


OBJEDNATEL

MĚSTO KOPŘIVNICE
Štefánikova 1163/12, 742 21 Kopřivnice



D
SO 201

SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM : S-JTSK
VÝŠKOVÝ SYSTÉM : Bpv

VEDOUCÍ PROJEKTANT	Ing. Martin ŘEHULKA	<i>Řehulka</i>	 PRIS PROJEKČNÍ KANCELÁŘ PRIS spol. s r. o. OSOVÁ 20, 625 00 BRNO
ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT	Ing. Magda ZDRAŽILOVÁ	<i>Magda Zdražilová</i>	
VYPRACOVAL	Ing. Magda ZDRAŽILOVÁ	<i>Magda Zdražilová</i>	
KONTROLOVAL	Ing. Jiří ŠRUBAŘ	<i>Šrubař</i>	
KRAJ MORAVSKOSLEZSKÝ	INVESTOR MĚSTO KOPŘIVNICE	DATUM	02/2023
NÁZEV AKCE Kopřivnice - Most na ul. Erbenova ev. č. 28c-M2 - oprava SO 201 Most ev.č. 28c-M2		FORMÁT	A4
		MĚŘÍTKO	
		ÚČEL	PDPS
		ČÍS. ZAKÁZKY	22106
NÁZEV PŘÍLOHY STATICKÝ VÝPOČET		ARCHIVNÍ ČÍS.	09_SV
		ČÍS. SOUPRAVY	PŘÍLOHA 9

STATICKÝ VÝPOČET

SO 201 Most ev.č. 28c-M2

PDPS

OBSAH:

Předpisy a literatura	str. 2
Použité programy	str. 2
Popis konstrukce mostu	str. 3
Statický model	str. 4
Půdorys	str. 6
Podélný řez	str. 7
Příčný řez	str. 8
Zatížení	str. 9
Vnitřní síly a kombinace	str. 15
Posouzení rámu	str. 17
Posouzení mikropilot	str. 25
Posouzení křídel - úhlové zdi	str. 28
Závěr	str. 45

V Brně, 6/2023

Ing. Magda Zdražilová

PŘEDPISY A LITERATURA:

ČSN EN 1991-1-1	Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
ČSN EN 1991-1-4	Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem
ČSN EN 1991-1-5	Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou
ČSN EN 1991-1-7	Zatížení konstrukcí - Část 1-7: Obecná zatížení - Mimořádná zatížení
ČSN EN 1991-2	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou

PROGRAMY:

Scia Engineer	- deskostěnová konstrukce
IDEA StatiCa - IDEA RCS	- posudky železobetonových průřezů
GEO 5	- posudek mikropilot
GEO 5	- úhlová zeď

POPIS KONSTRUKCE MOSTU

Podle druhu převáděné komunikace	- pozemní komunikace
Podle překračované překážky	- most přes vodní tok
Podle počtu mostních polí	- o 1 poli
Podle počtu úrovní mostovek	- s mostovkou v jedné úrovni
Podle výškové polohy mostovky	- s horní mostovkou
Podle přesypávky	- s přesypávkou
Podle měnitelnosti základní polohy	- nepohyblivý
Podle plánované doby trvání	- trvalý
Podle průběhu trasy na mostě	- směrově v přímé - výškově v klesajícím sklonu 1,11%
Podle úhlu křížení	- kolmý
Podle materiálu	- betonový - z železobetonu
Podle statické funkce hlavní nosné konstrukce	- rámový
Podle volné výšky na mostě	- s neomezenou volnou výškou
Podle uspořádání příčného řezu	- otevřeně uspořádaný
Délka přemostění	- 11,5 m
Délka mostu	- 25,33 m
Délka nosné konstrukce	- 12,5 m
Rozpětí pole	- 12,0 m
Šikmost mostu	- kolmý
Šířka vozovky	- 6,0 m
Volná šířka mostu	- 10,0 m
Šířka průchozího prostoru (nouzového nebo veřejného chodníku)	- vlevo i vpravo 1,50 m + 2x 0,25 m bezpečnostní odstup
Šířka mostu	- 10,8 m
Šířka nosné konstrukce	- 10,1 m
Výška mostu nad terénem	5,25 m nad dnem koryta potoka (v niveletě)
Stavební výška mostu	- 0,983 m
Konstrukční výška mostu	- 0,5 m
Plocha nosné konstrukce mostu	- $10,8 \times 12,5 = 135,0 \text{ m}^2$
Zatížení mostu	dle ČSN EN 1991-2
Zatížitelnost dle přepočtu	Zatížení dle ČSN EN 1991-2, skupina pozemních komunikací 1 - normální - min. 32 t - výhradní - min. 80 t - výjimečná - min. 180 t

Charakteristika mostu

Nová konstrukce mostu nahrazuje stávající. Most je založen hlubinně na vrtaných mikropilotách. Nosná konstrukce mostu je navržena jako železobetonový prefabrikovaný ŽB klenbový rám založený hlubinně na mikropilotách. Šířka nosné konstrukce je 10,10 m s proměnnou konstrukční výškou 0,5-1,08 m. Délka nosná konstrukce je 12,5 m se světlostí mostního otvoru 11,5 m. Výška mostu nad dnem je 5,3 m. Křídla jsou rovnoběžná, od konstrukce rámu oddílaná se statickým působením jako úhlové zdi. Křídla jsou v místě dřívku s NK jsou propojena pomocí ocelových trnů nebo smykového ozubu. Stejně jsou propojeny i jednotlivé dilatační celky křídel. Šířka komunikace na mostě je 6,0 m. Na mostě jsou umístěny oboustranné chodníkové římsy šířky 2,4 m se sklonem 2. Na římsách je osazeno ocelové mostní zábradlí se svislou výplní a výškou 1,1 m.

Materiál konstrukce mostu:

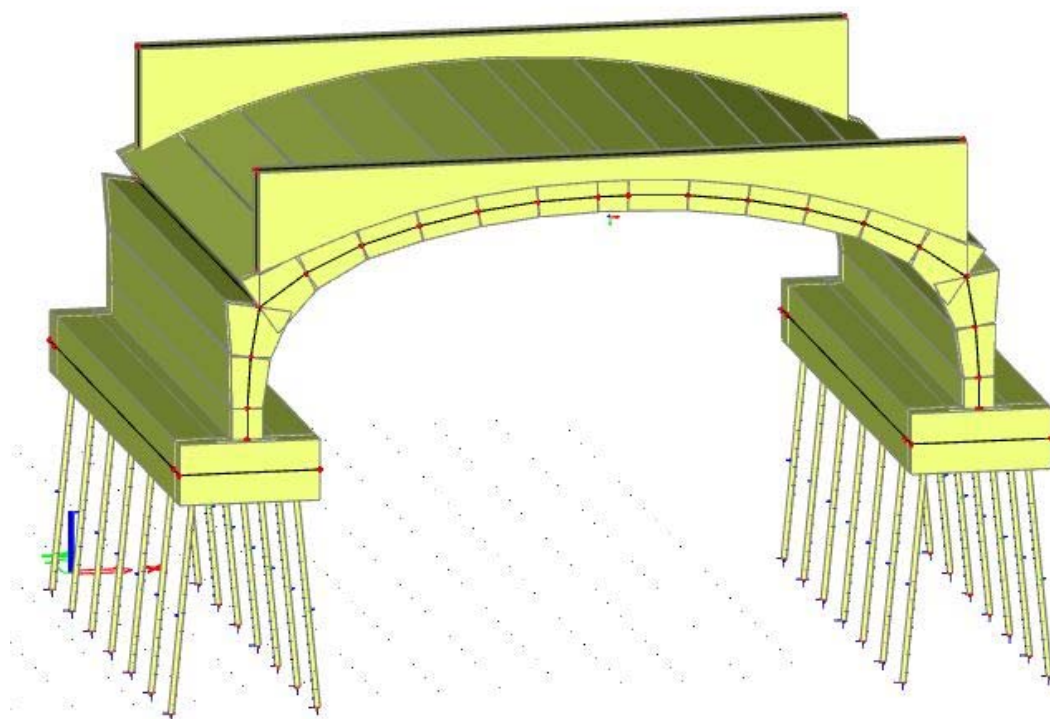
ŽB rám (stěny rámu+příčel)	beton C 30/37
ŽB základy rámu	beton C 30/37
Betonářská výztuž:	B500B

VÝPOČTOVÝ STATICKÝ MODEL NOSNÉ KONSTRUKCE

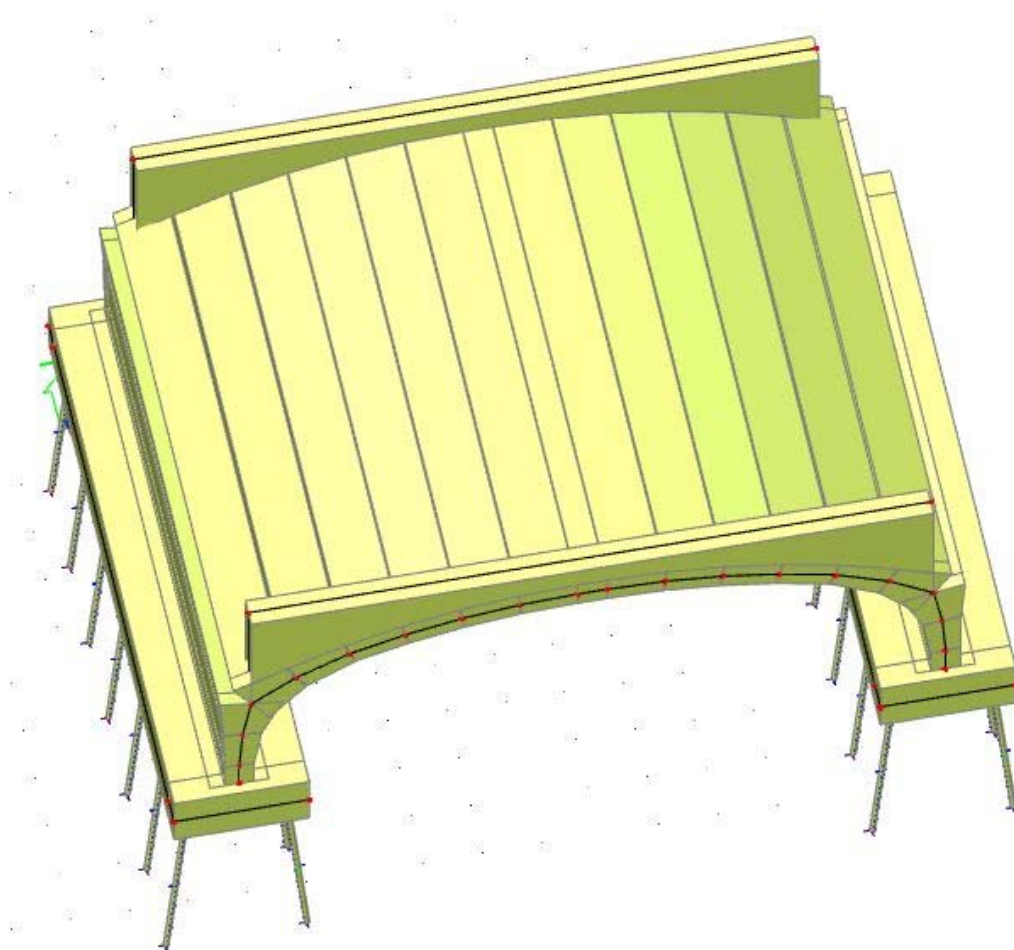
Předmětem tohoto výpočtu je posouzení nového mostu. Pro statický výpočet byl vytvořen prostorový deskostěnový model. Posouzení konstrukce bylo provedeno pro výsek konstrukce š. 1 m pomocí programu IDEA StatiCa modulem IDEA RCS.

