

SO 204 Železniční most přes II/143

Obsah

1.1.	IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE MOSTU.....	2
1.2.	POUŽITÉ NORMY, SMĚRNICE, LITERATURA.....	2
1.3.	POUŽITÝ SOFTWARE.....	3
1.4.	PODKLADY KE STATICKÉMU VÝPOČTU	3
1.5.	POPIS KONSTRUKCE	3
2.	PŘEHLEDNÉ VÝKRESY	3
2.1.	PŮDORYS.....	3
2.2.	PODÉLNÝ ŘEZ	5
2.3.	PŘÍČNÝ ŘEZ	6
3.	MATERIÁLY	6
4.	PRŮZKUMNÉ PRÁCE	6
4.1.	GEOTECHNICKÉ PODMÍNKY	6
5.	ZATÍŽENÍ.....	8
5.1.	VŠEOBECNĚ.....	8
5.1.1.	Součinitele zatížení.....	8
5.1.2.	Součinitele kombinace.....	8
5.1.3.	Kombinační pravidla.....	9
5.2.	ZATÍŽENÍ STÁLÁ.....	9
5.2.1.	Vlastní tíha- LC1.....	9
5.2.2.	Ostatní stálé – LC2	10
5.3.	ZATÍŽENÍ PROMĚNNÁ.....	10
5.3.1.	Svislé zatížení železniční dopravou	10
5.3.2.	Zatížení bočním rázem – LC7.....	13
5.3.3.	Rozjezdové a brzdné síly – LC8.....	13
5.3.4.	Zatížení větrem - LC9.....	15
5.3.5.	Zatížení teplotou.....	16
5.3.6.	Nezatížený vlak – LC13.....	17
5.3.7.	Zatížení neveřejných služebních chodníků – LC14	17
5.4.	ZATÍŽENÍ MIMOŘÁDNÁ	17
5.4.1.	Vykolejení železniční dopravy- návrhová situace I – LC15	17
5.4.2.	Vykolejení železniční dopravy- návrhová situace II – LC16	18
5.5.	DYNAMICKÁ ANALÝZA	18
6.	STATICKÝ VÝPOČET NOSNÉ OK.....	19
6.1.	MOSTOVKA.....	19
6.1.1.	Plech mostovky mezi podélnými výztuhami.....	19
6.1.2.	Podélná výztuha v poli (mezi příčníky)	19
6.1.3.	Podélná výztuha nad podporou (nad příčníkem)	21
6.2.	PŘÍČNÍKY.....	23
6.2.1.	Běžný příčník.....	23
6.2.2.	Koncový příčník	25
6.2.3.	Hlavní nosník – střední část.....	29
6.3.	MOSTNÍ ZÁVĚRY.....	31
6.3.1.	Dilatace od teploty.....	31
6.3.2.	Dilatace od průhybu.....	31
6.3.3.	Celková dilatace, návrh MZ.....	32
6.4.	LOŽISKA	32
6.4.1.	Požadavky na ložiska	32
6.4.2.	Kotvení ložisek k OK mostu.....	33
7.	KŘÍDLO OPĚRY, ZÁVERNÁ ZEĎ A PŘECHODOVÝ ÚSEK.....	35
8.	PILOTOVÝ ZÁKLAD.....	42
9.	ZÁVĚR.....	50
10.	PŘÍLOHA P1-TABULKA ZATÍŽITELNOSTI.....	50

1.1. IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE MOSTU

Název stavby	Jižní tangenta České Budějovice (km 0,00- 2,706), okr. ČB
Objekt č.	SO 204
Název objektu	Železniční most přes II/143
<i>Katastrální území</i>	Včelná , 777382
<i>Obec</i>	České Budějovice
<i>Kraj</i>	Jihočeský
<i>Stavebník/objednatel stavby</i>	Jihočeský kraj U Zimního stadionu 1952/2, 370 76 České Budějovice
<i>Uvažovaný správce mostu</i>	Správa železniční dopravní cesty s.o. Oblastní ředitelství Plzeň Správa mostů a tunelů Sušická 23, 326 00 Plzeň
<i>Projektant (zpracovatel dokumentace)</i>	PRAGOPROJEKT, a.s., Ateliér České Budějovice Čechova 50, 370 01 České Budějovice IČ 452 72 387
<i>Zpracovatel objektu</i>	PRAGOPROJEKT, a.s., Ateliér Karlovy Vary Vítězná 26, 360 01 Karlovy Vary Skupina Plzeň
<i>Hlavní inženýr projektu</i>	Pavel Kačírek (autorizovaný technik ČKAIT)
<i>Zodpovědný projektant objektu</i>	Ing. Jan Sýkora (autorizovaný inženýr ČKAIT)
<i>Druh převáděné komunikace</i>	jednokolejná trať, VMP 2,5
<i>Návrhová kategorie komunikace</i>	žel. trať Horní Dvořiště - České Budějovice, TUDU 1691 18 kategorie tratí 1. třídy dle ČSN EN 1991-2 ed2
<i>Druh přemostované překážky</i>	Silnice II/143 – SO 101
<i>Bod křížení</i>	žkm 113,496 ⁹⁹⁸
<i>Staničení přemostovaných překážek</i>	km 2,022 ³⁴⁶
<i>Úhel křížení</i>	86,348°– SO 101xSO 204
<i>Volná výška</i>	4,8 m +0,15+ rezerva min.1,05 m

1.2. POUŽITÉ NORMY, SMĚRNICE, LITERATURA

- [N1a] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- [N1b] ČSN EN 1990 ZMĚNA A1 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- [N2] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- [N3] ČSN EN 1991-1-3 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení –Zatížení sněhem
- [N4] ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení –Zatížení větrem
- [N5] ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení –Zatížení teplotou
- [N6] ČSN EN 1991-1-6 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-6: Obecná zatížení –Zatížení během provádění
- [N7] ČSN EN 1991-1-7 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-7: Obecná zatížení –Mimořádná zatížení
- [N8] ČSN EN 1991-2 ed.2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou
- [N9] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [N10] ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady
- [N11] ČSN EN 1993-2 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 2: Ocelové mosty
- [N12] ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla
- [N13] ČSN EN 1998-1 Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení– Část 1: Obecná pravidla, seismická zatížení a pravidla pro pozemní stavby
- [N14] ČSN EN 1998-2 Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení– Část 2: Mosty
- [N15] ČSN EN 206+A1 Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda

- [N16] ČSN EN 13670-1 Provádění betonových konstrukcí – Část 1: Společná ustanovení
 [N101] Metodický pokyn pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů /2015
 [N102] SŽDC S 3 - Železniční svršek, 10/2014
 [N103] SŽDC S 3/2 Bezстыková kolej, 9/2013
 [N104] SŽDC S 4 Železniční spodek, 2008,
 [N105] SŽDC S 5 Správa mostních objektů, 10/2011

1.3. POUŽITÝ SOFTWARE

SCIA Engineer – program na statickou analýzu prutových a deskostěnových konstrukcí
 Ocel (FINE) - program na posouzení ocelových prvků a průřezů dle Eurokódu
 Beton 2D (FINE) – program na posouzení tlaku s ohybem v jedné rovině v ŽB průřezu dle Eurokódu
 Beton 3D (FINE) – program na posouzení tlaku s ohybem ve dvou rovinách v ŽB průřezu dle Eurokódu
 GEO5 (FINE) – program pro výpočty geotechnických konstrukcí
 MS Office

1.4. PODKLADY KE STATICKÉMU VÝPOČTU

- Rozpracované výkresy technického řešení
- Podklady z projednání technického řešení

1.5. POPIS KONSTRUKCE

<i>Charakteristika mostu</i>	Železniční, nepohyblivý, trvalý most, ve směrovém oblouku, kolmý, ocelový s hlavními nosníky s dolní mostovkou, s neomezenou volnou výškou. Most o jednom poli s masivními opěrami. Založení opěr hlubinné.
<i>Délka přemostění ¹</i>	25,80 m
<i>Délka mostu ¹</i>	53,140 m
<i>Délka nosné konstrukce ¹</i>	27,4 m
<i>Rozpětí jednotlivých polí ¹</i>	26,40 m
<i>Šikmost mostu</i>	90° - kolmý
<i>Volná šířka mostu</i>	5,70 m
<i>Šířka průchozího prostoru</i>	není
<i>Šířka mostu</i>	6,90 m
<i>Výška mostu nad terénem ²</i>	7,567 m
<i>Stavební výška</i>	1,567 m
<i>Plocha nosné konstrukce mostu ³</i>	6,90 x 27,4 = 189,06 m ²
<i>Zatížení mostu</i>	Zatížení mostu dle ČSN EN 1991-2 - ed.2 (LM71 s klasifikačním součinitelem $\alpha=1,21$, SW/2)
<i>Zatížitelnost mostu</i>	Nosná kce $Z_{UIC} = 1,39$, spodní stavba $Z_{UIC} = >2,0$
<i>Důležitá upozornění</i>	Přechodnost pro TTZ D4/95 km/h

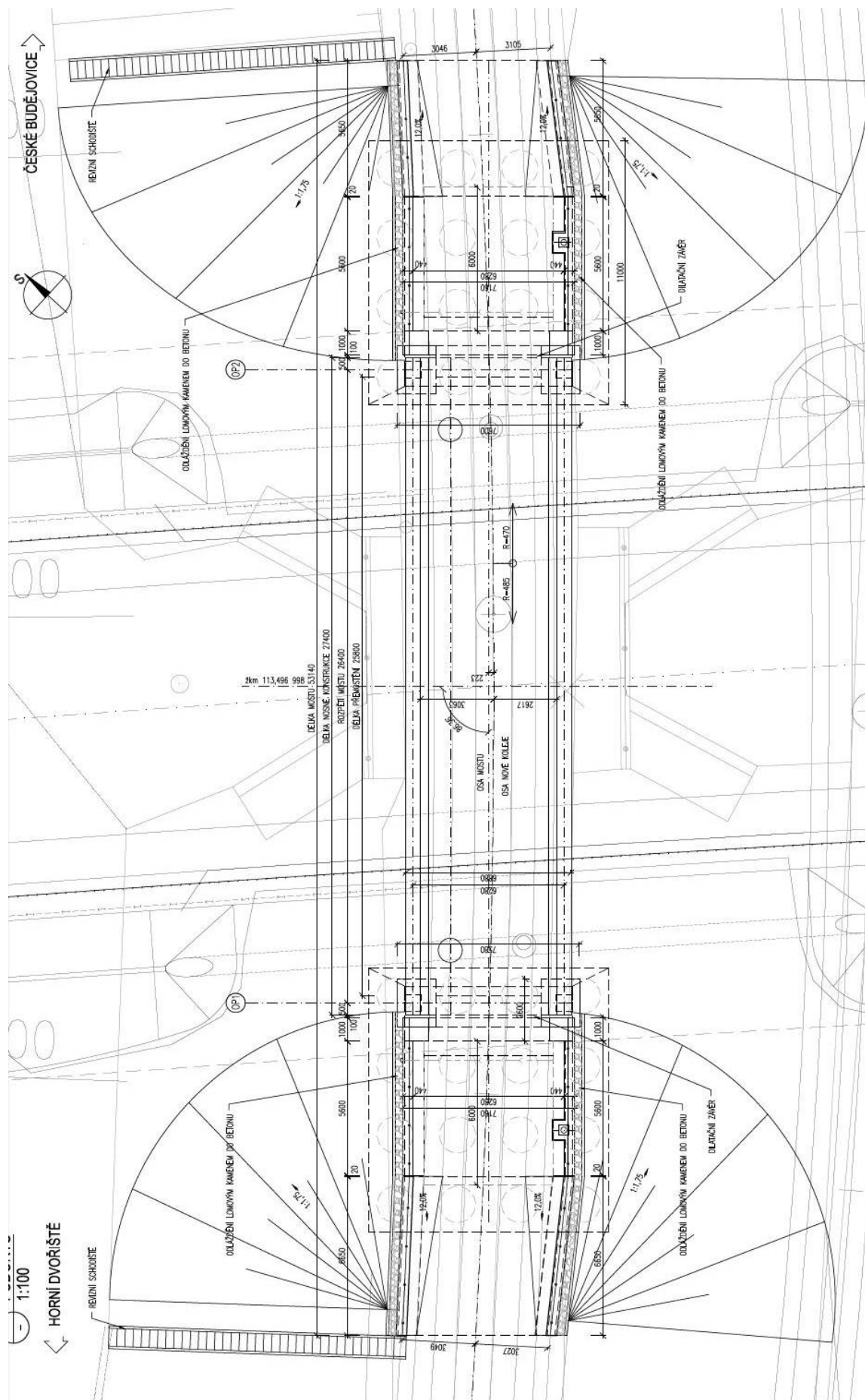
2. PŘEHLEDNÉ VÝKRESY

2.1. PŮDORYS

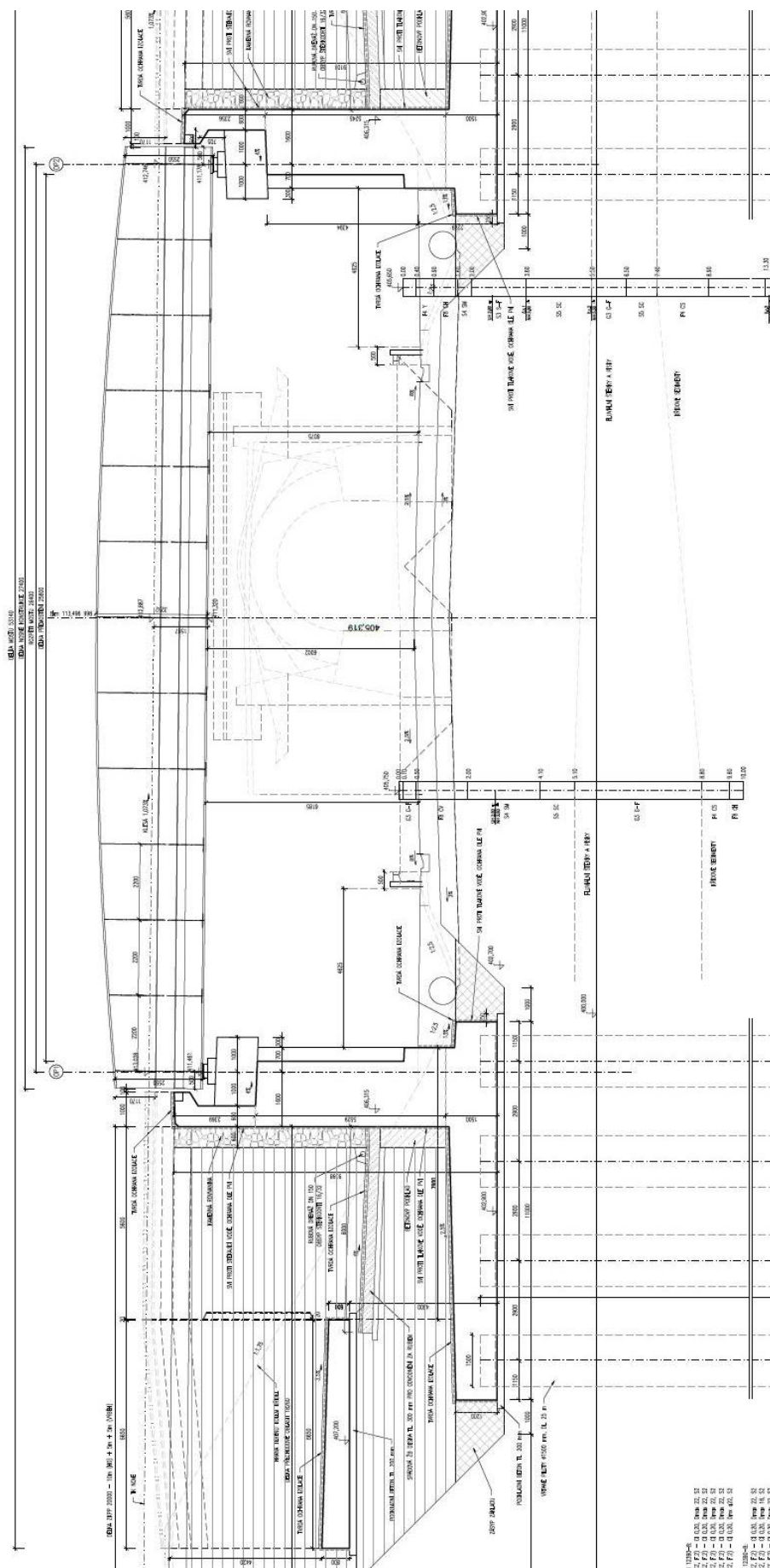
¹ měřeno v ose mostu

² rozdíl nivelet v bodě křížení

³ šířka nosné konstrukce × délka nosné konstrukce



2.2. PODÉLNÝ ŘEZ

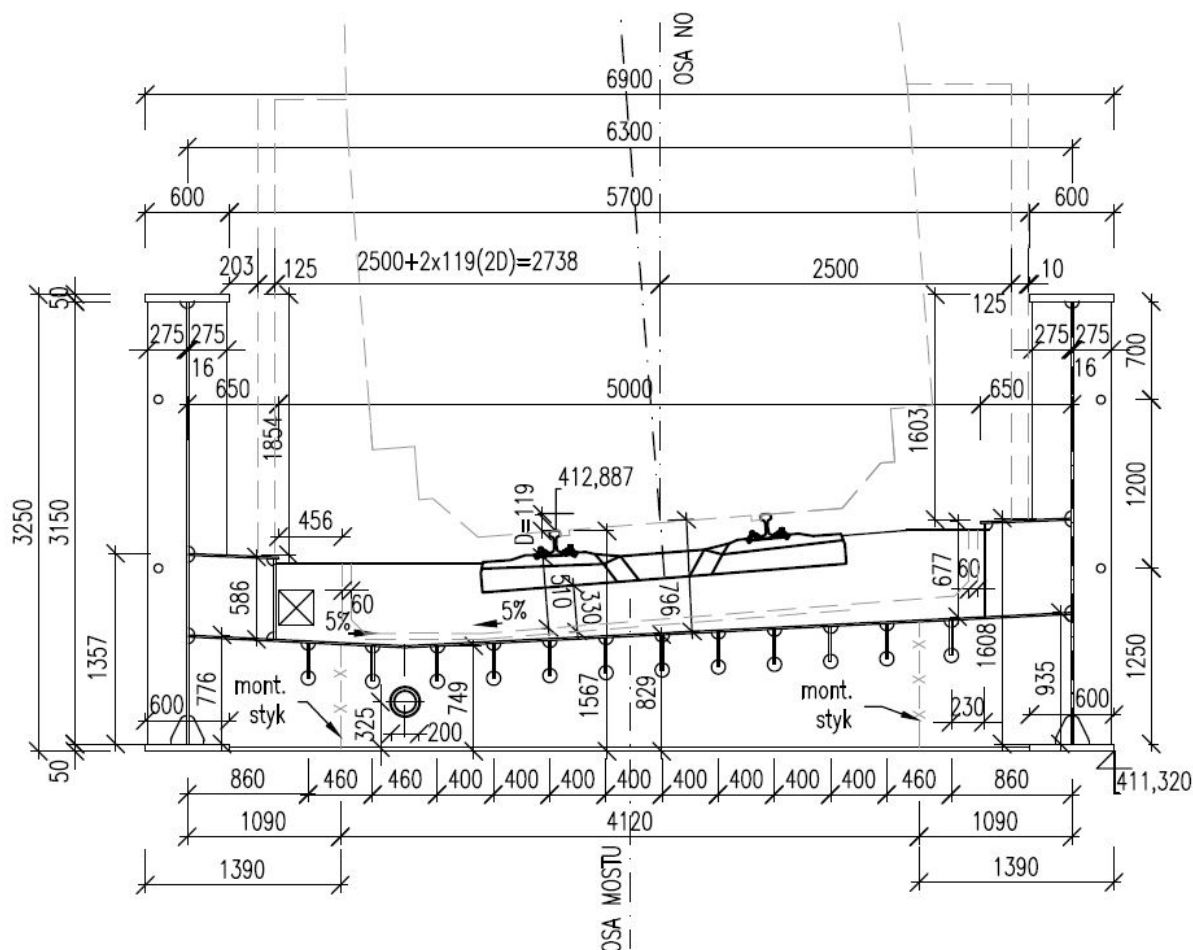


stavba: 17-307-2 Jižní tangenta České Budějovice (km 0,000 – km 2,706)
stupeň: PDPS
D.1 Mostní objekty a zdi – SO 204

str. 5

Statický výpočet

2.3. PŘÍČNÝ ŘEZ



3. MATERIÁLY

4. PRŮZKUMNÉ PRÁCE

4.1. GEOTECHNICKÉ PODMÍNKY

Byly provedeny následující průzkumné práce s níže uvedenými výsledky a doporučeními:

Nové vrtý : J113
 Dynamické penetrace : DP4
 Využité archivní vrtý : J5

Poloha mostu odpovídá dokumentaci DÚR

Geologické poměry

Předkvartérní podklad :

- povrch hornin předkvartérního podkladu byl zastižen v hloubce cca 4,3 – 4,5 m pod terénem
- je budován křídovými sedimenty
- jedná se především o jíly se střední plasticitou (F6 CI) a písčité jíly (F4 CS), pevné, na bázi pevné až tvrdé konzistence. V jílovitých zeminách se vyskytují málo mocné vrstvy ulehých hlinitých písků (S4 SM). Od hloubky 17,0 m byl zjištěn výskyt ulehých jílovitých písků (S5 SC), místy až písků (S3 S-F). Písčité zeminysou zvodné.

