EVROPSKÁ UNIE
Evropské strukturální a investiční fondy
Operační program doprava

Ministerstvo dopravy
Státní fond dopravní infrastruktury

SO 10-41
ČÁST E.1.4

VÝŠKOVÝ SYSTÉM Bpv SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM S-JTSK

Číslo změny:	*Obsah změny:*	*Datum změny:*
01	-	-
02	-	-
03	-	-

Objednatel:
SPRÁVA ŽELEZNIČNÍ DOPRAVNÍ CESTY

Správa železniční dopravní cesty, s.o.
Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1

Stavební správa západ
Sokolovská 278/1955, 190 00 Praha 9

Sdružení: „SEU + SP_Bezbariérové přístupy žst. Roudnice_P“
SUDOP EU
SUDOP PRAHA

Zpracovatel části:
SUDOP PRAHA

SUDOP PRAHA a.s.
Olšanská 1a, 130 80 Praha
Tel.: +420 267 094 111
E-mail: praha@sudop.cz

Hlavní inženýr projektu:
ING. STANISLAV JAROŠ

Garant profese:
-

Středisko:
MOSTŮ

Vedoucí střediska:	*Odpovědný projektant SO, IO, PS:*	*Vypracoval:*	*Kontroloval:*
ING. DANA WANGLER	ING. JAKUB GÖRINGER, Ph.D.	ING. JAKUB GÖRINGER, Ph.D.	ING. JIŘÍ ELBEL

Název akce:
REKONSTRUKCE NÁSTUPIŠŤ A ZŘÍZENÍ BEZBARIÉROVÝCH PŘÍSTUPŮ V ŽST. ROUDNICE N. L.

Číslo smlouvy: 17-091.640

Projektový stupeň: DSP

název PS/SO:
SO 10-41 ÚPRAVA MOSTU V KM 476,480

Datum: 10 / 2019

Číslo části: E.1.4

Název přílohy:
STATICKÝ VÝPOČET

Měřítko: -

Počet formátů: x A4

Číslo přílohy: **10**

DOKUMENT LZE UŽÍVAT POUZE VE SMYSLU PŘÍSLUŠNÉ SMLOUVY O DÍLO. ŽÁDNÁ JEHO ČÁST NEMŮŽE BÝT DLE ZÁKONA č.121/2000 Sb. KOPÍROVÁNA NEBO JINÝM ZPŮSOBEM ROZŠIŘOVÁNA BEZ SOUHLASU SUDOP EU a. s.

Obsah

1 Identifikační údaje mostu ... 3

2 Základní údaje o mostu ... 4

2.1 Založení ... 5
2.2 Nosná konstrukce ... 5
2.2.1 Římsová deska ... 5
2.2.2 Klenby ... 5
2.3 Materiály ... 6
2.3.1 Beton ... 6
2.3.2 Betonářská výztuž ... 6

3 Úvod ... 7

3.1 Rozsah a účel statického výpočtu ... 7
3.2 Metodika výpočtu ... 7
3.3 Použité programové vybavení ... 7

4 Statický výpočet ... 8

4.1 Výpočet zatížení ... 8
4.1.1 Úvod ... 8
4.1.2 Skupina zatížení G0 – stálé – vlastní tíha ... 8
4.1.3 Skupina zatěžovacích stavů G1 – ostatní stálé ... 8
4.1.4 Skupina zatěžovacích stavů W – zatížení větrem ... 8
4.1.5 Skupina zatěžovacích stavů T – zatížení teplotou ... 9
4.1.6 Skupina zatěžovacích stavů P – svislá železniční zatížení ... 9
4.1.7 Skupina zatěžovacích stavů R – Zatížení bočním rázem ... 10
4.1.8 Skupina zatěžovacích stavů B – Zatížení rozjezdovými a brzdnými silami ... 11
4.1.9 Skupina zat. stavů K – zatížení teplotním rozdílem mezi kolejí a NK ... 11
4.1.10 Skupina zat. stavů S – účinky nerovnoměrného sedání opěr ... 11
4.1.11 Rozsah dopravy pro posouzení na únavu ... 11
4.2 Model konstrukce ... 12
4.2.1 Popis modelu ... 12
4.3 Posouzení nosné konstrukce ... 12
4.4 Posouzení únavy ... 16
4.5 Mezní stavy použitelnosti – přetvoření a deformace ... 19
4.5.1 Svislý průhyb nosné konstrukce ... 19
4.5.2 Deformace koncového průřezu ... 19
4.5.3 Dynamická analýza ... 20
4.6 Založení ... 21
4.6.1 Svislá tuhost mikropilot ... 21
4.6.2 Posouzení ... 21

5 Přechodnost stávající konstrukce ... 24

5.1 Provozní zatížení ... 24
5.2 Materiálové charakteristiky ... 24
5.3 Posouzení průřezů ... 25
5.3.1 Přechodnost konstrukce ... 25
5.3.2 Zatížitelnost konstrukce ... 30

6 Závěr ... 33

7 Předpisy, normy, použité podklady ... 34

7.1 Normy ... 34

8 Příloha A - Zatížitelnost 35
8.1 Úvod 35
8.2 Výpočet zatížitelnosti 35
8.3 Přehled zatížitelnosti částí mostu 36
8.3.1 Nová konstrukce 36
8.3.2 Stávající konstrukce 37

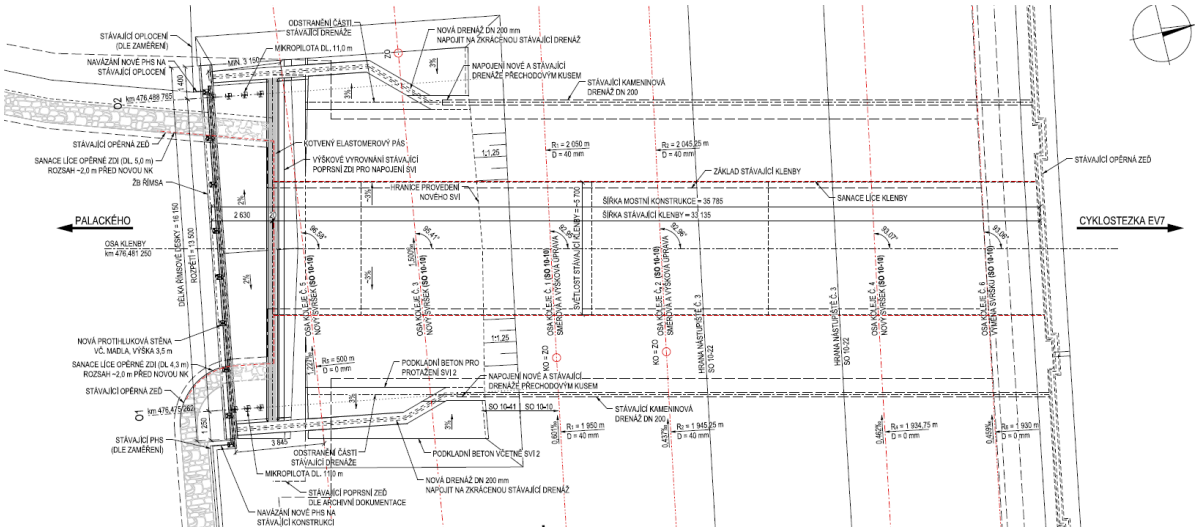
1 Identifikační údaje mostu

1.1	Stavba:	Rekonstrukce nástupišť a zřízení bezbariérových přístupů v žst. Roudnice n. L.
1.2	Objekt:	SO 10-41 Úprava mostu v km 476,480
1.3	Katastrální území:	Roudnice nad Labem
1.4	Kraj:	Ústecký
1.5	Objednatel:	Správa železniční dopravní cesty, státní organizace, se sídlem Praha 1, Dlážděná 1003/7, PSČ 110 00, IČ: 70994234, DIČ: CZ70994234
	HIS:	Ing. Pavel Vozka
1.6	Správce mostu:	Správa železniční dopravní cesty, s. o., Oblastní ředitelství Ústí nad Labem, Správa mostů a tunelů
1.7	Projekt stavby:	
	Zhotovitel projektu:	Společníci společnosti „SEU + SP_Bezbariérové přístupy žst. Roudnice_P“
		SUDOP EU a.s. Praha 3, Žižkov, Olšanská 2643/1a, PSČ 130 00 IČ: 05165024 (dále též „Společník 1“ nebo „Správce“)
		SUDOP PRAHA a.s. Praha 3, Žižkov, Olšanská 2643/1a, PSČ 130 00 IČ: 25793349
	HIP:	Ing. Stanislav Jaroš
	SO 10-41:	**Ing. Jakub Göringer, Ph.D.**
		e-mail: jakub.goringer@sudop.cz
		tel: +420 267 094 128
1.8	Evidenční km:	žkm 476,480
	Staničení mostu:	km 476,481 250
	Traťový úsek:	0801 Praha Masarykovo nádraží st. 4 (mimo) – Děčín hl. n. (včetně)
	Definiční úsek:	K1 žst. Roudnice nad Labem
1.9	Poloha mostu:	staniční obvod
1.10	Překonávané překážky:	přístupová komunikace k cyklostezce u Labe

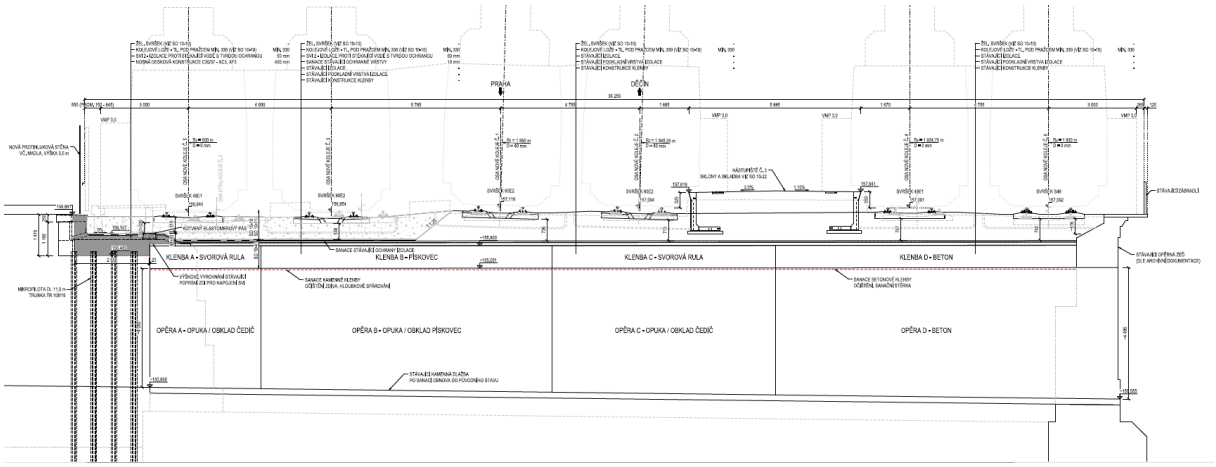
2 Základní údaje o mostu

Trvalý železniční most o jednom mostním otvoru. Objekt je tvořen kamennou a betonovou klenbou. Na levé straně ve směru staničení je římsová deska s protihlukovou stěnou. Římsová deska je založena na mikropilotách.

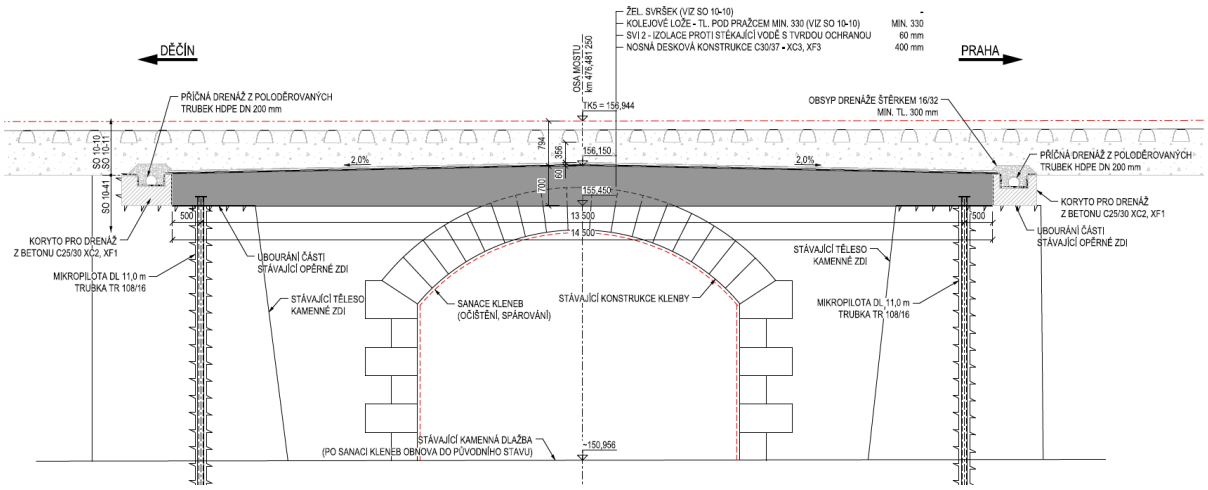
Obrázek 2-1: Nový stav - půdorys



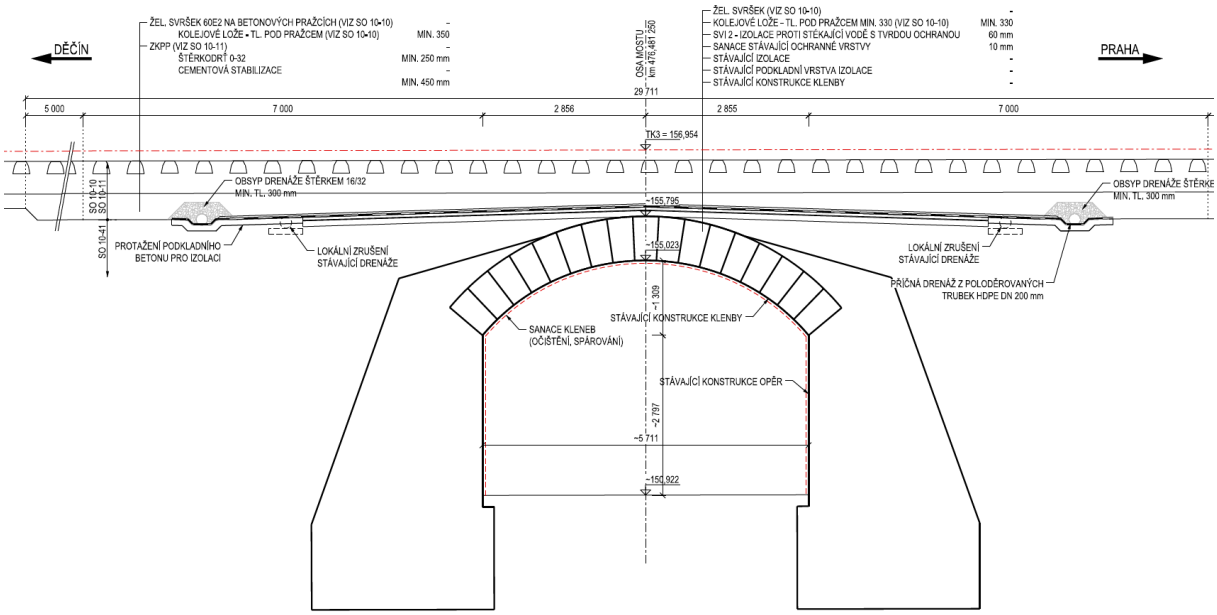
Obrázek 2-2: Nový stav – příčný řez NK



Obrázek 2-3: Nový stav – podélný řez římsovou deskou



Obrázek 2-4: Nový stav – podélný řez klenbou



2.1 Založení

Založení římsové desky je navrženo pomocí mikropilot (MP). Na OP1 je uvažováno s 3 ks MP s osovou vzdáleností 0,56 m. Na OP2 je uvažováno se 4 ks MP s osovou vzdáleností 0,69 m. Mikropiloty jsou navrženy z trubek Ø108/16 délky 11,0 m.