Detailní soubory vstupních a výstupních dat jsou uloženy u projektanta.

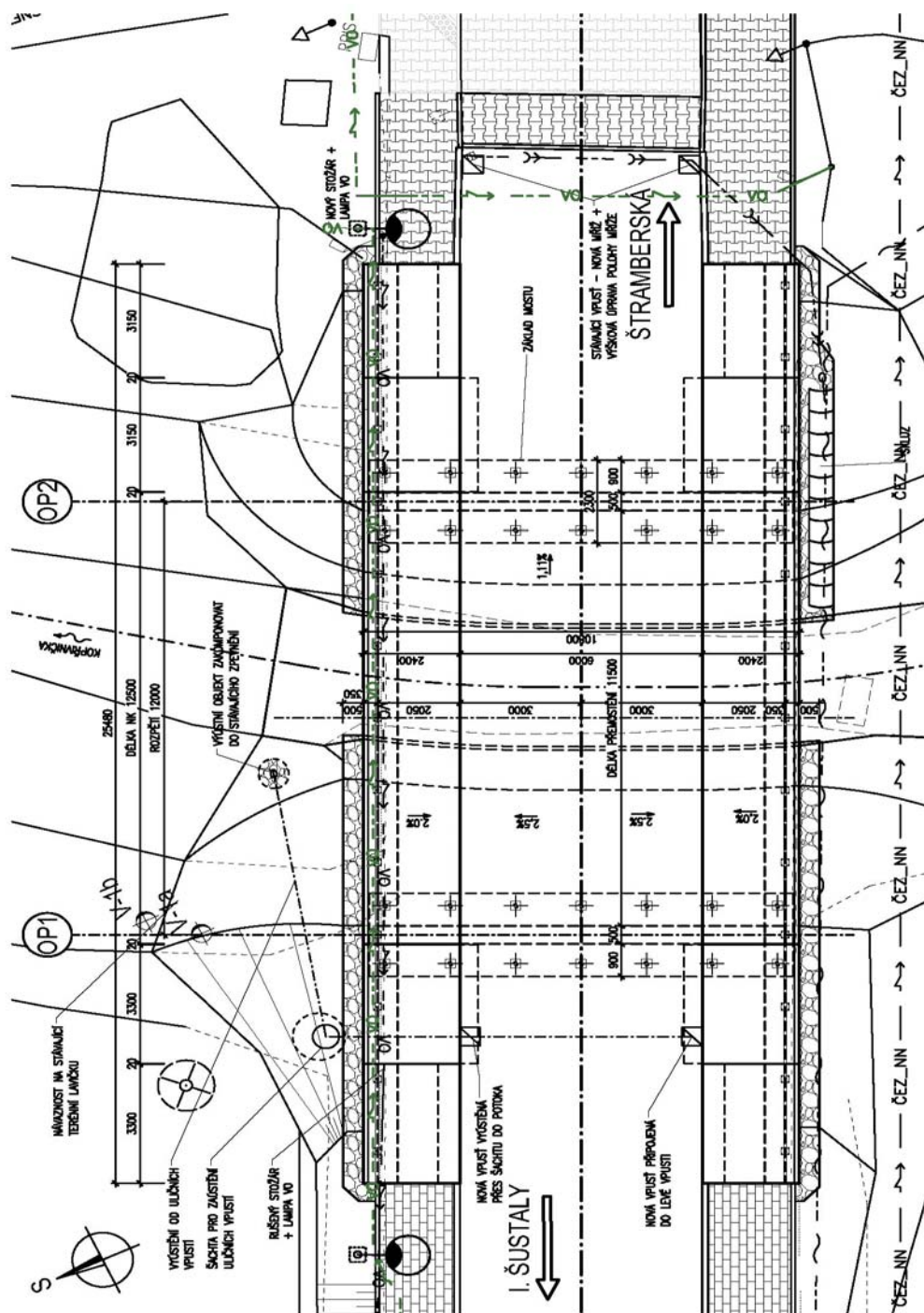
Deskostěnový model – 3D pohled od potoka



Deskostěnový model – 3D pohled shora

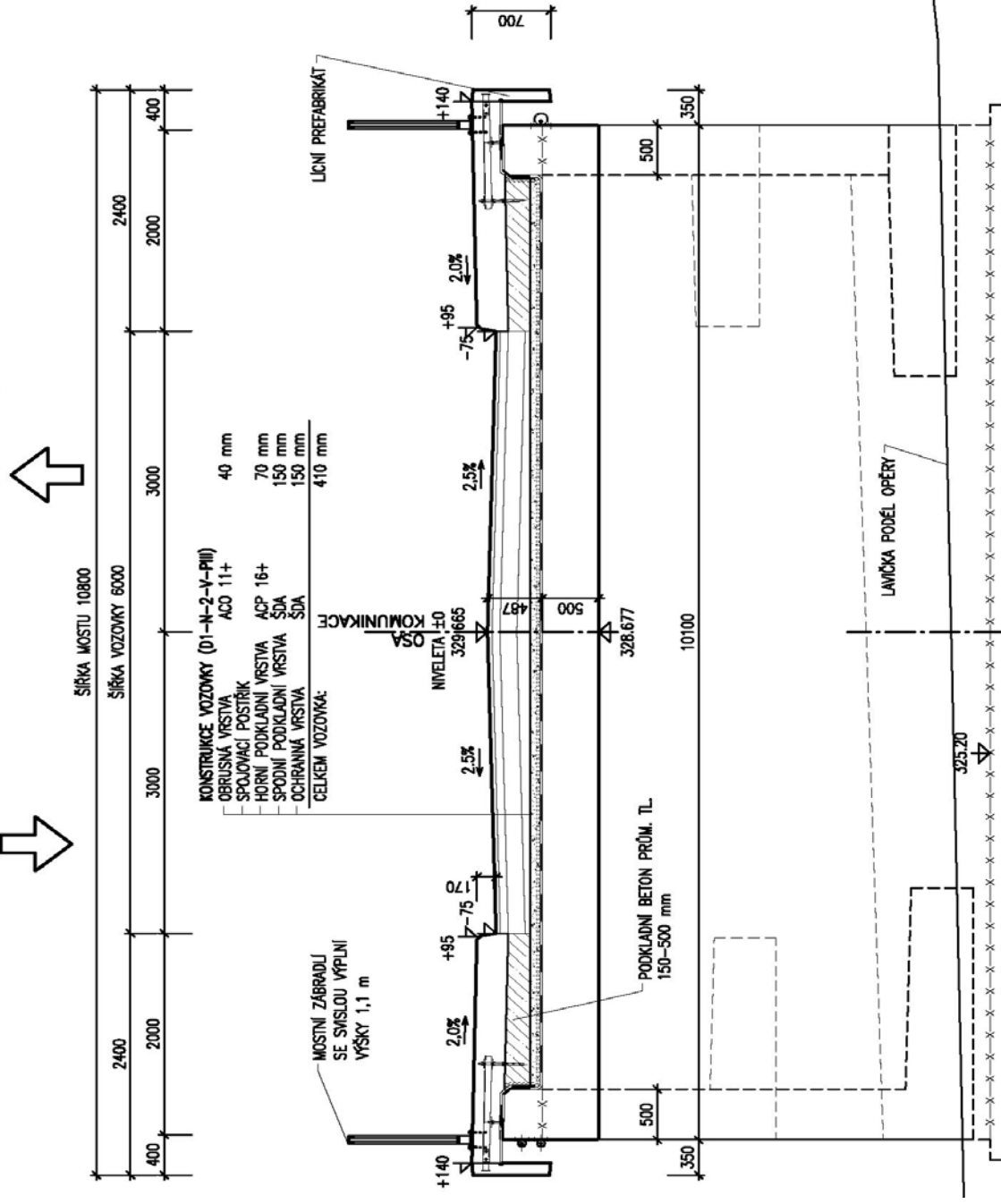


PŪDORYS



[illegible]

ŠTRAMBERSKÁ



Zatížení

1.1. STÁLÁ ZATÍŽENÍ

1.1.1. VLASTNÍ TÍHA NOSNÉ KONSTRUKCE

Objemová tíha materiálu $\gamma_z = 25.0 \text{ kN/m}^3$
(generováno programem SCIA Engineer)

1.1.2. ZATÍŽENÍ OSTATNÍ STÁLÉ

1.1.2.1. Vozovka

Objemová tíha materiálu ACO, ACP $\gamma_z = 22.0 \text{ kN/m}^3$
Tloušťka vrstev ACO, ACP $h = 0.110 \text{ m}$
Svislé rovnoměrné zatížení $\sigma_s = 2.4 \text{ kN/m}$
Zvětšení o 20% zatížení vozovkou: $\sigma_s = 2.9 \text{ kN/m}^2$
Objemová tíha materiálu ŠD $\gamma_z = 20.0 \text{ kN/m}^3$
Tloušťka vrstev ŠD proměnná, ve vrcholu $h = 0.330 \text{ m}$
Svislé rovnoměrné zatížení, ve vrcholu klen. $\sigma_s = 6.60 \text{ kN/m}$