Kvartérní pokryv :

- v sondách dosahuje kvartérní pokryv celkové mocnosti cca 4,3 – 4,5 m (včetně humózní vrstvy)
- je budován fluvialními (náplavovými) sedimenty
- humózní vrstva je mocná cca 0,2 m
- pod humózní vrstvou se až do hloubky cca 1,6 m vyskytuje souvrství jemnozrnných uloženin zastoupených zeminami charakteru písčitých jílu (F4 CS) a jílu se střední plasticitou (F6 CI). U soudržných zemin převažuje konzistence tuhá až pevná.
- bázi výše uvedeným jemnozrnným sedimentům tvoří hrubozrnné zeminys - převážně se jedná o špatně zrněné štěrky (G2 GP) s valouny štěrku až přes průměr vrtu; štěrky mají výplň hrubozrnného písku,

zeminy jsou ulehle, zvodnělé

Hydrogeologické poměry

Charakteristika zvodně : - průlinová v kvartérních sedimentech a písčitých křídových sedimentů. Hladina podzemní vody je mírně napjatá a její úroveň může v průběhu roku sezónně kolísat v závislosti na množství srážek a stavu vody v řece Vltavě.

Základové poměry a agresivita prostředí

Základové poměry : - jsou složité, 2. geotechnická kategorie

- podzemní voda bude ovlivňovat zakládání mostního objektu
- základová půda se však v prostoru objektu příliš nemění

Agresivita kapalného prostředí (podle ČSN EN 206-1) : - středně agresivní (stupeň XA2)

Geotechnické charakteristiky základových púd

Geotechnický typ	Třída / symbol ČSN 73 61 33	Konzistence/ ulehlost	Objemová tíha γ [kN.m ⁻³] *)	Relativní hutnost I_D	Stupeň konzistence I_c	E_{def} [MPa]	Poissonovo číslo ν	ϕ_{ef} [°] **)	c_{ef} [kPa] **)	ϕ_u [°]	c_u [kPa]	Těžitelnost ČSN 73 6133 / TKP4	Vrtatelnost pro piloty (VC 800-2)
Q1	F4 CS	T-P	18,5	-	0,8	6	0,35	24	16	0	60	I.	I.
Q3	G2 GP	UL	20,0	0,8	-	100	0,20	36	0	-	-	I.	III.
Q4	F6 CI	T	17,5	-	0,5	3	0,40	18	10	0	50	I.	I.
N1	S3 S-F	UL	20,0	0,8	-	25	0,30	33	0	-	-	I.	I.
N2	S5 SC	UL	19,0	0,8	-	15	0,35	28	10	-	-	I.	I.
N3	F6 CI, F8 CH	P	19,5	-	1,0	8	0,40	18	20	0	80	I.	I.
N4	F4 CS	P	18,5	-	1,0	12	0,35	25	16	5	80	I.	I.

Vysvětlivky :

T - konzistence tuhá, P - pevná

SU - středně ulehlá, UL - ulehlá

Technická doporučení

Způsob založení mostního objektu :

- u objektu **SO 202** se předpokládá **hlubinné založení** na velkopřůměrových pilotách
- piloty doporučujeme ukončit v prostředí křídových sedimentů
- upozorňujeme, že v prostředí zvodnělých písků (S3 S-F) a jílovitých písků (S5 SC) může při vrtání pilot docházet působením vztlaču podzemní vody k porušení dna piloty (vyplavování jemnozrnných částic) a tím k snížení únosnosti piloty v patě, je proto nutné této skutečnosti přizpůsobit technologii provádění pilot
- svahy stavební jámy pro založení mostu je nutné vzhledem k nestabilnímu prostředí zajistit štětovnicemi nebo svahy upravit na sklon 1 : 1,5, pod hladinou podzemní vody na sklon 1 : 2,5
- dnem výkopu může docházet k přítokům podzemní vody, je proto nutné během zakládání zajistit čerpání

Ostatní :

- při hlubinném založení upozorňujeme na nutnost hloubit vrty pro piloty pod ochranou pažnic.
- během výkopových prací budou rozpojovány kvartérní zeminy, které dle TKP 4 a ČSN 73 6133 patří do I.třídy těžitelnosti.

- dle přílohy č. 1 TP 76 patří zeminy v podloží do I. třídy vrtatelnosti, ulehle kvartérní štěrky do III. třídy vrtatelnosti
- kvartérní zeminy v podloží s výjimkou štěrkových vrstev jsou lehce beranitelné, štěrkové vrstvy jsou středně až obtížně beranitelné, křídové sedimenty jsou obtížně beranitelné, postupně až neberanitelné
- těžené zeminy z výkopů budou mít vysokou přirozenou vlhkost ovlivněnou vysokou hladinou podzemní vody. Předpokládáme proto, že nebudou vhodné pro přímé použití do násypů a zpětné použití do záspy-pu přechodových oblastí mostu.

5. ZATÍŽENÍ

5.1. VŠEOBECNĚ

5.1.1. Součinitele zatížení

Podle [N1b], čl. A2.4 a A2.4 a příslušných tabulek s eventuálním upřesněním dle [N9].

V mimořádných kombinacích zatížení se všechny součinitele uvažují $\gamma = 1,0$.

5.1.2. Součinitele kombinace

Tabulka A2.3 – Doporučené hodnoty součinitelů ψ železničních mostů

Zatížení		ψ_0	ψ_1	$\psi_2^{4)}$
Jednotlivé složky zatížení dopravou ⁵⁾	LM 71	0,80	1)	0
	SW/0	0,80	1)	0
	SW/2	0	1,00	0
	Nezatížený vlak	1,00	–	–
	HSLM	1,00	1,00	0
	Rozjezdové a brzděné síly Odstředivé síly Síly interakce způsobené deformací od svislého zatížení	U jednotlivých složek zatížení dopravou v návrhových situacích, kde se zatížení dopravou uvažuje jako jedno vícesměrné hlavní zatížení a nikoli jako sestava zatížení, se mají použít stejné hodnoty součinitelů ψ jako u vedlejších svislých zatížení		
	Boční ráz	1,00	0,80	0
	Zatížení na neveřejných lávkách	0,80	0,50	0
	Skutečné vlaky	1,00	1,00	0
	Vodorovný zemní tlak způsobený přitížením od zatížení dopravou	0,80	1)	0
	Aerodynamické účinky	0,80	0,50	0
	gr11 (LM71 + SW/0)	Max. svislé 1 a max. podélné	0,8	0
	gr12 (LM71 + SW/0)	Max. svislé 2 a max. příčné		
	gr13 (brzdění/rozjezd)	Max. podélné		
	gr14 (odstředivé/boční ráz)	Max. příčné		
Nejúčinnější zatížení dopravou (sestavy zatížení)	gr15 (nezatížený vlak)	Příčná stabilita s „nezatíženým“ vlakem	0,80	0,70
	gr16 (SW/2)	SW/2 a max. podélné		
	gr17 (SW/2)	SW/2 a maximální příčné		
	gr21 (LM71 + SW/0)	Max. svislé 1 a max. podélné		
	gr22 (LM71 + SW/0)	Max. svislé 2 a max. příčné		
	gr23 (brzdění/rozjezd)	Max. podélné		
	gr24 (odstředivé/boční ráz)	Max. příčné		
	gr26 (SW/2)	SW/2 a max. podélné		
	gr27 (SW2)	SW/2 a maximální příčné		

Tabulka A2.3 (dokončení)

Zatížení		ψ_0	ψ_1	$\psi_2^{4)}$
	gr31 (LM71 + SW/0) Doplnkové zatěžovací stavy	0,80	0,60	0
Ostatní provozní zatížení	Aerodynamické účinky	0,80	0,50	0
	Obecná zatížení pro údržbu na neveřejných lávkách	0,80	0,50	0
Zatížení větrem ²⁾	F_{wk}	0,75	0,50	0
	$F_{w^{**}}$	1,00	0	0
Zatížení teplotou ³⁾	T_k	0,60	0,60	0,50
Zatížení sněhem	$Q_{sn,k}$ (během provádění)	0,80	–	0
Staveništní zatížení	Q_c	1,0	–	1,0

1) 0,8 pro zatížení pouze 1 koleje;
0,7 pro současně zatížené 2 koleje;
0,6 pro 3 a více současně zatížených kolejí.

2) Pokud zatížení větrem působí současně se zatížením dopravou, nemá se zatížení větrem $\psi_0 F_{wk}$ uvažovat větší než $F_{w^{**}}$ (viz EN 1991-1-4). Viz A2.2.4(4).

3) Viz EN 1991-1-5.

4) Pokud se v trvalých a dočasných návrhových situacích ověřují přetvoření, součinitel ψ_2 pro zatížení kolejovou dopravou se má uvažovat hodnotou 1,00. Pro seismické návrhové situace viz tabulka A2.5.

5) Minimální hodnota současně příznivě působícího svislého zatížení s jednotlivými složkami zatížení železniční dopravou (např. odstředivými, rozjezdovými nebo brzdnými) je 0,5 LM71, atd.

5.1.3. Kombinační pravidla

Mezní stav únosnosti v trvalých i dočasných návrhových situacích

Statická rovnováha mostů (EQU) se ověřuje pro tzv. základní kombinaci zatížení podle tab. A2.4(A), tj. podle rovnice (6.10) v [N1b].

$$6.10 \quad \Sigma \gamma_{G,j} * G_{k,j} + P + \gamma_{Q1} * Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

Pro posouzení nosných prvků (STR i STR/GEO) v mimořádných kombinacích zatížení se ověřuje podle tab. A2.5, tj. podle rovnice (6.11a) v [N1b]. Při provádění, pokud vzniká nebezpečí ztráty statické rovnováhy, se s mimořádným zatížením (např. pádem nosníku) uvažuje současně i případné další proměnné staveništní zatížení jako vedlejší ostatní, a to kvazistálou hodnotou.

$$6.10a \quad \Sigma \gamma_{G,j} * G_{k,j} + P + \gamma_{Q1} * \psi_{0,1} * Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

$$6.10b \quad \Sigma \xi_j * \gamma_{G,j} * G_{k,j} + P + \gamma_{Q1} * Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

Posouzení seismických kombinací se v ČR neprovádí.

Pro ověření únavy se kombinace zatížení uvažují podle čl. 6.8.3 v [N9].

$$\Sigma G_{k,j} + P + \psi_{1,1} * Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

Mezní stav použitelnosti

Mezní stavy použitelnosti se v trvalých návrhových situacích posuzují pro kombinaci charakteristickou, častou a kvazistálou uvedené v tab. A2.6, tj. dle rovnic (6.14, 6.15 a 6.16), popř. pro kombinaci občasnou (dle rovnice A2.1b) v [N1b].

Pro stanovení přetvoření mostu se doporučuje použít častou kombinaci zatížení dle čl. A2.4.2, Pozn. 1 v [N1b].

Mezní stavy použitelnosti se v dočasných návrhových situacích během provádění posuzují zpravidla pro kombinaci charakteristickou a kvazistálou eventuálně i častou dle čl. 3.3 (5) v [N6].

$$6.14 \quad \Sigma G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \Sigma \psi_{0,i} * Q_{k,i} \quad \text{charakteristická}$$

$$6.15 \quad \Sigma G_{k,j} + P + \psi_{1,1} * Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} * Q_{k,i} \quad \text{častá}$$

$$6.16 \quad \Sigma G_{k,j} + P + \Sigma \psi_{2,i} * Q_{k,i} \quad \text{kvazistálá}$$

5.2. ZATÍŽENÍ STÁLÁ

5.2.1. Vlastní tíha- LC1

Vlastní tíha nosné konstrukce je zavedena do výpočtu při uvažování nominálních hodnot rozměrů konstrukce (čl. 4.1.2 v [N1a]) a průměrných hodnot objemové hmotnosti betonu považovaných za

charakteristické hodnoty (čl. 4.1 v [N2]). Uvažovaná objemová hmotnost zatvrdlého betonu je $24,0+1,0 = 25,0 \text{ kN/m}^3$, čerstvého betonu $25,0+1,0 = 26 \text{ kN/m}^3$ (příl. A, tab. A.1 v [N2])., konstrukční oceli $78,5 \text{ kN/m}^3$. Vlastní tíha konstrukce byla automaticky generována programem Scia Engineer 2011 dle použitých průřezů.

Součinitele zatížení a kombinace se uvažují podle [N1], příloha A2 vč. příslušných tabulek s eventuálním upřesněním dle [N9].

5.2.2. Ostatní stálé – LC2

5.2.2.1. Zatížení železničním svrškem

Liniové rovnoměrné zatížení		q_n	γ_f	q_d	
Železniční kolejnice s upevňovacími vřeteny včetně betonových pražců	120kg/bm + 480kg/bm	6,0	1,35	8,1	kNm^{-1}

Základní roznášecí šířka v úrovni mostovky $b = 2,85 \text{ m}$

$$g_{kr} = 6,0 / 2,85 = 2,10 \text{ kN/m}^2$$

5.2.2.2. Kolejové lože

Plošné rovnoměrné zatížení		q_n	γ_f	q_d	
Kolejové lože (průměrná tloušťka)	20 x 0,65	13,0	1,35	17,6	kNm^{-2}

(Celková plocha KL je $3,03 \text{ m}^2$, šířka žlabu KL je $5,04 \text{ m}$ – tj. prům. tl. je $3,03/5,04 = 0,6 \text{ m}$ - s rezervou $0,65 \text{ m}$)

5.2.2.3. Zatížení zábradlím, podlahami, kabel. žlaby

Liniové rovnoměrné zatížení		q_n	γ_f	q_d	
Zábradlí na HLN	15kg/bm	0,15	1,35	0,20	kNm^{-1}
Podlahy – viz 5.1.2.4	0kg/m ²	0,00	1,35	0,00	kNm^{-1}
Kabelové žlaby – nahrazeny šterkem	0 kg/bm	0,00	1,35	0,00	kNm^{-1}
celkem		0,15		0,20	kNm^{-1}

Zatížení je do konstrukce přenášeno v ose hlavního nosníku

5.2.2.4. Zatížení bokem žlabu KL, podlahou

Liniové rovnoměrné zatížení		q_n	γ_f	q_d	
Boční plechy žlabu KL – jedna strana	77 kg/bm	0,77	1,35	1,04	kNm^{-1}
Podlahy šířky 0,75 m včetně výztuh – polovina zatěžovací šířky tj. jedna strana	0,75 x 90 kg/m ²	0,68	1,35	0,91	kNm^{-1}
celkem		1,45		1,95	kNm^{-1}

Zatížení je do konstrukce přenášeno jako liniové po hraně mostovky.

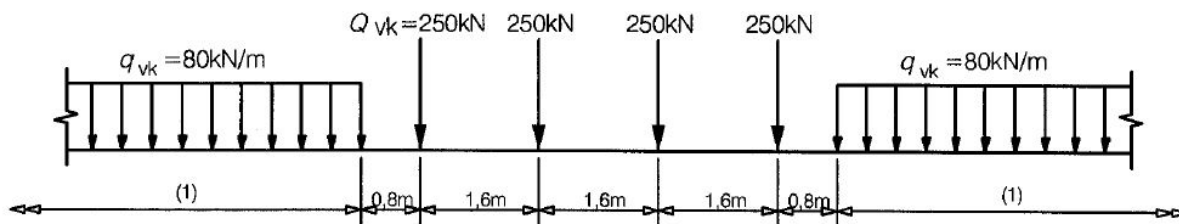
5.3. ZATÍŽENÍ PROMĚNNÁ

5.3.1. Svislé zatížení železniční dopravou

Zatřídění trati dle ČSN EN 1991-2 ed.2 – NA 2.53.3

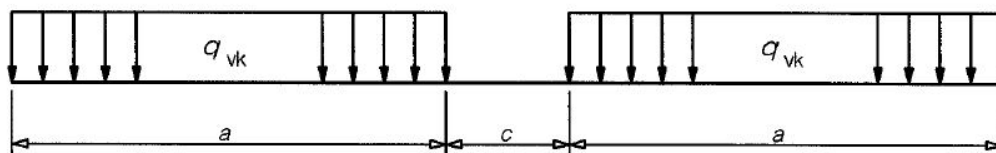
Součinitel pro klasifikované svislé zatížení α (dle 6.3.2(3) [N8]) $\alpha = 1,21$

Model zatížení LM71 – zat. stav LC3



Model zatížení SW/0 – zat. stav LC4 – neuplatní se (platí pro spojitý nosník)

Model zatížení SW/2 – zat. stav LC5 – uplatní se – trať zařazena do 1.třídy (SO204)



Pro SW/0	$Q_{vk} = 133 \text{ kN/m}$	$a = 15 \text{ m}$	$c = 5,3 \text{ m}$	násobit α (dle 6.3.2(3) [N8]
Pro SW/2	$Q_{vk} = 150 \text{ kN/m}$	$a = 25 \text{ m}$	$c = 7 \text{ m}$,	

5.3.1.1. Stanovení dynamických účinků

Dynamické účinky stanoveny dle čl.6.4.5 v [N8] :

Kvalita jízdní dráhy – standardně udržovaná kolej – dyn. součinitel $\Phi 3$

$$\Phi 3 = ((2,16 / (L\phi^{0,5} - 0,2)) + 0,73) \text{ v rozmezí } 1,00 \leq \Phi 3 \leq 2,00$$

SO 204

Hlavní nosník – prostý nosník – dle 5.1 tab. 6.2 [N8] – $L\phi$ = rozpětí hlavního nosníku L

Rozpětí hlavního nosníku L = 26,4 m

Náhradní délka $L\phi$ = 26,4 m $\Phi 3 = 1,167$ $\Phi 2 = 1,112$

Koncový příčník – dle 1.4 tab. 6.2 [N8]

Náhradní délka $L\phi$ = 3,6 m $\Phi 3 = 2,003 \Rightarrow \Phi 3 = 2,00$ $\Phi 2 = 1,668$

Příčník – dle 1.3 tab. 6.2 [N8]

$L\phi$ = dvojnásobek délky příčníku L

Délka příčníku L = 6,28 m

Náhradní délka $L\phi$ = 12,56 m $\Phi 3 = 1,376$ $\Phi 2 = 1,251$

Podélná výztuha – dle 1.2 tab. 6.2 [N8]

$L\phi$ = trojnásobek vzdálenosti příčníků L

Vzdálenost příčníků L = 2,20 m

Náhradní délka $L\phi$ = 6,6 m $\Phi 3 = 1,642$ $\Phi 2 = 1,428$

Plech mostovky – dle 1.1 tab. 6.2 [N8]

$L\phi$ = trojnásobek vzdálenosti příčníků L

Vzdálenost příčníků L = 2,20 m

Náhradní délka $L\phi$ = 6,6 m $\Phi 3 = 1,642$ $\Phi 2 = 1,428$

5.3.1.2. Vlivy excentricity

Vlivy excentricity pohyblivého zatížení vůči nosné konstrukci jsou uvažovány následující:

- 1) Projektovaná excentricita osy koleje vůči ose NK

Kolej na mostě je v oblouku $R = 475 \text{ m}$ resp. 480 m . Excentricita je zohledněna přímo v modelu polygonální dráhou pro pohyblivé zatížení. Umístění koleje na mostě vychází z VMP 2,5

- 2) Možná změna polohy osy koleje

Dle požadavku normy je uvažována možná excentricita od plánované polohy o dalších 100 mm na obě strany. Zatížení o intenzitě na základní roznášecí šířku je uvažováno na zvětšenou šířku o stejné intenzitě.