Klenbová konstrukce je založena plošně.

2.2 Nosná konstrukce

2.2.1 Římsová deska

Rozšíření nosné konstrukce kleneb je navrženo pomocí ŽB desky s rozpětím 13,5 m a celkovou délkou 16,15 m (14,5 m deska, na kterou navazují vykonzolování říms délky 0,75 m OP1 a 0,9 m OP2). Šířka nové desky je proměnná od 2,118 m do 3,123 m. Tloušťka desky uprostřed rozpětí je 0,7 m a s ohledem na podélný střechovitý spád konstrukce 2,0% směrem k uložení klesá až na hodnotu 0,555 m na koncích.

Deska je uložena na odbourané konstrukce opěrných zdí a na mikropilotách, jejichž hlavy jsou do desky zabetonovány. Od klenby a poprsní zdi je oddělena podélnou dilatační spárou.

2.2.2 Klenby

S ohledem na dobrý stav kleneb a jejich nedávnou sanaci je navrženo pouze jejich očištění a hloubkové spárování. U betonové části se po očištění provede srovnání povrchu sanační hmotou a zhotoví se sjednocující nátěr.

Stávající klenbová konstrukce je rozdělena na 4 části, které byly přistavovány společně s historickým rozšiřováním kolejiště. Tři části jsou kamenné (dvě části klenby jsou ze svorové ruly, jedna část klenby je z pískovce) a jedna část je betonová. Opěry jsou ze skládané opuky s lícovým kamenem z čediče, respektive pískovce. Betonová klenba má i betonovou opěru.

2.3 Materiály

2.3.1 Beton

Tabulka 2-1: Použité betony

Konstrukční část stavby	Min. třída betonu	Stupeň vlivu prostředí
Nosná konstrukce	C30/37	XD1, XF2

2.3.2 Betonářská výztuž

Výztuž je navržena prutová z **žebírkové oceli B 500B**.

3 Úvod

3.1 Rozsah a účel statického výpočtu

Tento statický výpočet je nedílnou součástí projektové dokumentace SO 10-41. Statický výpočet je nutno považovat za závazný pro provádění mostního objektu.

Statický výpočet byl zpracován bez znalosti konkrétního zhotovitele SO 10-41. Případné změny, které by vyplynuly z realizační dokumentace zhotovitele, musí být odsouhlaseny odpovědným projektantem objektu a schváleny objednatelem.

Cílem statického výpočtu je návrh a posouzení prvků **nosné konstrukce mostu** a jejích detailů v rozsahu PROJEKT.

3.2 Metodika výpočtu

Statický výpočet byl proveden s ohledem na platný soubor norem ČSN a ČSN EN:

- dle metodiky mezních stavů

Ve statickém výpočtu jsou posouzeny tyto mezní stavy:

- mezní stavy únosnosti
  - únosnost ŽB průřezů pro kombinaci namáhání M+N+V
  - únosnost při únavovém zatížení
- mezní stavy použitelnosti
  - omezení napětí od charakteristického zatížení
  - ověření šířky trhlin od kvazistálé kombinace zatížení
  - ověření svislých deformací
  - ověření náchylnosti k rezonancím

3.3 Použité programové vybavení

Pro globální analýzu železobetonové nosné konstrukce byl využit MKP software SCIA Engineer 2008.1 (v8.1.220). Pro posouzení přechodnosti klenby SW LimitState RING 3.0. Pro dílčí posouzení kritických průřezů byl využit tabulkový procesor MS Excel 365 (železobetonové průřezy).

4 Statický výpočet

4.1 Výpočet zatížení

4.1.1 Úvod

Most je navržen na zatížení dopravou dle evropské normy ČSN EN 1991-2 ed.2 „Zatížení konstrukcí, Část 2: Zatížení dopravou“.

Uvažovaná zatěžovací schémata vycházejí ze zatřídění do 2. třídy tratí dle „Kategorizace železničních tratí konvenčního železničního systému (CR) z hlediska mostů“ ČSN EN 1991-2 ed.2:

- zatěžovací schéma **71** (dle ČSN EN 1991-2) klasifikované součinitelem **α=1,21** (dle NA k ČSN EN 1991-2), které reprezentuje statický účinek běžné železniční dopravy;

Dynamické účinky pohyblivého zatížení jsou uvažovány dle ČSN EN 1991-2 čl. 6.4.5 pro standardně udržovanou kolej, dynamický součinitel $Ø_3$ – MSÚ; a pro pečlivě udržovanou kolej, dynamický součinitel $Ø_2$ - MSP. Parciální součinitele zatížení jsou uvažovány dle téže normy. Roznos zatížení štěrkovým ložem je uvažován ve sklonu 4:1 dle ČSN EN 1991-2 čl. 6.3.6.3.

Obecná zatížení (tíha materiálů aj.) bylo uvažováno dle ČSN EN 1991-1-1.

Zatížení větrem bylo uvažováno dle ČSN EN 1991-1-4.

Zatížení teplotou bylo uvažováno dle ČSN EN 1991-1-5.

Kombinace zatížení byly použity dle ČSN EN 1990 ed. 2./A2 včetně sestav zatížení.

4.1.2 Skupina zatížení G0 – stálé – vlastní tíha

Zatížení vlastní tíhou je automaticky generováno použitým programem MIDAS Civil, resp. SCIA Engineer.

4.1.3 Skupina zatěžovacích stavů G1 – ostatní stálé

Uvažovaná zatížení jsou zadávána plošně s odpovídajícím roznosem, liniově nebo v případě koncentrovaných zatížení jako osamělá břemena, tak aby jejich umístění co nejvíce odpovídalo skutečnosti.

Plošná zatížení				
Označ.	Popis	tl.	γ	q
		[m]	[kN/m3]	[kN/m2]
G1	Kolejové lože	0.62	23.00	14.26
G1	Ochrana izolace 50 mm	0.05	25.00	1.25
G1	Izolace 10 mm	0.01	24.00	0.24

4.1.4 Skupina zatěžovacích stavů W – zatížení větrem

S ohledem na působení konstrukce bylo na nosnou konstrukci zanedbáno. Účinky větru byly uvažovány pro novou konstrukci PHS. Zjednodušeně byla pro posouzení účinků od větru uvažována oblast A pro poměr l/h = 5. Součinitel tlaku c

Charakteristiky zatížení větrem									
výchozí rychlost větru	$v_{b,0}$=	25.00	m/s	posuzovaná výška			z=	9.00	m
kategorie terénu	kat	II	m/s	z_0=	0.05	m	z_{min}=	2.00	m

základní rychlost větru	v_b=	25.00	m/s			
součinitel směru větru	c_{dir}=	1.00	-			
součinitel ročního období	c_{season}=	1.00	-			
střední rychlost větru	$v_m(z)$=	24.67	m/s			
součinitel drsnosti terénu	$c_r(z)$=	0.99	-			
			součinitel terénu	k_r=	0.19	-
turbulence větru	$I_v(z)$=	0.19	-			
			souč. turbulence	k_I=	1.00	-
			souč. orografie	c_0=	1.00	-
maximální dynamický tlak	$q_p(z)$=	892.88	Pa			
			souč. expozice	c_e=	2.29	-

4.1.5 Skupina zatěžovacích stavů T – zatížení teplotou

S ohledem na systém působení konstrukce – prostý nosník byly účinky teploty zanedbány.

4.1.6 Skupina zatěžovacích stavů P – svislá železniční zatížení

Pro vyhodnocení svislých pohyblivých zatížení od dopravy bylo využito generované zatížení po trase v programu SCIA Engineer. Pro kolej č. 5 byla definována dráha, která kopíruje její směrové vedení.

Excentricita pohyblivého zatížení nebyla zadávána s ohledem na její zanedbatelné účinky na tento typ konstrukcí.

Dynamické součinitele byly uvažovány Dle ČSN EN 1991-2. Pro mezní stavy použitelnosti byl využit dynamický součinitel pro pečlivě udržovanou kolej, pro mezní stavy použitelnosti byl využit dynamický součinitel pro standardně udržovanou kolej.

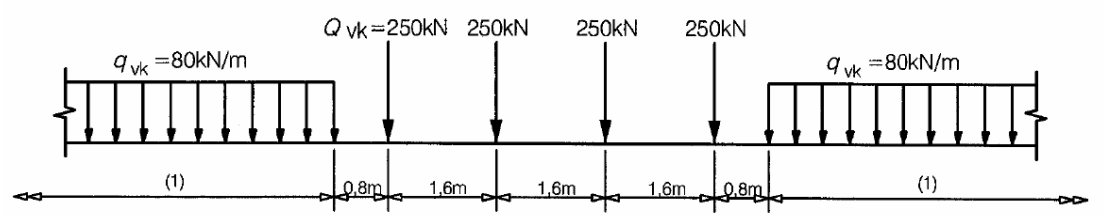
Dynamický součinitel

pro standardně udržovanou kolej	Φ_3 = 2,16/(L_Φ^0,5-0,2)+0,73	< 2,00
pro pečlivě udržovanou kolej	Φ_2 = 1,73/(L_Φ^0,5-0,2)+0,82	< 1,67

Náhradní délky prvků NK				Φ_3	Φ_2
hlavní nosná konstrukce	L =		m		
	L_Φ =	L	m		
	L_Φ =	13.50	m	**1.352**	*1.234*

Zatěžovací schéma LM71 klasifikované součinitelem α, s osamělými nápravovými silami

klasifikační součinitel	α	=	1.21	-
nápravová síla, char. hodnota	$Q_{71,1,k}$	=	α . 250	kN
		=	302.5	kN
rovnoměrné zatížení, char. hodnota	$q_{71,2,k}$	=	α . 80	kN/m
		=	96.8	kN/m



4.1.7 Skupina zatěžovacích stavů R – Zatížení bočním rázem

S ohledem na působení konstrukce bylo zanedbáno.

4.1.8 Skupina zatěžovacích stavů B – Zatížení rozjezdovými a brzdnými silami

S ohledem na malý rozsah koleje na konstrukci římsové desky bylo zanedbáno.

4.1.9 Skupina zat. stavů K – zatížení teplotním rozdílem mezi kolejí a NK

S ohledem na typ konstrukce bylo zanedbáno.

4.1.10 Skupina zat. stavů S – účinky nerovnoměrného sedání opěr

S ohledem na statické působení konstrukce bylo zanedbáno.

4.1.11 Rozsah dopravy pro posouzení na únavu

Pro posouzení na únavu byly využity výhledové rozsahy dopravy dle části B.02 – Provozní a dopravní technologie.

Pro kolej č. 5 byl vypočten na základě informací o koleji 1 a 2 odhad (výpočet dle S3, díl 02).

- T_v = 0,50 (odhad 10% koleje č. 1)
- T_m = 3,53 (odhad 1/5 koleje č. 1)
- $S_v = S_m$ = 1,00 (50 km/h)
- L_v = 1,08 (převážně vedené lokomotivou)
- L_m = 1,02 (pro K_m = 1,15)
- K_m = 1,15 (v ČR vždy)

Tabulka 4-1: Rozsah dopravy pro jednotlivé koleje

Kolej	T_f (mil. hr. t / rok)
1	33,14
2	25,39
3	4,68 (odhad)

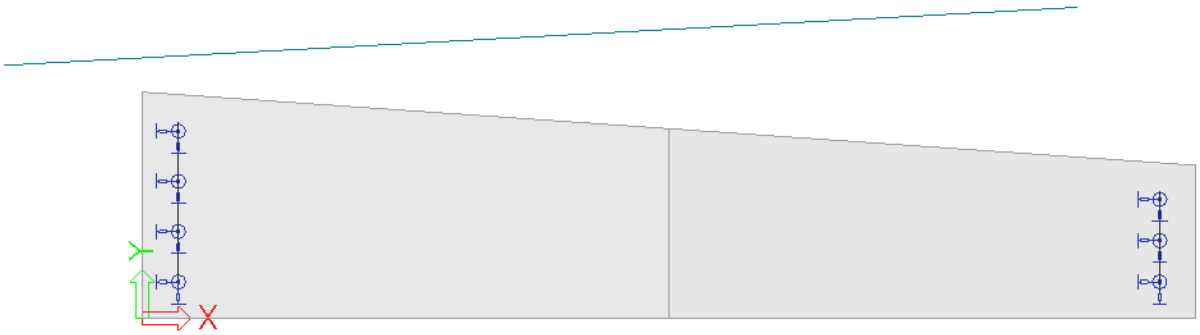
4.2 Model konstrukce

Výpočet vnitřních sil pro římsovou desku byl proveden na desko-stěnovém modelu v MKP SCIA Engineer. Vnitřní síly byly vyhodnocovány na řezech délky 1,0 m vedených v nejméně příznivých oblastech.

4.2.1 Popis modelu

Nosná konstrukce byla modelována deskou s proměnnou výškou dle navrženého tvaru. Mikropilotové podepření bylo nahrazeno pružnými podporami s tuhostí odvozenou ze zatěžovací křivky.

