

Investor:

Město Blansko

náměstí Svobody 32/3

678 01, Blansko

IČO: 00279943

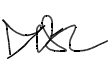
DIČ: CZ00279943



MĚSTO
BLANSKO

D

PDPS

Zodp. projektant: Ing. Milan Sedlák 		Kontroloval: Ing. David Mičák 	Zhotovitel dokumentace: MIDAKON Na Návsí 18/4, Brno, 620 00 IČO: 089 27 677 email:midakon@midakon.cz	
Vypracoval: Ing. Milan Sedlák 				
Investor: Město Blansko				
Místo: Blansko	Stupeň: PDPS	Datum: 06/2021	Počet A4: A4	
Akce: BLANSKO, SO 201 - LÁVKA PŘES ŘEKU SVITAVU			Měřítko: 1:	Paré:
Objekt: SO 201 - LÁVKA PŘES ŘEKU SVITAVU			Číslo zakázky: 20 31	
Název: STATICKÝ VÝPOČET			Č. výkresu: D.1.2.12	

D.1.2.12 – Statický výpočet

Stavba: Blansko, SO 201 – Lávka přes řeku Svitavu

Objekt: SO 201 - Lávka přes řeku Svitavu

STATICKÝ VÝPOČET

Obsah:

1	Technická zpráva ke statickému výpočtu	4
1.1	Identifikační údaje stavby	4
1.2	Základní údaje o mostě.....	4
1.3	Technické řešení mostu.....	5
1.3.1	Nosná konstrukce lávky	5
1.3.1.1	Hlavní nosníky	5
1.3.1.2	Mostovka.....	5
1.3.1.3	Ložiska	6
1.3.1.4	Výroba a montáž OK.....	6
2	Přehledné výkresy mostu.....	6
3	Statický výpočet.....	10
3.1	Výpočtový model	10
3.2	Zatížení.....	11
3.3	Kombinace zatížení	13
3.3.1	Mezní stav únosnosti	13
3.3.2	Mezní stav použitelnosti.....	13
3.3.3	Hodnoty kombinačních součinitelů.....	13
3.4	ŽB deska mostovky	14
3.5	Příčníky	17
3.5.1	Mezilehlý příčník P3, P5, P7, P9, P11, P13, P15, P17, P19	17
3.5.2	Běžný příčník P2, P4, P6, P8, P10, P12, P14, P16, P18, P20	28
3.5.3	Opěrový příčník.....	39
3.6	Hlavní nosník	47
3.7	Mezní stav použitelnosti.....	56
3.7.1	Průhyby konstrukce.....	56
3.7.2	Kritéria pohody chodců.....	56
3.8	Dilatace	60
3.8.1	Dilatace od teploty	60
3.8.2	Dilatace od průhybu	60
3.8.3	Dilatace od smrštění ŽB desky.....	60
3.8.4	Celková dilatace, návrh MZ.....	61

D.1.2.12 – Statický výpočet

3.9	Zatěžovací zkouška	61
3.10	Ložiska.....	62
3.10.1	Tlaky na ložiska	62
3.10.2	Požadavky na elastomerová ložiska	63
3.10.3	Připojení ložisek k nosné OK.....	64
3.11	Závěry statického výpočtu nosné konstrukce.....	65
4	Seznam literatury	65
5	Přílohy.....	65

1 TECHNICKÁ ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU

1.1 Identifikační údaje stavby

Název stavby	: Blansko, SO 201 – lávka přes řeku Svitavu
Stavební objekt	: SO 201
Kraj	: jihomoravský
Katastrální území	: Blansko
Charakter stavby	: Novostavba
Pozemní komunikace	: cyklistická stezka
Správce mostu	: Město Blansko nám. Svobody 32/3, 678 01 Blansko
Stupeň dokumentace	: Dokumentace pro stavební povolení – DSP
Objednatel DSP	: Město Blansko
Investor	: Město Blansko nám. Svobody 32/3, 678 01 Blansko IČO: 002479943 DIČ: CZ00279943
Projektant objektu SO 201	: MIDAKON Na Návsi 18/4, 620 00 Brno IČO: 08927677 Zodpovědný projektant - Ing. Milan Sedlák

1.2 Základní údaje o mostě

Předmětem akce je výstavba lávky pro cyklisty a pěší. Projekt lávky navazuje na předchozí dokumentaci ve stupni DÚR.

Nová lávka bude mít dle ČSN 73 6200 tuto charakteristiku: ocelová s železobetonovou mostovkou, na cyklostezce se smíšeným provozem, nad vodotečí – řeka Svitava, příhradová náběhovaná, s jedním mostním otvorem, s neomezenou volnou výškou, jednopodlažní, nepohyblivá, trvalá, v přímé a s proměnným podélným sklonem, kolmá, směrově nerozdělená, s normovanou zatížitelností, masivní, otevřeně uspořádaná, s neomezenou volnou výškou.

Zatížení lávky je uvažováno dle ČSN EN 1990 a dle ČSN EN 1991.

Staničení	: bez staničení
Délka lávky	: 37,35 m

D.1.2.12 – Statický výpočet

Délka přemostění	: 35,92 m
Teoretické rozpětí	: 36,85 m
Délka NK	: 37,35 m
Šikmost lávky	: kolmý
Úhel křížení s vodotečí	: 99,3906g
Výška nivelety nad dnem řeky	: 5,67 m
Stavební výška	: 1,75 – 3,95 m
Světlá výška nad mostovkou	: neomezená
Světlá šířka	: 3,0 m (mezi zábradlím)
Šířka lávky	: 3,6 m
Plocha NK lávky	: $3,6 \times 37,35 = 134,46 \text{ m}^2$
Bod křížení	: $X = 593810.209 \quad Y = 1141869.397$

1.3 Technické řešení mostu**1.3.1 Nosná konstrukce lávky**

Nosná konstrukce je ocelová a je navržena jako náběhovaný příhradový nosník s dolní železobetonovou mostovkou spřaženou s ocelovými příčníky. Příhradový nosník je tvořený ocelovými profily horního a dolního pasu, systémem diagonál a svislic v místě ukončení konstrukce. Teoretické rozpětí příhrady je 36,85m - to je rozděleno na 10 příhrad o proměnných délkách, 1x 4 200 mm, 2x 4000, 2x 3800, 2x 3600, 2x 3500 a 2x 1425 mm. Úhel křížení s vodotečí je 99,3906g. Přes most je převáděna cyklistická stezka v šířce 3000 mm. Šířka lávky je 3,6 m. Směrově je most v přímé. Niveleta komunikace je tvořena vrcholovým zakružovacím obloukem s vrcholem v ose mostu se vzepětím 89 mm. Vozovka na mostě má dostředný příčný sklon 1,0%.

1.3.1.1 Hlavní nosníky

Celková délka hlavních nosníků je 37350 mm. Výška hlavních nosníků uprostřed rozpětí činí 3950 mm, na krajích 1 750 mm. Šířka hlavního nosníku je 200 mm.

Dolní pas hlavního nosníku je tvořen uzavřeným válcovaným obdélníkovým profilem RHS 400x200x10 mm.

Horní pas hlavního nosníku je tvořen taktéž uzavřeným válcovaným obdélníkovým profilem RHS 300x200x16 mm.

Diagonály jsou navrženy z válcovaných trubek čtvercového profilu QRO 120 mm a tloušťek 8 a 10 mm. Diagonály jsou číslovány D1-D10 ve směru od opěry ke středu mostu.

Krajní svislice nad podporami jsou navrženy z uzavřeného válcovaného obdélníkového profilu RHS 200x150x8 mm.

Pro hl. nosníky je použit materiál S355J2+N dle ČSN EN 10210-1,2.

Příčníky jsou k hlavním nosníkům připojeny pomocí svařovaného styku.

1.3.1.2 Mostovka

Mostovka sestává z železobetonové desky tvořené prefabrikovanými filigrány výšky 70 mm, které se spřažnou s monolitickou deskou výšky 90 mm. Filigrány jsou položeny na ocelových příčnicích. Deska je spřažena s příčnými výztuhami pomocí trnů SD13-100. Deska

D.1.2.12 – Statický výpočet

určuje tvar vozovky. Úžlabí je v ose mostu a je tvořeno dostředným sklonem mostovky 1%. Celková tloušťka desky v úžlabí je 160 mm. Jako materiál filigránů i desky je uvažován beton C30/37 - XF4, XC4, XD3. Betonářská výztuž je použita B500B. Vzdálenost příčníků je proměnná, od 1425 mm až po 2100 mm.

Příčnky jsou navrženy v místech styčníků příhrady jako svařované I-profil. Mezilehlé příčnky ležící mezi styčníky hlavního nosníku jsou navrženy jako svařované T-profil. Opěrový příčník je rovněž svařovaný I-profil. Horní pásnice všech příčníků budou otrněny pro zajištění sprážen s ŽB deskou mostovky. Materiál příčníků bude jakosti S355J2+N. Materiál spráhovacích trnů je uvažován S235J2G3+C450.

1.3.1.3 Ložiska

Na lávce budou použita elastomerová ložiska. Na opěře 1 se bude jednat o dvojici pevných ložisek a na opěře 2 o dvojici podélně posuvných ložisek. Znehybnění ložisek v jednom či obou směrech je provedeno pomocí typových součástí ložisek. Ložiska budou k nosné OK připevněna přes klínovou podložku, jež zajistí jejich vodorovné uložení do plastmalty na úložné bloky. Uložení nosné konstrukce na ložiska je nepřímé. Konstrukce je podepřena v místě opěrových příčníků, ve vzdálenosti 1,3 m od osy mostu. Opěrové příčnky jsou posouzené pro případ nadzvedávání mostu při případné výměně nebo rektifikaci ložisek. Umístění lisů pro přizvednutí je uvažováno ve vzdálenosti 0,9 m od osy mostu.

1.3.1.4 Výroba a montáž OK

Most je zařazen do výrobní skupiny „Aa“ - dynamicky namáhaná mostní konstrukce s požadavkem dílenského sestavení.

Pro výrobu ocelové konstrukce platí tyto základní normy a TP:

- ČSN 73 2601 Provádění ocelových konstrukcí
- ČSN 73 2603 Provádění ocelových mostních konstrukcí
- ČSN 73 2611 Úchyly rozměrů a tvarů ocelových konstrukcí
- Technické kvalitativní podmínky staveb pozemních komunikací, Kapitola 19, Ocelové mosty a konstrukce, schválené MDS-OPK ze dne 20.12.2002.
- ČSN EN ISO 5817 Svařování – Svarové spoje oceli, niklu, titanu a jejich slitin zhotovené tavným svařováním – Určování stupňů jakosti.

Základním podkladem pro výrobu OK bude výrobní dokumentace ocelové konstrukce, která bude zhotovena na základě RDS. Po dokončení výroby OK bude provedena dílenská přejímka ocelové konstrukce. Mezní úchyly konstrukce pro dílenskou přejímku a montáž jsou obsaženy v ČSN 73 2611 - tab.12.

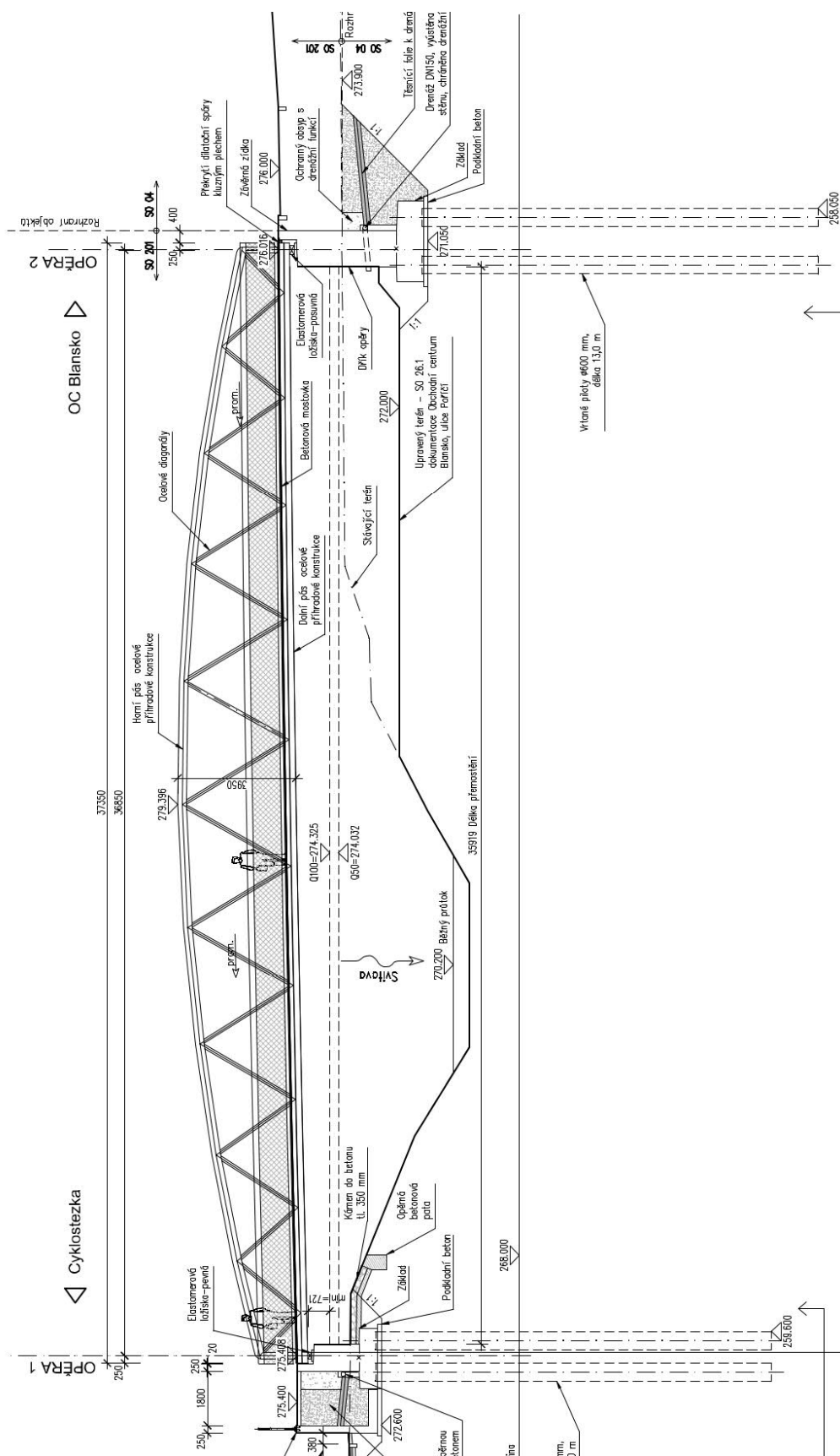
Požadované odchylky mimo rámec této normy jsou obsaženy v kap. 8.8.

Klasifikace jakosti všech nosných svarů je stanovena dle ČSN EN ISO 5817 – stupeň jakosti B. Nepřipouští se vady ve svarech z důvodů nekvalitního a nevhodného podkladu pro protikorozi ochranu OK. Jedná se zejména o zápaly, póry, nedovaření svarů u výztuh, nedokončení svarů apod. Tyto vady musí být odstraněny již pro dílenskou přejímku. Vnější hrany ocelové konstrukce musí být z důvodů aplikace PKO opracovány na R2.

Montáž mostu musí být podrobně specifikována v rámci RDS.

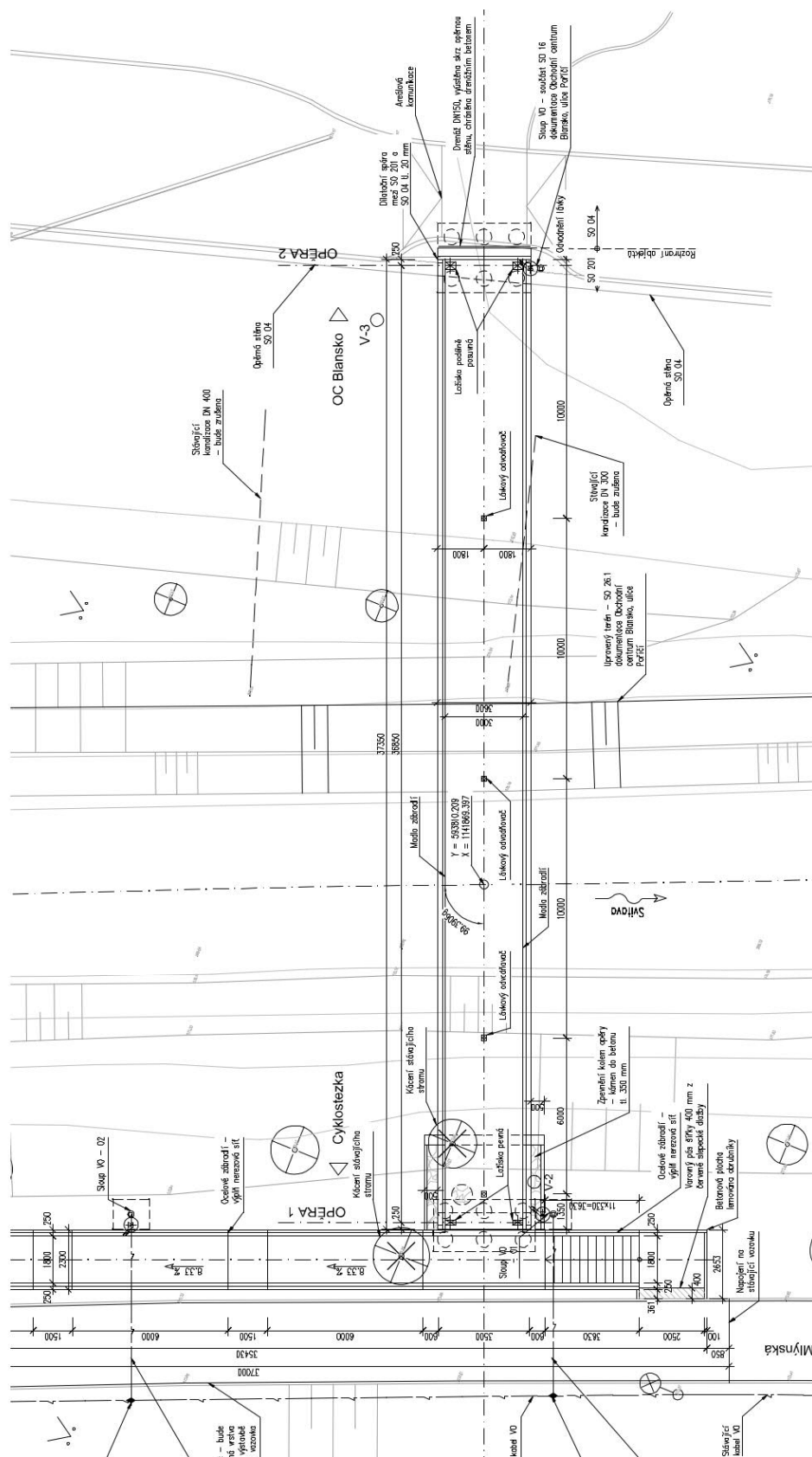
2 PŘEHLEDNÉ VÝKRESY MOSTU

Podélný řez



D.1.2.12 – Statický výpočet

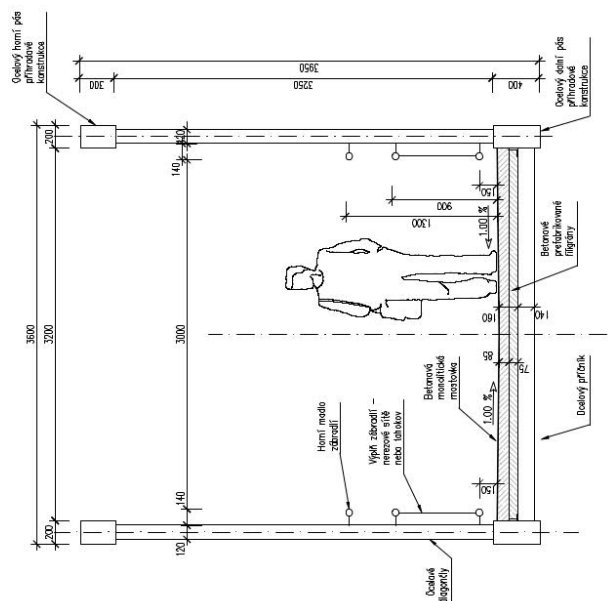
Půdorys



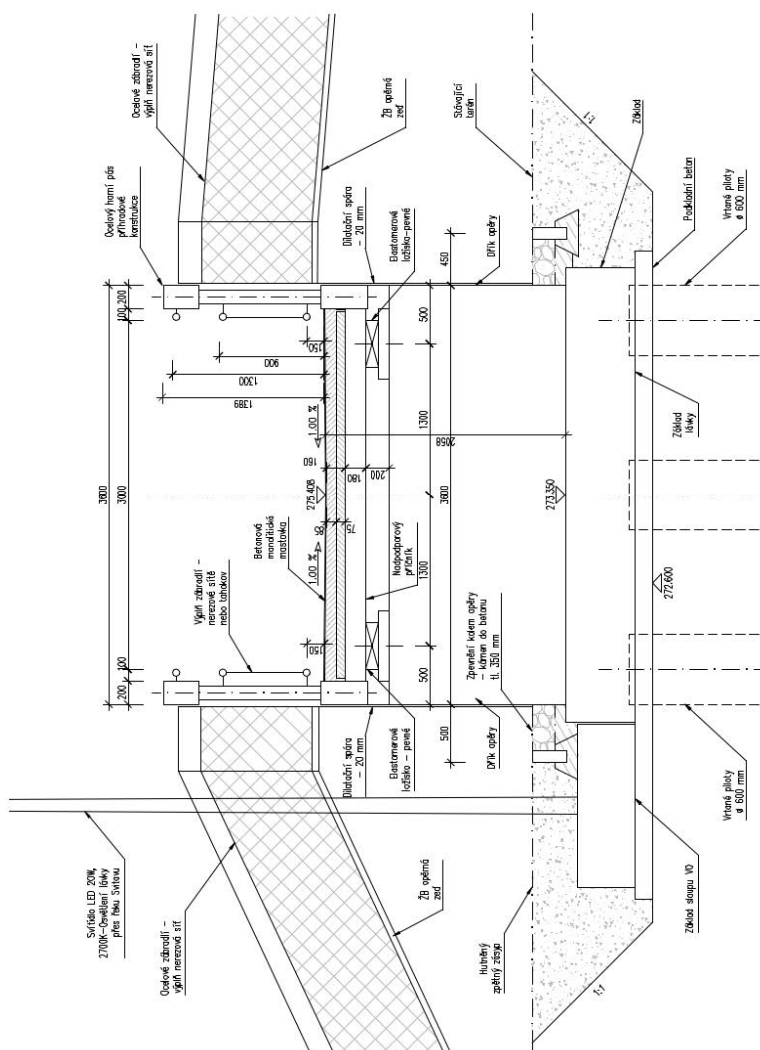
D.1.2.12 – Statický výpočet

Příčné řezy

PŘÍČNÝ ŘEZ LÁVKOU V POLI 1:25



PŘÍČNÝ ŘEZ LÁVKOU NAD OPĚROU 1 1:25



3 STATICKÝ VÝPOČET

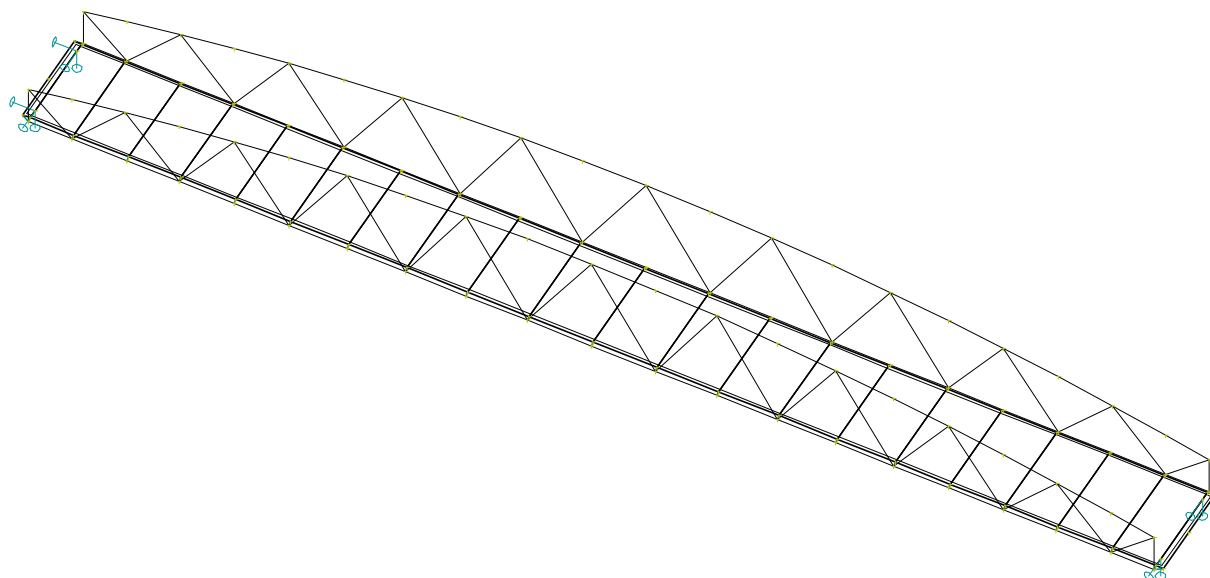
3.1 Výpočtový model

Vnitřní síly a napětí byly určeny na prostorovém modelu konstrukce. Mostovka tvořená železobetonovou deskou je modelována 2D prvkem v němž jsou definována jako žebra příčné výztuhy. Toto zadání umožňuje získat vnitřní síly působící na žebra s příslušnou efektivní šířkou.

Mostovka je s hlavním nosníkem spojena pruty modelujícími příčné výztuhy. Dolní pás je tvořen obdélníkovým průřezem 400x200x10 mm, horní pás obdélníkovým průřezem 300x200x16 mm a koncové svislice obdélníkovým průřezem 200x150x8 mm.

Diagonály jsou modelovány pruty s dutým čtvercovým průřezem odpovídající dimenzím jednotlivých diagonál (označení průřezů D1 až D10).

Výpočet vnitřních sil a deformací konstrukce byl proveden na počítači ve výpočtovém programu IDA- NEXIS (MKP) – ver. 3.60.15. Výpis vstupních dat i výsledků (vnitřní síly, deformace, reakce, napětí) je k dispozici u projektanta.



Obr1.: Prostorový model konstrukce v programu NEXIS

D.1.2.12 – Statický výpočet**3.2 Zatížení****► Stálé zatížení - G**

$$\gamma_{G,sup} = 1,35$$

$$\gamma_{G,inf} = 1,00$$

Vlastní tíha OK je generována výpočetním programem.

Vlastní tíha konstrukce je zvětšena „konstrukčním“ součinitelem, který zohledňuje vlastní tíhu částí mostu, které nejsou zahrnuty ve výpočetním modelu ($df=1,05$).

Zatížení smrštěním betonu

$$\gamma_{G,sup} = 1,35$$

$$\gamma_{G,inf} = 1,00$$

bylo uvažováno poměrné smrštění betonu $\epsilon_{cs00} = 0,3 \text{ mm/m}$

► Dlouhodobé nahodilé zatížení - Q

Pochůzná stříkaná bezešvá izolace, $\gamma_Q = 1,35$

$$\text{tl. 5mm} \quad \text{zatížení } Q = 0,005 \cdot 22 = 0,1 \text{ kN/m}^2$$

vzhledem k malým účinkům je toto zatížení zanedbáno

► Krátkodobé nahodilé zatíženíSvislé rovnoměrné zatížení lávek a cyklistických pruhů

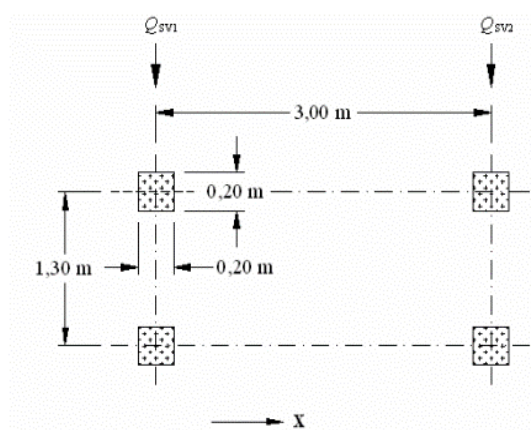
$$\gamma_Q = 1,35 \quad q = 5 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení lávek pro chodce obslužným vozidlem 12t

$$\gamma_Q = 1,35$$

mostovka zatížena vozidlem podle schématu

$$\begin{aligned} \text{nápravové síly v kN:} \quad Q_{SV1} &= 80 \text{ kN} \\ Q_{SV2} &= 40 \text{ kN} \end{aligned}$$



dynamický součinitel pro vozidlo:

$$\delta_r = 1,05$$

Vodorovná síla působící v úrovni vozovky ve směru podélné osy lávky

$$\gamma_Q = 1,35$$

10% z celkového zatížení odpovídající rovnoměrnému zatížení:

$$0,1 \cdot 3,1 \cdot 36,85 \cdot 5 = 57,12 \text{ kN}$$

60% celkové tíhy obslužného vozidla:

$$0,6 \cdot 12 \cdot 9,81 = 70,63 \text{ kN}$$

Bere se vyšší hodnota, 70,63 kN.