3) Excentricita z převýšení koleje

Kolej je na mostě je oblouku $R = 475$ resp. 480 m s převýšením $D = 119$ mm. SO 204
Pokud uvažujeme těžiště působíště zatížení $1,80$ m nad spojnici temen kolejnic dochází k posunu svislé výslednice o 200 mm směrem dovnitř oblouku vůči srovnávací rovině v ose plechu mostovky.

4) Excentricita od posunutí výslednice tlaku náprav

Dle ČSN EN kap. 6.3.5 se musí uvažovat poměr kolových zatížení u všech náprav až do poměru $1,0:1,25$. Výsledný poměr má stejný efekt jako posunutí výslednice o excentricitu $1500/18 = 83$ mm.

Svislé zatížení pod každou kolejnicí je zvětšeno o 25%. Protože excentricita může působit na obě strany je zvětšeno celé svislé zatížení o 25%.

5) Excentricita z odstředivé síly

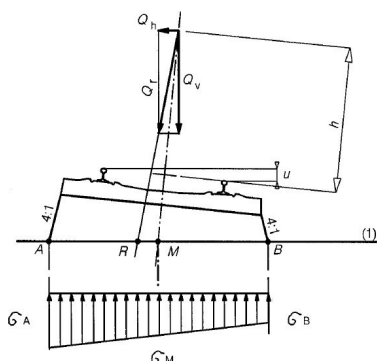
Viz samostatná kapitola níže

5.3.1.3. Odstředivé síly

Odstředivá síla (dle čl. 6.5.1 v [N8]) **Nenásobí se dyn.součinitelem Φ_i**

Odstředivá síla se vždy kombinuje se svislým zatížením dopravou

Dle 6.5.1(4)P [N8] se v oblouku s proměnnou křivostí uvažuje vhodná střední hodnota poloměru



SO 204

Kolej je na mostě je oblouku $R = 450$ m s převýšením $D = 119$ mm.
Návrhová rychlost 95 km/h. Působíště síly $1,8$ nad spojnici TK

výška působíště nad vztaznou rovinou (deska mostovky) $x = 2,59$ m
Dle ČSN EN 1991-2 čl. 6.5.1 jsou návrhové rychlosti a odpovídající odstředivé síly následující:

1) zatěžovací schéma LM71 s odstředivou silou při rychlosti < 120 km/h a redukčním součinitelem $f = 1,0$ a klasifikačním součinitelem $\alpha = 1,21$

kde $f = 1,0$ pro $V = \max 95$ km/h a pro $L_{\phi} = \{2,88, 150\}$ (dle tab. 6.7 [N8])

$V =$	95 km/h	maximální rychlost
$r =$	475 m	poloměr zakřivení oblouku (střední hodnota)
$f =$	1	redukční součinitel
$Q_{vk} =$	250 kN	charakteristická hodnota svislé síly
$q_{vk} =$	156 kN/m	charakteristická hodnota svislého zatížení

$$Q_{tk} = \frac{V^2}{127r} (Q_{vk} f) = \frac{95^2 \cdot 250 \cdot 1,0}{(127 \cdot 475)} = 37,40 \text{ kN} - \text{odstředivá síla - vodorovná složka - char. hodnota}$$

$$q_{tk} = \frac{V^2}{127r} (q_{vk} f) = \frac{95^2 \cdot 156 \cdot 1,0}{(127 \cdot 475)} = 23,34 \text{ kN/m} - \text{odstředivé zatížení - vodorovná složka - char. hodnota}$$

$$q_{tk} = \frac{V^2}{127r} (q_{vk} f) = \frac{95^2 \cdot 80 \cdot 1,0}{(127 \cdot 475)} = 11,97 \text{ kN/m} - \text{odstředivé zatížení - vodorovná složka - char. hodnota}$$

Přítížení svislou složkou odstředivých sil

Odstředivá síla se uvažuje ve výšce $1,80$ m nad spojnici temen kolejnic
přepočet na plošné zatížení

$b_{roz} = 2,790 \text{ m}$ celková roznášecí šířka (viz odstředivá síla) – SO 204
 $x = 2,590 \text{ m}$ výška působíště nad vztáznou rovinou- deska mostovky SO 204

$$q_{ik,v} = \frac{q_{ik,h} \cdot x}{b_{roz} / 2} = 23,34 \cdot 2,59 / 2,79 \cdot 0,5 = 43,33 \text{ kN/m}^2 \text{ – odstředivé zatížení – svislá složka – pouze přítěžující účinky SO 204}$$

$$q_{ik,v} = \frac{q_{ik,h} \cdot x}{b_{roz} / 2} = 11,97 \cdot 2,59 / 2,79 \cdot 0,5 = 22,22 \text{ kN/m}^2 \text{ – odstředivé zatížení – svislá složka – pouze přítěžující účinky SO 204}$$

2) zatěžovací schéma SW/2 s odstředivou silou při rychlosti 80 km/h (omezení dle normy [N8] čl. 6.5.1(5)P - Poznámka 2)

$V =$	80 km/h	maximální rychlost
$r =$	475 m	poloměr zakřivení oblouku (střední hodnota)
$f =$	1	redukční součinitel
$Q_{vk} =$	----- kN	charakteristická hodnota svislé síly
$q_{vk} =$	133 kN/m	charakteristická hodnota svislého zatížení

$$Q_{tk} = \frac{V^2}{127r} (Q_{vk} \cdot f) = 0 \text{ kN – odstředivá síla- vodorovná složka -char. hodnota}$$

$$q_{tk} = \frac{V^2}{127r} (q_{vk} \cdot f) = 80^2 \cdot 133 \cdot 1,0 / (127 \cdot 475) = 14,11 \text{ kN/m – odstředivé zatížení - vodorovná složka- char. hodnota}$$

Přítížení svislou složkou odstředivých sil

Odstředivá síla se uvažuje ve výšce 1,80m nad spojnici temen kolejnic
 přepočet na plošné zatížení

$b_{roz} = 2,790 \text{ m}$ celková roznášecí šířka (viz odstředivá síla)
 $x = 2,590 \text{ m}$ výška působíště nad vztáznou rovinou- deska mostovky SO 204

$$q_{ik,v} = \frac{q_{ik,h} \cdot x}{b_{roz} / 2} = 14,11 \cdot 2,59 / 2,79 \cdot 0,5 = 26,20 \text{ kN/m}^2 \text{ – odstředivé zatížení – svislá složka – pouze přítěžující účinky SO 204}$$

5.3.2. Zatížení bočním rázem – LC7

Zatížení působí jako osamělá síla v úrovni temene kolejnice kolmo na osu koleje (dle čl. 6.5.1 v [N8]) v přímé i v oblouku

$Q_{sk} =$	100 kN	char. hodnota
$\alpha =$	1,21	klasifikační součinitel
$Q_{nt} =$	$Q_{sk} \cdot 1,21 = 121 \text{ kN}$	charakteristická klasifikovaná hodnota bočního rázu

Nenásobí se dyn. součinitelem Φ !!

Roznos na deskové mostovce – převod na plošné zatížení

$d_{roz} = 1,18 \text{ m}$ délka roznášení do 3 podpor dle čl. 6.3.6.1 [N8]
 $b_{roz} = 2,79 \text{ m}$ celková roznášecí šířka (viz odstředivá síla)
 $x = 0,796 \text{ m}$ výška působíště nad vztáznou rovinou- deska mostovky SO 204

$$q_{nf,v} = \frac{Q_{sk} \cdot x}{d \cdot b_{roz} / 2} = 100 \cdot 0,796 / 1,18 \cdot 0,5 \cdot 2,79 = 48,35 \text{ kN/m}^2 \text{ – boční ráz – svislá složka – pouze přítěžující účinky SO 204}$$

Zatížení je uvažováno v obou směrech kolmo na osu mostu. Uvažovány jsou 2 polohy rázu – v polovině rozpětí a na OP1

5.3.3. Rozjezdové a brzdné síly – LC8

Kombinovaná odezva konstrukce a koleje není uvažována. Je bezpečně uvažováno s plnými

charakteristickými hodnotami.

Pro výpočet nosné konstrukce lze pro tento typ konstrukce rozjezdové a brzdné síly zanedbat. Účinky se uplatní pro návrh ložisek a spodní stavby.

Rozjezdová síla – viz čl. 6.5.3 v [N8] **Nenásobí se dyn. součinitelem Φ !!**

$$\begin{aligned}
 L_t &= 27,4 \text{ m (19 m)} && \text{příčinná délka} \\
 q_{lak} &= 33 \text{ kN/m (pro LM71, SW/0, SW/2 a LM HLSM)} && \text{charak. zatížení rozjezdovou silou} \\
 \alpha &= 1,21 && \text{klasifikační součinitel} \\
 q_{la,LM,k} &= 33 \cdot 1,21 = 39,93 \text{ kN/m koleje} && \text{charak. klasifikované zatížení – normálová složka} \\
 x &= 0,796 \text{ m} && \text{výška působíště nad vztaznou rovinou- deska mostovky SO 204} \\
 m_{la,LM,k} &= 39,93 \cdot 0,796 = 31,78 \text{ kNm/m koleje} && \text{momentová složka} \\
 L_{la,LM} &= 27,4 \text{ m (19 m)} && \text{maximální délka zatížení}
 \end{aligned}$$

- **lokální účinky od rozjezdu na ložiska dle zjednodušené metody 6.5.4.6.1.- tab. 6.9 [N8]**

$$\begin{aligned}
 Q_{la,LM,max} &= 1000 \text{ kN} \\
 \xi &= 0,60 && \text{redukční součinitel pro bezстыkovou kolej dle tab 6.9} \\
 Q_{la,LM,lim} &= Q_{la,LM,max} \cdot \xi = 0,6 \cdot 1000 = 600 \text{ kN} \\
 Q_{la,LM,k} &= L_t \cdot q_{lak} \cdot \xi = 27,4 \cdot 39,93 \cdot 0,6 = 656,4 \text{ kN} > Q_{la,LM,lim} \Rightarrow \\
 Q_{la,LM,k} &= 600 \text{ kN} - \text{celková rozjezdová síla na ložiska} \Rightarrow 600/27,4 = 21,9 \text{ kN/ bm koleje}
 \end{aligned}$$

Brzdná síla – od LM-71 viz čl. 6.5.3 v [N8] **Nenásobí se dyn. součinitelem Φ !! SO204**

$$\begin{aligned}
 L_t &= 27,4 \text{ m} && \text{příčinná délka} \\
 q_{lbk} &= 20 \text{ kN/m (pro LM71, SW/0, HLSM)} && \text{charak. zatížení brzdou silou} \\
 \alpha &= 1,21 && \text{klasifikační součinitel} \\
 q_{lb,LM,k} &= 20 \cdot 1,21 = 24,20 \text{ kN/m koleje} && \text{charak. klasifikované zatížení – normálová složka} \\
 x &= 0,796 \text{ m} && \text{výška působíště nad vztaznou rovinou- deska mostovky SO 204} \\
 m_{lb,LM,k} &= 24,20 \cdot 0,796 = 19,26 \text{ kNm/m koleje} && \text{momentová složka} \\
 L_{lb,LM} &= 27,4 \text{ m} && \text{maximální délka zatížení}
 \end{aligned}$$

- **lokální účinky od brzdění na ložiska dle zjednodušené metody 6.5.4.6.1.- tab. 6.9 [N8]**

$$\begin{aligned}
 Q_{lb,LM,max} &= 6000 \text{ kN} \\
 \xi &= 0,60 && \text{redukční součinitel pro bezстыkovou kolej dle tab 6.9} \\
 Q_{lb,LM,lim} &= Q_{lb,LM,max} \cdot \xi = 0,6 \cdot 6000 = 3600 \text{ kN} \\
 Q_{lb,LM,k} &= L_t \cdot q_{lbk} \cdot \xi = 27,4 \cdot 24,20 \cdot 0,6 = 397,8 \text{ kN} < Q_{lb,LM,lim} \Rightarrow \\
 Q_{lb,LM,k} &= 398 \text{ kN} - \text{celková brzdná síla na ložiska od LM71} \Rightarrow 398/27,4 = 14,5 \text{ kN/ bm koleje}
 \end{aligned}$$

Brzdná síla – od SW/2 viz čl. 6.5.3 v [N8] **Nenásobí se dyn. součinitelem Φ !!**

$$\begin{aligned}
 L_t &= 27,4 \text{ m} && \text{příčinná délka} \\
 q_{lbk} &= 35 \text{ kN/m (pro SW/2)} && \text{charak. zatížení rozjezdovou silou} \\
 \alpha &= 1,21 && \text{klasifikační součinitel} \\
 q_{lb,SW2,k} &= 35 \cdot 1,21 = 42,35 \text{ kN/m koleje} && \text{charak. klasifikované zatížení – normálová složka} \\
 x &= 0,796 \text{ m} && \text{výška působíště nad vztaznou rovinou- deska mostovky SO 204} \\
 m_{lb,SW2,k} &= 42,35 \cdot 0,796 = 33,71 \text{ kNm/m koleje} && \text{momentová složka} \\
 L_{lb,SW2} &= 25,0 \text{ m} && \text{maximální délka zatížení}
 \end{aligned}$$

- lokální účinky od brzdění na ložiska dle zjednodušené metody 6.5.4.6.1.- tab. 6.9 [N8]

$$Q_{lb,SW2,max} = 6000 \text{ kN}$$

$$\xi = 0,60 \quad \text{redukční součinitel pro bezstykovou kolej dle tab 6.9}$$

$$Q_{lb,SW2,lim} = Q_{lb,SW2,max} * \xi = 0,6 * 6000 = 3600 \text{ kN}$$

$$Q_{lb,SW2,k} = L_t * q_{lbk} * \xi = 25 * 42,35 * 0,6 = 635,3 \text{ kN} < Q_{lb,SW2,lim} \Rightarrow$$

$$Q_{lb,SW2,k} = 635,3 \text{ kN} - \text{celková brzdná síla na ložiska od SW/2} \Rightarrow 635,3/27,4 = 23,2 \text{ kN/bm}$$

koleje

5.3.4. Zatížení větrem - LC9

Stanoveno dle ČSN EN 1991-1-4. [N4] pomocí zjednodušené metody. Lokalita JJZ od Českých Budějovic.

Vítr na nosnou konstrukci – příčný – bez vozidel

$$v_b = 25 \text{ m/s (dle [N4] čl. 8.1 (5) POZNÁMKA – základní rychlost větru)}$$

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3 \quad \text{měrná hmotnost vzduchu}$$

$$b = 6,90 \text{ m} \quad \text{šířka konstrukce ve směru větru}$$

$$d_{tot} = 3,02 \text{ m} \quad \text{výška konstrukce – obloukový tvar upraven na průměrnou výšku pro stejnou plochu}$$

$$z_e = 7,74 \text{ m} \quad \text{výška konstrukce nad terénem (do středu výšky nosné konstrukce)}$$

$$b/d_{tot} = 2,28$$

$$C = 5,12 \quad \text{součinitel vodor. tlaku větru dle tab. 8.2 [N4] dle poměru } b/d_{tot}$$

$$L = 27,4 \text{ m} \quad \text{délka konstrukce}$$

$$A_{ref,x} = L * d_{tot} \quad \text{referenční plocha zatížená větrem}$$

$$A_{ref,x} = 27,4 * 3,02 = 82,75 \text{ m}^2$$

$$f_{w,l,h} = 0,5 * \rho * v_b^2 * C = 2,00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{rovnoměrné zatížení větrem}$$

$$F_{w,h} = f_{w,l,h} * A_{ref,x} = 2,00 * 82,75 = 165,5 \text{ kN} \quad \text{celková síla větru na most bez vozidel}$$

Vítr na pás pohyblivého zatížení včetně nosné konstrukce - příčný

$$v_b = 25 \text{ m/s (dle [N4] čl. 8.1 (5) POZNÁMKA – základní rychlost větru)}$$

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3 \quad \text{měrná hmotnost vzduchu}$$

$$b = 6,90 \text{ m} \quad \text{šířka konstrukce ve směru větru}$$

$$d_{tot} = 5,57 \text{ m} \quad \text{výška konstrukce včetně přečnávajícího pohyblivého zatížení}$$

$$z_e = 7,74 \text{ m} \quad \text{výška konstrukce nad terénem (do středu výšky nosné konstrukce)}$$

$$b/d_{tot} = 1,24$$

$$C = 6,04 \quad \text{součinitel vodor. tlaku větru dle tab. 8.2 [N4] dle poměru } b/d_{tot}$$

$$L = 27,4 \text{ m} \quad \text{délka konstrukce}$$

$$A_{ref,x} = L * d_{tot} \quad \text{referenční plocha zatížená větrem}$$

$$A_{ref,x} = 27,4 * 5,57 = 152,62 \text{ m}^2$$

$$f_{w,l,h} = 0,5 * \rho * v_b^2 * C = 2,36 \text{ kN/m}^2 \quad \text{rovnoměrné zatížení větrem}$$

$$F_{w,h} = f_{w,l,h} * A_{ref,x} = 2,36 * 152,62 = 360,2 \text{ kN} \quad \text{celková síla větru na most včetně vozidel}$$

Rozpis zatížení větrem na úseky hlavního nosníku (do poloviny délky)

LC9-most bez vlaku						most s vlakem		
pole	plocha	šířka	prům. výška	vítr na m2	vítr na bm	výška s vlakem	vítr na m2	vítr na bm
0	1,29	0,5	2,580	2,00	5,16	5,57	2,36	13,15
1	5,95	2,2	2,705	2,00	5,41	5,57	2,36	13,15
2	6,348	2,2	2,885	2,00	5,77	5,57	2,36	13,15
3	6,664	2,2	3,029	2,00	6,06	5,57	2,36	13,15
4	6,901	2,2	3,137	2,00	6,27	5,57	2,36	13,15
5	7,059	2,2	3,209	2,00	6,42	5,57	2,36	13,15
6	7,137	2,2	3,244	2,00	6,49	5,57	2,36	13,15

Vítr na pás pohyblivého zatížení přečnávající nosnou konstrukci - příčný

$$f_{w,l,h} = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C = 2,36 \text{ kN/m}^2 \quad \text{rovnoměrné zatížení větrem}$$

$$d_{\text{part}} = 2,55 \text{ m} \quad \text{výška přečnávajícího pohyblivého zatížení nad konstrukcí}$$

$$A_{\text{ref},x,\text{part}} = L \cdot d_{\text{part}} \quad \text{referenční plocha pohyblivého zatížení zatížená větrem}$$

$$A_{\text{ref},x} = 27,4 \cdot 2,55 = 69,87 \text{ m}^2$$

$$F_{w,h} = f_{w,l,h} \cdot A_{\text{ref},x,\text{part}} = 2,36 \cdot 69,87 = \underline{164,89 \text{ kN}} \quad \text{celková síla větru na přečnávající část vozidel}$$

$$F_{w,h,bm} = F_{w,h} / L = 164,89 / 27,4 = 6,02 \text{ kN/bm}$$

Roznos na plochu mostovky

$$b_{\text{roz}} = 2,79 \text{ m} \quad \text{celková roznášecí šířka (viz odstředivá síla)}$$

$$x = 0,796 \text{ m} \quad \text{výška působíště nad vztaznou rovinou- deska mostovky SO 204}$$

$$f_{w,l,v} = F_{w,h,bm} \cdot x / 0,5 \cdot b_{\text{roz}} = 6,02 \cdot 0,796 / 0,5 \cdot 2,79 = 3,435 \text{ kN/m}^2 \quad \text{rovnoměrná svislá složka – pouze přitěžující účinky}$$

5.3.5. Zatížení teplotou

5.3.5.1. Zatížení teplotou- rovnoměrná teplota - LC10

Stanoveno dle ČSN EN 1991-1-5. [N5] Lokalita JJZ od Českých Budějovic.

$$T_{\text{max}} = +40 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad \text{max.teplota vzduchu ve stínu (odečet z mapy)}$$

$$T_{\text{min}} = -36 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad \text{min.teplota vzduchu ve stínu (odečet z mapy)}$$

Ocelová konstrukce s plnostěnnými nosníky - 1.typ (čl. 6.1.1 [N5])

$$T_0 = 10^{\circ}\text{C} \quad \text{výchozí teplota mostu}$$

$$T_{e,\text{max}} = T_{\text{max}} + 16^{\circ}\text{C} = 56^{\circ}\text{C} \quad \text{max. teplota mostu (NA 2.4 [N5])}$$

$$T_{e,\text{min}} = T_{\text{min}} - 3^{\circ}\text{C} = -39^{\circ}\text{C} \quad \text{min. teplota mostu (NA 2.4 [N5])}$$

$$\Delta T_{N \text{ con}} = T_0 - T_{e \text{ min}} = -26^{\circ}\text{C} \quad \text{char. hodnota rozsahu rovnom. složky teploty pro zkrácení mostu}$$

$$\Delta T_{N \text{ exp}} = T_{e \text{ max}} - T_0 = 46^{\circ}\text{C} \quad \text{char. hodnota rozsahu rovnom. složky teploty pro prodloužení mostu}$$

Pro návrh výpočet posunů ložisek a dilatačních závěrů se dle doporučení normy uvažuje teplota zvětšená o 10°C pro každou mez (čl. 6.1.3.3 – pozn.2)

5.3.5.2. Zatížení teplotou- nerovnoměrná teplota - LC11

Stanoveno dle ČSN EN 1991-1-5 [N5]

svislá lineární složka (postup 1). Konstrukce 1.typ se šterkovým ložem, tab.6.1 a tab. 6.2 [N5]

$$\Delta T_{M,\text{heat}} = 18 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad k_{\text{sur,heat}} = 0,6 \quad \Delta T_{M,\text{heat},k} = 18 \times 0,6 = 11^{\circ}\text{C} \quad \text{(horní povrch teplejší)}$$

$$\Delta T_{M,\text{cool}} = 13 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad k_{\text{sur,cool}} = 1,4 \quad \Delta T_{M,\text{cool},k} = 13 \times 1,4 = 18 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad \text{(dolní povrch teplejší)}$$

5.3.6. Nezátížený vlak – LC13

Model sestává ze svislého rovnoměrného zatížení s charakteristickou hodnotou 10,0 kN/m.