1.1.2.2. Římsa

Objemová tíha materiálu $\gamma_z = 25.0 \text{ kN/m}^3$
Plocha jedné římsy vč. lícního prafabrikátu $A_b = 0.709 \text{ m}^2$
Šířka NK pod levou římsou $\bar{s} = 0.50 \text{ m}$
Svislé rovnoměrné zatížení $\sigma_s = 17.7 \text{ kN/m}^2$
Plošné zatížení $\sigma_s = 35.4 \text{ kN/m}^2$

1.1.2.3. Zábradlí

Liniové zatížení zábradlím: $q = 1.00 \text{ kN/m}$

1.1.2.4. Násypy a obsypy - zemní tlak

Základní údaje:

Objemová tíha zeminy $\gamma_z = 20.0 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření (cca) $\phi_{ef} = 30^\circ$
Součinitel zemního tlaku v klidu $K_r = 1 - \sin \phi_{ef} = 0.50$
Zatížení zemním tlakem (lineárně roste s hloubkou) $\sigma_H = K_r \cdot \gamma_z \cdot h$

Zemní tlak na rub stěn, resp. křídel v patě:

Opěra

h [m]	σ_H [kN/m ²]
0.11	1.10
0.62	6.20
2.20	22.00
4.37	43.70
4.87	48.70

1.2. PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ

1.2.1. DOPRAVA

1.2.1.1. Sestava gr1a

LM1 (regulováno pro Skupinu 1 pozemních komunikací)

Model zatížení LM1 se skládá ze dvou dílčích soustav:

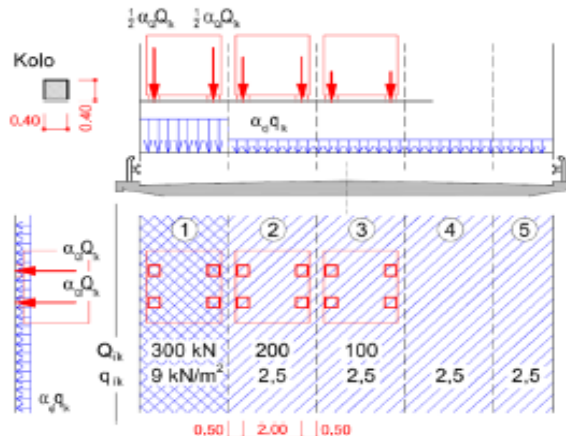
- soustředěné zatížení od dvojnápravy (TS), každá náprava o tíze $\alpha_Q Q_k$,
- rovnoměrné zatížení (UDL) o velikosti $\alpha_q q_k$ (pouze v nepříznivých částech příčinkových ploch).

V zatěžovacím pruhu pouze jedna kompletní dvojnáprava, která se pohybuje v ose pruhu pro celkové ověření.

Lokálně může jet mino osu pruhu.

Každé kolo nápravy vyvozuje zatížení $0,5 \alpha_Q Q_k$.

Kontaktní plocha kola $0,4 \times 0,4$ m.



HODNOTY REGULAČNÍCH SOUČINITELŮ α PRO ČR

skupina pozemních komunikací	α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Q3}	α_{q1}	α_{q2}	$\alpha_{qi} (i>2)$ a α_{qr}
1	1.0	1.0	1.0	1.0	2.4	1.2
2	0.8	0.8	0.8	0.45 ¹⁾	1.6	1.6

Popis	Charakterist.	Regulace	Regulované hodnoty
Q_1	300	1.0	300 kN/náprava
Q_2	200	1.0	200 kN/náprava
Q_3	100	1.0	100 kN/náprava
q_1	9.0	1.0	9.0 kN/m ²
q_2	2.5	2.4	6.0 kN/m ²
q_z	2.5	1.2	3.0 kN/m ²

Umístění	Dvojnáprava (TS)	Rovn. zat. (ULD)
	Q_{ik} [kN]	q_{ik} (nebo q_{rk}) [kN/m ²]
Pruh č. 1	300	9.0
Pruh č. 2	200	6.0
Pruh č. 3	100	3.0

kontaktní plocha kola 0.40 x 0.40 = 0.160 m²

výška od vozovky k ose klenby - ve vrcholu 0.690 m

roznos kola ve vrcholu klenby 1.78 x 1.49 = 2.652 m²

výška od vozovky k ose klenby - v 1/4 klenby 0.920 m

roznos kola v 1/4 klenby 2.12 x 1.72 = 3.646 m²

ve vrcholu klenby:

Umístění	Jedno kolo (TS)	Rovn. zat. (ULD)
	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Pruh č. 1	56.56	9.0
Pruh č. 2	37.70	6.0
Pruh č. 3	18.85	3.0

v 1/4 klenby:

Umístění	Jedno kolo (TS)	Rovn. zat. (ULD)
	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Pruh č. 1	41.14	9.0
Pruh č. 2	27.42	6.0
Pruh č. 3	13.71	3.0

PŘÍTÍŽENÍ ZEMNÍM TLAKEM V PŘECHODOVÉ OBLASTI

roznos na rub klenby 2.50 x 4.00 = 10.00 m²

Umístění	Jedno kolo (TS)	Rovn. zat. (ULD)	Celkem [kN/m ²]
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	
Pruh č. 1	15.00	9.0	24.00
Pruh č. 2	10.00	6.0	16.00
Pruh č. 3	5.00	3.0	8.00

1.2.1.2. Chodci

Rovnoměrné zatížení chodníků a cyklistických pruhů na mostech pozemních komunikací se uvažuje hodnotou $q_{rk} = 5 \text{ kN/m}^2$.

1.2.2. TEPLOTA

Typ konstrukce: 3

Součinitel tepelné roztažnosti betonu $\alpha = 10 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

1.2.2.1. Rovnoměrná složka teploty

Maximální teplota vzduchu ve stínu $T_{\max} = 36.0 \text{ } ^\circ\text{C}$

Minimální teplota vzduchu ve stínu $T_{\min} = -34 \text{ } ^\circ\text{C}$

Maximální teplota mostu ve stínu $T_{e,\max} = T_{\max} + 1,5 = 37.5 \text{ } ^\circ\text{C}$

Minimální teplota mostu ve stínu $T_{e,\min} = T_{\min} + 8 = -26 \text{ } ^\circ\text{C}$

Výchozí teplota mostu $T_0 = 10.0 \text{ } ^\circ\text{C}$

Charakteristické hodnoty:

- prodloužení $\Delta T_{N,\exp} = T_{e,\max} + T_0 = 27.5 \text{ } ^\circ\text{C}$

- zkrácení $\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 + T_{e,\min} = -36.0 \text{ } ^\circ\text{C}$

1.2.2.2. Nerovnoměrná složka teploty

Charakteristické hodnoty linerárních rozdílů teplot pro svršek tloušťky 500 mm

$\Delta T_{M,\text{heat}} = 15.0 \text{ } ^\circ\text{C}$

$\Delta T_{M,\text{cool}} = 8.0 \text{ } ^\circ\text{C}$

Tloušťka mostního svršku $t = 0.500 \text{ mm}$

Součinitele pro $t=500\text{mm}$ $k_{\text{sur,heat}} = 0.5 -$

$k_{\text{sur,cool}} = 1.0 -$

Charakteristické hodnoty lineárních rozdílů teplot pro svršek tloušťky 500mm

$\Delta T_{M,\text{heat}} \cdot k_{\text{sur,heat}} = 7.5 \text{ } ^\circ\text{C}$

$\Delta T_{M,\text{cool}} \cdot k_{\text{sur,cool}} = 8.0 \text{ } ^\circ\text{C}$

$\omega_N = 0.35 -$

$\omega_M = 0.75 -$

1.2.2.3. Současné působení obou složek teploty

$\Delta T_{M,\text{heat}} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,\exp} \quad 7.5 + 0.35 \cdot 27.5 = 17.1 \text{ } ^\circ\text{C}$

$\Delta T_{M,\text{cool}} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,\text{con}} \quad 8 + 0.35 \cdot -36 = -4.6 \text{ } ^\circ\text{C}$

$\omega_M \cdot \Delta T_{M,\text{heat}} + \Delta T_{N,\exp} \quad 0.75 \cdot 7.5 + 27.5 = 33.1 \text{ } ^\circ\text{C}$

$\omega_M \cdot \Delta T_{M,\text{cool}} + \Delta T_{N,\text{con}} \quad 0.75 \cdot 8 + -36 = -30.0 \text{ } ^\circ\text{C}$

1.2.3. SMRŠŤOVÁNÍ

$$\begin{array}{ll} \alpha_{ds1} = & 6 \\ \alpha_{ds2} = & 0.11 \\ RH = & 80 \% \\ RH_0 = & 100 \% \end{array} \quad \begin{array}{ll} f_{ck} = & 30 \text{ MPa} \\ f_{cm} = & 38 \text{ MPa} \\ f_{cm,0} = & 10 \text{ MPa} \end{array}$$

Byly uvažovány tyto **časové okamžiky**:

$$\begin{array}{ll} \text{Vybetonování NK} & t_0 = 2 \text{ dny} \\ \text{Vnesení ostatního stálého zatížení} & t_1 = 30 \text{ dní} \\ \text{Uvedení do provozu} & t_p = 90 \text{ dní} \\ \text{Ukončení smršťování (životnost 100let)} & t_{\infty} = 36500 \text{ dní} \end{array}$$

1.2.3.1. Smršťování vysycháním

1.2.3.1.1. Základní poměrné přetvoření vysycháním

$$\begin{aligned} \beta_{RH} &= 1,55 \cdot [1 - (RH/RH_0)^3] = \\ &= 0.76 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{cd,0} &= 0,85 \cdot [(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \cdot (f_{cm} / f_{cm0})) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}] \\ &= \underline{\underline{0.000372}} \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ll} \text{Průřezová plocha betonu} & A_c = 5.05 \text{ m}^2 \\ \text{Obvod vystavený vysychání} & u = 11.1 \text{ m} \\ \text{Náhradní rozměr průřezu} & h_0 = 2 A_c / u = 2 \cdot 3 / 8.8 = 910 \text{ mm} \end{array}$$