Zatížení zábradlí

$$\gamma_Q = 1,35$$

$$Q_{z,v} = 1 \text{ kN/m} \quad \dots \text{ vodorovná síla na madlo zábradlí}$$

$$Q_{z,s} = 1 \text{ kN/m} \quad \dots \text{ svislá síla na madlo zábradlí}$$

Zatížení příčným větrem

$$\gamma_Q = 1,5$$

D.1.2.12 – Statický výpočet

zjednodušená metoda dle čl.8.3.2, ČSN EN 1991-1-4

větrová oblast III s rychlostí větru $v_b = 25 \text{ m/s}$

výška konstrukce nad terénem *do 20 m*

vítr působí na obdélníkový pás o výšce $1,5 \text{ m}$ nad povrchem mostovky (chodci) a na konstrukci šířka nosné konstrukce 3600 mm

poměr šířky konstrukce mostu k výšce: $b/d_{\text{tot}} = 3600/3950 = 0,91 \Rightarrow C = 2,95$

charakteristická hodnota tlaku větru na konstrukci a vozidla $q = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C$

$q = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 25^2 \cdot 2,95 = 1,152 \text{ kN/m}^2$

Zatížení podélným větrem

$\gamma_Q = 1,5$

uvažuje se 50% sil od příčného větru na most

Zatížení rovnoměrným oteplením (ochlazením) NK

$\gamma_Q = 1,5$

maximální teplota vzduchu ve stínu pro místo stavby $T_{\text{max}} = +37^\circ\text{C}$

minimální teplota vzduchu ve stínu pro místo stavby $T_{\text{min}} = -30^\circ\text{C}$

maximální teplota NK $T_{e,\text{max}} = T_{\text{max}} + 4,5 = 37 + 4,5 = 41,5^\circ\text{C}$

minimální teplota NK $T_{e,\text{min}} = T_{\text{min}} + 4,5 = -30 + 4,5 = -25,5^\circ\text{C}$

pro ložiska a mostní závěry je uvažováno se zvětšenou maximální a minimální teplotou:

$$t_{\text{max}} = T_{e,\text{max}} + 10 = 41,5 + 10 = 51,5^\circ\text{C}$$

$$t_{\text{min}} = T_{e,\text{min}} - 10 = -25,5 - 10 = -35,5^\circ\text{C}$$

Zatížení nerovnoměrným oteplením (ochlazením) NK (svislá složka)

$\gamma_Q = 1,5$

svislá lineární složka teploty je stanovena dle postupu 1 pro mostní svršek tloušťky 150 mm :

horní povrch NK je teplejší než dolní: $k_{\text{sur}} \cdot \Delta T_{\text{M, heat}} = 1,0 \cdot 15 = 15^\circ\text{C}$

dolní povrch NK je teplejší než horní: $k_{\text{sur}} \cdot \Delta T_{\text{M, cool}} = 1,0 \cdot 18 = 18^\circ\text{C}$

D.1.2.12 – Statický výpočet**3.3 Kombinace zatížení**

Dle ČSN EN 1990/ změna A1 (PŘÍLOHA A2):

3.3.1 Mezní stav únosnosti

Kombinace zatížení pro trvalé a dočasné návrhové situace

Dle tab. A2.4(B), použijeme výrazy 6.10, 6.10a a 6.10b (pro dimenzování prvků jsou využity výrazy 6.10a a 6.10b, výraz 6.10 je konzervativní, méně úsporný).

Výraz 6.10:

$$E_d = \sum \gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup} + \sum \gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Výraz 6.10a:

$$E_d = \sum \gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup} + \sum \gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Výraz 6.10b:

$$E_d = \sum \xi \gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup} + \sum \gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

3.3.2 Mezní stav použitelnosti**Charakteristická kombinace:**

$$E_d = \sum G_{kj,sup} + \sum G_{kj,inf} + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Častá kombinace:

$$E_d = \sum G_{kj,sup} + \sum G_{kj,inf} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Kvazistálá kombinace:

$$E_d = \sum G_{kj,sup} + \sum G_{kj,inf} + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

3.3.3 Hodnoty kombinačních součinitelů

Tabulka A2.2 – Doporučené hodnoty součinitelů ψ pro lávky pro chodce

Zatížení	Značka	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Zatížení dopravou	gr1	0,40	0,40	0
	$Q_{fw,k}$	0	0	0
	gr2	0	0	0
Zatížení větrem	$F_{w,k}$	0,3	0,2	0
Zatížení teplotou	T_k	0,6 ¹⁾	0,6	0,5
Zatížení sněhem	$Q_{sn,k}$ (během provádění)	0,8	–	0
Staveništní zatížení	Q_c	1,0	–	1,0

¹⁾ Doporučenou hodnotu ψ_0 pro zatížení teplotou lze ve většině případů snížit až na nulu pro mezní stavy únosnosti EQU, STR a GEO. Viz také Eurokódy pro navrhování.

POZNÁMKA 4 Občasná hodnota se u lávek pro chodce neuvažuje.

D.1.2.12 – Statický výpočet**3.4 ŽB deska mostovky****Zatížení**

ŽB deska je modelována jako deska s žebry, kde žebra tvoří příčníky. Pro posudek budeme uvažovat 1 m široký pás desky tloušťky 160 mm (úžlabí mostovky). Ve výpočetním modelu je uvažována tloušťka 168 mm (zprůměrovaná hodnota).

Vlastní tíha - generováno programem, $\gamma_{G,sub} = 1,35$

Nahodilé pohyblivé zatížení – největší účinky vyvolají zatížení gr1 a gr2 (dle ČSN EN 1991-2) - $\gamma_{Q,sub} = 1,35$

Tlak kola je roznášen pod 45° skrz vozovku na střednicovou rovinu desky.

Vnitřní síly

Extrémní návrhové vnitřní síly-ohybové momenty:

$\max M_{x,d} = 22,63 \text{ kNm/m}$, odpovídající $N_d = 362,04 \text{ kN/m}$

$\max M_{y,d} = 19,32 \text{ kNm/m}$

Extrémní návrhové vnitřní síly-posouvající síly (obslužné vozidlo):

$$\max V_{z,d} = \frac{40 \cdot 1,35}{4 \cdot (0,2 + 2 \cdot 0,224)} = 20,83 \text{ kN/m}$$

Dimenzování výztuže na ohyb**Parametry materiálu:**

Beton C 30/37: - výpočtová pevnost v tlaku $f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{30}{1,5} = 17 \text{ MPa}$

Výztuž R 10505(B500B): - výpočtová pevnost v tahu $f_{sd} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$

Krytí podélné výztuže: dole 40 mm (filigrány), nahoře 50 mm

Návrh podélné výztuže: R 16 á 150 mm (při obou površích), $A_{st} = 1340 \text{ mm}^2$

$$\mu_{st} = \frac{100 \cdot A_{st}}{d \cdot b} = \frac{100 \cdot 1340}{103 \cdot 1000} = 1,196 \% > 0,15\%$$

$$< 4,0\%$$

$$F_s = A_s \cdot f_{sd} = 1340 \cdot 435 = 583 \text{ kN}$$

$$F_c = b \cdot 0,8 \cdot x \cdot f_{cd} = F_s$$

D.1.2.12 – Statický výpočet

z toho

$$x = \frac{F_s}{b \cdot 0,8 \cdot f_{cd}} = \frac{583 \cdot 10^3}{1000 \cdot 0,8 \cdot 17} = 43 \text{ mm}$$

$$d = h - 40 - 8 = 160 - 40 - 8 = 112 \text{ mm}$$

$$z = d - 0,4 \cdot x = 112 - 0,4 \cdot 43 = 95 \text{ mm}$$

Kombinace pro maximální ohybový moment:

$$M_{Rd} = F_c \cdot z = 583 \cdot 0,095 = \underline{\underline{55,4 \text{ kNm}}} > M_{Sd} = 22,63 \text{ kNm} \Rightarrow \underline{\underline{\text{vyhoví}}}$$

Rezerva napětí ve výztuži:

$$\sigma_R = f_{sd} \cdot \left(1 - \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}\right) = 257,3 \text{ MPa}$$

Napětí ve výztuži od osově síly:

$$\sigma_S = \frac{N_d}{2 \cdot A_{st}} = \frac{362,04 \cdot 10^3}{2 \cdot 1340} = 135,1 \text{ MPa} < 257,3 \text{ MPa} \Rightarrow \underline{\underline{\text{vyhoví}}}$$

Rozdělovací výztuž

$$\text{Navrženo } R 10 \text{ á } 100 \text{ mm} \Rightarrow A_{sr} = 785 \text{ mm}^2 > 0,2 \times A_{st} = 0,2 \times 1026 = 205 \text{ mm}^2$$

Návrh příčné výztuže: R 12 á 100 mm, $A_{st} = 1131 \text{ mm}^2$

$$\mu_{st} = \frac{100 \cdot A_{st}}{d \cdot b} = \frac{100 \cdot 1131}{72 \cdot 1000} = 1,571 \% > 0,15\%$$

$$< 4,0\%$$

$$F_s = A_s \cdot f_{sd} = 1131 \cdot 435 = 492 \text{ kN}$$

$$F_c = b \cdot 0,8 \cdot x \cdot f_{cd} = F_s$$

z toho

$$x = \frac{F_s}{b \cdot 0,8 \cdot f_{cd}} = \frac{492 \cdot 10^3}{1000 \cdot 0,8 \cdot 17} = 36 \text{ mm}$$

$$d = h - 82 - 5 = 160 - 82 - 6 = 72 \text{ mm}$$

$$z = d - 0,4 \cdot x = 72 - 0,4 \cdot 25,1 = 58 \text{ mm}$$

Kombinace pro maximální ohybový moment:

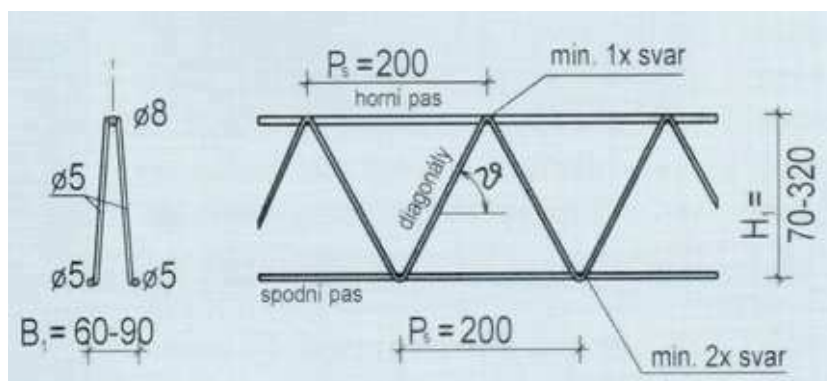
$$M_{Rd} = F_c \cdot z = 492 \cdot 0,058 = \underline{\underline{28,54 \text{ kNm}}} > M_{Sd} = 19,32 \text{ kNm} \Rightarrow \underline{\underline{\text{vyhoví}}}$$

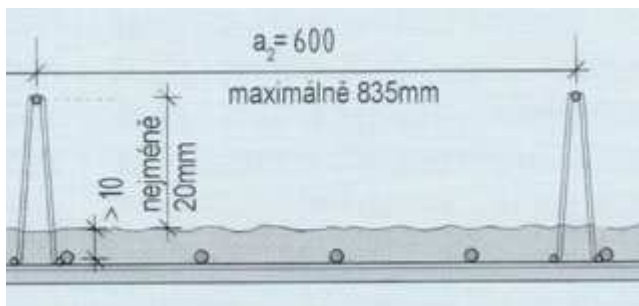
D.1.2.12 – Statický výpočet**Dimenzování výztuže na smyk****Únosnost ŽB desky ve smyku:**

- výška průřezu $h = 0,160$ m
- šířka průřezu $b_w = 1,0$ m
- krytí výztuže betonem $c_{nom} = 0,04$ m
- průměr podélné tahové výztuže $d_s = 0,016$ m
- účinná výška průřezu $d = h - c_{nom} - d_s/2 = 0,16 - 0,04 - 0,016/2 = 0,112$ m
- empirický součinitel $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,18/1,5 = 0,12$
- parametr vlivu výšky $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{112}} = 2,28$ pro $k > 2,0$ je $k = 2,0$
- průřezová plocha podélné výztuže zasahující do vzdálenosti $\geq (l_{bd} + d)$ za posuzovaný průřez: $A_{sl} = 1340$ mm²
- stupeň vyztužení podélnou výztuží: $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{1340}{1000 \cdot 112} = 0,01196$
- součinitel $k_1 = 0,15$
- minimální hodnota smykového napětí, které přenesou prvek v šikmé trhlíně:
 $v_{min} = 0,035 \cdot \sqrt[2]{k} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,035 \cdot \sqrt[2]{2} \cdot \sqrt{30} = 0,542$ MPa
- normálové napětí od návrhové hodnoty osově síly N_{Ed} : $\sigma_{cp} = 0,0$ MPa
- minimální návrhová hodnota únosnosti ve smyku: $V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0,542 + 0,15 \cdot 0,0) \cdot 1,0 \cdot 0,112 = 60,7$ kN
- návrhová hodnota únosnosti ve smyku: $V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0,12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,01196 \cdot 30)^{1/3} + 0,15 \cdot 0) \cdot 1,0 \cdot 0,112 = 88,7$ kN $> V_{z,d} = 20,83$ kN

⇒ VYHOVUJE

- konstrukčně bude navržena prostorová výztuž filigránu, výška i šířka 70 mm, průměr horního pasu 8 mm, dolního pasu a diagonály 5 mm, příčná rozteč á 600 mm, viz. schéma



D.1.2.12 – Statický výpočet**Posouzení z hlediska 2. MS**

$$\text{šířka trhlín } w_{3a} = \lambda \cdot \kappa \cdot k \cdot \omega_{tb} \cdot (0,035 - \mu_{st}) \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \sqrt[3]{d_w}$$

$$\lambda = 1,2$$

$$\kappa = 1,0$$

$$k = 1600$$

$$\omega_{tb} = 6 \cdot \frac{a_t}{h} = 6 \cdot \frac{48}{160} = 1,8$$

$$\mu_{st} = 0,01196$$

$$\sigma_s = \left(\frac{M_{sd}}{M_{Rd}} \cdot f_{sd} + \sigma_s \right) / 1,35 = \left(\frac{22,63}{55,4} \cdot 435 + 135,1 \right) / 1,35 = 231,7 \text{ MPa}$$

$$E_s = 210 \text{ GPa}$$

$$d_w = 16 \text{ mm}$$

$$w_{3a} = 1,2 \cdot 1 \cdot 1600 \cdot 1,8 \cdot (0,035 - 0,01196) \cdot \frac{231,7}{210000} \cdot \sqrt[3]{16} = 0,12 \text{ mm} < w_{lim} = 0,2 \text{ mm}$$

⇒ **VYHOVUJE**

3.5 Příčnky

Na konstrukci se vyskytují tři typy příčníků: opěrový příčník, běžný příčník (v místě styčnicků diagonál u dolního pasu) a mezilehlý příčník, který je mezi běžnými příčnicemi přesně v polovině vzdálenosti. Rozpětí (vzdálenost uložení na hl. nosníky) $l = 3200 \text{ mm}$.

Rozteč příčníků je proměnná. Ve středu mostu je 2100 mm a směrem k opěrám klesá na 1750 mm. Vzdálenost mezi opěrovým příčnicí a prvním běžným je 1425 mm.

Vnitřní síly na příčnicích jsou spočítány na výpočtovém modelu.

3.5.1 Mezilehlý příčník P3, P5, P7, P9, P11, P13, P15, P17, P19

Mezilehlý příčník je sprážený ocelobetonový nosník - ocelový svařovaný T profil + ŽB deska.

D.1.2.12 – Statický výpočet

3.5.1.1 Spolupůsobící šířka desky

$$b_e = l_0 / 8 = 3200 / 8 = 400 \text{ mm}$$

$$b = 2 \times b_e = 2 \times 400 = 800 \text{ mm}$$

Spolupůsobící šířka desky je - $b = 800 \text{ mm}$

Beton ŽB desky – C30/37

3.5.1.2 Vnitřní síly

Z analýzy vnitřních sil na příčnicích vyplynulo, že nejvíce namáhaný je příčník P9.

Ohybové momenty na P9 – charakteristické hodnoty:

Od stálého zatížení – působící pouze na OK:

- $M_G = 5,9 \text{ kNm}$

Od stálého zatížení – působící na spřažený průřez:

- $M_Q = 6,4 \text{ kNm}$

Od pohyblivého zatížení – působící na spřažený průřez:

- $M_P = 13,5 \text{ kNm}$

Extrémní návrhový moment:

- $M_{Cd} = 1,35 \times 0,85 (5,9+6,4) + 1,35 \times 13,5 = 14,1 + 18,2 = 32,3 \text{ kNm}$

Posouvající síly na P9 – extrémní návrhová hodnota:

- $V_{Cd} = 35,7 \text{ kN}$

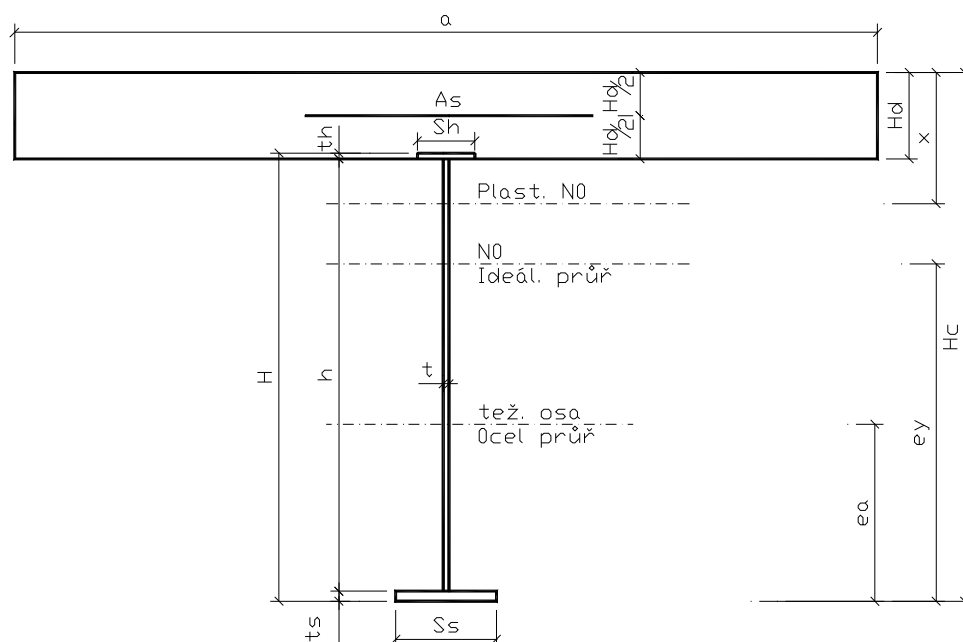
Maximální posouvající síla je na P11 – extrémní návrhová hodnota:

- $V_{Cd} = 36,4 \text{ kN}$

3.5.1.3 Posouzení napětí dle 1. a 2. MS

Posouzení příčníků bylo provedeno výpočetním programem "SPRAZAK", který započítává účinky smršťování, dotvarování a nerovnoměrného oteplení.

VYZNAČENÍ ROZMĚRŮ PRŮŘEZU:

D.1.2.12 – Statický výpočet**Výpočet spřaženého průřezu - Mezilehlý příčník:**

Vstupní údaje - Geometrie	Značení	
Šířka betonové desky	a	800.00 [mm]
Tloušťka betonové desky	H_d	160.00 [mm]
Šířka horní pásnice ocelového nosníku	S_h	150.00 [mm]
Tloušťka horní pásnice ocelového nosníku	t_h	10.00 [mm]
Šířka dolní pásnice ocelového nosníku	S_s	0.00 [mm]
Tloušťka dolní pásnice ocelového nosníku	t_s	0.00 [mm]
Výška stojiny ocelového nosníku	h	110.00 [mm]
Tloušťka stojiny ocelového nosníku	t	8.00 [mm]
Tloušťka svaru stěny a pásnic	t_{sv}	4.00 [mm]
Plocha betonářské výztuže	A_s	0.00 [mm ²]

Průřezové charakteristiky	Značení	
Plocha ocelového průřezu	A_a	2380.000 [mm ²]
Poloha těžiště ocelového průřezu	e_a	92.815 [mm]

D.1.2.12 – Statický výpočet

Průřezové charakteristiky	Značení	
Výška ocelového průřezu	H	120.000 [mm]
Moment setrvačnosti ocelového průřezu	I_{ya}	$2.88397e+006$ [mm ⁴]
Plocha betonového průřezu	A_{be}	126500.000 [mm ²]
Plocha ideálního průřezu	A_i	21656.190 [mm ²]
Poloha těžiště ideálního průřezu	e_y	180.111 [mm]
Výška ideálního průřezu	H_c	270.000 [mm]
Moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_{yi}	$6.35676e+007$ [mm ⁴]
Poloha neutrálné osy pro 1.MS ideálního průřezu	x	52.500 [mm]
Statický moment dolní části	S_{yd}	0 [mm ³]
Statický moment horní části	S_{yh}	288288 [mm ³]

Průřezové charakteristiky pro dotvarování.	Značení	
Plocha ideálního průřezu	A_i	7853.096 [mm ²]
Poloha těžiště ideálního průřezu	e_y	161.166 [mm]
Moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_{yi}	$3.02828e+007$ [mm ⁴]
Pracovní součinitel	n	23.113

Průřezové charakteristiky pro smršťování.	Značení	
Plocha ideálního průřezu	A_i	8139.344 [mm ²]
Poloha těžiště ideálního průřezu	e_y	162.212 [mm]
Moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_{yi}	$3.11253e+007$ [mm ⁴]
Pracovní součinitel	n	21.964

Zatřídění průřezu

Neutrální osa je v desce betonového průřezu => Třída ocelového průřezu = 1

Určení velikosti redukčního součinitele BETA

$0.15 \cdot h = 40.500 \text{ mm} < x = 52.500 \text{ mm} \Rightarrow \beta = 0.973$

D.1.2.12 – Statický výpočet

Vstupní údaje - Vnitřní síly, materiálové charakteristiky	Značení	
Celkový výpočtový ohybový moment	M_c^d	32.30 [kNm]
Normový ohybový moment působící na nespřažený ocelový nosník	M_o^n	5.90 [kNm]
Normový ohybový moment od zatížení stálého a dlouhodobého nahodilého	$M_{cq,n}$	6.40 [kNm]
Normový ohybový moment od zatížení krátkodobého nahodilého	$M_{cp,n}$	13.50 [kNm]
Celkový ohybový moment	$M_{c,n}$	19.90 [kNm]
Celková výpočtová posouvající síla	V_{sd}	35.70 [kN]
Mez kluzu oceli (dolní pásnice + stojina) pro tloušťku menší než 40 mm	f_{sy}	345.00 [MPa]
Mez kluzu oceli (dolní pásnice + stojina) pro tloušťku větší než 40 mm	f_{sy}'	335.00 [MPa]
Mez kluzu oceli (horní pásnice) pro tloušťku menší než 40 mm	f_{syh}	345.00 [MPa]
Mez kluzu oceli (horní pásnice) pro tloušťku větší než 40 mm	f_{syh}'	335.00 [MPa]
Charakteristická pevnost betonu v tlaku (válcová)	f_{ck}	30.00 [MPa]
Sečnový modul pružnosti betonu	E_{cm}	32000.00 [MPa]
Normová pevnost betonářské výztuže	f_{sd}	345.00 [MPa]
Konečný čas pro dotvarování a smršťování		36500.00 [dnů]
Začátek smršťování		1.00 [dnů]
Stáří betonu při vnesení zatížení		28.00 [dnů]
vlhkost betonu		70.00 [%]

Popis napětí (čas $t=0$)	Velikost [MPa]
Základní napětí v ocelovém průřezu (horní vlákna)	-55.615
Základní napětí v ocelovém průřezu (dolní vlákna)	189.880
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová horní vlákna) - krátkodobá složka	12.766
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová dolní vlákna) - krátkodobá složka	38.251
Napětí ve spřaženém průřezu (betonová horní vlákna) - krátkodobá složka	-2.909
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová horní vlákna) - dlouhodobá složka	6.052
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová dolní vlákna) - dlouhodobá složka	18.134
Napětí ve spřaženém průřezu (betonová horní vlákna) - dlouhodobá složka	-1.379

D.1.2.12 – Statický výpočet

Popis napětí (čas $t=0$)	Velikost [MPa]
(čas $t=\text{nekonečno}$)	
Základní napětí v ocelovém průřezu (horní vlákna)	-55.615
Základní napětí v ocelovém průřezu (dolní vlákna)	189.880
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová horní vlákna) - krátkodobá složka	12.766
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová dolní vlákna) - krátkodobá složka	38.251
Napětí ve spřaženém průřezu (betonová horní vlákna) - krátkodobá složka	-2.909
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová horní vlákna) - dlouhodobá složka s vlivem dotvarování	8.700
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová dolní vlákna) - dlouhodobá složka s vlivem dotvarování	34.061
Napětí ve spřaženém průřezu (betonová horní vlákna) - dlouhodobá složka s vlivem dotvarování	-0.995
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová horní vlákna) - vliv smršťování	-42.893
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová dolní vlákna) - vliv smršťování	11.059
Napětí ve spřaženém průřezu (betonová horní vlákna) - vliv smršťování	-1.042
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová horní vlákna) - vliv oteplení	7.773
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová dolní vlákna) - vliv oteplení	18.220
Napětí ve spřaženém průřezu (betonová horní vlákna) - vliv oteplení	-1.853
Napětí ve spřaženém průřezu (betonová dolní vlákna) - vliv oteplení	1.182
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová horní vlákna) - vliv ochlazení	-7.773
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová dolní vlákna) - vliv ochlazení	-18.220
Napětí ve spřaženém průřezu (betonová horní vlákna) - vliv ochlazení	1.853
Napětí ve spřaženém průřezu (betonová dolní vlákna) - vliv ochlazení	-1.182

Posudek jednotlivých prvků spřaženého průřezu

výsledná napětí	Porovnání	Posudek
Neprojeví se redukce posouvající síly :	35.70 < 76.21 [kN]	
Porovnání plastické únosnosti průřezu :	32.30 < 104.89 [kNm]	vyhovuje.
Základní napětí v ocelovém průřezu horní vlákna :	/ -55.61 / < 345.00 [MPa]	vyhovuje.

D.1.2.12 – Statický výpočet

výsledná napětí	Porovnání	Posudek
Základní napětí v ocelovém průřezu dolní vlákna :	189.88 < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Napětí ve spřaženém průřezu - ocelové horní vlákna :	/ 18.82 / < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Napětí ve spřaženém průřezu - ocelové dolní vlákna :	56.38 < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
čas t=0 - Kombinace 1		
Celkové napětí v ocelovém průřezu - horní vlákna :	/ -36.80 / < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Celkové napětí v ocelovém průřezu - dolní vlákna :	246.26 < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Napětí ve spřaženém průřezu - betonové horní vlákna :	/ -4.29 / < 25.50 [MPa]	vyhovuje.
čas t=0 - Kombinace 2		
Celkové napětí v ocelovém průřezu - horní vlákna :	/ -45.07 / < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Celkové napětí v ocelovém průřezu - dolní vlákna :	258.84 < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Napětí ve spřaženém průřezu - betonové horní vlákna :	/ -5.66 / < 25.50 [MPa]	vyhovuje.
čas t=nekonečno - Kombinace 1		
Celkové napětí v ocelovém průřezu po dotv. a smr. - horní vlákna :	/ -77.04 / < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Celkové napětí v ocelovém průřezu po dotv. a smr. - dolní vlákna :	/ 273.25 / < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Celkové napětí v betonovém průřezu po dotv. a smr. - horní vlákna :	/ -4.95 / < 25.50 [MPa]	vyhovuje.
čas t=nekonečno - Kombinace 2		
Celk. napětí v ocel. průřezu po dotv. a smr. a tepl. - horní vlákna :	/ -85.31 / < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Celk. napětí v ocel. průřezu po dotv. a smr. a tepl. - dolní vlákna :	/ 285.82 / < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Celk. napětí v beton. průřezu po dotv. a smr. a tepl. - horní vlákna :	/ -2.99 / < 25.50 [MPa]	vyhovuje.

3.5.1.4 Únosnost na smyk

- min. výška stěny v uložení - $h_w = 80$ mm (po odečtení výpalů $r = 30$ mm)
- tloušťka stěny $t = 8$ mm
- maximální posouvající síla $V_{z,d} = 36,4$ kN

D.1.2.12 – Statický výpočet

Stěna tl. 8 mm

$$V_{pl,Rd} = f_{y,d} \frac{h_w \cdot t}{\sqrt{3}} = \frac{355}{1,0} \cdot \frac{80 \cdot 8}{\sqrt{3}} = \underline{\underline{150,5 \text{ kN} > V_{z,d} = 36,4 \text{ kN}}} \Rightarrow \underline{\underline{\text{vyhoví na smyk}}}$$

3.5.1.5 Posouzení spřažení

Spřažení desky s ocelovým nosníkem je zajištěno pomocí trnů $\varnothing 13$ mm z oceli s pevností $f_u = 340$ MPa, které budou přivařeny k horní pásnici. Je navržen trn $\varnothing 13$ mm – dl. 100 mm – á 200 mm - jakost S235J2G3+C450.

Charakteristická únosnost jednoho trnu je:

- smyk $P_{Rk} = 0,8 \cdot f_u \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 0,8 \cdot 340 \frac{\pi \cdot 13^2}{4} = 36,1 \text{ kN}$
- otláčení $P_{Rk} = 0,29 \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} = 0,29 \cdot 13^2 \sqrt{30 \cdot 32000} = 48,0 \text{ kN}$

Rozhoduje menší hodnota $P_{Rk} = 36,1 \text{ kN}$.

Návrhová únosnost jednoho trnu je :

- pro mezní stav únosnosti $P_{Rd} = \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} = \frac{36,1}{1,25} = 28,9 \text{ kN}$
- pro mezní stav použitelnosti $0,6 \cdot P_{Rk} = 0,6 \cdot 36,1 = 21,7 \text{ kN}$

Posouzení spřažení mezilehlého příčnicku:

Průměr trnu	d	[mm]	13
Mez pevnosti trnu	f_u	[MPa]	340
Třída betonu	-	-	C30/37
Pevnost betonu v tlaku na válci	f_{ck}	[MPa]	30
Modul pružnosti betonu	E_{cm}	[GPa]	32000
Posouvající síla normová	V_{sn}	[kN]	27,3
Posouvající síla výpočtová	V_{sd}	[kN]	36,4
Plocha desky	A	[mm ²]*10 ⁶	0,128
Rameno (vzdálenost těžiště průřezu od těžiště desky)	r	[mm]	9,889
Moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_y	[mm ⁴]*10 ⁷	5,42488
Statický moment horní části průřezu	$S_{y,h}$	[mm ³]*10 ⁶	0,192883

D.1.2.12 – Statický výpočet

Pracovní součinitel	n	-	6,5625
Charakteristická únosnost trnu ve smyku	P _{Rk}	[kN]	36,1
Charakteristická únosnost trnu v otláčení	P _{Rk}	[kN]	48,0
Charakteristická únosnost trnu rozhodující	P _{Rk}	[kN]	36,1
Návrhová únosnost trnu v mezním stavu únosnosti	P _{Rd}	[kN]	28,9
Návrhová únosnost trnu v mezním stavu použitelnosti	P _{Rn}	[kN]	21,7

Návrh:

Počet pásnic	-	-	1
Počet trnů na pásnici v příčném směru	-	-	1
Vzdálenost trnů v podélném směru	-	[mm]	200

Posouzení v mezním stavu použitelnosti:

Posouvající síla působící na styku pásnice a desky	V	[kN/m]	97
Únosnost 1m délky pásnice	V _{Rk}	[kN/m]	108
Vyhoví ?	-	-	Ano

Posouzení v mezním stavu únosnosti:

Posouvající síla působící na styku pásnice a desky	V	[kN/m]	129
Únosnost 1m délky pásnice	V _{Rk}	[kN/m]	144
Vyhoví ?	-	-	Ano

3.5.1.6 Posouzení klopení při betonáži – montážní stav

Během betonáže, kdy působí jen ocelový nosník je nutno posoudit klopení nosníku.