Odstředivá síla nezátížený vlak

Odstředivá síla se uvažuje ve výšce 1,80m nad spojnici temen kolejnic
přepočet na plošné zatížení

$$q_{tk} = \frac{V^2}{127r} (q_{vk} f) = \frac{95^2 \cdot 10 \cdot 1,0}{127 \cdot 475} = 1,50 \text{ kN/m} - \text{odstředivé zatížení - vodorovná složka-char. hodnota}$$

$b_{roz} = 2,790 \text{ m}$ celková roznášecí šířka (viz odstředivá síla) – SO 204

$x = 2,590 \text{ m}$ výška působíště nad vztáznou rovinou- deska mostovky SO 204

$$q_{tk,v} = \frac{q_{tk,h} x}{b_{roz} / 2} = \frac{1,50 \cdot 2,59 / 2,79 \cdot 0,5}{0,5} = 2,78 \text{ kN/m}^2 - \text{odstředivé zatížení - svislá složka - pouze přitěžující účinky}$$

5.3.7. Zatížení neveřejných služebních chodníků – LC14

Dle čl. 6.3.7. [N8] uvažováno zatížení $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$.

SO 204

Vpravo trati zat. šířka: 0,36 m

Vlevo trati zat. šířka: 0,36 m

5.4. ZATÍŽENÍ MIMOŘÁDNÁ

Zatížení od vykolejení železniční dopravy dle čl. 6.7.1 [N8].

Návrhové situace I a II se musí ověřit odděleně, kombinace těchto zatížení se nemusí uvažovat. dle 6.7.1(5)P [N8].

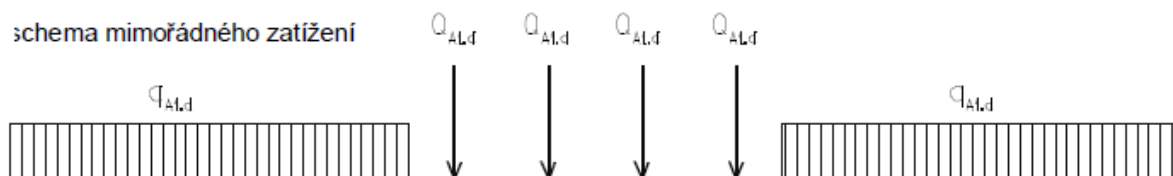
Pro návrhové situace I a II se nepoužijí další železniční zatížení dle 6.7.1(6) [N8].

Pro návrhové situace I a II není třeba použít dynamický součinitel dle 6.7.1(7) [N8].

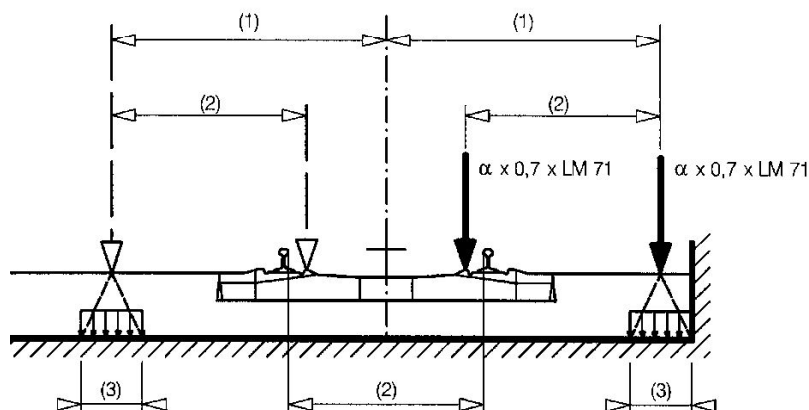
5.4.1. Vykolejení železniční dopravy- návrhové situace I – LC15

Při této návrhové situaci musí být vyloučeno zřícení hlavní části nosné konstrukce, místní poškození lze tolerovat.

schema mimořádného zatížení



Obr. 6.26 [N8].



$$(1) \leq 2,25 \text{ m}$$

$$(2) 1,5 \text{ m}$$

$$(3) 0,45 \text{ m}$$

Návrhové zatížení:

Vykolejená vozidla zůstanou v prostoru koleje a jsou zadržena kolejnicí.

$$Q_{A1d} = \alpha \times 0,7 \times LM71 = 1,21 \times 0,7 \times 250 = 211,8 \text{ kN} \Rightarrow 4 \cdot 211,8 / 6,4 = 132,4 \text{ kN/bm}$$

$$q_{A1d} = \alpha \times 0,7 \times LM71 = 1,21 \times 0,7 \times 80 = 67,8 \text{ kN/m}$$

$$Q_{A1d} = \alpha \times 0,7 \times LM71 = 1,1 \times 0,7 \times 250 = 192,5 \text{ kN} \Rightarrow 4 \times 192,5 / 6,4 = 120,3 \text{ kN/bm}$$

$$Q_{A1d} = \alpha \times 0,7 \times LM71 = 1,1 \times 0,7 \times 80 = 61,6 \text{ kN/m}$$

SO 204

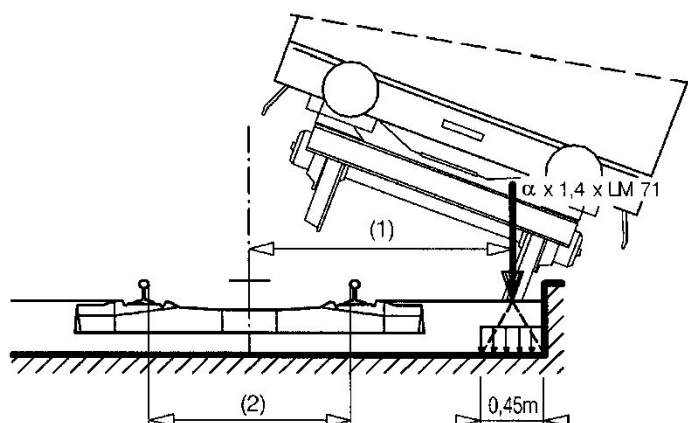
$$l_{\text{int max}} = 2,250 \text{ m}$$

$$l_{\text{ext max}} = 2,060 \text{ m (2250 u opěry)}$$

5.4.2. Vykolejení železniční dopravy- návrhová situace II – LC16

Při této návrhové situaci se most nemá převrátit nebo zřítit, prokazuje se jeho stabilita.

Obr. 6.27 [N8].



(2) 1,5 m

Návrhové zatížení: působí max na délce 20 m

Vykolejená vozidla zatěžují okraj nosné konstrukce.

$$Q_{A2d} = \alpha \times 1,4 \times LM71 = 1,21 \times 1,4 \times 80 = 135 \text{ kN/m na délce 20m}$$

$$\text{rozdělení na } 0,45\text{m} = 135/0,45 = 300 \text{ kN/m}^2$$

SO 204

$$(1) l_{\text{int max}} = 2,491 \text{ m (2,300 – opěra)}$$

$$(1) l_{\text{ext max}} = 2,060 \text{ m (2,250 – opěra)}$$

5.5. DYNAMICKÁ ANALÝZA

dle čl. 6.4 [N8].

Požadavky na dynamickou analýzu dle 6.4.4 [N8] a obrázku NA.14 a POZNÁMKA 6

$V < 200 \text{ km/h} \Rightarrow$ ověřit meze frekvencí n_0 dle obr. 6.10 [N8]

Pro $L=26,4 \text{ m}$ dolní mez $n_0 = 23,58 \cdot L^{-0,592} = 3,396 \text{ Hz} \Rightarrow$ hodnota na dolní mezi pásma

Pro $L=26,4 \text{ m}$ horní mez $n_0 = 94,76 \cdot L^{-0,748} = 8,189 \text{ Hz} \Rightarrow$ tj. hodnota na horní mezi pásma

Dle POZNÁMKA 8 téhož článku – předběžný výpočet pro průhyb od stálých zatížení δ_0

Pro $n_0 = 17,75 / \sqrt{\delta_0} = 17,75 / \sqrt{27,0} = 3,416 \text{ Hz} > 3,396 \text{ Hz} \wedge 3,416 \text{ Hz} < 8,189 \text{ Hz}$ **vyhovuje** \Rightarrow dynamická analýza není požadována

Použití Φ se statickou analýzou dle čl. 6.4.3(1)P [N8]

6. STATICKÝ VÝPOČET NOSNÉ OK

6.1. MOSTOVKA

6.1.1. Plech mostovky mezi podélnými výztuhami

- materiál S355
- tloušťka mostovky 14 mm
- vzdálenost podélných výztuh $b_{st} = 400$ mm

6.1.1.1. Posouzení dle ČSN 73 6205/1999

- $b_{st} / t = 400 / 14 = 28,57 \leq 40 \Rightarrow$ napětí v plechu mezi podélnými výztuhami není třeba posuzovat

6.1.1.2. Posouzení dle ČSN 73 6205/1984

- $p_a = Q \cdot \gamma_Q \cdot \alpha / A = 250 \cdot 1,45 \cdot 1,21 / (2,20 \cdot 0,4) = 498,4 \text{ kN/m}^2 = 0,4984 \text{ N/mm}^2$
- $0,033 \cdot b_{st} \cdot \sqrt[3]{p_a} = 0,033 \cdot 400 \cdot \sqrt[3]{0,4984} = 10,46 \text{ mm} < t = 14 \text{ mm} \Rightarrow$ napětí v plechu mezi podélnými výztuhami není třeba posuzovat

6.1.1.3. Rovinná napjatost v plechu mostovky

- posouzení rovinné napjatosti je provedeno v místě křížení podélné výztuhy a příčnicku
- normálové napětí v horních vláknech podélné výztuhy $\sigma_{x,d} = 169,6 \text{ MPa}$
- normálové napětí v horních vláknech příčnicku $\sigma_{y,d} = 28,0 \text{ MPa}$

$$\sqrt{\sigma_{x,d}^2 + \sigma_{y,d}^2 - \sigma_{x,d} \cdot \sigma_{y,d}} = \sqrt{169,6^2 + 28,0^2 - 169,6 \cdot 28,0} = 157,5 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa}$$

\Rightarrow VYHOVUJE

6.1.2. Podélná výztuha v poli (mezi příčnickami)

- posouzení je provedeno uprostřed rozpětí mostu mezi příčnickami na kladný ohybový moment. Napětí v prvním poli u opěrového příčnicku nerozhoduje.

6.1.2.1. Spolupůsobící šířka plechu mostovky

- vliv boulení \Rightarrow mostovka je v podélném směru namáhána tahem, k boulení nedochází
- vliv smykového ochabnutí

$$L_e = 0,7 \cdot L = 0,7 \cdot 2,20 = 1,54 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,40 / 2 = 0,2 \text{ m} > L_e / 50 = 1,54 / 50 = 0,0308 \text{ m} \Rightarrow \text{vliv smykového ochabnutí nelze zanedbat}$$

$$\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{sl}}{b_0 \cdot t}} = \sqrt{1 + \frac{0}{200 \cdot 14}} = 1$$

$$\kappa = \alpha_0 \cdot b_0 / L_e = 1 \cdot 0,2 / 1,54 = 0,1299$$

$$0,02 < \kappa = 0,1299 \leq 0,70 \Rightarrow \beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6,4 \cdot \kappa^2} = \frac{1}{1 + 6,4 \cdot 0,1299^2} = 0,9025$$

$$b_{eff} = 2 \cdot \beta \cdot b_0 = 2 \cdot 0,9025 \cdot 200 = 361 \text{ mm}$$

6.1.2.2. Průřezové charakteristiky

$$A = 10054 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 6,992 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

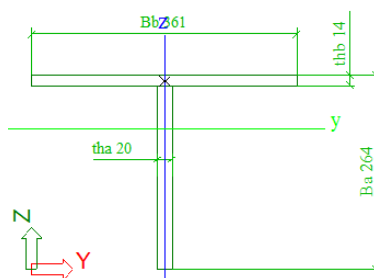
$$z_{Cg,h} = 72,6 \text{ mm (k horním vláknům)}$$

$$z_{Cg,d} = 191,4 \text{ mm (k dolním vláknům)}$$

6.1.2.3. Vnitřní síly

$$M_{yd} = 31,75 \text{ kNm}$$

$$N_{xd} = 315,45 \text{ kN}$$



6.1.2.4. Posouzení napětí

Normálové napětí – horní vlákna

$$\sigma_{\max, h} = -\frac{M_{yd}}{I_y} \cdot z_{Cg, h} + \frac{N_{xd}}{A} = -\frac{31,75 \cdot 10^6}{6,992 \cdot 10^7} \cdot 72,6 + \frac{315,45 \cdot 10^3}{10054} = 1,59 \text{ MPa} < 345 \text{ MPa}$$

⇒ VYHOVUJE

Normálové napětí – dolní vlákna

$$\sigma_{\max, d} = \frac{M_{yd}}{I_y} \cdot z_{Cg, d} + \frac{N_{xd}}{A} = \frac{31,75 \cdot 10^6}{6,992 \cdot 10^7} \cdot 191,4 + \frac{315,45 \cdot 10^3}{10054} = 118,29 \text{ MPa} < 345 \text{ MPa}$$

⇒ VYHOVUJE

6.1.2.5. Posouzení na únavu

Z hlediska únavy je nejvíce namáhaný detail příčného tupého svaru podélné výztuhy. Bude posouzen montážní svar ve středu rozpětí podélné výztuhy (uprostřed mezi příčnicí). Jedná se o kategorii detailu 112 (svar zabroušený do roviny).

Protože normálová síla v podélné výztuze vzniká od globálních účinků únavového zatížení (vliv spolupůsobení mostovky s hlavními nosníky), bude napětí od normálové síly násobeno součiniteli λ a ϕ vypočtenými pro globální účinky.

Ohybový moment v podélné výztuze vzniká od lokálních účinků únavového zatížení, napětí od ohybového momentu bude proto násobeno součiniteli λ a ϕ vypočtenými pro lokální účinky.

Základní vztah pro posouzení:

$$\Delta\sigma_p \cdot \lambda \cdot \phi_2 \cdot \gamma_{FF} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$$

kde $\Delta\sigma_p$ - rozkmit napětí

λ - součinitel ekvivalentního poškození $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4$

$\lambda_{1,loc}$ - součinitel, který zahrnuje účinek poškození od dopravy a závisí na rozpětí a tvaru příčinkové čáry. $\lambda_1 = 1,604$ (pro rozpětí $L = 2,20 \text{ m}$)

$\lambda_{1,glob}$ - součinitel, který zahrnuje účinek poškození od dopravy a závisí na rozpětí a tvaru příčinkové čáry. $\lambda_1 = 0,649$ (pro rozpětí $L = 26,4 \text{ m}$ – rozpětí mostu)

λ_2 - součinitel, který vyjadřuje vliv objemu dopravy, byl uvažován hodnotou $\lambda_2 = 0,83$ - hodnota odpovídající objemu dopravy do $10 \cdot 10^6 \text{ t/rok}$

λ_3 - součinitel, který vyjadřuje návrhovou životnost konstrukce $\Rightarrow \lambda_3 = 1,00$ pro návrhovou životnost 100 let

λ_4 - součinitel, který vyjadřuje vliv zatížení konstrukčního prvku více než jednou kolejí. Jedna kolej $\Rightarrow \lambda_4 = 1,00$

λ_{loc} - součinitel ekvivalentního poškození (lokální) $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 1,604 \cdot 0,83 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1,33$

λ_{glob} - součinitel ekvivalentního poškození (globální) $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 0,649 \cdot 0,83 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,539$

$\lambda_{\max} \lambda_{\max} = 1,4$

$\phi_{2,loc}$ - dynamický součinitel ekvivalentního zatížení pro únavu (lokální) $\phi_2 = 1,428$

$\phi_{2,glob}$ - dynamický součinitel ekvivalentního zatížení pro únavu (globální) $\phi_2 = 1,112$

γ_{FF} - součinitel únavového zatížení $\gamma_{FF} = 1,0$

γ_{Mf} - součinitel únavové pevnosti $\gamma_{Mf} = 1,15$

$\Delta\sigma_c$ - referenční rozkmit napětí $\Delta\sigma_c = 112 \text{ MPa}$

Rozkmit napětí:

$$\Delta M_{p,y} = 15,07 \text{ kNm}, N_p = 118,44 \text{ kN}$$

$$\Delta \sigma_{p,M} = \frac{\Delta M_{p,y}}{I_y} \cdot z_{Cg,d} = \frac{15,07 \cdot 10^6}{6,992 \cdot 10^7} \cdot 191,4 = 41,3 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{p,N} = \frac{\Delta N_p}{A} = \frac{118,44 \cdot 10^3}{10054} = 11,8 \text{ MPa}$$

Posouzení:

$$\Delta \sigma_{p,M} \cdot \lambda_{loc} \cdot \phi_{2,loc} \cdot \gamma_{Ff} + \Delta \sigma_{p,N} \cdot \lambda_{glob} \cdot \phi_{2,glob} \cdot \gamma_{Ff} \leq \frac{\Delta \sigma_c}{\gamma_{Mf}}$$

$$41,3 \cdot 1,33 \cdot 1,428 \cdot 1,0 + 11,8 \cdot 0,539 \cdot 1,112 \cdot 1,0 \leq \frac{112}{1,15}$$

$$85,5 \leq 97,4 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

6.1.3. Podélná výztuha nad podporou (nad příčnicí)

- posouzení je provedeno uprostřed rozpětí mostu nad příčnicí na záporný ohybový moment. Napětí v prvním poli u krajního běžného příčnicku nerozhoduje.