1.2.3.1.2. Vývoj vysychání v čase

$$\begin{array}{ll} \text{Stáří betonu v uvažovaném okamžiku} & t \\ \text{Stáří betonu na počátku smršťování} & t_s = t_0 \end{array}$$

$$\text{Součinitel záležící na náhradní tloušťce} \quad k_h = 0.70$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = (t - t_s) / [(t - t_s) + 0,04 \cdot (h_0^3)^{0,5}]$$

$$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd,0}$$

Tabulka vývoje vysychání v čase:

čas	$\beta_{ds}(t, t_s)$	$\epsilon_{cd}(t)$
t_0	0.025	0.000006
t_1	0.052	0.000014
t_p	0.971	0.000253
t_{∞}	1.031	0.000269

1.2.3.2. Autogenní smršťování

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot t^{0,5})$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty)$$

Tabulka vývoje autogenního smršťování v čase:

čas	$\varepsilon_{ca}(\infty)$	$\beta_{as}(t)$	$\varepsilon_{ca}(t)$
t_0	0.000050	0.246	0.000012
t_1		0.666	0.000033
t_p		0.850	0.000043
t_{oo}		1.000	0.000050

1.2.3.3. Celkové smrštění

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

Tabulka celkového smršťování v čase:

čas	$\varepsilon_{cd}(t)$	$\varepsilon_{ca}(\infty)$	ε_{cs}
t_0	0.000006	0.000012	0.000019
t_1	0.000014	0.000033	0.000047
t_p	0.000253	0.000043	0.000296
t_{oo}	0.000269	0.000050	0.000319

VNITŘNÍ SÍLY

Pozn.: Vnitřní síly jsou uvedeny pro šířku výseku 1 m, u ohybových momentů je dodržováno konvence + táhne dolní vlákna u přičle a lícová vlákna u stěny rámu

PŘÍČEL RÁMU	1		2.1		2.2		3		4				5		6		7			
	VT		Ostat. stálé		Zemní tlak+zásyp		Smršťování		Pokles				LM1 pro 6.10a		LM1 pro 6.10b		Teplota			
	m _{yD} [kNm]	v _y [kN]	m _{yD} [kNm]	v _y [kN]	m _{yD} [kNm]	v _y [kN]	m _{yD} [kNm]	v _y [kN]	m _{yD,min} [kNm]	v _{y,min} [kN]	m _{yD,max} [kNm]	v _{y,max} [kN]	m _{yD} [kNm]	v _y [kN]	m _{yD} [kNm]	v _y [kN]	m _{yD,min} [kNm]	v _{y,min} [kN]	m _{yD,max} [kNm]	v _{y,max} [kN]
Před lícem opěry	-68.5	-37.1	-35.3	-16.0	-14.4	-18.4	0.0	0.0	-26.0	-8.5	26.0	8.5	-79.9	-22.7	-124.1	-39.5	-151.4	-27.7	157.5	27.3
Před náběhem	-17.6	-37.0	-8.9	-15.9	-3.5	-10.5	0.0	0.0	-14.1	-4.0	14.1	4.0	-40.1	-38.7	-58.1	-61.4	-117.5	-24.0	119.1	25.0
Střed rozpětí	53.5	0.0	26.7	0.0	-10.3	0.0	8.9	0.0	-0.3	-3.1	0.0	3.1	87.6	0.0	129.4	0.0	-93.4	0.0	91.0	0.0

Stěna rámu

Pozn.: Na stranu bezpečnou jsou posuzovány pouze ohybové momenty bez vlivu normálové síly. Normálové přetížení redukuje smykovou sílu, která není do posudku zahrnuta.

STĚNA RÁMU	1		2		3		4				5		6		7			
	VT		Ost. stálé+zásyp		Smršťování		Pokles				LM1 pro 6.10a		LM1 pro 6.10b		Teplota			
	m _{yD} [kNm]	v _y [kN]	m _{yD} [kNm]	v _y [kN]	m _{yD} [kNm]	v _y [kN]	m _{yD,min} [kNm]	v _{y,min} [kN]	m _{yD,max} [kNm]	v _{y,max} [kN]	m _{yD} [kNm]	v _y [kN]	m _{yD} [kNm]	v _y [kN]	m _{yD,min} [kNm]	v _{y,min} [kN]	m _{yD,max} [kNm]	v _{y,max} [kN]
Pata	-23.4	-	-27.9	-	-24.1	-	-41.1	-	41.1	-	-22.7	-	-35.4	-	-134.9	-	126.4	-
Před náběhem	-41.9	-	-47.2	-	-15.9	-	-33.8	-	33.8	-	-36.5	-	-58.0	-	-92.4	-	89.0	-
U přičle	-85.6	-	-96.6	-	-48.8	-	-41.2	-	41.2	-	-83.1	-	-129.6	-	-118.4	-	105.9	-

PARAPET	A		B	
	zemní tlak		přetížení	
	m _{yD} [kNm]	v _y [kN]	m _{yD} [kNm]	v _y [kN]
Křídlo - ve vetknutí nad stěnou	-4.5	7.6	-15.9	23.2

KOMBINACE VNITŘÍCH SIL PRO POSOUZENÍ

PŘÍČEL RÁMU	8 = 1,35*(1+2+3)+1,2*(4)+1,35*(5)+1,5*0,6*(7)				9=0,85*1,35*(1+2+3)+1,2*(4)+1,35*(6)+1,5*0,6*(7)				10 = Extrem 8; 9				11 = 1+2+3+4+6+0,6*7				12 = 1+2+3+4+0,5*7			
	Kombinace pro 6.10a				Kombinace pro 6.10b				MSÚ				MSP - Charakteristická				MSP - Kvazistálá			
	m _{yD,min} [kNm]	v _{y,min} [kN]	m _{yD,max} [kNm]	v _{x,max} [kN]	m _{yD,min} [kNm]	v _{y,min} [kN]	m _{yD,max} [kNm]	v _{y,max} [kN]	m _{yD,min} [kNm]	v _{y,min} [kN]	m _{yD,max} [kNm]	v _{y,max} [kN]	m _{yD,min} [kNm]	v _{y,min} [kN]	m _{yD,max} [kNm]	v _{y,max} [kN]	m _{yD,min} [kNm]	v _{y,min} [kN]	m _{yD,max} [kNm]	v _{y,max} [kN]
Před lícem opěry	-434.8	-162.2	-156.8	-112.7	-470.6	-170.4	-130.3	-100.6	-470.6	-170.4	-156.8	-112.7	-359.1	-136.1	-121.9	-86.1	-219.8	-93.8	-13.5	-49.3
Před náběhem	-217.4	-164.2	-4.5	-120.1	-235.7	-182.1	11.2	-128.3	-235.7	-182.1	11.2	-128.3	-172.8	-143.2	-2.6	-105.8	-103.0	-79.4	43.6	-46.9
Střed rozpětí	140.2	-3.7	306.2	-3.7	180.8	-3.7	336.9	3.7	180.8	-3.7	336.9	3.7	151.9	-3.1	262.9	3.1	31.8	-3.1	124.3	3.1

STĚNA RÁMU	8 = 1,35*(1+2+3)+1,2*(4)+1,35*(5)+1,5*0,6*(7)				9=0,85*1,35*(1+2+3)+1,2*(4)+1,35*(6)+1,5*0,6*(7)				10 = Extrem 8; 9				11 = 1+2+3+4+6+0,6*7				12 = 1+2+3+4+0,5*7			
	Kombinace pro 6.10a				Kombinace pro 6.10b				MSÚ				MSP - Charakteristická				MSP - Kvazistálá			
	m _{yD,min} [kNm]	v _{y,min} [kN]	m _{yD,max} [kNm]	v _{x,max} [kN]	m _{yD,min} [kNm]	v _{y,min} [kN]	m _{yD,max} [kNm]	v _{y,max} [kN]	m _{yD,min} [kNm]	v _{y,min} [kN]	m _{yD,max} [kNm]	v _{y,max} [kN]	m _{yD,min} [kNm]	v _{y,min} [kN]	m _{yD,max} [kNm]	v _{y,max} [kN]	m _{yD,min} [kNm]	v _{y,min} [kN]	m _{yD,max} [kNm]	v _{y,max} [kN]
Pata	-290.9	-	19.3	-	-305.0	-	28.7	-	-305.0	-	28.7	-	-232.8	-	6.1	-	-183.9	-	28.9	-
Před náběhem	-306.4	-	-78.2	-	-322.5	-	-78.0	-	-322.5	-	-78.2	-	-252.2	-	-75.7	-	-185.0	-	-26.6	-
U příčle	-569.5	-	-289.0	-	-596.1	-	-295.3	-	-596.1	-	-295.3	-	-472.9	-	-255.9	-	-331.5	-	-136.9	-

PARAPET	E=(A+B)+(C)		F=(A+B)		G=1.35*(A+B)+1.35*(C)	
	MSP - Char		MSP - Kvaz.		MSÚ	
	m _{yD} [kNm]	v _y [kN]	m _{yD} [kNm]	v _y [kN]	m _{yD} [kNm]	v _y [kN]
Křídlo - ve vetknutí	-20.4	30.8	-4.5	7.6	-27.6	41.6

Projekt: Kopřivnice – Most na ul. Erbenova ev.č. 28c-M2 – oprava

Projekt číslo: 22106

Autor: Ing. Magda Zdražilová

Obsah

1 Data projektu
2 Stručné shrnutí výsledků posouzení řezů
3 Posouzení řezů
3.1 Řez Příčel před lícem opěry
3.2 Řez Příčel před náběhem
3.3 Řez Příčel střed rozpětí
3.4 Řez Stěna - pata
3.5 Řez Stěna před náběhem
3.6 Řez Stěna u příčle
3.7 Řez Parapet

1 Data projektu

Název projektu	Kopřivnice – Most na ul. Erbenova ev.č. 28c-M2 – oprava
Projekt číslo	22106
Autor	Ing. Magda Zdražilová
Datum vytvoření protokolu	31.10.2023
Verze	23.1.1.1138

Národní norma

Národní norma	EN 1992-1-1:2014-12, CSN:2016-04/NA:2012-01
Návrhová životnost	50 let

2 Stručné shrnutí výsledků posouzení řezů

Dimenzační dílec	Počet řezů	Název extrémního řezu	Hodnota [%]	Status posudku
M 1 (Nosník)	7	Stěna u příčle	90,5	✓