Extrémní návrhový ohyb. moment – působící pouze na OK:

$$- M_{Gd} = 5,9 \times 1,35 = 8 \text{ kNm}$$

Kritický moment:

$$M_{\max,cr} = 56,63 \text{ kNm}$$

$$\text{poměrná štíhlost: } \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{5,54648 \times 10^4 \times 355}{56,63 \times 10^6}} = 0,59$$

$$\text{křivka } d - \alpha_{LT} = 0,76$$

D.1.2.12 – Statický výpočet

$$\chi_{LT} = 0,717$$

normálové napětí v horní pásnici: $\sigma_h = \frac{M_d}{I_y \cdot \chi_{LT}} Z_h$

$$\sigma_h = 8 \times 10^6 \times 27,18 / (2,884 \times 10^6) / 0,717 = \mathbf{106,5 \text{ MPa}} < f_y / \gamma_{M1} = 355 / 1,10 = \mathbf{322,7 \text{ MPa}} - \text{vyhovuje}$$

3.5.1.7 Krční svary

Podmínka: $\sqrt{\sigma_{II}^2 + \sigma_{\perp}^2} + 3(\tau_{II}^2 + \tau_{\perp}^2) \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$

Ocel	f_u	β_w	γ_{M2}	$f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{Mw})$
S 235	360	0,8	1,25	360 MPa
S 355	510	0,9	1,25	453 MPa

Koutový svar stěny příčnicku a pásnic

Posouzen bude kout. svar mezi horní pásnicí a stěnou.

- extrémní posouvající síla – nespřaž. průřez - $V_{d,OK} = 12,9 \times 1,35 = 17,42 \text{ kN}$
- extrem.posouvající síla – na spřaž. průřez - $V_{d,SPR} = 36,4 \text{ kN}$
- extrémní návrhový moment $M_{y,d} = 32,3 \text{ kNm}$

Průřezové charakteristiky:

Výška ocelového průřezu – $H_c = 120 \text{ mm}$

$$I_{y,OK} = 2,884 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{y,spr} = 6,35676 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$z_{g,OK} = 22,18 \text{ mm}$$

$$z_{g,spr} = 65,11 \text{ mm}$$

Minimální tloušťka svaru je vypočtena z těchto vztahů:

$$a_{min} = \max(0,7 \cdot \sqrt[3]{t_1 \cdot t_2}, \sqrt{t_{max}} - 0,5) = 3 \text{ mm}$$

kde t_1, t_2, t_{max} jsou tloušťky svařovaných plechů

Návrh: účinná výška oboustranného svaru **a = 4 mm**

D.1.2.12 – Statický výpočet

$$\tau_{II,OK} = \frac{V_d \cdot S_y}{I_y \cdot 2 \cdot a} = \frac{17,42 \cdot 10^3 \cdot 150 \cdot 10 \cdot 22,18}{2,884 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 4} = 25,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{II,SPR} = \frac{V_d \cdot S_y}{I_y \cdot 2 \cdot a} = \frac{36,4 \cdot 10^3 \cdot 150 \cdot 10 \cdot 65,11}{6,35676 \cdot 10^7 \cdot 2 \cdot 4} = 7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{II} = \frac{M_d}{I_y} Z_h = 32,3 \times 10^6 \times 70,11 / (6,35676 \times 10^7) = \mathbf{35,6 \text{ MPa}}$$

$$\sqrt{\sigma_{II}^2 + \sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{II}^2 + \tau_{\perp}^2)} = \sqrt{35,6^2 + 3 \cdot (25,1 + 7)^2} = \mathbf{66 \text{ MPa} < 453 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vyhoví}}$$

3.5.1.8 Přípojení příčnicku k dolnímu pasu hlavního nosníku

Přípoj stojiny bude proveden svislým koutovým oboustranným svarem.

- extrémní posouvající síla – $V_d = 36,4 \text{ kN}$, $M_d = 1,6 \text{ kNm}$
- $M_{Sd} = M_{max} \times 0,5 = 0,8 \text{ kNm}$

Výška stěny (výpal $r=30 \text{ mm}$) – $h_w = 80 \text{ mm}$.

Minimální tloušťka svaru je vypočtena z těchto vztahů:

$$a_{min} = \max(0,7 \cdot \sqrt[3]{t_1 \cdot t_2}, \sqrt{t_{max}} - 0,5) = 3 \text{ mm}$$

kde t_1 , t_2 , t_{max} jsou tloušťky svařovaných plechů

Návrh: účinná výška oboustranného svaru **$a = 4 \text{ mm}$**

$$\tau_{II} = \frac{V_d}{h \cdot 2a} = \frac{36,4 \cdot 10^3}{80 \cdot 2 \cdot 4} = \mathbf{56,9 \text{ MPa}} < \frac{\frac{f_u}{\sqrt{3}}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = (470/1,73) / (0,9 \times 1,25) = \mathbf{262 \text{ MPa}} \Rightarrow \Rightarrow$$

vyhoví

$$W_{ST,W} = 2 \cdot \frac{1}{6} \cdot 4 \cdot 80^2 = 8533 \text{ mm}^3$$

$$I_{ST} = \frac{1}{12} \cdot 8 \cdot 110^3 + 8 \cdot 110 \cdot (92,82 - 55)^2 = 2,146 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$M_{ST} = M_{Sd} \cdot \frac{I_{ST}}{I_y} = 0,8 \cdot \frac{2,146 \cdot 10^6}{2,884 \cdot 10^6} = 0,6 \text{ kNm}$$

$$\sigma_H = \frac{M_{ST}}{W_{ST,W}} = \frac{600000}{8533} = 70,3 \text{ MPa} \quad \sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{\sigma_H}{\sqrt{2}} = 49,7 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{II}^2 + \tau_{\perp}^2)} = \sqrt{(49,7^2 + 3 \cdot (49,7 + 56,9)^2)} = \mathbf{191,2 \text{ MPa} < 453 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vyhoví}}$$

Přípoj horních pásnic bude proveden koutovým oboustranným svarem.

- extrémní návrhový moment při betonáži desky $M_{y,d} = -5 \text{ kNm}$ (příčník P3)

D.1.2.12 – Statický výpočet

$$- M_{Sd} = M_{max} \times 0,5 = 2,5 \text{ kNm}$$

Návrh: účinná výška oboustranného svaru **a = 4 mm**

$$I_{HP} = \frac{1}{12} \cdot 150 \cdot 10^3 + 10 \cdot 150 \cdot (27,18 - 5)^2 = 0,7504 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$M_{HP} = M_{Sd} \cdot \frac{I_{HP}}{I_y} = 2,5 \cdot \frac{0,7504 \cdot 10^6}{2,884 \cdot 10^6} = 0,7 \text{ kNm}$$

$$I_{HP,W} = 2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 150 \cdot 4^3 + 2 \cdot 4 \cdot 150 \cdot (27,18 - 5)^2 = 0,59194 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_{HP,W} = \frac{I_{HP,W}}{z} = \frac{591940}{27,18-5} = 26688 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_H = \frac{M_{HP}}{W_{HP,W}} = \frac{700000}{26688} = 26,2 \text{ MPa} \quad \sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{\sigma_H}{\sqrt{2}} = 18,5 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{II}^2 + \tau_{\perp}^2)} = \sqrt{18,5^2 + 3 \cdot 18,5^2} = \underline{\underline{37,1 \text{ MPa} < 453 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vyhoví}}}$$

3.5.1.9 Průhyby

- průhyb od stálého zatížení - $w_G = 9,2 \text{ mm}$
- průhyb od smrštění ŽB desky - $w_s = 0,9 \text{ mm}$
- průhyb od zatížení nahodilého krátkodobého $w_Q = 0,7 \text{ mm}$

$$w_{max} = \frac{L}{250} = \frac{3200}{250} = 12,8 \text{ mm} > w_{skut} = 10,8 \text{ mm}$$

Nadvýšení nebude realizováno.

3.5.2 Běžný příčník P2, P4, P6, P8, P10, P12, P14, P16, P18, P20

Mezilehlý příčník je sprážený ocelobetonový nosník - ocelový svařovaný I profil + ŽB deska.

3.5.2.1 Spolupůsobící šířka desky

$$b_e = l_0 / 8 = 3200 / 8 = 400 \text{ mm}$$

$$b = 2 \times b_e = 2 \times 400 = 800 \text{ mm}$$

Spolupůsobící šířka desky je - **b = 800 mm**

Beton ŽB desky – C30/37

3.5.2.2 Vnitřní síly

Z analýzy vnitřních sil na příčnicích vyplynulo, že nejvíce namáhaný je příčník P10.

Ohybové momenty na P10 – charakteristické hodnoty:

Od stálého zatížení – působící pouze na OK:

$$- M_G = 13,4 \text{ kNm}$$

Od stálého zatížení – působící na sprážený průřez:

D.1.2.12 – Statický výpočet

- $M_Q = 10 \text{ kNm}$

Od pohyblivého zatížení – působící na sprážený průřez:

- $M_P = 18,5 \text{ kNm}$

Extrémní návrhový moment:

- $M_{Cd} = 1,35 \times 0,85 (13,4+10) + 1,35 \times 18,5 = 26,9 + 25 = 51,9 \text{ kNm}$

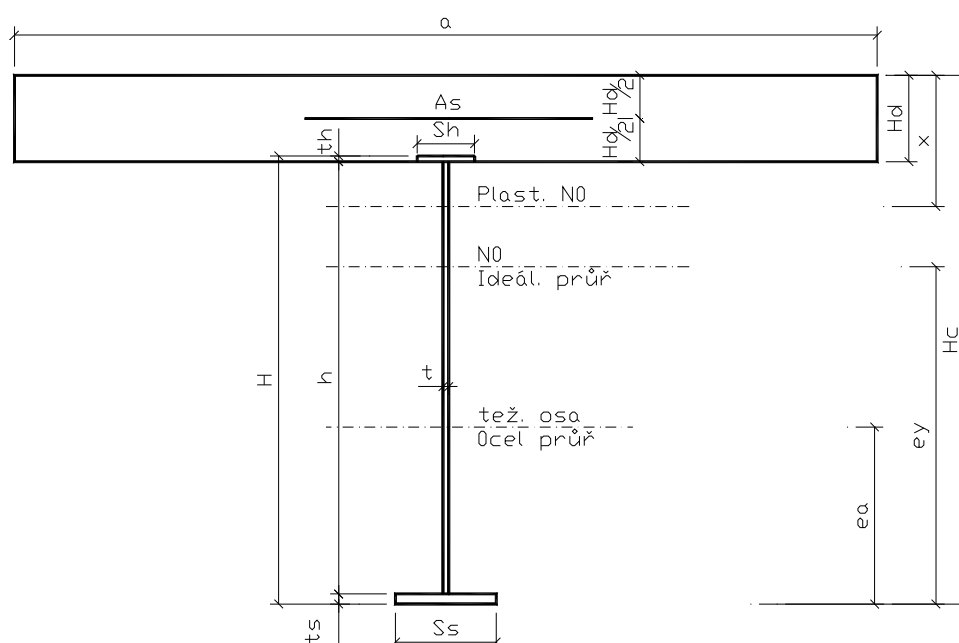
Posouvající síly na P10 – extrémní návrhová hodnota:

- $V_{Cd} = 60 \text{ kN}$

3.5.2.3 Posouzení napětí dle 1. a 2. MS

Posouzení příčníků bylo provedeno výpočetním programem "SPRAZAK", který započítává účinky smršťování, dotvarování a nerovnoměrného oteplení.

VYZNAČENÍ ROZMĚRŮ PRŮŘEZU:

**Výpočet spráženého průřezu - běžný příčník:**

Vstupní údaje - Geometrie	Značení	
Šířka betonové desky	a	800.00 [mm]
Tloušťka betonové desky	H _d	160.00 [mm]
Šířka horní pásnice ocelového nosníku	S _h	150.00 [mm]
Tloušťka horní pásnice ocelového nosníku	t _h	10.00 [mm]

D.1.2.12 – Statický výpočet

Vstupní údaje - Geometrie	Značení	
Šířka dolní pásnice ocelového nosníku	s_s	100.00 [mm]
Tloušťka dolní pásnice ocelového nosníku	t_s	10.00 [mm]
Výška stojiny ocelového nosníku	h	120.00 [mm]
Tloušťka stojiny ocelového nosníku	t	8.00 [mm]
Tloušťka svaru stěny a pásnic	t_{sv}	4.00 [mm]
Plocha betonářské výztuže	A_s	0.00 [mm ²]

Průřezové charakteristiky	Značení	
Plocha ocelového průřezu	A_a	3460.000 [mm ²]
Poloha těžiště ocelového průřezu	e_a	79.393 [mm]
Výška ocelového průřezu	H	140.000 [mm]
Moment setrvačnosti ocelového průřezu	I_{ya}	1.14092e+007 [mm ⁴]
Plocha betonového průřezu	A_{be}	126500.000 [mm ²]
Plocha ideálního průřezu	A_i	22736.190 [mm ²]
Poloha těžiště ideálního průřezu	e_y	190.878 [mm]
Výška ideálního průřezu	H_c	290.000 [mm]
Moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_{yi}	1.0244e+008 [mm ⁴]
Poloha neutrálné osy pro 1.MS ideálního průřezu	x	76.324 [mm]
Statický moment dolní části	S_{yd}	180878 [mm ³]
Statický moment horní části	S_{yh}	452413 [mm ³]

Průřezové charakteristiky pro dotvarování.	Značení	
Plocha ideálního průřezu	A_i	8933.096 [mm ²]
Poloha těžiště ideálního průřezu	e_y	159.958 [mm]
Moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_{yi}	5.95088e+007 [mm ⁴]
Pracovní součinitel	n	23.113

D.1.2.12 – Statický výpočet

Průřezové charakteristiky pro smršťování.	Značení	
Plocha ideálního průřezu	A_i	9219.344 [mm ²]
Poloha těžiště ideálního průřezu	e_y	161.539 [mm]
Moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_{yi}	6.08268e+007 [mm ⁴]
Pracovní součinitel	n	21.964

Zatřídění průřezu

Neutrální osa je v desce betonového průřezu => Třída ocelového průřezu = 1

Určení velikosti redukčního součinitele BETA

$0.15 \cdot h = 43.500 \text{ mm} < x = 76.324 \text{ mm} \Rightarrow \beta = 0.932$

Vstupní údaje - Vnitřní síly, materiálové charakteristiky	Značení	
Celkový výpočtový ohybový moment	M_c^d	51.90 [kNm]
Normový ohybový moment působící na nespřažený ocelový nosník	M_o^n	13.40 [kNm]
Normový ohybový moment od zatížení stálého a dlouhodobého nahodilého	$M_{cq,n}$	10.00 [kNm]
Normový ohybový moment od zatížení krátkodobého nahodilého	$M_{cp,n}$	18.50 [kNm]
Celkový ohybový moment	$M_{c,n}$	28.50 [kNm]
Celková výpočtová posouvající síla	V_{sd}	60.00 [kN]
Mez kluzu oceli (dolní pásnice + stojina) pro tloušťku menší než 40 mm	f_{sy}	345.00 [MPa]
Mez kluzu oceli (dolní pásnice + stojina) pro tloušťku větší než 40 mm	f_{sy}'	335.00 [MPa]
Mez kluzu oceli (horní pásnice) pro tloušťku menší než 40 mm	f_{syh}	345.00 [MPa]
Mez kluzu oceli (horní pásnice) pro tloušťku větší než 40 mm	f_{syh}'	335.00 [MPa]
Charakteristická pevnost betonu v tlaku (válcová)	f_{ck}	30.00 [MPa]
Sečnový modul pružnosti betonu	E_{cm}	32000.00 [MPa]
Normová pevnost betonářské výztuže	f_{sd}	345.00 [MPa]
Konečný čas pro dotvarování a smršťování		36500.00 [dnů]
Začátek smršťování		1.00 [dnů]
Stáří betonu při vnesení zatížení		28.00 [dnů]
vlhkost betonu		70.00 [%]

D.1.2.12 – Statický výpočet

Popis napětí (čas $t=0$)	Velikost [MPa]
Základní napětí v ocelovém průřezu (horní vlákna)	-71.182
Základní napětí v ocelovém průřezu (dolní vlákna)	93.246
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová horní vlákna) - krátkodobá složka	9.188
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová dolní vlákna) - krátkodobá složka	34.471
Napětí ve spřaženém průřezu (betonová horní vlákna) - krátkodobá složka	-2.728
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová horní vlákna) - dlouhodobá složka	4.967
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová dolní vlákna) - dlouhodobá složka	18.633
Napětí ve spřaženém průřezu (betonová horní vlákna) - dlouhodobá složka	-1.474
(čas $t=\text{nekonečno}$)	
Základní napětí v ocelovém průřezu (horní vlákna)	-71.182
Základní napětí v ocelovém průřezu (dolní vlákna)	93.246
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová horní vlákna) - krátkodobá složka	9.188
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová dolní vlákna) - krátkodobá složka	34.471
Napětí ve spřaženém průřezu (betonová horní vlákna) - krátkodobá složka	-2.728
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová horní vlákna) - dlouhodobá složka s vlivem dotvarování	3.354
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová dolní vlákna) - dlouhodobá složka s vlivem dotvarování	26.880
Napětí ve spřaženém průřezu (betonová horní vlákna) - dlouhodobá složka s vlivem dotvarování	-0.945
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová horní vlákna) - vliv smršťování	-45.981
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová dolní vlákna) - vliv smršťování	10.188
Napětí ve spřaženém průřezu (betonová horní vlákna) - vliv smršťování	-0.852
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová horní vlákna) - vliv oteplení	6.962
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová dolní vlákna) - vliv oteplení	17.280
Napětí ve spřaženém průřezu (betonová horní vlákna) - vliv oteplení	-1.989
Napětí ve spřaženém průřezu (betonová dolní vlákna) - vliv oteplení	1.059
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová horní vlákna) - vliv ochlazení	-6.962
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová dolní vlákna) - vliv ochlazení	-17.280

D.1.2.12 – Statický výpočet

Popis napětí (čas t=0)	Velikost [MPa]
Napětí ve spřaženém průřezu (betonová horní vlákna) - vliv ochlazení	1.989
Napětí ve spřaženém průřezu (betonová dolní vlákna) - vliv ochlazení	-1.059

Posudek jednotlivých prvků spřaženého průřezu

výsledná napětí	Porovnání	Posudek
Neprojeví se redukce posouvající síly :	60.00 < 83.14 [kN]	
Porovnání plastické únosnosti průřezu :	51.90 < 166.84 [kNm]	vyhovuje.
Základní napětí v ocelovém průřezu horní vlákna :	/ -71.18 / < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Základní napětí v ocelovém průřezu dolní vlákna :	93.25 < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Napětí ve spřaženém průřezu - ocelové horní vlákna :	/ 14.15 / < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Napětí ve spřaženém průřezu - ocelové dolní vlákna :	53.10 < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
čas t=0 - Kombinace 1		
Celkové napětí v ocelovém průřezu - horní vlákna :	/ -57.03 / < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Celkové napětí v ocelovém průřezu - dolní vlákna :	146.35 < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Napětí ve spřaženém průřezu - betonové horní vlákna :	/ -4.20 / < 25.50 [MPa]	vyhovuje.
čas t=0 - Kombinace 2		
Celkové napětí v ocelovém průřezu - horní vlákna :	/ -64.21 / < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Celkové napětí v ocelovém průřezu - dolní vlákna :	158.46 < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Napětí ve spřaženém průřezu - betonové horní vlákna :	/ -5.72 / < 25.50 [MPa]	vyhovuje.
čas t=nekonečno - Kombinace 1		
Celkové napětí v ocelovém průřezu po dotv. a smr. - horní vlákna :	/ -104.62 / < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Celkové napětí v ocelovém průřezu po dotv. a smr. - dolní vlákna :	/ 164.79 / < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Celkové napětí v betonovém průřezu po dotv. a smr. - horní vlákna :	/ -4.53 / < 25.50 [MPa]	vyhovuje.
čas t=nekonečno - Kombinace 2		
Celk. napětí v ocel. průřezu po dotv. a smr. a tepl. - horní vlákna :	/ -111.81 / < 345.00 [MPa]	vyhovuje.

D.1.2.12 – Statický výpočet

výsledná napětí	Porovnání	Posudek
Celk. napětí v ocel. průřezu po dotv. a smr. a tepl. - dolní vlákna :	/ 176.89 / < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Celk. napětí v beton. průřezu po dotv. a smr. a tepl. - horní vlákna :	/ -2.46 / < 25.50 [MPa]	vyhovuje.

3.5.2.4 Únosnost na smyk

- min. výška stěny v uložení - $h_w = 60$ mm (po odečtení výpalů $r = 30$ mm)
- tloušťka stěny $t = 8$ mm
- maximální posouvající síla $V_{z,d} = 60$ kN

Stěna tl. 8 mm

$$V_{pl,Rd} = f_{y,d} \frac{h_w \cdot t}{\sqrt{3}} = \frac{355}{1,0} \cdot \frac{60 \cdot 8}{\sqrt{3}} = \underline{\underline{112,9 \text{ kN} > V_{z,d} = 60 \text{ kN}}} \Rightarrow \underline{\underline{\text{vyhoví na smyk}}}$$

3.5.2.5 Posouzení spřažení

Spřažení desky s ocelovým nosníkem je zajištěno pomocí trnů $\varnothing 13$ mm z oceli s pevností $f_u = 340$ MPa, které budou přivařeny k horní pásnici. Je navržen trn $\varnothing 13$ mm – dl. 100 mm – á 100 mm - jakost S235J2G3+C450.

Charakteristická únosnost jednoho trnu je:

- smyk $P_{Rk} = 0,8 \cdot f_u \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 0,8 \cdot 340 \frac{\pi \cdot 13^2}{4} = 36,1 \text{ kN}$
- otláčení $P_{Rk} = 0,29 \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} = 0,29 \cdot 13^2 \sqrt{30 \cdot 32000} = 48,0 \text{ kN}$

Rozhoduje menší hodnota $P_{Rk} = 36,1 \text{ kN}$.

Návrhová únosnost jednoho trnu je :

- pro mezní stav únosnosti $P_{Rd} = \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} = \frac{36,1}{1,25} = 28,9 \text{ kN}$
- pro mezní stav použitelnosti $0,6 \cdot P_{Rk} = 0,6 \cdot 36,1 = 21,7 \text{ kN}$

D.1.2.12 – Statický výpočet**Posouzení spřažení běžného příčnicku:**

Průměr trnu	d	[mm]	13
Mez pevnosti trnu	f_u	[MPa]	340
Třída betonu	-	-	C30/37
Pevnost betonu v tlaku na válci	f_{ck}	[MPa]	30
Modul pružnosti betonu	E_{cm}	[GPa]	32000
Posouvající síla normová	V_{sn}	[kN]	45,5
Posouvající síla výpočtová	V_{sd}	[kN]	60
Plocha desky	A	[mm ²]*10 ⁶	0,128
Rameno (vzdálenost těžiště průřezu od těžiště desky)	r	[mm]	19,122
Moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_y	[mm ⁴]*10 ⁷	9,10183
Statický moment horní části průřezu	$S_{y,h}$	[mm ³]*10 ⁶	0,37297
Pracovní součinitel	n	-	6,5625
Charakteristická únosnost trnu ve smyku	P_{Rk}	[kN]	36,1
Charakteristická únosnost trnu v otláčení	P_{Rk}	[kN]	48,0
Charakteristická únosnost trnu rozhodující	P_{Rk}	[kN]	36,1
Návrhová únosnost trnu v mezním stavu únosnosti	P_{Rd}	[kN]	28,9
Návrhová únosnost trnu v mezním stavu použitelnosti	P_{Rn}	[kN]	21,7

Návrh:

Počet pásnic	-	-	1
Počet trnů na pásnici v příčném směru	-	-	1
Vzdálenost trnů v podélném směru	-	[mm]	100

Posouzení v mezním stavu použitelnosti:

Posouvající síla působící na styku pásnice a desky	V	[kN/m]	186
Únosnost 1m délky pásnice	V_{Rk}	[kN/m]	217
Vyhoví ?	-	-	Ano

Posouzení v mezním stavu únosnosti:

Posouvající síla působící na styku pásnice a desky	V	[kN/m]	246
Únosnost 1m délky pásnice	V_{Rk}	[kN/m]	289
Vyhoví ?	-	-	Ano

D.1.2.12 – Statický výpočet**3.5.2.6 Posouzení klopení při betonáži – montážní stav**

Během betonáže, kdy působí jen ocelový nosník je nutno posoudit klopení nosníku.

Extrémní návrhový ohyb. moment – působící pouze na OK:

$$- M_{Gd} = 13,4 \times 1,35 = 18,1 \text{ kNm}$$

Kritický moment:

$$M_{\max,cr} = 119,54 \text{ kNm}$$

$$\text{poměrná štíhlost: } \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1,43968 \times 10^5 \times 355}{119,54 \times 10^6}} = 0,654$$

$$\text{křivka d - } \alpha_{LT} = 0,49$$

$$\chi_{LT} = 0,753$$

$$\text{normálové napětí v dolní pásnici: } \sigma_h = \frac{M_d}{I_y \cdot \chi_{LT}} Z_h$$

$$\sigma_h = 18,1 \times 10^6 \times 79,39 / (1,14092 \times 10^7) / 0,753 = \mathbf{167,2 \text{ MPa}} < f_y / \gamma_{M1} = 355 / 1,10 = \mathbf{322,7 \text{ MPa}}$$

– vyhovuje

3.5.2.7 Krční svary

$$\text{Podmínka: } \sqrt{\sigma_{||}^2 + \sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{||}^2 + \tau_{\perp}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

Ocel	f_u	β_w	γ_{M2}	$f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{Mw})$
S 235	360	0,8	1,25	360 MPa
S 355	510	0,9	1,25	453 MPa

Koutový svar stěny příčnicku a pásnic

Posouzen bude kout. svar mezi dolní pásnicí a stěnou.

- extrémní posouvající síla – nespřaž. průřez - $V_{d,OK} = 12,7 \times 1,35 = 17,2 \text{ kN}$
- extrem.posouvající síla – na spřaž. průřez - $V_{d,SPR} = 60 \text{ kN}$
- extrémní návrhový moment $M_{y,d} = 51,9 \text{ kNm}$

Průřezové charakteristiky:

Výška ocelového průřezu – $H_c = 140 \text{ mm}$

D.1.2.12 – Statický výpočet

$$I_{y,OK} = 1,14092 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_{y,spr} = 1,0244 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$z_{g,OK} = 74,39 \text{ mm}$$

$$z_{g,spr} = 185,88 \text{ mm}$$

Minimální tloušťka svaru je vypočtena z těchto vztahů:

$$a_{\min} = \max (0,7 \cdot \sqrt[3]{t_1 \cdot t_2}, \sqrt{t_{\max}} - 0,5) = 3 \text{ mm}$$

kde t_1 , t_2 , $t_{\max}$ jsou tloušťky svařovaných plechů

Návrh: účinná výška oboustranného svaru **a = 4 mm**

$$\tau_{II,OK} = \frac{V_d \cdot S_y}{I_y \cdot 2 \cdot a} = \frac{17,2 \cdot 10^3 \cdot 100 \cdot 10 \cdot 74,39}{1,14092 \cdot 10^7 \cdot 2 \cdot 4} = 14,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{II,SPR} = \frac{V_d \cdot S_y}{I_y \cdot 2 \cdot a} = \frac{60 \cdot 10^3 \cdot 100 \cdot 10 \cdot 185,88}{1,0244 \cdot 10^8 \cdot 2 \cdot 4} = 13,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{II} = \frac{M_d}{I_y} z_h = 51,9 \times 10^6 \times 180,88 / (1,0244 \times 10^8) = \mathbf{91,6 \text{ MPa}}$$

$$\sqrt{\sigma_{II}^2 + \sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{II}^2 + \tau_{\perp}^2)} = \sqrt{91,6^2 + 3 \cdot (14,1 + 13,6)^2} = \mathbf{103,4 \text{ MPa} < 453 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vyhoví}}$$

Stejným koutovým svarem (a = 4 mm) bude připojena ke stěně i horní pásnice (napětí zde je menší než u dolní pásnice).

3.5.2.8 Přípoj příčnicku k dolnímu pasu hlavního nosníku

Přípoj stojiny bude proveden svislým koutovým oboustranným svarem.

- extrémní posouvající síla – $V_d = 60 \text{ kN}$ (příčník P10)

Výška stěny (výpal $r=30 \text{ mm}$) – $h_w = 60 \text{ mm}$.

Minimální tloušťka svaru je vypočtena z těchto vztahů:

$$a_{\min} = \max (0,7 \cdot \sqrt[3]{t_1 \cdot t_2}, \sqrt{t_{\max}} - 0,5) = 3 \text{ mm}$$

kde t_1 , t_2 , $t_{\max}$ jsou tloušťky svařovaných plechů

Návrh: účinná výška oboustranného svaru **a = 4 mm**

D.1.2.12 – Statický výpočet

$$\tau_{II} = \frac{V_d}{h \cdot 2a} = \frac{60 \cdot 10^3}{60 \cdot 2 \cdot 4} = \mathbf{125 \text{ MPa}} < \frac{\frac{f_u}{\sqrt{3}}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = (510/1,73) / (0,9 \times 1,25) = \mathbf{262 \text{ MPa}} \Rightarrow \mathbf{vyhoví}$$

Přípoj horních pásnic bude proveden koutovým oboustranným svarem.

