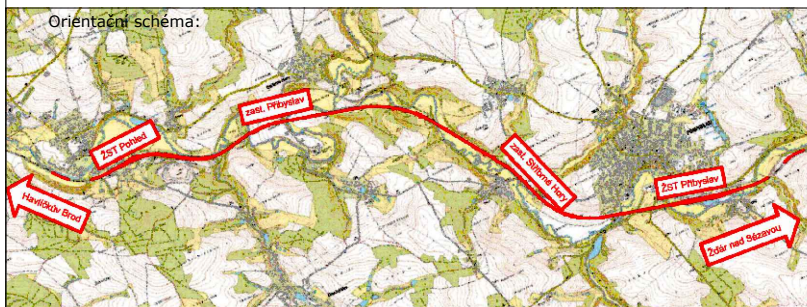




EVROPSKÁ UNIE  
Evropské strukturální a investiční fondy  
Operační program Doprava

Ministerstvo dopravy  
Státní fond dopravní  
infrastruktury






Razítko oprávněné osoby:

Podpis:

Datum:

Revize:	Datum:	Popis:	Kontroloval:
001	11 / 2021	První dílčí odevzdání	Ing. Emil Špaček
002	03 / 2022	DSP po zapracování připomínek složek Správy železnic, státní organizace	Ing. Emil Špaček
003	04 / 2022	PDPS k připomínkovému řízení složek Správy železnic, státní organizace	Ing. Emil Špaček
004	05 / 2022	PDPS po zapracování připomínek složek Správy železnic, státní organizace	Ing. Emil Špaček

Stavebník/Investor:	<b>Správa železnic, státní organizace</b>	
Adresa:	Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1	
Zástupce investora:	Stavební správa východ	
Adresa:	Nerudova 773/1, 779 00 Olomouc	

Zhotovitel stavby:	<b>SAGASTA s.r.o.</b>			
Adresa:	Novodvorská 1010/14, 142 00, Praha 4 - Lhotka			
Kontakt:	T: +420 261 344 100 E: info@sagasta.cz			
Zhotovitel objektu:	<b>SAGASTA s.r.o.</b>			
Adresa:	Novodvorská 1010/14, 142 00, Praha 4 - Lhotka			
Kontakt:	T: +420 261 344 100 E: info@sagasta.cz			
Hlavní projektant (HIP): Ing. Emil Špaček	Specialista:	Odpovědný projektant: Ing. Vojtěch Zvěřina	Zpracovatel: Ing. Daniel Vařecha	

Název stavby/akce:	<b>Rekonstrukce traťového úseku Přibyslav - Pohled</b>		Označení (S-kód): S621500627
Název části:	Mosty, propustky, zdi		Označení zhotovitele: 120 076
Název objektu:	<b>Železniční most v ev. km 104,357</b>		Označení části: D 2.1.4
Název přílohy:	Statický výpočet		Označení objektu/komplexu: <b>SO 12-20-01</b>
Název dílčí části přílohy:			Číslo přílohy:
Kraj:	Katastrální území:	TUDU: 2031 26 2031 M1 2031 N1	Paré:
Vysočina	viz. textová část		
Stupeň dokumentace:	Datum zpracování:	Formáty:	Měřítko:
PDPS	11 / 2021	Dle příloh	Dle příloh

S-kód:	Stupeň dokumentace:	Část:	Objekt:	Podoblast:	Příloha:	Revize:
S 6 2 1 5 0 0 6 2 7	P D P S	X D 2 1 4	S O 1 2 2 0 0 1	X X	3 0 0 1	0 0 4

DOKUMENTACI LZE UŽÍVAT POUZE VE SMYSLU PŘÍSLUŠNÉ SMLOUVY O DÍLO. VÝKRES, ČI JEHO ČÁST, MŮŽE BÝT KOPIROVÁN NEBO JINÝM ZPŮSOBEM ROZŠÍŘOVÁN POUZE PO PŘEDCHOZÍM SOUHLASU SAGASTA, s.r.o.

## Obsah

1	Identifikační údaje mostu	6
1.1	Označení stavby	6
1.2	Místo stavby:	6
1.3	Objednatel stavby	6
1.4	Zhotovitel dokumentace	6
1.5	Stupeň dokumentace	6
2	Technická zpráva ke statickému výpočtu	7
2.1	Popis mostu – základní údaje	7
2.2	Použité normy, směrnice a literatura	7
2.3	Použitý software	8
2.4	Předpoklady ke statickému výpočtu	9
2.4.1	Výpočetní model	9
2.4.2	Geometrie konstrukce	10
2.4.3	Spodní stavba	11
2.4.4	Nosná konstrukce	11
2.4.5	Mostní svršek	11
2.4.6	Postup výstavby	11
2.4.7	Posouzení mostu	12
3	Materiály a průřezy	13
3.1	Materiály	13
3.1.1	Betonová spřažená deska – Beton C30/37	13
3.1.2	Betonářská výztuž – Ocel B500	13
3.1.3	Konstrukční ocel – Ocel S355	14
3.1.4	Úložný práh, spodní stavba – Beton C30/37	14
3.2	Krytí výztuže ve spřažené desce a v římse	15
3.2.1	Stupeň vlivu prostředí	15
3.2.2	Výpočet krycí vrstvy	15
3.3	Krytí výztuže ve spodní stavbě	15
3.3.1	Stupeň vlivu prostředí	15
3.3.2	Výpočet krycí vrstvy	15
3.4	Průřezy a jejich zatřídění	16
3.4.1	Hlavní nosník uprostřed rozpětí	16
3.4.2	Spolupůsobící šířka spřažené desky – smykové ochabnutí	17
4	Zatížení	18
4.1.1	ZS1 - Vlastní tíha	18
4.1.2	ZS2 - Ostatní stálé zatížení	18
4.1.3	ZS3 - Dotvarování a smršťování spřažené desky	18
4.1.4	Účinky smršťování spřažené desky na konstrukci:	19
4.1.5	Doprava	21
4.1.6	Teplota	24
4.1.7	Vítr	28
4.1.8	ZS17 - Montážní zatížení	30
4.1.9	Zatížení pro určení přechodnosti	30
5	Kombinace zatížení	32
5.1	Výpis zatěžovacích stavů	32
5.2	Kombinační součinitele zatížení	32
5.3	Mezní stav překlopení mostu	33

5.4	Mezní stav únosnosti těsně po betonáži spřažené desky (působí pouze ocelový nosník)	33
5.5	Mezní stav únosnosti za provozu mostu a na konci životnosti (liší se dotvarováním betonu)	33
5.6	Mezní stav použitelnosti	34
5.6.1	Charakteristické kombinace	34
5.6.2	Častá kombinace	34
5.6.3	Kvazistálá kombinace	35
5.7	Posouzení únavy	35
6	Posouzení mostu – MSÚ	36
6.1	Posouzení mostu na překlopení	36
6.1.1	Kombinace s „Nezatíženým vlakem“ (sestava gr 15)	36
6.1.2	Kombinace s modelem 71	36
6.2	Posouzení hlavního nosníku uprostřed rozpětí na ohyb	37
6.2.1	Mezní stav únosnosti na moment ve směru z ( $M_z$ )	37
6.2.2	Mezní stav únosnosti těsně po betonáži spřažené desky (působí pouze ocelový nosník)	38
6.2.3	Posouzení při betonáži na klopení hlavního nosníku	39
6.2.4	Mezní stav únosnosti těsně po uvedení do provozu	40
6.2.5	Mezní stav únosnosti na konci životnosti	43
6.3	Posouzení hlavního nosníku na smyk	45
6.3.1	Mezní stav únosnosti těsně po uvedení do provozu a na konci životnosti (stejně)	45
6.4	Posouzení příčných výztuh hlavního nosníku	46
6.4.1	Koncová příčná výztuha	47
6.5	Posouzení krční svaru hlavního nosníku	48
6.5.1	Mezní stav únosnosti těsně po uvedení do provozu a na konci životnosti (stejně)	48
6.6	Návrh spřahovacích trnů	50
6.6.1	Mezní stav únosnosti těsně po uvedení do provozu a na konci životnosti (stejně)	50
6.6.2	Posouzení na protlačení betonu (vytrhnutí trnů)	51
	$V_{I,Ed,max} = 838,63 \text{ kN}$ Maximální podélná smyková síla (viz. spřah. trny)	51
	Únosnost betonu ve smyku:	52
	Bude určena únosnost betonové desky proti vytržení spřahovacích trnů v podélném směru. Pro posouzení smykové únosnosti betonu bude horší smykový obvod $b_2 = 0,6 \text{ m}$	52
6.7	Návrh a posouzení výztuže spřažené desky v příčném směru	53
6.7.1	Geometrie	53
6.7.2	Zatížení	54
6.7.3	Kombinace	57
6.7.4	Účinky zatížení	58
6.7.5	Posouzení výztuže na dolním líci desky	61
6.7.6	Posouzení výztuže na horním líci desky	62
6.7.7	Posouzení ve smyku	65
6.8	Návrh a posouzení výztuže spřažené desky v podélném směru	65
6.9	Schéma výztuže spřažené desky	66
6.10	Návrh a posouzení podporového příčnicku	67
6.10.1	Geometrie	67
6.10.2	Zatížení	68
6.10.3	Kombinace:	70
6.10.4	Účinky zatížení	71
6.10.5	Posouzení v ohybu, uložení na ložiska, MSÚ	71
6.10.6	Posouzení v ohybu, polovina rozpětí, MSÚ	72
6.10.7	Posouzení ve smyku, MSÚ	76
6.10.8	Posouzení krčních svarů	77

6.10.9	Posouzení spráhovacích trnů	77
6.10.10	Posouzení připojení podporového příčnicku na hlavní nosník	79
6.11	Návrh a posouzení mezilehlého příčnicku	83
6.11.1	Geometrie	83
6.11.2	Kombinace	84
6.11.3	Účinky zatížení	84
6.11.4	Posouzení v ohybu, maximální moment, MSÚ	85
6.11.5	Posouzení ve smyku, MSÚ	86
6.11.6	Posouzení krčnicích svarů	87
6.11.7	Posouzení připojení mezilehlého příčnicku na hlavní nosník	88
6.12	Síly působící na ložiska	91
6.13	Připojení ložiska k NK	95
6.14	Návrh výztuže podložiskového bloku	98
6.15	Posouzení štěpných sil při zvedání mostu z ložisek	101
6.16	Posouzení spodní stavby	103
6.16.1	Geometrie a zatížení opěry	104
6.16.2	Návrh výztuže dříku opěry	105
6.16.3	Návrh výztuže závěrné zídky	106
6.16.4	Schéma vyztužení opěry	107
7	Posouzení mostu – Únavu	108
7.1	Posouzení hlavního nosníku na únavu	108
7.1.1	Posouzení uprostřed rozpětí	108
7.2	Posouzení krčního svaru hlavního nosníku na únavu – napětí ve svaru	110
7.3	Posouzení tupého svaru hlavního nosníku na únavu	112
7.4	Posouzení krčního svaru hlavního nosníku na únavu v místě výřezu – napětí na pásnici	115
7.5	Posouzení příčné výztuhy hlavního nosníku – napětí na pásnici a ve stojně	117
7.6	Posouzení spráhovacích trnů na únavu	121
7.7	Posouzení tupého svaru podporového příčnicku na únavu	123
7.7.1	Posouzení v $1/2 L$	123
7.7.2	Posouzení v uložení na ložisko	125
7.8	Posouzení krčního svaru podporového příčnicku – napětí ve svaru	126
7.9	Posouzení krčního svaru podporového příčnicku – napětí na pásnici	127
7.10	Posouzení krčního svaru podporového příčnicku v místě výřezu – napětí na pásnici	129
7.11	Posouzení výztuhy podporového příčnicku – napětí na pásnici a ve stojně	130
7.12	Posouzení připojení podporového příčnicku na hlavní nosník	132
7.13	Posouzení tupého svaru mezilehlého příčnicku na únavu	136
7.14	Posouzení krčního svaru mezilehlého příčnicku – napětí ve svaru	137
7.15	Posouzení krčního svaru podporového příčnicku v místě výřezu – napětí na pásnici	139
7.15.1	Posouzení připojení podporového příčnicku na hlavní nosník	141
8	Posouzení mostu – MSP	145
8.1	Průhyb mostu	145
8.1.1	Charakteristická kombinace	145
8.1.2	Kvazistálá kombinace	145
8.1.3	Dodatečný průhyb od smršťování a dotvarování sprážené desky	145
8.1.4	Průhyb nosníků pouze od vlastní tíhy ocelové konstrukce a betonové desky	146
8.1.5	Průhyb nosníků pouze od dopravy (LM71)	146
8.1.6	Celkový průhyb mostu	146
8.1.7	Nadvýšení nosné konstrukce	146
8.2	Průhyb mostu – posouzení pohodlí cestujících	147
8.3	Posouzení náchylnosti k rezonancím	147



8.4	Omezení trhlin ve spřažené desce	149
8.5	Omezení trhlin ve spřažené desce	149
8.5.1	Podélný směr	149
8.5.2	Příčný směr	149
8.6	Posouzení pohybů mostu a návrh ložisek a mostních závěrů	150
8.6.1	Prodloužení od teploty	150
8.6.2	Prodloužení od smrštění spřažené desky	150
8.6.3	Prodloužení od normálové síly vlivem zatížení	151
8.6.4	Prodloužení od pootočení nosné konstrukce	151
8.6.5	Posuny pro mostní závěr u pevného ložiska	152
8.6.6	Posuny pro mostní závěr u posuvného ložiska	153
8.6.7	Posuny pro posuvné ložisko	153
8.6.8	Požadavky na mostní závěry	153
8.6.9	Požadavky na ložiska	154
9	Zatížitelnost	155
10	Zatížitelnost stávající spodní stavby	158
10.1	Vstupní údaje	158
10.2	Zatížitelnost	159
11	Přehled zatížitelnosti	160
11.1	Zatížitelnost nosné konstrukce	160
11.2	Zatížitelnost stávající spodní stavby (za předpokladu nové nosné konstrukce)	162
12	Přílohy	163
13	Závěr	163

## 1 Identifikační údaje mostu

### 1.1 Označení stavby

Název stavby: Rekonstrukce traťového úseku Příbyslav – Pohled  
Objekt: SO 12-20-01  
Druh stavby: Rekonstrukce

### 1.2 Místo stavby:

Katastrální území: Příbyslav [735698]

### 1.3 Objednatel stavby

Název investora: Správa železnic, státní organizace,  
Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1,  
IČ: 70994234, DIČ: CZ70994234  
Adresa investora: Správa železnic, státní organizace,  
Stavební správa východ, Nerudova 1, 772 58 Olomouc

### 1.4 Zhotovitel dokumentace

Projektant SO: Sagasta s.r.o.  
Adresa: Novodvorská 1010/14, 142 00 Praha 4  
Odpovědný inženýr: Ing. Vojtěch Zvěřina  
Zpracovatel výpočtů: Ing. Ladislav Lidmila

### 1.5 Stupeň dokumentace

DSP

## 2 Technická zpráva ke statickému výpočtu

### 2.1 Popis mostu – základní údaje

Druh převáděné komunikace	Dvukolejná železniční trať
Druh přemostované překážky	Řeka Sázava
Staničení křížení:	km 104,357
Úhel křížení:	Cca 80 °
Charakteristika mostu	Nová NK – spřažená ocelobetonová konstrukce, plnostěnné nosníky konstantní výšky průřezu I + železobetonová deska. Nové železobetonové opěry se závěrnými zídками a kolmými křídly
Délka přemostění	21,235 m
Rozpětí jednotlivých polí	22,600 m
Šikmost mostu	Most je kolmý
Volná šířka na mostě	10,250 m
Celková šířka mostu (vč. říms)	10,750 m
Volná výška pod mostem	4,160 m
Stavební výška	2,800 m
Zatížení mostu	dle ČSN EN 1991-2/Z3
Důležitá upozornění	--

### 2.2 Použité normy, směrnice a literatura

ČSN 73 1001	Zakládání staveb, Základová půda pod plošnými základy
ČSN 73 6200	Mostní názvosloví
ČSN 73 6201	Projektování mostních objektů
ČSN EN 206-1	Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
ČSN EN 1990	Zásady navrhování konstrukcí
ČSN EN 1991-1-1	Zatížení konstrukcí – obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
ČSN EN 1991-1-3	Obecná zatížení – Zatížení sněhem
ČSN EN 1991-1-4	Obecná zatížení – Zatížení větrem
ČSN EN 1991-1-5	Obecná zatížení – Zatížení teplotou
ČSN EN 1991-1-6	Obecná zatížení – Zatížení během provádění
ČSN EN 1991-1-7	Obecná zatížení – Mimořádná zatížení
ČSN EN 1991-2	Zatížení mostů dopravou
ČSN EN 1992-1-1	Navrhování betonových konstrukcí – Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
ČSN EN 1992-2	Navrhování betonových konstrukcí – Betonové mosty
ČSN EN 1993-1-1	Navrhování ocelových konstrukcí – Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
ČSN EN 1993-2	Navrhování ocelových konstrukcí – Ocelové mosty