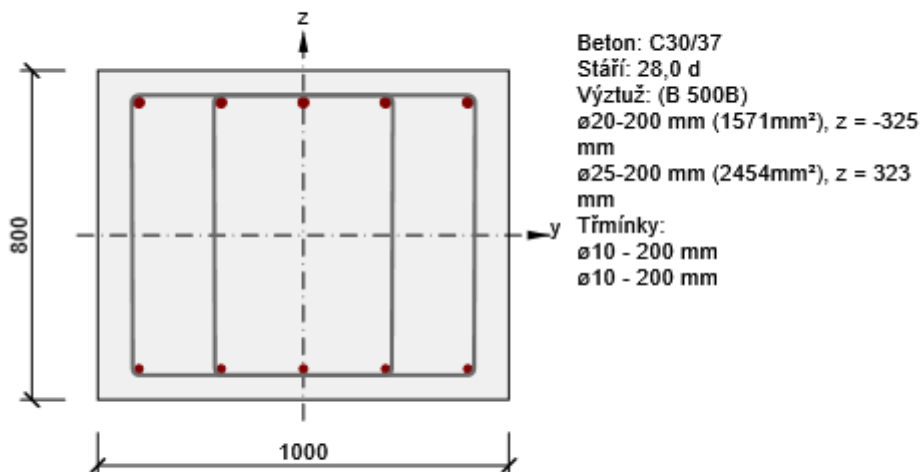
Název řezu	Dimenzační dílec	Vyztužený průřez	Hodnota [%]	Status posudku
Příčel před lícem opěry	M 1 (Nosník)	P-Líc opěry	68,9	✓
Příčel před náběhem	M 1 (Nosník)	P-Před náběhem	74,6	✓
Příčel střed rozpětí	M 1 (Nosník)	P-Střed rozpětí	78,3	✓
Stěna - pata	M 1 (Nosník)	S-Pata	75,3	✓
Stěna před náběhem	M 1 (Nosník)	S-Před náběhem	75,4	✓
Stěna u příčle	M 1 (Nosník)	S-U příčle	90,5	✓
Parapet	M 1 (Nosník)	P	17,0	✓

3 Posouzení řezů

3.1 Řez Příčel před lícem opěry

3.1.1 Kritický extrém S1

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	P-Líc opěry



3.1.1.1 Souhrn

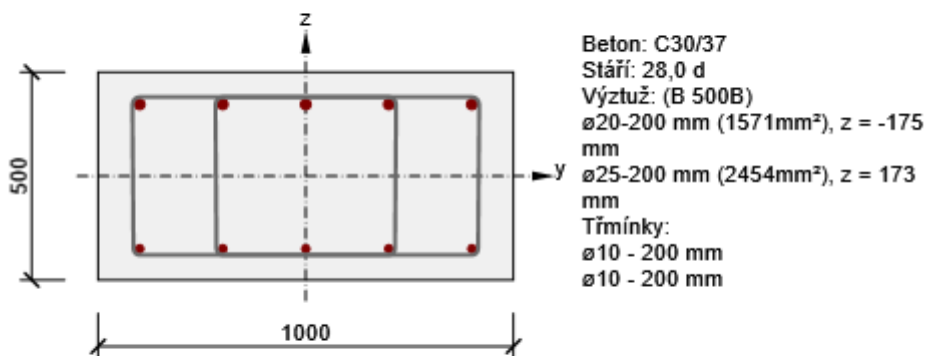
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	0,0	-470,6	0,0	170,4	0,0	68,9	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	-470,6	0,0			60,5	OK
Smyk	0,0			170,4	0,0	40,8	OK
Interakce	0,0	-470,6	0,0	170,4	0,0	68,9	OK
Omezení napětí	0,0	-359,1	0,0			54,0	OK
Šířka trhliny	0,0	-219,8	0,0			59,8	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

3.2 Řez Příčel před náběhem

3.2.1 Kritický extrém S2

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	P-Před náběhem



3.2.1.1 Souhrn

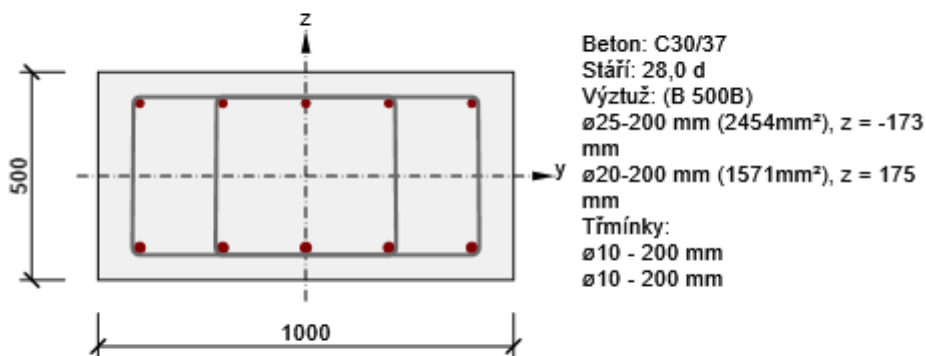
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	0,0			177,2	0,0	74,6	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	-218,7	0,0			50,6	OK
Smyk	0,0			177,2	0,0	74,6	OK
Interakce	0,0	-218,7	0,0	177,2	0,0	68,6	OK
Omezení napětí	0,0	-158,7	0,0			45,0	OK
Šířka trhliny	0,0	-88,8	0,0			32,6	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

3.3 Řez Příčel střed rozpětí

3.3.1 Kritický extrém S3

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	P-Střed rozpětí



3.3.1.1 Souhrn

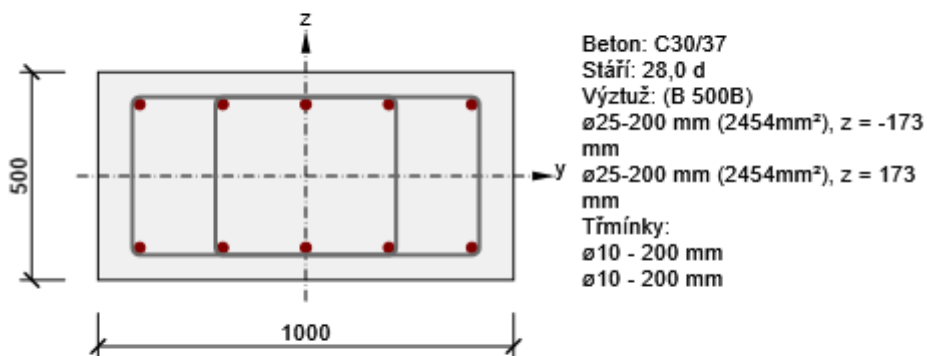
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	0,0	336,9	0,0	3,7	0,0	78,3	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	336,9	0,0			77,9	OK
Smyk	0,0			3,7	0,0	1,6	OK
Interakce	0,0	336,9	0,0	3,7	0,0	78,3	OK
Omezení napětí	0,0	262,9	0,0			74,5	OK
Šířka trhliny	0,0	124,3	0,0			45,6	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

3.4 Řez Stěna - pata

3.4.1 Kritický extrém S4

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	S-Pata



3.4.1.1 Souhrn

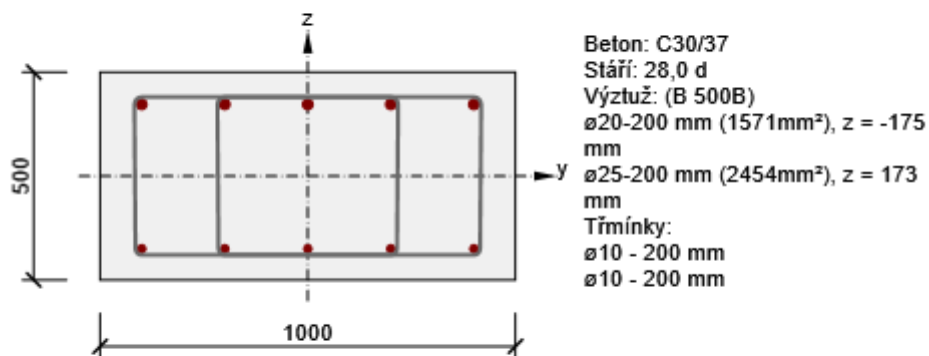
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Šířka trhliny	0,0	-183,9	0,0			75,3	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-219,1	-305,0	0,0			61,7	OK
Smyk	-219,1			0,0	0,0	0,0	OK
Interakce	-219,1	-305,0	0,0	0,0	0,0	0,0	OK
Omezení napětí	0,0	-183,9	0,0			69,0	OK
Šířka trhliny	0,0	-183,9	0,0			75,3	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

3.5 Řez Stěna před náběhem

3.5.1 Kritický extrém S5

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	S-Před náběhem



3.5.1.1 Souhrn

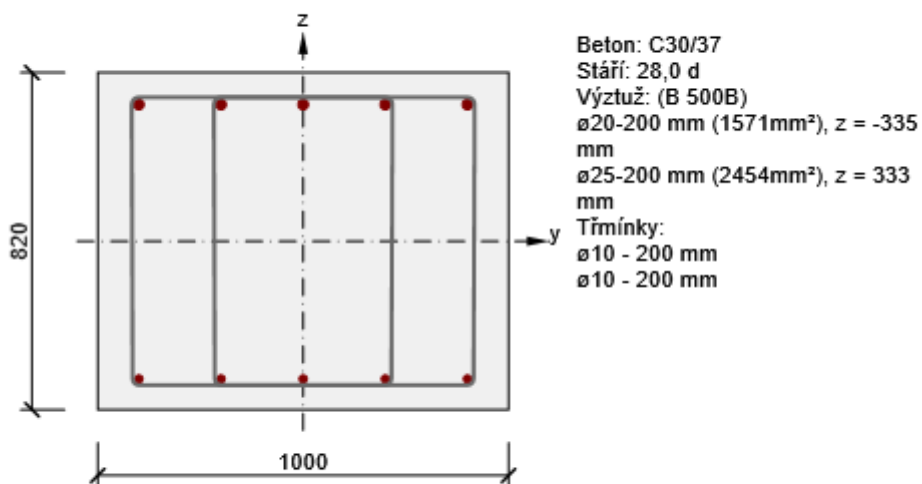
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Šířka trhliny	0,0	-185,0	0,0			75,4	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	-322,5	0,0			74,6	OK
Smyk	0,0			0,0	0,0	0,0	OK
Interakce	0,0	-322,5	0,0	0,0	0,0	0,0	OK
Omezení napětí	0,0	-252,2	0,0			71,5	OK
Šířka trhliny	0,0	-185,0	0,0			75,4	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

