10
2.00	0.00	0.00	-9.94	-2.03	-13.60	14.53
2.25	0.00	0.00	-8.56	-5.04	-12.72	17.84
2.50	0.00	0.00	-7.24	-8.05	-11.08	20.83
2.75	0.00	0.00	-6.01	-11.06	-8.69	23.32
3.00	0.00	0.00	-4.87	-20.52	-4.45	25.02
3.25	6.07	0.00	-3.83	-26.00	1.21	25.44
3.50	6.07	6.07	-2.89	-27.48	8.44	24.24
3.75	6.07	6.07	-2.05	-17.41	14.03	21.38
4.00	6.07	6.07	-1.28	-8.34	17.23	17.43
4.25	29.24	29.24	-0.59	-27.59	20.71	12.84
4.50	29.24	29.24	0.06	9.94	22.87	7.20
4.75	29.24	29.24	0.67	45.82	15.88	2.17
5.00	29.24	29.24	1.28	81.16	-0.00	0.00

Maximální posouvající síla = 23.18 kN/m
 Maximální moment = 25.47 kNm/m
 Maximální deformace = 22.1 mm

Sednutí terénu za konstrukci

Sednutí terénu δ_{\max} = 11.4 mm

4/7

--

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0.00	10.4
2	0.46	13.4
3	0.93	15.6
4	1.39	16.8
5	1.86	17.1
6	2.32	16.6
7	2.79	15.1
8	3.25	12.7
9	3.72	9.4
10	4.18	5.1
11	4.65	0.0
12	4.65	0.0

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	-22.07	-22.07	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
0.25	-20.53	-20.53	-0.13	-0.13	0.01	0.01
0.50	-18.99	-18.99	-0.70	-0.70	0.10	0.10
0.75	-17.44	-17.44	-3.46	-3.46	0.51	0.51
1.00	-15.90	-15.90	-8.42	-8.42	1.98	1.98
1.10	-15.32	-15.32	-10.47	-10.47	2.89	2.89
1.10	-15.27	-15.27	-10.59	-10.59	2.97	2.97
1.25	-14.37	-14.37	-11.74	-11.74	4.61	4.61
1.50	-12.86	-12.86	-13.11	-13.11	7.73	7.73
1.75	-11.38	-11.38	-13.73	-13.73	11.10	11.10
2.00	-9.94	-9.94	-13.60	-13.60	14.53	14.53
2.25	-8.56	-8.56	-12.72	-12.72	17.84	17.84
2.50	-7.24	-7.24	-11.08	-11.08	20.83	20.83
2.75	-6.01	-6.01	-8.69	-8.69	23.32	23.32
3.00	-4.87	-4.87	-4.45	-4.45	25.02	25.02
3.25	-3.83	-3.83	1.21	1.21	25.44	25.44
3.50	-2.89	-2.89	8.44	8.44	24.24	24.24
3.75	-2.05	-2.05	14.03	14.03	21.38	21.38
4.00	-1.28	-1.28	17.23	17.23	17.43	17.43
4.25	-0.59	-0.59	20.71	20.71	12.84	12.84
4.50	0.06	0.06	22.87	22.87	7.20	7.20
4.75	0.67	0.67	15.88	15.88	2.17	2.17
5.00	1.28	1.28	-0.00	-0.00	0.00	0.00

Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -22.1 mm
 Minimální deformace = 1.3 mm
 Maximální ohybový moment = 25.47 kNm/m
 Minimální ohybový moment = 0.00 kNm/m
 Maximální posouvající síla = 23.18 kN/m

Posouzení kombinovaného průřezu podle EN 1994-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.
 Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1.00

Dimenzační síly na 1 profil

$$M_{\max} = 50.94 \text{ kNm}; \quad Q = 0.10 \text{ kN}$$

$$Q_{\max} = 46.36 \text{ kN}; \quad M = 16.70 \text{ kNm}$$

Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q$:**Posouzení kombinovaného průřezu na smyk:**

$$Q/V_{Rd} = 0.000 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení kombinovaného průřezu na ohyb:

$$M_{\max}/M_{pl,N,Rd} = 0.211 \leq 0.9 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení max. posouvající síly $Q_{\max} + M$:**Posouzení kombinovaného průřezu na smyk:**

$$Q_{\max}/V_{Rd} = 0.096 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení kombinovaného průřezu na ohyb:

$$M/M_{pl,N,Rd} = 0.069 \leq 0.9 \quad \text{Vyhovuje}$$

Průřez VYHOVUJE

2/9

23. PAŽENÍ - 1,4 m

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1.40 m.