---

ČSN EN 1993-1-5	Navrhování ocelových konstrukcí – Boulení stěn
ČSN EN 1993-1-9	Navrhování ocelových konstrukcí – Únava
ČSN EN 1994-2	Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí – Obecná pravidla a pravidla pro mosty
ČSN EN 1997-1	Navrhování geotechnických konstrukcí – obecná pravidla
Technické podmínky, Ministerstvo dopravy	
Vzorové listy VL4/2010	
Směrnice GR ŘSD ČR č. 10/2014	

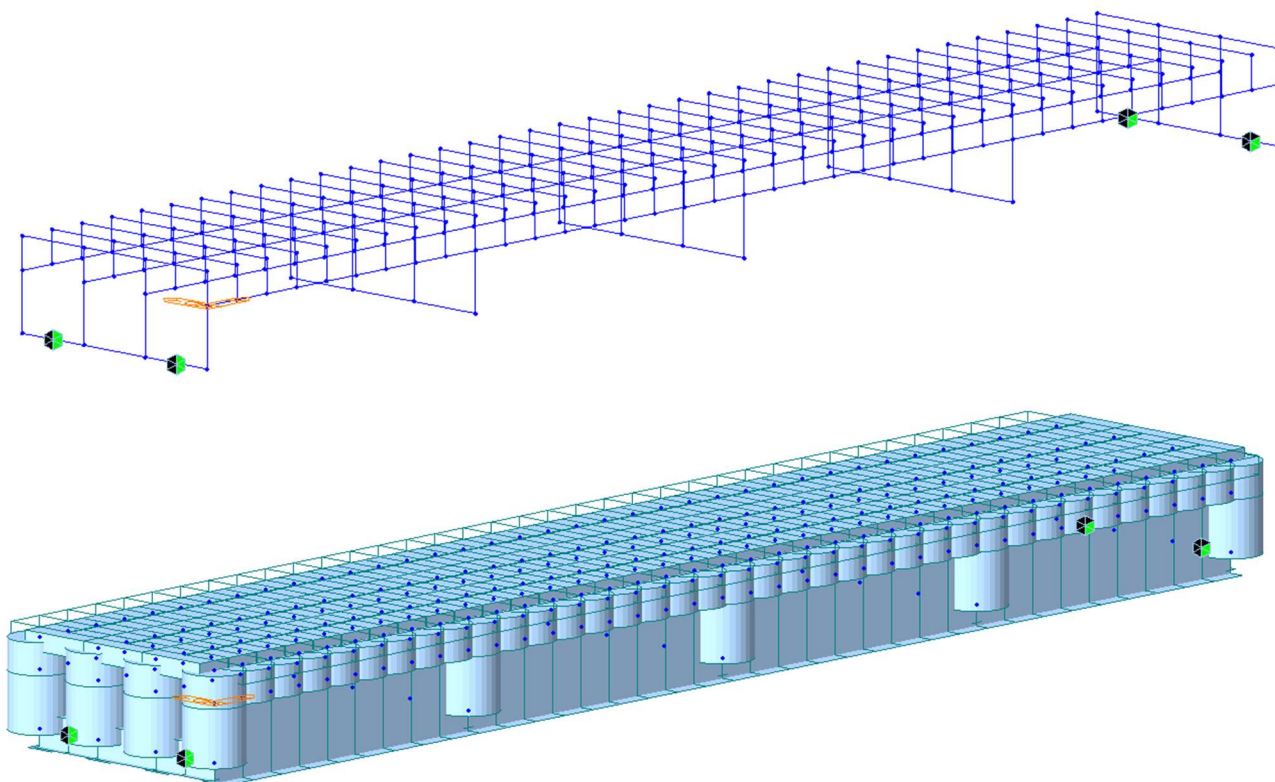
### 2.3 Použitý software

MIDAS Civil	software pro statické výpočty
IDEA StatiCa	software pro statické výpočty
EXCEL	tabulkový procesor
GEO 5	software pro výpočet geotechnických konstrukcí
AutoCAD	grafický editor

## 2.4 Předpoklady ke statickému výpočtu

### 2.4.1 Výpočetní model

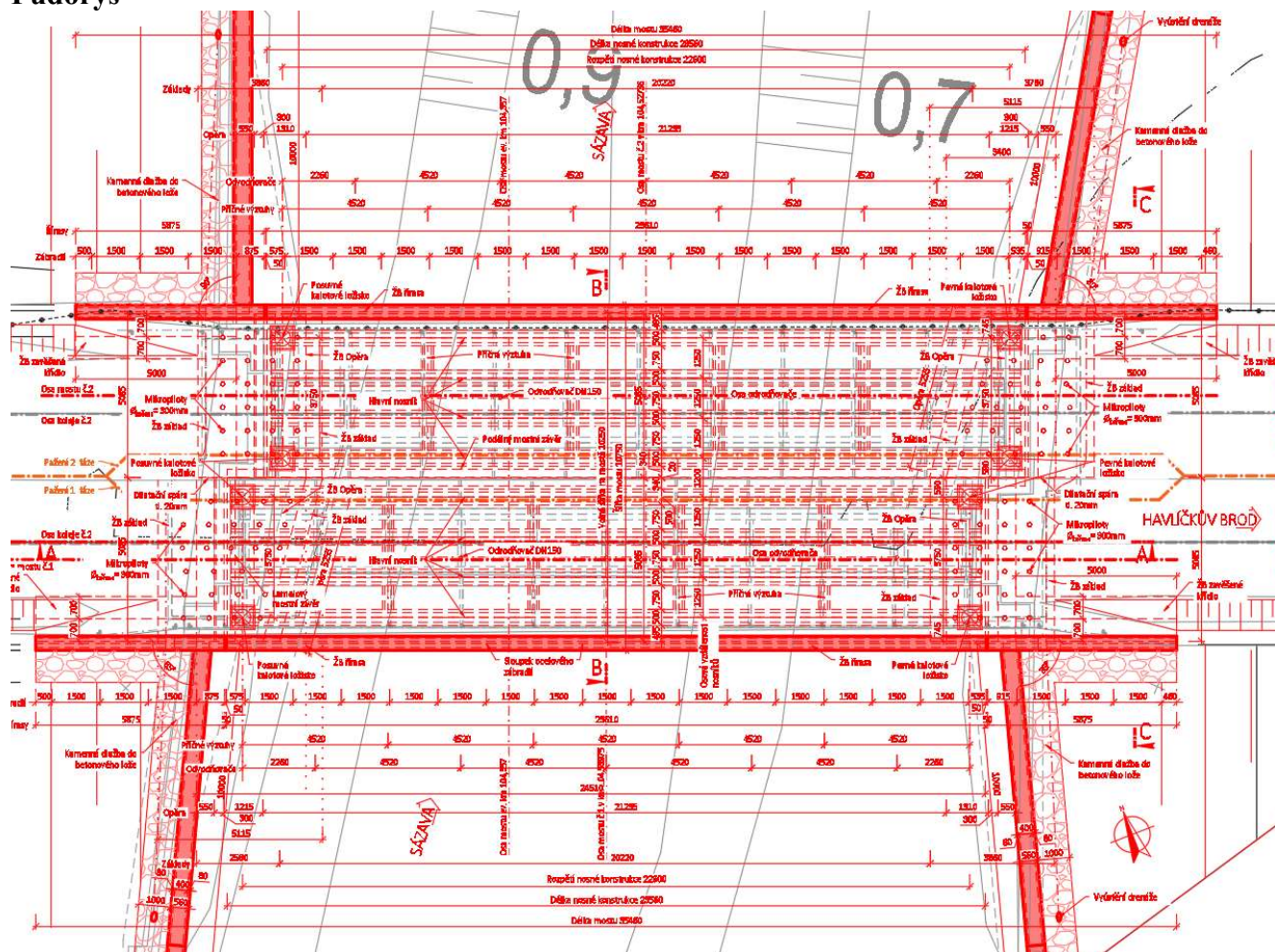
Konstrukce je tvořena dvěma stejnými mosty pod dvěma kolejemi, modelována bude jen polovina mostu pod jednou kolejí. Výpočet statických veličin byl proveden na prostorovém prutovém modelu. Model byl proveden v programu MIDAS Civil. Deska mostovky je modelována jako rošt s využitím nehmotných příčných prutů o tuhosti příslušného pruhu betonové desky. Příčné pruty jsou vedeny kolmo na hlavní nosníky. Zvolená podrobnost dělení elementů je 0,63 m. Hlavní nosníky a příčníky jsou modelovány pomocí nástroje pro spřažený průřez, který převádí materiál desky na ekvivalentní ocelový průřez. Zatížení je umístováno přímo na nosníky, zatížení dopravou bude umístěno do skutečné polohy a rozneseno přes příčníky (příčně působící spřažená deska). Model byl proveden v programu MIDAS Civil, se zohlednění postupu výstavby časovou analýzou TDA. Most je uložený na pevných a posuvných ložiscích. Ztužidla a ložiska jsou k nosníkům připojeny pomocí tuhých ramen. Vyhodnocení je provedeno pro extrémně zatížená místa konstrukce.



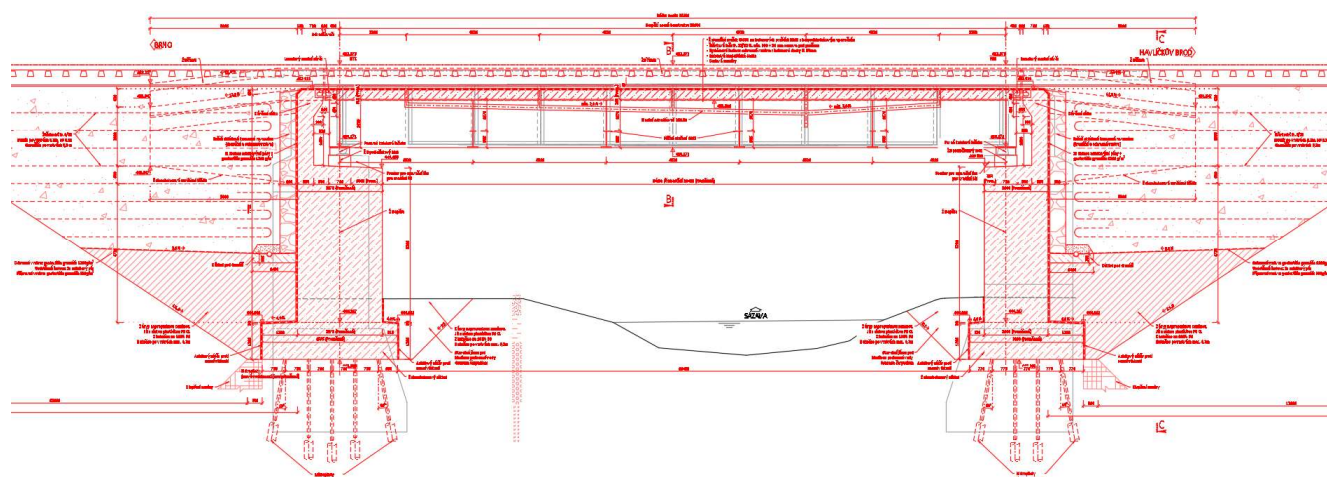


## 2.4.2 Geometrie konstrukce

### Půdorys



### Podélný řez



[illegible]

Spodní stavbu tvoří dvě masivní železobetonové opěry. Opěry budou postaveny na stávající základové pasy, které zůstanou po stávajícím mostu, tyto základové pasy budou podchyceny mikropilotami, v případě potřeby budou injektovány. Podloží mostu je tvořeno rulami kategorie R2/R3.

Nosná konstrukce je tvořena spráženou ocelobetonovou konstrukcí tvořenou čtyřmi ocelovými nosníky s konstantní výškou. Výška nosníků uprostřed rozpětí je 1,635 m, tloušťka betonové desky je 0,3 m v nejužším místě. Ocelové nosníky jsou spojeny 5ti příčnými ztužidly. Jedná se o prostý nosník, rozpětí konstrukce je 22,600 m. Konstrukce je uložena na ložiskách. Most je přímý, kolmý.

Římsy jsou navrženy monolitické železobetonové. Jedná se o železniční most s uzavřeným kolejovým ložem. Most je dvoukolejný, rozdělený podélnou sparou na dva jednokolejné mosty. Kolej na mostě je v přímé. Železniční svršek UIC 60 na betonových pražcích.

- Osazení ocelové části konstrukce na opěry	1 den
- Betonáž spřažené desky	7 dní
- Betonáž říms + zábradlí	7 dní
- Železniční svršek	7 dní
- Uvedení do provozu	30 dní

### 2.4.7 Posouzení mostu

Jsou provedeny tyto posudky:

MSÚ:	Překlopení mostu
	Posouzení hlavního nosníku v ohybu v průběhu výstavby + posouzení klopení
	Posouzení hlavního nosníku v ohybu při uvedení do provozu
	Posouzení hlavního nosníku v ohybu na konvi životnosti
	Posouzení hlavního nosníku ve smyku
	Posouzení svislých výztuh hlavního nosníku
	Posouzení krčního svaru hlavního nosníku
	Posouzení spřahovacích trnů
	Posouzení vytrhnutí spřahovacích trnů
	Návrh a posouzení výztuže spřažené desky v příčném směru
	Návrh a posouzení výztuže spřažené desky v podélném směru
	Návrh a posouzení podporového příčnicku v ohybu
	Návrh a posouzení podporového příčnicku ve smyku
	Návrh a posouzení podporového příčnicku – detaily (svary, připojení, ...)
	Návrh a posouzení mezilehlého příčnicku v ohybu
	Návrh a posouzení mezilehlého příčnicku ve smyku
	Návrh a posouzení mezilehlého příčnicku – detaily (svary, připojení, ...)
	Návrh a posouzení ložisek
	Návrh a posouzení výztuže podložiskového bloku
	Návrh a posouzení výztuže úložného prahu při zvedání mostu z ložisek
	Posouzení spodní stavby a založení
Únava:	Posouzení hlavního nosníku v ohybu
	Posouzení krčního svaru hlavního nosníku
	Posouzení krčního svaru hlavního nosníku v místě výřezu
	Posouzení příčné výztuhy (a příčnicku) hlavních nosníků
	Posouzení tupého svaru hlavního nosníku
	Posouzení spřahovacích trnů
	Návrh a posouzení podporového příčnicku v ohybu (tupý svar)
	Posouzení krčního svaru podporového příčnicku
	Posouzení krčního svaru podporového příčnicku v místě výřezu
	Posouzení příčné výztuhy podporového příčnicku
	Posouzení připojení podporového příčnicku na hlavní nosník
	Návrh a posouzení mezilehlého příčnicku v ohybu (tupý svar)
	Posouzení krčního svaru mezilehlého příčnicku
	Posouzení krčního svaru mezilehlého příčnicku v místě výřezu
	Posouzení příčné výztuhy mezilehlého příčnicku
	Posouzení připojení mezilehlého příčnicku na hlavní nosník
MSP:	Průhyb mostu
	Průhyb mostu z hlediska pohodlí cestujících
	Ověření náchylnosti k rezonancím
	Omezení napětí ve spřažené desce
	Omezení šířky trhlin ve spřažené desce
	Posouzení pohybů mostu a návrh ložisek a mostních závěrů



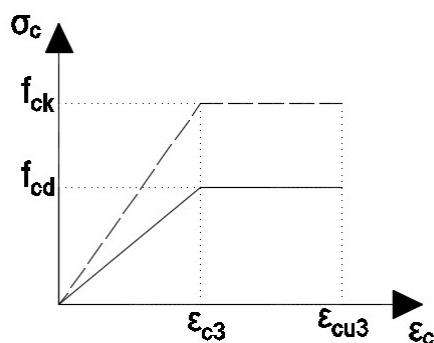
### 3 Materiály a průřezy

#### 3.1 Materiály

Betonová spřažená deska	C 30/37 – XC4, XF3
Ocelová nosná konstrukce	S355 N
Opěry, křídla	C 30/37 – XC4, XF3
Betonářská výztuž	B500B

##### 3.1.1 Betonová spřažená deska – Beton C30/37

Bude uvažován bilineární pracovní diagram.



$$\begin{aligned}\gamma_c &= 1,50 \\ \alpha_{cc} &= 0,85 \\ \alpha_{ct} &= 1,00\end{aligned}$$

Součinitel spolehlivosti betonu  
Součinitel pevnosti betonu v tlaku  
Součinitel pevnosti betonu v tahu

$$\begin{aligned}f_{ck} &= 30 \text{ MPa} \\ f_{cd} &= \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * 30 / 1,5 = 17 \text{ MPa} \\ f_{ctk0,05} &= 2,0 \text{ MPa} \\ f_{ctd} &= \alpha_{ct} * f_{ctk0,05} / \gamma_c = 1,0 * 2,0 / 1,5 = 1,33 \text{ MPa} \\ f_{ctm} &= 2,9 \text{ MPa} \\ E_{cm} &= 33 \text{ GPa}\end{aligned}$$

Charakteristická pevnost betonu v tlaku  
Návrhová pevnost betonu v tlaku  
Charakteristická pevnost betonu v tahu  
Návrhová pevnost betonu v tahu  
Průměrná pevnost betonu v tahu za ohybu  
Modul pružnosti betonu v tahu a tlaku  
(uvažován dle ČSN 73 6206)  
Poměrné přetvoření při dosažení  
maximální tlakové pevnosti  
Mezní poměrné přetvoření

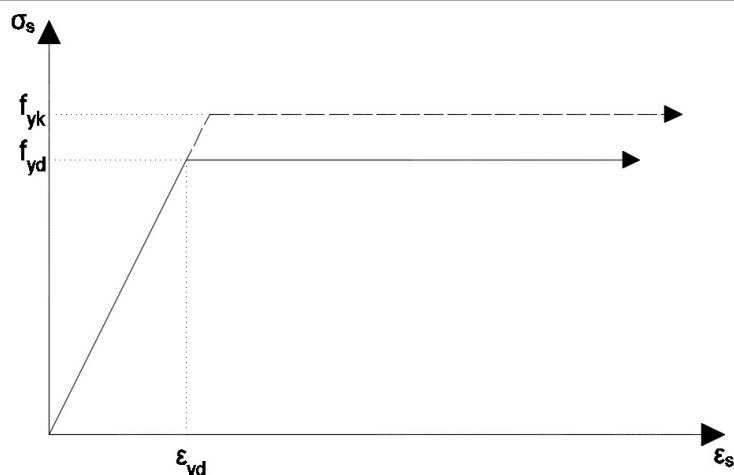
$$\epsilon_{c3} = 1,75 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{cu3} = 3,50 \text{ ‰}$$

##### 3.1.2 Betonářská výztuž – Ocel B500

Jedná se o kruhovou žebříkovou výztuž.