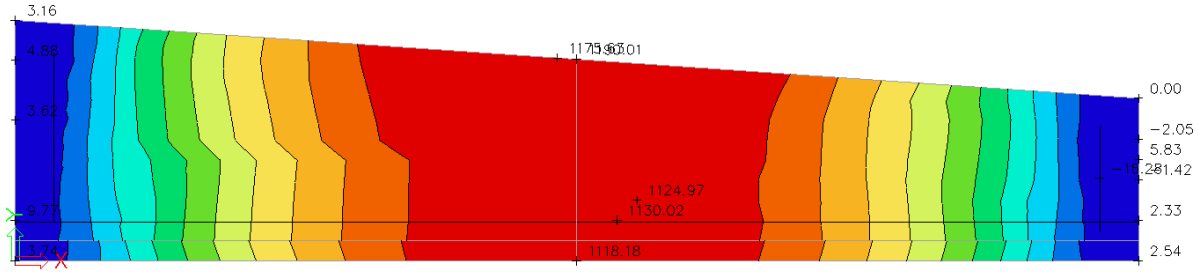
Obrázek 4-1: Model konstrukce – půdorys vč. osy koleje



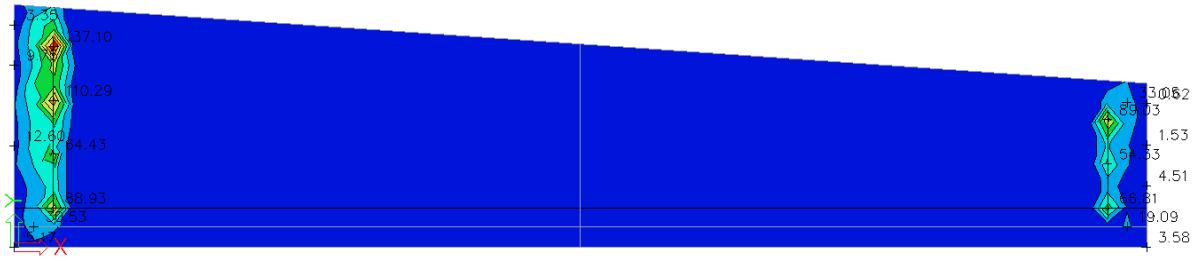
4.3 Posouzení nosné konstrukce

Římsová deska je navržena proměnné tloušťky od cca 550 mm v ose uložení do 700 mm uprostřed. Posouzení bylo provedeno na základě vnitřních sil průměrovaných na délku 1,0 m v úseku nejméně příznivých namáhání.

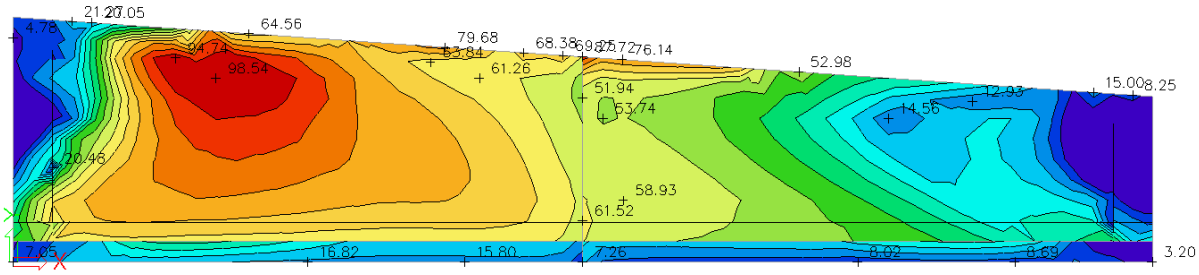
- **Římsová deska – mxD- [kNm/m]**



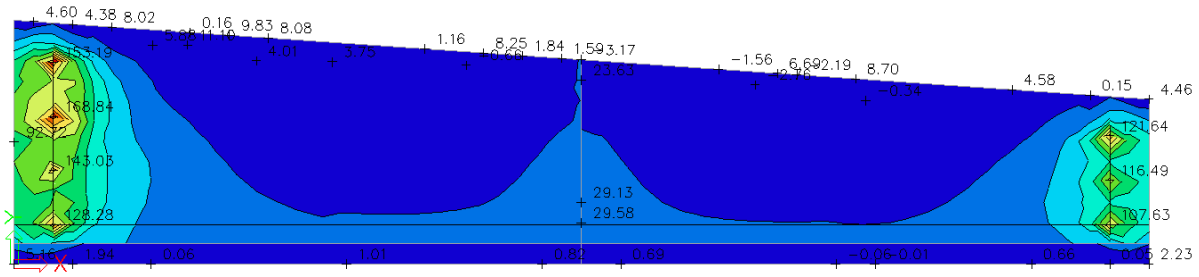
- **Římsová deska – mxD+ [kNm/m]**



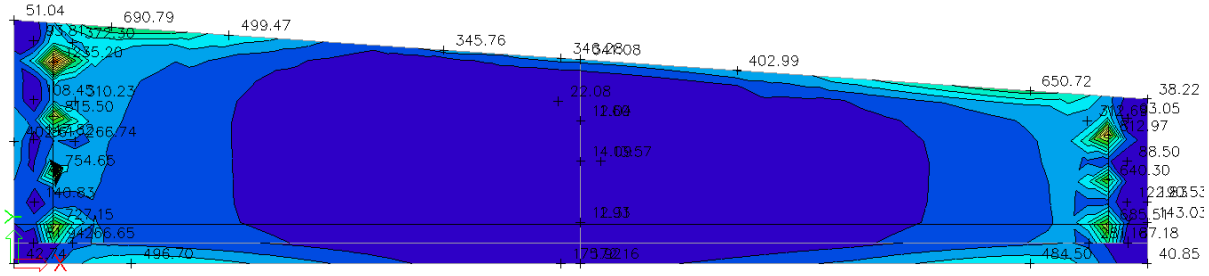
- **Římsová deska – myD- [kNm/m]**



- **Římsová deska – myD+ [kNm/m]**



- **Římsová deska – q_{max} [kN/m]**



- spodní výztuž (podélná) – pole

Deska - pole

Průřez

b_{eff} = 1000 mm	b_w = 1000 mm	H = 700 mm			
c_1 = 55 mm	c_2 = 55 mm	$w_{k,max}$ = 0.20 mm	XD, XS, XF		

Materiály

ocel:	B 500 B			beton:	C30/37	f_{ck} =	30.0	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} = 33.0 GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} = 18.0 MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	6.06	-	$f_{c,t,m}$ = 2.9 MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} = -3.5 [.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 32 mm	1. řada	z=0.081	$A_{s1,1}$ = 5362 mm²	(0.766%)
	6.66667 Φ 25 mm	2. řada	z=0.131	$A_{s1,2}$ = 3272 mm²	(0.467%)
	0 Φ 28 mm	3. řada	z=0.526	$A_{s1,3}$ = mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 20 mm		z=0.065	A_{s2} = 2094 mm²	(0.299%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

35.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 1727 mm²

Stupeň vyztužení

	$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$	
(pro desky)	933	<	8 634	<	10729	<	28 000	Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 10 mm	$A_{w,stirrup}$ = 262 mm²		α_w = 90 °	
	$s_{w,st}$ = 300 mm	$A_{w,stirrup}$ = 873 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ = 0.09%	
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b = 45 °	
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.09%	Vyhovuje	

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$	
0.09%		0.09%		1.00%	Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	1157	kNm	N_{Ed} =	176	kN	V_{Ed} =	70	kN (MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	6.574	m
$M_{Ek,char}$ =	861	kNm	$N_{Ek,char}$ =	0	kN	e_{char} =	0.000	m (Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	769	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	0	kN	e_{kvazi} =	0.000	m (Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.029 / 0.700)= 0.202 m λ = 0.000 / 0.202 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 500.000 - > λ = 0.000 - Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.568 *(1.395 * 30.0)+ 0.15 * -0.251) 1000 * 619 = 0.381 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.381 MN > V_{Ed} = 0.070 MN 18% Vyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = 0.528 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 70 *(1.428 - 0.000) = 0.100 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.528 * 18.0 * 1000 * 509 /(0.70021 + 1.42815)= 2.274 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 262 * 434.8 * 0.509 * 1.42815 / 300 = 0.276 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.509 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 0.276 MN > V_{Ed} = 0.070 MN 25% Vyhovuje

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = -1.218 [.10⁻³]

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.284 m

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = 0.416 m

Úprava polohy N.O. +0,1 mm -0,1 mm +1,0 mm -1,0 mm

Silová podmínka rovnováhy celkem 0.0049 MN Silová podmínka vyhovuje

Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = 1.158 MNm rameno vnitřních sil z = 0.509 m

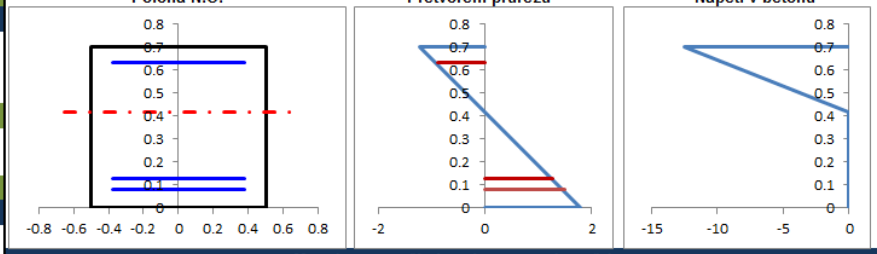
Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-1.777	-	-12.533	-1.2	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	1.546	0.050	297.7	1.5	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.803	0.031	254.8	1.3	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.393	0.020	-178.4	-0.9	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton f_{cd} = 18.000 MPa > σ_{cc} = 12.533 MPa 70% Vyhovuje

Posouzení - ocel f_{std} = 465.929 MPa > σ_s = 297.738 MPa 64% Vyhovuje

Poloha N.O. Přetvoření průřezu Napětí v betonu

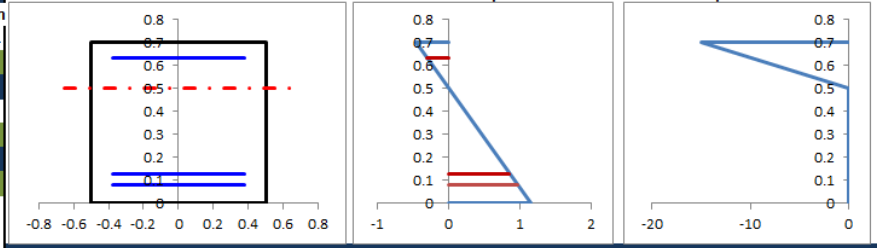


Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton 0,6.f_{ck} = 18.000 MPa > σ_{cc} = 15.000 MPa 83% Vyhovuje

Posouzení - ocel 0,8.f_{yk} = 400.000 MPa > $\sigma_{s,max}$ = 194.886 MPa 49% Vyhovuje

Poloha N.O. Přetvoření průřezu Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 13.500 MPa > σ_{cc} = 13.474 MPa 100% lin.dotvar

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 174.374 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(174.374 - 0.4 * 56.25659 *(1 + 0.312421)/ 200.0 = 0.0007

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 174.374 / 200.0 = 0.000523 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00072

$s_{r,max}$ = 2.01 * 65 + 0.17 * 620.7624 = 236 mm

w_k = 236 * 0.000724 = 0.171 mm

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.171 mm 86% Vyhovuje

- spodní výztuž (příčná)

Deska - 1/4

Průřez

b_{eff}	= 1000 mm	b_w	= 1000 mm	H	= 550 mm		
c_1	= 55 mm	c_2	= 55 mm	$w_{k,max}$	= 0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B	500	B			beton:	C30/37	f_{ck} =	30.0	MPa	
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	33.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	18.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	6.06	-	$f_{c,t,m}$ =	2.9	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 12 mm	1. řada	z=0.061	$A_{s1,1}$	= 754 mm²	(0.137%)
	0 Φ 25 mm	2. řada	z=0.111	$A_{s1,2}$	= mm²	(0.000%)
	0 Φ 28 mm	3. řada	z=0.376	$A_{s1,3}$	= mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 12 mm		z=0.061	A_{s2}	= 754 mm²	(0.137%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

3.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 151 mm²

Stupeň vyztužení

	$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$	
(pro desky)	737	<	754	<	1508	<	22 000	Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 10 mm	$A_{w,stirrup}$ = 262 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 150 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1745 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.17%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.17%		Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$	
0.09%		0.17%		1.00%	Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	99	kNm	N_{Ed} =	0	kN	V_{Ed} =	70	kN (MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	0.000	m
$M_{Ek,char}$ =	60	kNm	$N_{Ek,char}$ =	0	kN	e_{char} =	0.000	m (Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	51	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	0	kN	e_{kvazi} =	0.000	m (Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.014 / 0.550)= 0.159 m λ = 0.000 / 0.159 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 500.000 - > λ = 0.000 - Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.640 *(0.154 * 30.0)+ 0.15 * 0.000) 1000 * 489 = 0.160 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.197 MN > V_{Ed} = 0.070 MN 36% Vyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. v = 0.528 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 70 *(1.428 - 0.000) = 0.100 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.528 * 18.0 * 1000 * 452 /(0.70021 + 1.42815)= 2.018 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 262 * 434.8 * 0.452 * 1.42815 / 150 = 0.490 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.452 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 0.490 MN > V_{Ed} = 0.070 MN 14% Vyhovuje

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = -0.379 [.10⁻³]

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.101 m

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = 0.449 m

Úprava polohy N.O. +0,1 mm -0,1 mm +1,0 mm -1,0 mm

Silová podmínka rovnováhy celkem 0.0004 MN — Silová podmínka vyhovuje

Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = 0.099 MNm rameno vnitřních sil z = 0.452 m

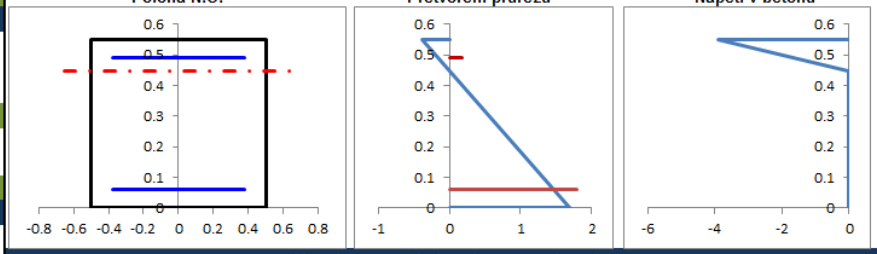
Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.197	-	-3.898	-0.4	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.220	0.050	357.2	1.8	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.023	0.050	35.8	0.2	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton f_{cd} = 18.000 MPa > σ_{cc} = 3.898 MPa 22% Vyhovuje

Posouzení - ocel f_{std} = 465.929 MPa > σ_s = 357.184 MPa 77% Vyhovuje

Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu

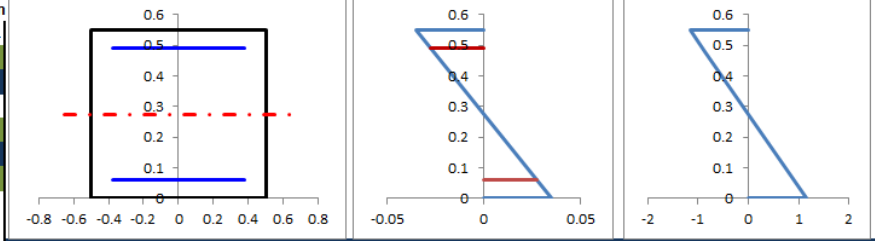


Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton 0,6.f_{ck} = 18.000 MPa > σ_{cc} = 1.155 MPa 6% Vyhovuje

Posouzení - ocel 0,8.f_{yk} = 400.000 MPa > $\sigma_{s,max}$ = 5.448 MPa 1% Vyhovuje

Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 13.500 MPa > σ_{cc} = 0.982 MPa 7% lin.dotvar

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 4.631 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(4.631 - 0.4 * 586.5523 *(1 + 0.029965)/ 200.0 = -0.0012

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 4.631 / 200.0 = 1.39E-05 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00001

$s_{r,max}$ = 2.01 * 55 + 0.17 * 2427.113 = 523 mm

w_k = 523 * 1.39E-05 = 0.000 mm σ_{ct} = 0.982 MPa Trhliny nevznikají

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.000 mm Vyhovuje

4.4 Posouzení únavy

Pro rozhodující průřezy bylo provedeno posouzení betonářské výztuže a tlačeného betonu dle ČSN EN 1992-2. Pro posouzení byl využit výhledový rozsah dopravy na mostě viz kapitola 4.1.114.1.11.