- extrémní návrhový moment $M_{y,d} = 13,21 \text{ kNm}$ (příčník P21)
- $M_{Sd} = M_{\max} \times 0,5 = 6,6 \text{ kNm}$

Návrh: účinná výška oboustranného svaru **a = 4 mm**

$$I_{HP} = \frac{1}{12} \cdot 150 \cdot 10^3 + 10 \cdot 150 \cdot (50,61 + 5)^2 = 4,6512 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$M_{HP} = M_{Sd} \cdot \frac{I_{HP}}{I_y} = 6,6 \cdot \frac{4,6512 \cdot 10^6}{1,14092 \cdot 10^7} = 2,7 \text{ kNm}$$

$$I_{HP,W} = 2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 150 \cdot 4^3 + 2 \cdot 4 \cdot 150 \cdot (50,61 + 5)^2 = 3,7125 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_{HP,W} = \frac{I_{HP,W}}{z} = \frac{3712500}{50,61+5} = 66761 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_H = \frac{M_{HP}}{W_{HP,W}} = \frac{2700000}{66761} = 40,4 \text{ MPa} \quad \sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{\sigma_H}{\sqrt{2}} = 28,6 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{II}^2 + \tau_{\perp}^2)} = \sqrt{28,6^2 + 3 \cdot 28,6^2} = \mathbf{57,2 \text{ MPa} < 453 \text{ MPa} \Rightarrow \mathbf{vyhoví}}$$

Přípoj dolních pásnic bude proveden koutovým oboustranným svarem.

Návrh: účinná výška oboustranného svaru **a = 4 mm**

$$I_{DP} = \frac{1}{12} \cdot 100 \cdot 10^3 + 10 \cdot 100 \cdot (69,39 + 5)^2 = 0,55422 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$M_{DP} = M_{Sd} \cdot \frac{I_{DP}}{I_y} = 6,6 \cdot \frac{0,55422 \cdot 10^7}{1,14092 \cdot 10^7} = 3,2 \text{ kNm}$$

$$I_{DP,W} = 2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 100 \cdot 4^3 + 2 \cdot 4 \cdot 100 \cdot (69,39 + 5)^2 = 4,428 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_{DP,W} = \frac{I_{DP,W}}{z} = \frac{4428000}{69,39+5} = 59526 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_H = \frac{M_{DP}}{W_{DP,W}} = \frac{3200000}{59526} = 53,8 \text{ MPa} \quad \sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{\sigma_H}{\sqrt{2}} = 38 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{II}^2 + \tau_{\perp}^2)} = \sqrt{38^2 + 3 \cdot 38^2} = \mathbf{76 \text{ MPa} < 453 \text{ MPa} \Rightarrow \mathbf{vyhoví}}$$

3.5.2.9 Průhyby

- průhyb od stálého zatížení - $w_G = 6,1 \text{ mm}$
- průhyb od smrštění ŽB desky - $w_s = 0,9 \text{ mm}$
- průhyb od zatížení nahodilého krátkodobého $w_Q = 0,8 \text{ mm}$

D.1.2.12 – Statický výpočet

$$w_{\max} = \frac{L}{250} = \frac{3200}{250} = 12,8 \text{ mm} > w_{\text{skut}} = 7,8 \text{ mm}$$

Nadvýšení nebude realizováno.

3.5.3 Opěrový příčník

Jedná se o příčníky, jež se nachází v místě uložení na opěru. Opěrový příčník je spřažený ocelobetonový nosník – ocelový I profil + ŽB deska. Vzhledem k tomu, že je realizováno nepřímé uložení na ložiska, jedná se o nosník s převislými konci. Vzdálenost uložení na ložiska je 2,6 m. Délka převislého konce je 0,3 m.

3.5.3.1 Spolupůsobící šířka desky

Pro střední i krajní část opěrového příčníku rozhodují záporné ohybové momenty. Proto není nutno spolupůsobící šířku desky stanovovat. Bude posuzován pouze ocelový průřez.

3.5.3.2 Vnitřní síly

Maximální vnitřní síly v kombinaci pro běžné provozní zatížení (sestava gr1 a gr2):

$$M_{y,d} = -16,62 \text{ kNm, odp. } N_d = -450,72 \text{ kN, } V_{z,d} = 9,48 \text{ kN}$$

Maximální vnitřní síly pro stav při betonáži mostovky:

$$M_{y,d,\max} = -36,93 \text{ kNm, odp. } N_d = 0,8 \text{ kN, } V_{z,d,\max} = 165,75 \text{ kN}$$

3.5.3.3 Průřezové charakteristiky

$$A = 6300 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 3,696027 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$W_y = 3,934933 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$

$$I_z = 1,24164 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$c_z = 71,07 \text{ mm}$$

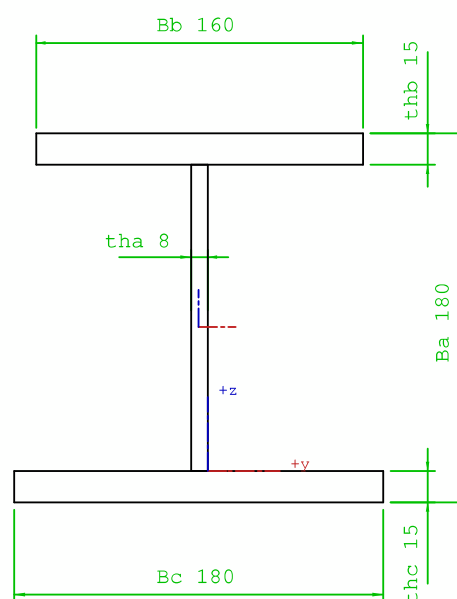
Třída průřezu:

$$\text{ohýbaná část} - c/t = 150 / 8 = 18,75 \leq 72 \varepsilon =$$

$$= 72 \times 0,81 = 58,32 - \text{průřez 1.třídy.}$$

$$\text{tlačená část} - c/t = 86 / 15 = 5,73 \leq 9 \varepsilon =$$

$$= 9 \times 0,81 = 7,29 - \text{průřez 1.třídy.}$$



D.1.2.12 – Statický výpočet**3.5.3.4 Posouzení průřezu**

Posouzení kombinace 1 – tlak s klopením:

Klopení:

Kritický moment pro výpočet klopení byl spočítán dle ČSN EN 1993-1-1 NB.3 a byl ověřen programem LT-Beam.

$$M_{cr} = 625,9 \text{ kNm}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3,934933 \cdot 10^5 \cdot 355}{625,9 \cdot 10^6}} = 0,472$$

$$\Rightarrow \chi_{LT} = \mathbf{0,858} \text{ (křivka c - dle ČSN EN 1993-1-1, tab. 6.3)}$$

Vzpěr:

- vzdálenost uložení $l = 2600 \text{ mm} \Rightarrow$ vzpěrná délka $l_{cr} = 2600 \text{ mm}$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{1,24161 \cdot 10^7}{6300}} = 44,4 \text{ mm}$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon = 93,9 \cdot 0,81 = 76,1$$

$$\overline{\lambda}_z = \frac{l_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{2600}{44,4} \frac{1}{76,1} = 0,769 \Rightarrow \chi = \mathbf{0,682} \text{ (dle křivky c)}$$

Normálové napětí - dolní vlákna

$$\sigma_{max} = \frac{N_{sd}}{A \cdot \chi} + \frac{M_{y, sd}}{I_y \cdot \chi_{LT}} \cdot z = \frac{-450,72 \cdot 10^3}{6300 \cdot 0,682} - \frac{16,62 \cdot 10^6}{3,696027 \cdot 10^7 \cdot 0,858} \cdot 86,07 =$$

$$= -104,9 - 45,1 = \mathbf{-150 \text{ MPa} < 355/1,1 = 323 \text{ MPa} \Rightarrow \underline{\underline{\text{VYHOVUJE}}}}$$

Smykové napětí

$$\tau_{prim} = \frac{V_{sd}}{A_v} = \frac{9,48 \cdot 10^3}{150 \cdot 8} =$$

$$= 7,9 \text{ MPa} < \frac{355}{1,0 \cdot \sqrt{3}} = \mathbf{205 \text{ MPa} \Rightarrow \underline{\underline{\text{VYHOVUJE}}}}$$

srovnávací napětí

$$\sigma_{sr} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau_1^2} = \sqrt{150^2 + 3 \cdot 7,9^2} = \mathbf{150,6 \text{ MPa} < 355 / 1,0 = 355 \text{ MPa} \Rightarrow}$$

$\Rightarrow \underline{\underline{\text{VYHOVUJE}}}$

Posouzení kombinace 8 (betonáž ŽB desky) – tah a ohyb s klopením:

D.1.2.12 – Statický výpočet

Kritický moment pro výpočet klopení byl spočítán dle ČSN EN 1993-1-1 NB.3 a byl ověřen programem LT-Beam.

$$M_{cr} = 63959,51 \text{ kNm}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3,934933 \cdot 10^5 \cdot 355}{63959,51 \cdot 10^6}} = 0,047$$

$$\Rightarrow \chi_{LT} = 1 \text{ (křivka c - dle ČSN EN 1993-1-1, tab. 6.3)}$$

Normálové napětí - dolní vlákna

$$\sigma_{max} = \frac{N_{sd}}{A \cdot \chi} + \frac{M_{y, sd}}{I_y \cdot \chi_{LT}} \cdot z = \frac{0,8 \cdot 10^3}{6300} - \frac{36,93 \cdot 10^6}{3,696027 \cdot 10^7 \cdot 1} \cdot 86,07 =$$

$$= 0,1 - 86 = -86,1 / \text{MPa} < 355 / 1,1 = 323 \text{ MPa} \Rightarrow \underline{\text{VYHOVUJE}}$$

Smykové napětí

$$\tau_{prim} = \frac{V_{sd}}{A_v} = \frac{165,75 \cdot 10^3}{150 \cdot 8} =$$

$$= 138, \text{ MPa} < \frac{355}{1,0 \cdot \sqrt{3}} = 205 \text{ MPa} \Rightarrow \underline{\text{VYHOVUJE}}$$

srovnávací napětí

$$\sigma_{sr} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau_1^2} = \sqrt{86,1^2 + 3 \cdot 138,1^2} = 254,2 \text{ MPa} < 355 / 1,0 = 355 \text{ MPa} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \underline{\text{VYHOVUJE}}$$

3.5.3.5 Posouzení spřažení

S ohledem na skutečnost, že o dimenzích opěr. příčníků rozhodují oblasti se záporným ohybovým momentem, kde není s ŽB deskou počítáno, navrhne spřažení jen konstrukčně – 1 trn $\phi 13 \text{ mm}$ – dl. 100 mm – á 200 mm - jakost S235J2G3+C450.

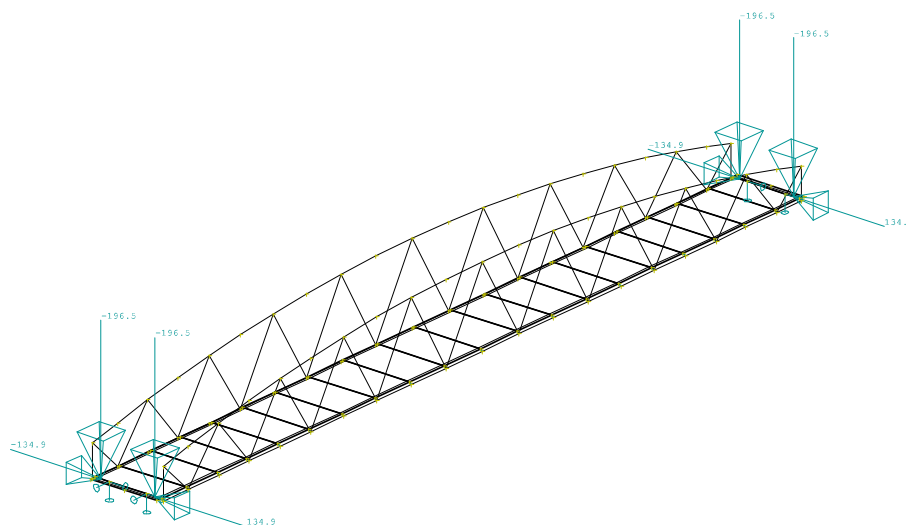
3.5.3.6 Posouzení příčnicku při výměně ložisek

- bude provedeno posouzení příčnicku pro případ nadzvedávání mostu z ložisek při jejich případné výměně nebo rektifikaci, uvažované přizvednutí je 25 mm
- příčník je uvažován jako prostý nosník s převislými konci s podepřením v místě přizvedávacích lisů
- umístění zařízení pro zvedání mostu je ve vzdálenosti 0,4 m od os uložení na ložiska a příčník je zde vyztužen výztuhami tloušťky 10 mm po celé výšce stojiny
- příčník je zatížen reakcemi od stálého a dlouhodobého nahodilého zatížení

D.1.2.12 – Statický výpočet

- předpokládáme, že výměna ložisek bude provedena za vyloučení provozu

Výpočetní model:



Svislé a vodorovné síly odpovídající reakcím pro zatížení stálé:

$$R_z = 196,5 \text{ kN}, R_y = 134,9 \text{ kN}$$

Extrémní vnitřní síly pro posudek:

$$M_{y,d} = -9,43 \times 1,35 = 12,73 \text{ kNm}$$

$$V_{z,d} = 1,7 \times 1,35 = 2,3 \text{ kN}$$

$$N_{x,d} = -297,79 = 402,0 \text{ kN}$$

Posouzení tlaku a ohybu s klopením:

Kritický moment pro výpočet klopení byl spočítán dle ČSN EN 1993-1-1 NB.3 a byl ověřen programem LT-Beam.

$$M_{cr} = 961,16 \text{ kNm}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3,934933 \cdot 10^5 \cdot 355}{961,16 \cdot 10^6}} = 0,381$$

$$\Rightarrow \chi_{LT} = \mathbf{0,907} \text{ (křivka c - dle ČSN EN 1993-1-1, tab. 6.3)}$$

Vzpěr:

- vzdálenost lisů $l = 1800 \text{ mm} \Rightarrow$ vzpěrná délka $l_{cr} = 1800 \text{ mm}$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{1,24161 \cdot 10^7}{6300}} = 44,4 \text{ mm}$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon = 93,9 \cdot 0,81 = 76,1$$

$$\overline{\lambda}_z = \frac{l_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{1800}{44,4} \frac{1}{76,1} = 0,533 \Rightarrow \chi = \mathbf{0,824} \text{ (dle křivky c)}$$

D.1.2.12 – Statický výpočet

Normálové napětí - dolní vlákna

$$\sigma_{max} = \frac{N_{sd}}{A \cdot \chi} + \frac{M_{y, sd}}{I_y \cdot \chi_{LT}} \cdot z = \frac{-402 \cdot 10^3}{6300 \cdot 0,824} - \frac{12,73 \cdot 10^6}{3,696027 \cdot 10^7 \cdot 0,907} \cdot 86,07 =$$

$$= -77,5 - 32,7 = -110,2 \text{ MPa} < 355/1,1 = 323 \text{ MPa} \Rightarrow \underline{\text{VYHOVUJE}}$$

Smykové napětí

$$\tau_{prim} = \frac{V_{sd}}{A_v} = \frac{2,3 \cdot 10^3}{150 \cdot 8} =$$

$$= 1,9 \text{ MPa} < \frac{355}{1,0 \cdot \sqrt{3}} = 205 \text{ MPa} \Rightarrow \underline{\text{VYHOVUJE}}$$

3.5.3.6.1.1.1 srovnávací napětí

$$\sigma_{sr} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau_1^2} = \sqrt{110,2^2 + 3 \cdot 1,9^2} = 110,3 \text{ MPa} < 355 / 1,0 = 355 \text{ MPa} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \underline{\text{VYHOVUJE}}$$

3.5.3.7 Výztuhy opěrového příčnicku

Výztuhy pro přizvednutí při výměně ložisek:

- max. reakce v místě lisu – $R_{d, max} = 265,3 \text{ kN}$
- nutná plocha výztuhy – $A_{nut} = 265300 / (355 \cdot 1,1) = 680 \text{ mm}^2$ – návrh 2x P10x60

Výztuhy nad ložiskem:

- max. reakce v místě ložiska – $R_{d, max} = 434,6 \text{ kN}$
- nutná plocha výztuhy – $A_{nut} = 434600 / (355 \cdot 1,1) = 1113 \text{ mm}^2$ – návrh 2x P10x60

3.5.3.8 Průhyby

- průhyb od stálého zatížení – $w_G = -0,5 \text{ mm}$
- průhyb od smrštění ŽB desky – $w_s = 0,3 \text{ mm}$
- průhyb od zatížení nahodilého krátkodobého $w_Q = -0,5 \text{ mm}$

$$w_{max} = \frac{L}{250} = \frac{3200}{250} = 12,8 \text{ mm} > w_{skut} = -0,7 \text{ mm}$$

Nadvýšení nebude realizováno.

3.5.3.9 Krční svary

$$\text{Podmínka: } \sqrt{\sigma_{||}^2 + \sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{||}^2 + \tau_{\perp}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

D.1.2.12 – Statický výpočet

S 235	360	0,8	1,25	360 MPa
S 355	510	0,9	1,25	453 MPa

Koutový svar stěny příčníku a pásnic

Posouzen bude kout. svar mezi dolní pásnicí a stěnou.

Maximální vnitřní síly pro stav při betonáži mostovky:

$M_{y,d,max} = -36,93 \text{ kNm}$, odp. $N_d = 0,8 \text{ kN}$, $V_{z,d,max} = 165,75 \text{ kN}$

Průřezové charakteristiky:

$$A = 6300 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 3,696027 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$cz = 71,07 \text{ mm}$$

Minimální tloušťka svaru je vypočtena z těchto vztahů:

$$a_{min} = \max(0,7 \cdot \sqrt[3]{t_1 \cdot t_2}, \sqrt{t_{max}} - 0,5) = 3 \text{ mm}$$

kde t_1 , t_2 , t_{max} jsou tloušťky svařovaných plechů

Návrh: účinná výška oboustranného svaru **a = 4 mm**

$$\tau_{II} = \frac{V_d \cdot S_y}{I_y \cdot 2 \cdot a} = \frac{165,75 \cdot 10^3 \cdot 180 \cdot 15 \cdot 78,57}{3,696027 \cdot 10^7 \cdot 2 \cdot 4} = 118,9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{II} = \frac{M_d}{I_y} z_h = 36,93 \times 10^6 \times 71,07 / (3,696027 \times 10^7) = 71 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\sigma_{II}^2 + \sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{II}^2 + \tau_{\perp}^2)} = \sqrt{71^2 + 3 \cdot 118,9^2} = \underline{\underline{217,8 \text{ MPa} < 453 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vyhoví}}}$$

Stejným koutovým svarem (a = 4 mm) bude připojena ke stěně i horní pásnice (napětí zde je menší než u dolní pásnice).

3.5.3.10 Připoj příčníku k dolnímu pasu HN

Připoj stojiny bude proveden svislým koutovým oboustranným svarem.

- $M_{y,d} = 36,93 \text{ kNm}$, $V_{z,d} = 165,75 \text{ kN}$
- $M_{Sd} = M_{max} \times 0,5 = 18,5 \text{ kNm}$

D.1.2.12 – Statický výpočet

Výška stěny (výpal $r=30$ mm) – $h_w = 90$ mm.

Minimální tloušťka svaru je vypočtena z těchto vztahů:

$$a_{\min} = \max(0,7 \cdot \sqrt[3]{t_1 \cdot t_2}, \sqrt{t_{\max}} - 0,5) = 3 \text{ mm}$$

kde t_1 , t_2 , $t_{\max}$ jsou tloušťky svařovaných plechů

Návrh: účinná výška oboustranného svaru **$a = 5$ mm**

$$\tau_{II} = \frac{V_d}{h \cdot 2a} = \frac{165,75 \cdot 10^3}{90 \cdot 2 \cdot 5} = \mathbf{184,2 \text{ MPa}} < \frac{\frac{f_u}{\sqrt{3}}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = (510/1,73) / (0,9 \times 1,25) = \mathbf{262 \text{ MPa}} \Rightarrow$$

$\Rightarrow$ **vyhoví**

$$W_{ST,W} = 2 \cdot \frac{1}{6} \cdot 5 \cdot 90^2 = 13500 \text{ mm}^3$$

$$I_{ST} = \frac{1}{12} \cdot 8 \cdot 150^3 + 8 \cdot 150 \cdot (75 - 71,07)^2 = 2,269 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$M_{ST} = M_{Sd} \cdot \frac{I_{ST}}{I_y} = 18,5 \cdot \frac{2,269 \cdot 10^6}{3,696027 \cdot 10^7} = 1,14 \text{ kNm}$$

$$\sigma_H = \frac{M_{ST}}{W_{ST,W}} = \frac{1140000}{13500} = 84,4 \text{ MPa} \quad \sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{\sigma_H}{\sqrt{2}} = 59,7 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{II}^2 + \tau_{\perp}^2)} = \sqrt{59,7^2 + 3 \cdot (59,7 + 184,2)^2} = \mathbf{426,6 \text{ MPa} < 453 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vyhoví}}$$

Přípoj horních pásnic bude proveden koutovým oboustranným svarem.

Návrh: účinná výška oboustranného svaru **$a = 5$ mm**

$$I_{HP} = \frac{1}{12} \cdot 160 \cdot 15^3 + 15 \cdot 160 \cdot (78,93 + 7,5)^2 = 1,79733 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$M_{HP} = M_{Sd} \cdot \frac{I_{HP}}{I_y} = 18,5 \cdot \frac{1,79733 \cdot 10^7}{3,696027 \cdot 10^7} = 9 \text{ kNm}$$

$$I_{HP,W} = 2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 160 \cdot 5^3 + 2 \cdot 5 \cdot 160 \cdot (78,93 + 7,5)^2 = 11,956 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_{HP,W} = \frac{I_{HP,W}}{z} = \frac{11956000}{78,93+7,5} = 138327 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_H = \frac{M_{HP}}{W_{HP,W}} = \frac{9000000}{138327} = 65,1 \text{ MPa} \quad \sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{\sigma_H}{\sqrt{2}} = 46 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{II}^2 + \tau_{\perp}^2)} = \sqrt{46^2 + 3 \cdot 46^2} = \mathbf{92 \text{ MPa} < 453 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vyhoví}}$$

Přípoj dolních pásnic bude proveden koutovým oboustranným svarem.

Návrh: účinná výška oboustranného svaru **$a = 5$ mm**

D.1.2.12 – Statický výpočet

$$I_{DP} = \frac{1}{12} \cdot 180 \cdot 15^3 + 15 \cdot 180 \cdot (71,07 + 7,5)^2 = 1,6718 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$M_{DP} = M_{Sd} \cdot \frac{I_{DP}}{I_y} = 18,5 \cdot \frac{1,6718 \cdot 10^7}{3,696027 \cdot 10^7} = 8,4 \text{ kNm}$$

$$I_{DP,W} = 2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 180 \cdot 5^3 + 2 \cdot 5 \cdot 180 \cdot (71,07 + 7,5)^2 = 11,116 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_{DP,W} = \frac{I_{DP,W}}{z} = \frac{11116000}{71,07+7,5} = 141474 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_H = \frac{M_{DP}}{W_{DP,W}} = \frac{8400000}{141474} = 59,4 \text{ MPa} \quad \sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{\sigma_H}{\sqrt{2}} = 42 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{II}^2 + \tau_{\perp}^2)} = \sqrt{42^2 + 3 \cdot 42^2} = \underline{\underline{84 \text{ MPa} < 453 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vyhoví}}}$$

3.6 Hlavní nosník

D.1.2.12 – Statický výpočet**3.6 Hlavní nosník****► Horní pás**

JÄKL 300x200x16

Materiál S 355

 $f_{y,d} = f_{y,k} / \gamma_{M1} = 323 \text{ Mpa}$

Příčný polorám dle ČSN 736205

$$C_{\min} = \frac{3N_{Sd, \max} \cdot \gamma_{M1}}{\beta_m^2 \cdot s_{\min}}$$

$$C = \frac{E}{\frac{h_v^3}{3I_d} + \frac{bh^2}{2I_p}}$$

$$v_k = \frac{0,6v_v - 0,36}{v_v - 1} \beta_m$$

STANOVENÍ PRŮMĚRNÉHO POMĚRU β_m - POUZE PŮLKA POLE

alfa 1 = 0,34 křivka b

Díličí pole	A (mm ²)	z (mm)	N _{ed} (kN)	N _{red} (kN)	z	λ - poměrná	α ₁	l _{ef} (mm)	s _{min} (mm)	β ₁	β _{1-red}	
1	14 700	78	358	4 538	0,079	3,391	259,1	20274	3250	6,24	3,00	*2
2	14 700	78	780	4 538	0,172	2,413	184,3	14424	3604	4,00	3,00	*2
3	14 700	78	968	4 538	0,213	2,165	165,4	12943	3730	3,47	3,00	*2
4	14 700	78	1 063	4 538	0,234	2,066	157,9	12353	3912	3,16	3,00	*2
5	14 700	78	1 105	4 538	0,243	2,027	154,8	12115	4101	2,95	2,95	*2
6	14 700	78	1 105	4 538	0,243	2,027	154,8	12115	4101	2,95	2,95	
MINIMÁLNÍ TUHOST POLORÁMU									Celkem	32,86		
C _{min} [N/mm]									β _m	2,99		

SKUTEČNÁ TUHOST VNITŘNÍHO POLORÁMU R1

I _u	[mm ⁴]	8,084E+07
I _{dl}	[mm ⁴]	7,200E+06
I _{dr}	[mm ⁴]	7,200E+06
I _{pl}	[mm ⁴]	1,143E+07
I _{pr}	[mm ⁴]	1,143E+07
I _T	[mm ⁴]	1,926E+08
h	[mm]	1988,35
d _l	[mm]	2591,6
d _r	[mm]	2591,6
u	[mm]	3325
u _l	[mm]	1425
u _r	[mm]	3600
b _p	[mm]	3400
a	[mm]	1662,5
b	[mm]	1662,5
n _l	[mm ³]	6,724E+03
n _r	[mm ³]	2,736E+04
A	[mm ³]	1,157E+11
B	[mm ³]	7,989E+10
D	[mm ³]	1,532E+09
C	[N/mm]	354

SKUTEČNÁ TUHOST KONCOVÉHO POLORÁMU R6

I _u	[mm ⁴]	8,084E+07
I _{dl}	[mm ⁴]	1,894E+07
I _{dr}	[mm ⁴]	7,200E+06
I _{pl}	[mm ⁴]	3,696E+07
I _{pr}	[mm ⁴]	1,143E+07
I _T	[mm ⁴]	1,926E+08
h	[mm]	1400
d _l	[mm]	1330
d _r	[mm]	1898,1
u	[mm]	1425
b _p	[mm]	3400
n _l	[mm ³]	7,387E+04
n _r	[mm ³]	5,886E+04
A	[mm ³]	5,733E+09
B	[mm ³]	2,853E+10
D	[mm ³]	1,206E+08
C	[N/mm]	3531

> 1051 (=8xC_{min})
koncový rám je dostatečně tuhý

v _v	-	1,00
v _v *C _{min}	[N/mm]	131
C _v	[N/mm]	354
Vyhoví ?		Ano

v _k	-	1,00
v _k *C _{min}	[N/mm]	131
C _k	[N/mm]	3531
Vyhoví ?	-	Ano

D.1.2.12 – Statický výpočet**SKUTEČNÁ TUHOST VNITŘNÍHO POLORÁMU R2**

I_u	[mm ⁴]	8,084E+07
I_{dl}	[mm ⁴]	7,200E+06
I_{dr}	[mm ⁴]	7,200E+06
I_{pl}	[mm ⁴]	1,143E+07
I_{pr}	[mm ⁴]	1,143E+07
I_T	[mm ⁴]	1,926E+08
h	[mm]	2577,35
d_l	[mm]	3093,2
d_r	[mm]	3093,2
u	[mm]	3420
u_l	[mm]	3500
u_r	[mm]	3800
b_p	[mm]	3400
a	[mm]	1710
b	[mm]	1710
n_l	[mm ³]	2,795E+04
n_r	[mm ³]	2,627E+04
A	[mm ³]	1,333E+11
B	[mm ³]	1,345E+11
D	[mm ³]	1,667E+09
C	[N/mm]	250

v_v	-	1,00
$v_v \cdot C_{min}$	[N/mm]	131
C_v	[N/mm]	250
Vyhoví ?		Ano

SKUTEČNÁ TUHOST VNITŘNÍHO POLORÁMU R3

I_u	[mm ⁴]	8,084E+07
I_{dl}	[mm ⁴]	7,200E+06
I_{dr}	[mm ⁴]	7,200E+06
I_{pl}	[mm ⁴]	1,143E+07
I_{pr}	[mm ⁴]	1,143E+07
I_T	[mm ⁴]	1,926E+08
h	[mm]	3025,75
d_l	[mm]	3523,55
d_r	[mm]	3523,55
u	[mm]	3610
u_l	[mm]	3600
u_r	[mm]	4000
b_p	[mm]	3400
a	[mm]	1805
b	[mm]	1805
n_l	[mm ³]	2,736E+04
n_r	[mm ³]	2,530E+04
A	[mm ³]	1,947E+11
B	[mm ³]	1,969E+11
D	[mm ³]	1,960E+09
C	[N/mm]	172

v_v	-	1,00
$v_v \cdot C_{min}$	[N/mm]	131
C_v	[N/mm]	172
Vyhoví ?		Ano

SKUTEČNÁ TUHOST VNITŘNÍHO POLORÁMU R4

I_u	[mm ⁴]	8,084E+07
I_{dl}	[mm ⁴]	7,200E+06
I_{dr}	[mm ⁴]	7,200E+06
I_{pl}	[mm ⁴]	1,143E+07
I_{pr}	[mm ⁴]	1,143E+07
I_T	[mm ⁴]	1,926E+08
h	[mm]	3316,45
d_l	[mm]	3821,85
d_r	[mm]	3821,85
u	[mm]	3800
u_l	[mm]	3800
u_r	[mm]	4200
b_p	[mm]	3400
a	[mm]	1900
b	[mm]	1900
n_l	[mm ³]	2,627E+04
n_r	[mm ³]	2,441E+04
A	[mm ³]	2,473E+11
B	[mm ³]	2,499E+11
D	[mm ³]	2,286E+09
C	[N/mm]	135

v_v	-	1,00
$v_v \cdot C_{min}$	[N/mm]	131
C_v	[N/mm]	135
Vyhoví ?		Ano

SKUTEČNÁ TUHOST VNITŘNÍHO POLORÁMU R5

I_u	[mm ⁴]	8,084E+07
I_{dl}	[mm ⁴]	8,430E+06
I_{dr}	[mm ⁴]	8,430E+06
I_{pl}	[mm ⁴]	1,143E+07
I_{pr}	[mm ⁴]	1,143E+07
I_T	[mm ⁴]	1,926E+08
h	[mm]	3420
d_l	[mm]	3959,6
d_r	[mm]	3959,6
u	[mm]	3990
u_l	[mm]	4000
u_r	[mm]	4000
b_p	[mm]	3400
a	[mm]	1995
b	[mm]	1995
n_l	[mm ³]	2,530E+04
n_r	[mm ³]	2,530E+04
A	[mm ³]	2,411E+11
B	[mm ³]	2,411E+11
D	[mm ³]	2,647E+09
C	[N/mm]	139

v_v	-	1,00
$v_v \cdot C_{min}$	[N/mm]	131
C_v	[N/mm]	139
Vyhoví ?		Ano

D.1.2.12 – Statický výpočet**PŘÍČNÁ SÍLA VZNIKAJÍCÍ VLIVEM VZPĚRU TLAČENÉHO PÁSU**