3.6 Řez Stěna u příčle

3.6.1 Kritický extrém S6

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	S-U příčle



3.6.1.1 Souhrn

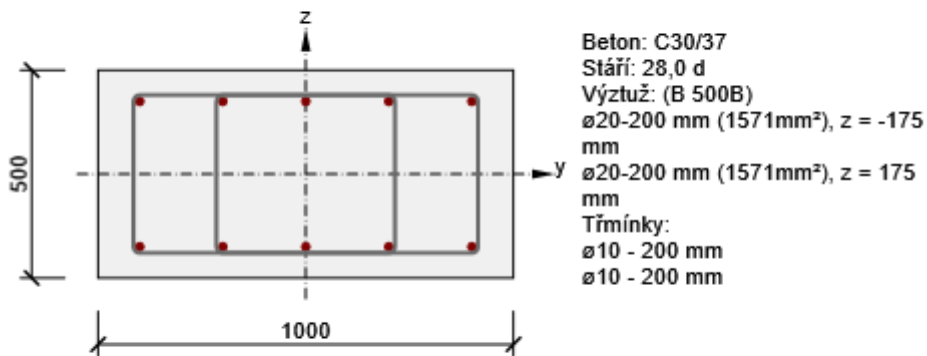
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Šířka trhliny	0,0	-331,5	0,0			90,5	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	-596,1	0,0			74,4	OK
Smyk	0,0			0,0	0,0	0,0	OK
Interakce	0,0	-596,1	0,0	0,0	0,0	0,0	OK
Omezení napětí	0,0	-472,9	0,0			71,3	OK
Šířka trhliny	0,0	-331,5	0,0			90,5	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

3.7 Řez Parapet

3.7.1 Kritický extrém S7

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	P



3.7.1.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	0,0			41,6	0,0	17,0	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	-27,6	0,0			9,3	OK
Smyk	0,0			41,6	0,0	17,0	OK
Interakce	0,0	-27,6	0,0	41,6	0,0	15,7	OK
Omezení napětí	0,0	-20,0	0,0			2,5	OK
Šířka trhliny	0,0	-4,5	0,0			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Výpočet Mikropiloty

Vstupní data

Datum : 16.01.2024

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Smyk kruhových pilot : zjednodušená metoda

Ocelové konstrukce : EN 1993-1-1 (EC3)

Dílkový součinitel únosnosti ocelového průřezu : $\gamma_{M0} = 1,00$

Mikropiloty

Metodika posouzení : mezní stavy

Výpočet únosnosti díku : geometrická (Eulerova) metoda

Výpočet únosnosti kořene : metoda Lizziho

Součinitele redukce parametrů zemin			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_{m\phi} =$	1,25	[-]
Součinitel redukce soudržnosti :	$\gamma_{mc} =$	1,40	[-]
Součinitel redukce kritické síly :	$\gamma_{mf} =$	1,00	[-]
Součinitel spolehlivosti cementové směsi :	$\gamma_{sc} =$	1,50	[-]
Součinitel spolehlivosti oceli :	$\gamma_{ss} =$	1,50	[-]
Součinitel redukce únosnosti kořene :	$\gamma_r =$	1,50	[-]

Parametry zemin

Třída G5

Objemová tíha : $\gamma = 19,50 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 30,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 6,00 \text{ kPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,50 \text{ kN/m}^3$

R5

Objemová tíha : $\gamma = 21,50 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 25,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 90,00 \text{ kPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,50 \text{ kN/m}^3$

R3

Objemová tíha : $\gamma = 21,50 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 40,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 500,00 \text{ kPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,50 \text{ kN/m}^3$

R4

Objemová tíha : $\gamma = 21,50 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 28,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 200,00 \text{ kPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,50 \text{ kN/m}^3$

Geometrie

Typ průřezu: ocelová trubka

Průměr = 108,0 mm

Tloušťka stěny = 16,0 mm

Volná délka mikropiloty $l = 1,00$ m

Délka kořene $l_r = 3,50$ m

Průměr kořene $d_r = 0,30$ m

Odklon mikropiloty od svislice $\alpha = 12,00^\circ$

Vysazení mikropiloty nad terén $l_a = 0,40$ m

Materiál konstrukce

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

Beton: C 16/20

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 16,00$ MPa

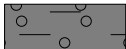





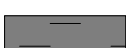
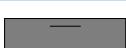



Modul pružnosti $E_{cm} = 29000,00$ MPa


Ocel konstrukční: prEN 10113 : Fe E 355

Mez kluzu $f_y = 355,00$ MPa

Modul pružnosti $E = 210000,00$ MPa

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,60	0,00 .. 1,60	Třída G5	
2	0,30	1,60 .. 1,90	R3	
3	0,30	1,90 .. 2,20	R4	
4	0,30	2,20 .. 2,50	R5	
5	0,30	2,50 .. 2,80	R3	
6	0,70	2,80 .. 3,50	R5	
7	0,40	3,50 .. 3,90	R4	
8	0,20	3,90 .. 4,10	R3	
9	0,50	4,10 .. 4,60	R4	
10	0,30	4,60 .. 4,90	R3	
11	0,20	4,90 .. 5,10	R5	
12	0,50	5,10 .. 5,60	R3	

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
13	-	5,60 .. ∞	R3	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Síla N [kN]	Moment M [kNm]
	nové	změna			
1	Ano		Vlastní tíha	62,00	0,00
2	Ano		Kombinace MSÚ 6.10b	673,00	0,00

Posouzení čís. 1

Posouzení průřezu 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení vnitřní stability průřezu: geometrická (Eulerova) metoda

Výpočet vzpěrné délky průřezu - uložení (kloub-vetknutí).

Modul reakce podloží $E_p = 10,00 \text{ MN/m}^3$

Spočtený počet půlvln $n = 0,87$

Vzpěrná délka $l_{cr} = 2,00 \text{ m}$

Kritická normálová síla $N_{crd} = 2729,18 \text{ kN}$

Maximální normálová síla $N_{max} = 673,00 \text{ kN}$

Vnitřní stabilita průřezu mikropiloty VYHOVUJE

Posouzení únosnosti spřaženého průřezu:

Průřez je nejvíce využit pro zatěžovací případ čís. 2

Plocha ideálního průřezu $A_i = 5,25E+03 \text{ mm}^2$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu $J_i = 5,27E+06 \text{ mm}^4$

Štíhlost prutu $\lambda = 63,148$

Součinitel vzpěrnosti $\kappa = 0,811$

Napětí v oceli $= 171,90 \text{ MPa}$

Výpočtová pevnost oceli $= 236,67 \text{ MPa}$

Spřažený průřez mikropiloty VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Posouzení kořene

Způsob výpočtu - metoda Lizziho.

Součinitel vlivu průměru kořene $= 0,80$

Průměrné mezní plášťové tření $q_{sav} = 450,00 \text{ kPa}$

Posouzení tlačené mikropiloty

Únosnost pláště mikropiloty $R_s = 1187,52 \text{ kN}$

Výpočtová únosnost kořene mikropiloty $R_d = 791,68 \text{ kN}$

Maximální normálová síla $N_{max} = 673,00 \text{ kN}$

Únosnost tlačené mikropiloty VYHOVUJE

Výpočet úhlové zdi

Vstupní data

Projekt : Kopřivnice - Most na ul. Erbenova ev.č. 28c-M2 - oprava
Část : Křídlo vyšší
Datum : 27.02.2023

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 : standardní
Smyk kruhových pilot : zjednodušená metoda

Výpočet zdí

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)
Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe
Tvar zemního klínu : počítat šikmý
Výstupek základu : výstupek uvažovat jako šikmou základovou spáru
Dovolená excentricita : 0,333
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 odporu na překlopení :	$\gamma_{Rv} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce odporu na posunutí :	$\gamma_{Rh} =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce odporu základové půdy :	$\gamma_{Re} =$	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 $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$
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 $f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$
Modul pružnosti $E_{cm} = 33000,00 \text{ MPa}$

Výztuž podélná: B500B

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


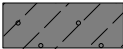
Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	4,00
3	2,00	4,00
4	2,00	4,60
5	-0,50	4,60
6	-0,50	4,00
7	-0,50	0,00

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.

Plocha řezu zdi = 3,50 m².

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída G3, středně ulehlá		32,50	0,00	19,00	9,00	10,00
2	Třída F3, konzistence pevná, $S_r > 0,8$		26,50	16,00	18,00	8,00	10,00

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

Parametry zemín

Třída G3, středně ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 32,50^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 10,00^\circ$
Zemina : nesoudržná
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Třída F3, konzistence pevná, $S_r > 0,8$

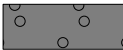
Objemová tíha : $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 26,50^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 16,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 10,00^\circ$
Zemina : nesoudržná
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18,00 \text{ kN/m}^3$



Zásyp za konstrukcí

Přiřazená zemina : Třída G3, středně ulehlá

Sklon = 45,00 °

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,60	0,00 .. 4,60	Třída G3, středně ulehlá	

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přirazená zemina	Vzorek
2	1,40	4,60 .. 6,00	Třída F3, konzistence pevná, Sr > 0,8	
3	-	6,00 .. ∞	Třída F3, konzistence pevná, Sr > 0,8	

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/m²]	Vel.2 [kN/m²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		proměnné	6,00		0,00	1,55	na terénu
2	Ano		proměnné	10,00		1,55	6,00	na terénu

Číslo	Název
1	Chodci
2	Doprava

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce není uvažován.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Zed' se může přemístit, je počítána na zatížení aktivním tlakem.