Bude uvažován pracovní diagram s konstantní plastickou větví.



$\gamma_s$	=	1,15	Součinitel spolehlivosti oceli
$f_{yk}$	=	500 MPa	Charakteristická mez kluzu oceli
$f_{yd}$	=	$\frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,783$ MPa	Návrhová mez kluzu oceli
$E_s$	=	200 GPa	Modul pružnosti oceli v tahu a tlaku
$\epsilon_{yd}$	=	$\frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434,783}{200000} * 1000 = 2,174$ ‰	Poměrné přetvoření na mezi kluzu

### 3.1.3 Konstrukční ocel – Ocel S355

$\gamma_{M0}$	=	1,00	Součinitel spolehlivosti průřezu
$\gamma_{M1}$	=	1,10	Součinitel spolehlivosti při posouzení stability
$\gamma_{M2}$	=	1,25	Součinitel spolehlivosti oslabeného průřezu
$\gamma_{M2}$	=	1,25	Součinitel spolehlivosti spojů
$\gamma_{Mw}$	=	1,50	Součinitel spolehlivosti svarových spojů
$\gamma_{Mf}$	=	1,35	Součinitel spolehlivosti při únavě
$f_y$	=	355 MPa	Mez kluzu oceli
$f_y$	=	345 MPa	Mez kluzu oceli (pro $40 \text{ mm} \geq t > 16 \text{ mm}$ )
$f_y$	=	335 MPa	Mez kluzu oceli (pro $63 \text{ mm} \geq t > 40 \text{ mm}$ )
$f_u$	=	490 MPa	Mez pevnosti oceli
$E$	=	210 GPa	Modul pružnosti oceli v tahu a tlaku
$G$	=	81 GPa	Modul pružnosti oceli ve smyku
$\nu$	=	0,3	Poissonův součinitel
$\epsilon$	=	0,81	Součinitel oceli pro zatřídění průřezů

### 3.1.4 Úložný práh, spodní stavba – Beton C30/37

Vlastnosti betonu jsou stejné jako u betonu spřažené desky.



### 3.2 Krytí výztuže ve spřažené desce a v římse

#### 3.2.1 Stupeň vlivu prostředí

Beton	–	C 30/37
Třída konstrukce	–	S5, návrhová životnost 100 let
Prostředí XC3	–	Středně vlhké
Prostředí XF3	–	Značně nasycené vodou bez rozmrazovacích prostředků

#### 3.2.2 Výpočet krycí vrstvy

Minimální betonová krycí vrstva  $c_{\min}$ :

Jedná se o deskovou konstrukci, třída konstrukce je snížena o 1.

$$c_{\min, \text{dur}} = 45 \text{ mm (uvažována třída XD3 jako náhrada za XF3)}$$

$$c_{\min, \text{b}} = 20 \text{ mm (předpokládá se maximální průměr výztuže 20 mm)}$$

$$c_{\min} = \max \{c_{\min, \text{b}}; c_{\min, \text{dur}} + \Delta c_{\text{dur}} - \Delta c_{\text{dur, st}} - \Delta c_{\text{dur, add}}; 10 \text{ mm}\} = \\ = \max \{20; 45; 10\} = 45 \text{ mm}$$

Jmenovitá tloušťka krycí vrstvy  $c_{\text{nom}}$ :

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + c_{\text{dev}} = 45 + 10 = 55 \text{ mm}$$

### 3.3 Krytí výztuže ve spodní stavbě

#### 3.3.1 Stupeň vlivu prostředí

Beton	–	C 30/37
Třída konstrukce	–	S5, návrhová životnost 100 let
Prostředí XC4	–	Střídavě mokré a suché
Prostředí XF1	–	Středně nasycené vodou bez rozmrazovacích prostředků

#### 3.3.2 Výpočet krycí vrstvy

Minimální betonová krycí vrstva  $c_{\min}$ :

Jedná se o deskovou konstrukci, třída konstrukce je snížena o 1.

$$c_{\min, \text{dur}} = 35 \text{ mm (uvažována třída XD1 jako náhrada za XF1)}$$

$$c_{\min, \text{b}} = 20 \text{ mm (předpokládá se maximální průměr výztuže 20 mm)}$$

$$c_{\min} = \max \{c_{\min, \text{b}}; c_{\min, \text{dur}} + \Delta c_{\text{dur}} - \Delta c_{\text{dur, st}} - \Delta c_{\text{dur, add}}; 10 \text{ mm}\} = \\ = \max \{20; 35; 10\} = 35 \text{ mm}$$

Jmenovitá tloušťka krycí vrstvy  $c_{\text{nom}}$ :

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + c_{\text{dev}} = 35 + 10 = 45 \text{ mm}$$



### 3.4.2 Spolupůsobící šířka spřažené desky – smykové ochabnutí

$L$	$= 22600 \text{ mm}$	Rozpětí mostu (jedná se o prostý nosník)
$L_e$	$= L = 22600 \text{ mm}$	Ekvivalentní rozpětí mostu (prostý nosník)
$b_1$	$= 590 \text{ mm}$	Šířka betonové pásnice na vnější straně
$b_2$	$= 625 \text{ mm}$	Šířka betonové pásnice na vnitřní straně (maximální šířka)

$$\beta_1 = (0,55 + 0,025 * L_e / b_1) = (0,55 + 0,025 * 22600 / 590) = 1,507 > 1$$

$$\beta_2 = (0,55 + 0,025 * L_e / b_1) = (0,55 + 0,025 * 22600 / 625) = 1,454 > 1$$

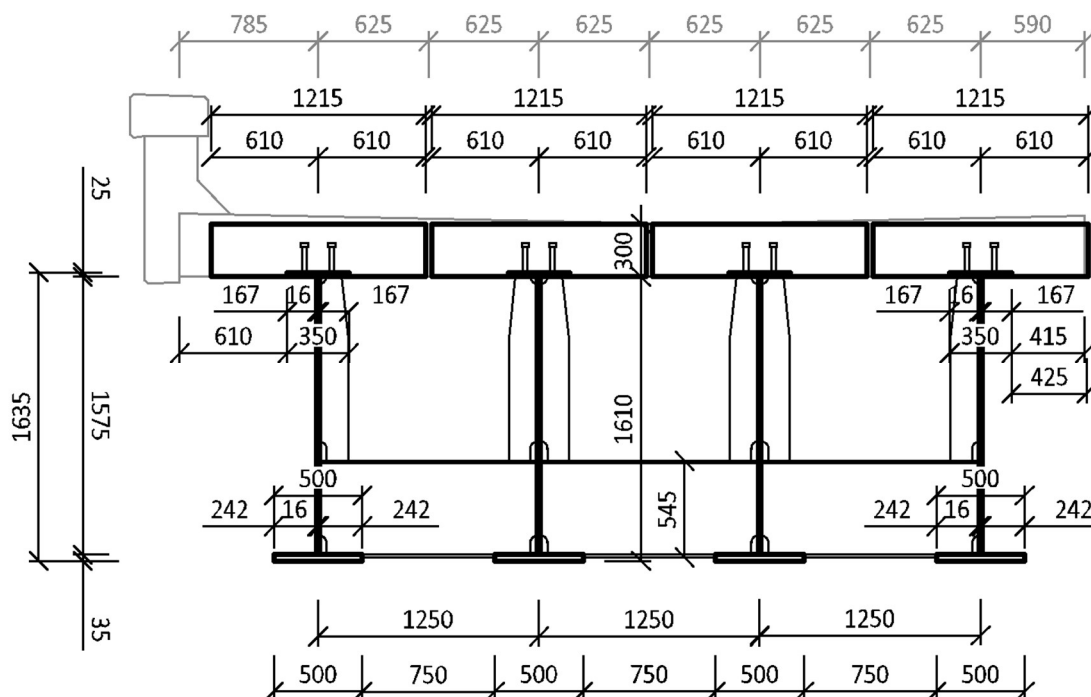
$$b_{ef,1} = b_1 * \beta_1 = 590 * 1,0 = 590 \text{ mm}$$

efektivní šířka betonové pásnice na vnější straně

$$b_{ef,2} = b_2 * \beta_2 = 625 * 1,0 = 625 \text{ mm}$$

Efektivní šířka betonové pásnice na vnitřní straně

Spolupůsobící šířka spřažené desky je celá spřažená deska – bude uvažována spolupůsobící šířka 1,215 m, což je šířka desky na straně vnitřního nosníku. Spolupůsobící deska bude po celé délce mostu stejná, protože se jedná o prostý nosník.



## 4 Zatížení

Při výpočtu byla uvažována tato zatížení:

- 1) Stálá zatížení
  - Vlastní tíha
  - Ostatní stálé zatížení
  - Smršťování a dotvarování
- 2) Proměnná zatížení
  - Doprava
  - Teplota
  - Vítr

### 4.1.1 ZS1 - Vlastní tíha

Vlastní tíha konstrukce je generována automaticky programem MIDAS Civil. Objemová tíha betonu se uvažuje  $25 \text{ kN/m}^3$ . Objemová tíha oceli se uvažuje  $87,50 \text{ kN/m}^3$ .

### 4.1.2 ZS2 - Ostatní stálé zatížení

Levá římsa:  $0,34 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 8,5 \text{ kN/m}$   
(excentricita římsy vůči nosníku  $e = 0,850 \text{ m}$ )

Zábradlí je uvažováno hodnotou **1 kN/m**  
(excentricita zábradlí vůči nosníku  $e = 0,85 \text{ m}$ )

Železniční svršek:  $3,6 \text{ m}^2 \times 23 \text{ kN/m}^3 = 82,8 \text{ kN/m}$ , (bude uvažován rozptyl  $\pm 30 \%$ )  
Na jeden nosník působí čtvrtina = **20,7 kN/m**

Železniční svršek inf. =  $20,7 * 0,7 = 14,49 \text{ kN/m}$   
Železniční svršek sup. =  $20,7 * 1,3 = 26,91 \text{ kN/m}$

### 4.1.3 ZS3 - Dotvarování a smršťování spřažené desky

Dotvarování je automaticky spočítáno pomocí softwaru. Nezpůsobuje žádné účinky na nosník, jelikož se jedná o prosté uložení. Vzniká pouze samorovnovážné nelineární napětí, které má účinek pouze v MSP.

Uvažován normálnětuhnoucí cement. Ošetřování betonu 3 dny.

$$A_c = 1,215 * 0,3 = 0,365 \text{ m}^2$$

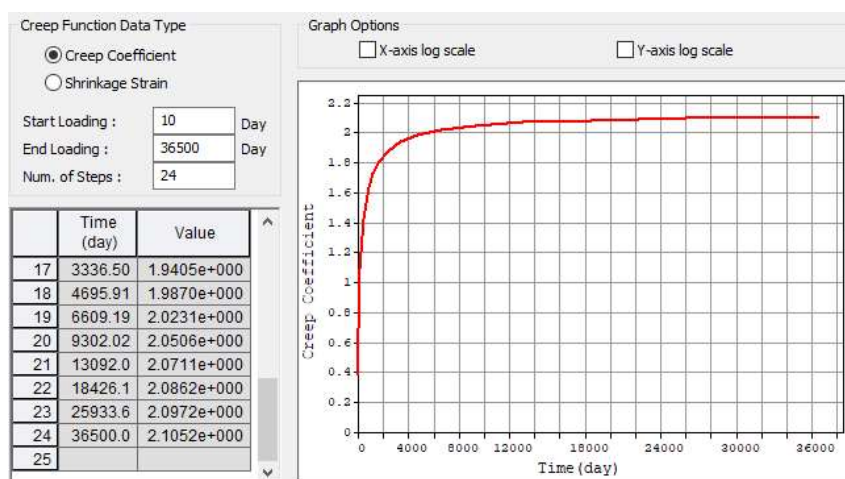
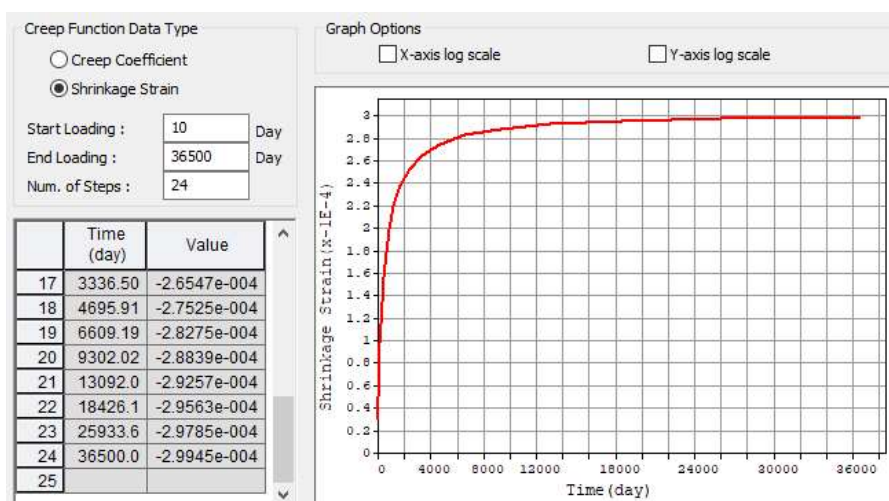
$$u = 1,215 \text{ m}$$

$$h = 2 * A_c / u = 2 * 0,365 / 1,215 = 0,6 \text{ m}$$

Plocha příčného řezu

Obvod vystavený vysychání

Náhradní výška průřezu

**Dotvarování:****Smršťování:****4.1.4 Účinky smršťování spřažené desky na konstrukci:**

Účinky smršťování na konstrukci budou spočítány přepočítáním poměrného přetvoření od smrštění na změnu teploty a následně spočítán průběh napětí po průřezu pomocí MS Excel. Předpokládá se také částečné oddotvarování účinků od smrštění, což bude určeno metodou TDA pomocí MS Excel.