Polorám	C [N/mm] l	I_z [mm ⁴] 10 ⁶	N_{cr} (kN)	S_k (mm)	$1,2 \cdot s$ (mm)	F_{sd} (kN)
R1	354	90	2 868	8 061	4325	2,1
R2	250	90	2 292	9 017	4476	4
R3	172	90	1 866	9 995	4694	8
R4	135	90	1 617	10 735	4921	12
R5	139	90	1 602	10 784	4921	16
R6	3531	90	13 669	3 692	3900	11

POZNÁMKY:

- A - plocha průřezu
 s_i - délka příslušného prutu pásu
 N_{sd} - síla v horním tlačném prutu
 z_g - vzdálenost těžiště hlavního nosníku od dolního okraje
 r_h - vzdálenost těžiště hlavního nosníku a těžiště horního tlačného pásu
 N_{Rd} - únosnost horního tlačného prutu
 χ - součinitel vzpěrnosti
 λ - poměrná - poměrná štíhlost horního tlačného prutu
 λ - skutečná štíhlost horního tlačného prutu
 l_{cr} - vzpěrná délka horního tlačného prutu
 β - poměrný součinitel
 β - red - poměrný součinitel pro $\beta > 3$ se bere $\beta = 3$

Vnitřní síly, napětí**Vnitřní síly**

kN, kNm	N	M	$\omega \times \gamma f \times \delta r \times \psi$	Nd	Md
G	-479,8	7,1	1,20	-578,1	8,5
P - vítr	-92,7	2,1	0,45	-41,7	0,9
P - chodci	-383,5	7,3	1,35	-517,7	9,8
				-1137,5	19,3

A =	1,470E+04	mm ²	JÄKL 300x200/16
I_y =	1,711E+08	mm ⁴	
I_z =	9,002E+07	mm ⁴	
c_z =	150	mm	

Napětí (MPa)

L_{cr} (mm)	λ	α_1	φ	χ	σ
4101	0,686	0,34	0,818	0,792	-114,7

< 323 Mpa **vyhovuje**► **Diagonály**tlačené

Materiál S 355

$$f_{y,d} = f_{y,k} / \gamma_{M1} = 323 \text{ Mpa}$$

D.1.2.12 – Statický výpočet**D2**

Vnitřní síly, napětí

Vnitřní síly

kN, kNm	N	M	$\omega \times \gamma_f \times \delta_r \times \psi$	Nd	Md
G	-158,4	1,0	1,20	-190,8	1,2
P - vítr	-27,5	0,1	0,45	-12,4	0,0
P - chodci	-123,2	0,9	1,35	-166,4	1,2
				-369,5	2,4

Mz,d (Fsd) = 3 kNm

A =	3,490E+03	mm ²	QRO 120x8
I _y =	7,200E+06	mm ⁴	
I _z =	7,200E+06	mm ⁴	
c _y =	60	mm	
c _z =	60	mm	

Vzpěr

L _{cr,y} (mm)	λ	α_1	φ	χ
2728	0,786	0,34	0,909	0,733

Napětí (MPa)

σ_G	σ_P	σ_{Fsd}	σ_c
-84,53	-74,82	-23,43	-187,99
			-187,99

< 323 Mpa

vyhovuje

D4

Vnitřní síly, napětí

Vnitřní síly

kN, kNm	N	M	$\omega \times \gamma_f \times \delta_r \times \psi$	Nd	Md
G	-76,4	0,5	1,20	-92,1	0,5
P - vítr	-14,7	0,1	0,45	-6,6	0,0
P - chodci	-58,0	0,4	1,35	-78,2	0,6
				-176,9	1,1

Mz,d (Fsd) = 6 kNm

A =	3,490E+03	mm ²	QRO 120x8
I _y =	7,200E+06	mm ⁴	
I _z =	7,200E+06	mm ⁴	
c _y =	60	mm	
c _z =	60	mm	

Vzpěr

L _{cr,y} (mm)	λ	α_1	φ	χ
3256	0,938	0,34	1,066	0,637

Napětí (MPa)

σ_G	σ_P	σ_{Fsd}	σ_c
-45,98	-40,05	-51,27	-140,46
			-140,46

< 323 Mpa

vyhovuje

D.1.2.12 – Statický výpočet**D6**

Vnitřní síly, napětí

Vnitřní síly

kN, kNm	N	M	$\omega \times \gamma_f \times \delta_r \times \psi$	Nd	Md
G	-35,8	0,3	1,20	-43,2	0,3
P - vítr	-7,7	0,0	0,45	-3,5	0,0
P - chodci	-25,6	0,3	1,35	-34,5	0,4
				-81,1	0,7

Mz,d (Fsd) = 14 kNm

A =	3,490E+03	mm ²	QRO 120x8
I _y =	7,200E+06	mm ⁴	
I _z =	7,200E+06	mm ⁴	
c _y =	60	mm	
c _z =	60	mm	

Vzpěr

L _{cr,y} (mm)	λ	α_1	φ	χ
3709	1,069	0,34	1,219	0,554

Napětí (MPa)

σ_G	σ_P	σ_{Fsd}	σ_c
-24,84	-21,33	-118,49	-166,55
			-166,55

< 323 Mpa

vyhovuje

D8

Vnitřní síly, napětí

Vnitřní síly

kN, kNm	N	M	$\omega \times \gamma_f \times \delta_r \times \psi$	Nd	Md
G	-9,7	0,2	1,20	-11,7	0,2
P - vítr	-3,1	0,0	0,45	-1,4	0,0
P - obslužné vozidlo	-28,0	0,1	1,35	-37,8	0,1
				-50,9	0,3

Mz,d (Fsd) = 25 kNm

A =	3,490E+03	mm ²	QRO 120x8
I _y =	7,200E+06	mm ⁴	
I _z =	7,200E+06	mm ⁴	
c _y =	60	mm	
c _z =	60	mm	

Vzpěr

L _{cr,y} (mm)	λ	α_1	φ	χ
4023	1,159	0,34	1,335	0,501

Napětí (MPa)

σ_G	σ_P	σ_{Fsd}	σ_c
-8,40	-22,66	-208,36	-240,28
			-240,28

< 323 Mpa

vyhovuje

D.1.2.12 – Statický výpočet*tažené*

Materiál S 355

$$f_{y,d} = f_{y,k} / \gamma_{M1} = 323 \text{ Mpa}$$

D1Vnitřní síly, napětí**Vnitřní síly**

kN, kNm	N	M	$\omega \times \gamma_f \times \delta r \times \psi$	Nd	Md
G	186,5	-1,4	1,20	224,7	-1,7
P - vítr	48,0	-0,2	0,45	21,6	-0,1
P - chodci	150,3	-1,0	1,35	202,8	-1,3
				449,1	-3,1

$$M_{z,d} (F_{sd}) = 11 \text{ kNm}$$

A =	3,490E+03	mm ²	QRO 120x8
I _y =	7,200E+06	mm ⁴	
I _z =	7,200E+06	mm ⁴	
c _y =	60	mm	
c _z =	60	mm	

σ_G	σ_P	σ_{Fsd}	σ_c
78,54	69,03	91,98	246,34
			246,34

$$< 323 \text{ Mpa}$$

vyhovuje

D3Vnitřní síly, napětí**Vnitřní síly**

kN, kNm	N	M	$\omega \times \gamma_f \times \delta r \times \psi$	Nd	Md
G	125,5	-0,6	1,20	151,2	-0,8
P - vítr	23,1	-0,1	0,45	10,4	0,0
P - chodci	103,0	-0,4	1,35	139,0	-0,5
				300,6	-1,3

$$M_{z,d} (F_{sd}) = 3 \text{ kNm}$$

A =	3,490E+03	mm ²	QRO 120x8
I _y =	7,200E+06	mm ⁴	
I _z =	7,200E+06	mm ⁴	
c _y =	60	mm	
c _z =	60	mm	

σ_G	σ_P	σ_{Fsd}	σ_c
49,76	44,10	23,43	120,64
			120,64

$$< 323 \text{ Mpa}$$

vyhovuje

D.1.2.12 – Statický výpočet**D5**Vnitřní síly, napětí**Vnitřní síly**

kN, kNm	N	M	$\omega \times \gamma_f \times \delta_r \times \psi$	Nd	Md
G	74,7	-0,3	1,20	90,0	-0,4
P - vítr	15,4	-0,1	0,45	6,9	0,0
P - chodci	62,1	-0,1	1,35	83,9	-0,2
				180,8	-0,6

Mz,d (Fsd) = 6 kNm

A =	3,490E+03	mm ²	QRO 120x8
I _y =	7,200E+06	mm ⁴	
I _z =	7,200E+06	mm ⁴	
c _y =	60	mm	
c _z =	60	mm	

σ_G	σ_P	σ_{Fsd}	σ_c
29,00	25,50	51,27	107,97
			107,97

< 323 Mpa

vyhovuje

D7Vnitřní síly, napětí**Vnitřní síly**

kN, kNm	N	M	$\omega \times \gamma_f \times \delta_r \times \psi$	Nd	Md
G	48,7	-0,2	1,20	58,7	-0,2
P - vítr	11,2	0,0	0,45	5,0	0,0
P - chodci	41,7	0,0	1,35	56,2	0,0
				120,0	-0,3

Mz,d (Fsd) = 14 kNm

A =	3,490E+03	mm ²	QRO 120x8
I _y =	7,200E+06	mm ⁴	
I _z =	7,200E+06	mm ⁴	
c _y =	60	mm	
c _z =	60	mm	

σ_G	σ_P	σ_{Fsd}	σ_c
18,83	16,34	118,49	155,25
			155,25

< 323 Mpa

vyhovuje

D9Vnitřní síly, napětí**Vnitřní síly**

kN, kNm	N	M	$\omega \times \gamma_f \times \delta_r \times \psi$	Nd	Md
G	30,5	-0,2	1,20	36,8	-0,2
P - vítr	8,0	0,0	0,45	3,6	0,0
P - obslužné vozidlo	33,3	-0,3	1,35	45,0	-0,5
				85,4	-0,7

Mz,d (Fsd) = 25 kNm

A =	3,490E+03	mm ²	QRO 120x8
I _y =	7,200E+06	mm ⁴	
I _z =	7,200E+06	mm ⁴	

D.1.2.12 – Statický výpočet

$$c_y = 60 \text{ mm}$$

$$c_z = 60 \text{ mm}$$

σ_G	σ_P	σ_{Fsd}	σ_c
12,24	16,71	208,36	238,42
			238,42

< 323 Mpa

vyhovuje

D10Vnitřní síly, napětí**Vnitřní síly**

kN, kNm	N	M	$\omega \times \gamma_f \times \delta_r \times \psi$	Nd	Md
G	11,9	-0,3	1,20	14,3	-0,4
P - vítr	4,9	0,0	0,45	2,2	0,0
P - obslužné vozidlo	32,8	-0,3	1,35	44,2	-0,4
				60,7	-0,8

Mz,d (Fsd) = 33 kNm

$$A = 4,250E+03 \text{ mm}^2 \quad \text{QRO 120x10}$$

$$I_y = 8,430E+06 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 8,430E+06 \text{ mm}^4$$

$$c_y = 60 \text{ mm}$$

$$c_z = 60 \text{ mm}$$

σ_G	σ_P	σ_{Fsd}	σ_c
6,12	13,48	236,12	256,26
			256,26

< 323 Mpa

vyhovuje

► Svislicetlačené

Materiál S 355

$$f_{y,d} = f_{y,k} / \gamma_{M1} = 323 \text{ Mpa}$$

Vnitřní síly, napětí**Vnitřní síly**

kN, kNm	N	M	$\omega \times \gamma_f \times \delta_r \times \psi$	Nd	Md
G	-165,6	12,9	1,20	-199,5	15,5
P - vítr	-30,0	1,8	0,45	-13,5	0,8
P - chodci	-135,9	10,6	1,35	-183,4	14,3
				-396,4	30,6

Mz,d (Fsd) = 8 kNm

$$A = 5,280E+03 \text{ mm}^2 \quad \text{RHS 200x150x8}$$

$$I_y = 2,937E+07 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 1,894E+07 \text{ mm}^4$$

$$c_y = 75 \text{ mm}$$

$$c_z = 100 \text{ mm}$$

Vzpěr

$L_{cr,y}$ (mm)	λ	α_1	φ	χ
1400	0,246	0,34	0,538	0,984

D.1.2.12 – Statický výpočet**Napětí (MPa)**

σ_G	σ_P	σ_{Fsd}	σ_c
-91,11	-110,65	-40,84	-210,99
-210,99			

< 323 Mpa

vyhovuje

► **Dolní pás**

Materiál S 355

 $f_{y,d} = f_{y,k} / \gamma_{M1} = 323 \text{ Mpa}$

Vnitřní síly, napětí

Vnitřní síly

kN, kNm	N	M	$\omega \times \gamma_f \times \delta r \times \psi$	Nd	Md
G	116,5	9,7	1,20	140,4	11,6
vítr (maxN, odpM)	182,5	1,3	1,5 x 0,3	82,1	0,6
P - obslužné vozidlo	49,1	18,2	1,35	66,3	24,5
				288,8	36,7

A = 1,150E+04

mm²

JÄKL 400x200x10

I_y = 2,391E+08mm⁴I_z = 8,084E+07mm⁴C_z = 200

mm

Napětí (MPa)

σ_G	σ_G	σ_P	σ
21,93	7,62	26,26	55,8

< 323 Mpa

vyhovuje

► **koutový svar - připojení diagonál na DP**

a = 5 mm x 1 jednostranný

L_w = 578 mm délka svaru $\tau_{\perp} = N_{dt} / A = \text{cca } 0 \text{ MPa}$ působení síly je kolmo na svar $\sigma_{\perp} = N_{ds} / A = 155,4 \text{ MPa} < 408,0 \text{ MPa} = f_u / \gamma_{MW}$ vyhovuje $(\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{\perp}^2 + 3\tau_{\parallel}^2)^{1/2} = 155,4 \text{ MPa} < 453,3 \text{ MPa} = f_u / \beta_w / \gamma_{MW}$ vyhovuje

3.7 Mezní stav použitelnosti

3.7.1 Průhyby konstrukce

Průhyby od nahodilého zatížení v 1/2 rozpětí, z programu Nexis:

- max. průhyb od krátkodobého zatížení je **10,9 mm** < $\frac{36850}{250} = \mathbf{147,4\ mm} \Rightarrow \mathbf{vyhoví}$

Průhyby od stálého zatížení v 1/2 rozpětí, z programu Nexis:

- průhyb od vl. tíhy OK je 5,9 mm
- průhyb od ostatního zatížení stálého je $5,8 + 6,6 + 0,7 = 13,1\ mm$
- průhyb od smrštění -12,5 mm

Průhyby hlavního nosníku od stálých zatížení budou eliminovány výrobním nadvýšením, jež je stanoveno jako 100% průhybu od stálých zatížení + 25% průhybu od zatížení dopravou a 50% od smrštění.

- hodnota nadvýšení: $5,9 + 13,1 + 0,5 \times (-12,5) + 0,25 \times 10,9 = 15,5\ mm$
- oba pasy hlavního nosníku budou nadvýšeny stejně, a to dle parabolické křivky s maximální hodnotou 20 mm.

3.7.2 Kritéria pohody chodců

Kritéria pohody chodců je třeba ověřit dle ČSN EN 1990 ed.2 – Příloha 2, kap. A2.4.3.2

v případě, že základní frekvence mostu jsou menší než:

- 5 Hz pro svislé kmitání lávky
- 2,5 Hz pro vodorovné (příčné) a kroutivé kmitání

Nejnižší frekvence, která odpovídá svislému kmitání lávky zjištěná výpočetním programem je

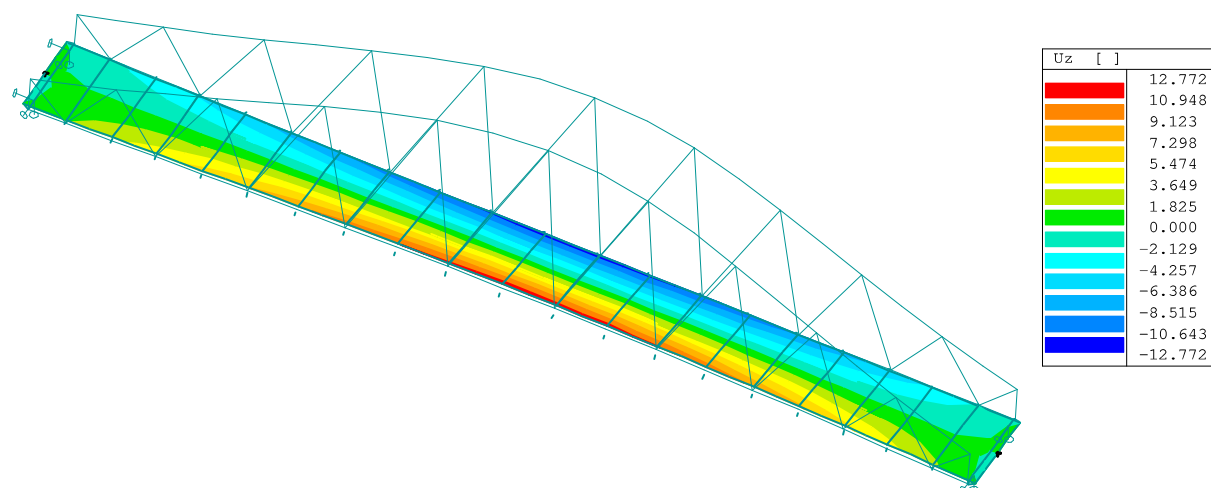
$f = 5,02\ Hz > 5\ Hz$ – není nutno ověřovat kritéria pohody chodců s ohledem na svislé kmitání

Nebezpečné frekvence v intervalu lidského kroku jsou $f = 1,4 - 3,3\ Hz \Rightarrow$

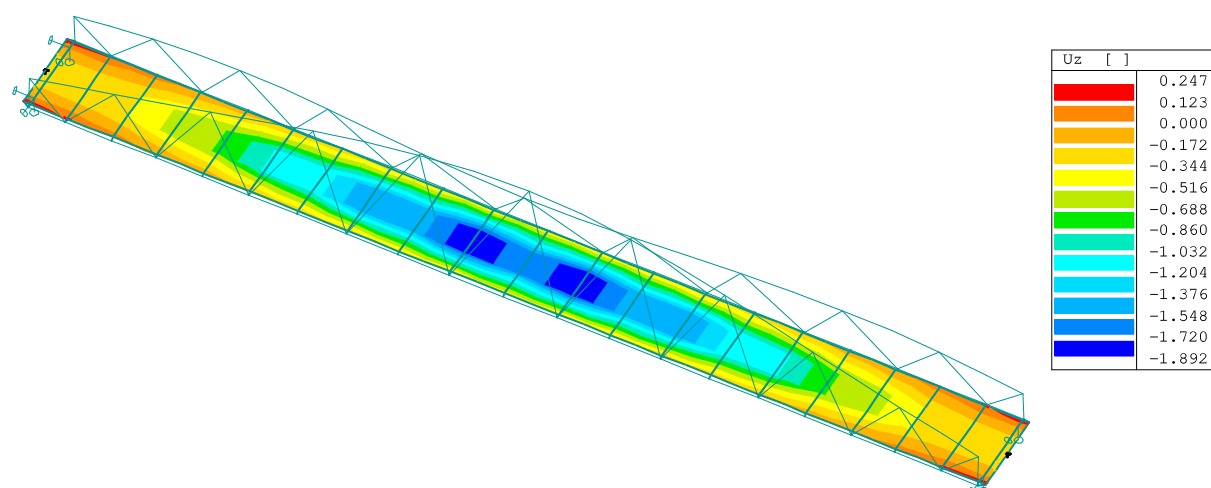
dynamický součinitel lze uvažovat $\delta = 1,0$

D.1.2.12 – Statický výpočet

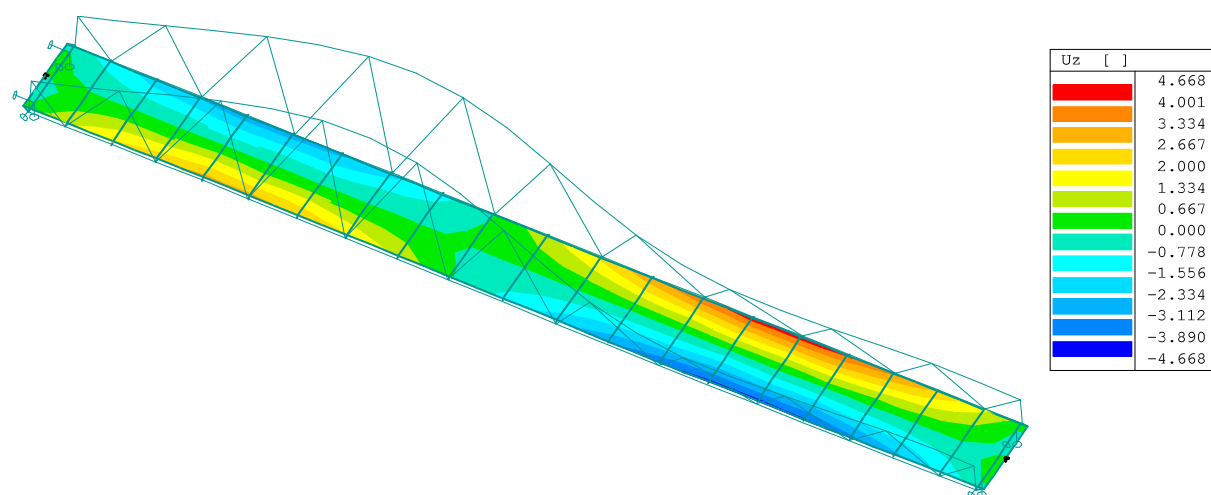
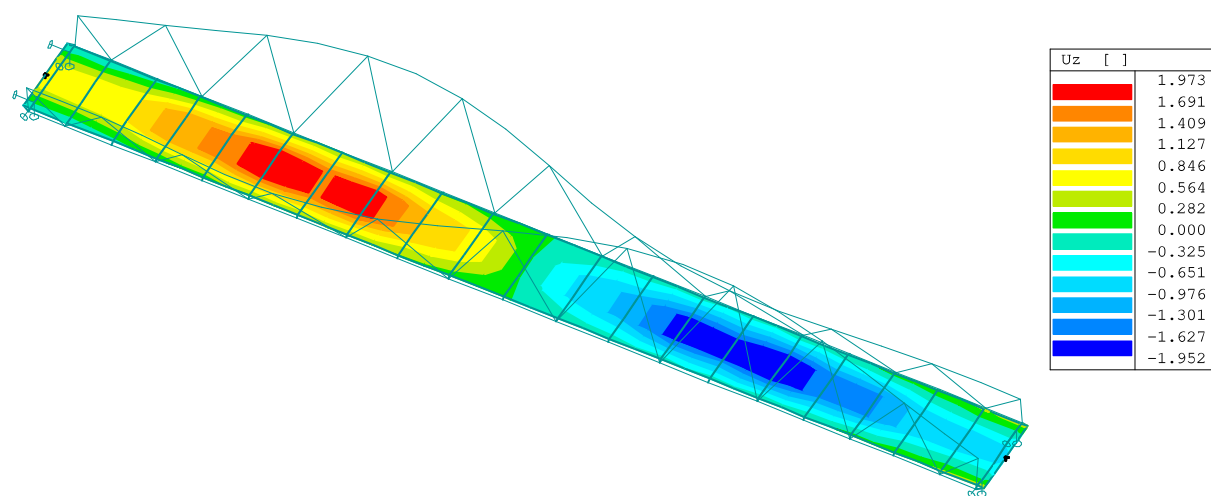
Nejnižší frekvence odpovídající vodorovnému (příčnému) a kroutivému kmitání lávky zjištěná výpočetním programem je $f = 2,824 \text{ Hz} > 2,5 \text{ Hz}$ – není nutno ověřovat kritéria pohody chodců s ohledem na vodorovné a torzní kmitání

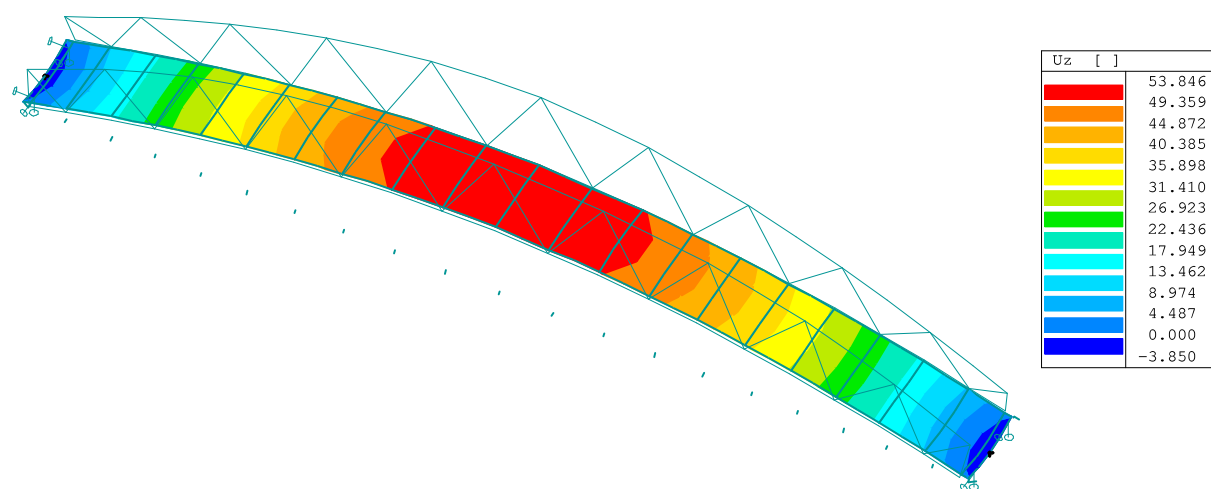
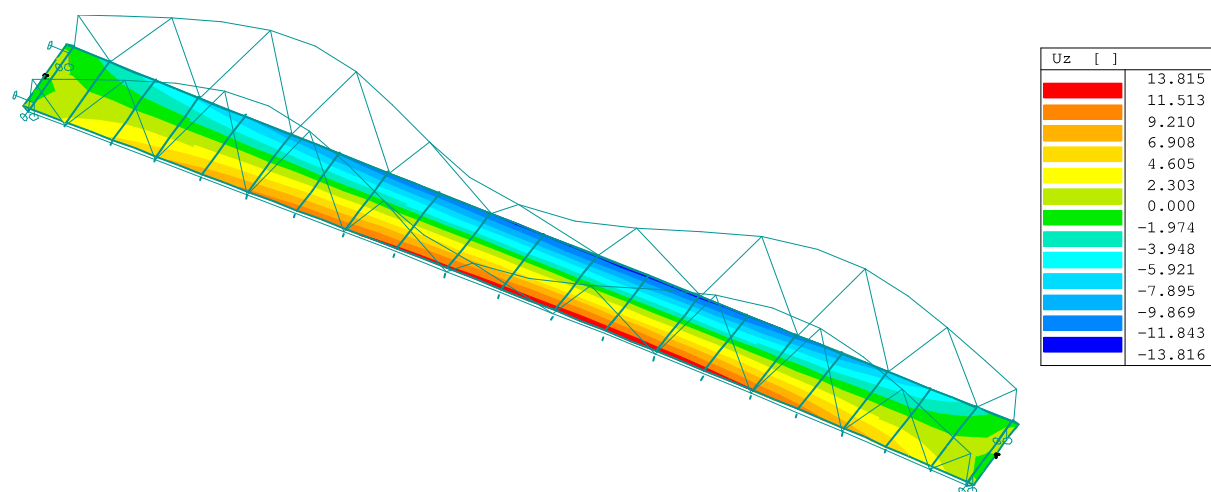


Obr2.: 1. vlastní tvar konstrukce, $f = 2,824 \text{ Hz}$



Obr3.: 2. vlastní tvar konstrukce, $f = 3,140 \text{ Hz}$

D.1.2.12 – Statický výpočetObr4.: 3. vlastní tvar konstrukce, $f = 4,540 \text{ Hz}$ Obr5.: 4. vlastní tvar konstrukce, $f = 4,586 \text{ Hz}$

D.1.2.12 – Statický výpočetObr4.: 5. vlastní tvar konstrukce, $f = 5,02 \text{ Hz}$ Obr5.: 6. vlastní tvar konstrukce, $f = 6,193 \text{ Hz}$

3.8 Dilatace

Nosná konstrukce je v podélném směru pevně uložena na opěře 1 a bude volně dilatovat směrem k opěře 2.

3.8.1 Dilatace od teploty

rozpětí teplot $t_{\max} = + 51,5 \text{ }^{\circ}\text{C}$

$t_{\min} = - 35,5 \text{ }^{\circ}\text{C}$

montážní teplota $t_m = +10 \text{ }^{\circ}\text{C}$

$\Delta t^+ = +35,5 \text{ }^{\circ}\text{C}$ $\alpha = 12 \times 10^{-6}$

$\Delta t^- = -51,5 \text{ }^{\circ}\text{C}$ $\gamma_f = 1,3$

Opěra 2

protažení nosné konstrukce $\Delta l^+ = 35,5 \times 12 \times 10^{-6} \times 36,850 \times 1,3 = 20,4 \text{ mm}$

zkrácení nosné konstrukce $\Delta l^- = -51,5 \times 12 \times 10^{-6} \times 36,850 \times 1,3 = -29,6 \text{ mm}$

3.8.2 Dilatace od průhybu

Dilatace je počítána pouze od průhybu od zatížení pohyblivého.