S ohledem na působení konstrukce byla na únavu posouzena pouze část, která je pod kolejí č. 5. Posudek pro beton v tlaku vychází z maximálního rozkmitu napětí v místě maximálního namáhání od dopravy. Výsledky získané pomocí metody uvedené v ČSN EN 1992-2 zejména s ohledem na únavovou pevnost betonu jsou značně konzervativní – dá se předpokládat výrazně nižší vliv únavy na mezní stavy, reálnější předpoklad je možné získat posudkem dle MC2010 (fib Model Code 2010).

- průřez v poli

POSOUZENÍ ÚNAVY ŽELEZNIČNÍCH MOSTŮ (dle ČSN EN 1992-2; dle ČSN EN 1992-1-1 ed. 2; MC2010)

rozměry posuzovaného prvku

Výška průřezu:	h=	700	mm	Šířka průřezu:	b=	1000	mm
Tažená výztuž v 1. řadě:	6.67	Φ	32 mm		$A_{s,1}$=	5362	mm^2
Tažená výztuž v 2. řadě:	6.67	Φ	25 mm		$A_{s,2}$=	3272	mm^2
Tlačená výztuž:	6.67	Φ	20 mm		$A_{s,c}$=	2094	mm^2
Osová vzdálenost od první řady:	c_2=	50	mm	Krytí:	c=	50	mm
Tříminky/spony:		Φ	10 mm				

Vnitřní síly

M_{max} - char. kom. LM71 + Φ	$M_{Ek,max,71}$=	826	kNm	M_{min} - char. kom. LM71 + Φ	$M_{Ek,min,71}$=	752	kNm
M_{perm} - char. kom. bez LM71	$M_{Ek,perm}$=	738	kNm	Předtlačená tahová oblast:		NE	
M - LM71 bez α a Φ	M_{LM71}=	65	kNm	Dynamický součinitel:	Φ=	1.352	-
N_{max} - char. kom. LM71 + Φ	$N_{Ek,max,71}$=	0	kN	N_{min} - char. kom. LM71 + Φ	$N_{Ek,min,71}$=	0	kN
N_{perm} - char. kom. bez LM71	$N_{Ek,perm}$=	0	kN	N - LM71 bez α a Φ	N_{LM71}=	0	kN
Prostý nosník				Rozhodující délka příčinkové čáry:	L=	13.50	m

Vliv dopravy

s* běžná smíšená doprava	Roční objem dopravy:	Vol=	4.680E+06	t/rok
jedna kolej na mostě	Návrhová životnost mostu:	N_{Years}=	100	let

materiálové charakteristiky

beton (dle 1992-1-1 ed. 2)

Třída betonu:		C30/37		Tlaková pevnost:		$f_{c,k}$=	30.0	MPa
Typ cementu:		třída R		Součinitel únavy:		k_1=	0.85	-
Stáří betonu:	t_0=	100.00	dnů	Součinitel pevnosti betonu:	rov. 3.2	$\beta_{cc}(t_0)$=	1.10	-
Součinitel:	α_{cc}=	0.90	-		rov. 6.76	$f_{cd,fat}$=	14.79	MPa

únavové posouzení tlačeného betonu (dle 1992-2, přílohy NN; kap. NN.3.2)

Uvážení MC2010:			ANO		faktor napětí MC2010:	rov. 7.4-2	η_c=	0.67	-
Horní napětí:	rov. NN.113	$\sigma_{cd,max,equ}$=	9.60	MPa	Opravný součinitel:	rov. NN.114	λ_c=	0.75	-
Dolní napětí:	rov. NN.113	$\sigma_{cd,min,equ}$=	8.93	MPa	Vliv trvalého napětí:	rov. NN.115	$\lambda_{c,0}$=	1.12	-
Max char. napětí v bet., LM71 + Φ		$\sigma_{c,max,71}$=	14.78	MPa	Vliv kčního prvku:	tab. NN.3	$\lambda_{c,1}$=	0.74	-
Min char. napětí v bet., LM71 + Φ		$\sigma_{c,min,71}$=	13.46	MPa	Vliv objemu dopravy:	rov. NN.116	$\lambda_{c,2,3}$=	0.91	-
Napětí v bet. 2. kolej LM71 + Φ		$\sigma_{c,2}$=	14.78	MPa		rov. NN.118	a=	1	mm
		$E_{cd,min,equ}$=	0.60	-			$E_{cd,max,equ}$=	0.65	-
		R_{equ}=	0.93	-	$14\cdot(1 - E_{cd,max,equ}) / (1 - R_{equ})^{0,5} \geq 6$	rov. NN.112			

18.7 ≥ 6

TLAČENÝ BETON VYHOVUJE

únavové posouzení betonářské výztuže (dle 1992-2, přílohy NN; kap. NN.3.1)

Typ výztuže:			přímé a ohýbané pruty		Opravný součinitel:	rov. NN.107	λ_s=	0.57	-
Sklon S-N čáry	tab. 6.3N (EN 1992-1-1)	k_2=	9	-	Vliv kčního prvku:	tab. NN.2	$\lambda_{s,1}$=	0.69	-
Poškozující rozkmit:	rov. NN.106	$\Delta\sigma_{s,equ}$=	10.9	MPa	Vliv objemu dopravy:	rov. NN.109	$\lambda_{s,2}$=	0.83	-
Rozkmit napětí - LM71:		$\Delta\sigma_{s,71}$=	14.1	MPa	Vliv návrhové životnosti:	rov. NN.110	$\lambda_{s,3}$=	1.00	-
		s_1=		-			s_2=		-
		$\gamma_{F,fat}$=	1.00	-			$\gamma_{s,fat}$=	1.15	-
Rozkmit napětí:		$\Delta\sigma_{s,equ}$=	162.5	MPa					

rov. 6.71 (EN 1992-1-1) $\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{s,equ} \leq \Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{s,fat}$

10.9 ≤ 141.3

TAŽENÁ BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ VYHOVUJE

- průřez v 1/4 rozpětí (u O1)

POSOUZENÍ ÚNAVY ŽELEZNIČNÍCH MOSTŮ (dle ČSN EN 1992-2; dle ČSN EN 1992-1-1 ed. 2; MC2010)

rozměry posuzovaného prvku

Výška průřezu:	h=	625	mm	Šířka průřezu:	b=	1000	mm
Tažená výztuž v 1. řadě:	6.67	Φ	32 mm		$A_{s,1}$=	5362	mm^2
Tažená výztuž v 2. řadě:	6.67	Φ	25 mm		$A_{s,2}$=	3272	mm^2
Tlačená výztuž:	6.67	Φ	20 mm		$A_{s,c}$=	2094	mm^2
Osová vzdálenost od první řady:	c_2=	50	mm	Krytí:	c=	50	mm
Tříminky/spony:		Φ	10 mm				

Vnitřní síly

M_{max} - char. kom. LM71 + Φ	$M_{Ek,max,71}$=	607	kNm	M_{min} - char. kom. LM71 + Φ	$M_{Ek,min,71}$=	489	kNm
M_{perm} - char. kom. bez LM71	$M_{Ek,perm}$=	502	kNm	Předtlačená tahová oblast:		NE	
M - LM71 bez α a Φ	M_{LM71}=	78	kNm	Dynamický součinitel:	Φ=	1.352	-
N_{max} - char. kom. LM71 + Φ	$N_{Ek,max,71}$=	0	kN	N_{min} - char. kom. LM71 + Φ	$N_{Ek,min,71}$=	0	kN
N_{perm} - char. kom. bez LM71	$N_{Ek,perm}$=	0	kN	N - LM71 bez α a Φ	N_{LM71}=	0	kN
Prostý nosník				Rozhodující délka příčinkové čáry:	L=	13.50	m

Vliv dopravy

s* běžná smíšená doprava	Roční objem dopravy:	Vol=	4.680E+06	t/rok
jedna kolej na mostě	Návrhová životnost mostu:	N_{Years}=	100	let

materiálové charakteristiky

beton (dle 1992-1-1 ed. 2)

Třída betonu:		C30/37		Tlaková pevnost:		$f_{c,k}$=	30.0	MPa
Typ cementu:		třída R		Součinitel únavy:		k_1=	0.85	-
Stáří betonu:	t_0=	100.00	dnů	Součinitel pevnosti betonu:	rov. 3.2	$\beta_{cc}(t_0)$=	1.10	-
Součinitel:	α_{cc}=	0.90	-		rov. 6.76	$f_{cd,fat}$=	14.79	MPa

únavové posouzení tlačeného betonu (dle 1992-2, přílohy NN; kap. NN.3.2)

Uvážení MC2010:			ANO		faktor napětí MC2010:	rov. 7.4-2	η_c=	0.67	-
Horní napětí:	rov. NN.113	$\sigma_{cd,max,equ}$=	8.61	MPa	Opravný součinitel:	rov. NN.114	λ_c=	0.74	-
Dolní napětí:	rov. NN.113	$\sigma_{cd,min,equ}$=	7.32	MPa	Vliv trvalého napětí:	rov. NN.115	$\lambda_{c,0}$=	1.09	-
Max char. napětí v bet., LM71 + Φ		$\sigma_{c,max,71}$=	13.53	MPa	Vliv kčního prvku:	tab. NN.3	$\lambda_{c,1}$=	0.74	-
Min char. napětí v bet., LM71 + Φ		$\sigma_{c,min,71}$=	10.90	MPa	Vliv objemu dopravy:	rov. NN.116	$\lambda_{c,2,3}$=	0.91	-
Napětí v bet. 2. kolej LM71 + Φ		$\sigma_{c,2}$=	13.53	MPa		rov. NN.118	a=	1	mm
		$E_{cd,min,equ}$=	0.49	-			$E_{cd,max,equ}$=	0.58	-
		R_{equ}=	0.85	-					

$$14\cdot(1 - E_{cd,max,equ}) / (1 - R_{equ})^{0,5} \geq 6 \quad \text{rov. NN.112}$$

15.1 ≥ 6

TLAČENÝ BETON VYHOVUJE

únavové posouzení betonářské výztuže (dle 1992-2, přílohy NN; kap. NN.3.1)

Typ výztuže:			přímé a ohýbané pruty		Opravný součinitel:	rov. NN.107	λ_s=	0.57	-
Sklon S-N čáry	tab. 6.3N (EN 1992-1-1)	k_2=	9	-	Vliv kčního prvku:	tab. NN.2	$\lambda_{s,1}$=	0.69	-
Poškozující rozkmit:	rov. NN.106	$\Delta\sigma_{s,equ}$=	15.1	MPa	Vliv objemu dopravy:	rov. NN.109	$\lambda_{s,2}$=	0.83	-
Rozkmit napětí - LM71:		$\Delta\sigma_{s,71}$=	19.4	MPa	Vliv návrhové životnosti:	rov. NN.110	$\lambda_{s,3}$=	1.00	-
		s_1=		-			s_2=		-
		$\gamma_{F,fat}$=	1.00	-			$\gamma_{s,fat}$=	1.15	-
Rozkmit napětí:		$\Delta\sigma_{s,equ}$=	162.5	MPa					

rov. 6.71 (EN 1992-1-1) $\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{s,equ} \leq \Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{s,fat}$

15.1 ≤ 141.3

TAŽENÁ BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ VYHOVUJE

4.5 Mezní stavy použitelnosti – přetvoření a deformace

Mezní stavy použitelnosti vlivem přetvoření zahrnují:

- svislý průhyb,
- zkroucení koleje,
- pootočení koncového průřezu.

Přetvoření se posuzuje pro nahodilé zatížení železniční dopravou.

4.5.1 Svislý průhyb nosné konstrukce

Průhyby nosné konstrukce jsou určeny z výpočetního modelu v SCIA Engineer. Svislý průhyb nosné konstrukce od zatížení železniční dopravou nesmí překročit:

- mezní hodnotu $\delta_{p,lim,1}$ danou kritérii bezpečnosti dopravy,

(pro stanovení deformace se použije zatížení zatěžovacími schématy včetně klasifikačního součinitele α v charakteristických hodnotách včetně dynamického součinitele; včetně účinků odstředivých sil);

- mezní hodnotu $\delta_{p,lim,2}$ danou kritérii pohodlí cestujících

(pro stanovení deformace se použije zatížení návrhovým zatěžovacím schématem LM71 v charakteristických hodnotách bez klasifikačního součinitele α; včetně dynamického součinitele ϕ; včetně účinků odstředivých sil).

Rozpětí mostu:

L =	13.5 m	

Součinitele:

Ø =	1.352	(dynamický součinitel)
α =	1.21	(klasifikační součinitel)

Posouzení z hlediska bezpečnosti dopravy:

$d_{p.1}$ =	4.7 mm	(vč. dynamického součinitele)
$d_{p.lim.1}$ =	22.5 mm	(L/600)
VYUŽITÍ:	21.1 %	VYHOVUJE

Posouzení z hlediska pohodlí cestujících:

$d_{p.2}$ =	3.9 mm	(bez klasif. souč. α; vč. dynamického součinitele)
$L/d_{lim.0}$ (V) =	600	(mezní hodnota svislého průhybu dle obr. 5.19)
$d_{lim.0}$ =	22.5 mm	(základní mezní hodnota svislého průhybu)
k =	0.9	(mosty o třech a více spojitých polích)
$d_{p.lim.2}$ =	25.0 mm	
VYUŽITÍ:	15.7 %	VYHOVUJE

4.5.2 Deformace koncového průřezu

V rámci posouzení deformace koncového průřezu jsou posouzeny následující veličiny:

- pootočení konců Θ_p dle EN 1990, příl. A2, čl. A2.4.4.2.3;
- vodorovný posun konce podélné konzoly $\delta_{h,p}$ dle EN 1991-2, čl. 6.5.4.5.2(2);
- svislý posun konce podélné konzoly $\delta_{v,p}$ dle EN 1991-2, čl. 6.5.4.5.2(3).

Deformace koncového průřezu jsou stanoveny od klasifikovaného zatížení s uvážením dynamického součinitele Ø.