6.1.3.1. Spolupůsobící šířka plechu mostovky

- vliv boulení \Rightarrow mostovka je v podélném směru namáhána tahem, k boulení nedochází
- vliv smykového ochabnutí

$$L_e = 0,25 \cdot (L_1 + L_2) = 0,25 \cdot (2,20 + 2,20) = 1,10 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,400 / 2 = 0,200 \text{ m} > L_e / 50 = 1,100 / 50 = 0,022 \text{ m} \Rightarrow \text{vliv smykového ochabnutí nelze zanedbat}$$

$$\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{sl}}{b_0 \cdot t}} = \sqrt{1 + \frac{0}{200 \cdot 14}} = 1$$

$$\kappa = \alpha_0 \cdot b_0 / L_e = 1 \cdot 0,200 / 1,1 = 0,1818$$

$$0,02 < \kappa = 0,1818 \leq 0,70 \Rightarrow$$

$$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6,0 \cdot (\kappa - \frac{1}{2500 \cdot \kappa}) + 1,6 \cdot \kappa^2} = \frac{1}{1 + 6,0 \cdot (0,1818 - \frac{1}{2500 \cdot 0,1818}) + 1,6 \cdot 0,1818^2} = 0,469$$

$$b_{eff} = 2 \cdot \beta \cdot b_0 = 2 \cdot 0,469 \cdot 200 = 187,8 \text{ mm}$$

6.1.3.2. Průřezové charakteristiky

$$A = 7629 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 5,611 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$z_{Cg,h} = 93,5 \text{ mm (k horním vláknům)}$$

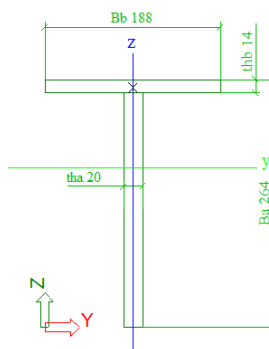
$$z_{Cg,d} = 170,5 \text{ mm (k dolním vláknům)}$$

6.1.3.3. Vnitřní síly

$$M_{yd} = 31,48 \text{ kNm}$$

$$N_{xd} = 291 \text{ kN}$$

$$V_{zd} = 114,4 \text{ kN}$$



6.1.3.4. Posouzení napětí

Normálové napětí – horní vlákna

$$\sigma_{\max,h} = \frac{M_{yd}}{I_y} \cdot z_{Cg,h} + \frac{N_{xd}}{A} = \frac{31,48 \cdot 10^6}{5,611 \cdot 10^7} \cdot 93,5 + \frac{291 \cdot 10^3}{7629} = 90,60 \text{ MPa} < 345 \text{ MPa}$$

⇒ VYHOVUJE

Normálové napětí – dolní vlákna

$$\sigma_{\max,d} = -\frac{M_{yd}}{I_y} \cdot z_{Cg,d} + \frac{N_{xd}}{A} = -\frac{31,48 \cdot 10^6}{5,611 \cdot 10^7} \cdot 170,5 + \frac{291 \cdot 10^3}{7629} = -57,51 \text{ MPa} < 345 \text{ MPa}$$

⇒ VYHOVUJE

Smykové napětí

$$\tau = \frac{V_{zd} \cdot S_y}{I_y \cdot t} = \frac{114,4 \cdot 10^3 \cdot 2,276 \cdot 10^5}{5,611 \cdot 10^7 \cdot 20} = 23,21 \text{ MPa}$$

Srovnávací napětí

$$\sigma = \sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau_1^2} = \sqrt{90,6^2 + 3 \cdot 23,21^2} = \underline{\underline{99,12 \text{ MPa} < 345/1,0 = 345 \text{ MPa}}} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

6.1.3.5. Posouzení na únavu

Z hlediska únavy je nejvíce namáhaný detail krčního svaru podélné výztuhy. Jedná se o kategorii detailu 100.

Protože normálová síla v podélné výztuze vzniká od globálních účinků únavového zatížení (vliv spolupůsobení mostovky s hlavními nosníky), bude napětí od normálové síly násobeno součiniteli λ a ϕ vypočtenými pro globální účinky.

Ohybový moment v podélné výztuze vzniká od lokálních účinků únavového zatížení, napětí od ohybového momentu bude proto násobeno součiniteli λ a ϕ vypočtenými pro lokální účinky.

Základní vztah pro posouzení:

$$\Delta\sigma_p \cdot \lambda \cdot \phi_2 \cdot \gamma_{Ff} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$$

kde $\Delta\sigma_p$ - rozkmit napětí

λ - součinitel ekvivalentního poškození $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4$

$\lambda_{1,loc}$ - součinitel, který zahrnuje účinek poškození od dopravy a závisí na rozpětí a tvaru příčinkové čáry. $\lambda_1 = 1,604$ (pro rozpětí $L = 2,20$ m)

$\lambda_{1,glob}$ - součinitel, který zahrnuje účinek poškození od dopravy a závisí na rozpětí a tvaru příčinkové čáry. $\lambda_1 = 0,649$ (pro rozpětí $L = 26,4$ m – rozpětí mostu)

λ_2 - součinitel, který vyjadřuje vliv objemu dopravy, byl uvažován hodnotou $\lambda_2 = 0,83$ - hodnota odpovídající objemu dopravy do $10 \cdot 10^6$ t/rok

λ_3 - součinitel, který vyjadřuje návrhovou životnost konstrukce $\Rightarrow \lambda_3 = 1,00$ pro návrhovou životnost 100 let

λ_4 - součinitel, který vyjadřuje vliv zatížení konstrukčního prvku více než jednou kolejí. Jedna kolej $\Rightarrow \lambda_4 = 1,00$

λ_{loc} - součinitel ekvivalentního poškození (lokální) $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 1,604 \cdot 0,83 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1,33$

λ_{glob} - součinitel ekvivalentního poškození (globální) $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 0,649 \cdot 0,83 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,539$

$\lambda_{\max} \lambda_{\max} = 1,4$

$\phi_{2,loc}$ - dynamický součinitel ekvivalentního zatížení pro únavu (lokální) $\phi_2 = 1,428$

$\phi_{2,glob}$ - dynamický součinitel ekvivalentního zatížení pro únavu (globální) $\phi_2 = 1,112$

γ_{Ff} - součinitel únavového zatížení $\gamma_{Ff} = 1,0$

γ_{Mf} - součinitel únavové pevnosti $\gamma_{Mf} = 1,15$

$\Delta\sigma_c$ - referenční rozkmit napětí $\Delta\sigma_c = 100 \text{ MPa}$

Rozkmit napětí:

$$\Delta M_{p,y} = -11,5 \text{ kNm}, N_p = 118 \text{ kN}$$

$$\Delta \sigma_{p,M} = \frac{\Delta M_{p,y}}{I_y} \cdot z_{Cg,d} = \frac{11,5 \cdot 10^6}{5,611 \cdot 10^7} \cdot 93,5 = 19,11 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{p,N} = \frac{\Delta N_p}{A} = \frac{118 \cdot 10^3}{7629} = 15,47 \text{ MPa}$$

Posouzení:

$$\Delta \sigma_{p,M} \cdot \lambda_{loc} \cdot \phi_{2,loc} \cdot \gamma_{Ef} + \Delta \sigma_{p,N} \cdot \lambda_{glob} \cdot \phi_{2,glob} \cdot \gamma_{Ef} \leq \frac{\Delta \sigma_c}{\gamma_{Mf}}$$

$$19,11 \cdot 1,33 \cdot 1,428 \cdot 1,0 + 15,47 \cdot 0,539 \cdot 1,112 \cdot 1,0 \leq \frac{100}{1,15}$$

$$45,57 \leq 87,0 \Rightarrow \underline{\text{VYHOVUJE}}$$

6.2. PŘÍČNÍKY**6.2.1. Běžný příčník****6.2.1.1. Spolupůsobící šířka plechu mostovky**

- vliv boulení \Rightarrow mostovka je vyztužena podélnými výztuhami, k boulení nedochází
- vliv smykového ochabnutí

$$L_e = 0,7 \cdot L = 0,7 \cdot 6,3 = 4,41 \text{ m}$$

$$b_0 = 2,20 / 2 = 1,10 \text{ m} > L_e / 50 = 4,41 / 50 = 0,0882 \text{ m} \Rightarrow \text{vliv smykového ochabnutí nelze zanedbat}$$

$$\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{sl}}{b_0 \cdot t}} = \sqrt{1 + \frac{0}{1100 \cdot 14}} = 1$$

$$\kappa = \alpha_0 \cdot b_0 / L_e = 1 \cdot 1,10 / 4,41 = 0,249$$

$$0,02 < \kappa = 0,249 \leq 0,70 \Rightarrow \beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6,4 \cdot \kappa^2} = \frac{1}{1 + 6,4 \cdot 0,249^2} = 0,716$$

$$b_{eff} = 2 \cdot \beta \cdot b_0 = 2 \cdot 0,716 \cdot 1,10 = 1\,575 \text{ mm}$$

6.2.1.2. Průřezové charakteristiky

- průřezové charakteristiky jsou uvedeny pro průřez uprostřed rozpětí příčníku, který je oslaben otvorem pro trubku odvodnění

$$A = 39218 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 4,07717 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$z_{Cg,h} = 251,2 \text{ mm (k horním vláknům)}$$

$$z_{Cg,d} = 498,8 \text{ mm (k dolním vláknům)}$$

6.2.1.3. Vnitřní síly

$$M_{yd} = 1547,7 \text{ kNm}$$

$$N_{xd} = 1050,7 \text{ kN}$$

$$\text{max. } V_{zd} = 637,66 \text{ kN}$$

6.2.1.4. Posouzení napětí

Normálové napětí – horní vlákna

$$\sigma_{\max,h} = -\frac{M_{yd}}{I_y} \cdot z_{Cg,h} + \frac{N_{xd}}{A} = -\frac{1547,7 \cdot 10^6}{4,077 \cdot 10^9} \cdot 251,2 + \frac{1051 \cdot 10^3}{39218} = -68,6 \text{ MPa} < 345 \text{ MPa}$$

⇒ VYHOVUJE

Normálové napětí – dolní vlákna

$$\sigma_{\max,d} = \frac{M_{yd}}{I_y} \cdot z_{Cg,d} + \frac{N_{xd}}{A} = \frac{1547,7 \cdot 10^6}{4,077 \cdot 10^9} \cdot 498,8 + \frac{1051 \cdot 10^3}{39218} = 216,15 \text{ MPa} < 345 \text{ MPa}$$

⇒ VYHOVUJE

6.2.1.5. Posouzení na únavu

Z hlediska únavy je nejvíce namáhaný detail prostupu podélné výztuhy stěnou příčnicku. Jedná se o kategorii detailu 56.

Posouzení je provedeno pro křížení krajní podélné výztuhy a příčnicku uprostřed rozpětí mostu.

Základní vztah pro posouzení:

$$\Delta\sigma_p \cdot \lambda \cdot \phi_2 \cdot \gamma_{Ff} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$$

kde $\Delta\sigma_p$ - rozkmit napětí

λ - součinitel ekvivalentního poškození $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4$

λ_1 - součinitel, který zahrnuje účinek poškození od dopravy a závisí na rozpětí a tvaru příčinkové čáry. $\lambda_1 = 1,096$ (pro rozpětí $L = 2 \cdot 2,20 = 4,40 \text{ m}$)

λ_2 - součinitel, který vyjadřuje vliv objemu dopravy, byl uvažován hodnotou $\lambda_2 = 0,83$ - hodnota odpovídající objemu dopravy do $10 \cdot 10^6 \text{ t/rok}$

λ_3 - součinitel, který vyjadřuje návrhovou životnost konstrukce $\Rightarrow \lambda_3 = 1,00$ pro návrhovou životnost 100 let

λ_4 - součinitel, který vyjadřuje vliv zatížení konstrukčního prvku více než jednou kolejí. Jedna kolej $\Rightarrow \lambda_4 = 1,00$

λ - součinitel ekvivalentního poškození (lokální) $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 1,096 \cdot 0,83 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,9097$

$\lambda_{\max} \lambda_{\max} = 1,4$

ϕ_2 - dynamický součinitel ekvivalentního zatížení pro únavu $\phi_2 = 1,251$

γ_{Ff} - součinitel únavového zatížení $\gamma_{Ff} = 1,0$

γ_{Mf} - součinitel únavové pevnosti $\gamma_{Mf} = 1,15$

$\Delta\sigma_c$ - referenční rozkmit napětí $\Delta\sigma_c = 56 \text{ MPa}$

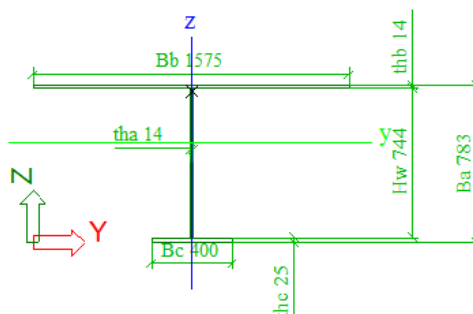
Průřezové charakteristiky průřezu v místě krajní podélné výztuhy:

$$A = 40978 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 4,5616 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$z_{Cg,h} = 279,8 \text{ mm (k horním vláknům)}$$

$$A_v = 7629 \text{ mm}^2$$



Rozkmit napětí:

$$\Delta M_{p,y} = 135,9 \text{ kNm}, \Delta N_p = 36,4 \text{ kN}$$

$$\Delta V_p = 286,6 \text{ kN}$$

$$\Delta\sigma_p = -\frac{\Delta M_{p,y}}{I_y} \cdot z_{Cg,h} - \frac{\Delta N_p}{A} = -\frac{135,9 \cdot 10^6}{4,5616 \cdot 10^9} \cdot 279,8 - \frac{36,4 \cdot 10^3}{40978} = -9,22 \text{ MPa}$$

$$\Delta\tau_p = \frac{\Delta V_p}{A_v} = \frac{218 \cdot 10^3}{6192} = 35,2 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{eq} = \frac{1}{2} \cdot (\Delta\sigma + \sqrt{\Delta\sigma^2 + 4\Delta\tau^2}) = \frac{1}{2} \cdot (8,6 + \sqrt{8,6^2 + 4 \cdot 35,2^2}) = 39,8 \text{ MPa}$$

Posouzení:

$$\Delta\sigma_p \cdot \lambda \cdot \phi_2 \cdot \gamma_{Ff} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$$

$$39,8 \cdot 0,91 \cdot 1,25 \cdot 1,0 \leq \frac{56}{1,15}$$

$$37,4 \leq 48,7 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

6.2.2. Koncový příčník

- k největšímu namáhání dojde při výměně ložisek. Posouzení na ohyb i na smyk je provedeno nad lisem, který je umístěn 950 mm od osy hlavního nosníku.

6.2.2.1. Spolupůsobící šířka plechu mostovky

- vliv boulení \Rightarrow mostovka je vyztužena podélnými výztuhami, k boulení nedochází
- vliv smykového ochabnutí
- $L_e = 0,7 \cdot L = 0,7 \cdot 6,3 = 4,41 \text{ m}$

$$b_{0,1} = 0,5 \text{ m} > L_e / 50 = 4,41 / 50 = 0,0882 \text{ m} \Rightarrow \text{vliv smykového ochabnutí nelze zanedbat}$$

$$b_{0,2} = 2,20 / 2 = 1,10 \text{ m} > L_e / 50 = 4,41 / 50 = 0,0882 \text{ m} \Rightarrow \text{vliv smykového ochabnutí nelze zanedbat}$$

$$\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{sl}}{b_0 \cdot t}} = \sqrt{1 + \frac{0}{500 \cdot 14}} = 1$$

$$\kappa_1 = \alpha_0 \cdot b_0 / L_e = 1 \cdot 0,5 / 4,41 = 0,113$$

$$0,02 < \kappa_1 = 0,113 \leq 0,70 \Rightarrow$$

$$\beta = \beta_{2,1} = \frac{1}{1 + 6,0 \cdot (\kappa - \frac{1}{2500 \cdot \kappa}) + 1,6 \cdot \kappa^2} = \frac{1}{1 + 6,0 \cdot (0,113 - \frac{1}{2500 \cdot 0,113}) + 1,6 \cdot 0,113^2} = 0,596$$

$$b_{eff,1} = \beta \cdot b_{0,1} = 0,596 \cdot 0,5 = 298,1 \text{ mm}$$

$$\kappa_2 = \alpha_0 \cdot b_0 / L_e = 1 \cdot 1,10 / 4,41 = 0,249$$

$$0,02 < \kappa_2 = 0,249 \leq 0,70 \Rightarrow$$

$$\beta = \beta_{2,2} = \frac{1}{1 + 6,0 \cdot (\kappa - \frac{1}{2500 \cdot \kappa}) + 1,6 \cdot \kappa^2} = \frac{1}{1 + 6,0 \cdot (0,249 - \frac{1}{2500 \cdot 0,249}) + 1,6 \cdot 0,249^2} = 0,387$$

$$b_{eff,2} = \beta \cdot b_{0,2} = 0,387 \cdot 1,10 = 425,7 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = b_{eff,1} + b_{eff,2} = 298,1 + 425,7 = 723,8 \text{ mm}$$

6.2.2.2. Průřezové charakteristiky

- průřezové charakteristiky jsou uvedeny pro nejnižší průřez v úžlabí příčníku

$$A = 44684 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 4,28 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 9,56 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$z_{Cg,h} = 483,9 \text{ mm (k horním vláknům)}$$

$$z_{Cg,d} = 266,1 \text{ mm (k dolním vláknům)}$$

$$y_{Cg,h} = 411,7 \text{ mm}$$

$$y_{Cg,d} = 312,1 \text{ mm}$$

6.2.2.3. Vnitřní síly

$$M_{yd} = 938 \text{ kNm}$$

$$M_{zd} = 21 \text{ kNm}$$

$$N_{xd} = 369 \text{ kN}$$

$$\text{max. } V_{zd} = 857,3 \text{ kN}$$

6.2.2.4. Posouzení na ohyb

Normálové napětí – horní vlákna

$$\sigma_{\max,h} = \frac{M_{yd}}{I_y} \cdot z_{Cg,h} + \frac{M_{zd}}{I_z} \cdot y_{Cg} - \frac{N_{xd}}{A} = \frac{938 \cdot 10^6}{2,870 \cdot 10^9} \cdot 351,4 + \frac{21 \cdot 10^6}{5,075 \cdot 10^8} \cdot 423,5 - \frac{369 \cdot 10^3}{29893} =$$

$$= 120,0 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa}$$

Normálové napětí – dolní vlákna

$$\sigma_{\max,d} = -\frac{M_{yd}}{I_y} \cdot z_{Cg,d} - \frac{M_{zd}}{I_z} \cdot y_{Cg} - \frac{N_{xd}}{A} = -\frac{938 \cdot 10^6}{2,870 \cdot 10^9} \cdot 387,6 - \frac{21 \cdot 10^6}{5,075 \cdot 10^8} \cdot 175 - \frac{369 \cdot 10^3}{29893} =$$

$$-146,3 \text{ MPa} < 345 \text{ MPa}$$

⇒ VYHOVUJE

6.2.2.5. Posouzení na smyk

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

$$\lambda_w = \frac{h_w}{86,4 \cdot t \cdot \varepsilon} = \frac{760}{86,4 \cdot 14 \cdot 0,81} = 0,775$$

$$\eta = 1,2$$

$$\chi_w = 0,83 / 0,775 = 1,071$$

$$V_{b,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = \frac{1,071 \cdot 355 \cdot 760 \cdot 14}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 2123 \text{ kN} > V_{zd} = 857 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Smykové napětí – horní vlákna

$$\tau = \frac{V_{zd} \cdot S_y}{I_y \cdot t} = \frac{857 \cdot 10^3 \cdot (724 \cdot 14 \cdot (483,9 - 7))}{4,28 \cdot 10^9 \cdot 14} = 69,23 \text{ MPa}$$

Smykové napětí – dolní vlákna

$$\tau = \frac{V_{zd} \cdot S_y}{I_y \cdot t} = \frac{857 \cdot 10^3 \cdot (500 \cdot 50 \cdot (266,1 - 25))}{4,28 \cdot 10^9 \cdot 14} = 86,21 \text{ MPa}$$

6.2.2.6. Srovnávací napětí

Horní vlákna

$$\sigma = \sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau_1^2} = \sqrt{69,2^2 + 3 \cdot 69,2^2} = \underline{255,0 \text{ MPa}} < \underline{355/1,1 = 322,7 \text{ MPa}} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Dolní vlákna

$$\sigma = \sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau_1^2} = \sqrt{146,3^2 + 3 \cdot 86,21^2} = \underline{260,7 \text{ MPa}} < \underline{345/1,1 = 313,6 \text{ MPa}} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

6.2.2.7. Posouzení na únavu

Z hlediska únavy je nejvíce namáhaný detail prostupu podélné výztuhy stěnou příčnicku. Jedná se o kategorii detailu 56.

Posouzení je provedeno pro křížení krajní podélné výztuhy a stěny příčnicku.