- svislá vzdálenost most. závěru od osy ložiska - $r = \text{cca } 410 \text{ mm}$

Opěra 1:

$f_y^+ = 0,00219 \text{ rad}$

$f_y^- = -0,00219 \text{ rad}$

$\Delta l^+ = f_y \cdot r = 0,00219 \cdot 410 = 0,9 \text{ mm}$ (prodloužení NK)

$\Delta l^- = f_y \cdot r = -0,00219 \cdot 410 = -0,9 \text{ mm}$ (zkrácení NK)

Opěra 2:

$f_y^+ = 0,00219 \text{ rad}$

$f_y^- = -0,00219 \text{ rad}$

$\Delta l^+ = f_y \cdot r = 0,00219 \cdot 410 = 0,9 \text{ mm}$ (prodloužení NK)

$\Delta l^- = f_y \cdot r = -0,00219 \cdot 410 = -0,9 \text{ mm}$ (zkrácení NK)

D.1.2.12 – Statický výpočet

3.8.3 Dilatace od smrštění ŽB desky

Opěra 2:

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

3.8.4 Celková dilatace, návrh MZ

opěra 1

$$\Delta l^- = -0,9 \text{ mm}$$

$$\Delta l^+ = 0,9 \text{ mm}$$

$$\text{celkový posun} = 1,8 \text{ mm}$$

opěra 2

$$\Delta l^- = -0,9 - 29,6 - 8,9 = -39,4 \text{ mm}$$

$$\Delta l^+ = 0,9 + 20,4 = 21,3 \text{ mm}$$

$$\text{celkový posun} = 60,7 \text{ mm}$$

3.9 Zatěžovací zkouška

Na hotovém mostním díle nebude provedena ani statická ani dynamická zatěžovací zkouška. Vlastní frekvence nosné konstrukce lávky vyhoví z hlediska kritérií pohody chodců dle ČSN EN 1990 ed.2 – Příloha 2, kap. A 2.4.3.2.

D.1.2.12 – Statický výpočet**3.10 Ložiska****3.10.1 Tlaky na ložiska**

SVISLÉ ZATÍŽENÍ - Z							ČÍSLO PODPĚRY, OZNAČENÍ LOŽISEK			
							1		2	
č.	Typ zatížení (charakteristické hodnoty)		γ_{sup}	ξ	Ψ	$\gamma \times \xi$	1A	1B	2A	2B
1	STÁLÁ ZATÍŽENÍ	Vlastní tíha NK	1,35	0,85		1,15	187	187	187	187
2		Zábradlí	1,35	0,85		1,15	10	10	10	10
3	PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ	Chodci	1,35		0,4	1,35	149	149	149	149
4		Obslužné vozidlo - min.	1,35		0	1,35	0	0	1	1
5		Obslužné vozidlo - max.	1,35		0	1,35	55	61	53	60
6		Příčný vítr	1,5		0,3	1,5	28	28	28	29
Rz,min,k - minimální charakteristická reakce							168	168	168	168
Rz,min,d - minimální návrhová reakce							183	183	183	183
Rz,max,k - maximální charakteristická reakce							354	354	354	354
Rz,max,d - maximální návrhová reakce							440	440	440	440
VODOROVNÉ ZATÍŽENÍ KOLMÉ NA OSU MOSTU - Y										
1	STÁLÁ ZATÍŽENÍ	Vlastní tíha NK	1,35	0,85		1,15	-127	127	-127	127
2		Zábradlí	1,35	0,85		1,15	-8	8	-8	8
3	PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ	Chodci	1,35		0,4	1,35	-95	95	-95	95
4		Obslužné vozidlo - min.	1,35		0	1,35	-35	-26	-36	-37
5		Obslužné vozidlo - max.	1,35		0	1,35	27	36	37	35
6		Vodorovná síla od zatížení dopravou	1,35		0	1,35	5	-5	53	60
7		Příčný vítr	1,5		0,3	1,5	44	46	25	26
8		Podélný vítr	1,5		0,3	1,5	1	-1	0	0
Rz,min,k - minimální charakteristická reakce							-238	89	-184	109
Rz,min,d - minimální návrhová reakce							-296	87	-223	116
Rz,max,k - maximální charakteristická reakce							-91	238	-38	297
Rz,max,d - maximální návrhová reakce							-69	297	-2	375
VODOROVNÉ ZATÍŽENÍ ROVNOBĚŽNÉ S OSU MOSTU - X										
4	PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ	Obslužné vozidlo - min.	1,35		0	1,35	-6	0	0	0
5		Obslužné vozidlo - max.	1,35		0	1,35	0	6	0	0
6		Vodorovná síla od zatížení dopravou	1,35		0	1,35	-36	-36	0	0
7		Příčný vítr	1,5		0,3	1,5	155	155	0	0
8		Podélný vítr	1,5		0,3	1,5	-5	-5	0	0
Rz,min,k - minimální charakteristická reakce							-155	-155	0	0
Rz,min,d - minimální návrhová reakce							-233	-233	0	0

D.1.2.12 – Statický výpočet

Rz,max,k - maximální charakteristická reakce	155	155	0	0
Rz,max,d - maximální návrhová reakce	233	233	0	0

3.10.2 Požadavky na elastomerová ložiska

- Uvedené hodnoty reakcí jsou návrhové.
- Osy X, Y, Z jsou lokální osy ložiska
- Uvedené hodnoty posunů a pootočení jsou návrhové

LOŽISKO 1A: Elastomerové pevné - 1kus**OPĚRA 1**

PARAMETRY	HODNOTA	JEDNOTKA
Maximální výsledné vertikální zatížení - osa Z	440	kN
Minimální výsledné vertikální zatížení - osa Z	183	kN
Maximální výsledné horizontální podélné zatížení - osa X	± 233	kN
Maximální výsledné horizontální příčné zatížení - osa Y	± 297	kN
Pohyb v ose mostu - osa X	-	mm
Přednastavení ložiska v ose X	-	mm
Pohyb kolmo na osu mostu - osa Y	-	mm
Úhel pootočení kolem osy ložiska Y	± 4,5	mrاد

LOŽISKO 1B: Elastomerové pevné - 1kus**OPĚRA 1**

PARAMETRY	HODNOTA	JEDNOTKA
Maximální výsledné vertikální zatížení - osa Z	440	kN
Minimální výsledné vertikální zatížení - osa Z	183	kN
Maximální výsledné horizontální podélné zatížení - osa X	± 233	kN
Maximální výsledné horizontální příčné zatížení - osa Y	± 297	kN
Pohyb v ose mostu - osa X	-	mm
Přednastavení ložiska v ose X	-	mm
Pohyb kolmo na osu mostu - osa Y	-	mm
Úhel pootočení kolem osy ložiska Y	± 4,5	mrاد

LOŽISKO 2A: Elastomerové jednosměrně pohyblivé - 1kus**OPĚRA 2**

PARAMETRY	HODNOTA	JEDNOTKA
Maximální výsledné vertikální zatížení - osa Z	440	kN
Minimální výsledné vertikální zatížení - osa Z	183	kN
Maximální výsledné horizontální podélné zatížení - osa X	-	kN
Maximální výsledné horizontální příčné zatížení - osa Y	± 375	kN
Pohyb v ose mostu - osa X	± 40	mm
Přednastavení ložiska v ose X	0	mm
Pohyb kolmo na osu mostu - osa Y	-	mm
Úhel pootočení kolem osy ložiska Y	± 4,5	mrاد

LOŽISKO 2B: Elastomerové jednosměrně pohyblivé - 1kus**OPĚRA 2**

PARAMETRY	HODNOTA	JEDNOTKA
-----------	---------	----------

D.1.2.12 – Statický výpočet

Maximální výsledné vertikální zatížení - osa Z	440	kN
Minimální výsledné vertikální zatížení - osa Z	183	kN
Maximální výsledné horizontální podélné zatížení - osa X	-	kN
Maximální výsledné horizontální příčné zatížení - osa Y	± 375	kN
Pohyb v ose mostu - osa X	± 40	mm
Přednastavení ložiska v ose X	0	mm
Pohyb kolmo na osu mostu - osa Y	-	mm
Úhel pootočení kolem osy ložiska Y	± 4,5	mrad

3.10.3 Připojení ložisek k nosné OK

Spoj horních desek ložiska s dolní pásnicí příčnicku bude navržen tak, že stříhová plocha bude v závitu šroubu.

Ložisko 1A, 1B :

Maximální vodorovná síla: $F_{Sd} = (297^2 + 233^2)^{1/2} = 377,5 \text{ kN}$

Návrh: 4 x M24, mat. 10.9

Smyková únosnost:

$$F_{v,Rd,1} = \frac{0,5 \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5 \cdot 1000 \cdot 353}{1,25} = 141,2 \text{ kN}$$

Redukční součinitel – spoj s vložkou (klínovou deskou):

$$\beta_p = 9d / (8d + 3t_p) = 9 \times 27 / (8 \times 27 + 3 \times 20) = 0,88$$

$$F_{Sd,1} = 377,5 / 4 = 94,4 \text{ kN} < F_{v,Rd,1} = 0,88 \times 141,2 = 121 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Ložisko 2A, 2B :

Maximální vodorovná síla: $F_{Sd} = 375 \text{ kN}$

Návrh: 4 x M24, mat. 10.9

Smyková únosnost:

$$F_{v,Rd,1} = \frac{0,5 \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5 \cdot 1000 \cdot 353}{1,25} = 141,2 \text{ kN}$$

Redukční součinitel – spoj s vložkou (klínovou deskou):

$$\beta_p = 9d / (8d + 3t_p) = 9 \times 24 / (8 \times 24 + 3 \times 20) = 0,86$$

$$F_{Sd,1} = 375 / 4 = 93,8 \text{ kN} < F_{v,Rd,1} = 0,86 \times 141,2 = 121 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

D.1.2.12 – Statický výpočet

V rámci RDS je nutné dořešit připojení dolní pásnice opěrového příčnicku k horní desce ložiska. V místě uložení bude nutné lokálně rozšířit šířku dolní pásnice v závislosti na navržených rozměrech horní desky ložiska.

3.11 Závěry statického výpočtu nosné konstrukce

Navržená nosná konstrukce lávky vyhoví na mezní stavy únosnosti a použitelnosti.

V Brně, 25.10. 2020

Vypracoval: Ing. Petr Pohanka

4 SEZNAM LITERATURY

- [1] ČSN EN 1990 – Zásady navrhování konstrukcí, včetně změny A1
- [2] ČSN EN 1991-2 – Zatížení konstrukcí, Část 2: Zatížení mostů dopravou
- [3] ČSN EN 1991-1-4 – Zatížení konstrukcí, Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem
- [4] ČSN EN 1991-1-5 – Zatížení konstrukcí, Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou
- [5] ČSN EN 1992-2 – Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty-Navrhování a konstrukční zásady
- [6] ČSN EN 1993-1-1 – Navrhování ocelových konstrukcí, část 1.1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [7] ČSN EN 1993-1-5 – Navrhování ocelových konstrukcí, část 1-5: Obecná pravidla – Doplnující pravidla pro rovinné deskostěnové konstrukce bez příčného zatížení
- [8] ČSN EN 1993-1-9 – Navrhování ocelových konstrukcí, část 1-9: Únava
- [9] ČSN EN 1993-1-10 – Navrhování ocelových konstrukcí, část 1-10: Houževnatost materiálu a vlastnosti napříč tloušťkou
- [10] ČSN EN 1993-2 – Navrhování ocelových konstrukcí - Část 2: Ocelové mosty
- [11] ČSN EN 1994-2 – Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí - Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty
- [12] T. Rotter, J. Studnička – Ocelové konstrukce 30 – Ocelové mosty, pomůcka pro cvičení

D.1.2.12 – Statický výpočet

[15] ČSN EN 206-1 - Beton – část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda

5 PŘÍLOHY

OPĚRA 1

1. ZATÍŽENÍ

Dílčí součinitele pro ověření mezních stavů (STR) a (GEO)

Dílčí součinitele zatížení γ_F nebo účinků zatížení γ_E

Zatížení			Soubor	
			A1	A2
Stálé	nepříznivé	$\gamma_{G,n}$	1,35	1,0
	příznivé	$\gamma_{G,p}$	1,0	1,0
Proměnné	nepříznivé	$\gamma_{Q,n}$	1,5	1,3
	příznivé	$\gamma_{Q,p}$	0	0

Dílčí součinitele parametrů zeminy γ_M

Parametr zeminy		Soubor	
		M1	M2
Úhel vnitřního tření	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Efektivní soudržnost	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Objemová tíha	γ_{γ}	1,0	1,0

Dílčí součinitele únosnosti γ_R vrtaných pilot

Únosnost		Soubor			
		R1	R2	R3	R4
Pata	γ_b	1,25	1,1	1,0	1,6
Plášť (tlak)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Celková/kombinovaná	γ_t	1,15	1,1	1,0	1,5
Plášť v tahu	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

1.1. STÁLÁ ZATÍŽENÍ:

1.11. Vlastní tíha:

charakteristické hodnoty pro ověření mezních stavů (STR) a (GEO)

výška opěry:	$h =$	2,651 m
délka opěry:	$l =$	3,600 m
plocha příčného řezu opěry:	$A =$	2,680 m ²
objemová tíha železobetonu:	$\gamma_b =$	25,00 kN/m ³
celková tíha opěry:	$G_0 = l \cdot A \cdot \gamma_b =$	241,20 kN
rameno působí síly k těžišti pilotové řady:	$r_0 =$	0,012 m
moment k těžišti pilotové řady:	$M_0 = G_0 \cdot r_0 =$	2,89 kNm

návrhové hodnoty pro ověření mezních stavů (STR) a (GEO)

celková tíha opěry:	$G_{0,d} = \gamma_{G,n} \cdot l \cdot A \cdot \gamma_b =$	325,62 kN
moment k těžišti pilotové řady:	$M_{0,d} = G_{0,d} \cdot r_0 =$	3,91 kNm

1.12. Zemní tlak v klidu:

charakteristické hodnoty pro ověření mezních stavů (STR) a (GEO)

úhel vnitřního tření zeminy:	$\varphi_{ef} =$	30 °
návrhová hodnota:	$\varphi_{ef,d} = \arctg(\tg \varphi_{ef} / \gamma_{\varphi}) =$	30,00 °
součinitel zemního tlaku v klidu:	$K_r = 1 - \sin \varphi_{ef} =$	0,500
návrhová hodnota:	$K_{r,d} = 1 - \sin \varphi_{ef,d} =$	0,500

celková výška zeminy za rubem konstrukce:	$h =$	2,651 m
objemová tíha zeminy:	$\gamma_z =$	20,00 kN/m ³
zemní tlak v klidu:	$\sigma_r = \gamma_z \cdot h \cdot K_{rd} =$	26,51 kN/m ²
výslednice zemního tlaku v klidu:	$S_r = 0,5 \cdot \gamma_z \cdot h^2 \cdot K_{rd} \cdot I =$	126,50 kN/m
rameno působíště síly:	$r = h/3 =$	0,884 m
celkový moment k základové spáře:	$M_r = S_r \cdot r =$	111,78 kNm

návrhové hodnoty pro ověření mezních stavů (STR) a (GEO)

σ_{rd} [kN/m ²]	S_{rd} [kN/m]	M_{rd} [kNm]
35,79	170,78	150,91

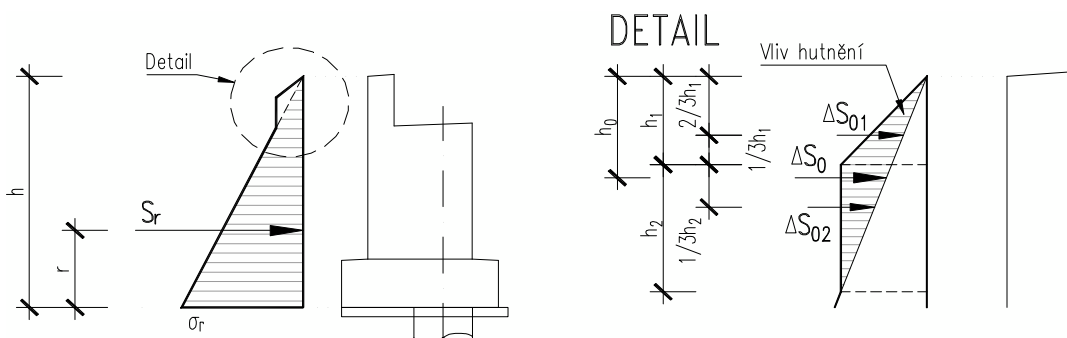
1.13. Zatížení hutněním:

přírutek zemního tlaku vyvolaný hutněním

dolní mez zemního tlaku v klidu:	$K_{01} = \tan(45 - \varphi_{eff}/2) =$	0,577
horní mez zemního tlaku v klidu:	$K_{02} = \tan(45 + \varphi_{eff}/2) =$	1,732
mocnost vrchní vrstvy (pro 1,4 t vibrační válec):	$h_1 =$	0,350 m
mocnost střední vrstvy:	$h_2 = (K_{02} - K_{01}) / K_{01} \cdot h_1 =$	0,700 m
přírutek zemního tlaku v horní vrstvě:	$\Delta S_{01} = 0,5(K_{02} - K_{01}) \cdot \gamma \cdot h_1^2 =$	1,41 kN/m
přírutek zemního tlaku ve střední vrstvě:	$\Delta S_{02} = 0,5 \cdot K_{01} \cdot \gamma \cdot h_2^2 =$	2,83 kN/m
celkový přírutek zemního tlaku:	$\Delta S_0 = 0,5(K_{02} - K_{01}) \gamma \cdot h_1^2 \cdot K_{02}^2 =$	4,24 kN/m
hloubka působení síly pod povrchem:	$h_0 = 2/3 \cdot h_1 + 1/3 \cdot h_2 =$	0,467 m
celkový moment k základové spáře:	$M_{\Delta S} = \Delta S_0 \cdot (h - h_0) \cdot I =$	33,37 kNm

návrhové hodnoty pro ověření mezních stavů (STR) a (GEO)

$K_{01,d}$	$K_{02,d}$	h_2 [m]	$\Delta S_{01,d}$ [kN/m]	$\Delta S_{02,d}$ [kN/m]	$\Delta S_{0,d}$ [kN/m]	h_0 [m]	$M_{\Delta S,d}$ [kNm]
0,577	1,732	0,700	1,91	3,82	5,73	0,467	45,05



1.2. NAHODILÁ ZATÍŽENÍ:

1.21 Přetížení dopravou za rubem opěry:

přírutek zemního tlaku od obslužného vozidla

celková síla:	$Q_1 =$	36,00 kN
délka zatěžovacího prostoru:	$l_1 =$	2,000 m
šířka zatěžovacího prostoru:	$b_1 =$	3,600 m
náhradní rovnoměrné zatížení:	$q_1 = Q_1 / (l_1 \cdot b_1) =$	5,00 kN/m ²
náhradní výška zeminy:	$h_{eq} = q_1 / \gamma_z =$	0,250 m
přírutek zemního tlaku v klidu:	$\Delta \sigma_r = h_{eq} \cdot \gamma_z \cdot K_r =$	2,50 kN/m ²
celkový moment k základové spáře:	$M_{\Delta \sigma} = \Delta \sigma_r \cdot h \cdot I =$	33,37 kNm

rameno působíště síly:

$$\Delta r = h/2 = 1,326 \text{ m}$$

celkový moment k základové spáře:

$$M_{\Delta r} = \Delta S_r \cdot \Delta r = 31,63 \text{ kNm}$$

návrhové hodnoty pro ověření mezních stavů (STR) a (GEO)

$h_{eq,d}$ [m]	$\Delta \sigma_{rd}$ [kN/m ²]	ΔS_{rd} [kN/m]	$M_{\Delta rd}$ [kNm]
0,278	3,75	35,79	47,44

1.3. ÚČINKY OD MOSTOVKY:

		S užitným zatížením na mostovce		Bez užitého zatížení na mostovce	
		MSU	MSP	MSU	MSP
svislá síla	N [kN]	880	652	400	296
podélná vod. síla	H _z [kN]	233	155	233	155
podélný moment	M _y [kNm]	0	0	0	0
příčná vod. síla	H _y [kN]	297	198	297	198
příčný moment	M _z [kNm]	281	208	0	0

vzdálenost osy uložení od těžiště skupiny pilot:

$$r_f = 0,035 \text{ m}$$

1.32. Tření a vratné účinky v ložiskách

podélná vodorovná síla (s dopravou na mostovce):

$$H_z = 0,00 \text{ kN}$$

rameno působíště síly k základové spáře:

$$r_z = 2,183 \text{ m}$$

podélný moment (s dopravou na mostovce):

$$M_y = 0,00 \text{ kNm}$$

1.4. CELKOVÉ ÚČINKY NA ZÁKLADOVOU SPÁRU

		Užitné zatížení na mostovce, bez přitížení za rubem opěry		Bez užitého zatížení na mostovce, s přitížením za rubem opěry	
		MSU	MSP	MSU	MSP
svislá síla	N [kN]	1206	893	726	537
podélná vod. síla	H _z [kN]	424	297	460	321
podélný moment	M _y [kNm]	739	510	770	529
příčná vod. síla	H _y [kN]	297	198	297	198
příčný moment	M _z [kNm]	929	640	648	432

2. ÚČINKY NA PILOTY

počet pilot: $n = 6$ ks
 moment setrvačnosti k ose Y $I_y = \sum z_i^2 = 9,000$
 moment setrvačnosti k ose Z $I_z = \sum y_i^2 = 2,013$
 celková svislá síla: $F_{ii} = N/n \pm M_y \cdot z_i / \sum z_i^2 \pm M_z \cdot y_i / \sum y_i^2$

č. p.	y_i [m]	z_i [m]	Užitné zatížení na mostovce, bez přetížení za rubem opěry		Bez užitného zatížení na mostovce, s přetížením za rubem opěry	
			MSU	MSP	MSU	MSP
A1	-0,645	1,500	119	92	-18	-8
A2	-0,645	0,000	-36	-15	-126	-80
A3	-0,645	-1,500	-191	-121	-234	-152
B1	0,505	1,500	541	383	422	294
B2	0,505	0,000	386	277	314	222
B3	0,505	-1,500	232	170	206	150
$H_{y,i} =$			71	50	77	53
$H_{z,i} =$			155	107	108	72

OPĚRA 2

1. ZATÍŽENÍ

Dílčí součinitele pro ověření mezních stavů (STR) a (GEO)

Dílčí součinitele zatížení γ_F nebo účinků zatížení γ_E

Zatížení			Soubor	
			A1	A2
Stálé	nepříznivé	$\gamma_{G,n}$	1,35	1,0
	příznivé	$\gamma_{G,p}$	1,0	1,0
Proměnné	nepříznivé	$\gamma_{Q,n}$	1,5	1,3
	příznivé	$\gamma_{Q,p}$	0	0

Dílčí součinitele parametrů zeminy γ_M

Parametr zeminy		Soubor	
		M1	M2
Úhel vnitřního tření	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Efektivní soudržnost	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Objemová tíha	γ_{γ}	1,0	1,0

Dílčí součinitele únosnosti γ_R vrtaných pilot

Únosnost		Soubor			
		R1	R2	R3	R4
Pata	γ_b	1,25	1,1	1,0	1,6
Plášť (tlak)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Celková/kombinovaná	γ_t	1,15	1,1	1,0	1,5
Plášť v tahu	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

1.1. STÁLÁ ZATÍŽENÍ:

1.11. Vlastní tíha:

charakteristické hodnoty pro ověření mezních stavů (STR) a (GEO)

výška opěry:	$h =$	4,820 m
délka opěry:	$l =$	3,600 m
plocha příčného řezu opěry:	$A =$	6,574 m ²
objemová tíha železobetonu:	$\gamma_b =$	25,00 kN/m ³
celková tíha opěry:	$G_0 = l \cdot A \cdot \gamma_b =$	591,66 kN
rameno působí síly k těžišti pilotové řady:	$r_0 =$	0,148 m
moment k těžišti pilotové řady:	$M_0 = G_0 \cdot r_0 =$	87,57 kNm

návrhové hodnoty pro ověření mezních stavů (STR) a (GEO)

celková tíha opěry:	$G_{0,d} = \gamma_{G,n} \cdot l \cdot A \cdot \gamma_b =$	798,74 kN
moment k těžišti pilotové řady:	$M_{0,d} = G_{0,d} \cdot r_0 =$	118,21 kNm

1.12. Zemní tlak v klidu:

charakteristické hodnoty pro ověření mezních stavů (STR) a (GEO)

úhel vnitřního tření zeminy:	$\varphi_{ef} =$	30 °
návrhová hodnota:	$\varphi_{ef,d} = \arctg(\tg \varphi_{ef} / \gamma_{\varphi}) =$	30,00 °
součinitel zemního tlaku v klidu:	$K_r = 1 - \sin \varphi_{ef} =$	0,500
návrhová hodnota:	$K_{r,d} = 1 - \sin \varphi_{ef,d} =$	0,500

celková výška zeminy za rubem konstrukce:	$h =$	4,820 m
objemová tíha zeminy:	$\gamma_z =$	20,00 kN/m ³
zemní tlak v klidu:	$\sigma_r = \gamma_z \cdot h \cdot K_{rd} =$	48,20 kN/m ²
výslednice zemního tlaku v klidu:	$S_r = 0,5 \cdot \gamma_z \cdot h^2 \cdot K_{rd} \cdot I =$	418,18 kN/m
rameno působíště síly:	$r = h/3 =$	1,607 m
celkový moment k základové spáře:	$M_r = S_r \cdot r =$	671,88 kNm

návrhové hodnoty pro ověření mezních stavů (STR) a (GEO)

σ_{rd} [kN/m ²]	S_{rd} [kN/m]	M_{rd} [kNm]
65,07	564,55	907,04

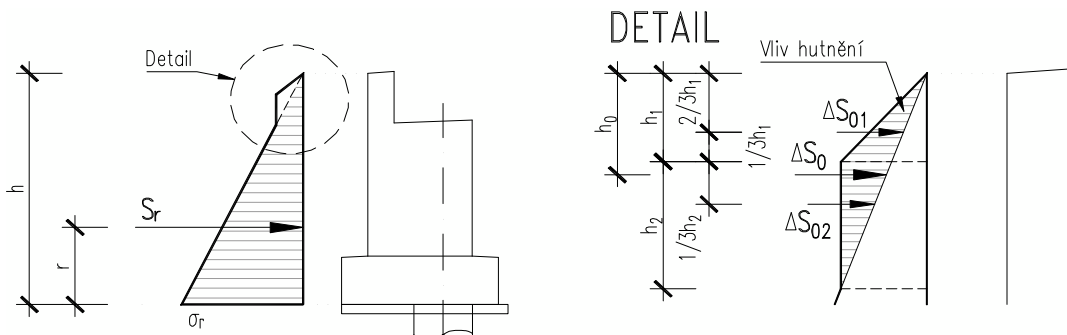
1.13. Zatížení hutněním:

přírutek zemního tlaku vyvolaný hutněním

dolní mez zemního tlaku v klidu:	$K_{01} = \tan(45 - \varphi_{ef}/2) =$	0,577
horní mez zemního tlaku v klidu:	$K_{02} = \tan(45 + \varphi_{ef}/2) =$	1,732
mocnost vrchní vrstvy (pro 1,4 t vibrační válec):	$h_1 =$	0,350 m
mocnost střední vrstvy:	$h_2 = (K_{02} - K_{01}) / K_{01} \cdot h_1 =$	0,700 m
přírutek zemního tlaku v horní vrstvě:	$\Delta S_{01} = 0,5(K_{02} - K_{01}) \cdot \gamma \cdot h_1^2 =$	1,41 kN/m
přírutek zemního tlaku ve střední vrstvě:	$\Delta S_{02} = 0,5 \cdot K_{01} \cdot \gamma \cdot h_2^2 =$	2,83 kN/m
celkový přírutek zemního tlaku:	$\Delta S_0 = 0,5(K_{02} - K_{01}) \gamma \cdot h_1^2 \cdot K_{02}^2 =$	4,24 kN/m
hloubka působení síly pod povrchem:	$h_0 = 2/3 \cdot h_1 + 1/3 \cdot h_2 =$	0,467 m
celkový moment k základové spáře:	$M_{\Delta S} = \Delta S_0 \cdot (h - h_0) \cdot I =$	66,50 kNm

návrhové hodnoty pro ověření mezních stavů (STR) a (GEO)

$K_{01,d}$	$K_{02,d}$	h_2 [m]	$\Delta S_{01,d}$ [kN/m]	$\Delta S_{02,d}$ [kN/m]	$\Delta S_{0,d}$ [kN/m]	h_0 [m]	$M_{\Delta S,d}$ [kNm]
0,577	1,732	0,700	1,91	3,82	5,73	0,467	89,78



1.2. NAHODILÁ ZATÍŽENÍ:

1.21 Přetížení dopravou za rubem opěry:

přírutek zemního tlaku od obslužného vozidla

celková síla:	$Q_1 =$	240,00 kN
délka zatěžovacího prostoru:	$l_1 =$	2,000 m
šířka zatěžovacího prostoru:	$b_1 =$	3,600 m
náhradní rovnoměrné zatížení:	$q_1 = Q_1 / (l_1 \cdot b_1) =$	33,33 kN/m ²
náhradní výška zeminy:	$h_{eq} = q_1 / \gamma_z =$	1,667 m
přírutek zemního tlaku v klidu:	$\Delta \sigma_r = h_{eq} \cdot \gamma_z \cdot K_r =$	16,67 kN/m ²
celkový moment k základové spáře:	$M_{\Delta \sigma_r} = \Delta \sigma_r \cdot h \cdot I =$	220,00 kNm

rameno působíště síly:

$$\Delta r = h/2 = 2,410 \text{ m}$$

celkový moment k základové spáře:

$$M_{\Delta r} = \Delta S_r \cdot \Delta r = 696,97 \text{ kNm}$$

návrhové hodnoty pro ověření mezních stavů (STR) a (GEO)

$h_{eq,d}$ [m]	$\Delta \sigma_{rd}$ [kN/m ²]	ΔS_{rd} [kN/m]	$M_{\Delta rd}$ [kNm]
1,852	25,00	433,80	1045,46

1.3. ÚČINKY OD MOSTOVKY:

		S užitným zatížením na mostovce		Bez užitého zatížení na mostovce	
		MSU	MSP	MSU	MSP
svislá síla	N [kN]	880	652	400	296
podélná vod. síla	H _z [kN]	0	0	0	0
podélný moment	M _y [kNm]	0	0	0	0
příčná vod. síla	H _y [kN]	55	37	55	37
příčný moment	M _z [kNm]	281	208	0	0

vzdálenost osy uložení od těžiště skupiny pilot:

$$r_f = 0,299 \text{ m}$$

1.32. Tření a vratné účinky v ložiskách

podélná vodorovná síla (s dopravou na mostovce):

$$H_z = 20,00 \text{ kN}$$

rameno působíště síly k základové spáře:

$$r_z = 4,221 \text{ m}$$

podélný moment (s dopravou na mostovce):

$$M_y = 84,42 \text{ kNm}$$

1.4. CELKOVÉ ÚČINKY NA ZÁKLADOVOU SPÁRU

		Užitné zatížení na mostovce, bez přitížení za rubem opěry		Bez užitého zatížení na mostovce, s přitížením za rubem opěry	
		MSU	MSP	MSU	MSP
svislá síla	N [kN]	1679	1244	1199	888
podélná vod. síla	H _z [kN]	605	453	1039	743
podélný moment	M _y [kNm]	1463	1105	2365	1696
příčná vod. síla	H _y [kN]	55	37	55	37
příčný moment	M _z [kNm]	281	208	0	0