ZATĚŽOVACÍ SCHÉMA	SKUP. ZATĚŽ. STAVŮ	POOTOČENÍ KONCE Qp (mrad)	VODOR. POSUN KONCE $d_{h,p}$ (mm)	SVISLÝ POSUN KONCE $d_{v,p}$ (mm)
71	P1	0.82	0.00	1.47
EXTRÉM		0.818	0.000	1.472
MEZNÍ HODNOTA		6.5	10	3.0
POSOUZENÍ		VYHOVUJE	VYHOVUJE	VYHOVUJE
VYUŽITÍ (%):		12.6	0.0	49.1

POZNÁMKY:
- DEFORMACE KONCOVÉHO PRŮŘEZU JSOU UVAŽOVÁNY OD KLASIFIKOVANÉHO ZATÍŽENÍ VČETNĚ DYNAMICKÉHO SOUČINITELE

4.5.3 Dynamická analýza

Dle požadavku ČSN EN 1991-2 ed.2 byla provedena analýza 1. vlastní frekvence mostního objektu, která byla dále porovnána s mezemi stanovenými dle 6.4.4 (1). Nosná konstrukce splňuje kritéria, která nevyžadují dynamickou analýzu.

První vlastní frekvence (dynamický výpočet)

náhradní délka L= 13.5 m **4.19** Hz

Mezní hodnoty vlastních frekvencí pro rozpětí 4 až 20,0 m:

dolní mez min no = 80,0 / L = **5.93** Hz

horní mez max no = 94,76. $L^{-0,748}$ = **13.52** Hz

Posouzení:

dolní mez **5.93 Hz** > **4.19 Hz** **NEVYHOVUJE!**

horní mez **4.19 Hz** < **13.52 Hz** **VYHOVUJE!**

Pokud nevyhovuje dolní mez vlastní frekvence:

maximální rychlost zatížení železniční dopravou 50 km/hod

1. vlastní frekvence 4.19 Hz

poměr v / no = 50 / 4.19 / 3,6 = **3.31** m

Limitní hodnota:

vstupní hodnoty pro Tab. 5.8: rozpětí, celkové tlumení a hmotnost

výpočet mezního tlumení pro L<20m:

dolní mez tlumení (v % kritického tlumení)

ζ = 1.96 %

tlumení vlivem interakce vozidlo-NK (v % kritického tlumení)

$\Delta\zeta$ = 0.59 %

celkové tlumení (v % kritického tlumení) ζ_{TOT} = **2.55** %

rozpětí L = **13.50** m

hmotnost m = **8.90** t/m

mezní hodnota v / n_0 $(v / n_0)_{lim}$ = **5.12** m

Posouzení:

v / no < $(v / no)_{lim}$ .. **3.31 m** < **5.12 m** **VYHOVUJE!**

NOSNÁ KONSTRUKCE NENÍ NÁCHYLNÁ K REZONANCÍM.

Maximální přípustná rychlost z hlediska rezonance:

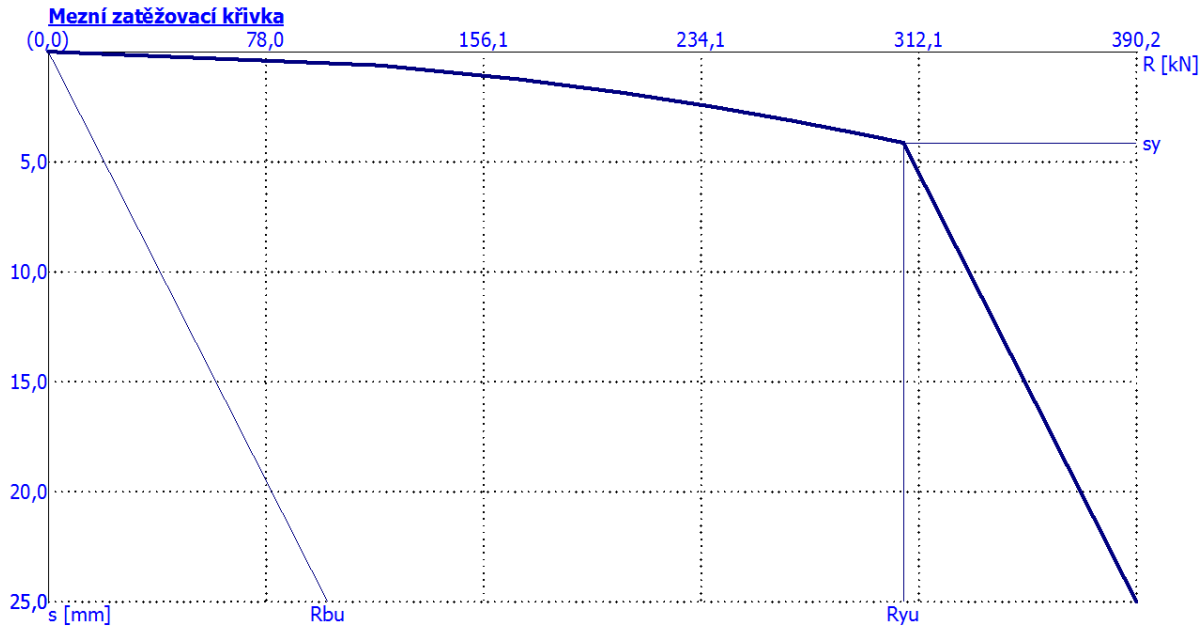
$v_{lim} = n_0 . (v/n_0)_{lim}$ = **63.9 km/h**

4.6 Založení

Založení je řešeno mikropilotami procházejícími skrz stávající opěrné zdi, které budou při provádění injektovány a tímto způsobem zpevněny. Veškeré přenášení zatížení se předpokládá v rámci injektovaného kořene pod úrovní základové spáry opěrných zdí.

4.6.1 Svislá tuhost mikropilot

Pro určení tuhosti podpor v rámci výpočtu nosné konstrukce byla sestavena mezní zatěžovací křivka náhradní piloty s průměrem 200 mm (dle uvažovaného vrtu). Tuhost mikropiloty byla stanovena v rozmezí cca 75-150 MN/m (dle velikosti uvažovaného zatížení). Do modelu byla uvažována střední hodnota cca 115 MN/m.



4.6.2 Posouzení

Posouzení únosnosti mikropilot bylo provedeno pomocí modulu SW GEO 5 – Mikropiloty.

Rekonstrukce nástupišť a zřízení bezbariérových přístupů v žst. Roudnice n. L.

SO 10-41 Úprava mostu v km 476,480

Výpočet Mikropiloty

Vstupní data

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

Betonové konstrukce :	EN 1992-2
Součinitele EN 1992-2 :	Ceská republika
Ocelové konstrukce :	EN 1993-1-1 (EC3)
Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu :	γ_{M0} = 1,10

Mikropiloty

Výpočet únosnosti dříku :	geometrická (Eulerova) metoda
Výpočet únosnosti kořene :	metoda Lizziho
Metodika posouzení :	mezní stavy

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

Parametry zemin

Třída F6, konzistence tuhá

Objemová tíha : γ = 21,00 kN/m³
Úhel vnitřního tření : φ_{ef} = 19,00 °
Soudržnost zeminy : c_{ef} = 12,00 kPa
Obj.tíha sat.zeminy : γ_{sat} = 21,00 kN/m³

R4

Objemová tíha : γ = 21,50 kN/m³
Uhel vnitřního tření : φ_{ef} = 28,00 °
Soudržnost zeminy : c_{ef} = 200,00 kPa
Obj.tíha sat.zeminy : γ_{sat} = 21,50 kN/m³

R3

Objemová tíha : γ = 22,50 kN/m³
Úhel vnitřního tření : φ_{ef} = 32,00 °
Soudržnost zeminy : c_{ef} = 500,00 kPa
Obj.tíha sat.zeminy : γ_{sat} = 22,50 kN/m³

R5

Objemová tíha : γ = 22,00 kN/m³
Úhel vnitřního tření : φ_{ef} = 25,00 °
Soudržnost zeminy : c_{ef} = 90,00 kPa
Obj.tíha sat.zeminy : γ_{sat} = 22,00 kN/m³

Geometrie

Průměr = 108,0 mm
Tloušťka stěny = 16,0 mm

Volná délka mikropiloty l = 6,60 m
Délka kořene l_r = 4,40 m

Průměr kořene d_r = 0,18 m
Odklon mikropiloty od svislice α = 0,00 °
Vysazení mikropiloty nad terén l_a = 6,60 m

Materiál konstrukce

Objemová tíha γ = 23,00 kN/m³
Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-2.

Beton : C 25/30

Válcová pevnost v tlaku f_{ck} = 25,00 MPa
Modul pružnosti E_{cm} = 31000,00 MPa

Ocel konstrukční: EN 10210-1 : S 235

Mez kluzu f_y = 235,00 MPa
Modul pružnosti E = 210000,00 MPa

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,00	Třída F6, konzistence tuhá	
2	2,00	R4	
3	1,00	R3	
4	-	R5	

Zatížení

Číslo	Zatížení nové	Zatížení změna	Název	Síla N [kN]	Moment M [kNm]
1	Ano		Zatížení č. 1	467,00	0,00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 0,00 m od původního terénu.

Posouzení čís. 1

Posouzení průřezu 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Ve výpočtu uvažován vliv koroze
Požadovaná životnost t = 100 [rok]
Typ zeminy: zeminy v přírodním uložení kontaminované

Posouzení vnitřní stability průřezu: geometrická (Eulerova) metoda
Výpočet vzpěrné délky průřezu - uložení (kloub-kloub).

Modul reakce podloží E_p = 170,00 MN/m³
Spočtený počet půlvln n = 6,09
Vzpěrná délka l_{cr} = 1,02 m

Kritická normálová síla N_{crd} = 7776,14 kN
Maximální normálová síla N_{max} = 467,00 kN

Vnitřní stabilita průřezu mikropiloty VYHOVUJE

Posouzení únosnosti spřaženého průřezu:
Plocha ideálního průřezu A_i = 4,30E+03 mm²
Moment setrvačnosti ideálního průřezu J_i = 3,92E+06 mm⁴

Štíhlost prutu λ = 33,872
Součinitel vzpěrnosti κ = 0,957

Napětí v oceli = 123,34 MPa
Výpočtová pevnost oceli = 235,00 MPa

Spřažený průřez mikropiloty VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Posouzení kořene

Způsob výpočtu - metoda Lizziho.
Součinitel vlivu průměru kořene = 0,87
Plášťové tření na kořeni

Číslo	Pořadnice [m]	Tření [kPa]
1	0,00	60,00
2	1,00	60,00
3	1,00	500,00
4	3,00	500,00
5	3,00	700,00
6	4,00	700,00
7	4,00	300,00
8	4,40	300,00

Posouzení tlačené mikropiloty
Únosnost pláště mikropiloty R_s = 924,91 kN

Výpočtová únosnost kořene mikropiloty R_d = 616,61 kN
Maximální normálová síla N_{max} = 467,00 kN

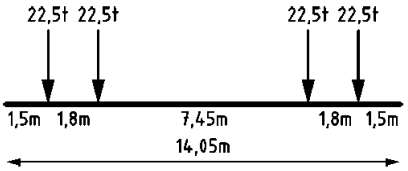
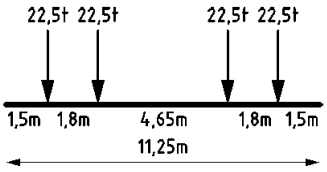
Únosnost tlačené mikropiloty VYHOVUJE

5 Přechodnost stávající konstrukce

Stávající konstrukce kleneb je z části kamenná, z části betonová. Vlastnosti jednotlivých konstrukčních materiálů jsou uvažovány v souladu se stavebně-technickým průzkumem z roku 1994.

5.1 Provozní zatížení

Provozní zatížení bylo uvažováno s ohledem na požadavky investora typu D4 s přidruženou rychlostí 120 km/h (D4-120) a D2 s přidruženou rychlostí 160 km/h (D2-160). Vzhledem k uspořádání náprav těchto referenčních souprav a k rozpětí klenby je rozhodujícím účinkem dvojice náprav, která zůstává zachována pro obě soupravy shodná. S přihlédnutím k této skutečnosti je uvažováno s D2, kdy vyšší přidružená rychlost je spojena s vyšším dynamickým součinitelem.

Referenční vůz	Zatížení na nápravu *P* (t)	Geometrické charakteristiky	Hmotnost na jednotku délky *p* (t/m) [a]
D2	22,5		6,4
D4	22,5		8,0

..

Dynamický součinitel (EN 1991-2 ed. 2 - příloha C, MP 5)

okrajové podmínky							
Náhradní délka:	$L_{Ø}$=	11.40	m	Traťová rychlost:	v=	160.00	km/h
První vlastní frekvence:	n_0=	-	Hz	Součinitel rychlosti:	α=	1.00	-
parametry koleje na mostě							
Přesypávka vyšší jak 1.0 m:		NE		Výška přesypávky:	h=	2.00	m
Styk v koleji:		NE					

situace	n_0	K	φ'	φ"	$\varphi_{2,real}$	$\varphi_{3,real}$	$\varphi_{2,(6.4)}$	$\varphi_{3,(6.5)}$
dolní mez frekvencí	7.02	0.28	0.38	0.15	1.458	1.534	**1.273**	**1.410**
horní mez frekvencí	15.35	0.13	0.15	0.58	1.436	1.727		
vypočtená frekvence	-	-	-	-	-	-		

5.2 Materiálové charakteristiky

Materiál klenby byl určen na základě zkoušek provedených v rámci stavebně-technického průzkumu v roce 1994. Pevnost byla určena ze vzorku, který vykazoval nejnižší průměrnou pevnost f_u = 5,83 MPa. Malta byla i přes zatřídění do pevnosti M10 uvažována hodnotou f_m = 5,0 MPa. Výpočet charakteristické pevnosti viz dále. Výpočtová pevnost je řešena samostatně v programu LimitState. Dílčí součinitel materiálu γ_M = 2,5.

materiál - zdivo							
Kategorie zdicího prvku:	C			*Zdící prvky kategorie II a jakákoli malta*			
Skupina zdicího prvku:	skupina 1			*plné zdivo*			
Typ zdicího prvku:	Z přírodního kamene			Typ malty:	Obyčejná malta		
Třída provedení:	3			konstanta K:	K=	0.45	-
průměrná pevnost v tlaku:	f_u=	5.83	MPa	pevnost malty:	f_m=	5.00	MPa
součinitel tvaru prvku:	δ=	1.15	-	souč. materiálu:	γ_m=	2.50	-
součinitel kondiciování:	η=	1.00	-	konstanta α:	α=	0.70	-
normovaná pevnost v tlaku:	f_b=	6.70	MPa	konstanta β:	β=	0.30	-
char. pevnost - tlak:	**f_k=**	**2.76**	**MPa**	návrhová pevnost zdiva:	f_d=	1.11	MPa

5.3 Posouzení průřezů

Na základě vyhodnocení vnitřních sil z prutového modelu byla přechodnost posouzena s ohledem na absenci betonářské výztuže v souladu s požadavky normy pro navrhování zděných mostních konstrukcí ČSN P 73 6213 a kapitolou 12 v ČSN EN 1992-1-1.

Konstrukce pro zajištění přechodnosti, resp. zatížitelnosti musí splňovat následující kritéria:

- MSÚ
  - Dostatečná únosnost N_{Rd} pro obdélníkový průřez s jednoosou výstředností
  - Minimálně 20% tloušťky průřezu je v tlaku
- MSP
  - Minimálně 50% tloušťky průřezu je v tlaku

V rámci výpočtu zatížitelnosti byly využity dynamické součinitele pro standardně udržovanou kolej $Ø_3$ = 1,41 (MSÚ) a pro pečlivě udržovanou kolej $Ø_2$ = 1,273 (MSP).