zaply - do 6,0 m
po 1,0 m

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 3.10 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 3.10 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]
1	Ano	změna	proměnné	22.20		1.50	3.00	na terénu
Číslo	Název							
1	vozidlo							

Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 100

Vlastní výpočet mezních tlaků : redukovat podle nastavení

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou $\sigma_{a,min} = 0.20\sigma_z$

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : 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	0.00	2.38
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.38
0.17	0.00	0.00	0.00	0.60	3.92	8.35
0.26	0.00	0.00	0.00	1.34	5.97	11.48
0.52	0.00	0.00	0.00	3.51	11.43	20.59
0.64	0.00	0.00	0.00	4.47	13.50	24.60
0.64	0.00	0.00	0.00	17.84	17.84	24.60
0.78	0.00	0.00	0.00	19.07	19.07	29.69
1.04	0.00	0.00	0.00	21.26	21.26	38.79
1.30	0.00	0.00	0.00	23.46	23.46	47.90
1.40	0.00	0.00	0.00	24.27	24.32	51.24
1.40	0.00	-0.00	-1.44	14.71	14.74	31.05
1.57	0.00	-1.07	-4.94	15.55	15.78	34.54
1.57	0.00	-1.11	-5.06	15.58	15.81	34.67
1.83	-1.48	-2.75	-10.45	16.88	17.28	40.06
2.09	-3.00	-4.44	-15.97	18.21	18.67	45.58
2.35	-4.52	-6.12	-21.49	19.54	20.01	51.09
2.61	-6.04	-7.81	-27.00	20.87	21.32	56.61
2.80	-7.15	-9.05	-31.05	21.85	22.29	60.66
2.80	-4.88	-8.81	-35.90	18.90	21.81	67.35
2.87	-5.27	-9.26	-37.51	19.25	22.17	68.96

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
3.10	-6.59	-10.75	-42.83	20.42	23.34	74.29
3.10	-6.59	-10.75	-42.83	20.42	23.34	74.29
3.13	-23.88	-30.34	-112.77	37.69	42.89	144.22
3.39	-172.12	-198.21	-712.21	185.75	210.43	743.66
3.65	-320.36	-366.09	-1311.65	333.81	378.00	1343.11
3.91	-468.60	-533.97	-1911.10	481.87	545.59	1942.55
4.17	-616.83	-701.85	-2510.54	629.93	713.21	2541.99
4.20	-631.66	-718.64	-2570.48	644.74	729.97	2601.94
4.20	-582.66	-680.32	-2896.64	594.69	691.18	2932.12
4.43	-708.78	-827.35	-3522.32	720.67	838.00	3557.80
4.70	-848.92	-990.72	-4217.52	860.65	1001.16	4253.00
4.96	-989.06	-1154.08	-4912.71	1000.63	1164.33	4948.20
5.22	-1129.20	-1317.45	-5607.91	1140.61	1327.52	5643.40
5.48	-1269.33	-1480.82	-6303.11	1280.59	1490.74	6338.60
5.60	-1334.73	-1557.05	-6627.54	1345.91	1566.91	6663.02
5.60	-1010.22	-1492.83	-9627.41	1018.95	1502.33	9678.56
5.74	-1073.32	-1583.17	-10205.49	1081.99	1592.61	10256.64
6.00	-1191.63	-1752.57	-11289.40	1200.19	1761.88	11340.55

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	-22.85	0.00	-0.00	0.00
0.30	0.00	0.00	-20.94	1.67	-0.20	0.02
0.60	0.00	0.00	-19.02	4.17	-1.07	0.19
0.90	0.00	0.00	-17.11	20.06	-6.31	1.23
1.20	0.00	0.00	-15.20	22.58	-12.71	4.06
1.38	0.00	0.00	-14.07	24.10	-16.91	6.72
1.40	0.00	0.00	-13.92	13.20	-17.44	7.13
1.50	0.00	0.00	-13.32	11.66	-18.64	8.87
1.80	0.00	0.00	-11.46	6.85	-21.41	14.91
2.10	0.00	0.00	-9.68	2.03	-22.75	21.57
2.40	0.00	0.00	-7.98	-2.78	-22.63	28.41
2.70	0.00	0.00	-6.41	-7.60	-21.08	35.01
3.00	0.00	0.00	-4.98	-20.61	-16.40	40.74
3.30	7.36	0.00	-3.72	-32.92	-8.54	44.56
3.60	7.36	7.36	-2.66	-27.13	1.37	45.57
3.90	7.36	7.36	-1.78	-14.60	7.55	44.14
4.20	35.42	35.42	-1.10	-66.27	12.34	41.31
4.50	35.42	35.42	-0.58	-30.66	26.65	35.19
4.80	35.42	35.42	-0.22	-5.07	31.78	26.24
5.10	35.42	35.42	0.04	12.66	30.48	16.77
5.40	35.42	35.42	0.22	25.35	24.68	8.40
5.70	46.72	46.72	0.36	43.33	14.86	2.32
6.00	46.72	46.72	0.50	55.71	0.00	-0.00