Základní vztah pro posouzení:

$$\Delta\sigma_p \cdot \lambda \cdot \phi_2 \cdot \gamma_{Ff} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$$

kde $\Delta\sigma_p$ - rozkmit napětí

λ - součinitel ekvivalentního poškození $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4$

λ_1 - součinitel, který zahrnuje účinek poškození od dopravy a závisí na rozpětí a tvaru příčinkové čáry. $\lambda_1 = 1,586$ (pro rozpětí $L = 2,20$ m)

λ_2 - součinitel, který vyjadřuje vliv objemu dopravy, byl uvažován hodnotou $\lambda_2 = 0,83$ - hodnota odpovídající objemu dopravy do $10 \cdot 10^6$ t/rok

λ_3 - součinitel, který vyjadřuje návrhovou životnost konstrukce $\Rightarrow \lambda_3 = 1,00$ pro návrhovou životnost 100 let

λ_4 - součinitel, který vyjadřuje vliv zatížení konstrukčního prvku více než jednou kolejí. Jedna kolej $\Rightarrow \lambda_4 = 1,00$

λ - součinitel ekvivalentního poškození (lokální) $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 1,586 \cdot 0,83 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1,316$

λ_{max} $\lambda_{max} = 1,4$

ϕ_2 - dynamický součinitel ekvivalentního zatížení pro únavu $\phi_2 = 1,668$

γ_{Ff} - součinitel únavového zatížení $\gamma_{Ff} = 1,0$

γ_{Mf} - součinitel únavové pevnosti $\gamma_{Mf} = 1,15$

$\Delta\sigma_c$ - referenční rozkmit napětí $\Delta\sigma_c = 56$ MPa

Průřezové charakteristiky průřezu v místě krajní podélné výztuhy:

$$A = 36281 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 3,522 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$z_{Cg,h} = 292,4 \text{ mm (k horním vláknům)}$$

$$A_v = 8848 \text{ mm}^2$$

Rozkmit napětí:

$$\Delta M_{p,y} = 138 \text{ kNm}, \Delta N_p = 67 \text{ kN}$$

$$\Delta V_p = 107 \text{ kN}$$

$$\Delta\sigma_p = -\frac{\Delta M_{p,y}}{I_y} \cdot z_{Cg,d} + \frac{\Delta N_p}{A} = -\frac{138 \cdot 10^6}{3,522 \cdot 10^9} \cdot 276,6 + \frac{67 \cdot 10^3}{36281} = -9,6 \text{ MPa}$$

$$\Delta\tau_p = \frac{\Delta V_p}{A_v} = \frac{107 \cdot 10^3}{8848} = 12,1 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{eq} = \frac{1}{2} \cdot (\Delta\sigma + \sqrt{\Delta\sigma^2 + 4\Delta\tau^2}) = \frac{1}{2} \cdot (9,6 + \sqrt{(9,6)^2 + 4 \cdot 12,1^2}) = 17,8 \text{ MPa}$$

Posouzení:

$$\Delta\sigma_p \cdot \lambda \cdot \phi_2 \cdot \gamma_{Ff} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$$

$$17,8 \cdot 1,316 \cdot 1,668 \cdot 1,0 \leq \frac{56}{1,15}$$

$$35,3 \leq 48,7 \Rightarrow \textbf{VYHOVUJE}$$

6.2.2.8. Výztuhy nad lisem

- v místě lisu pro přizvednutí konstrukce je nutné vyztužit stěnu příčnicku oboustrannými příčnými výztuhami

Posouzení příčné výztuhy nad lisem na vzpěrný tlak:

- tloušťka příčné výztuhy $t_{st} = 16 \text{ mm}$
- šířka příčné výztuhy $b_{st} = 150 \text{ mm}$
- výška příčné výztuhy $h_{st} = 700 \text{ mm}$
- plocha výztuhy $A = 7924 \text{ mm}^2$
- moment setrvačnosti výztuhy $I = 4,213 \times 10^7 \text{ mm}^4$
- poloměr setrvačnosti výztuhy $i = 72,9 \text{ mm}$

$$L_{cr} = 0,7 \cdot h_{st} = 0,7 \cdot 700 = 490 \text{ mm (uvažováno vetknutí nahoře i dole)}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{490}{72,9} \frac{1}{76,4} = 0,088$$

$$\alpha = 0,49$$

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,49(0,088 - 0,2) + 0,088^2 \right] = 0,476$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,476 + \sqrt{0,476^2 - 0,088^2}} = 1,06 \Rightarrow \chi = 1,0$$

$$\sigma = \frac{V_{sd}}{A \cdot \chi} = \frac{1743 \cdot 10^3}{7924 \cdot 1,0} = 220,0 \text{ MPa} < 345 / 1,1 = 313,6 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Posouzení svaru příčné výztuhy ke stěně příčnicku:

Příčná výztuha bude ke stěně příčnicku přivařena oboustranným koutovým svarem **a = 5 mm**.

Max. posouvající síla $V_{z,d} = 1743 \text{ kN}$

$$\tau_{II} = \frac{V_d}{h \cdot 2 \cdot a} = \frac{1743 \cdot 10^3}{700 \cdot 4 \cdot 5} = 124,5 \text{ MPa} < \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{510 / \sqrt{3}}{0,9 \cdot 1,25} = 262 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

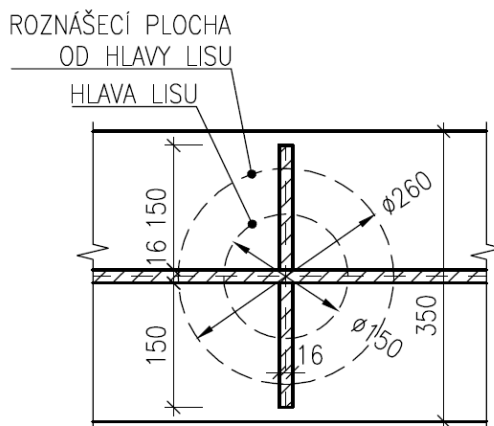
Posouzení kontaktního napětí příčné výztuhy:

Max. reakce nad lisem $R_z = 1050 \text{ kN}$

Byl uvažován lis s nosností **200 t**, s průměrem hlavice **150 mm**. Na spodním lici dolní pásnice příčnicku je umístěn terč tl. 30 mm.

Roznášecí plocha výztuhy $A = 2 \cdot 220 \cdot 14 = 6160 \text{ mm}^2$

$$\sigma = \frac{R_z}{A} = \frac{1050 \cdot 10^3}{6160} = 170,5 \text{ MPa} < 345 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$



6.2.3. Hlavní nosník – střední část

- Hlavní nosník je tvořen I průřezem, který je doplněn stěnou kolejového žlabu a částí mostovkového plechu. Vnitřní síly jsou odečteny z takto doplněného průřezu. Posouzení je pak provedeno pro samotný I průřez bez stěny kolejového žlabu a části mostovkového plechu

6.2.3.1. Průřezové charakteristiky

$$\begin{aligned}
 A &= 39992 \text{ mm}^2 \\
 I_y &= 1,143 \times 10^{10} \text{ mm}^4 \\
 I_z &= 3,607 \times 10^8 \text{ mm}^4 \\
 z_{Cg,h} &= 692,7 \text{ mm (k horním vláknům)} \\
 z_{Cg,d} &= 659,3 \text{ mm (k dolním vláknům)} \\
 y_{Cg,h} &= 225 \text{ mm} \\
 y_{Cg,d} &= 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

6.2.3.2. Vnitřní síly

$$\begin{aligned}
 M_{yd} &= 1485 \text{ kNm} \\
 M_{zd} &= 49 \text{ kNm} \\
 N_{xd} &= 3705 \text{ kN} \\
 V_{zd} &= 248 \text{ kN} \\
 \text{max. } V_{zd} &= 570 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

6.2.3.3. Posouzení na tah s ohybem

- posouzení je provedeno v místě mezilehlého příčnicku, kde dochází k největšímu namáhání od ohybového momentu a osově síly.

Normálové napětí – horní vlákna

$$\sigma_{\max,d} = -\frac{M_{yd}}{I_y} \cdot z_{Cg,h} + \frac{M_{zd}}{I_z} \cdot y_{Cg,h} + \frac{N_{xd}}{A} = -\frac{1485 \cdot 10^6}{1,143 \cdot 10^{10}} \cdot 692,7 + \frac{49 \cdot 10^6}{3,607 \cdot 10^8} \cdot 225 + \frac{3705 \cdot 10^3}{39992} =$$

$$= 33,2 \text{ MPa} < 345 \text{ MPa}$$

⇒ VYHOVUJE

Normálové napětí – dolní vlákna

$$\sigma_{\max,d} = \frac{M_{yd}}{I_y} \cdot z_{Cg,d} + \frac{M_{zd}}{I_z} \cdot y_{Cg,d} + \frac{N_{xd}}{A} = \frac{1485 \cdot 10^6}{1,143 \cdot 10^{10}} \cdot 659,3 + \frac{49 \cdot 10^6}{3,607 \cdot 10^8} \cdot 250 + \frac{3705 \cdot 10^3}{39992} =$$

$$= 212,3 \text{ MPa} < 345 \text{ MPa}$$

⇒ VYHOVUJE

6.2.3.4. Posouzení na smyk

- příčná výztuha stěny dolního pasu je uvažována v místech příčniců $\Rightarrow a = 2,20 \text{ m}$
- posouzení na smyk je provedeno v místě uložení hlavního nosníku na podporu, kde je namáhán maximální posouvající silou

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

$$a/h_w = 2625/1302 = 2,02 > 1 \Rightarrow k_\tau = 5,34 + 4 \cdot (h_w/a)^2 = 5,34 + 4 \cdot (1302/2625)^2 = 6,324$$

$$\overline{\lambda}_w = \frac{h_w}{37,4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}} = \frac{1302}{37,4 \cdot 16 \cdot 0,81 \cdot \sqrt{6,324}} = 1,063$$

$$\eta = 1,2$$

$$\chi_w = 0,83 / \overline{\lambda}_w = 0,83 / 1,063 = 0,78$$

$$V_{b,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = \frac{0,78 \cdot 355 \cdot 1302 \cdot 16}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 3029 \text{ kN} > V_{zd} = 570 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Smykové napětí v místě dolního krčního svaru (v místě mezilehlého příčnicku)

$$\tau = \frac{V_{zd} \cdot S_y}{I_y \cdot t} = \frac{248 \cdot 10^3 \cdot (500 \cdot 20 \cdot (659,3 - 10))}{1,143 \cdot 10^{10} \cdot 16} = 8,8 \text{ MPa}$$

6.2.3.5. Srovnávací napětí

$$\sigma = \sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau_1^2} = \sqrt{212,3^2 + 3 \cdot 8,8^2} = \underline{\underline{212,8 \text{ MPa} < 345/1,1 = 313,6 \text{ MPa}}} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

6.2.3.6. Posouzení na únavu

Z hlediska únavy je nejvíce namáhán detail podélného svaru „T-výztuhy“ k dolní pásnici dolního pasu v místě styčnicku s příčnicí. Jedná se o kategorii detailu 56.

Posouzení je provedeno uprostřed rozpětí mostu.

Základní vztah pro posouzení:

$$\Delta\sigma_p \cdot \lambda \cdot \phi_2 \cdot \gamma_{Ff} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$$

kde $\Delta\sigma_p$ - rozkmit napětí

λ - součinitel ekvivalentního poškození $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4$

λ_1 - součinitel, který zahrnuje účinek poškození od dopravy a závisí na rozpětí a tvaru příčinkové čáry. $\lambda_1 = 0,649$ (pro rozpětí $L = 26,4 \text{ m}$)

λ_2 - součinitel, který vyjadřuje vliv objemu dopravy, byl uvažován hodnotou $\lambda_2 = 0,83$ - hodnota odpovídající objemu dopravy do 10^6 t/rok

λ_3 - součinitel, který vyjadřuje návrhovou životnost konstrukce $\Rightarrow \lambda_3 = 1,00$ pro návrhovou životnost 100 let

λ_4 - součinitel, který vyjadřuje vliv zatížení konstrukčního prvku více než jednou kolejí. Jedna kolej $\Rightarrow \lambda_4 = 1,00$

λ - součinitel ekvivalentního poškození (lokální) $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 0,649 \cdot 0,83 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,539$

λ_{\max} $\lambda_{\max} = 1,4$

ϕ_2 - dynamický součinitel ekvivalentního zatížení pro únavu $\phi_2 = 1,112$

γ_{Ff} - součinitel únavového zatížení $\gamma_{Ff} = 1,0$

γ_{Mf} - součinitel únavové pevnosti $\gamma_{Mf} = 1,15$

$\Delta\sigma_c$ - referenční rozkmit napětí $\Delta\sigma_c = 56 \text{ MPa}$

Rozkmit napětí:

$$\Delta M_{p,y} = 226 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_{p,z} = 17 \text{ kN}$$

$$\Delta N_p = 1092 \text{ kN}$$

$$\Delta \sigma_p = \frac{\Delta M_{p,y}}{I_y} \cdot z_{Cg,d} + \frac{\Delta M_{p,z}}{I_z} + \frac{\Delta N_p}{A} = \frac{226 \cdot 10^6}{1,143 \cdot 10^{10}} \cdot 659,3 + \frac{17 \cdot 10^6}{3,607 \cdot 10^8} \cdot 250 + \frac{1092 \cdot 10^3}{39992} = 52,1 \text{ MPa}$$

Posouzení:

$$\Delta \sigma_p \cdot \lambda \cdot \phi_2 \cdot \gamma_{Ff} \leq \frac{\Delta \sigma_c}{\gamma_{Mf}}$$

$$52,1 \cdot 0,461 \cdot 1,05 \cdot 1,0 \leq \frac{56}{1,15}$$

$$24,0 \leq 48,7 \Rightarrow \textbf{VYHOVUJE}$$

6.2.3.7. Podporové výztuhy nad ložiskem

Max. reakce nad ložiskem $R_z = 3405 \text{ kN}$

Bylo uvažováno ložisko s průměrem hrnce **550 mm**. Dále bylo uvažováno s roznosem plochy ložiska přes klínovou desku tl. 30 mm a dolní pásnici dolního pasu tl. 50 mm.

Roznášecí plocha výztuh $A = 4 \cdot 310 \cdot 16 = 19840 \text{ mm}^2$

$$\sigma = \frac{R_z}{A} = \frac{3405 \cdot 10^3}{19840} = 171,6 \text{ MPa} < 345 \text{ MPa} \Rightarrow \textbf{VYHOVUJE}$$

6.3. MOSTNÍ ZÁVĚRY

6.3.1. Dilatace od teploty

Charakteristické hodnoty maximálního rozsahu rovnoměrné složky teploty (viz kap. Zatížení) :

zkrácení: $\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 10^\circ\text{C} - (-39^\circ\text{C}) = 49^\circ\text{C}$

prodloužení: $\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 56^\circ\text{C} - 10^\circ\text{C} = 46^\circ\text{C}$

$$\Delta T_d^+ = \Delta T_{N,exp} + 10^\circ\text{C} = 46 + 10 = \mathbf{56^\circ\text{C}}$$

$$\Delta T_d^- = \Delta T_{N,con} + 10^\circ\text{C} = 49 + 10 = \mathbf{-59^\circ\text{C}}$$

$$T_0 = 10^\circ\text{C}$$

Opěra 2:

$$-\Delta l^- = \Delta t \cdot l \cdot \alpha = -59 \times 26400 \times 12 \cdot 10^{-6} = \mathbf{-18,7 \text{ mm}} \text{ (zkrácení)}$$

$$-\Delta l^+ = \Delta t \cdot l \cdot \alpha = 56 \times 26400 \times 12 \cdot 10^{-6} = \mathbf{17,7 \text{ mm}} \text{ (prodloužení)}$$

6.3.2. Dilatace od průhybu

Dilatace je počítána pouze od průhybu od dlouhodobého nahodilého zatížení a od zatížení kolejovou dopravou. Uvedené hodnoty jsou návrhové.

Opěra 1

$$\Delta l^+ = \mathbf{0 \text{ mm}}$$

$$\Delta l^- = -1,4 - 4,63 = \mathbf{-6,0 \text{ mm}}$$

Opěra 2

$$\Delta l^+ = 1,8 + 8,1 = 9,9 \text{ mm}$$

$$\Delta l^- = 0 \text{ mm}$$

6.3.3. Celková dilatace, návrh MZ

Dilatace od:	Opěra 1	Opěra 2
Teplota (prodloužení)	0,0	17,7
Teplota (zkrácení)	0,0	-18,7
Průhyb	-6,0	9,9
Celkem (prodloužení)	0,0	27,6
Celkem (zkrácení)	-6,0	-18,7
Celkem	6,0	46,3

Opěra 1

$$\Delta l = 6,0 \text{ mm}$$

Navržen lamelový mostní závěr – s dilatační schopností 80 mm

Opěra 2

$$\Delta l = 46,3 \text{ mm}$$

Navržen lamelový mostní závěr – s dilatační schopností 80 mm

Mostní závěr na opěře 2 musí být osazen při teplotě 10°C. Pro jinou teplotu musí být mostní závěr přenastaven.

6.4. LOŽISKA

6.4.1. Požadavky na ložiska

Uvedené hodnoty zatížení jsou návrhové.

Uvedené hodnoty posunů jsou návrhové, tj. včetně zohlednění zvětšení rozsahu posunů a pootočení dle čl.5.4 ČSN EN 1337-1 (o hodnotu posunu +/- 20 mm a pootočení +/- 5 mrad).

Uvedené osy X- směr rozpětí mostu, Y- kolmo k ose mostu, Z, jsou lokální osy ložiska.

Spodní stavba je železobetonová, vrchní stavba je z oceli S355.

Kladné hodnoty přednastavení ložisek představují pohyb mostu směrem od pevného ložiska.

Hodnoty přednastavení ložisek jsou vztaženy na montážní teplotu 10 °C.