**➤ Účinky smršťování bez vlivu smršťování**

t (dny)	10	32	104	336	1085	3503	11308	36500
$\Delta \epsilon_{sh}$	-3.21E-05	-4.73E-05	-8.55E-05	-1.51E-04	-2.27E-04	-2.63E-04	-2.90E-04	-2.99E-04
$\Delta T$	-3.21	-4.73	-8.55	-15.14	-22.73	-26.32	-29.02	-29.95
$\Delta T_i - \Delta T_{(i-1)}$	-3.21	-1.52	-3.82	-6.59	-7.59	-3.59	-2.70	-0.92
$\Delta \sigma(t) (MPa)$	0.922	0.436	1.097	1.893	2.180	1.031	0.776	0.265

Teplota na konci smršťování bez vlivu dotvarování: -29.95 °C

Napětí na horních vláknech od této teploty: 8.6 MPa



### ➤ Vliv dotvarování

ozn.	t0	t1	t2	t3	t4	t5	t6	t7
t (dny)	10	32	104	336	1085	3503	11308	36500
t (roky)	0.027397	0.0884313	0.285434	0.921306	2.97374	9.598471	30.9814	100
ln (t)	2.303	3.474	4.646	5.818	6.990	8.162	9.333	10.505
Zatížení	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano

$\beta(t_0)$	0.594	0.475	0.380	0.303	0.241	0.192	0.152	0.121
$\phi_0$	2.125	1.702	1.360	1.085	0.864	0.687	0.545	0.433

čas:	t0	t1	t2	t3	t4	t5	t6	t7
$\beta(t_n; t_0)$	0.0000	0.3023	0.4579	0.6321	0.8009	0.9165	0.9707	0.9905
$\phi(t_n; t_0)$	0.0000	0.6426	0.9731	1.3435	1.7022	1.9478	2.0630	2.1052
$\beta(t_n; t_1)$		0.0000	0.4245	0.6216	0.7982	0.9160	0.9706	0.9905
$\phi(t_n; t_1)$		0.0000	0.7227	1.0583	1.3590	1.5595	1.6524	1.6863
$\beta(t_n; t_2)$			0.0000	0.5819	0.7892	0.9145	0.9704	0.9905
$\phi(t_n; t_2)$			0.0000	0.7915	1.0735	1.2441	1.3201	1.3474
$\beta(t_n; t_3)$				0.0000	0.7531	0.9094	0.9698	0.9904
$\phi(t_n; t_3)$				0.0000	0.8169	0.9865	1.0520	1.0743
$\beta(t_n; t_4)$					0.0000	0.8877	0.9678	0.9902
$\phi(t_n; t_4)$					0.0000	0.7666	0.8357	0.8551
$\beta(t_n; t_5)$						0.0000	0.9587	0.9895
$\phi(t_n; t_5)$						0.0000	0.6582	0.6794
$\beta(t_n; t_6)$							0.0000	0.9864
$\phi(t_n; t_6)$							0.0000	0.5379

$\Delta \epsilon_{c(t_n-1, t_n)}$		-1.85E-08	-1.40E-08	-3.54E-08	-5.70E-08	-5.55E-08	-1.87E-08	-1.33E-08
$N_c$		-0.50	-0.38	-0.95	-1.53	-1.49	-0.50	-0.36
$\sigma_c$		-0.59	-0.45	-1.13	-1.82	-1.77	-0.60	-0.43
$\epsilon_{tot}$		1.11E-08	8.35E-09	2.12E-08	3.40E-08	3.31E-08	1.12E-08	7.95E-09
$\sigma_{tot}$		0.35	0.27	0.68	1.09	1.06	0.36	0.25
$\sigma_c(t)$	0.9	1.12	2.04	3.47	4.92	5.24	5.77	5.87
$\Delta \sigma_{c(t)}$	0.9	0.20	0.92	1.44	1.45	0.32	0.54	0.09
$\Delta \epsilon_{c(t)}$	2.88E-08	6.17E-09	2.87E-08	4.49E-08	4.52E-08	9.91E-09	1.67E-08	2.93E-09

### ➤ Účinky smršťování s vlivem dotvarování

Napětí na horních vláknech s vlivem dotvarování: **5.866203** MPa

Teplota na konci smršťování s vlivem dotvarování: -20.426 °C

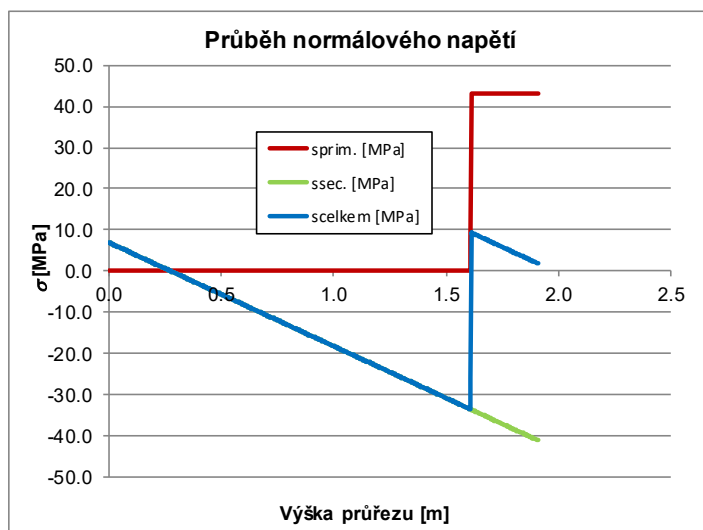
**Průběh teploty a primárního napětí:**

Height [m]	$\Delta T$ [°C]	$\alpha_T$ [1/°C]	$\varepsilon$ [-]	$E_{cm}$ [MPa]	$\sigma_{prim.}$ [MPa]
1.910	-20.426	0.000010	0.000204	210000.0	42.895
1.610	-20.426	0.000010	0.000204	210000.0	42.895
1.609	0.000	0.000010	0.000000	210000.0	0.000
0.601	0.000	0.000010	0.000000	210000.0	0.000
0.300	0.000	0.000010	0.000000	210000.0	0.000
0.000	0.000	0.000010	0.000000	210000.0	0.000

**Sekundární účinky (i pro pro zadání na výpočetní model):**

$$N_{sec} = -2.4187 \text{ MN}$$

$$M_{sec} = 1.2859 \text{ MNm}$$

**Průběh normálového napětí po výšce průřezu:****Výsledná napětí pro kombinace zatížení:**

$$\text{horní vlákna} \quad \sigma_{total}^{up} = 1.856 \text{ MPa}$$

$$\text{dolní vlákna} \quad \sigma_{total}^{low} = 6.934 \text{ MPa}$$

Napětí na horním povrchu betonové desky

$$= +0,149/n_{st} = +1,856/6,37 = +0,291 \text{ MPa}$$

Napětí na dolním povrchu betonové desky

$$= +8,3/n_{st} = +8,75/6,37 = +1,37 \text{ MPa}$$

Napětí na horním povrchu ocelových nosníků

$$= -34,00 \text{ MPa}$$

Napětí na dolním povrchu ocelových nosníků

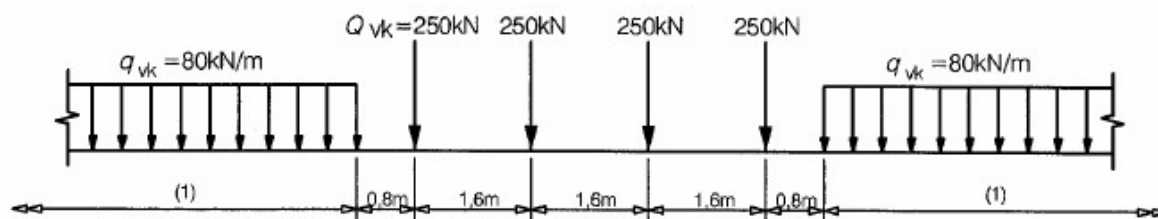
$$= +6,934 \text{ MPa}$$

**4.1.5 Doprava**

Zatížení dopravou je určeno dle normy ČSN EN 1991-2: Zatížení mostů dopravou s uvažováním změny ČSN EN 1991-2 Z4.

**➤ ZS4 - Model zatížení 71**

Tento model reprezentuje normální železniční dopravu.



Je uvažován korelační součinitel  $\alpha = 1,21$

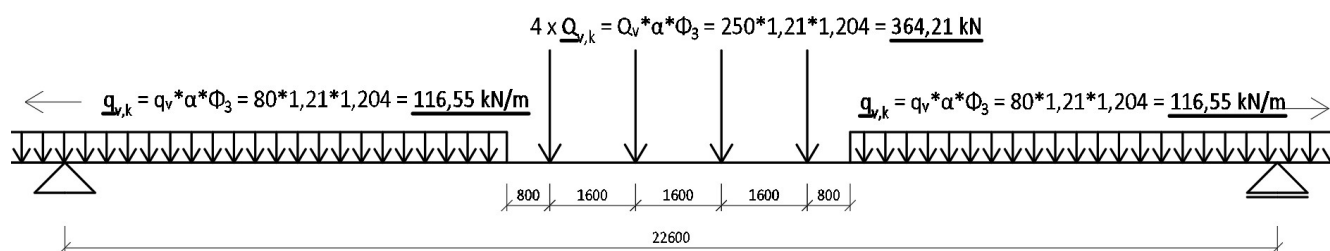
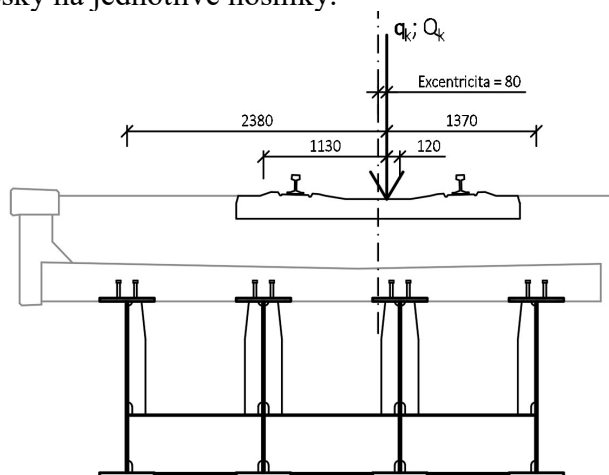
Dynamický součinitel bude uvažován hodnotou  $\phi_3$  pro standartně udržovanou kolej:

$$L_\phi = L = 22,6 \text{ m}$$

(Jedná se o prostý nosník)

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,73 = \frac{2,16}{\sqrt{22,60 - 0,2}} + 0,73 = \mathbf{1,204}$$

Zatížení bude zadáno v plné hodnotě do skutečné polohy (+ excentricita 80 mm), roznos bude skrze příčné působení spřažené desky na jednotlivé nosníky.

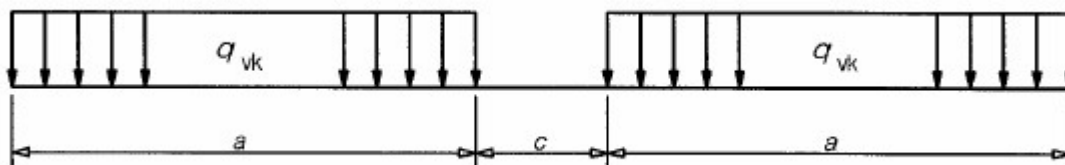


$$Q_{v,k} = 364,21 \text{ kN}$$

$$q_{v,k} = 116,55 \text{ kN/m}$$

### ➤ ZS5 - Model zatížení SW/2

Tento model reprezentuje těžkou železniční dopravu.



$$q_{v,k} = 150 \text{ kNm}$$

$$a = 25 \text{ m}$$

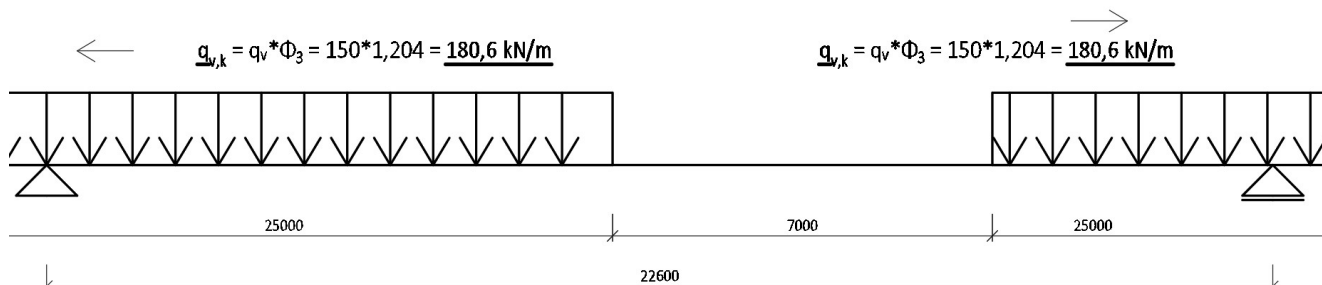
$$c = 7,0 \text{ m}$$

Korelační součinitel  $\alpha$  není u tohoto modelu uvažován.

Dynamický součinitel bude uvažován hodnotou  $\phi_3$  pro standartně udržovanou kolej:

$$\phi_3 = 1,204$$

Zatížení bude zadáno ve stejné poloze jako model 71.



$$q_{vk} = 180,6 \text{ kN/m}$$

#### ➤ ZS6 - Model „Nezatížený vlak“

Tento model reprezentuje prázdný vlak, který může být zboku zatížen větrem a konstrukce posouzena na překlopení.

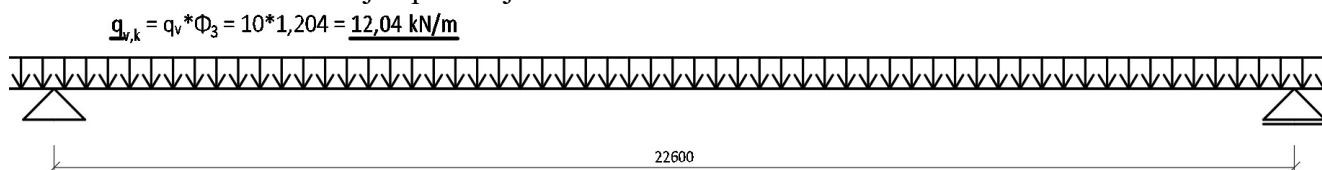
$$q_{vk} = 10 \text{ kNm}$$

Korelační součinitel  $\alpha$  není u tohoto modelu uvažován.

Dynamický součinitel bude uvažován hodnotou  $\phi_3$  pro standartně udržovanou kolej:

$$\phi_3 = 1,204$$

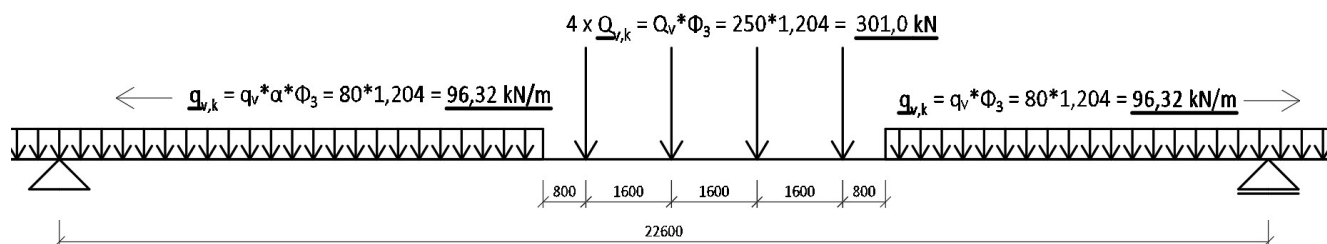
Zatížení bude zadáno ve stejné poloze jako model 71.



$$q_{vk} = 12,04 \text{ kN/m}$$

#### ➤ ZS7 – Model pro posouzení únavy

Pro posouzení únavového namáhání bude použit model 71 bez korelačního součinitele  $\alpha$  s použitím dynamického součinitele  $\phi_3 = 1,204$ .



$$Q_{vk} = 301 \text{ kN}$$

$$q_{vk} = 96,32 \text{ kN/m}$$

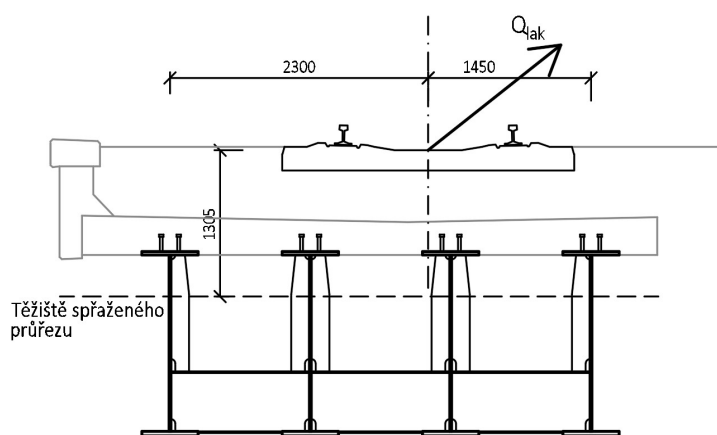
### ➤ ZS8 - Brzdné a rozjezdové síly

Rozjezdová síla:  $Q_{lak} = 33 \text{ kN/m}$

Brzdná síla:  $Q_{lbk} = 20 \text{ kN/m}$

$$(Q_{lak} = 33 \times L = 33 \times 22,6 = 745,8 \text{ kN} < 1000 \text{ kN})$$

$$(Q_{lbk} = 20 \times L = 20 \times 20,9 = 452 \text{ kN} < 6000 \text{ kN})$$



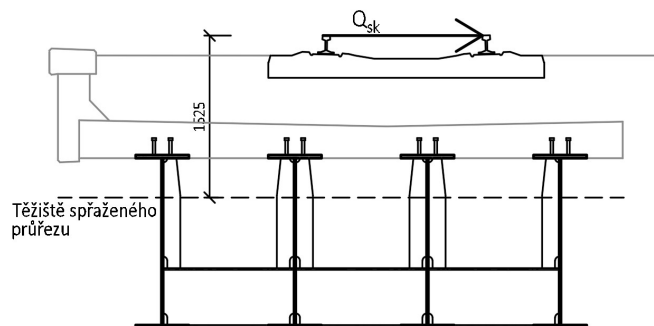
Na každý nosník působí čtvrtina rozjezdové síly.

### ➤ ZS9 - Odstředivé a jiné příčné síly

Boční ráz je uvažován hodnotou  $Q_{sk} = 100 \alpha = 100 \cdot 1,21 = 121 \text{ kN}$

Pro odstředivé síly bude použit dynamický součinitel, ale nebude použit korelační součinitel  $\alpha$ .