Maximální posouvající síla = 31.96 kN/m
 Maximální moment = 45.60 kNm/m
 Maximální deformace = 22.9 mm

2/11

Sednutí terénu za konstrukcí

Sednutí terénu $\delta_{\max} = 8.8 \text{ mm}$

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0.00	11.2
2	0.58	13.2
3	1.16	14.6
4	1.73	15.2
5	2.31	15.2
6	2.89	14.4
7	3.47	12.9
8	4.05	10.8
9	4.62	7.9
10	5.20	4.3
11	5.78	0.0
12	5.78	0.0

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	-22.85	-22.85	-0.00	-0.00	0.00	0.00
0.30	-20.94	-20.94	-0.20	-0.20	0.02	0.02
0.60	-19.02	-19.02	-1.07	-1.07	0.19	0.19
0.90	-17.11	-17.11	-6.31	-6.31	1.23	1.23
1.20	-15.20	-15.20	-12.71	-12.71	4.06	4.06
1.38	-14.07	-14.07	-16.91	-16.91	6.72	6.72
1.40	-13.97	-13.97	-17.29	-17.29	6.99	6.99
1.40	-13.92	-13.92	-17.44	-17.44	7.13	7.13
1.40	-13.92	-13.92	-17.44	-17.44	7.13	7.13
1.50	-13.32	-13.32	-18.64	-18.64	8.87	8.87
1.80	-11.46	-11.46	-21.41	-21.41	14.91	14.91
2.10	-9.68	-9.68	-22.75	-22.75	21.57	21.57
2.40	-7.98	-7.98	-22.63	-22.63	28.41	28.41
2.70	-6.41	-6.41	-21.08	-21.08	35.01	35.01
3.00	-4.98	-4.98	-16.40	-16.40	40.74	40.74
3.30	-3.72	-3.72	-8.54	-8.54	44.56	44.56
3.60	-2.66	-2.66	1.37	1.37	45.57	45.57
3.90	-1.78	-1.78	7.55	7.55	44.14	44.14
4.20	-1.10	-1.10	12.34	12.34	41.31	41.31
4.50	-0.58	-0.58	26.65	26.65	35.19	35.19
4.80	-0.22	-0.22	31.78	31.78	26.24	26.24
5.10	0.04	0.04	30.48	30.48	16.77	16.77
5.40	0.22	0.22	24.68	24.68	8.40	8.40
5.70	0.36	0.36	14.86	14.86	2.32	2.32
6.00	0.50	0.50	0.00	0.00	-0.00	-0.00

Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -22.9 mm

Minimální deformace = 0.5 mm

Maximální ohybový moment = 45.60 kNm/m

Minimální ohybový moment = 0.00 kNm/m

Maximální posouvající síla = 31.96 kN/m

Posouzení kombinovaného průřezu podle EN 1994-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1.00

Dimenzační síly na 1 profil

$M_{\max} = 68.40 \text{ kNm}; \quad Q = 0.52 \text{ kN}$

$Q_{\max} = 47.94 \text{ kN}; \quad M = 36.49 \text{ kNm}$

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

Posouzení kombinovaného průřezu na smyk:

$Q/V_{Rd} = 0.001 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

Posouzení kombinovaného průřezu na ohyb:

$M_{\max}/M_{pl,N,Rd} = 0.284 \leq 0.9 \quad \text{Vyhovuje}$

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

Posouzení kombinovaného průřezu na smyk:

$Q_{\max}/V_{Rd} = 0.099 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

Posouzení kombinovaného průřezu na ohyb:

$M/M_{pl,N,Rd} = 0.151 \leq 0.9 \quad \text{Vyhovuje}$

Průřez VYHOVUJE

C/13

CH. PAŽENÍ - OPĚRA PR. MOSTU

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1.10 m.