Třecí síly v ložiskách jsou započítány pouze u reakcí v podélném směru – osa X., součinitel tření 0,03

LOŽISKO L 1.1: Kalotové všesměrně pohyblivé lož. - 1kus		OPĚRA 1
PARAMETRY	HODNOTA	JEDNOTKA
Maximální výsledné vertikální zatížení - osa Z	3390	kN
Minimální výsledné vertikální zatížení - osa Z	819	kN
Maximální výsledné horizontální podél. zatížení - osa X	± 110	kN
Maximální výsledné horizontální příčné zatížení - osa Y	± 0	kN
Pohyb v ose mostu - osa X	± 50	mm
Přednastavení ložiska v ose X	10	mm
Pohyb kolmo na osu mostu - osa Y	± 20	mm
Úhel pootočení kolem osy ložiska Y	± 10,2	mrad

LOŽISKO L1.2: Kalotové příčně pevné lož. - 1kus		OPĚRA 1
PARAMETRY	HODNOTA	JEDNOTKA
Maximální výsledné vertikální zatížení - osa Z	2796	kN
Minimální výsledné vertikální zatížení - osa Z	796	kN
Maximální výsledné horizontální podél. zatížení - osa X	± 85	kN
Maximální výsledné horizontální příčné zatížení - osa Y	± 756	kN
Pohyb v ose mostu - osa X	± 50	mm
Přednastavení ložiska v ose X	10	mm
Pohyb kolmo na osu mostu - osa Y	± 0	mm
Úhel pootočení kolem osy ložiska Y	± 10,2	mrad

LOŽISKO L2.1: Kalotové podélně pevné lož. - 1kus		OPĚRA 2
PARAMETRY	HODNOTA	JEDNOTKA
Maximální výsledné vertikální zatížení - osa Z	3405	kN
Minimální výsledné vertikální zatížení - osa Z	818	kN
Maximální výsledné horizontální podél. zatížení - osa X	420	kN
Maximální výsledné horizontální příčné zatížení - osa Y	± 0	kN
Pohyb v ose mostu - osa X	± 0	mm
Přednastavení ložiska v ose X	10	mm
Pohyb kolmo na osu mostu - osa Y	± 20	mm
Úhel pootočení kolem osy ložiska Y	± 9,7	mrad

LOŽISKO L2.2: Kalotové pevné lož. - 1kus		OPĚRA 2
PARAMETRY	HODNOTA	JEDNOTKA
Maximální výsledné vertikální zatížení - osa Z	2786	kN
Minimální výsledné vertikální zatížení - osa Z	794	kN
Maximální výsledné horizontální podél. zatížení - osa X	± 451	kN
Maximální výsledné horizontální příčné zatížení - osa Y	± 801	kN
Pohyb v ose mostu - osa X	± 0	mm
Pohyb kolmo na osu mostu - osa Y	± 0	mm
Úhel pootočení kolem osy ložiska Y	± 9,4	mrad

6.4.2. Kotvení ložisek k OK mostu

Do vrchní ocelové stavby budou ložiska kotvena přes klínovou desku pomocí šroubů jakosti 10.9 v následujícím rozsahu:

Návrhová únosnost jednoho šroubu jakosti 10.9 ve střihu

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} \quad (\text{rovina střihu prochází mimo závit šroubu})$$

$f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$ - pevnost šroubu jakosti 10.9
 A - plocha šroubu
 $\gamma_{M2} = 1,25$ - součinitel spolehlivosti

Průměr šroubu d (mm)	12	16	20	22	24	27	30	36
Plocha šroubu A (mm ²)	113,1	201,1	314,2	380,1	452,4	572,6	706,9	1017,9
Únosnost šroubu 10.9 ve střihu $F_{v,Rd}$ (kN)	54,3	96,5	150,8	182,5	217,1	274,8	339,3	488,6

Návrh kotvení všesměrně pohyblivého ložiska L1.1:**Návrh: 4 x M20 jakosti 10.9**

- maximální návrhová podélná síla $F_d = 110 \text{ kN}$
- maximální návrhová příčná síla $F_d = 0 \text{ kN}$
- výsledná návrhová vodorovná síla na $F_d = \sqrt{110^2 + 0^2} = 110 \text{ kN}$
- vliv vložky z P30: $\beta_p = \frac{9d}{8d + 3t_p} = \frac{9 \cdot 20}{8 \cdot 20 + 3 \cdot 30} = 0,720$

Únosnost šroubů 4 x M20 jakosti 10.9: $F_{v,Rd} = 4 \cdot 0,720 \cdot 150,8 = \underline{434 \text{ kN} > F_d = 110 \text{ kN} \Rightarrow \text{vyhoví}}$

Návrh kotvení podélně pohyblivého ložiska L1.2:**Návrh: 8 x M24 jakosti 10.9**

- maximální návrhová podélná síla $F_d = 85 \text{ kN}$
- maximální návrhová příčná síla $F_d = 756 \text{ kN}$
- výsledná návrhová vodorovná síla na $F_d = \sqrt{85^2 + 756^2} = 761 \text{ kN}$
- vliv vložky z P30: $\beta_p = \frac{9d}{8d + 3t_p} = \frac{9 \cdot 24}{8 \cdot 24 + 3 \cdot 30} = 0,766$

Únosnost šroubů 8 x M24 jakosti 10.9: $F_{v,Rd} = 8 \cdot 0,766 \cdot 217,1 = \underline{1330 \text{ kN} > F_d = 761 \text{ kN} \Rightarrow \text{vyhoví}}$

Návrh kotvení příčně pohyblivého ložiska L2.1:**Návrh: 4 x M24 jakosti 10.9**

- maximální návrhová podélná síla $F_d = 451 \text{ kN}$
- maximální návrhová příčná síla $F_d = 0 \text{ kN}$
- výsledná návrhová vodorovná síla na $F_d = \sqrt{451^2 + 0^2} = 451 \text{ kN}$
- vliv vložky z P30: $\beta_p = \frac{9d}{8d + 3t_p} = \frac{9 \cdot 24}{8 \cdot 24 + 3 \cdot 30} = 0,766$

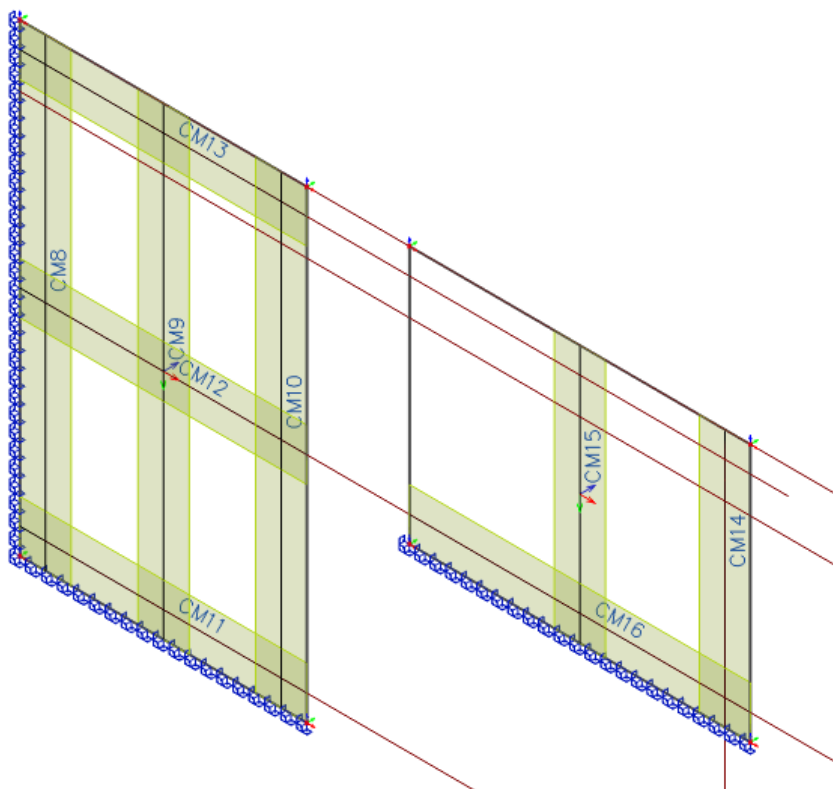
Únosnost šroubů 4x M24 jakosti 10.9: $F_{v,Rd} = 4 \cdot 0,766 \cdot 217,1 = \underline{665 \text{ kN} > F_d = 451 \text{ kN} \Rightarrow \text{vyhoví}}$

Návrh kotvení pevného ložiska L2.2:**Návrh: 8 x M24 jakosti 10.9**

- maximální návrhová podélná síla $F_d = 451 \text{ kN}$
- maximální návrhová příčná síla $F_d = 801 \text{ kN}$
- výsledná návrhová vodorovná síla na $F_d = \sqrt{801^2 + 451^2} = 919 \text{ kN}$
- vliv vložky z P30: $\beta_p = \frac{9d}{8d + 3t_p} = \frac{9 \cdot 24}{8 \cdot 24 + 3 \cdot 30} = 0,766$

Únosnost šroubů 8 x M24 jakosti 10.9: $F_{v,Rd} = 8 \cdot 0,766 \cdot 217,1 = \underline{1330 \text{ kN} > F_d = 919 \text{ kN} \Rightarrow \text{vyhoví}}$

7. KŘÍDLO OPĚRY, ZÁVERNÁ ZEĎ A PŘECHODOVÝ ÚSEK



KŘÍDLO OPĚRY SVISLE

Norma

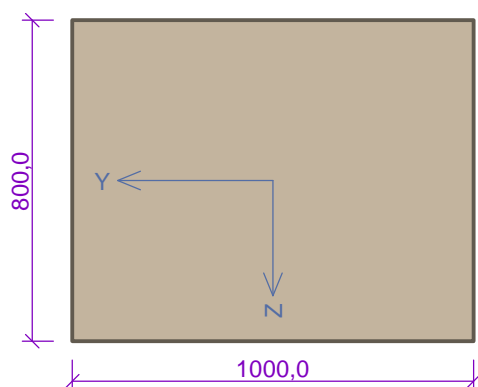
Norma EN 1992-1-1/Česko.

1 Řez 1

1.1 Vstupní data

Typ prvku: stěna
Prostředí: X0
Délka dílce: 8,00m

Průřez



Materiály

Beton: C 30/37

$f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$

Ocel podélná: B500B

$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Ocel příčná: B500

$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Vnitřní síly - základní návrhová (MSÚ)

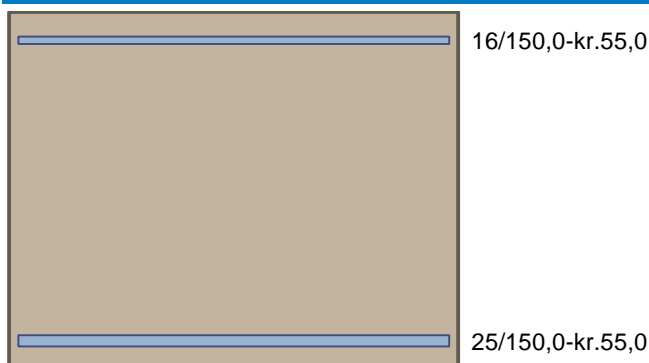
č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	QP koef. [-]
1	Zat. případ 1	-144,50	774,04	650,50	1,000

Vzpěr

Délka prvku [m]	Koef. vzpěru [-]	Vzpěrná délka [m]
8,00	2,00	16,00

Podélná výztuž

Počet	Profil [mm]	Krytí [mm]	Umístění
6,667	16	55,0	horní výztuž
6,667	25	55,0	dolní výztuž



S tlačnou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž

Obvodové třmínky

Profil: 10 mm; Vzdálenost: 150,0 mm; Krytí: 45,0 mm

Spony

Profil: 10 mm; Vzdálenost: 150,0 mm; Střihy: 1

Minimální krytí

Třída konstrukce: S4

$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; 10) = \max(25; 10; 10) = 25 \text{ mm}$

$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 25 + 10 = 35 \text{ mm}$

1.2 Výsledky

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Stěna (celková výztuž):

$\rho_s = 0,00577 \geq \rho_{s,min} = 0,002 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

$\rho_s = 0,00577 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Minimální plocha vodorovné výztuže: $A_{sh,min} = 1 \text{ } 153 \text{ mm}^2$

Posouzení konstrukčních zásad třmínků

Minimální průměr třmínků $d = 6,25 \text{ mm} \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost třmínků $s_{cl,max} = 240,0 \text{ mm} \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Využití [%]	Posouzení
1	Zat. případ 1	-144,50	-17845,16	774,04	1078,00	650,50	827,97	78,6	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE - 78,6 %

Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE

Využití: 78,6 %

KŘÍDLO OPĚRY VODOROVNĚ

Norma

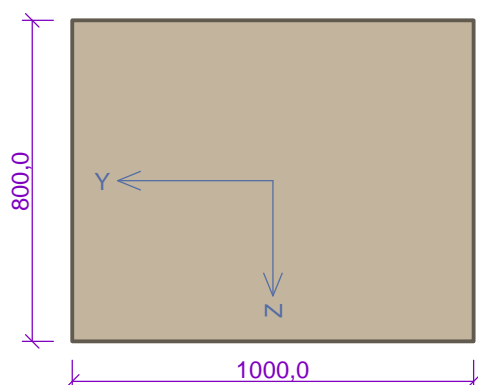
Norma EN 1992-1-1/Česko.

1 Řez 1

1.1 Vstupní data

Typ prvku: stěna
Prostředí: X0
Délka dílce: 8,00m

Průřez



Materiály

Beton: C 30/37

$f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$

Ocel podélná: B500B

$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Ocel příčná: B500

$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Vnitřní síly - základní návrhová (MSÚ)

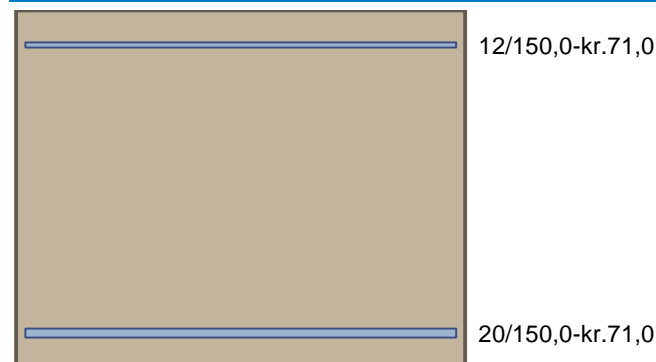
č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	QP koef. [-]
1	Zat. případ 1	-16,85	485,40	313,50	1,000
2	Zat. případ 2	-16,85	410,00	262,90	1,000

Vzpěr

Délka prvku [m]	Koef. vzpěru [-]	Vzpěrná délka [m]
5,60	2,00	11,20

Podélná výztuž

Počet	Profil [mm]	Krytí [mm]	Umístění
6,667	12	71,0	horní výztuž
6,667	20	71,0	dolní výztuž



S tlačnou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž

Obvodové třmínky

Profil: 8 mm; Vzdálenost: 150,0 mm; Krytí: 47,0 mm

Spony

Profil: 8 mm; Vzdálenost: 150,0 mm; Střihy: 1

Minimální krytí

Třída konstrukce: S4

$$c_{\min} = \max(c_{\min,b}; c_{\min,dur}; 10) = \max(20; 10; 10) = 20 \text{ mm}$$

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} = 20 + 10 = 30 \text{ mm}$$

1.2 Výsledky**Posouzení min. a max. stupně vyztužení**

Stěna (celková výztuž):

$$\rho_s = 0,00356 \geq \rho_{s,\min} = 0,002 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,00356 \leq \rho_{s,\max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Minimální plocha vodorovné výztuže: $A_{sh,\min} = 800 \text{ mm}^2$ **Posouzení konstrukčních zásad třmínků**Minimální průměr třmínků $d = 6 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$ Maximální vzdálenost třmínků $s_{cl,\max} = 180,0 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$ **Posouzení mezního stavu únosnosti**

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Využití [%]	Posouzení
1	Zat. případ 1	-16,85	-17139,35	485,40	674,71	313,50	528,91	71,9	Vyhovuje
2	Zat. případ 2	-16,85	-17139,35	410,00	674,71	262,90	528,91	60,8	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE - 71,9 %**Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE**

Využití: 71,9 %

ZÁVĚRNÁ ZEĎ SVISLE**Norma**

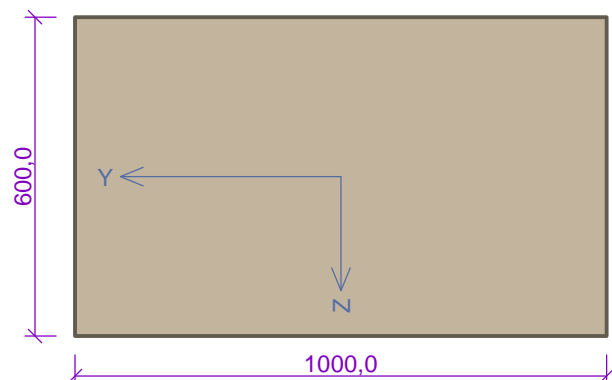
Norma EN 1992-1-1/Česko.

1 Řez 1**1.1 Vstupní data**

Typ prvku: stěna

Prostředí: X0

Délka dílce: 8,00m

Průřez**Materiály****Beton: C 30/37** $f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$ **Ocel podélná: B500B** $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$ **Ocel příčná: B500** $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Vnitřní síly - základní návrhová (MSÚ)

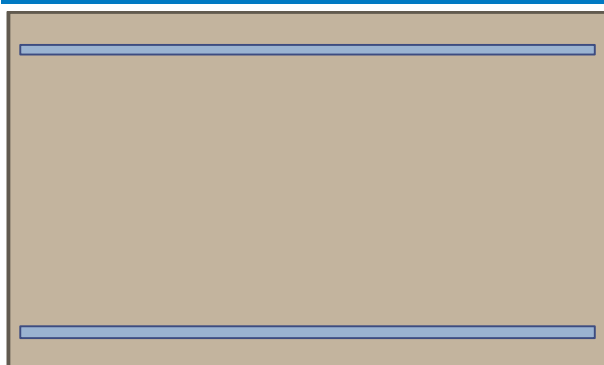
č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	QP koef. [-]
1	Zat. případ 1	-65,00	165,02	151,82	1,000

Vzpěr

Délka prvku [m]	Koef. vzpěru [-]	Vzpěrná délka [m]
2,40	2,00	4,80

Podélná výztuž

Počet	Profil [mm]	Krytí [mm]	Umístění
6,667	16	55,0	horní výztuž
6,667	20	55,0	dolní výztuž



16/150,0-kr.55,0

20/150,0-kr.55,0

S tlacenou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž

Obvodové třmínky

Profil: 12 mm; Vzdálenost: 150,0 mm; Krytí: 43,0 mm

Spony

Profil: 12 mm; Vzdálenost: 150,0 mm; Střihy: 1

Minimální krytí

Třída konstrukce: S4

 $c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; 10) = \max(20; 10; 10) = 20 \text{ mm}$ $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 20 + 10 = 30 \text{ mm}$

1.2 Výsledky

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Stěna (celková výztuž):

 $\rho_s = 0,00572 \geq \rho_{s,min} = 0,002 \Rightarrow$ **Vyhovuje** $\rho_s = 0,00572 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$ **Vyhovuje**Minimální plocha vodorovné výztuže: $A_{sh,min} = 858,7 \text{ mm}^2$

Posouzení konstrukčních zásad třmínků

Minimální průměr třmínků $d = 6 \text{ mm} \Rightarrow$ **Vyhovuje**Maximální vzdálenost třmínků $s_{cl,max} = 240,0 \text{ mm} \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Využití [%]	Posouzení
1	Zat. případ 1	-65,00	-13373,92	165,02	500,00	151,82	873,91	33,0	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE - 33,0 %**Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE**

Využití: 33,0 %

PŘECHODOVÝ ÚSEK U - SVISLE

Norma

Norma EN 1992-1-1/Česko.