2. ÚČINKY NA PILOTY

počet pilot: $n = 6$ ks
 moment setrvačnosti k ose Y $I_y = \sum z_i^2 = 6,250$
 moment setrvačnosti k ose Z $I_z = \sum y_i^2 = 8,554$
 celková svislá síla: $F_{ii} = N/n \pm M_y \cdot z_i / \sum z_i^2 \pm M_z \cdot y_i / \sum y_i^2$

č. p.	y_i [m]	z_i [m]	Užitné zatížení na mostovce, bez přetížení za rubem opěry		Bez užitného zatížení na mostovce, s přetížením za rubem opěry	
			MSU	MSP	MSU	MSP
A1	-0,725	1,250	212	155	-1	4
A2	-0,725	0,000	156	114	-1	4
A3	-0,725	-1,250	100	72	-1	4
B1	1,525	1,250	597	446	621	450
B2	1,525	0,000	541	404	621	450
B3	1,525	-1,250	484	363	621	450
$H_{y,i} =$			101	76	173	124
$H_{z,i} =$			47	35	0	0

Posouzení piloty

Vstupní data

Projekt

Akce : Lávka přes řeku Svitavu
 Část : Statický výpočet
 Popis : Založení opěry 1
 Vypracoval : MIDAKON s.r.o.
 Datum : 10.11.2020
 Číslo zakázky : 2031

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
 Součinitele EN 1992-1-1 : standardní
 Ocelové konstrukce : EN 1993-1-1 (EC3)
 Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu : $\gamma_{M0} = 1,00$
 Dřevěné konstrukce : EN 1995-1-1 (EC5)
 Dílčí součinitel vlastností dřeva : $\gamma_M = 1,30$
 Součinitel vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo) : $k_{mod} = 0,50$
 Součinitel šířky průřezu ve smyku (dřevo) : $k_{cr} = 0,67$

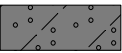
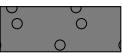
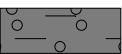
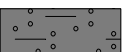
Piloty

Výpočet pro odvozené podmínky : NAVFAC DM 7.2
 Zatěžovací křivka : lineární (Poulos)
 Vodorovná únosnost : pružný poloprostor
 Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
 Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

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

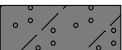
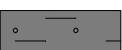
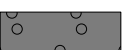
Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na plášti :	$\gamma_s =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce odporu na patě :	$\gamma_b =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce únosnosti tažené piloty :	$\gamma_{st} =$	1,15 [-]	

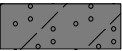
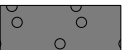
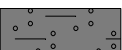
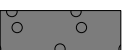
Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	γ [kN/m ³]	ν [-]
1	Třída S4		18,50	0,30
2	Třída G3, ulehlá		19,00	0,25
3	Třída G5		19,50	0,30
4	Třída S5		18,50	0,35

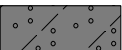
Číslo	Název	Vzorek	γ [kN/m ³]	ν [-]
5	Třída F4, konzistence tuhá		18,50	0,35
6	R5		22,00	0,20

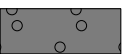
Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Číslo	Název	Vzorek	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	Třída S4		-	7,00	19,00	-	-
2	Třída G3, ulehlá		-	95,00	19,00	-	-
3	Třída G5		-	50,00	19,50	-	-
4	Třída S5		-	8,00	18,50	-	-
5	Třída F4, konzistence tuhá		-	5,00	18,50	-	-
6	R5		-	200,00	22,00	-	-

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	δ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]
1	Třída S4		26,00	-	-	-	-
2	Třída G3, ulehlá		36,00	-	-	-	-
3	Třída G5		30,00	-	-	-	-
4	Třída S5		27,00	10,00	1,00	-	-
5	Třída F4, konzistence tuhá		24,50	-	-	-	-
6	R5		28,00	-	-	-	-

Parametry zemín pro výpočet modulu reakce podloží

Číslo	Název	Vzorek	β
1	Třída S4		13,00
2	Třída G3, ulehlá		18,00
3	Třída G5		15,00
4	Třída S5		13,00

Číslo	Název	Vzorek	β
5	Třída F4, konzistence tuhá		12,00
6	R5		15,00

Parametry zemin**Třída S4**

Objemová tíha :	γ	=	18,50 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0,30
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	7,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	19,00 kN/m ³
Úhel roznášení :	β	=	13,00 °
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	26,00 °

Třída G3, ulehlá

Objemová tíha :	γ	=	19,00 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0,25
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	95,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	19,00 kN/m ³
Úhel roznášení :	β	=	18,00 °
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	36,00 °

Třída G5

Objemová tíha :	γ	=	19,50 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0,30
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	50,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	19,50 kN/m ³
Úhel roznášení :	β	=	15,00 °
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	30,00 °

Třída S5

Objemová tíha :	γ	=	18,50 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0,35
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	8,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	18,50 kN/m ³
Úhel roznášení :	β	=	13,00 °
Třecí úhel na plášti piloty :	δ	=	10,00 °
Součinitel bočního tlaku zeminy :	K	=	1,00

Třída F4, konzistence tuhá

Objemová tíha :	γ	=	18,50 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0,35
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	5,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	18,50 kN/m ³
Úhel roznášení :	β	=	12,00 °
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	24,50 °

R5

Objemová tíha :	γ	=	22,00 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0,20
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	200,00 MPa

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 22,00 \text{ kN/m}^3$
 Úhel roznášení : $\beta = 15,00^\circ$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 28,00^\circ$

Geometrie

Profil piloty: kruhová

Rozměry

Průměr $d = 0,75 \text{ m}$

Délka $l = 13,00 \text{ m}$

Spočtené průřezové charakteristiky

Plocha $A = 4,42\text{E-}01 \text{ m}^2$

Moment setrvačnosti $I = 1,55\text{E-}02 \text{ m}^4$

Umístění

Vysazení $h = -1,00 \text{ m}$

Hloubka upraveného terénu $h_z = 0,00 \text{ m}$

Typ technologie: Vrtané piloty

Modul reakce podloží uvažován jako konstantní.

Materiál konstrukce

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

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

Beton : C 25/30

Válcová pevnost v tlaku $f_{\text{ck}} = 25,00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu $f_{\text{ctm}} = 2,60 \text{ MPa}$

Modul pružnosti $E_{\text{cm}} = 31000,00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti ve smyku $G = 12917,00 \text{ MPa}$

Ocel podélná : B500

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

Ocel příčná: B500

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

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,70	0,00 .. 2,70	Třída S4	
2	0,70	2,70 .. 3,40	Třída G3, ulehlá	
3	2,30	3,40 .. 5,70	Třída G5	
4	1,30	5,70 .. 7,00	Třída S5	
5	5,20	7,00 .. 12,20	Třída F4, konzistence tuhá	
6	2,80	12,20 .. 15,00	R5	
7	-	15,00 .. ∞	R5	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		MSÚ	Návrhové	541,00	0,00	0,00	71,00	155,00
2	Ano		MSP	Užitné	383,00	0,00	0,00	50,00	107,00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 3,10 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet svislé únosnosti : analytické řešení

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Metodika posouzení : bez redukce vstupních dat

Posouzení čís. 1

Posouzení svislé únosnosti piloty, metoda NAVFAC DM 7.2 - mezivýsledky

Výpočet únosnosti v patě:

Zemina pod patou piloty je nesoudržná

Součinitel únosnosti

$$N_q = 8,00$$

Plocha příčného řezu piloty

$$A_p = 4,42E-01 \text{ m}^2$$

Únosnost na plášti piloty:

Hloubka [m]	Mocnost [m]	c_{ud} [kPa]	α [–]	K [–]	δ [°]	σ_{or} [kPa]	R_{si} [kN]
0,00	-	-	-	-	-	-	-
1,70	1,70	-	-	1,17	19,50	6,94	10,48
1,70	-	-	-	-	-	-	-
2,10	0,40	-	-	1,51	27,00	13,88	9,13
2,10	-	-	-	-	-	-	-
2,40	0,30	-	-	1,51	27,00	13,88	6,85
2,40	-	-	-	-	-	-	-
4,70	2,30	-	-	1,28	22,50	13,88	36,18
4,70	-	-	-	-	-	-	-
6,00	1,30	-	-	1,00	10,00	13,88	6,81
6,00	-	-	-	-	-	-	-
11,20	5,20	-	-	1,14	18,38	13,88	58,45
11,20	-	-	-	-	-	-	-
13,00	1,80	-	-	1,22	21,00	13,88	25,06

Posouzení svislé únosnosti : NAVFAC DM 7.2

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

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

Posouzení tlačené piloty:

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (MSÚ)

Únosnost piloty na plášti $R_s = 152,97 \text{ kN}$

Únosnost piloty v patě $R_b = 510,71 \text{ kN}$

Únosnost piloty $R_c = 663,67 \text{ kN}$

Extrémní svislá síla $V_d = 541,00 \text{ kN}$

$R_c = 663,67 \text{ kN} > 541,00 \text{ kN} = V_d$

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data

Vrstva číslo	E_s [MPa]
1	15,00
2	15,00
3	15,00
4	25,00
5	39,00
6	39,00

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

Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky

Opravný součinitel tuhosti piloty $C_k = 0,93$

Opravný součinitel Poissonova čísla $C_v = 0,81$

Opravný součinitel tuhosti zeminy $C_b = 5,77$

Součinitel přenosu zat. nestl. piloty $\beta_0 = 0,08$

Součinitel přenosu zatížení do paty $\beta = 0,34$

Příčinkové součinitele sedání :

Základní - závislý na poměru l/d $I_0 = 0,09$

Součinitel vlivu tuhosti piloty $R_k = 1,15$

Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy $R_h = 1,00$

Korekční součinitel Poissonova čísla $R_v = 0,91$

Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace pláště.tření $R_{yu} = 253,58 \text{ kN}$

Velikost sedání odpovídající síle R_{yu} $s_y = 1,1 \text{ mm}$

Celková únosnost $R_c = 730,04 \text{ kN}$

Maximální sednutí $s_{lim} = 9,1 \text{ mm}$

Pro maximální užité svislé zatížení $V = 383,00 \text{ kN}$ je sednutí piloty 3,3mm.

Posouzení čís. 1

Vstupní data pro výpočet vodorovné únosnosti piloty

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Vodorovná únosnost posouzena ve směru maximálního účinku zatížení.

Průběhy vnitřních sil a deformace piloty

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě - maximální hodnoty:

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
0.00	0.00	6.56	2.14	57.14	170.49	0.00
0.65	9.58	5.05	2.08	43.94	143.41	92.40
1.30	9.58	3.62	1.90	31.50	123.23	170.86
1.95	115.16	2.35	1.62	246.40	63.16	234.27

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
2.60	65.11	1.31	1.30	77.53	23.58	240.04
3.25	65.11	0.50	0.99	29.34	49.09	215.15
3.90	65.11	0.10	0.72	7.27	54.17	180.64
4.55	65.11	0.49	0.50	35.44	44.33	147.96
5.20	10.95	0.76	0.32	9.12	37.40	122.16
5.85	10.95	0.91	0.17	11.00	32.90	99.27
6.50	7.02	0.98	0.05	7.58	29.19	79.19
7.15	7.02	0.98	0.05	7.57	25.82	61.31
7.80	7.02	0.92	0.13	7.14	22.54	45.61
8.45	7.02	0.83	0.19	6.40	19.53	31.95
9.10	7.02	0.71	0.23	5.45	16.90	20.13
9.75	7.02	0.56	0.25	4.35	14.73	9.87
10.40	7.02	0.41	0.26	3.19	13.05	0.87
11.05	7.02	0.26	0.25	2.03	11.90	7.93
11.70	260.43	0.12	0.24	33.71	5.10	11.44
12.35	260.43	0.02	0.23	4.93	11.91	4.87
13.00	260.43	0.17	0.22	39.46	0.00	0.00

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě - minimální hodnoty:

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
0.00	0.00	-5.97	-2.36	-62.85	-155.00	-0.00
0.65	9.58	-4.59	-2.29	-48.32	-130.38	-101.63
1.30	9.58	-3.29	-2.09	-34.65	-112.04	-187.93
1.95	115.16	-2.14	-1.78	-271.02	-57.42	-257.68
2.60	65.11	-1.19	-1.43	-85.27	-25.93	-264.02
3.25	65.11	-0.45	-1.09	-32.27	-54.00	-236.65
3.90	65.11	-0.11	-0.79	-6.61	-59.58	-198.69
4.55	65.11	-0.54	-0.55	-32.22	-48.76	-162.74
5.20	10.95	-0.83	-0.35	-8.29	-41.13	-134.37
5.85	10.95	-1.00	-0.18	-10.00	-36.18	-109.19
6.50	7.02	-1.08	-0.05	-6.89	-32.11	-87.10
7.15	7.02	-1.08	-0.05	-6.88	-28.40	-67.44
7.80	7.02	-1.02	-0.12	-6.49	-24.80	-50.16
8.45	7.02	-0.91	-0.17	-5.82	-21.49	-35.14
9.10	7.02	-0.78	-0.21	-4.95	-18.59	-22.14
9.75	7.02	-0.62	-0.23	-3.96	-16.20	-10.86
10.40	7.02	-0.46	-0.23	-2.90	-14.36	-0.96
11.05	7.02	-0.29	-0.23	-1.84	-13.09	-7.21
11.70	260.43	-0.13	-0.22	-30.64	-4.64	-10.40
12.35	260.43	-0.02	-0.21	-5.42	-10.83	-4.43
13.00	260.43	-0.15	-0.20	-43.40	-0.00	-0.00

Maximální vnitřní síly a deformace:

Max.deformace piloty = 6,6 mm
 Max.posouvající síla = 170,49 kN
 Maximální moment = 268,33 kNm

Posouzení na tlak a ohyb

Průřez: kruhová, d = 0,75 m

Vyztužení - 10 ks profil 20,0 mm; krytí 100,0 mm

Typ konstrukce (stupně vyztužení) : pilota

Stupeň vyztužení $\rho = 0,711 \% > 0,500 \% = \rho_{\min}$

Zatížení : $N_{Ed} = 541,00 \text{ kN}$ (tlak) ; $M_{Ed} = 268,33 \text{ kNm}$

Únosnost : $N_{Rd} = 1166,44 \text{ kN}$; $M_{Rd} = 578,54 \text{ kNm}$

Navržená výztuž piloty VYHOVUJE

Posouzení na smyk

Smyková výztuž - 2 ks profil 8,0 mm; vzdálenost 150,0 mm

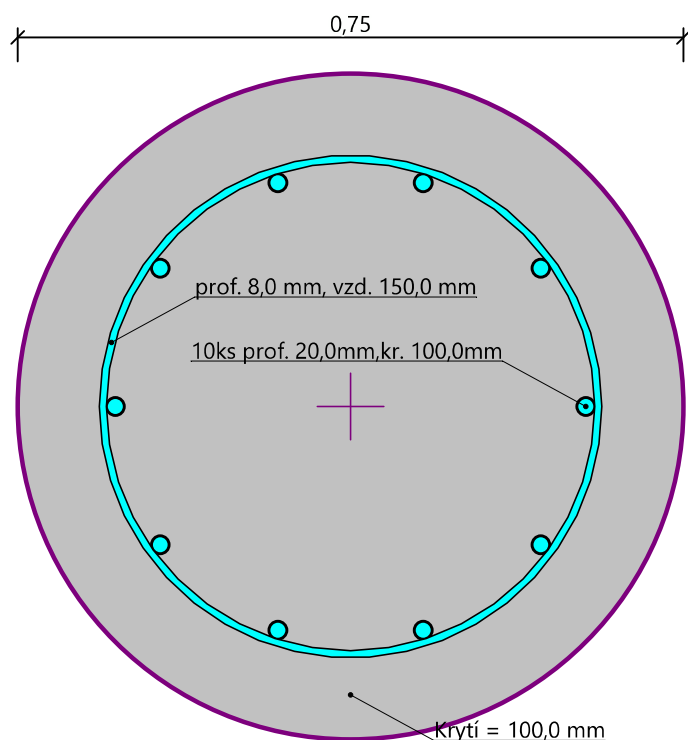
$A_{sw} = 670,2 \text{ mm}^2$

Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 393,38 \text{ kN} > 170,49 \text{ kN} = V_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

pouze konstrukční smyková výztuž

Schéma vyztužení



Posouzení piloty

Vstupní data

Projekt

Akce : Lávka přes řeku Svitavu
 Část : Statický výpočet
 Popis : Založení opěry 2
 Vypracoval : MIDAKON s.r.o.
 Datum : 10.11.2020
 Číslo zakázky : 2031

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
 Součinitele EN 1992-1-1 : standardní
 Ocelové konstrukce : EN 1993-1-1 (EC3)
 Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu : $\gamma_{M0} = 1,00$
 Dřevěné konstrukce : EN 1995-1-1 (EC5)
 Dílčí součinitel vlastností dřeva : $\gamma_M = 1,30$
 Součinitel vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo) : $k_{mod} = 0,50$
 Součinitel šířky průřezu ve smyku (dřevo) : $k_{cr} = 0,67$

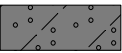
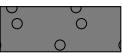
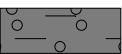
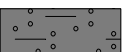
Piloty

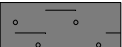
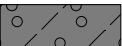
Výpočet pro odvozené podmínky : NAVFAC DM 7.2
 Zatěžovací křivka : lineární (Poulos)
 Vodorovná únosnost : pružný poloprostor
 Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
 Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

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

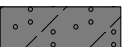
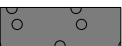
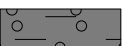
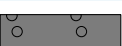
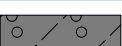
Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na plášti :	$\gamma_s =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce odporu na patě :	$\gamma_b =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce únosnosti tažené piloty :	$\gamma_{st} =$	1,15 [-]	

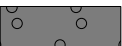
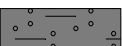
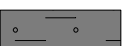
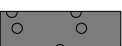
Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	γ [kN/m ³]	ν [-]
1	Třída S4		18,50	0,30
2	Třída G3, ulehlá		19,00	0,25
3	Třída G5		19,50	0,30
4	Třída S5		18,50	0,35

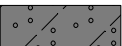
Číslo	Název	Vzorek	γ [kN/m ³]	ν [-]
5	Třída F4, konzistence tuhá		18,50	0,35
6	R5		22,00	0,20
7	Třída G4		19,00	0,30

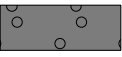
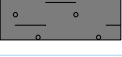
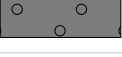
Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Číslo	Název	Vzorek	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	Třída S4		-	7,00	19,00	-	-
2	Třída G3, ulehlá		-	95,00	19,00	-	-
3	Třída G5		-	50,00	19,50	-	-
4	Třída S5		-	8,00	18,50	-	-
5	Třída F4, konzistence tuhá		-	5,00	18,50	-	-
6	R5		-	200,00	22,00	-	-
7	Třída G4		-	70,00	19,00	-	-

Číslo	Název	Vzorek	Φ_{ef} [°]	δ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]
1	Třída S4		26,00	-	-	-	-
2	Třída G3, ulehlá		36,00	-	-	-	-
3	Třída G5		30,00	-	-	-	-
4	Třída S5		27,00	10,00	1,00	-	-
5	Třída F4, konzistence tuhá		24,50	-	-	-	-
6	R5		28,00	-	-	-	-
7	Třída G4		33,00	-	-	-	-

Parametry zemín pro výpočet modulu reakce podloží

Číslo	Název	Vzorek	β
1	Třída S4		13,00

Číslo	Název	Vzorek	β
2	Třída G3, ulehlá		18,00
3	Třída G5		15,00
4	Třída S5		13,00
5	Třída F4, konzistence tuhá		12,00
6	R5		15,00
7	Třída G4		16,00

Parametry zemín**Třída S4**

Objemová tíha :	γ = 18,50 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν = 0,30
Modul přetvárnosti :	E_{def} = 7,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 19,00 kN/m ³
Úhel roznášení :	β = 13,00 °
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 26,00 °

Třída G3, ulehlá

Objemová tíha :	γ = 19,00 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν = 0,25
Modul přetvárnosti :	E_{def} = 95,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 19,00 kN/m ³
Úhel roznášení :	β = 18,00 °
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 36,00 °

Třída G5

Objemová tíha :	γ = 19,50 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν = 0,30
Modul přetvárnosti :	E_{def} = 50,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 19,50 kN/m ³
Úhel roznášení :	β = 15,00 °
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 30,00 °

Třída S5

Objemová tíha :	γ = 18,50 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν = 0,35
Modul přetvárnosti :	E_{def} = 8,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 18,50 kN/m ³
Úhel roznášení :	β = 13,00 °
Třecí úhel na plášti piloty :	δ = 10,00 °
Součinitel bočního tlaku zeminy :	K = 1,00

Třída F4, konzistence tuhá

Objemová tíha :	γ = 18,50 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν = 0,35

Modul přetvárnosti :	$E_{\text{def}} =$	5,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{\text{sat}} =$	18,50 kN/m ³
Úhel roznášení :	$\beta =$	12,00 °
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{\text{ef}} =$	24,50 °

R5

Objemová tíha :	$\gamma =$	22,00 kN/m ³
Poissonovo číslo :	$\nu =$	0,20
Modul přetvárnosti :	$E_{\text{def}} =$	200,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{\text{sat}} =$	22,00 kN/m ³
Úhel roznášení :	$\beta =$	15,00 °
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{\text{ef}} =$	28,00 °

Třída G4

Objemová tíha :	$\gamma =$	19,00 kN/m ³
Poissonovo číslo :	$\nu =$	0,30
Modul přetvárnosti :	$E_{\text{def}} =$	70,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{\text{sat}} =$	19,00 kN/m ³
Úhel roznášení :	$\beta =$	16,00 °
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{\text{ef}} =$	33,00 °

Geometrie

Profil piloty: kruhová

RozměryPrůměr $d = 0,75$ mDélka $l = 13,00$ m**Spočtené průřezové charakteristiky**Plocha $A = 4,42E-01$ m²Moment setrvačnosti $I = 1,55E-02$ m⁴**Umístění**Vysazení $h = -2,90$ mHloubka upraveného terénu $h_z = 0,00$ m

Typ technologie: Vrtané piloty

Modul reakce podloží uvažován jako konstantní.

Materiál konstrukceObjemová tíha $\gamma = 23,00$ kN/m³

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

Beton : C 25/30

Válcová pevnost v tlaku	$f_{\text{ck}} =$	25,00 MPa
Pevnost v tahu	$f_{\text{ctm}} =$	2,60 MPa
Modul pružnosti	$E_{\text{cm}} =$	31000,00 MPa
Modul pružnosti ve smyku	$G =$	12917,00 MPa

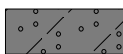
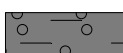
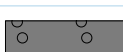
Ocel podélná : B500

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

Ocel příčná: B500

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

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,50	0,00 .. 2,50	Třída S4	
2	2,50	2,50 .. 5,00	Třída G4	
3	1,00	5,00 .. 6,00	Třída G3, ulehlá	
4	3,20	6,00 .. 9,20	Třída G5	
5	1,30	9,20 .. 10,50	Třída G3, ulehlá	
6	0,70	10,50 .. 11,20	R5	
7	2,10	11,20 .. 13,30	Třída F4, konzistence tuhá	
8	0,80	13,30 .. 14,10	R5	
9	0,90	14,10 .. 15,00	Třída F4, konzistence tuhá	
10	-	15,00 .. ∞	R5	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		MSÚ	Návrhové	621,00	0,00	0,00	101,00	47,00
2	Ano		MSP	Užitné	450,00	0,00	0,00	76,00	35,00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 3,50 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet svislé únosnosti : analytické řešení

Typ výpočtu : výpočet pro odvozené podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Metodika posouzení : bez redukce vstupních dat

Posouzení čís. 1

Posouzení svislé únosnosti piloty, metoda NAVFAC DM 7.2 - mezivýsledky

Výpočet únosnosti v patě:

Zemina pod patou piloty je nesoudržná

Součinitel únosnosti

$$N_q = 8,00$$

Plocha příčného řezu piloty

$$A_p = 4,42E-01 \text{ m}^2$$

Únosnost na plášti piloty:

Hloubka [m]	Mocnost [m]	c_{ud} [kPa]	α [-]	K [-]	δ [°]	σ_{or} [kPa]	R_{si} [kN]
0,00	-	-	-	-	-	-	-
0,60	0,60	-	-	1,38	24,75	6,94	5,68
0,60	-	-	-	-	-	-	-
2,10	1,50	-	-	1,38	24,75	13,88	28,38
2,10	-	-	-	-	-	-	-
3,10	1,00	-	-	1,51	27,00	13,88	22,83
3,10	-	-	-	-	-	-	-
6,30	3,20	-	-	1,28	22,50	13,88	50,34
6,30	-	-	-	-	-	-	-
7,60	1,30	-	-	1,51	27,00	13,88	29,68
7,60	-	-	-	-	-	-	-
8,30	0,70	-	-	1,22	21,00	13,88	9,75
8,30	-	-	-	-	-	-	-
10,40	2,10	-	-	1,14	18,38	13,88	23,61
10,40	-	-	-	-	-	-	-
11,20	0,80	-	-	1,22	21,00	13,88	11,14
11,20	-	-	-	-	-	-	-
12,10	0,90	-	-	1,14	18,38	13,88	10,12
12,10	-	-	-	-	-	-	-
13,00	0,90	-	-	1,22	21,00	13,88	12,53

Posouzení svislé únosnosti : NAVFAC DM 7.2

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

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

Posouzení tlačené piloty:

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (MSÚ)

Únosnost piloty na plášti $R_s = 204,05 \text{ kN}$

Únosnost piloty v patě $R_b = 591,67 \text{ kN}$

Únosnost piloty $R_c = 795,72 \text{ kN}$

Extrémní svislá síla $V_d = 621,00 \text{ kN}$

$R_c = 795,72 \text{ kN} > 621,00 \text{ kN} = V_d$

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data

Vrstva číslo	E_s [MPa]
1	15,00
2	15,00
3	15,00
4	15,00
5	18,00
6	15,00
7	15,00

Vrstva číslo	E_s [MPa]
8	25,00
9	39,00
10	39,00

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

Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky

Opravný součinitel tuhosti piloty $C_k = 0,94$

Opravný součinitel Poissonova čísla $C_v = 0,80$

Opravný součinitel tuhosti zeminy $C_b = 4,01$

Součinitel přenosu zat. nestl. piloty $\beta_0 = 0,08$

Součinitel přenosu zatížení do paty $\beta = 0,23$

Příčinkové součinitele sedání :

Základní - závislý na poměru l/d $I_0 = 0,09$

Součinitel vlivu tuhosti piloty $R_k = 1,08$

Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy $R_h = 1,00$

Korekční součinitel Poissonova čísla $R_v = 0,90$

Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace pláště.tření $R_{yu} = 292,96 \text{ kN}$

Velikost sedání odpovídající síle R_{yu} $s_y = 1,8 \text{ mm}$

Celková únosnost $R_c = 875,29 \text{ kN}$

Maximální sednutí $s_{lim} = 19,9 \text{ mm}$

Pro maximální užité svislé zatížení $V = 450,00 \text{ kN}$ je sednutí piloty $6,7 \text{ mm}$.

Posouzení čís. 1

Vstupní data pro výpočet vodorovné únosnosti piloty

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Vodorovná únosnost posouzena ve směru Y.