Redukce úhlu tření zemina/zemina : neredukovat

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	-1,61	80,50	0,68	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,82	69,27	1,17	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	59,22	-1,56	85,16	1,80	1,350	1,350	1,350
Chodci	2,36	-3,35	3,41	1,15	1,500	1,500	1,500
Doprava	5,36	-1,60	7,21	1,69	1,500	1,500	1,500

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující M_{res} = 261,69 kNm/m

Moment klopící M_{ovr} = 149,23 kNm/m

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující H_{res} = 149,72 kN/m

Vodor. síla posunující H_{act} = 91,51 kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 209,69 kPa

Posouzení čís. 2

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	-1,61	80,50	0,68	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,82	69,27	1,17	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	59,22	-1,56	85,16	1,80	1,350	1,350	1,350
Chodci	2,36	-3,35	3,41	1,15	1,500	1,500	1,500
Doprava	5,36	-1,60	7,21	1,69	1,500	1,500	1,500

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující M_{res} = 261,69 kNm/m

Moment klopící M_{ovr} = 149,23 kNm/m

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující H_{res} = 149,72 kN/m

Vodor. síla posunující H_{act} = 91,51 kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 209,69 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	151,81	333,09	91,51	0,182	209,69
2	133,69	280,67	91,51	0,191	181,39
3	151,81	333,09	91,51	0,182	209,69
4	133,69	280,67	91,51	0,191	181,39

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	110,94	245,55	66,93
2	110,94	245,55	66,93

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní
Smyk kruhových pilot : zjednodušená metoda

Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)
Omezení deformační zóny : procentem Sigma,Or
Koef. omezení deformační zóny : 10,0 [%]

Patky

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
Výpočet pro odvozněné podmínky : EC 7-1 (EN 1997-1:2003)
Posouzení tažené patky : standardní postup
Dovolená excentricita : 0,333
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	YG =	1,35 [-]	1,00 [-]

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce svislé únosnosti :	YRvs =	1,40 [-]	
Součinitel redukce vodorovné únosnosti :	YRhs =	1,10 [-]	

Založení

Typ základu: základový pas

Hloubka od původního terénu h_z = 4,60 m
Hloubka základové spáry d = 0,00 m
Tloušťka základu t = 0,60 m
Sklon upraveného terénu s_1 = 0,00 °
Sklon základové spáry s_2 = 0,00 °

Nadloží

Typ: zadat objemovou tíhu
Objemová tíha zeminy nad základem = 19,00 kN/m³

Geometrie konstrukce

Typ základu: základový pas

Celková délka pasu = 10,00 m
Šířka pasu (x) = 2,50 m
Šířka sloupu ve směru x = 0,10 m

Zadané zatížení je uvažováno na 1bm délky pasu.

Objem pasu = 1,50 m³/m
Objem výkopu = 0,00 m³/m
Objem zásypu = 0,00 m³/m

Materiál konstrukce

Objemová tíha γ = 23,00 kN/m³
Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton: C 30/37

Válcová pevnost v tlaku f_{ck} = 30,00 MPa
Pevnost v tahu f_{ctm} = 2,90 MPa
Modul pružnosti E_{cm} = 33000,00 MPa

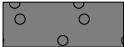
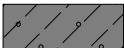
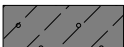
Výztuž podélná: B500B

Mez kluzu f_{yk} = 500,00 MPa

Výztuž příčná: B500B

Mez kluzu f_{yk} = 500,00 MPa

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,60	0,00 .. 4,60	Třída G3, středně ulehlá	
2	1,40	4,60 .. 6,00	Třída F3, konzistence pevná, Sr > 0,8	
3	-	6,00 .. ∞	Třída F3, konzistence pevná, Sr > 0,8	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN/m]	My [kNm/m]	Hx [kN/m]
	nové	změna					
1	Ano		ZS 1	Návrhové	298,59	96,90	-91,51
2	Ano		ZS 2	Návrhové	246,17	78,78	-91,51
3	Ano		ZS 3	Užitné	211,05	70,78	-66,93
4	Ano		ZS 4	Návrhové	298,59	96,90	-91,51
5	Ano		ZS 5	Návrhové	246,17	78,78	-91,51
6	Ano		ZS 6	Užitné	211,05	70,78	-66,93

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	ex [m]	ey [m]	σ [kPa]	Rd [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
ZS 1	Ano	-0,46	0,00	209,69	212,45	98,70	Ano
ZS 1	Ne	-0,46	0,00	209,69	212,45	98,70	Ano
ZS 2	Ano	-0,48	0,00	181,39	186,54	97,24	Ano
ZS 2	Ne	-0,48	0,00	181,39	186,54	97,24	Ano
ZS 4	Ano	-0,46	0,00	209,69	212,45	98,70	Ano
ZS 4	Ne	-0,46	0,00	209,69	212,45	98,70	Ano
ZS 5	Ano	-0,48	0,00	181,39	186,54	97,24	Ano
ZS 5	Ne	-0,48	0,00	181,39	186,54	97,24	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu G = 34,50 kN/m

Spočtená tíha nadloží Z = 0,00 kN/m

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (ZS 1)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy zsp = 3,53 m

Dosah smykové plochy $l_{sp} = 10,09 \text{ m}$

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 212,45 \text{ kPa}$

Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 209,69 \text{ kPa}$

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,191 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,191 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (ZS 2)

Zemní odpor: není uvažován

Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 149,72 \text{ kN}$

Extrémní horizontální síla $H = 91,51 \text{ kN}$

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Výpočet proveden s uvažováním koeficientu κ_1 (vliv hloubky založení).

Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 34,50 \text{ kN/m}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 0,00 \text{ kN/m}$

Sednutí středu délkové hrany $= 8,9 \text{ mm}$

Sednutí středu šířkové hrany 1 $= 18,3 \text{ mm}$

Sednutí středu šířkové hrany 2 $= -0,8 \text{ mm}$

(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 9,97 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky tuhý ($k=45,76$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=715,00$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,181 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,181 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu $= 14,3 \text{ mm}$

Hloubka deformační zóny $= 5,23 \text{ m}$

Natočení ve směru šířky $= 7,652 \text{ (tan}^*1000\text{); (4,4E-01}^\circ\text{)}$

Dimenzace čís. 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení podélné výztuže základu ve směru x

5 ks profil 16,0 mm, krytí 60,0 mm
Šířka průřezu = 1,00 m
Výška průřezu = 0,60 m
Stupeň vyztužení $\rho = 0,19 \% > 0,15 \% = \rho_{min}$
Poloha neutrálné osy $x = 0,03 m < 0,33 m = x_{max}$
Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 227,76 kNm > 150,16 kNm = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

Posouzení základu na protlačení

Normálová síla v sloupu = 298,59 kN
Maximální únosnost na obvodu sloupu

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy = 11,94 kN
Síla přenášená smykovou pevností patky = 286,64 kN
Uvažovaný obvod sloupu $u_0 = 2,00 m$
Smykové napětí na obvodu sloupu $v_{Ed,max} = 1,09 MPa$
Únosnost na obvodu sloupu $v_{Rd,max} = 4,22 MPa$

Kritický průřez bez smykové výztuže

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy = 170,79 kN
Síla přenášená smykovou pevností patky = 127,79 kN
Vzdálenost průřezu od sloupu = 0,67 m
Délka průřezu $u = 2,00 m$
Smykové napětí na průřezu $v_{Ed} = 0,18 MPa$
Únosnost nevyztuženého průřezu $v_{Rd,c} = 0,63 MPa$

$v_{Ed} < v_{Rd,c} \Rightarrow$ Výztuž není nutná

Základ na protlačení VYHOVUJE

Dimenzace čís. 1

Posouzení dříku - přední výztuž

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Tíh.- zed'	0,00	-2,00	45,99	0,25	1,000	1,350	1,000
Tlak v klidu	70,29	-1,33	0,00	0,50	1,350	1,000	1,350
Chodci	4,52	-2,96	0,00	0,50	1,500	0,000	1,500
Doprava	16,48	-1,83	0,00	0,50	1,500	0,000	1,500

Posouzení dříku - přední výztuž

Přední výztuž není nutná.

Posouzení dříku - zadní výztuž

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Tíh.- zed'	0,00	-2,00	45,99	0,25	1,000	1,350	1,000
Tlak v klidu	70,29	-1,33	0,00	0,50	1,350	1,000	1,350
Chodci	4,52	-2,96	0,00	0,50	1,500	0,000	1,500
Doprava	16,48	-1,83	0,00	0,50	1,500	0,000	1,500

Posouzení dříku - zadní výztuž

Posouzení zdi v pracovní spáře 4,00 m od koruny zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

5 ks profil 16,0 mm, krytí 55,0 mm
Zadaná plocha výztuže = 1005,3 mm²
Nutná plocha výztuže = 1035,6 mm²
Šířka průřezu = 1,00 m
Výška průřezu = 0,50 m

Stupeň vyztužení ρ = 0,23 % > 0,15 % = ρ_{min}
Poloha neutrálné osy x = 0,04 m < 0,27 m = x_{max}
Posouvající síla na mezi únosnosti V_{Rd} = 181,85 kN > 126,39 kN = V_{Ed}
Moment na mezi únosnosti M_{Rd} = 195,86 kNm > 191,70 kNm = M_{Ed}

Průřez VYHOVUJE.

Posouzení paty

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F _{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F _{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zed'	0,00	-0,30	27,60	1,50	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,82	69,27	1,17	1,350
Aktivní tlak	59,22	-1,56	85,16	1,80	1,350
Chodci	2,36	-3,35	3,41	1,15	1,500
Doprava	5,36	-1,60	7,21	1,69	1,500
Kontaktní napětí	0,00	0,00	-207,96	1,13	1,000
Tíhová přít.1	0,00	-4,60	0,03	0,50	1,500

Posouzení paty

Vyztužení a rozměry průřezu
5 ks profil 16,0 mm, krytí 60,0 mm
Zadaná plocha výztuže = 1005,3 mm²
Nutná plocha výztuže = 843,3 mm²
Šířka průřezu = 1,00 m
Výška průřezu = 0,60 m

Stupeň vyztužení ρ = 0,19 % > 0,15 % = ρ_{min}
Poloha neutrálné osy x = 0,03 m < 0,33 m = x_{max}
Posouvající síla na mezi únosnosti V_{Rd} = 208,95 kN > 53,76 kN = V_{Ed}
Moment na mezi únosnosti M_{Rd} = 227,76 kNm > 191,70 kNm = M_{Ed}

Průřez VYHOVUJE.

Výpočet stability svahu

Vstupní data (Fáze budování 1)

Projekt

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Stabilitní výpočty

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
Výpočet zemětřesení : Standard
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$Y_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$Y_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$Y_w =$	1,35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na smyk. ploše :		$Y_{Rs} =$	1,10 [-]

Výsledky (Fáze budování 1)

Výpočet 1

Kruhová smyková plocha

Parametry smykové plochy					
Střed :	x =	-1,02 [m]	Úhly :	α ₁ =	-31,19 [°]
	z =	0,43 [m]		α ₂ =	85,81 [°]
Poloměr :	R =	5,88 [m]			
Smyková plocha po optimalizaci.					