Dle výsledků stavebně-technického průzkumu byl pro betonovou část bezpečně uvažován beton třídy C12/15. Posouzení průřezů bylo provedeno na základě excentricity a na základě únosnosti obdélníkového průřezu s jednoosou výstředností. S ohledem na extrémně konzervativní výsledky této metody byly kritické průřezy určující výslednou přechodnost, respektive zatížitelnost ověřeny metodou mezních přetvoření při vyloučení betonu v tahu. Tímto postupem je zajištěna dostatečná bezpečnost konstrukce při odstranění zbytečné konzervativnosti přístupu.

5.3.1 Přechodnost konstrukce

V rámci určení přechodnosti byla na MSÚ klenba posouzena programem LimitState RING 3.0.f.15296. Klenba byla zadána svou reálnou geometrií vycházející ze zaměření stávajícího stavu, archivních podkladů a místního šetření.

Vyhodnocení je uvedeno pro stav, který byl nalezen jako nejméně příznivý.

- přechodnost – MSÚ

Geometrie

Globální:	Počet polí	Účinná šířka mostu
	1	2400

Span 1:	Zadejte	Tvar	Počet vrstev	Pole	Vzepětí ve středu rozpětí	Automaticky počítat úhly opěr?	Úhel VLEVO	úhel VPRAVO
	Kamenná klenba	Segmentový	1	5715	1325	Ano	40	40

Ring 1:	Počet bloků	Tloušťka klenby
	40	700

Vlastnosti profilu násypu

Vzdálenosti měřené od levé patky levého pole.

Vodorovná vzdálenost (x)	Výška k povrchu násypu (y)	Tloušťka násypu (d)	Úroveň povrchu (y+d)
0	2480	350	2830

Vlastnosti násypu

Násyp

Objemová tíha	**Úhel tření**	**Soudržnost**
18	30	0
Modelovat roznášení pohyblivého zatížení?	**Modelovat vodorovný 'pasivní' tlak?**	
Ano	Ano	
Typ roznášení	**Úhel usmyknutí**	
Boussinesq	30	
Rozhraní půda klenba, koeficient tření	**Rozhraní půda klenba, součinitel soudržnosti**	
0,66	0,5	
Součinitel mobilizace Kp (mp)	**Součinitel mobilizace soudržnosti (mpc)**	
0,33	0,05	
Ponechat mp.Kp > 1?	**Automaticky určit pasivní zóny?**	
Ano	Ano	

Svršek a lože

Základní

Objemová tíha	**Mezní úhel roznášení pohyblivého zatížení**
20	15

Kolej

Zatížení železničním svrškem na jednotku plochy	**Vzdálenost mezi pražci**	
2	600	
Délka pražce	**Šířka pražce**	**Výška pražce**
2400	300	220

Dílčí součinitele

Zatížení

Objemová hmotnost zdiva	Objemová tíha násypu	Objemová tíha povrchových vrstev	Zatížení železničním svrškem	Zatížení na nápravu	Dynamický
1	1	1	1	1.3	1.727

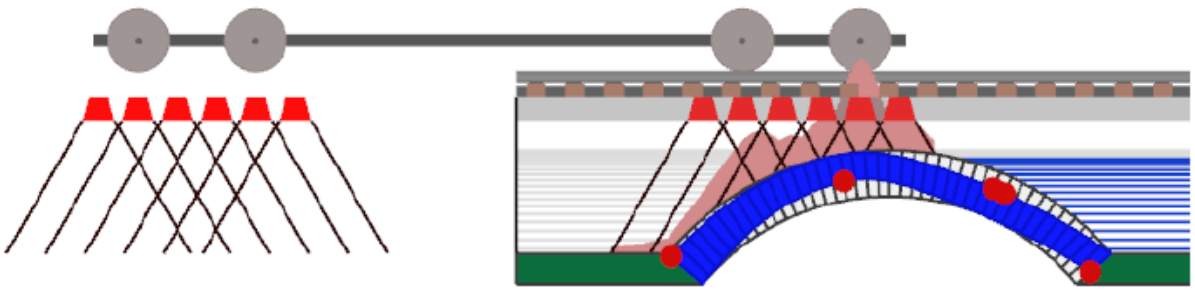
Materiály

Pevnost zdiva	Tření zdiva
2.5	1

Výsledky

Součinitel únosnosti
1,35 v zatěžovacím stavu #22 (toto je rozhodující zatěžovací stav)

Režim odezvy aktuálního zatěžovacího stavu



- přechodnost – MSP

Stanovení zatížitelnosti části klenby z prostého betonu:

Posouzení na zatížení N+M dle MP: $N_{Rd} = \eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot (h - 2e)$

Z_{D4}=	**1.00**	-	Hodnota zatížitelnosti konstrukce	**dyn=**	**1.46**	-			-
d_{MIN}=	**50%**	-	miminální tlačená část průřezu [%]	**g_f=**	**1.00**	-	**g_g=**	**1.00**	-

						Stálé			D4			Celkem							
	průřez	b	h	η	f_{cd}	N_{Ed}	V_{Ed}	M_{Ed}	N_{Ed}	V_{Ed}	M_{Ed}	N_{Ed}	V_{Ed}	M_{Ed}	e	d_{min}	d	N_{Rd}	
		m	m	-	MPa	kN	kN	kNm	kN	kN	kNm	kN	kN	kNm	m	m	m	kN	
zatížení od koleje č. 4	1	1	0.70	1.00	2.76	-196	-5.3	0	-201	0	0	-397	-5.3	0	0	0.35	0.7	-1932	**VYHOVUJE**
	2	1	0.70	1.00	2.76	-185	-0.5	-1	-188	0	9.77	-373	-0.5	8.77	0.02	0.35	0.65	-1802	**VYHOVUJE**
	3	1	0.70	1.00	2.76	-174	3.2	-0.4	-171	0	21.3	-345	3.2	20.9	0.06	0.35	0.58	-1597	**VYHOVUJE**
	4	1	0.70	1.00	2.76	-164	5	1.2	-153	0	30.5	-317	5	31.7	0.1	0.35	0.5	-1381	**VYHOVUJE**
	5	1	0.70	1.00	2.76	-155	5.4	3.2	-139	0	37.3	-294	5.4	40.5	0.14	0.35	0.42	-1170	**VYHOVUJE**
	6	1	0.70	1.00	2.76	-148	4.6	5	-130	0	41.8	-277	4.6	46.8	0.17	0.35	0.36	-1000	**VYHOVUJE**
	7	1	0.70	1.00	2.76	-142	3.3	6.5	-122	0	46.9	-264	3.3	53.4	0.2	0.35	0.3	-814	**NEVYHOVUJE**
	8	1	0.70	1.00	2.76	-137	1.8	7.4	-115	0	48.1	-252	1.8	55.5	0.22	0.35	0.26	-717	**NEVYHOVUJE**
	9	1	0.70	1.00	2.76	-134	0.5	7.7	-109	0	42.7	-243	0.5	50.4	0.21	0.35	0.29	-788	**NEVYHOVUJE**
	10	1	0.70	1.00	2.76	-132	-0.1	7.7	-109	0	28.9	-242	-0.1	36.6	0.15	0.35	0.4	-1097	**VYHOVUJE**
	11	1	0.70	1.00	2.76	-132	0	7.7	-112	0	10.4	-244	0	18.1	0.07	0.35	0.55	-1524	**VYHOVUJE**
	12	1	0.70	1.00	2.76	-132	0.1	7.7	-117	0	-7.44	-249	0.1	0.26	0	0.35	0.7	-1926	**VYHOVUJE**
	13	1	0.70	1.00	2.76	-134	-0.5	7.7	-120	0	-21.7	-254	-0.5	-14	0.06	0.35	0.59	-1627	**VYHOVUJE**
	14	1	0.70	1.00	2.76	-137	-1.8	7.4	-122	0	-32.4	-259	-1.8	-25	0.1	0.35	0.51	-1401	**VYHOVUJE**
	15	1	0.70	1.00	2.76	-142	-3.3	6.5	-124	0	-39.2	-265	-3.3	-32.7	0.12	0.35	0.45	-1252	**VYHOVUJE**
	16	1	0.70	1.00	2.76	-148	-4.6	5	-125	0	-42.1	-273	-4.6	-37.1	0.14	0.35	0.43	-1181	**VYHOVUJE**
	17	1	0.70	1.00	2.76	-155	-5.4	3.2	-125	0	-41.3	-280	-5.4	-38.1	0.14	0.35	0.43	-1183	**VYHOVUJE**
	18	1	0.70	1.00	2.76	-164	-5	1.2	-124	0	-36.6	-288	-5	-35.4	0.12	0.35	0.45	-1254	**VYHOVUJE**
	19	1	0.70	1.00	2.76	-174	-3.2	-0.4	-121	0	-28.1	-295	-3.2	-28.5	0.1	0.35	0.51	-1398	**VYHOVUJE**
	20	1	0.70	1.00	2.76	-185	0.5	-1	-118	0	-15.9	-303	0.5	-16.9	0.06	0.35	0.59	-1624	**VYHOVUJE**
	21	1	0.70	1.00	2.76	-196	5.3	0	-115	0	0	-311	5.3	0	0	0.35	0.7	-1932	**VYHOVUJE**

- přechodnost – zpřesněné ověření MSP - beton

Přechodnost - betonová část klenby

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	700 mm		
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.30 mm		(C2, XC3, XC4

Materiály

ocel:	B	500	B			beton:	C12/15	f_{ck} =	12.0	MPa	
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	27.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	7.2	MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	7.41	-	$f_{c,t,m}$ =	0.0	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

	0.1	Φ	mm	1. řada	z=0.350	$A_{s1,1}$ =	mm²	(0.000%)
tažená výztuž	0	Φ	mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$ =	mm²	(0.000%)
	0	Φ	mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$ =	mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	0.1	Φ	mm		z=0.350	A_{s2} =	mm²	(0.000%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

1.0 Φ 4 mm $A_{s,perp}$ = mm²

(pro desky) max po 450 mm

Stupeň vyztužení

$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$	
455	<	0	<	0	<	28 000	Nevyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	0	Φ	8 mm	$A_{w,stirrup}$ =	mm²	α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ =	150 mm		$A_{w,stirrup}$ =	mm²/m²	$\rho_{w,s}$ =	0.00%
ohyby	0	Φ	16 mm	$A_{w,bend}$ =	mm²	α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ =	450 mm		$\rho_{w,b}$ =	0.00% >	$\rho_{w,s}$ =	0.00% Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$	
0.06%		0.00%		1.00%	Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	0	kNm	N_{Ed} =	-1	kN	V_{Ed} =	0	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	0.000	m	
$M_{Ek,char}$ =	56	kNm	$N_{Ek,char}$ =	-252	kN	e_{char} =	0.220	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	8	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	-132	kN	e_{kvazi} =	0.058	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.029 / 0.700)= 0.202 m λ = 0.000 / 0.202 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 695.731 - > λ = 0.000 - Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.756 *(0.000 * 12.0)+ 0.15 * 0.001) 1000 * 350 = 0.001 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.099 MN > V_{Ed} = 0.000 MN 0% Vyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. v = 0.5712 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 0 *(1.428 - 0.000) = 0.000 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.5712 * 7.2 * 1000 * 315 /(0.70021 + 1.42815)= 0.609 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 0 * 434.8 * 0.315 * 1.42815 / 150 = 0.000 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.315 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 0.000 MN < V_{Ed} = 0.000 MN 0% Vyhovuje

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = 0.000 [.10⁻³]

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.700 m

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = 0.000 m

Úprava polohy N.O.: +0,1 mm, -0,1 mm, +1,0 mm, -1,0 mm

Silová podmínka rovnováhy celkem 0.0000 MN — Silová podmínka vyhovuje

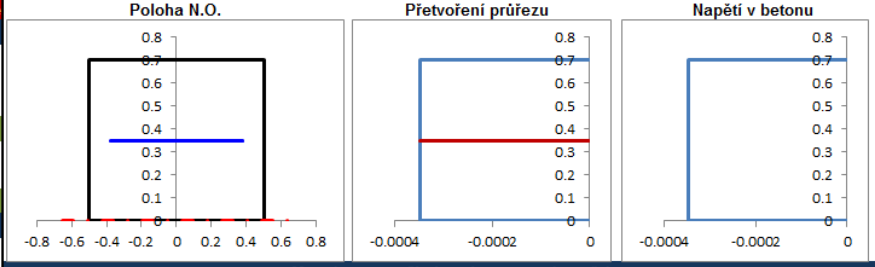
Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = 0.000 MNm rameno vnitřních sil z = 0.315 m

Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.001	-	-0.001	0.0	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.000	0.000	-0.1	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	0.000	0.000	-0.1	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton	f_{cd} =	7.200	MPa	>	σ_{cc} =	0.001	MPa	0%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	f_{std} =	-400.000	MPa	<	σ_s =	-0.069	MPa	0%	Vyhovuje

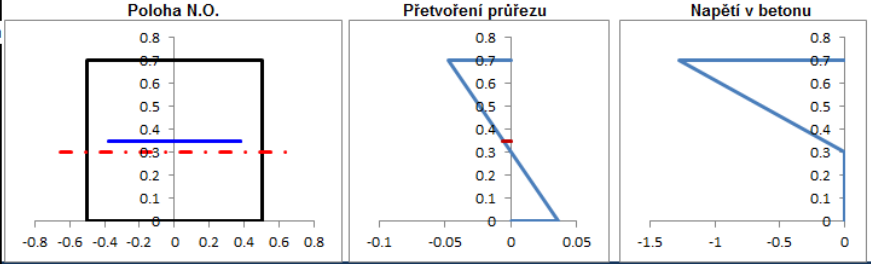
Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton	0,6.f_{ck} =	7.200	MPa	>	σ_{cc} =	1.272	MPa	18%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	0,8.f_{yk} =	400.000	MPa	>	$\sigma_{s,max}$ =	5.261	MPa	1%	Vyhovuje

Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 5.400 MPa > σ_{cc} = 0.283 MPa 5% lin.dotvar

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = -1.048 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(-1.048 - 0.4 * 0 *(1 + 0)/ 200.0 = 0.0000

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * -1.048 / 200.0 = -3.1E-06 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00000

$s_{r,max}$ = 0.58538 * 350 + 0.17 * 0 = 205 mm

w_k = 205 * -3.1E-06 = -0.001 mm σ_{ct} = -0.094 MPa Trhliny při char.komb.