Odstředivé síly: Kolej je v přímé, odstředivé síly nepůsobí



### 4.1.6 Teplota

Konstrukce rámu je zatížena dle EN 1991-1-5 rovnoměrnou a rozdílovou složkou teploty. Vzhledem k prostému uložení nemá rovnoměrná složka význam. Rozdílová složka teploty způsobí vzhledem



k prostému uložení mostu pouze samorovnovážné nelineární napětí, které nezpůsobí žádný zatěžovací účinek, nicméně při použití pružného výpočtu je potřeba napětí přičíst k napětí od ostatního zatížení. Rovnoměrná složka bude použita pro návrh a posouzení kapacity ložisek a mostních závěrů.

### ZS10, ZS 11 - Rovnoměrná složka

$$T_{\min} = -34 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{\max} = +38 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Za výchozí teplotu je považováno 10 °C. Typ konstrukce č. 2 (ocelobetonová konstrukce).

$$T_{e,\min} = -34 + 4,5 = -29,5 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,\max} = 38 + 4,5 = 42,5 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

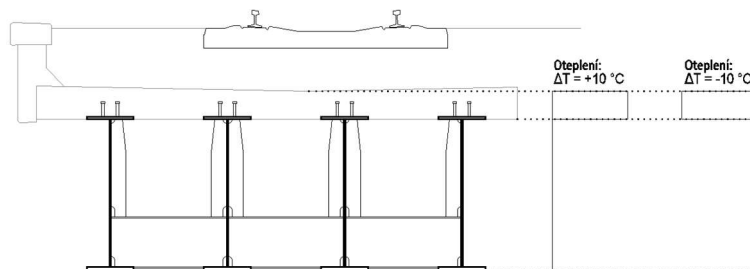
$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} = 10 - (-29,5) = -39,5 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (\text{zkrácení})$$

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 42,5 - 10 = +32,5 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (\text{prodloužení})$$

Vzhledem k uspořádání ložisek (2x pevné ložisko, 2x podélně posuvné ložisko) bude teplota (rovnoměrná i nerovnoměrná) v modelu zadána i na příčnky a říčnou betonovou desku. V kombinacích bude přidána tak, aby způsobila maximální příčnou reakci na ložiskách.

### ZS 12, ZS13 - Rozdílová složka teploty

Je použit postup 2.



Pro určení hodnot samorovnovážných napětí bude použit ideální průřez (beton bude převeden na ocel), následně napětí v betonu bude opět převedeno pomocí pracovního součinitele zpět.

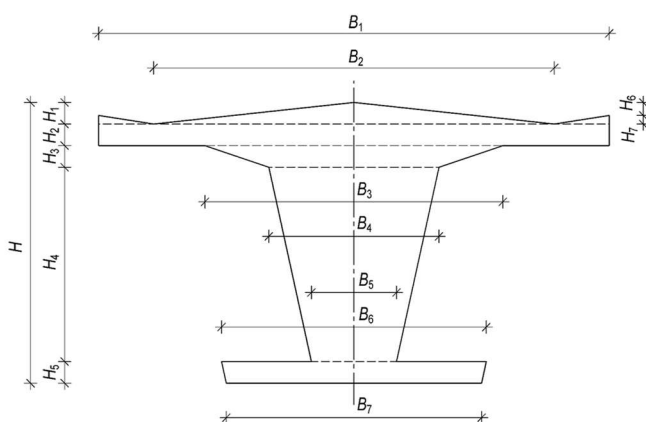
#### Rozměry průřezu:

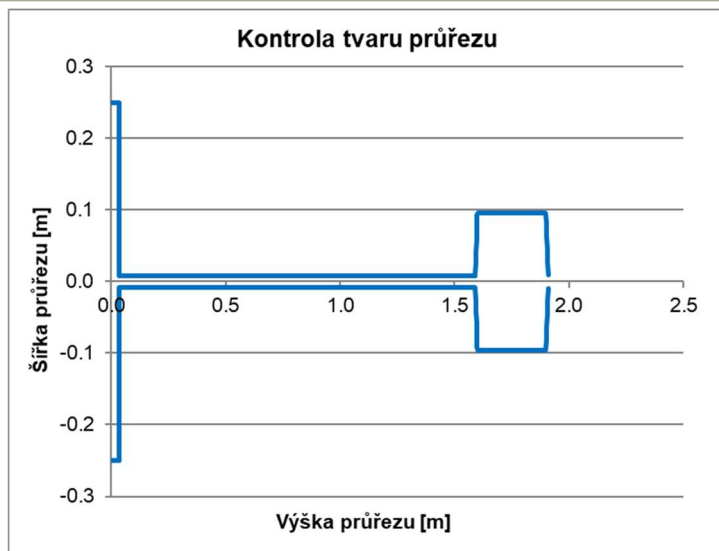
Celková výška průřezu:

Dílčí výšky průřezu ...

Šířky průřezu ...

$H$	$1.910$	m
$H_1$	$0.010$	m
$H_2$	$0.300$	m
$H_3$	$0.010$	m
$H_4$	$1.555$	m
$H_5$	$0.035$	m
$H_6$	$0.010$	m
$H_7$	$0.000$	m
$B_1$	$0.191$	m
$B_2$	$0.191$	m
$B_3$	$0.191$	m
$B_4$	$0.016$	m
$B_5$	$0.016$	m
$B_6$	$0.500$	m
$B_7$	$0.500$	m





### ➤ Nelineární napětí od ochlazení:

Průběh teploty a primárního napětí:

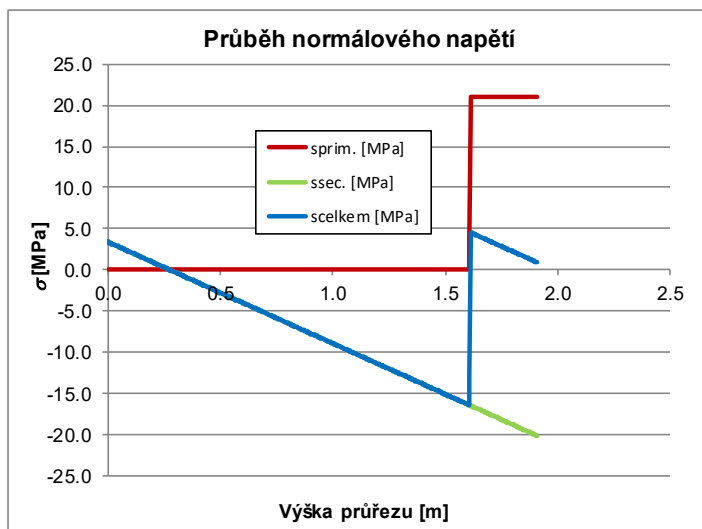
Height [m]	$\Delta T$ [°C]	$\alpha_T$ [1/°C]	$\varepsilon$ [-]	$E_{cm}$ [MPa]	$\sigma_{prim.}$ [MPa]
1.910	-10.000	0.000010	0.000100	210000.0	21.000
1.610	-10.000	0.000010	0.000100	210000.0	21.000
1.609	0.000	0.000010	0.000000	210000.0	0.000
0.601	0.000	0.000010	0.000000	210000.0	0.000
0.300	0.000	0.000010	0.000000	210000.0	0.000
0.000	0.000	0.000010	0.000000	210000.0	0.000

Sekundární účinky (i pro pro zadání na výpočetní model):

$$N_{sec} = -1.1841 \text{ MN}$$

$$M_{sec} = 0.6295 \text{ MNm}$$

Průběh normálového napětí po výšce průřezu:



Výsledná napětí pro kombinace zatížení:

horní vlákna  $\sigma_{total}^{up} = 0.908 \text{ MPa}$

dolní vlákna  $\sigma_{total}^{low} = 3.395 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned} \text{Napětí na horním povrchu betonové desky} &= +0,111/n_{st} = +0,908/6,37 = +0,0143 \text{ MPa} \\ \text{Napětí na dolním povrchu betonové desky} &= +4,2/n_{st} = +4,37/6,37 = +0,686 \text{ MPa} \\ \text{Napětí na horním povrchu ocelových nosníků} &= -17,350 \text{ MPa} \\ \text{Napětí na dolním povrchu ocelových nosníků} &= +3,395 \text{ MPa} \end{aligned}$$

### ➤ Nelineární napětí od oteplení:

Průběh teploty a primárního napětí:

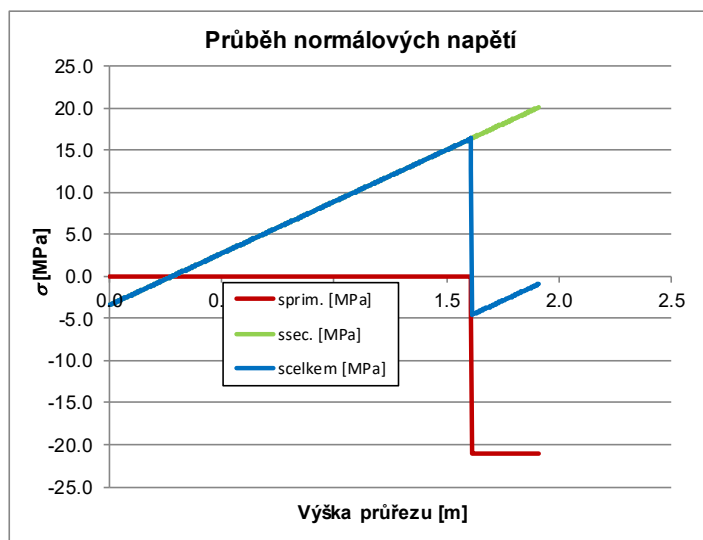
Height [m]	$\Delta T$ [°C]	$\alpha_T$ [1/°C]	$\varepsilon$ [-]	$E_{cm}$ [MPa]	$\sigma_{prim.}$ [MPa]
1.910	10.000	0.000010	-0.00010	210000.0	-21.000
1.610	10.000	0.000010	-0.00010	210000.0	-21.000
1.609	0.000	0.000010	0.00000	210000.0	0.000
0.200	0.000	0.000010	0.00000	210000.0	0.000
0.000	0.000	0.000010	0.00000	210000.0	0.000

Sekundární účinky (i pro pro zadání na výpočetní model):

$$N_{sec} = 1.1841 \text{ MN}$$

$$M_{sec} = -0.6295 \text{ MNm}$$

Průběh normálového napětí po výšce průřezu:



Výsledná napětí pro kombinace zatížení:

$$\text{horní vlákna} \quad \sigma_{total}^{up} = -0.908 \text{ MPa}$$

$$\text{dolní vlákna} \quad \sigma_{total}^{low} = -3.395 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{Napětí na horním povrchu betonové desky} &= -0,111/n_{st} = -0,908/6,37 = -0,0143 \text{ MPa} \\ \text{Napětí na dolním povrchu betonové desky} &= -4,2/n_{st} = -4,37/6,37 = -0,686 \text{ MPa} \\ \text{Napětí na horním povrchu ocelových nosníků} &= +17,350 \text{ MPa} \\ \text{Napětí na dolním povrchu ocelových nosníků} &= -3,395 \text{ MPa} \end{aligned}$$

### 4.1.7 Vítr

$$\begin{aligned}
 z_1 &= 3,70 \text{ m} \\
 d_{\text{voz}} &= 4,85 \text{ m} \\
 H_{\text{NK}} &= 4,1 \text{ m} \\
 z_{\text{v,max}} &= z_1 + H_{\text{NK}} + d_{\text{voz}} = 3,70 + 4,85 + 4,1 = 12,65 \text{ m} \\
 \rho &= 1,25 \text{ kg/m}^3 \\
 v_{b0} &= 25 \text{ m/s} \\
 c_{\text{dir}} &= 1 \\
 c_{\text{season}} &= 1 \\
 v_b &= v_{b0} * c_{\text{dir}} * c_{\text{season}} = 25 * 1 * 1 = 25 \text{ m/s} \\
 q_b &= 0,5 * \rho * v_b^2 = 0,5 * 1,25 * 25^2 = 0,391 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Kategorie terénu} &= \text{II} \\
 z_{0,\text{II}} &= 0,05 \\
 z_{\text{max}} &= 200 \text{ m} \\
 z_0 &= 0,05 \text{ m} \\
 z_{\text{min}} &= 2 \text{ m} \\
 k_r &= 0,19 * (z_0/z_{0,\text{II}})^{0,07} = 0,19 * (0,05/0,05)^{0,07} = 0,19 \\
 c_r(z_{\text{v,max}}) &= k_r * \ln(z/z_0) = 0,19 * \ln(12,65/0,05) = 1,051 \\
 c_0 &= 1 \\
 v_m(z_{\text{v,max}}) &= c_r(z_{\text{v,max}}) * v_b * c_0 = 1,051 * 25 * 1 = 26,28 \text{ m/s} \\
 k_1 &= 1 \\
 \sigma_v &= k_r * v_b * k_1 = 0,19 * 25 * 1 = 4,75 \text{ m/s} \\
 I_v(z_{\text{v,max}}) &= \sigma_v / v_m(z_{\text{v,max}}) = 4,75 / 26,28 = 0,181 \\
 q_p(z_{\text{v,max}}) &= (1 + 7 * I_v(z_{\text{v,max}})) * 0,5 * \rho * v_m(z_{\text{v,max}})^2 = \\
 &= (1 + 7 * 0,181) * 0,5 * 1,25 * 26,28^2 = 978,55 \text{ N/m}^2 = 0,979 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Výška od terénu po spodní hranu NK  
 Výška vozidla od úrovně vozovky (vlak)  
 Výška nosné konstrukce (stavební výška)  
 Uvažovaná výška větru  
 Hustota vzduchu  
 Výchozí základní rychlost větru  
 Součinitel směru větru  
 Součinitel ročního období  
 Základní rychlost větru  
 Základní dynamický tlak větru

Parametr drsnosti terénu dle kategorie  
 Minimální výška dle kategorie terénu  
 Součinitel terénu závislý na drsnosti  
 Součinitel drsnosti terénu  
 Součinitel ortografie  
 Střední rychlost větru  
 Součinitel turbulence  
 Směrodatná odchylka turbulence  
 Intenzita turbulence

Maximální tlak větru

#### ➤ Vodorovný vítr

Zatížení od větru je určeno podle obecné metody uvedené v ČSN EN 1991-1-4 – Zatížení větrem, kapitola 8.3.2. Vodorovný vítr uvažovaný pro zatížený most

$$\begin{aligned}
 d_{\text{tot}} &= H_{\text{NK}} + 0,6 = 4,1 + 0,6 = 4,7 \text{ m} \\
 d_{\text{voz}} &= 4,85 \text{ m} \\
 B_{\text{NK}} &= 5,5 \text{ m} \\
 B_{\text{NK}}/d_{\text{tot}} &= 5,5/4,8 = 2,725 \\
 c_{\text{fx0}} &= 1,3 \\
 c_{\text{fx1}} &= c_{\text{fx0}} = 1,3 \\
 w_{\text{ex}} &= q_p(z_{\text{v,max}}) * c_{\text{fx1}} = 0,979 * 1,3 = 1,273 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Referenční výška nosné konstrukce + zábr.  
 Výška vozidla od úrovně vozovky (vlak)  
 Šířka nosné konstrukce (1 most)

Součinitel síly  
 Tlak větru na zatížený most

#### ZS 14 – Boční vítr na nosnou konstrukci

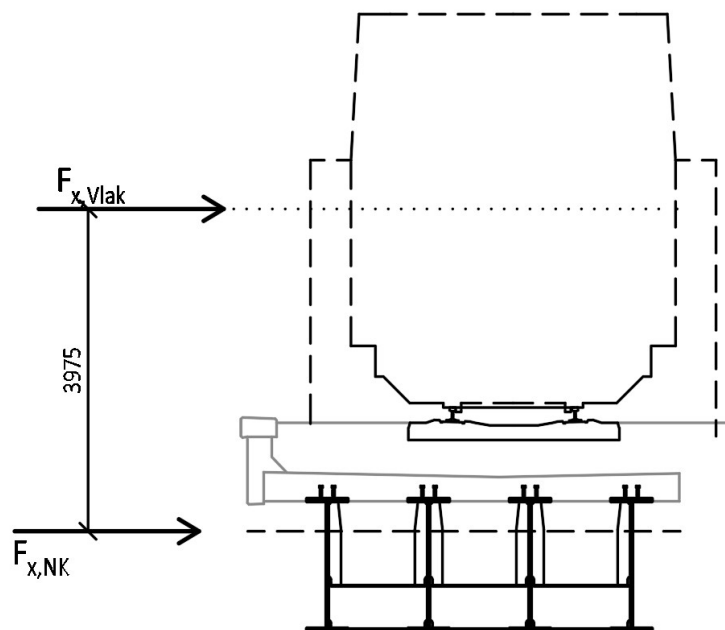
$$F_{x,\text{NK}} = w_{\text{ex}} * d_{\text{tot}} = 1,273 * 4,7 = 5,983 \text{ kN/m}$$

Síla od bočního větru na nosnou konstrukci

#### ZS 15 – Boční vítr na projíždějící vlak

$$F_{x,\text{vlak}} = w_{\text{ex}} * d_{\text{voz}} = 1,273 * 4,85 = 6,174 \text{ kN/m}$$