Celková tíha zeminy nad smykovou plochou: 507,60 kN/m

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : $F_a = 265,65$ kN/m

Sumace pasivních sil : $F_p = 427,73$ kN/m

Moment sesouvající : $M_a = 1562,01$ kNm/m

Moment vzdorující : $M_p = 2286,39$ kNm/m

Využití : 68,3 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Výpočet úhlové zdi

Vstupní data

Projekt : Kopřivnice - Most na ul. Erbenova ev.č. 28c-M2 - oprava
Část : Nižší křídlo
Datum : 27.02.2023

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 : standardní
Smyk kruhových pilot : zjednodušená metoda

Výpočet zdí

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)
Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe
Tvar zemního klínu : počítat šikmý
Výstupek základu : výstupek uvažovat jako šikmou základovou spáru
Dovolená excentricita : 0,333
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 odporu na překlopení :	$\gamma_{Rv} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce odporu na posunutí :	$\gamma_{Rh} =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce odporu základové půdy :	$\gamma_{Re} =$	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 $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$
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 $f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$
Modul pružnosti $E_{cm} = 33000,00 \text{ MPa}$

Výztuž podélná: B500B

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


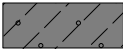
Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	2,00
3	1,00	2,00
4	1,00	2,60
5	-0,50	2,60
6	-0,50	2,00
7	-0,50	0,00

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.

Plocha řezu zdi = 1,90 m².

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m³]	γ_{su} [kN/m³]	δ [°]
1	Třída G3, středně ulehlá		32,50	0,00	19,00	9,00	10,00
2	Třída F3, konzistence pevná, $S_r > 0,8$		26,50	16,00	18,00	8,00	10,00

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

Parametry zemín

Třída G3, středně ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 32,50^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 10,00^\circ$
Zemina : nesoudržná
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Třída F3, konzistence pevná, $S_r > 0,8$

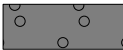
Objemová tíha : $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 26,50^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 16,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 10,00^\circ$
Zemina : nesoudržná
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18,00 \text{ kN/m}^3$



Zásyp za konstrukcí

Přiřazená zemina : Třída G3, středně ulehlá

Sklon = 45,00 °

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,80	0,00 .. 2,80	Třída G3, středně ulehlá	

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
2	2,20	2,80 .. 5,00	Třída F3, konzistence pevná, Sr > 0,8	
3	-	5,00 .. ∞	Třída F3, konzistence pevná, Sr > 0,8	

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/m²]	Vel.2 [kN/m²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		proměnné	6,00		0,00	1,55	na terénu
2	Ano		proměnné	10,00		1,55	6,00	na terénu

Číslo	Název
1	Chodci
2	Doprava

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce není uvažován.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Zed' se může přemístit, je počítána na zatížení aktivním tlakem.

Redukce úhlu tření zemina/zemina : neredukovat

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	-0,98	43,70	0,49	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,21	17,32	0,83	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	18,65	-0,89	21,97	1,16	1,350	1,350	1,350
Chodci	2,57	-1,16	2,71	1,02	1,500	1,500	1,500
Doprava	2,96	-0,66	2,68	1,25	1,500	1,500	1,500

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující M_{res} = 56,64 kNm/m

Moment klopící M_{ovr} = 29,72 kNm/m

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující H_{res} = 57,20 kN/m

Vodor. síla posunující H_{act} = 33,46 kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 116,23 kPa

Posouzení čís. 2

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	-0,98	43,70	0,49	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,21	17,32	0,83	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	18,65	-0,89	21,97	1,16	1,350	1,350	1,350
Chodci	2,57	-1,16	2,71	1,02	1,500	1,500	1,500
Doprava	2,96	-0,66	2,68	1,25	1,500	1,500	1,500

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující M_{res} = 56,64 kNm/m

Moment klopící M_{ovr} = 29,72 kNm/m

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující H_{res} = 57,20 kN/m

Vodor. síla posunující H_{act} = 33,46 kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 116,23 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	28,02	120,13	33,46	0,155	116,23
2	24,50	98,77	33,46	0,165	98,38
3	28,02	120,13	33,46	0,155	116,23
4	24,50	98,77	33,46	0,165	98,38

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	20,44	88,38	24,17
2	20,44	88,38	24,17

Dimenzace čís. 1

Posouzení dříku - přední výztuž

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Tíh.- zed'	0,00	-1,00	22,99	0,25	1,000	1,350	1,000
Tlak v klidu	17,56	-0,67	0,00	0,50	1,350	1,000	1,350

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
Chodci	3,91	-1,22	0,00	0,50	1,500	0,000	1,500
Doprava	7,42	-0,82	0,00	0,50	1,500	0,000	1,500

Posouzení dříku - přední výztuž

Přední výztuž není nutná.

Posouzení dříku - zadní výztuž

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	-1,00	22,99	0,25	1,000	1,350	1,000
Tlak v klidu	17,56	-0,67	0,00	0,50	1,350	1,000	1,350
Chodci	3,91	-1,22	0,00	0,50	1,500	0,000	1,500
Doprava	7,42	-0,82	0,00	0,50	1,500	0,000	1,500

Posouzení dříku - zadní výztuž

Posouzení zdi v pracovní spáře 2,00 m od koruny zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

5 ks profil 16,0 mm, krytí 55,0 mm

Zadaná plocha výztuže = 1005,3 mm²

Nutná plocha výztuže = 659,0 mm²

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,50 m

Stupeň vyztužení ρ = 0,23 % > 0,15 % = ρ_{min}

Poloha neutrálné osy x = 0,04 m < 0,27 m = x_{max}

Posouvající síla na mezi únosnosti V_{Rd} = 181,85 kN > 40,69 kN = V_{Ed}

Moment na mezi únosnosti M_{Rd} = 195,86 kNm > 32,11 kNm = M_{Ed}

Průřez VYHOVUJE.

Posouzení paty

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zed'	0,00	-0,30	13,80	1,00	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,21	17,32	0,83	1,350
Aktivní tlak	18,65	-0,89	21,97	1,16	1,350
Chodci	2,57	-1,16	2,71	1,02	1,500
Doprava	2,96	-0,66	2,68	1,25	1,500
Kontaktní napětí	0,00	0,00	-55,18	0,85	1,000
Tíhová přít.1	0,00	-2,60	0,03	0,50	1,500

Posouzení paty

Vyztužení a rozměry průřezu

5 ks profil 16,0 mm, krytí 60,0 mm

Zadaná plocha výztuže = 1005,3 mm²

Nutná plocha výztuže = 802,3 mm²

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,60 m

Stupeň vyztužení ρ = 0,19 % > 0,15 % = ρ_{min}

Poloha neutrálné osy x = 0,03 m < 0,33 m = x_{max}

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 208,95 \text{ kN} > 24,63 \text{ kN} = V_{Ed}$
Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 227,76 \text{ kNm} > 32,11 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez **VYHOVUJE**.

Výpočet stability svahu

Vstupní data (Fáze budování 1)

Projekt

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

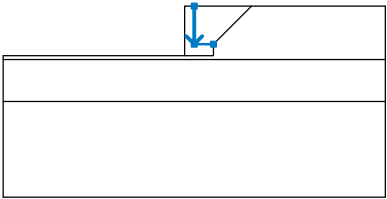
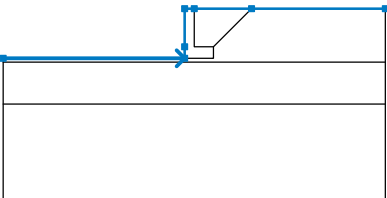
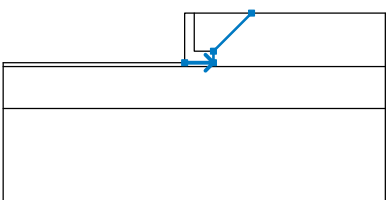
Stabilitní výpočty

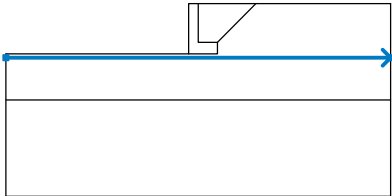
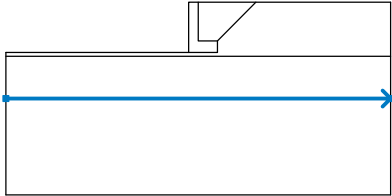
Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
Výpočet zemětřesení : Standard
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

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 odporu na smyk. ploše :				$\gamma_{Rs} =$	1,10 [-]

Rozhraní

Číslo	Umístění rozhraní	Souřadnice bodů rozhraní [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		0,00	0,00	0,00	-2,00	1,00	-2,00
2		-10,00	-2,60	-0,50	-2,60	-0,50	-2,00
		-0,50	0,00	0,00	0,00	3,00	0,00
		10,00	0,00				
3		-0,50	-2,60	1,00	-2,60	1,00	-2,00
		3,00	0,00				

Číslo	Umístění rozhraní	Souřadnice bodů rozhraní [m]					
		x	z	x	z	x	z
4		-10,00	-2,80	10,00	-2,80		
5		-10,00	-5,00	10,00	-5,00		

Výsledky (Fáze budování 1)

Výpočet 1

Kruhová smyková plocha

Parametry smykové plochy						
Střed :	x =	-0,25 [m]	Úhly :	α ₁ =	-17,90 [°]	
	z =	1,53 [m]		α ₂ =	69,36 [°]	
Poloměr :	R =	4,34 [m]				
Smyková plocha po optimalizaci.						

Celková tíha zeminy nad smykovou plochou: 186,39 kN/m

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : F_a = 90,83 kN/m

Sumace pasivních sil : F_p = 140,46 kN/m

Moment sesouvající : M_a = 394,20 kNm/m

Moment vzdorující : M_p = 554,16 kNm/m

Využití : 71,1 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Závěr

Statickým výpočtem bylo prokázáno, že konstrukce mostu jako celek i všechny jeho části mají požadovanou bezpečnost a dostatečnou tuhost podle platných norem pro navrhování uvedených v kapitole 1. Konstrukce byla posouzena dle metodiky Eurokódů. Takto bylo prokázáno, že konstrukce vyhovuje jak požadavkům na únosnost mostní konstrukce, tak požadavkům na omezení napětí v betonu a výztuži.

Byla ověřena i šířka trhlin při kvazistálé kombinaci zatížení.

Byla ověřena únosnost nejzatíženější mikropiloty v geologii dané průzkumem.

Brno 6/2023

Ing. Magda Zdražilová