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.300 mm > w_k = -0.001 mm 0% Vyhovuje

- přechodnost – zpřesněné ověření MSP - kámen

Přechodnost - kamenná část klenby

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	700 mm		
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.30 mm		(C2, XC3, XC4

Materiály

ocel:	B	500	B			beton:	C12/15	f_{ck} =	2.8	MPa	
f_{yk} =	500	MPa		γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	1	-	E_{cm} =	27.0 GPa
f_{yd} =	434.8	MPa		$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	2.5	-	f_{cd} =	1.1 MPa
E_y =	200.0	GPa		$k = f_t/f_y$ =	1.08	-	α_e =	7.41	-	$f_{c,t,m}$ =	0.0 MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]					ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5 [.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	0.1 Φ mm	1. řada	z=0.350	$A_{s1,1}$ = mm²	(0.000%)
	0 Φ mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$ = mm²	(0.000%)
	0 Φ mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$ = mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	0.1 Φ mm		z=0.350	A_{s2} = mm²	(0.000%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

1.0 Φ 4 mm $A_{s,perp}$ = mm²

(pro desky) max po 450 mm

Stupeň vyztužení

$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$	
455	<	0	<	0	<	28 000	Nevyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	0 Φ 8 mm	$A_{w,stirrup}$ = mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 150 mm	$A_{w,stirrup}$ = mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.00%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% >	$\rho_{w,s}$ = 0.00%	Vyhovuje	

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$	
0.03%		0.00%		1.00%	Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	0	kNm	N_{Ed} =	-1	kN	V_{Ed} =	0	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	0.000	m	
$M_{Ek,char}$ =	56	kNm	$N_{Ek,char}$ =	-252	kN	e_{char} =	0.220	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	8	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	-132	kN	e_{kvazi} =	0.058	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.029 / 0.700)= 0.202 m λ = 0.000 / 0.202 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 272.433 - > λ = 0.000 - Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.072 * 1.756 *(0.000 * 2.8)+ 0.15 * 0.001) 1000 * 350 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.047 MN > V_{Ed} = 0.000 MN 0% Vyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = 0.59338 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 0 *(1.428 - 0.000) = 0.000 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.59338 * 1.1 * 1000 * 315 /(0.70021 + 1.42815)= 0.097 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 0 * 434.8 * 0.315 * 1.42815 / 150 = 0.000 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.315 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 0.000 MN < V_{Ed} = 0.000 MN 0% Vyhovuje

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = -0.002 [.10⁻³]

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.700 m

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = 0.000 m

Úprava polohy N.O. +0,1 mm -0,1 mm +1,0 mm -1,0 mm

Silová podmínka rovnováhy celkem 0.0000 MN Silová podmínka vyhovuje

Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = 0.000 MNm rameno vnitřních sil z = 0.315 m

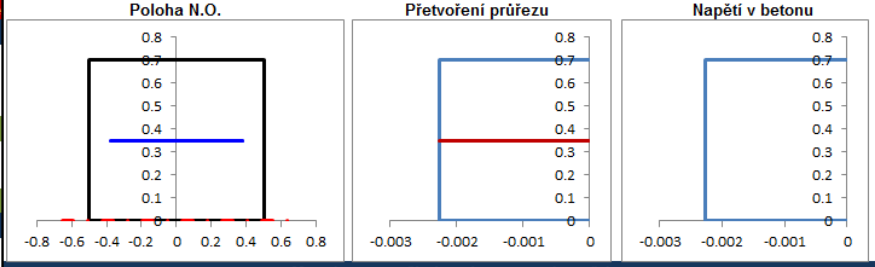
Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.001	-	-0.001	0.0	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.000	0.000	-0.5	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	0.000	0.000	-0.5	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton f_{cd} = 1.104 MPa > σ_{cc} = 0.001 MPa 0% Vyhovuje

Posouzení - ocel f_{std} = -400.000 MPa < σ_s = -0.453 MPa 0% Vyhovuje

Poloha N.O. Přetvoření průřezu Napětí v betonu

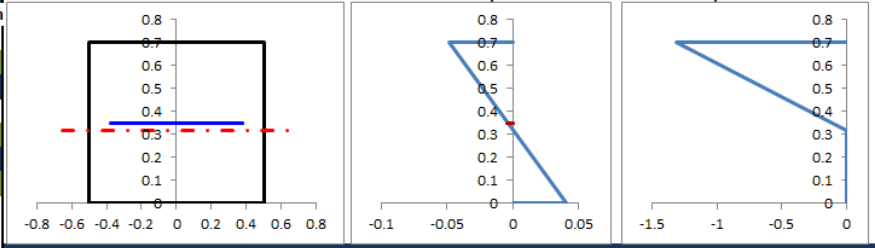


Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton 0,6.f_{ck} = 1.656 MPa > σ_{cc} = 1.315 MPa 79% Vyhovuje

Posouzení - ocel 0,8.f_{yk} = 400.000 MPa > $\sigma_{s,max}$ = 6.074 MPa 2% Vyhovuje

Poloha N.O. Přetvoření průřezu Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 1.242 MPa > σ_{cc} = 0.283 MPa 23% lin.dotvar

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = -1.048 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(-1.048 - 0.4 * 0 *(1 + 0)/ 200.0 = 0.0000

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * -1.048 / 200.0 = -3.1E-06 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00000

$s_{r,max}$ = 0.58538 * 350 + 0.17 * 0 = 205 mm

w_k = 205 * -3.1E-06 = -0.001 mm σ_{ct} = -0.094 MPa Trhliny při char.komb.

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.300 mm > w_k = -0.001 mm 0% Vyhovuje

5.3.2 Zatížitelnost konstrukce

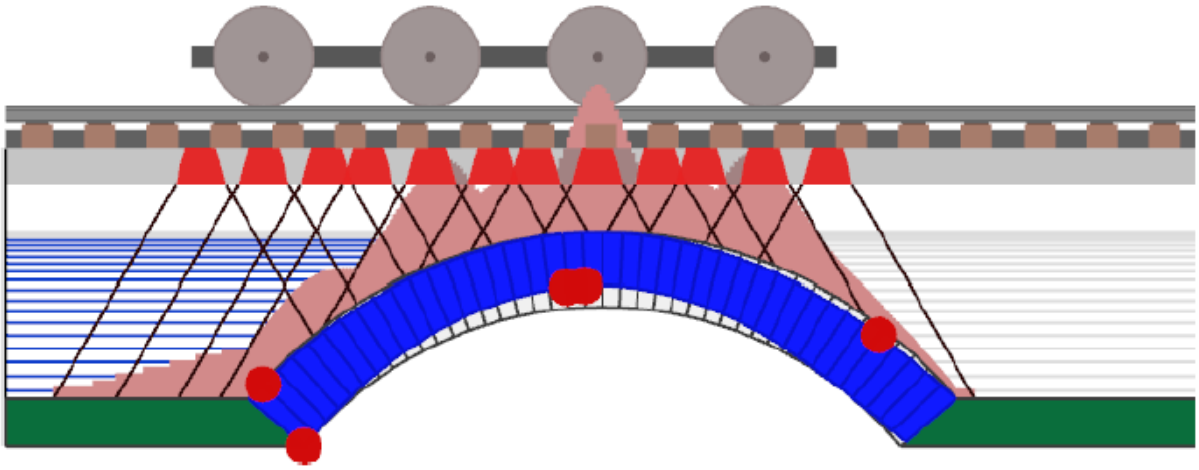
Zatížitelnost byla stanovena pro model zatížení LM71.

- zatížitelnost – MSÚ

Výsledky

Součinitel únosnosti
1,19 v zatěžovacím stavu #30 (toto je rozhodující zatěžovací stav)

Režim odezvy aktuálního zatěžovacího stavu



- zatížitelnost – MSP

Stanovení zatížitelnosti části klenby z prostého betonu:

Posouzení na zatížení N+M dle MP: $N_{Rd} = \eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot (h - 2e)$

Z_{UIC}=	0.93	-	Hodnota zatížitelnosti konstrukce	dyn=	1.27	-			-
d_{MIN}=	50%	-	miminální tlačená část průřezu [%]	g_f=	1.00	-	g_g=	1.00	-

						Stálé			LM71			Celkem							
	průřez	b	h	η	f_{cd}	N_{Ed}	V_{Ed}	M_{Ed}	N_{Ed}	V_{Ed}	M_{Ed}	N_{Ed}	V_{Ed}	M_{Ed}	e	d_{min}	d	N_{Rd}	
		m	m	-	MPa	kN	kN	kNm	kN	kN	kNm	kN	kN	kNm	m	m	m	kN	
zatížení od koleje č. 4	1	1	0.70	1.00	6.40	-196	-5.3	0	-187	0	0	-383	-5.3	0	0	0.35	0.7	-4480	VYHOVUJE
	2	1	0.70	1.00	6.40	-185	-0.5	-1	-173	0	9.71	-358	-0.5	8.71	0.02	0.35	0.65	-4169	VYHOVUJE
	3	1	0.70	1.00	6.40	-174	3.2	-0.4	-160	0	20.7	-334	3.2	20.3	0.06	0.35	0.58	-3701	VYHOVUJE
	4	1	0.70	1.00	6.40	-164	5	1.2	-143	0	32.4	-307	5	33.6	0.11	0.35	0.48	-3079	VYHOVUJE
	5	1	0.70	1.00	6.40	-155	5.4	3.2	-128	0	39.1	-283	5.4	42.3	0.15	0.35	0.4	-2567	VYHOVUJE
	6	1	0.70	1.00	6.40	-148	4.6	5	-118	0	45	-266	4.6	50	0.19	0.35	0.32	-2074	NEVYHOVUJE
	7	1	0.70	1.00	6.40	-142	3.3	6.5	-110	0	47.2	-252	3.3	53.7	0.21	0.35	0.27	-1746	NEVYHOVUJE
	8	1	0.70	1.00	6.40	-137	1.8	7.4	-103	0	47.7	-240	1.8	55.1	0.23	0.35	0.24	-1541	NEVYHOVUJE
	9	1	0.70	1.00	6.40	-134	0.5	7.7	-98.3	0	37.8	-232	0.5	45.5	0.2	0.35	0.31	-1974	NEVYHOVUJE
	10	1	0.70	1.00	6.40	-132	-0.1	7.7	-99.4	0	24.3	-232	-0.1	32	0.14	0.35	0.42	-2715	VYHOVUJE
	11	1	0.70	1.00	6.40	-132	0	7.7	-103	0	6.04	-235	0	13.7	0.06	0.35	0.58	-3731	VYHOVUJE
	12	1	0.70	1.00	6.40	-132	0.1	7.7	-107	0	-10.5	-239	0.1	-2.84	0.01	0.35	0.68	-4328	VYHOVUJE
	13	1	0.70	1.00	6.40	-134	-0.5	7.7	-109	0	-22.5	-243	-0.5	-14.8	0.06	0.35	0.58	-3700	VYHOVUJE
	14	1	0.70	1.00	6.40	-137	-1.8	7.4	-111	0	-31.7	-248	-1.8	-24.3	0.1	0.35	0.5	-3226	VYHOVUJE
	15	1	0.70	1.00	6.40	-142	-3.3	6.5	-112	0	-37.6	-254	-3.3	-31.1	0.12	0.35	0.45	-2910	VYHOVUJE
	16	1	0.70	1.00	6.40	-148	-4.6	5	-114	0	-40	-261	-4.6	-35	0.13	0.35	0.43	-2764	VYHOVUJE
	17	1	0.70	1.00	6.40	-155	-5.4	3.2	-114	0	-38.8	-269	-5.4	-35.6	0.13	0.35	0.43	-2783	VYHOVUJE
	18	1	0.70	1.00	6.40	-164	-5	1.2	-112	0	-34.2	-277	-5	-33	0.12	0.35	0.46	-2952	VYHOVUJE
	19	1	0.70	1.00	6.40	-174	-3.2	-0.4	-110	0	-26.2	-284	-3.2	-26.6	0.09	0.35	0.51	-3284	VYHOVUJE
	20	1	0.70	1.00	6.40	-185	0.5	-1	-108	0	-14.8	-293	0.5	-15.8	0.05	0.35	0.59	-3789	VYHOVUJE
	21	1	0.70	1.00	6.40	-196	5.3	0	-104	0	0	-300	5.3	0	0	0.35	0.7	-4480	VYHOVUJE

- zatížitelnost – zpřesněné ověření MSP - beton

Zatížitelnost - betonová část klenby

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	700 mm
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.30 mm (XC2, XC3, XC4)

Materiály

ocel:	B 500 B			beton:	C12/15	f_{ck} =	12.0	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	27.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	7.2	MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	7.41	-	$f_{c,t,m}$ =	0.0	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	0.1 Φ mm	1. řada	z=0.350	$A_{s1,1}$ = mm²	(0.000%)
	0 Φ mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$ = mm²	(0.000%)
	0 Φ mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$ = mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	0.1 Φ mm		z=0.350	A_{s2} = mm²	(0.000%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

1.0 Φ 4 mm $A_{s,perp}$ = mm²

(pro desky) max po 450 mm

Stupeň vyztužení

$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$	
455	<	0	<	0	<	28 000	Nevyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	0 Φ 8 mm	$A_{w,stirrup}$ = mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 150 mm	$A_{w,stirrup}$ = mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.00%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% >	$\rho_{w,s}$ = 0.00%	Vyhovuje	

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$	
0.06%		0.00%		1.00%	Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	82	kNm	N_{Ed} =	-314	kN	V_{Ed} =	0	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	0.260	m	
$M_{Ek,char}$ =	55	kNm	$N_{Ek,char}$ =	-240	kN	e_{char} =	0.230	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	8	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	-132	kN	e_{kvazi} =	0.058	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.029 / 0.700)= 0.202 m λ = 0.000 / 0.202 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 39.262 - > λ = 0.000 - Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.756 *(0.000 * 12.0)+ 0.15 * 0.449) 1000 * 350 = 0.025 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.122 MN > V_{Ed} = 0.000 MN 0% Vyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. v = 0.5712 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 0 *(1.428 - 0.000) = 0.000 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.5712 * 7.2 * 1000 * 258 /(0.70021 + 1.42815)= 0.498 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 0 * 434.8 * 0.258 * 1.42815 / 150 = 0.000 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.258 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 0.000 MN < V_{Ed} = 0.000 MN 0% Vyhovuje

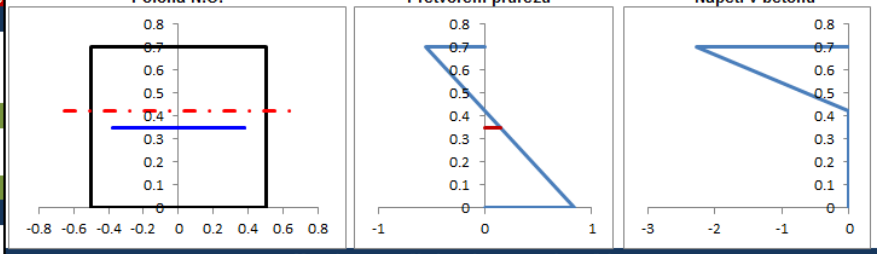
Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku	ε_c =	-0.552	[.10⁻³]	*Úprava polohy N.O.*	
excentricita tlačených vláken	e_{z+} =	0.277	m	+0,1 mm	-0,1 mm
				+1,0 mm	-1,0 mm
vzdálenost N.O. od spodních vláken	e_z =	0.423	m		
Silová podmínka rovnováhy	celkem	-0.0008	MN	Silová podmínka vyhovuje	
Momentová podm. rovnováhy	M_{Rd} =	0.081	MNm	rameno vnitřních sil	z = 0.258 m
Interakce ohybového a smykového namáhání					

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.315	-	-2.270	-0.6	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.000	0.000	28.9	0.1	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	0.000	0.000	28.9	0.1	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton	f_{cd} =	7.200	MPa	>	σ_{cc} =	2.270	MPa	32%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	f_{std} =	465.929	MPa	>	σ_s =	28.937	MPa	6%	Vyhovuje

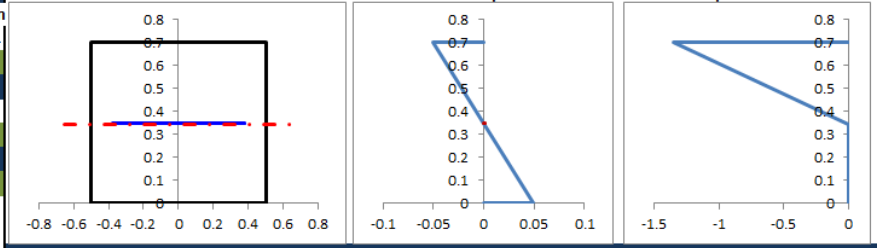
Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton	0,6.f_{ck} =	7.200	MPa	>	σ_{cc} =	1.353	MPa	19%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	0,8.f_{yk} =	400.000	MPa	>	$\sigma_{s,max}$ =	7.559	MPa	2%	Vyhovuje

Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton	0,45.f_{ck} =	5.400	MPa	>	σ_{cc} =	0.283	MPa	5%	lin.dotvar
Napětí v oceli	$\sigma_{s,max}$ =	-1.048	MPa		Dlouhodobé účinky:			Ano	

ε_{sm}-ε_{cm} =(-1.048 - 0.4 * 0 *(1 + 0)/ 200.0 = 0.0000

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * -1.048 / 200.0 = -3.1E-06 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00000

$s_{r,max}$ = 0.58538 * 350 + 0.17 * 0 = 205 mm

w_k = 205 * -3.1E-06 = -0.001 mm σ_{ct} = -0.094 MPa Trhliny při char.komb.