Síla od bočního větru na nosnou konstrukci



### ➤ ZS16 - Svislý vítr

$$c_{fz} = \pm 0,9$$

$$w_{ex} = q_p(z_{v,max}) * c_{fz} = 0,979 * \pm 0,9 = \pm 0,881 \text{ kN/m}^2$$

Součinitel síly

Tlak větru na zatížený most

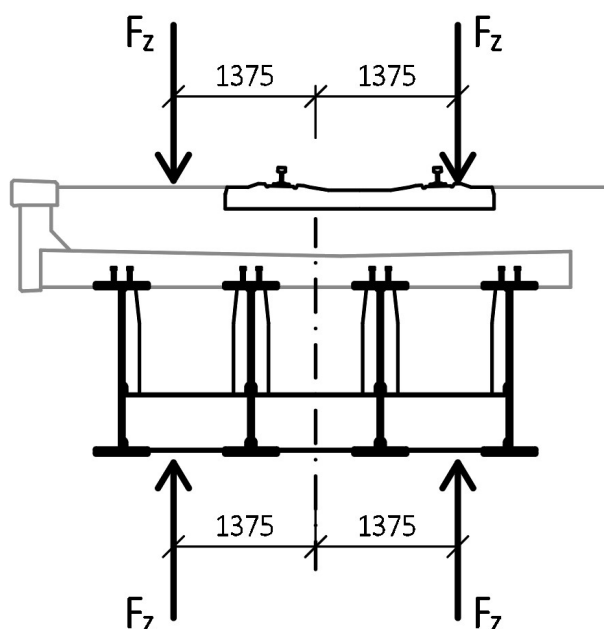
$$F_z = w_{ex} * B_{NK} = \pm 0,881 * 5,5 = \pm 4,85 \text{ kN/m}$$

Síla od svislého větru

$$e_{w,z} = B_{NK}/4 = 5,5/4 = 1,375 \text{ m}$$

Excentricita ve směru x

Všechny možnosti působení větru:



#### 4.1.8 ZS17 - Montážní zatížení

$$q_{ca} = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{cb} = 0,2 \text{ kN/m}^2$$

$$F_c = 100 \text{ kN}$$

$$q_c = B_{NK} \cdot (q_{ca} + q_{cb}) = 5,5 \cdot (1,0 + 0,2) = 6,6 \text{ kN/m}$$

Ruční a pracovní nástroje

Skládování přemístitelných předmětů

Skládování přemístitelných předmětů

Spojitě montážní zatížení

Jelikož montážní zatížení je výrazně nižší a) tíha čerstvého betonu působícího na ocelový nosník před sprážením, b) než železniční svršek, není nutné most na montážní zatížení posuzovat. Zatížení bude použito pouze v posudku po betonáži sprážené desky, kdy působí pouze ocelový nosník.

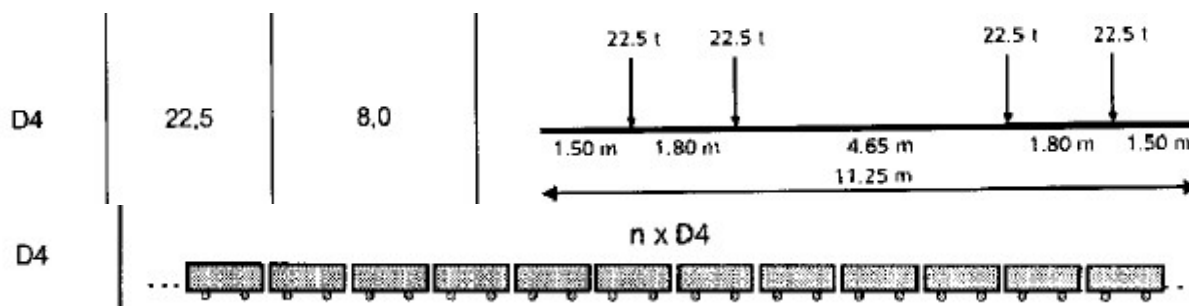
#### 4.1.9 Zatížení pro určení přechodnosti

Zatížení pro určení přechodnosti bude určeno podle předpisu SŽ S5/1 Diagnostika, zatížitelnost a přechodnost železničních mostních objektů a podle ČSN EN 15528 Traťové třídy zatížení.

Bude určeno zatížení pro třídy D4/120 a D2/160. Zatížení bude prověřeno, zda způsobuje větší účinky než klasické modely LM71 a SW/2. Pokud ano, bude most posouzen na jejich účinky, pokud ne, nebude je pro posouzení nutné uvažovat a bude dostatečné určit zatížitelnost pro model LM71 a SW/2.

##### ➤ Model zatížení D4/120

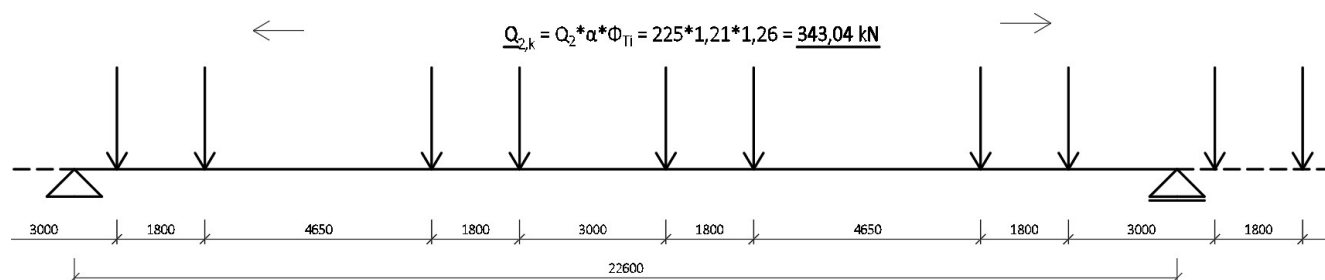
Je uvažován korelační součinitel  $\alpha = 1,21$ .



Dynamický součinitel

$$\phi_{Ti} = 1,26$$

Dynamický součinitel pro provozní zatížení  
( $L=22,60 \text{ m}$ ,  $v = 120 \text{ km/h}$ )

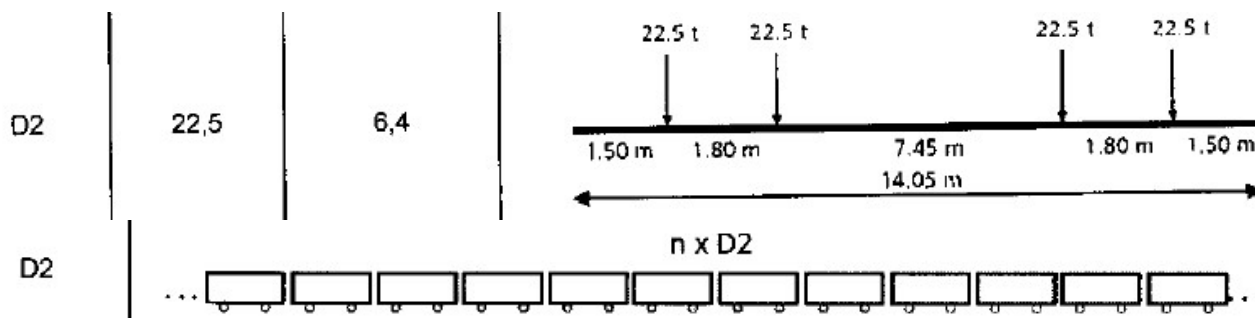


$$Q_{2,k} = 343,04 \text{ kN}$$

Zatížení bude zadáno v plné hodnotě do skutečné polohy (+ excentricita 80 mm), roznoš bude skrze příčné působení sprážené desky na jednotlivé nosníky. Zatížení je blíž k prostřednímu nosníku, dál od krajního – střední nosník bude více zatížen.

### ➤ Model zatížení D2/160

Je uvažován korelační součinitel  $\alpha = 1,21$ .



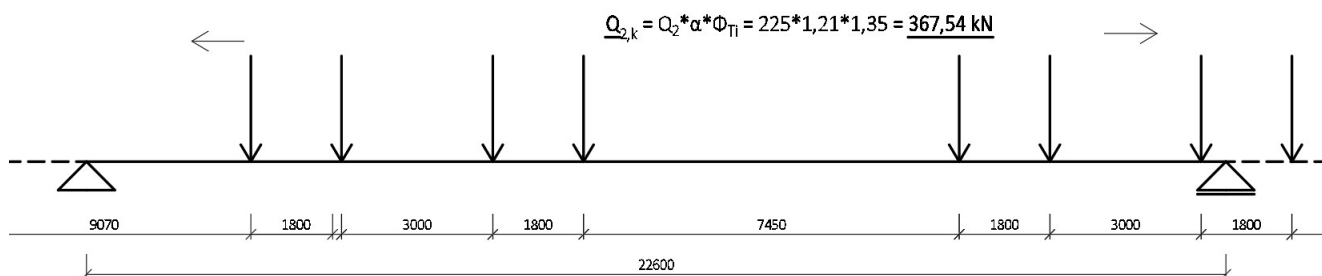
Dynamický součinitel

$$\phi_{Ti} = 1,35$$

Dynamický součinitel pro provozní zatížení  
( $L=22,60$  m,  $v = 160$  km/h)

Zatížení bude zadáno v plné hodnotě do skutečné polohy (+ excentricita 80 mm), roznos bude skrze příčné působení sprážené desky na jednotlivé nosníky. Zatížení je blíž k prostřednímu nosníku, dál od krajního – střední nosník bude více zatížen.

$$Q_{2,k} = 367,54 \text{ kN}$$





## 5 Kombinace zatížení

### 5.1 Výpis zatěžovacích stavů

ZS1 – Vlastní tíha  
ZS2 – Ostatní stálé  
ZS3 – Smršťování a dotvarování  
ZS4 – Model 71  
ZS5 – Model SW/2  
ZS6 – Model „Nezatížený vlak“  
ZS7 – Model zatížení pro únavu  
ZS8 – Rozjezdové a brzdné síly  
ZS9 – Odstředivé a jiné příčné síly  
ZS10 – Rovnoměrné oteplení  
ZS11 – Rovnoměrné ochlazení  
ZS12 – Oteplení horního povrchu  
ZS13 – Ochlazení horního povrchu  
ZS14 – Boční vítr na nosnou konstrukci  
ZS15 – Boční vítr na projíždějící vlak  
ZS16 – Svislý vítr  
ZS17 – Montážní zatížení

Zatížení pro určení přechodnosti:     D4/120  
   D2/160

### 5.2 Kombinační součinitele zatížení

ZS1 – Vlastní tíha:	$\gamma_G = 1,35$ (1,0 při příznivém účinku) $\xi = 0,95$	
ZS2 – Ostatní stálé	$\gamma_G = 1,35$	
ZS3-9 – Zatížení dopravou:	$\gamma_Q = 1,45$ $\psi_0 = 0,8$ $\psi_1 = 0,8$ $\psi_2 = 0$ $\gamma_{FF} = 1,0$	(Pro železniční mosty, sestavy gr 11 – gr17)  (Pro únavu)
ZS10-13 – Zatížení teplotou:	$\gamma_Q = 1,5$ $\psi_0 = 0,6$ $\psi_1 = 0,6$ $\psi_2 = 0,5$	
ZS14 -16 – Zatížení větrem:	$\gamma_Q = 1,5$ $\psi_0 = 0,6$ (0,8 během provádění) $\psi_1 = 0,2$ $\psi_2 = 0$	

ZS17 – Montážní zatížení:

$$\begin{aligned}\gamma_Q &= 1,5 \\ \psi_0 &= 1,0 \\ \psi_1 &= 0 \\ \psi_2 &= 0\end{aligned}$$

### 5.3 Mezní stav překlopení mostu

#### S „Nezatíženým vlakem“ (sestava gr 15)

6.10:  $\gamma_G * (\text{stálá zatížení inf}) + \gamma_Q * ZS6 + \gamma_Q * ZS9 + \gamma_Q * ZS14 + 1,5 * ZS15 + 1,5 * ZS16$  (působící nahoru) =  $1,0 * (\text{stálá zatížení inf}) + 1,00 * ZS6 + 1,45 * ZS9 + 1,5 * ZS14 + 1,5 * ZS15 + 1,5 * ZS16$

#### S modelem 71

6.10:  $\gamma_G * (\text{stálá zatížení inf}) + \gamma_Q * ZS4 + \gamma_Q * ZS9 + \gamma_Q * ZS14 + 1,5 * ZS15 + 1,5 * ZS16$  (působící nahoru) =  $1,0 * (\text{stálá zatížení inf}) + 1,00 * ZS4 + 1,45 * ZS9 + 1,5 * ZS14 + 1,5 * ZS15 + 1,5 * ZS16$

### 5.4 Mezní stav únosnosti těsně po betonáži spřažené desky (působí pouze ocelový nosník)

6.10:  $\gamma_G * ZS1 + \gamma_Q * ZS17 + \gamma_Q * \psi_0 * ZS16 = 1,35 * ZS1 + 1,5 * ZS17 + 1,5 * 0,8 * ZS16$

### 5.5 Mezní stav únosnosti za provozu mostu a na konci životnosti (liší se dotvarováním betonu)

#### 1) Sestava gr 11 – hlavní zatížení je LM71

6.10a:  $\gamma_G * (ZS1 + ZS2_{\text{sup}}) + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS4 + ZS8 + 0,5 * ZS9) + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS14 + ZS15 + ZS16) = 1,35 * (ZS1 + ZS2_{\text{sup}}) + 1,45 * 0,8 * (ZS4 + ZS8 + 0,5 * ZS9) + 1,5 * 0,6 * (ZS14 + ZS15 + ZS16)$

6.10b:  $\gamma_G * \xi * (ZS1 + ZS2_{\text{sup}}) + \gamma_Q * (ZS4 + ZS8 + 0,5 * ZS9) + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS14 + ZS15 + ZS16) = 1,35 * 0,95 * (ZS1 + ZS2_{\text{sup}}) + 1,45 * (ZS4 + ZS8 + 0,5 * ZS9) + 1,5 * 0,6 * (ZS14 + ZS15 + ZS16)$

#### 2) Sestava gr 12 – hlavní zatížení je LM71

6.10a:  $\gamma_G * (ZS1 + ZS2_{\text{sup}}) + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS4 + 0,5 * ZS8 + ZS9) + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS14 + ZS15 + ZS16) = 1,35 * (ZS1 + ZS2_{\text{sup}} + ZS3) + 1,45 * 0,8 * (ZS4 + 0,5 * ZS8 + ZS9) + 1,5 * 0,6 * (ZS14 + ZS15 + ZS16)$

6.10b:  $\gamma_G * \xi * (ZS1 + ZS2_{\text{sup}}) + \gamma_Q * (ZS4 + 0,5 * ZS8 + ZS9) + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS14 + ZS15 + ZS16) = 1,35 * 0,95 * (ZS1 + ZS2_{\text{sup}}) + 1,45 * (ZS4 + 0,5 * ZS8 + ZS9) + 1,5 * 0,6 * (ZS14 + ZS15 + ZS16)$

#### 3) Sestava gr 16 – hlavní zatížení je SW/2

6.10a:  $\gamma_G * (ZS1 + ZS2_{\text{sup}}) + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS5 + ZS8 + 0,5 * ZS9) + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS14 + ZS15 + ZS16) = 1,35 * (ZS1 + ZS2_{\text{sup}}) + 1,45 * 0,8 * (ZS4 + ZS8 + 0,5 * ZS9) + 1,5 * 0,6 * (ZS14 + ZS15 + ZS16)$

$$\begin{aligned} \mathbf{6.10b:} \quad & \gamma_G * \xi * (ZS1+ZS2_{sup}) + \gamma_Q * (ZS5+ZS8+0,5*ZS9) + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS14+ZS15+ZS16) = \\ & 1,35 * 0,95 * (ZS1 + ZS2_{sup}) + 1,45 * (ZS4+ZS8+0,5 * ZS9) + 1,5 * 0,6 * \\ & (ZS14+ZS15+ZS16) \end{aligned}$$

#### 4) Sestava gr 17 – hlavní zatížení je SW/2

$$\begin{aligned} \mathbf{6.10a:} \quad & \gamma_G * (ZS1+ZS2_{sup}) + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS5+0,5*ZS8+ZS9) + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS14+ZS15+ZS16) = \\ & 1,35 * (ZS1 + ZS2_{sup}) + 1,45 * 0,8 * (ZS4+0,5 * ZS8+ZS9) + 1,5 * 0,6 * \\ & (ZS14+ZS15+ZS16) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \mathbf{6.10b:} \quad & \gamma_G * \xi * (ZS1+ZS2_{sup}) + \gamma_Q * (ZS5+0,5*ZS8+ZS9) + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS14+ZS15+ZS16) = \\ & 1,35 * 0,95 * (ZS1 + ZS2_{sup}) + 1,45 * (ZS4+0,5 * ZS8+ZS9) + 1,5 * 0,6 * \\ & (ZS14+ZS15+ZS16) \end{aligned}$$

Ze všech kombinací pro LM71 a pro SW/2 budou vytvořeny obálky, na jejichž maxima bude následně konstrukce dimenzována.