z-pog 5m

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

po 1.3m → upraveno 7.01m

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 2.30 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 2.30 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]
1	Ano		stálé	32.00		0.50	2.00	na terénu
2	Ano		proměnné	33.00		0.50	2.00	na terénu

Číslo	Název
1	most
2	vozidlo

Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 100

Vlastní výpočet mezních tlaků : redukovat podle nastavení

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou $\sigma_{a,min} = 0.20\sigma_z$

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : 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	0.00	2.38
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	2.38
0.17	0.00	0.00	0.00	0.60	21.47	21.47
0.21	0.00	0.00	0.00	0.74	26.61	26.61
0.22	0.00	0.00	0.00	38.83	38.83	38.83
0.43	0.00	0.00	0.00	40.07	40.63	40.63
0.65	0.00	0.00	0.00	41.32	44.20	44.20
0.87	0.00	0.00	0.00	42.56	43.87	43.87
1.09	0.00	0.00	0.00	43.81	43.81	43.81
1.10	0.00	-0.00	-1.67	30.69	30.69	30.69
1.27	0.00	-1.28	-5.84	31.37	31.37	33.04
1.30	-0.22	-1.52	-6.65	31.50	31.50	33.49
1.52	-1.68	-3.14	-11.95	32.37	32.37	38.80
1.74	-3.14	-4.76	-17.26	33.24	33.24	44.10
1.96	-4.60	-6.39	-22.56	34.10	34.10	49.41
2.10	-5.57	-7.46	-26.07	34.68	34.68	52.91
2.10	-3.06	-7.26	-31.06	30.84	30.84	59.57
2.17	-3.55	-7.81	-33.03	31.14	31.14	61.54
2.30	-4.38	-8.75	-36.39	31.65	31.65	64.90

2/14

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
2.30	-4.38	-8.75	-36.39	31.66	31.66	64.90
2.39	-64.24	-76.55	-278.47	91.29	93.28	306.99
2.61	-206.78	-237.97	-854.86	233.26	253.48	883.37
2.83	-349.32	-399.39	-1431.25	375.24	413.87	1459.76
3.04	-491.85	-560.82	-2007.63	517.21	574.42	2036.15
3.26	-634.39	-722.24	-2584.02	659.18	735.11	2612.53
3.48	-776.92	-883.66	-3160.41	801.15	895.91	3188.92
3.50	-791.18	-899.80	-3218.05	815.35	912.00	3246.56
3.51	-738.11	-861.71	-3668.76	744.60	873.44	3700.93
3.70	-850.91	-993.20	-4228.32	857.39	1004.49	4260.49
3.91	-985.66	-1150.28	-4896.78	992.14	1161.12	4928.95
4.13	-1120.40	-1307.36	-5565.24	1126.89	1317.82	5597.41
4.35	-1255.15	-1464.45	-6233.70	1261.63	1474.57	6265.87
4.57	-1389.90	-1621.53	-6902.16	1396.38	1631.37	6934.33
4.78	-1524.64	-1778.61	-7570.62	1531.13	1788.21	7602.79
4.90	-1597.41	-1863.44	-7931.59	1603.89	1872.92	7963.76
4.90	-1210.39	-1786.57	-11518.58	1215.45	1795.74	11564.96
5.00	-1262.72	-1861.50	-11998.00	1267.78	1870.57	12044.38

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	-36.90	0.00	-0.00	-0.00
0.25	0.00	0.00	-33.98	39.01	-1.06	0.03
0.50	0.00	0.00	-31.06	40.45	-11.00	1.52
0.75	0.00	0.00	-28.15	41.88	-21.29	5.55
1.00	0.00	0.00	-25.25	43.31	-31.93	12.20
1.10	0.00	0.00	-24.15	43.86	-36.12	15.46
1.10	0.00	0.00	-24.06	28.94	-36.41	15.75
1.25	0.00	0.00	-22.39	25.96	-40.42	21.37
1.50	0.00	0.00	-19.58	20.86	-46.27	32.23
1.75	0.00	0.00	-16.85	15.76	-50.85	44.40
2.00	0.00	0.00	-14.24	10.65	-54.15	57.55
2.25	0.00	0.00	-11.77	-3.61	-55.04	71.29
2.50	8.09	0.00	-9.49	-71.76	-42.37	83.88
2.75	8.09	0.00	-7.41	-77.36	-23.77	92.18
3.00	8.09	8.09	-5.58	-76.50	-3.77	95.62
3.25	8.09	8.09	-3.98	-51.58	12.16	94.44
3.50	38.96	0.00	-2.63	-186.97	26.32	89.95
3.75	38.96	38.96	-1.51	-106.20	63.36	78.26
4.00	38.96	38.96	-0.58	-34.51	80.66	59.89
4.25	38.96	38.96	0.19	25.37	81.60	39.29
4.50	38.96	38.96	0.87	77.46	68.63	20.24
4.75	38.96	38.96	1.49	125.49	43.21	6.01
5.00	51.39	51.39	2.09	223.87	-0.00	0.00