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.300 mm > w_k = -0.001 mm 0% Vyhovuje

- zatížitelnost – zpřesněné ověření MSP - kámen

Zatížitelnost - kamenná část klenby

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	700 mm
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.30 mm (XC2, XC3, XC4)

Materiály

ocel:	B 500 B				beton:	C12/15		f_{ck} =	2.8	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	1	-	E_{cm} =	27.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	1.8	MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	7.41	-	$f_{c,t,m}$ =	0.0	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	0.1 Φ mm	1. řada	z=0.350	$A_{s1,1}$ = mm²	(0.000%)
	0 Φ mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$ = mm²	(0.000%)
	0 Φ mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$ = mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	0.1 Φ mm		z=0.350	A_{s2} = mm²	(0.000%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

1.0 Φ 4 mm $A_{s,perp}$ = mm²

(pro desky) max po 450 mm

Stupeň vyztužení

$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$	
455	<	0	<	0	<	28 000	Nevyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	0 Φ 8 mm	$A_{w,stirrup}$ = mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 150 mm	$A_{w,stirrup}$ = mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.00%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% >	$\rho_{w,s}$ = 0.00%	Vyhovuje	

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$	
0.03%		0.00%		1.00%	Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	0 kNm	N_{Ed} =	-1 kN	V_{Ed} =	0 kN			(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:		Ne		$e_{MSÚ}$ =	0.000 m			
$M_{Ek,char}$ =	56 kNm	$N_{Ek,char}$ =	-252 kN	e_{char} =	0.220 m			(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	8 kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	-132 kN	e_{kvazi} =	0.058 m			(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.029 / 0.700)= 0.202 m λ = 0.000 / 0.202 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 351.710 - > λ = 0.000 - Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.756 *(0.000 * 2.8)+ 0.15 * 0.001) 1000 * 350 = 0.001 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.047 MN > V_{Ed} = 0.000 MN 0% Vyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = 0.59338 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 0 *(1.428 - 0.000) = 0.000 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.59338 * 1.8 * 1000 * 315 /(0.70021 + 1.42815)= 0.162 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 0 * 434.8 * 0.315 * 1.42815 / 150 = 0.000 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.315 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 0.000 MN < V_{Ed} = 0.000 MN 0% Vyhovuje

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

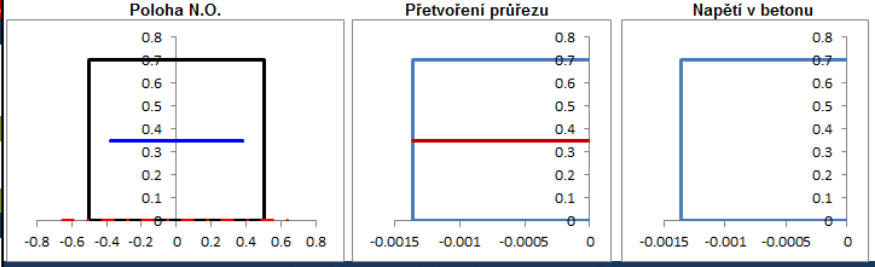
Přetvoření betonu v tlaku	ε_c = -0.001	[.10⁻³]	*Úprava polohy N.O.*	
excentricita tlačených vláken	e_{z+} = 0.700	m	+0,1 mm	-0,1 mm
vzdálenost N.O. od spodních vláken	e_z = 0.000	m	+1,0 mm	-1,0 mm
Silová podmínka rovnováhy	celkem 0.0000	MN	Silová podmínka vyhovuje	
Momentová podm. rovnováhy	M_{Rd} = 0.000	MNm	rameno vnitřních sil	z = 0.315 m

Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.001	-	-0.001	0.0	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.000	0.000	-0.3	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	0.000	0.000	-0.3	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton	f_{cd} = 1.840	MPa	>	σ_{cc} = 0.001	MPa	0%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	f_{std} = -400.000	MPa	<	σ_s = -0.272	MPa	0%	Vyhovuje

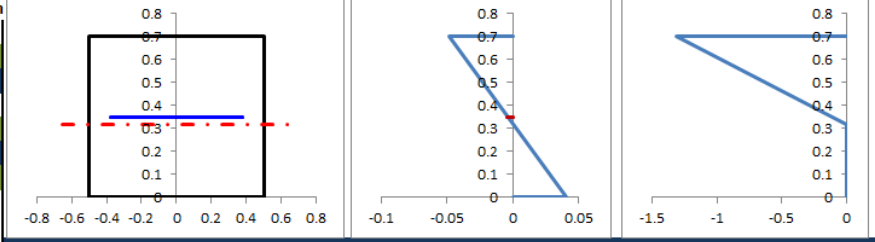
Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton	0,6.f_{ck} = 1.656	MPa	>	σ_{cc} = 1.312	MPa	79%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	0,8.f_{yk} = 400.000	MPa	>	$\sigma_{s,max}$ = 6.030	MPa	2%	Vyhovuje

Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton	0,45.f_{ck} = 1.242	MPa	>	σ_{cc} = 0.283	MPa	23%	lin.dotvar
Napětí v oceli	$\sigma_{s,max}$ = -1.048	MPa		Dlouhodobé účinky:		Ano	

ε_{sm}-ε_{cm} =(-1.048 - 0.4 * 0 *(1 + 0)/ 200.0 = 0.0000

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * -1.048 / 200.0 = -3.1E-06 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00000

$s_{r,max}$ = 0.58538 * 350 + 0.17 * 0 = 205 mm

w_k = 205 * -3.1E-06 = -0.001 mm σ_{ct} = -0.094 MPa Trhliny při char.komb.

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.300 mm > w_k = -0.001 mm 0% Vyhovuje

6 Závěr

Mostní objekt byl posouzen ve smyslu platného souboru norem ČSN a ČSN EN. Veškeré posouzené prvky vyhověly požadavkům na mezní stavy únosnosti i použitelnosti.

Na základě posouzení je konstrukce přechodná pro požadované traťové třídy zatížení D4-120 a D2-160.

Statický výpočet byl zpracován bez znalosti konkrétního zhotovitele SO 10-41. Případné změny, které by vyplynuly z realizační dokumentace zhotovitele, musí být odsouhlaseny odpovědným projektantem objektu a schváleny objednatelem.

V Praze, září ’19

Vypracoval: Ing. Jakub Göringer, Ph.D.

SUDOP PRAHA a.s, Olšanská 1a, 130 80 Praha 3

tel: 267 094 128

e-mail: jakub.goringer@sudop.cz

7 Předpisy, normy, použité podklady

7.1 Normy

[1.1]	ČSN EN 1990 ed.2	Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí (02/2011),
[1.2]	ČSN EN 1991-1-1	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-1: Obecná zatížení-Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zat. pozemních staveb (03/2004, vč. změn),
[1.3]	ČSN EN 1991-1-4 ed.2	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem (04/2013),
[1.4]	ČSN EN 1991-1-5	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou (05/2005, včetně změn),
[1.5]	ČSN EN 1991-1-6	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-6: Obecná zatížení – Zatížení během provádění (10/2006, včetně změn),
[1.6]	ČSN EN 1997-1	Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla (09/2006, včetně změn)
[1.7]	ČSN EN 1991-2 ed.2	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou (11/2015),
[1.8]	ČSN EN 1992-1-1 ed.2	Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby (07/2011, včetně změn),
[1.9]	ČSN EN 1992-2	Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty (05/2007, včetně změn),
[1.10]	ČSN EN 1998-1 ed.2	Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení – Část 1: Obecná pravidla, seizmická zatížení a pravidla pro pozemní stavby (09/2013, včetně změn),
[1.11]	ČSN EN 1998-2 ed.2	Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení – Část 2: Mosty (06/2013),
[1.12]	ČSN 73 0037/1990	Zemní tlak na stavební konstrukce,
[1.13]	ČSN 73 1001/1988	Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy,
[1.14]	ČSN EN 206+A1	Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda (04/2018),
[1.15]	ČSN 73 6201	Projektování mostních objektů (10/2008, vč. změn),
[1.16]	ČSN EN 13670	Provádění betonových konstrukcí (06/2010, vč. změn),
[1.17]	Metodický pokyn SŽDC	Metodický pokyn pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů (09/2015),

8 Příloha A - Zatížitelnost

8.1 Úvod

Statickým výpočtem je prokázána spolehlivost návrhu nosné konstrukce mostu. Při návrhu bylo uvažováno zatěžovací schéma LM71 dle ČSN EN 1991-2.

Základní dispozice konstrukce respektuje požadavky objednatele.

Nosná konstrukce je navržena z betonu C30/37. Betonářská výztuž B500B.

8.2 Výpočet zatížitelnosti

Zatížitelnost prvků konstrukce je uvedena na následujících stranách. Rozhodující hodnoty zatížitelnosti jsou uvedeny v tab. 5.1.

Tab. 5.1 Zatížitelnost

Nová nosná konstrukce	
Zatížitelnost	Z_{UIC} = 2,59
Popis	Rozhodující prvek – omezení betonu v tlaku MSP
Stávající nosná konstrukce	
Zatížitelnost	Z_{UIC} = 0,93
Popis	Rozhodující prvek – rozevření spáry max. 50%

8.3 Přehled zatížitelnosti částí mostu

8.3.1 Nová konstrukce

A. Identifikace mostu

TÚ (číslo, název): 0801 Praha Mas. n. – Děčín hl. n. DÚ: K1 km: **476,680**

B. Identifikace části mostu

Část mostu: **nová nosná konstrukce**, poř. číslo: 1 pod kolejí č.: 5
(ve směru staničení)

C. Doplňující údaje části mostu

Kategorie zatížitelnosti: **C** Výpočtový model: desko-stěnový

Geometrie koleje, uvažovaná v přepočtu části mostu (ve směru staničení):

	na začátku	uprostřed	na konci
poloměr oblouku [m]	-	-	-
převýšení koleje [mm]	-	-	-
excentricita osy koleje [m]	-	-	-
poznámka: (-/+ = vlevo/vpravo; excentricita vztažena k ose nosné konstrukce)			

Popis závad uvažovaných v přepočtu části mostu:

Datum zjištění technického stavu mostu: SŽDC, s.o.:

zpracovatelem přepočtu:

Poznámka k části mostu:

č.	Prvek	Detail	Namáhání	k_i	typ	L_p	$Ø_i$	$L_Ø$	$\gamma_{Q,LM71}$	$\gamma_{Q,LM71,E}$ 1)	Z_{LM71}	$Z_{LM71,E}$ 2)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	13	14
Mezní stavy únosnosti												
1	NK	deska	ohyb	1,0	M	13,5	1,352	13,5	1,45		5,93	
2	NK	deska	smyk	1,0	Q	13,5	1,352	13,5	1,45		2,85	
Mezní stavy použitelnosti												
3	NK	deska	omezení napětí	1,0	M	13,5	1,234	13,5	1,00		2,59	
Založení												
4	Mikropiloty		únosnost	1,0	A	13,5	1,000	13,5	1,45		1,58	

Dne: 5. 8. 2019 zatížitelnost určil: Ing. Jakub Göringer, Ph.D.

8.3.2 Stávající konstrukce

A. Identifikace mostu

TÚ (číslo, název): 0801 Praha Mas. n. – Děčín hl. n. DÚ: K1 km: **476,680**

B. Identifikace části mostu

Část mostu: **stávající nosná konstrukce**, poř. číslo: 2 pod kolejí č.: 1, 2, 3, 4, 6
(ve směru staničení)

C. Doplňující údaje části mostu

Kategorie zatížitelnosti: **C** Výpočtový model: prutový

Geometrie koleje, uvažovaná v přepočtu části mostu (ve směru staničení):

	na začátku	uprostřed	na konci
poloměr oblouku [m]	-	-	-
převýšení koleje [mm]	-	-	-
excentricita osy koleje [m]	-	-	-
poznámka: (-/+ = vlevo/vpravo; excentricita vztažena k ose nosné konstrukce)			

Popis závad uvažovaných v přepočtu části mostu:

Datum zjištění technického stavu mostu: SŽDC, s.o.:

zpracovatelem přepočtu:

Poznámka k části mostu:

č.	Prvek	Detail	Namáhání	k_i	typ	L_p	$Ø_i$	$L_ø$	$\gamma_{Q,LM71}$	$\gamma_{Q,LM71,E}$ 1)	Z_{LM71}	$Z_{LM71,E}$ 2)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	13	14
Mezní stavy únosnosti												
1	Klenba	rozevření spáry	M+N	1,0	M	5,7	1,41	11,4	1,45		1,19	
Mezní stavy použitelnosti												
2	NK	Horní vl. příčel	omezení napětí	1,0	M	5,7	1,273	11,4	1,00		0,93	
Založení												
3	Zákl. spára		Únosnost	1,0	N	5,7	1,000	11,4	1,45		0,92	

Dne: 5. 8. 2019 zatížitelnost určil: Ing. Jakub Göringer, Ph.D.