### 5.6 Mezní stav použitelnosti

Bude posouzen průhyb mostu a omezení napětí a vznik trhlin ve spřažené desce.

#### 5.6.1 Charakteristické kombinace

##### Sestava gr 11 – hlavní zatížení je LM71

$$\begin{aligned} \mathbf{Char (sup):} \quad & (ZS1+ZS2_{sup}+ZS3) + (ZS4+ZS8+0,5*ZS9) + \psi_0 * (12+13) + \psi_0 * (ZS14+ZS15+ZS16) \\ & = (ZS1+ZS2_{sup}+ZS3) + (ZS4+ZS8+0,5*ZS9) + 0,6 * (12+13) + 0,6 * (ZS14+ZS15+ZS16) \end{aligned}$$

##### Sestava gr 16 – hlavní zatížení je SW/2

$$\begin{aligned} \mathbf{Char (sup):} \quad & (ZS1+ZS2_{sup}+ZS3) + (ZS4+ZS8+0,5*ZS9) + \psi_0 * (12+13) + \psi_0 * (ZS14+ZS15+ZS16) \\ & = (ZS1+ZS2_{sup}+ZS3) + (ZS4+ZS8+0,5*ZS9) + 0,6 * (12+13) + 0,6 * (ZS14+ZS15+ZS16) \end{aligned}$$

#### 5.6.2 Častá kombinace

##### Sestava gr 11 – hlavní zatížení je LM71

$$\begin{aligned} \mathbf{Char (sup):} \quad & (ZS1+ZS2_{sup}+ZS3) + \psi_1 * (ZS4+ZS8+0,5*ZS9) + \psi_2 * (12+13) + \psi_2 * \\ & (ZS14+ZS15+ZS16) = (ZS1+ZS2_{sup}+ZS3) + 0,8 * (ZS4+ZS8+0,5*ZS9) + 0,5 * (12+13) + \\ & 0,0 * (ZS14+ZS15+ZS16) \end{aligned}$$

##### Sestava gr 16 – hlavní zatížení je SW/2

$$\begin{aligned} \mathbf{Char (sup):} \quad & (ZS1+ZS2_{sup}+ZS3) + \psi_1 * (ZS4+ZS8+0,5*ZS9) + \psi_2 * (12+13) + \psi_2 * \\ & (ZS14+ZS15+ZS16) = (ZS1+ZS2_{sup}+ZS3) + 0,8 * (ZS4+ZS8+0,5*ZS9) + 0,5 * (12+13) + \\ & 0,0 * (ZS14+ZS15+ZS16) \end{aligned}$$

### 5.6.3 Kvazistálá kombinace

Sestava gr 11 – hlavní zatížení je LM71

$$\text{Char (sup): } (ZS1+ZS2_{\text{sup}}+ZS3) + \psi_2 * (ZS4+ZS8+0,5*ZS9) + \psi_2 * (12+13) + \psi_2 * (ZS14+ZS15+ZS16) = (ZS1+ZS2_{\text{sup}}+ZS3) + 0,0 * (ZS4+ZS8+0,5*ZS9) + 0,5 * (12+13) + 0,0 * (ZS14+ZS15+ZS16)$$

Sestava gr 16 – hlavní zatížení je SW/2

$$\text{Char (sup): } (ZS1+ZS2_{\text{sup}}+ZS3) + \psi_2 * (ZS4+ZS8+0,5*ZS9) + \psi_2 * (12+13) + \psi_2 * (ZS14+ZS15+ZS16) = (ZS1+ZS2_{\text{sup}}+ZS3) + 0,0 * (ZS4+ZS8+0,5*ZS9) + 0,5 * (12+13) + 0,0 * (ZS14+ZS15+ZS16)$$

### 5.7 Posouzení únavy

Rozptyl napětí se určí jako:

$$\gamma_{\text{Ff}} * (ZS7+ZS9+ZS14+ZS15+ZS16) = 1,0 * (ZS7+ZS9+ZS14+ZS15+ZS16)$$

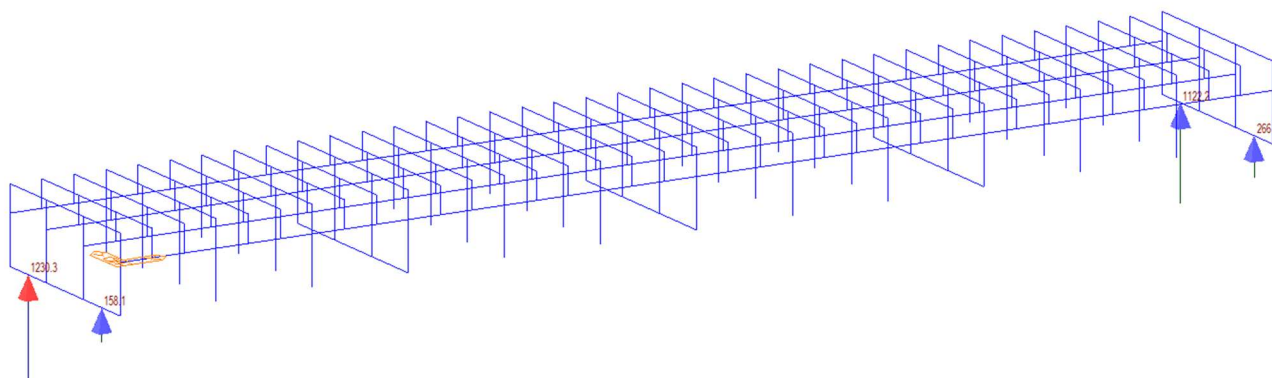
V kombinacích MSÚ a v charakteristických bude navíc přidána teplota (rovnoměrná i nerovnoměrná), která sice nezpůsobí žádné vnitřní síly, ale způsobuje nelineární samorovnovážné napětí, které má u pružného výpočtu význam. Také způsobí vzhledem k uspořádání ložisek (2x pevné ložisko, 2x podélně posuvné ložisko) příčnou reakci.

## 6 Posouzení mostu – MSÚ

V programu Midas byly spočteny maximální vnitřní síly a reakce na všech prvcích mostu.

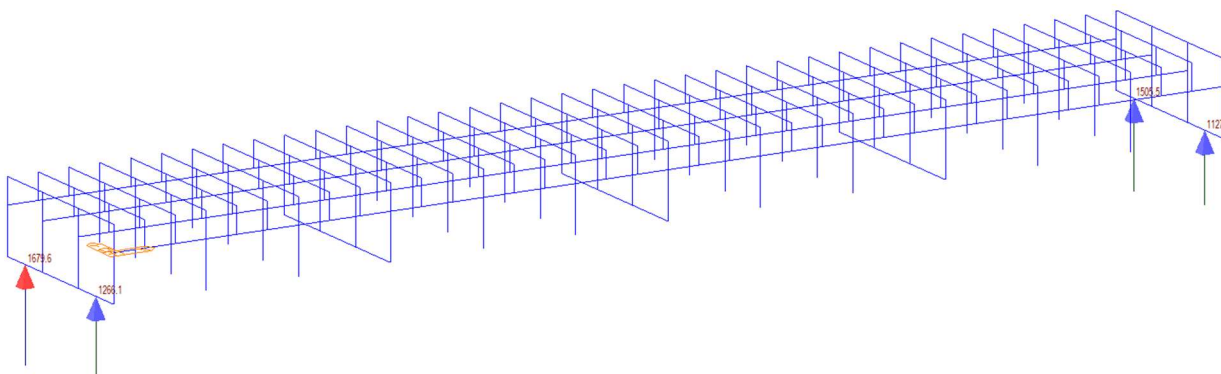
### 6.1 Posouzení mostu na překlpení

#### 6.1.1 Kombinace s „Nezatíženým vlakem“ (sestava gr 15)



Všechny reakce jsou kladné, nedochází k překlpení mostu.

#### 6.1.2 Kombinace s modelem 71



Všechny reakce jsou kladné, nedochází k překlpení mostu.

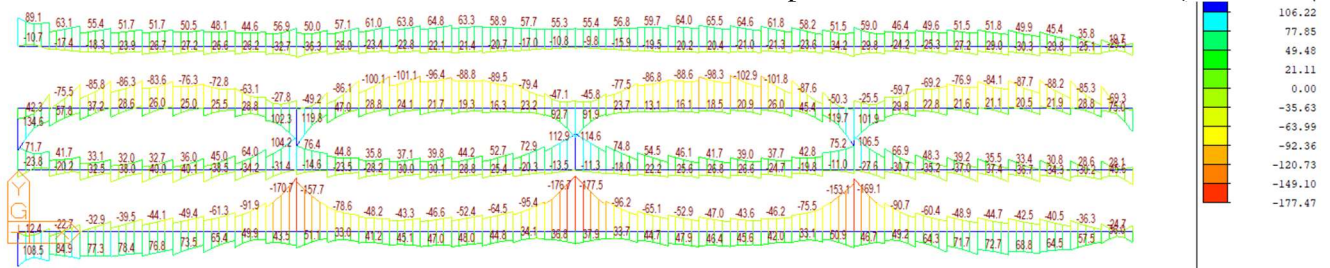
## 6.2 Posouzení hlavního nosníku uprostřed rozpětí na ohyb

### 6.2.1 Mezní stav únosnosti na moment ve směru z ( $M_z$ )

Nosník ve směru z je namáhán silami od větru, dopravy (boční ráz, odstředivé síly, ...), oteplení nebo ochlazení spřažené desky a příčníků, smršťování spřažené desky. Nosník bude posouzen na ohybové momenty  $M_z$  od kombinace gr 12 (hlavní jsou boční síly).

$$I_z = 7,465 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Moment spřaženého nosníku ve směru z (viz Midas)



$$M_{z,\max} = 177,47 \text{ kNm}$$

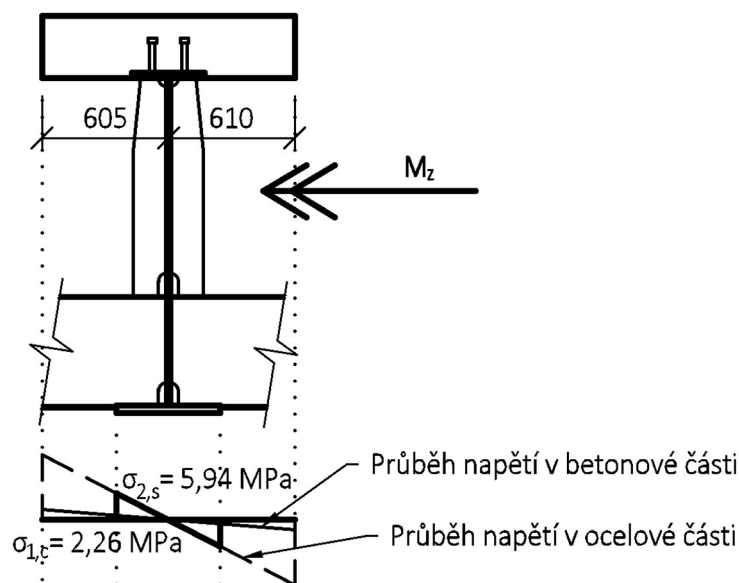
Maximální moment  $M_z$  uprostřed rozpětí

$$\sigma_{1,c} = M_z / I_z \cdot y_1 / n_{st} = 177,47 \cdot 10^{-3} / 7,465 \cdot 10^{-3} \cdot 0,605 / 6,36 = \pm 2,26 \text{ MPa}$$

Napětí na okraji spřažené desky

$$\sigma_{2,s} = M_z / I_z \cdot y_2 = 177,47 \cdot 10^{-3} / 7,465 \cdot 10^{-3} \cdot 0,250 = \pm 5,94 \text{ MPa}$$

Napětí na okraji ocelového nosníku



Napětí ve směru z bude kombinováno s napětím ve směru y, pro získání absolutního extrému napětí.

## 6.2.2 Mezní stav únosnosti těsně po betonáži sprážené desky (působí pouze ocelový nosník)



$$M_{\max} = 1827,08 \text{ kNm}$$

PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:								
Ocelová část:	Celková výška ocelového nosníku h				=	1640	mm	
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	Sy [mm <sup>3</sup> ]	Io [mm <sup>4</sup> ]	A*y' <sup>2</sup> [mm <sup>4</sup> ]
Dolní pásnice	500	500	35	17.5	17500	306250	1786458	5359375
Stojna, část 1	16	16	1580	825	25280	20856000	5.26E+09	17206200000
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	350	350	25	1627.5	8750	14240625	455729.2	23176617188

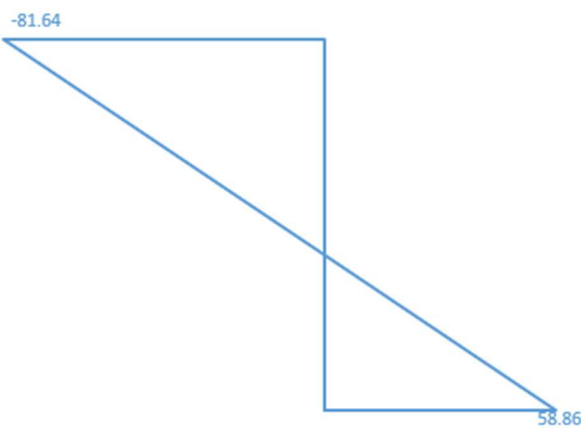
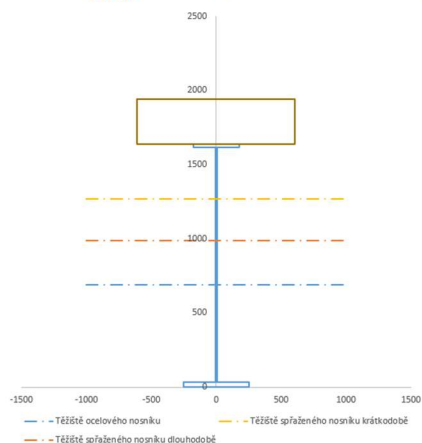
$A_a$	=	51530 mm <sup>2</sup>	Plocha ocelového průřezu
$C_{g,a}$	=	687 mm	Těžiště ocelového průřezu
$I_{y,a}$	=	2.1E+10 mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti ocelového průřezu

### NAPĚTÍ - Krátkodobě:

Ocelová část:

z1	=	-687 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	953 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku

$\sigma_1$	=	58.86 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-81.64 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku



$$\sigma_{\max} = 81,64 \text{ MPa} < f_y / \gamma_{M0} = 345 / 1,00 = 345 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{\max}}{f_y / \gamma_{M0}} = \frac{81,64}{345 / 1,0} = 0,236 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.



### 6.2.3 Posouzení při betonáži na klopení hlavního nosníku

Nosník bude stabilizován ve čtvrtinách rozpětí proti klopení horní pásnice montážními ztužidly. Průřezové charakteristiky jsou odečteny z programu Midas Civil.

<b>PRVEK:</b>	Nosník	<b>ZATÍŽENÍ:</b>	$M_{y,ed} =$	1827.08 kNm
L=	22.6 m			
$\beta_y =$	1			
$\beta_z =$	0.25			
$\beta_w =$	0.25			
$L_{cr,y} =$	22.6 m			
$L_{cr,z} =$	5.65 m			
$L_{cr,w} =$	5.65 m			

<b>MATERIÁL:</b>	S355		
$f_y =$	345 MPa	$\gamma_{M0} =$	1
$f_u =$	490 MPa	$\gamma_{M1} =$	1.1
E=	210 GPa		
G=	81 GPa		
$\epsilon =$	0.825324		

<b>PRŮŘEZ:</b>	Svařovaný I	<b>Třída průře</b>	3
Průřez symetrický podle osy Z.			