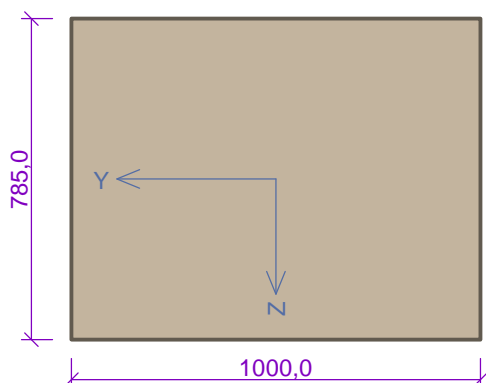
1 Řez 1

1.1 Vstupní data

Typ prvku: stěna

Prostředí: X0

Průřez



Materiály

Beton: C 30/37

$f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$

Ocel podélná: B500B

$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Ocel příčná: B500

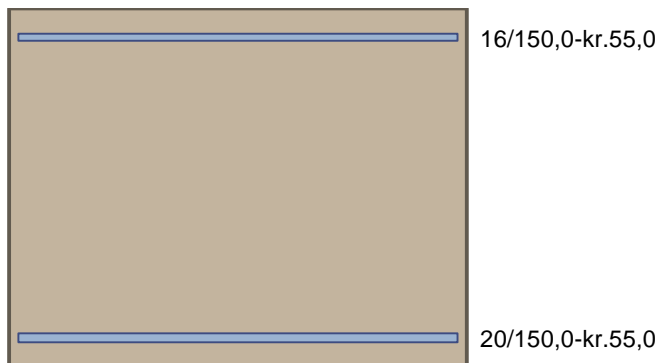
$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Vnitřní síly - základní návrhová (MSÚ)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	QP koef. [-]
1	Zat. případ 1	-111,00	366,00	214,30	1,000

Podélná výztuž

Počet	Profil [mm]	Krytí [mm]	Umístění
6,667	16	55,0	horní výztuž
6,667	20	55,0	dolní výztuž



S tlačnou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž

Obvodové třmínky

Profil: 8 mm; Vzdálenost: 150,0 mm; Krytí: 47,0 mm

Spony

Profil: 8 mm; Vzdálenost: 150,0 mm; Střihy: 1

Minimální krytí

Třída konstrukce: S4

$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; 10) = \max(20; 10; 10) = 20 \text{ mm}$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 20 + 10 = 30 \text{ mm}$$

1.2 Výsledky

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Stěna (celková výztuž):

$$\rho_s = 0,00438 \geq \rho_{s,min} = 0,002 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,00438 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Minimální plocha vodorovné výztuže: $A_{sh,min} = 858,7 \text{ mm}^2$

Posouzení konstrukčních zásad třmínků

Minimální průměr třmínků $d = 6 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$

Maximální vzdálenost třmínků $s_{cl,max} = 240,0 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Využití [%]	Posouzení
1	Zat. případ 1	-111,00	-17073,92	366,00	705,88	214,30	529,05	51,9	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE - 51,9 %

Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE

Využití: 51,9 %

8. PILOTOVÝ ZÁKLAD

Posouzení skupiny pilot

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
 Součinitele EN 1992-1-1 : standardní
 Ocelové konstrukce : EN 1993-1-1 (EC3)
 Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu : $\gamma_{M0} = 1,00$

Skupina pilot

Výpočet pro odvodněné podmínky : NAVFAC DM 7.2
 Účinnost skupiny pilot : La Barré (ČSN 73 1002)
 Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
 Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,15 [-]	1,00 [-]

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na plášti :	$\gamma_s =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce odporu na patě :	$\gamma_b =$	1,10 [-]	

Parametry zemín

N5 - Třída S4 SM

Objemová tíha : $\gamma = 19,50 \text{ kN/m}^3$
 Edometrický modul : $E_{oed} = 20,00 \text{ MPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,50 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$

Q3 - Třída G3, ulehá

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
 Edometrický modul : $E_{oed} = 120,00 \text{ MPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 36,00^\circ$

Q7 - Třída S5 SC

Objemová tíha : $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$
 Edometrický modul : $E_{oed} = 17,00 \text{ MPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18,50 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 27,00^\circ$

Q2-Třída S4

Objemová tíha : $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$
 Edometrický modul : $E_{oed} = 17,00 \text{ MPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18,50 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 28,00^\circ$

N4 - Třída F4, konzistence pevná, $S_r > 0,8$

Objemová tíha : $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$
 Edometrický modul : $E_{oed} = 13,00 \text{ MPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18,50 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 24,50^\circ$

N3 - Třída F6 CL , F8 CH, konzistence pevná, $S_r > 0,8$

Objemová tíha : $\gamma = 19,50 \text{ kN/m}^3$
 Edometrický modul : $E_{oed} = 14,00 \text{ MPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,50 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 18,00^\circ$

Q5 -Třída F8, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$
 Edometrický modul : $E_{oed} = 7,50 \text{ MPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,50 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 15,00^\circ$

Třída F1, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Edometrický modul : $E_{oed} = 24,00 \text{ MPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 29,00^\circ$

Q1-Třída G3, středně ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Edometrický modul : $E_{oed} = 102,00 \text{ MPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 32,50^\circ$

Q6 - Třída S3, ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 19,50 \text{ kN/m}^3$
 Edometrický modul : $E_{oed} = 32,00 \text{ MPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,50 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 32,00^\circ$

N1 - Třída S3 SF, ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
 Edometrický modul : $E_{oed} = 32,00 \text{ MPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 33,00^\circ$

N2 - Třída S5 SC ulehlý

Objemová tíha : $\gamma = 19,50 \text{ kN/m}^3$
 Edometrický modul : $E_{oed} = 17,00 \text{ MPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,50 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 28,00^\circ$

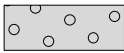




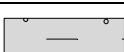
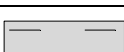
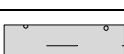

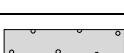
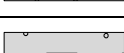
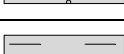
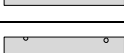
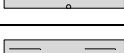
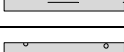
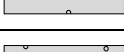
Konstrukce

Šířka základové desky $b_x = 11,00 \text{ m}$
 $b_y = 10,00 \text{ m}$
 Průměr piloty $d = 1,50 \text{ m}$
 Počet pilot $n_x = 4$
 $n_y = 4$
 Osová vzdálenost $s_x = 2,90 \text{ m}$
 $s_y = 2,60 \text{ m}$

Materiál konstrukceObjemová tíha $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$

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

Beton : C 20/25Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 20,00 \text{ MPa}$ Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2,20 \text{ MPa}$ Modul pružnosti $E_{cm} = 30000,00 \text{ MPa}$ Modul pružnosti ve smyku $G = 12500,00 \text{ MPa}$ **Ocel podélná : B500**Mez kluzu $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$ **Ocel příčná: B500**Mez kluzu $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$ **Geologický profil a přiřazení zemin**

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,50	Q1-Třída G3, středně ulehlá	
2	1,10	Q6 - Třída S3, ulehlá	
3	1,90	Q7 - Třída S5 SC	
4	1,00	Q3 - Třída G3, ulehlá	
5	0,90	Q7 - Třída S5 SC	
6	1,50	N4 - Třída F4, konzistence pevná, $S_r > 0,8$	
7	4,40	N3 - Třída F6 CL , F8 CH, konzistence pevná, $S_r > 0,8$	
8	0,80	N4 - Třída F4, konzistence pevná, $S_r > 0,8$	
9	0,70	N5 - Třída S4 SM	
10	0,50	N1 - Třída S3 SF, ulehlá	
11	1,50	N4 - Třída F4, konzistence pevná, $S_r > 0,8$	
12	0,50	N3 - Třída F6 CL , F8 CH, konzistence pevná, $S_r > 0,8$	
13	1,30	N4 - Třída F4, konzistence pevná, $S_r > 0,8$	
14	0,40	N3 - Třída F6 CL , F8 CH, konzistence pevná, $S_r > 0,8$	
15	1,00	N4 - Třída F4, konzistence pevná, $S_r > 0,8$	
16	-	N4 - Třída F4, konzistence pevná, $S_r > 0,8$	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N	M _x	M _y	H _x	H _y	M _z
	nové	změna			[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]
1	Ano		F1-most bez dopr.	Návrhové	14299,3 0	0,00	- 25472,10	1922,7 0	0,00	0,00
2	Ano		F2-most s dopr LM71	Návrhové	17739,6 0	5460,2 5	-8372,40	2923,7 0	827,3 0	0,00
3	Ano		F3-most s dopr SW/2	Návrhové	17159,1 0	5460,2 5	- 10142,98	2923,7 0	827,3 0	0,00
4	Ano		F4-most s dopr LM71 ob- rac.	Návrhové	17739,6 0	5460,2 5	- 21585,60	921,70	827,3 0	0,00
5	Ano		F5-most dopr LM 71+přít	Návrhové	18639,1 0	5460,2 5	-8152,00	3360,4 0	827,3 0	0,00
6	Ano		F6-most dopr LM714 char	Užitné	12960,4 0	3748,5 0	270,81	2613,2 0	567,9 6	0,00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 3,30 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : analytické řešení

Typ podloží : nesoudržná zemina

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení svislé únosnosti - vstupní data

Výpočet proveden pro zatěžovací stav číslo 1. (F1-most bez dopr.)

Součinitel výpočtu kritické hloubky : $k_{dc} = 1,00$

Součinitel únosnosti N_q je dopočítán.

Posouzení svislé únosnosti skupiny pilot v nesoudržné zemině

Max. svislá síla se uvažuje včetně tíhy základové desky.

Únosnost piloty na plášti $R_s = 884,83 \text{ kN}$

Únosnost piloty v patě $R_b = 1783,65 \text{ kN}$

Svislá únosnost osamělé piloty $R_c = 2668,49 \text{ kN}$

Účinnost skupiny pilot $\eta_g = 0,52$

Svislá únosnost skupiny pilot $R_g = 22336,67 \text{ kN}$

Maximální svislá síla $V_d = 17790,70 \text{ kN}$

$R_g = 22336,67 \text{ kN} > 17790,70 \text{ kN} = V_d$

Svislá únosnost skupiny pilot VYHOVUJE

Posouzení čís. 2

Posouzení svislé únosnosti - vstupní data

Výpočet proveden pro zatěžovací stav číslo 2. (F2-most s dopr LM71)

Součinitel výpočtu kritické hloubky : $k_{dc} = 1,00$

Součinitel únosnosti N_q je dopočítán.

Posouzení svislé únosnosti skupiny pilot v nesoudržné zemině

Max. svislá síla se uvažuje včetně tíhy základové desky.

Únosnost piloty na plášti	$R_s =$	884,83 kN
Únosnost piloty v patě	$R_b =$	1783,65 kN
Svislá únosnost osamělé piloty	$R_c =$	2668,49 kN
Účinnost skupiny pilot	$\eta_g =$	0,52
Svislá únosnost skupiny pilot	$R_g =$	22336,67 kN
Maximální svislá síla	$V_d =$	21231,00 kN

$$R_g = 22336,67 \text{ kN} > 21231,00 \text{ kN} = V_d$$

Svislá únosnost skupiny pilot VYHOVUJE

Posouzení čís. 3

Posouzení svislé únosnosti - vstupní data

Výpočet proveden pro zatěžovací stav číslo 3. (F3-most s doopr SW/2)

Součinitel výpočtu kritické hloubky : $k_{dc} = 1,00$

Součinitel únosnosti N_q je dopočítán.

Posouzení svislé únosnosti skupiny pilot v nesoudržné zemině

Max. svislá síla se uvažuje včetně tíhy základové desky.

Únosnost piloty na plášti	$R_s =$	884,83 kN
Únosnost piloty v patě	$R_b =$	1783,65 kN
Svislá únosnost osamělé piloty	$R_c =$	2668,49 kN
Účinnost skupiny pilot	$\eta_g =$	0,52
Svislá únosnost skupiny pilot	$R_g =$	22336,67 kN
Maximální svislá síla	$V_d =$	20650,50 kN

$$R_g = 22336,67 \text{ kN} > 20650,50 \text{ kN} = V_d$$

Svislá únosnost skupiny pilot VYHOVUJE

Posouzení čís. 4

Posouzení svislé únosnosti - vstupní data

Výpočet proveden pro zatěžovací stav číslo 4. (F4-most s dopr LM71 obrac.)

Součinitel výpočtu kritické hloubky : $k_{dc} = 1,00$

Součinitel únosnosti N_q je dopočítán.

Posouzení svislé únosnosti skupiny pilot v nesoudržné zemině

Max. svislá síla se uvažuje včetně tíhy základové desky.

Únosnost piloty na plášti	$R_s =$	884,83 kN
Únosnost piloty v patě	$R_b =$	1783,65 kN
Svislá únosnost osamělé piloty	$R_c =$	2668,49 kN
Účinnost skupiny pilot	$\eta_g =$	0,52
Svislá únosnost skupiny pilot	$R_g =$	22336,67 kN
Maximální svislá síla	$V_d =$	21231,00 kN

$$R_g = 22336,67 \text{ kN} > 21231,00 \text{ kN} = V_d$$

Svislá únosnost skupiny pilot VYHOVUJE

Posouzení čís. 5

Posouzení svislé únosnosti - vstupní data

Výpočet proveden pro zatěžovací stav číslo 5. (F5-most dopr LM 71+přít)

Součinitel výpočtu kritické hloubky : $k_{dc} = 1,00$

Součinitel únosnosti N_q je dopočítán.

Posouzení svislé únosnosti skupiny pilot v nesoudržné zemině

Max. svislá síla se uvažuje včetně tíhy základové desky.

Únosnost piloty na plášti	$R_s =$	884,83 kN
Únosnost piloty v patě	$R_b =$	1783,65 kN
Svislá únosnost osamělé piloty	$R_c =$	2668,49 kN
Účinnost skupiny pilot	$\eta_g =$	0,52
Svislá únosnost skupiny pilot	$R_g =$	22336,67 kN
Maximální svislá síla	$V_d =$	22130,50 kN

$$R_g = 22336,67 \text{ kN} > 22130,50 \text{ kN} = V_d$$

Svislá únosnost skupiny pilot VYHOVUJE

Posouzení čís. 6

Posouzení svislé únosnosti - vstupní data

Výpočet proveden pro zatěžovací stav číslo 6. (F6-most dopr LM714 char)

Součinitel výpočtu kritické hloubky : $k_{dc} = 1,00$

Součinitel únosnosti N_q je dopočítán.

Posouzení svislé únosnosti skupiny pilot v nesoudržné zemině

Max. svislá síla se uvažuje včetně tíhy základové desky.

Únosnost piloty na plášti	$R_s =$	884,83 kN
Únosnost piloty v patě	$R_b =$	1783,65 kN
Svislá únosnost osamělé piloty	$R_c =$	2668,49 kN
Účinnost skupiny pilot	$\eta_g =$	0,52
Svislá únosnost skupiny pilot	$R_g =$	22336,67 kN
Maximální svislá síla	$V_d =$	16451,80 kN

$$R_g = 22336,67 \text{ kN} > 16451,80 \text{ kN} = V_d$$

Svislá únosnost skupiny pilot VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data

Vrst- va číslo	E_s [MPa]
1	15,00
2	15,00
3	15,00
4	15,00
5	15,00
6	15,00
7	15,00
8	15,00
9	15,00
10	15,00
11	15,00
12	15,00
13	15,00

Vrst- va číslo	E_s [MPa]
14	15,00
15	15,00
16	15,00

Limitní sedání piloty $s_{lim} = 25,0$ mm

Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky

Opravný součinitel tuhosti piloty $C_k = 0,95$
 Opravný součinitel Poissonova čísla $C_v = 0,84$
 Opravný součinitel tuhosti zeminy $C_b = -0,46$
 Součinitel přenosu zat. nestl. piloty $\beta_0 = 0,08$
 Součinitel přenosu zatížení do paty $\beta = -0,03$

Příčinkové součinitele sedání :

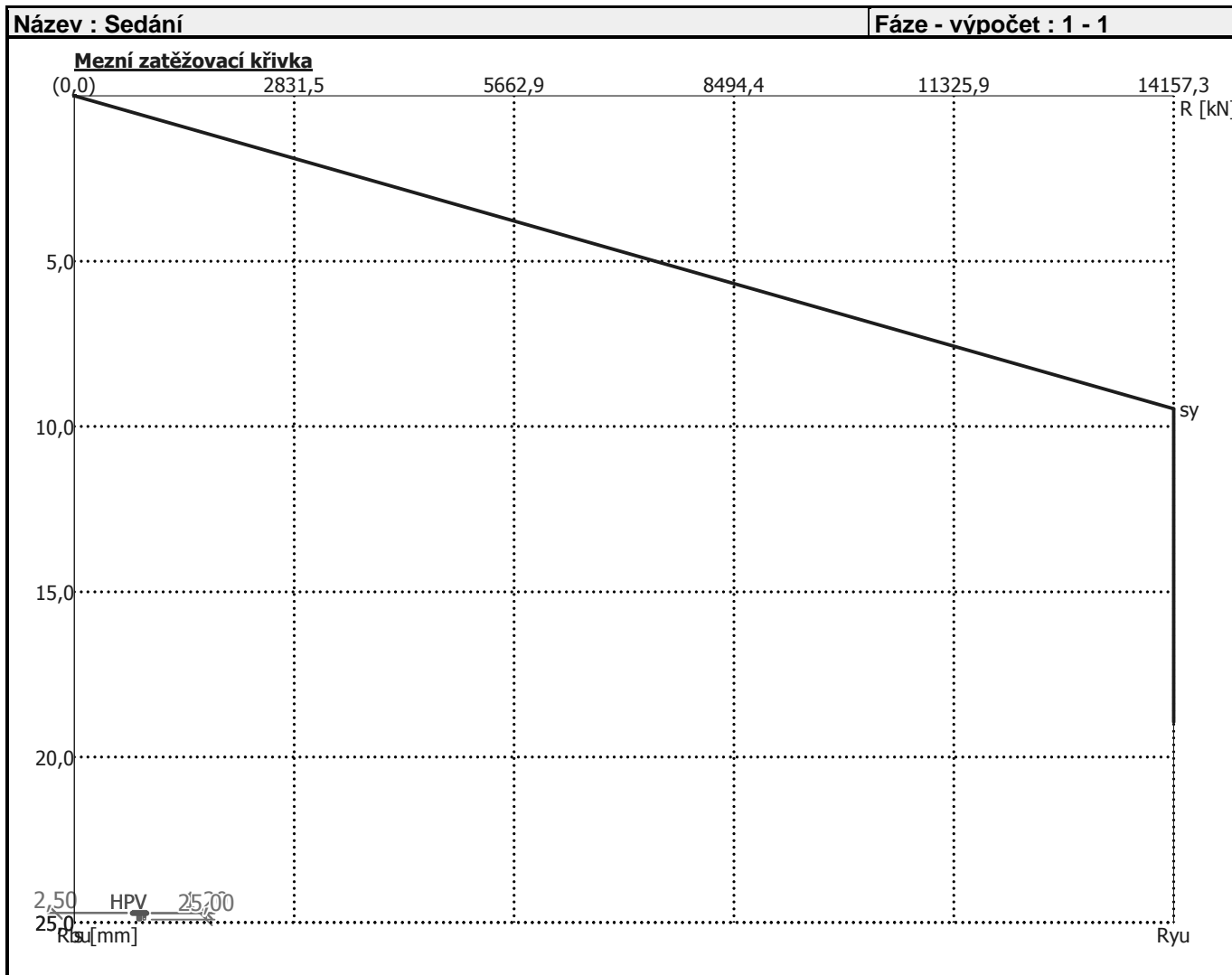
Základní - závislý na poměru l/d $I_0 = 0,10$
 Součinitel vlivu tuhosti piloty $R_k = 1,05$
 Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy $R_h = 1,00$
 Korekční součinitel Poissonova čísla $R_v = 0,93$

Výpočet sednutí skupiny pilot v nesoudržné zemině

Max. svislá síla se uvažuje včetně tíhy základové desky.

Součinitel skupinového účinku $g_f = 2,58$
 Zatížení na mezi mobilizace plášť.tření $R_{yu} = 14157,35$ kN
 Velikost sedání odpovídající síle R_{yu} $s_y = 9,5$ mm
 Celková únosnost $R_c = 14157,35$ kN
 Limitní sedání $s_{lim} = 18,9$ mm

Pro maximální užité svislé zatížení $V = 12960,40$ kN je sednutí skupiny pilot 8,7 mm.



9. ZÁVĚR

Základní dimenze mostu byly odborně posouzeny statickým výpočtem. Statický výpočet byl proveden dle zavedených norem řady ČSN EN 1990 až 1997, tzv. Eurokódů.

Plzeň, únor 2020

Ing. Jan Sýkora
 PRAGOPROJEKT a.s., K Ryšánce 1668/16, 147 54 Praha 4
 tel: 378 711 130
 E.mail: sykora@pragoprojekt.cz

10. PŘÍLOHA P1-TABULKA ZATÍŽITELNOSTI

Přehled zatížitelnosti mostu

A. Identifikace mostu

TÚ (číslo, název) 1691 Včelná - Rožnov DÚ: 18 km **113,497**

B. Identifikace části mostu

část mostu: nosná konstrukce / opěra / pilíř, poř. číslo ve směru staničení: pod kolejí č. 1

C. Doplňující data pro část mostu:

Kategorie zatížitelnosti: C Výpočetní model: prostorový deskostěnový

Geometrie koleje uvažovaná v přepočtu pro část mostu v jejím profilu ve směru staničení

	na začátku	uprostřed	na konci
poloměr oblouku R (m)	485	485	470
převýšení koleje D (mm)	119	119	119
excentr. vůči ose mostu (m)	53	73	51

Ve výpočtu je zahrnuta excentricita koleje +/- 100 mm

Popis závad uvažovaných v přepočtu: 0 (návrhový stav)

Datum zjištění zpracovaného stavu mostu orgány SŽDC _/ / - zpracovatelem přepočtu /

Poznámka k části mostu: zatížitelnost byla stanovena v rámci projektu DSP nového mostu
Zatížitelnost odpovídá projektovému stavu

Poř. č.	PRVEK (vč. umístění)	DETAIL	NAMÁHÁNÍ	k_i	typ	L_p	ϕ	L_ϕ	viz. str.	Poznámky	Z_{UIC}
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	trám hl.nosníku	dolní pásnice	M+N	1	M	26,4	1,17	26,4			1,73
2	plech mostovky	výřez	M+N	1	M	2,2	1,64	6,6			1,66
3	příčník	dolní pásnice	M+N	1	Q	6,28	1,38	12,56			1,82
4	koncový příčník	dolní pásnice	M+N	1	M	6,28	2,00	3,6			1,93
5	podélná výztuha	horní vlákna	M+N	1	M	2,2	1,64	6,6			1,39
6	nosná konstrukce	0,5L	průhyb	1	M	26,4	1,17	26,4			1,65
7	zákl. spára	zemina v tlaku	normálové	1	Q		1,00				> 2,0

Dne 5.12.2018

Dne: do databáze zadal

Zatížitelnost určil: J. Sýkora