Maximální posouvající síla = 83.01 kN/m
 Maximální moment = 95.72 kNm/m
 Maximální deformace = 36.9 mm

2/15

Sednutí terénu za konstrukci

Sednutí terénu $\delta_{\max} = 14.9 \text{ mm}$

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0.00	17.4
2	0.49	21.0
3	0.99	23.5
4	1.48	24.7
5	1.98	24.8
6	2.47	23.6
7	2.97	21.3
8	3.46	17.8
9	3.96	13.0
10	4.45	7.1
11	4.94	0.0
12	4.94	0.0

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	-36.90	-36.90	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
0.25	-33.98	-33.98	-1.06	-1.06	0.03	0.03
0.50	-31.06	-31.06	-11.00	-11.00	1.52	1.52
0.75	-28.15	-28.15	-21.29	-21.29	5.55	5.55
1.00	-25.25	-25.25	-31.93	-31.93	12.20	12.20
1.10	-24.15	-24.15	-36.12	-36.12	15.46	15.46
1.10	-24.06	-24.06	-36.41	-36.41	15.75	15.75
1.10	-24.06	-24.06	-36.41	-36.41	15.75	15.75
1.25	-22.39	-22.39	-40.42	-40.42	21.37	21.37
1.50	-19.58	-19.58	-46.27	-46.27	32.23	32.23
1.75	-16.85	-16.85	-50.85	-50.85	44.40	44.40
2.00	-14.24	-14.24	-54.15	-54.15	57.55	57.55
2.25	-11.77	-11.77	-55.04	-55.04	71.29	71.29
2.50	-9.49	-9.49	-42.37	-42.37	83.88	83.88
2.75	-7.41	-7.41	-23.77	-23.77	92.18	92.18
3.00	-5.58	-5.58	-3.77	-3.77	95.62	95.62
3.25	-3.98	-3.98	12.16	12.16	94.44	94.44
3.50	-2.63	-2.63	26.32	26.32	89.95	89.95
3.75	-1.51	-1.51	63.36	63.36	78.26	78.26
4.00	-0.58	-0.58	80.66	80.66	59.89	59.89
4.25	0.19	0.19	81.60	81.60	39.29	39.29
4.50	0.87	0.87	68.63	68.63	20.24	20.24
4.75	1.49	1.49	43.21	43.21	6.01	6.01
5.00	2.09	2.09	-0.00	-0.00	0.00	0.00

Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -36.9 mm
 Minimální deformace = 2.1 mm
 Maximální ohybový moment = 95.72 kNm/m
 Minimální ohybový moment = 0.00 kNm/m
 Maximální posouvající síla = 83.01 kN/m

C/160

Posouzení kombinovaného průřezu podle EN 1994-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1.00

Dimenzační síly na 1 profil

$$M_{\max} = 124.43 \text{ kNm}; \quad Q = 0.10 \text{ kN}$$

$$Q_{\max} = 107.91 \text{ kN}; \quad M = 61.81 \text{ kNm}$$

Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q$:**Posouzení kombinovaného průřezu na smyk:**

$$Q/V_{Rd} = 0.000 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení kombinovaného průřezu na ohyb:

$$M_{\max}/M_{pl,N,Rd} = 0.516 \leq 0.9 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení max. posouvající síly $Q_{\max} + M$:**Posouzení kombinovaného průřezu na smyk:**

$$Q_{\max}/V_{Rd} = 0.223 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení kombinovaného průřezu na ohyb:

$$M/M_{pl,N,Rd} = 0.257 \leq 0.9 \quad \text{Vyhovuje}$$

Průřez VYHOVUJE

Konec statického výpočtu.

	str.:
A: Technická zpráva	2
B: Obecná část	
C1 – Pažení 2.15m	4
C2 – Pažení 1.10m	4
C3 – Pažení 1.40m	4
C4 – Pažení opěra provizorního mostu	4
 Poslední strana	 1
 Statický výpočet obsahuje celkem stran:	 19

Vypracoval: 10. 2019

Ing. Kamil Pejchal

Kontroloval