Průběhy vnitřních sil a deformace piloty

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě - maximální hodnoty:

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
0.00	0.00	-0.45	0.26	53.81	-35.00	0.00
0.65	88.97	-0.33	0.25	38.87	-18.21	22.83
1.30	88.97	-0.21	0.21	25.64	-6.57	33.29
1.95	88.97	-0.13	0.16	14.95	0.96	35.56
2.60	115.16	-0.06	0.11	9.07	7.25	32.74
3.25	65.11	-0.01	0.07	1.17	9.70	27.01
3.90	65.11	0.02	0.04	-0.93	9.62	20.67
4.55	65.11	0.04	0.02	-1.85	8.67	14.69
5.20	65.11	0.04	0.00	-2.14	7.34	9.48
5.85	65.11	0.04	-0.01	-2.02	5.97	5.16
6.50	115.16	0.03	-0.01	-2.97	4.44	1.72
7.15	115.16	0.03	-0.01	-2.24	2.73	-0.43
7.80	260.43	0.02	-0.01	-3.48	1.02	-1.40
8.45	7.02	0.01	-0.01	-0.06	-0.33	-1.43
9.10	7.02	0.01	-0.00	-0.03	-0.35	-1.21

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
9.75	7.02	0.00	-0.00	-0.02	-0.37	-0.98
10.40	7.02	0.00	-0.00	-0.06	-0.37	-0.74
10.40	260.43	0.00	-0.00	-0.06	-0.37	-0.74
11.05	260.43	-0.00	-0.00	0.23	-0.35	-0.49
11.70	7.02	-0.00	-0.00	0.01	-0.32	-0.28
12.35	260.43	-0.00	-0.00	0.61	-0.24	-0.08
13.00	260.43	-0.00	-0.00	0.73	0.00	-0.00

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě - minimální hodnoty:

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
0.00	0.00	-0.60	0.20	40.07	-47.00	-0.00
0.65	88.97	-0.44	0.18	28.95	-24.45	17.00
1.30	88.97	-0.29	0.16	19.09	-8.82	24.79
1.95	88.97	-0.17	0.12	11.13	0.72	26.48
2.60	115.16	-0.08	0.09	6.75	5.40	24.38
3.25	65.11	-0.02	0.06	0.87	7.22	20.11
3.90	65.11	0.01	0.03	-1.25	7.17	15.39
4.55	65.11	0.03	0.01	-2.48	6.46	10.94
5.20	65.11	0.03	0.00	-2.87	5.47	7.06
5.85	65.11	0.03	-0.01	-2.71	4.44	3.84
6.50	115.16	0.03	-0.01	-3.99	3.30	1.28
7.15	115.16	0.02	-0.01	-3.00	2.03	-0.58
7.80	260.43	0.01	-0.01	-4.67	0.76	-1.87
8.45	7.02	0.01	-0.01	-0.08	-0.45	-1.93
9.10	7.02	0.00	-0.01	-0.05	-0.48	-1.63
9.75	7.02	0.00	-0.00	-0.02	-0.49	-1.31
10.40	7.02	0.00	-0.00	-0.08	-0.50	-0.99
10.40	260.43	0.00	-0.00	-0.08	-0.50	-0.99
11.05	260.43	-0.00	-0.00	0.17	-0.47	-0.66
11.70	7.02	-0.00	-0.00	0.01	-0.43	-0.38
12.35	260.43	-0.00	-0.00	0.46	-0.33	-0.11
13.00	260.43	-0.00	-0.00	0.54	0.00	-0.00

Maximální vnitřní síly a deformace:

Max.deformace piloty = 0,6 mm
 Max.posouvající síla = 47,00 kN
 Maximální moment = 35,60 kNm

Posouzení na tlak a ohyb

Průřez: kruhová, d = 0,75 m
 Vyztužení - 10 ks profil 20,0 mm; krytí 100,0 mm
 Typ konstrukce (stupně vyztužení) : pilota
 Stupeň vyztužení $\rho = 0,711 \% > 0,500 \% = \rho_{\min}$
 Zatížení : $N_{Ed} = 621,00$ kN (tlak) ; $M_{Ed} = 35,60$ kNm
 Únosnost : $N_{Rd} = 6509,39$ kN; $M_{Rd} = 373,15$ kNm

Navržená výztuž piloty VYHOVUJE**Posouzení na smyk**

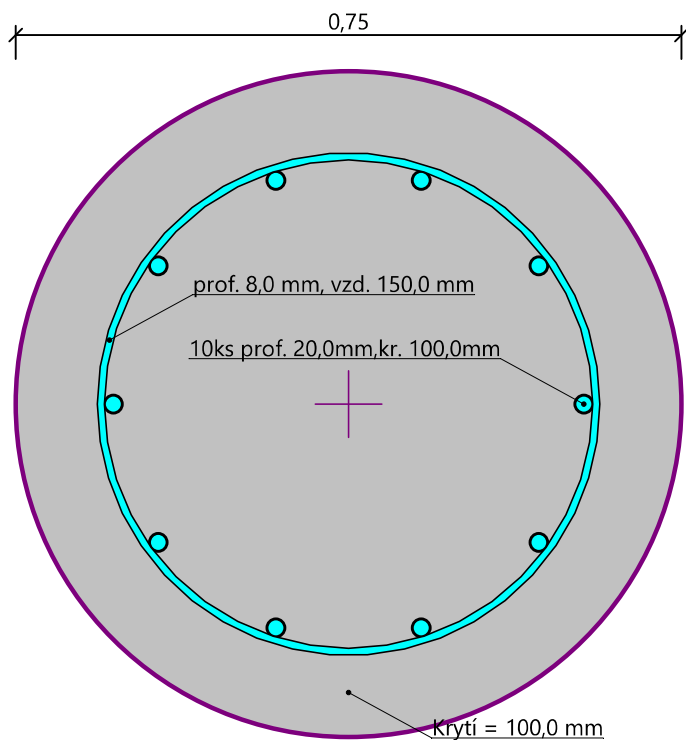
Smyková výztuž - 2 ks profil 8,0 mm; vzdálenost 150,0 mm
 $A_{sw} = 670,2$ mm²

Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 393,38 \text{ kN} > 47,00 \text{ kN} = V_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

pouze konstrukční smyková výztuž

Schéma vyztužení



Posuzení stěny z bednicích tvarovek

1. ZATÍŽENÍ

Dílčí součinitele pro ověření mezního stavu rovnováhy (EQU)

Dílčí součinitele zatížení γ_F

Zatížení			
Stálé	nepříznivé	$\gamma_{G,dst}$	1,10
	příznivé	$\gamma_{G,stab}$	0,9
Proměnné	nepříznivé	$\gamma_{Q,dst}$	1,5
	příznivé	$\gamma_{Q,stab}$	0

Dílčí součinitele parametrů zeminy γ_M

Parametr zeminy		
Úhel vnitřního tření	$\gamma_{\varphi'}$	1,25
Efektivní soudržnost	$\gamma_{c'}$	1,25
Objemová tíha	γ_y	1,0

Dílčí součinitele pro ověření mezních stavů (STR) a (GEO)

Dílčí součinitele zatížení γ_F nebo účinků zatížení γ_E

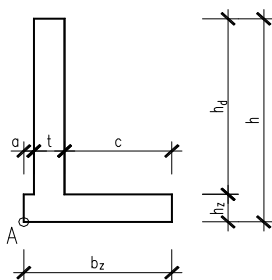
Zatížení			Soubor	
			A1	A2
Stálé	nepříznivé	$\gamma_{G,n}$	1,35	1,0
	příznivé	$\gamma_{G,p}$	1,0	1,0
Proměnné	nepříznivé	$\gamma_{Q,n}$	1,5	1,3
	příznivé	$\gamma_{Q,p}$	0	0

Dílčí součinitele parametrů zeminy γ_M

Parametr zeminy		Soubor	
		M1	M2
Úhel vnitřního tření	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Efektivní soudržnost	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Objemová tíha	γ_y	1,0	1,0

Dílčí součinitele únosnosti γ_R opěrných konstrukcí

Únosnost		Soubor		
		R1	R2	R3
Únosnost	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Usmyknutí	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0
Odolnost zeminy	$\gamma_{R,e}$	1,0	1,4	1,0



1.1. STÁLÁ ZATÍŽENÍ:

1.11. Vlastní tíha

hodnoty pro ověření mezního stavu rovnováhy (EQU)

výška dířku stěny:	$h_d =$	2,200 m
tloušťka stěny:	$t =$	0,200 m
výška základu:	$h_z =$	0,300 m
šířka základu:	$b_z =$	1,280 m
vyložení základu v lici stěny:	$a =$	0,000 m
zasypaná část základu:	$c = b - a - t =$	1,080 m
objemová tíha železobetonu:	$\gamma_b =$	26,00 kN/m ³

tíha základu:	$G_{0,1,d} = \gamma_{G,stab} \cdot b_z \cdot h_z \cdot \gamma_b =$	8,99 kN/m
tíha dířku stěny:	$G_{0,2,d} = \gamma_{G,stab} \cdot t \cdot h_d \cdot \gamma_b =$	11,20 kN/m
rameno síly k bodu překlopení A:	$r_{0,1} = b_z/2 =$	0,640 m
	$r_{0,2} = a + t/2 =$	0,100 m
moment k bodu překlopení A:	$m_{0,d} = \Sigma(G_{0,i,d} \cdot r_{0,i}) =$	6,87 kNm/m
moment ke středu základu:	$m_{od} =$	-6,05 kNm/m

Tabulka hodnot pro všechny návrhové přístupy (NP) pro (STR) a (GEO)

hodnoty pro ověření mezních stavů (STR) a (GEO)

		NP1		NP2	NP3
		A1, M1, R1	A2, M2, R1	A1, M1, R2	A1, M2, R3 A2, M2, R3
dílčí součinitel zatížení	$\gamma_{G,n}$	1,35	1,00	1,35	1,00
tíha základu	$G_{0,1,d}$	13,48	9,98	13,48	9,98
tíha dířku	$G_{0,2,d}$	15,44	11,44	15,44	11,44
celková tíha stěny	$G_{0,d}$	28,92	21,42	28,92	21,42
rameno síly k bodu překlopení	$r_{0,1}$	0,640	0,640	0,640	0,640
	$r_{0,2}$	0,100	0,100	0,100	0,100
moment na 1 bm k bodu překlopení	$m_{0,d}$	-10,17	-7,53	-10,17	-7,53

pozn.: - návrhový přístup 2 (NP2) je shodný s NP1 - kombinace 1 a NP3 je shodný s NP1 - kombinace 2
- pro výpočet bude brán NP1 - kombinace 1

1.12. Zemina za rubem konstrukce

hodnoty pro ověření mezního stavu rovnováhy (EQU)

tíha zeminy nad základem stěny:	$G_{z,d} = \gamma_{G,stab} \cdot h_d \cdot \gamma_z \cdot c =$	42,77 kN/m
rameno síly k bodu překlopení A:	$r_z = b_z - c/2 =$	0,740 m
moment k bodu překlopení A:	$m_{z,d} = G_{z,d} \cdot r_z =$	31,65 kNm/m
moment ke středu základu:	$m_{od} =$	-4,28 kNm/m

Tabulka hodnot pro všechny návrhové přístupy (NP) pro (STR) a (GEO)

hodnoty pro ověření mezních stavů (STR) a (GEO)

		NP1		NP2	NP3
		A1, M1, R1	A2, M2, R1	A1, M1, R2	A1, M2, R3 A2, M2, R3
dílčí součinitel zatížení	$\gamma_{G,n}$	1,35	1,00	1,35	1,00
tíha zeminy nad základem zdí	$G_{z,d}$	64,15	47,52	64,15	47,52
rameno síly k bodu překlopení A	$r_{z,1}$	0,740	0,740	0,740	0,740
moment na 1 bm k bodu překlopení A	$m_{z,d}$	-47,47	-35,16	-47,47	-35,16

pozn.: - návrhový přístup 2 (NP2) je shodný s NP1 - kombinace 1 a NP3 je shodný s NP1 - kombinace 2
- pro výpočet bude brán NP1 - kombinace 1

Zemní tlak v klidu:*hodnoty pro ověření mezního stavu rovnováhy (EQU)*

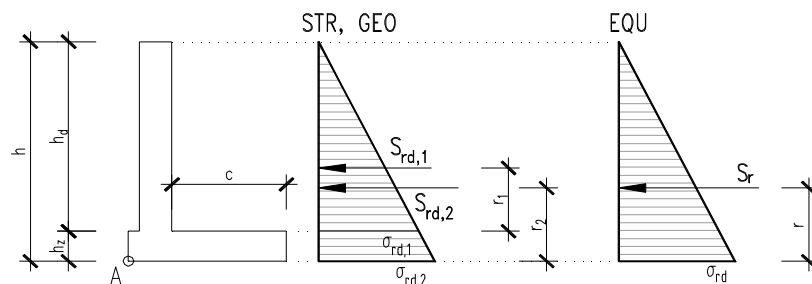
úhel vnitřního tření zeminy:	$\varphi_{ef} =$	38,00 °
návrhová hodnota:	$\varphi_{ef,d} = \arctg(\tg\varphi_{ef}/\gamma_\varphi) =$	32,01 °
součinitel zemního tlaku v klidu:	$K_r = 1 - \sin\varphi_{ef} =$	0,384
návrhová hodnota:	$K_{rd} = 1 - \sin\varphi_{ef,d} =$	0,470

celková výška zeminy za rubem konstrukce:	$h = h_d + h_z =$	2,150 m
objemová tíha zeminy:	$\gamma_z =$	20,00 kN/m ³
zemní tlak v klidu:	$\sigma_{rd} = \gamma_z \cdot \gamma_{Gz} \cdot h \cdot K_{rd} =$	22,23 kN/m ²
návrhová hodnota:	$S_{rd} = 0,5 \cdot \gamma_z \cdot \gamma_{Gz} \cdot h^2 \cdot K_{rd} =$	23,90 kN/m
rameno působíště síly:	$r = h/3 =$	0,717 m
moment na 1 bm k bodu překlopení A:	$m_{rd} = S_{rd} \cdot r =$	17,13 kNm/m
moment ke středu základu:	$m_{od} =$	17,13 kNm/m

Tabulka hodnot pro všechny návrhové přístupy (NP) pro (STR) a (GEO)*hodnoty pro ověření mezních stavů (STR) a (GEO)*

		NP1		NP2	NP3
		A1, M1, R1	A2, M2, R1	A1, M1, R2	A1, M2, R3
					A2, M2, R3
dílčí součinitel úhlu vnitřního tření	γ_φ	1,00	1,25	1,00	1,25
návrhová hodnota úhlu vnitřního tření	$\varphi_{ef,d}$	38,00	32,01	38,00	32,01
návrhová hodnota souč. zemního tlaku	K_{rd}	0,384	0,470	0,384	0,470
výška dříku stěny	h_d	2,200	2,200	2,200	2,200
celková výška stěny	$h = h_d + h_z$	2,500	2,500	2,500	2,500
zemní tlak v klidu	$\sigma_{rd,1}$	22,83	20,68	22,83	20,68
	$\sigma_{rd,2}$	25,94	23,50	25,94	23,50
výslednice zemního tlaku v klidu	$S_{rd,1}$	25,11	22,75	25,11	22,75
	$S_{rd,2}$	32,43	29,37	32,43	29,37
rameno působíště síly k patě dříku	$r_1 = h_d/3$	0,733	0,733	0,733	0,733
rameno síly k bodu překlopení A	$r_2 = h/3$	0,833	0,833	0,833	0,833
moment na 1bm k patě dříku	$m_{rd,1}$	18,42	16,68	18,42	16,68
moment na 1 bm k bodu překlopení A	$m_{rd,2}$	27,02	24,48	27,02	24,48

pozn.: - návrhový přístup 2 (NP2) je shodný s NP1 - kombinace 1 a NP3 je shodný s NP1 - kombinace 2
- pro výpočet bude brán NP1 - kombinace 1

**1.13. Zatížení hutněním:***přírůstek zemního tlaku vyvolaný hutněním**hodnoty pro ověření mezního stavu rovnováhy (EQU)*

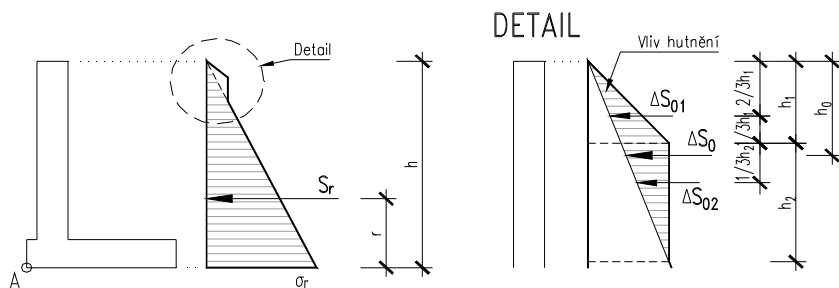
dolní mez zemního tlaku v klidu:	$K_{01} = \tg(45 - \varphi_{ef}/2) =$	0,488
horní mez zemního tlaku v klidu:	$K_{02} = \tg(45 + \varphi_{ef}/2) =$	2,050
mocnost vrchní vrstvy (pro 1,4 t vibrační válec):	$h_1 =$	0,150 m
mocnost střední vrstvy:	$h_2 = (K_{02} - K_{01})/K_{01} \cdot h_1 =$	0,481 m
přírůstek zemního tlaku v horní vrstvě:	$\Delta S_{01} = 0,5(K_{02} - K_{01}) \cdot \gamma \cdot h_1^2 =$	0,35 kN/m
přírůstek zemního tlaku ve střední vrstvě:	$\Delta S_{02} = 0,5 \cdot K_{01} \cdot \gamma \cdot h_2^2 =$	1,13 kN/m
celkový přírůstek zemního tlaku:	$\Delta S_0 = 0,5(K_{02} - K_{01}) \cdot \gamma \cdot h_1^2 \cdot K_{02}^2 =$	1,48 kN/m
hloubka působení síly pod povrchem:	$h_0 = 2/3 \cdot h_1 + 1/3 \cdot h_2 =$	0,260 m
moment na 1 bm k bodu překlopení A:	$m_{\Delta S} = \Delta S_0 \cdot (h - h_0) =$	0,00 kNm/m
moment ke středu základu:	$m_{od} =$	0,00 kNm/m

Tabulka hodnot pro všechny návrhové přístupy (NP) pro (STR) a (GEO)

hodnoty pro ověření mezních stavů (STR) a (GEO)

		NP1		NP2	NP3
		A1, M1, R1	A2, M2, R1	A1, M1, R2	A1, M2, R3 A2, M2, R3
dílčí součinitel úhlu vnitřního tření	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25	1,00	1,25
návrhová hodnota úhlu vnitřního tření	$\varphi_{ef,d}$	38,00	32,01	38,00	32,01
dolní mez zemního tlaku v klidu	K_{01}	0,488	0,554	0,488	0,554
horní mez zemního tlaku v klidu	K_{02}	2,050	1,804	2,050	1,804
mocnost střední vrstvy	h_2	0,481	0,338	0,481	0,338
přírutek zemního tlaku v horní vrstvě	ΔS_{01}	0,47	0,28	0,47	0,28
přírutek zemního tlaku ve stř. vrstvě	ΔS_{02}	1,52	0,63	1,52	0,63
celkový přírutek zemního tlaku	ΔS_0	2,00	0,92	2,00	0,92
hloubka působení síly pod povrchem	h_0	0,260	0,213	0,260	0,213
výška dřiku stěny	h_d	2,200	2,200	2,200	2,200
celková výška stěny	$h=h_d+h_z$	2,500	2,500	2,500	2,500
moment na 1 bm k patě dřiku	$m_{\Delta S,1}$	3,87	1,82	3,87	1,82
moment na 1 bm k bodu překlpení A	$m_{\Delta S,2}$	4,47	2,09	4,47	2,09

pozn.: - návrhový přístup 2 (NP2) je shodný s NP1 - kombinace 1 a NP3 je shodný s NP1 - kombinace 2
- pro výpočet bude brán NP1 - kombinace 1



1.2. NAHODILÁ ZATÍŽENÍ:

1.21 Přetížení dopravou za rubem opěry a větrem na gabionovou zeď:

přírutek zemního tlaku od modelu zatížení 1 (LM1)

hodnoty pro ověření mezního stavu rovnováhy (EQU)

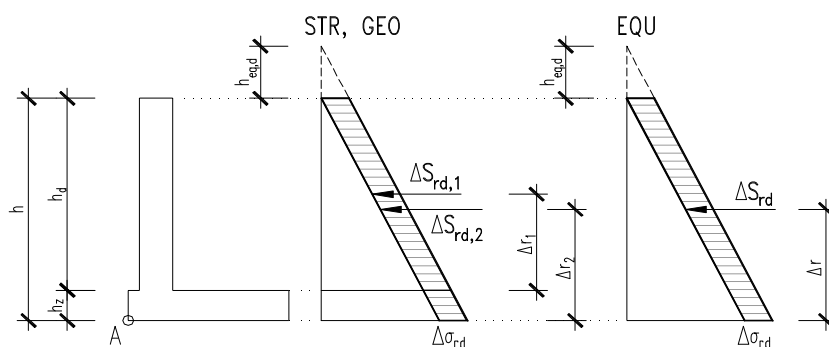
celková síla:	$Q_1 =$	5,0 kN
délka zatěžovacího prostoru	$l_1 =$	1,000 m
šířka zatěžovacího prostoru:	$b_1 =$	1,000 m
náhradní rovnoměrné zatížení:	$q_1 = Q_1/(l_1 \cdot b_1) =$	5,00 kN/m ²
náhradní výška zeminy:	$h_{eq,d} = \gamma_Q \cdot q_1 / (\gamma_{G,dst} \cdot \gamma_z) =$	0,341 m
přírutek zemního tlaku v klidu:	$\Delta \sigma_{rd} = \gamma_{G,dst} \cdot h_{eq,d} \cdot \gamma_z \cdot K_{rd} =$	3,52 kN/m ²
výslednice přírutku zemního tlaku:	$\Delta S_{rd} = \Delta \sigma_{rd} \cdot h =$	7,58 kN/m
rameno působíště síly:	$\Delta r = h/2 =$	1,075 m
moment na 1 bm k bodu překlpení A:	$m_{\Delta rd} = \Delta S_{rd} \cdot \Delta r =$	20,95 kNm/m
moment ke středu základu:	$m_{od} =$	20,95 kNm/m

Tabulka hodnot pro všechny návrhové přístupy (NP) pro (STR) a (GEO)

hodnoty pro ověření mezních stavů (STR) a (GEO)

		NP1		NP2	NP3
		A1, M1, R1	A2, M2, R1	A1, M1, R2	A1, M2, R3 A2, M2, R3
dílčí součinitel úhlu vnitřního tření	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25	1,00	1,25
návrhová hodnota úhlu vnitřního tření	$\varphi_{ef,d}$	38,00	32,01	38,00	32,01
návrhová hodnota souč. zemního tlaku	K_{rd}	0,384	0,470	0,384	0,470
výška dřiku stěny	h_d	2,200	2,200	2,200	2,200
celková výška stěny	$h=h_d+h_z$	2,500	2,500	2,500	2,500
náhradní výška zeminy:	$h_{eq,d}$	0,278	0,325	0,278	0,325
přírutek zemního tlaku v klidu:	$\Delta \sigma_{rd}$	2,88	3,05	2,88	3,05
výslednice přírutku zemního tlaku:	$\Delta S_{rd,1}$	6,34	6,72	6,34	6,72
	$\Delta S_{rd,2}$	7,21	7,64	7,21	7,64
rameno působíště síly k patě dřiku	$\Delta r_1 = h_d/2$	1,100	1,100	1,100	1,100
rameno síly k bodu překlpení A	$\Delta r_2 = h/2$	1,250	1,250	1,250	1,250
moment na 1bm k patě dřiku	$m_{\Delta rd,1}$	6,98	7,39	6,98	7,39
moment na 1 bm k bodu překlpení A	$m_{\Delta rd,2}$	9,01	9,55	9,01	9,55

pozn.: - návrhový přístup 2 (NP2) je shodný s NP1 - kombinace 1 a NP3 je shodný s NP1 - kombinace 2
- pro výpočet bude brán NP1 - kombinace 1



2. OVĚŘENÍ STABILITY NA PŘEKLOPENÍ

z hodnot pro ověření mezního stavu rovnováhy (EQU)

stabilizující účinky zatížení:

$$M_{d, \text{stb}} = m_{0,d} + m_{z,d} = 38,52 \text{ kNm/m}$$

destabilizující účinky zatížení:

$$M_{d, \text{dst}} = m_{rd} + m_{\Delta S} + m_{\Delta rd} = 38,07 \text{ kNm/m}$$

$$M_{d, \text{stb}} = 38,52 \text{ kN} > M_{d, \text{dst}} = 38,07 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

3. OVĚŘENÍ STABILITY VŮČI POSUNUTÍ

z hodnot pro ověření mezního stavu rovnováhy (EQU)

stabilizující účinky zatížení:

$$F_{d, \text{stb}} = (\Sigma G_{0,i,d} + G_{z,d} + q_1 \cdot c) \cdot \tan \varphi_{ef,d} + 0,2 \cdot G = 56,39 \text{ kN/m}$$

destabilizující účinky zatížení:

$$F_{d, \text{dst}} = S_{rd} + \Delta S_0 + \Delta S_r = 32,95 \text{ kN/m}$$

$$F_{d, \text{stb}} = 56,39 \text{ kN} > F_{d, \text{dst}} = 32,95 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

4. OVĚŘENÍ NAPĚTÍ V ZÁKLADOVÉ SPÁŘE

z hodnot pro ověření mezních stavů (STR) a (GEO)

celková svislá síla na základovou spáru:

$$V_{ef} = G_{0,d} + G_{z,d} + q_1 \cdot (b_z - a - t) = 98,47 \text{ kN}$$

celkový moment ke středu základu:

$$M_{ef} = m_{0,d} + m_{z,d} + m_{rd,2} + m_{\Delta S,2} + m_{\Delta rd,2} = 27,75 \text{ kNm}$$

excentricita

$$e = M_{ef} / V_{ef} = 0,282 \text{ m}$$

efektivní plocha:

$$A_{ef} = b(b_z - 2e) = 0,716 \text{ m}^2$$

napětí v základové spáře:

$$\sigma_{ef} = V_{ef} / A_{ef} = 137,46 \text{ kPa}$$

Únosnost zeminy dle IGP = 250 kN → Vyhovuje

5. NÁVRH VÝZTUŽE

5.1. DŘÍK ZDÍ

MATERIÁLOVÉ VLASTNOSTI

beton pevnostní třídy C 20/25

charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku:

$$f_{ck} = 20,0 \text{ MPa}$$

součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení:

$$\alpha_{cc} = 0,90$$

dílčí součinitel spolehlivosti betonu:

$$\gamma_C = 1,50$$

návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C = 12,0 \text{ MPa}$$

průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu:

$$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$$

součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení:

$$\alpha_{ct} = 0,85$$

$$f_{ctk;0,05} = 2,00 \text{ MPa}$$

návrhová hodnota pevnosti betonu v tahu:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05} / \gamma_C = 1,13 \text{ MPa}$$

ocel B 500B

charakteristická hodnota meze kluzu oceli:

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

dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže:

$$\gamma_S = 1,15$$

návrhová hodnota meze kluzu oceli:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S = 434,78 \text{ MPa}$$

5.11. OHYBOVÁ ÚNOSNOST

$$\text{návrhová hodnota ohybového momentu: } M_{Ed} = m_{rd,1} + m_{\Delta S,1} + m_{\Delta rd,1} = 38,07 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \text{výška průřezu:} & h = 0,200 \text{ m} \\ \text{šířka průřezu:} & b = 1,000 \text{ m} \\ \text{krytí výztuže betonem:} & c_{nom} = 0,080 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{návrh výztuže: } \text{ØR 14 } \text{ à } 150\text{mm} \rightarrow A_s = 1,03\text{E-}03 \text{ m}^2$$

$$\text{účinná výška průřezu: } d = h - c_{nom} - d_s/2 = 0,113 \text{ m}$$

minimální plocha výztuže:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot f_{ctm}/f_{yk} \cdot b \cdot d = 1,70\text{E-}04 \text{ m}^2 > 0,0013bd = 1,47\text{E-}04 \text{ m}^2$$

maximální plocha výztuže:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04bh = 8,00\text{E-}03 \text{ m}^2$$

$$A_s = 1,03\text{E-}03 \text{ m}^2 > A_{s,min} = 1,70\text{E-}04 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$A_s = 1,03\text{E-}03 \text{ m}^2 < A_{s,max} = 8,00\text{E-}03 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

součinitel definující účinnou výšku tlačené oblasti:

$$\lambda = 0,8$$

poloha neutrálné osy (výška tlačené oblasti):

$$x = A_s \cdot f_{yd} / (\lambda \cdot b \cdot f_{cd}) = 0,046 \text{ m}$$

limitní poloha neutrálné osy:

$$x_{lim} = 700d / (700 + f_{yd}) = 0,070 \text{ m}$$

rameno vnitřních sil:

$$z = d - \lambda/2 \cdot x = 0,094 \text{ m}$$

moment únosnosti:

$$M_{Rd} = \lambda \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot z = A_s \cdot f_{yd} \cdot z = 42,12 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 38,07 \text{ kNm} < M_{Rd} = 42,12 \text{ kNm} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

5.12. SMYKOVÁ ÚNOSNOST

Smyková únosnost prvku bez smykové výztuže

$$\text{návrhová hodnota posouvající síly: } V_{Ed} = S_{rd,1} + \Delta S_{0,1} + \Delta S_{rd,1} = 33,45 \text{ kN}$$

$$\text{výška průřezu: } h = 0,200 \text{ m}$$

$$\text{nejmenší šířka průřezu v tažené oblasti: } b_w = 1,000 \text{ m}$$

$$\text{krytí výztuže betonem: } c_{nom} = 0,050 \text{ m}$$

$$\text{průměr podélné tahové výztuže: } d_s = 0,014 \text{ m}$$

$$\text{účinná výška průřezu: } d = h - c_{nom} - d_s/2 = 0,143 \text{ m}$$

$$\text{empirický součinitel: } C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,12$$

$$\text{parametr vlivu výšky: } k = 1 + (200/d)^{0,5} = 2,18$$

$$k > 2,0 \rightarrow k = 2,00$$

průřezová plocha podélné výztuže zasahující do vzdálenosti $\geq (l_{bd} + d)$ za posuzovaný průřez:

$$A_{st} = 1,03\text{E-}03 \text{ m}^2$$

$$\text{stupeň vyztužení podélnou výztuží: } \rho_l = A_{st}/(b_w \cdot d) = 0,007 < 0,02$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\text{normálová síla v průřezu od zatížení (} N_{Ed} > 0 \text{ pro tlak): } N_{Ed} = 0,00 \text{ kN}$$

$$\text{plocha průřezu: } A_c = b \cdot h = 0,200 \text{ m}^2$$

$$\text{normálové napětí od návrhové hodnoty osové síly } N_{Ed}: \sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0,2 \cdot f_{cd} = 2,40 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{cp} = 0 \text{ MPa}$$

minimální hodnota smykového napětí, které přenesou prvek v šikmé tržlině:

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,44 \text{ MPa}$$

minimální návrhová hodnota únosnosti ve smyku:

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 63,31 \text{ kN}$$

návrhová hodnota únosnosti ve smyku:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = 83,41 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = \max\{V_{Rd,c,min}; V_{Rd,c}\} = 83,41 \text{ kN}$$

redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem:

$$v = 0,6(1 - f_{ck}/250) = 0,552$$
$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 473,62 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 83,41 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 473,62 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$V_{Ed} = 33,45 \text{ kN} < V_{Rd,c} = 83,41 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

5.2. ZÁKLAD ZDÍ

5.21. OHYBOVÁ ÚNOSNOST

návrhová hodnota ohybového momentu: $M_{Ed} = \sigma_{ef} \cdot (b_z - 2e - a - t)^2 / 2 = 73,31 \text{ kNm}$

výška průřezu: $h = 0,300 \text{ m}$

šířka průřezu: $b = 1,000 \text{ m}$

krytí výztuže betonem: $c_{nom} = 0,060 \text{ m}$

návrh výztuže: $\text{ØR 14 à 150mm} \rightarrow A_s = 1,03 \text{E-}03 \text{ m}^2$

účinná výška průřezu: $d = h - c_{nom} - d_s / 2 = 0,233 \text{ m}$

minimální plocha výztuže:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot f_{ctm} / f_{yk} \cdot b \cdot d = 3,51 \text{E-}04 \text{ m}^2 > 0,0013bd = 3,03 \text{E-}04 \text{ m}^2$$

maximální plocha výztuže: $A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04bh = 1,20 \text{E-}02 \text{ m}^2$

$$A_s = 1,03 \text{E-}03 \text{ m}^2 < A_{s,max} = 1,20 \text{E-}02 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

součinitel definující účinnou výšku tlačené oblasti: $\lambda = 0,8$

poloha neutrálné osy (výška tlačené oblasti): $x = A_s \cdot f_{yd} / (\lambda \cdot b \cdot f_{cd}) = 0,046 \text{ m}$

limitní poloha neutrálné osy: $x_{lim} = 700d / (700 + f_{yd}) = 0,144 \text{ m}$

rameno vnitřních sil: $z = d - \lambda / 2 \cdot x = 0,214 \text{ m}$

moment únosnosti: $M_{Rd} = \lambda \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot z = A_s \cdot f_{yd} \cdot z = 95,67 \text{ kNm}$

$$M_{Ed} = 73,31 \text{ kNm} < M_{Rd} = 95,67 \text{ kNm} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$