Průřezové charakteristiky:		A=	44850	mm2	
Osa y		Osa z	Kroucení a klopení		
Iy=	2.100E+10 mm4	Iz=	4.541E+08 mm4	Iw=	1.860E+14 mm6
h=	1640.0 mm	zcg,d=	673.3 mm	It	1.117E+05 mm4
b	500.0 mm	ycg,d,h=	250.0 mm	zcg,h=	966.7 mm
iy=	684.27 mm	iz=	100.62 mm	ia=	691.63 mm
Wy=	2.172E+07 mm3	Wz=	1.816E+06 mm3		
Wply=	2.390E+07 mm3	Wplz=	1.998E+06 mm3		
ay=	0 mm	az=	-352.7 mm		
a=	352.65 mm	Polární souřadnice středu smyku			
Ip=	2.7E+10 mm4	Polární moment setrvačnosti ke středu smyku			
ip=	776.3468 mm	Polární poloměr setrvačnosti ke středu smyku			
α=	0	Pomocný součinitel pro prostorový vzpěr YW			

**KLOPENÍ:**

zg=	1469.35 mm	Vzdálenost středu smyku k působišti zatížení
zs=	-352.65 mm	Vzdálenost středu smyku k těžišti
za=	1116.70 mm	Vzdálenost těžiště k působišti zatížení
zj=	352.65 mm	(Uvažováno jako zs)

C1=	0.97
C2=	0.31
C3=	0.67

**Křivka vzpěrnosti:**

d

 $\alpha_{lz} = 0.76$ 
**VZPĚR+KLOPENÍ:** Ohyb kolem osy větší tuhosti - osa y  
Pružnostní výpočet

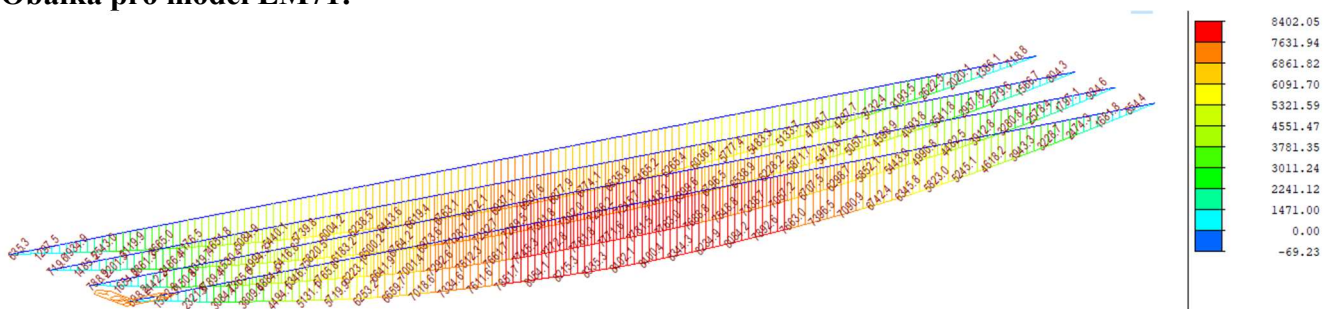
$$\begin{aligned} k_{wt} &= \pi / (\beta_w * L) * (E * I_w / (G * I_t))^{0.5} = 36.541 \\ \zeta_g &= \pi * z_g / (\beta_z * L) * (E * I_z / (G * I_t))^{0.5} = 83.892 \\ \zeta_j &= \pi * z_j / (\beta_z * L) * (E * I_z / (G * I_t))^{0.5} = 20.134 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \mu_{cr} &= C1 / \beta_z * (1 + k_{wt}^2 + (C2 * \zeta_g - C3 * \zeta_j)^2 - (C2 * \zeta_g - C3 * \zeta_j))^4 = 149.285 \\ M_{cr} &= \mu_{cr} * \pi * (E * I_z * G * I_t)^{0.5} / L = 19272.327 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda_{lt} &= (W_y * f_y / M_{cr})^{0.5} = 0.624 \\ \Theta_{lt} &= 0.5 * (1 + \alpha_{lt} * (\lambda_{lt}^{0.2} - 0.2) + \lambda_{lt}^2) = 0.855 \\ \chi_{lt} &= 1 / (\Theta_{lt} + (\Theta_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2)^{0.5}) = 0.694 \end{aligned}$$

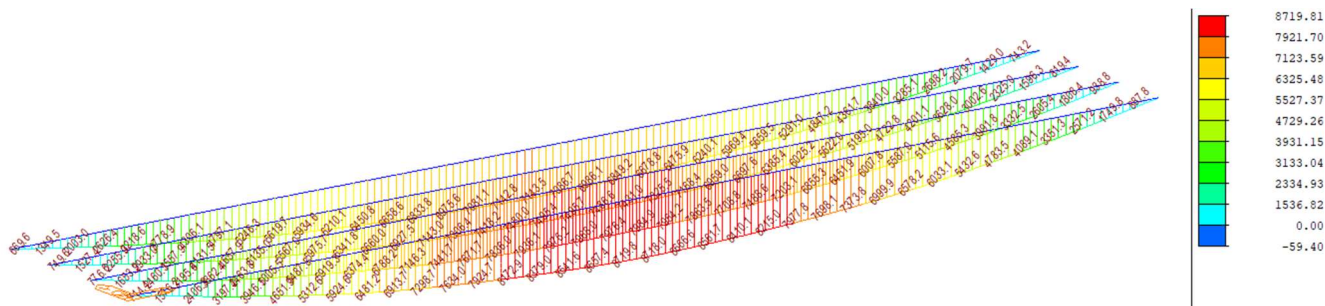
$$M_{y,Rk} = W_z * f_y = 7494.569 \text{ kNm}$$

$$M_{y,ed} / (\chi_{lt} * M_{y,Rk} / \gamma_{m1}) = 0.386 < 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

**6.2.4 Mezní stav únosnosti těsně po uvedení do provozu**
**Obálka pro model LM71:**


$$M_{max} = 8402,05 \text{ kNm}$$

**Obálka pro model SW/2:**



$$M_{\max} = 8719,81 \text{ kNm}$$

### PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:

<b>Ocelová část:</b>		Celková výška ocelového nosníku h		=	1640	mm		
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	Sy [mm <sup>3</sup> ]	Io [mm <sup>4</sup> ]	A*y' <sup>2</sup> [mm <sup>4</sup> ]
Dolní pásnice	500	500	35	17.5	17500	306250	1786458	5359375
Stojna, část 1	16	16	1580	825	25280	20856000	5.26E+09	17206200000
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	350	350	25	1627.5	8750	14240625	455729.2	23176617188
<b>Betonová část:</b>								
Spřažená deska	1215	190.929	300	1790	57278.6	1.03E+08	4.3E+08	1.83526E+11

$A_a$	=	51530 mm <sup>2</sup>	Plocha ocelového průřezu
$C_{g,a}$	=	687 mm	Těžiště ocelového průřezu
$I_{y,a}$	=	2.1E+10 mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti ocelového průřezu
$A_i$	=	108809 mm <sup>2</sup>	Plocha spřaženého ideálního průřezu
$C_{g,i}$	=	1268 mm	Těžiště spřaženého ideálního průřezu
$I_{y,i}$	=	5.5E+10 mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu

### ZATÍŽENÍ:

#### Ocelová část:

$M_{y,1}$	=	1827.03 kNm	Moment působící pouze na ocelovou část
$N_1$	=	0 kN	Normálová síla (+ tah, - tah), ocelová část

#### Celkový průřez, dlouhodobé účinky:

$M_{y,1}$	=	4012.79 kNm	Moment působící na celý průřez, dlouhodobé účinky
$N_1$	=	0 kN	Normálová síla (+ tah, - tah), celý průřez

#### Celkový průřez, krátkodobé účinky:

$M_{y,1}$	=	4446.5 kNm	Moment působící na celý průřez, krátkodobé účinky
$N_1$	=	0 kN	Normálová síla (+ tah, - tah), celý průřez

**NAPĚTÍ - Krátkodobě:**
**Ocelová část:**

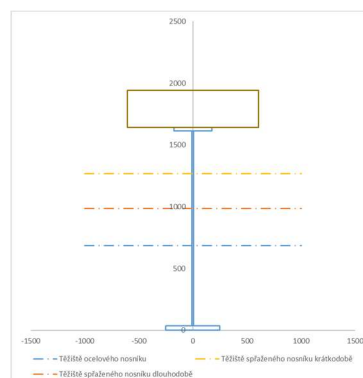
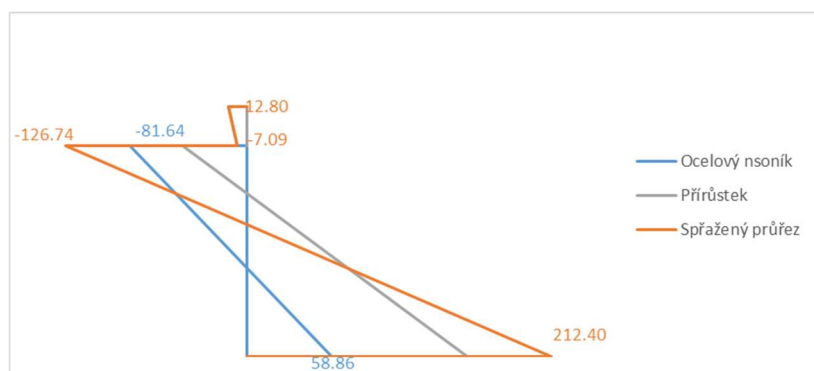
z1	=	-687 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	953 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
σ1	=	58.86 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
σ2.1	=	-81.64 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku

**Přírůstek na celkovém průřezu:**

z1	=	-1268 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	372 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
z3	=	672 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům spřaž. desky
σ1	=	153.54 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
σ2.1	=	-45.10 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku
σ2.2	=	-7.09 MPa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ3	=	-12.80 MPa	Napětí na horních vláknech spřažené desky

**Celkový průřez:**

σ1	=	212.40 MPa	Napětí na dolních vláknech oc. nosníku
σ2.1	=	-126.74 MPa	Napětí na horních vláknech oc. nosníku
σ2.2	=	-7.09 MPa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ3	=	-12.80 MPa	Napětí na horních vláknech spřažené desky



Napětí na dolním líci **ocelového nosníku:**

$$\sigma_{s,max,d} = \sigma_{My} + \sigma_{Mz} + \psi_0 * \sigma_T = 212,40 + 5,94 + 0,6 * 3,395 = \mathbf{220,377 \text{ MPa}}$$

Napětí na horním líci ocelového nosníku:

$$\sigma_{s,max,h} = \sigma_{My} + \sigma_{Mz} + \psi_0 * \sigma_T = -126,74 - 5,94 - 0,6 * 17,350 = \mathbf{-143,09 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{s,max} = \mathbf{220,377 \text{ MPa}} < f_y / \gamma_{M0} = 345 / 1,00 = \mathbf{345 \text{ MPa}}$$

$$\frac{\sigma_{s,max}}{f_y / \gamma_{M0}} = \frac{220,377}{345 / 1,0} = \mathbf{0,639} < \mathbf{1,0}$$

Navržený nosník **VYHOVUJE.**

Napětí na horním lici **betonové desky**:

$$\sigma_{c,max,h} = \sigma_{My} + \sigma_{Mz} + \psi_0 * \sigma_T = -12,8 - 2,26 - 0,6 * 0,143 = -15,069 \text{ MPa}$$

Napětí na dolním lici betonové desky:

$$\sigma_{c,max,d} = \sigma_{My} + \sigma_{Mz} + \psi_0 * \sigma_T = -7,09 - 2,26 - 0,6 * 0,686 = -9,76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,max} = 15,069 \text{ MPa} < f_{cd} = 17,0 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd}} = \frac{15,069}{17,00} = 0,886 < 1,0$$

**Navržený nosník VYHOVUJE.**

### 6.2.5 Mezní stav únosnosti na konci životnosti

Zatížení je stejné jako v posudku těsně po uvedení do provozu.

#### PRŮŘEZ - Dlouhodobé působení:

Ocelová část:								
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	Sy [mm <sup>3</sup> ]	Io [mm <sup>4</sup> ]	A*y' <sup>2</sup> [mm <sup>4</sup> ]
Dolní pásnice	500	500	35	17.5	17500	306250	1786458	5359375
Stojna, část 1	16	16	1580	825	25280	20856000	5.26E+09	17206200000
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	350	350	25	1627.5	8750	14240625	455729.2	23176617188
Betonová část:								
Spřažená deska	1215	63.6429	300	1790	19092.9	34176214	1.43E+08	61175423571

$A_i$	=	70623 mm <sup>2</sup>	Plocha spřaženého ideálního průřezu
$C_{g,i}$	=	985 mm	Těžiště spřaženého ideálního průřezu
$I_{y,i}$	=	3.8E+10 mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu

#### NAPĚTÍ - Dlouhodobě:

##### Přírůstek na celkovém průřezu:

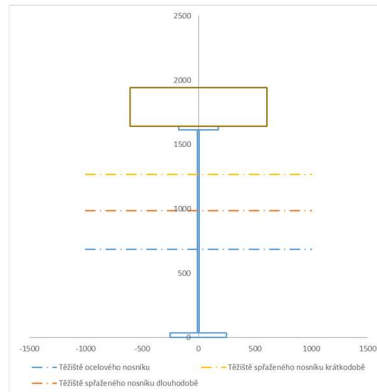
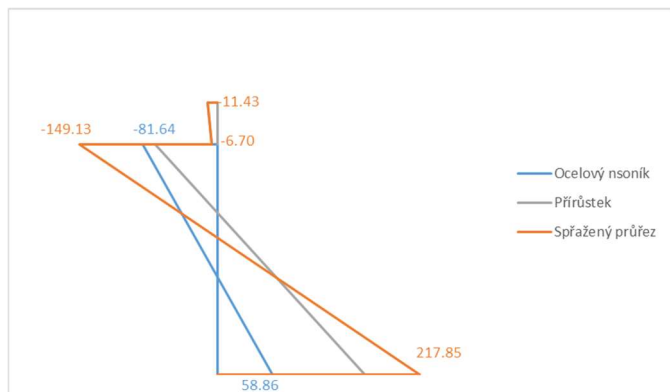
z1	=	-985 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	655 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
z3	=	955 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům spřaž. desky

##### Přírůstek na celkovém průřezu:

$\sigma_1$	=	158.99 Mpa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-67.49 Mpa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.2}$	=	-6.70 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
$\sigma_3$	=	-11.43 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky

**Celkový průřez:**

$\sigma_1$	=	217.85 Mpa	Napětí na dolních vláknech oc. nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-149.13 Mpa	Napětí na horních vláknech oc. nosníku
$\sigma_{2.2}$	=	-6.70 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
$\sigma_3$	=	-11.43 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky


**Napětí na dolním líci ocelového nosníku:**

$$\sigma_{s,max,d} = \sigma_{My} + \sigma_{Mz} + \psi_0 * \sigma_T + \sigma_{shrin} = 217,85 + + 5,94 + 0,6 * 3,395 + 6,934 = \mathbf{232,761 \text{ MPa}}$$

**Napětí na horním líci ocelového nosníku:**

$$\sigma_{s,max,h} = \sigma_{My} + \sigma_{Mz} + \psi_0 * \sigma_T + \sigma_{shrin} = -126,74 - 5,94 - 0,6 * 17,350 - 34,00 = - \mathbf{177,09 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{s,max} = \mathbf{232,761 \text{ MPa}} < f_y / \gamma_{M0} = 345 / 1,00 = \mathbf{345 \text{ MPa}}$$

$$\frac{\sigma_{s,max}}{f_y / \gamma_{M0}} = \frac{\mathbf{232,761}}{\mathbf{345 / 1,0}} = \mathbf{0,675} < \mathbf{1,0}$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

**Napětí na horním líci betonové desky:**

$$\sigma_{c,max,h} = \sigma_{My} + \sigma_{Mz} + \psi_0 * \sigma_T + \sigma_{shrin} = -11,43 - 2,26 - 0,6 * 0,0143 + 0,0291 = - \mathbf{13,66 \text{ MPa}}$$

**Napětí na dolním líci betonové desky:**

$$\sigma_{c,max,d} = \sigma_{My} + \sigma_{Mz} + \psi_0 * \sigma_T + \sigma_{shrin} = -6,70 - 2,26 - 0,6 * 0,686 + 1,37 = - \mathbf{8,00 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{c,max} = -13,66 \text{ MPa} < f_{cd} = 17,0 \text{ MPa}$$

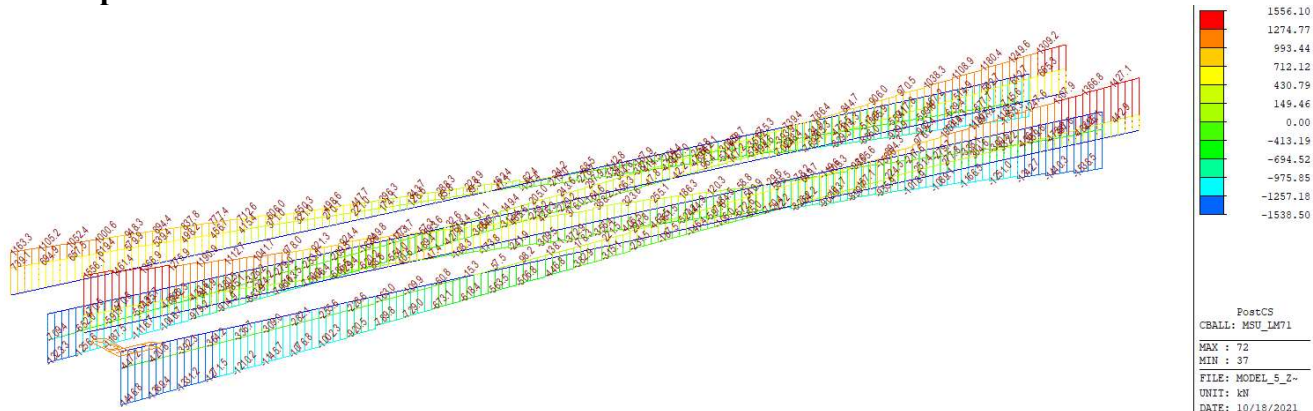
$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd}} = \frac{\mathbf{13,66}}{\mathbf{17}} = \mathbf{0,804} < \mathbf{1,0}$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.



### 6.3 Posouzení hlavního nosníku na smyk

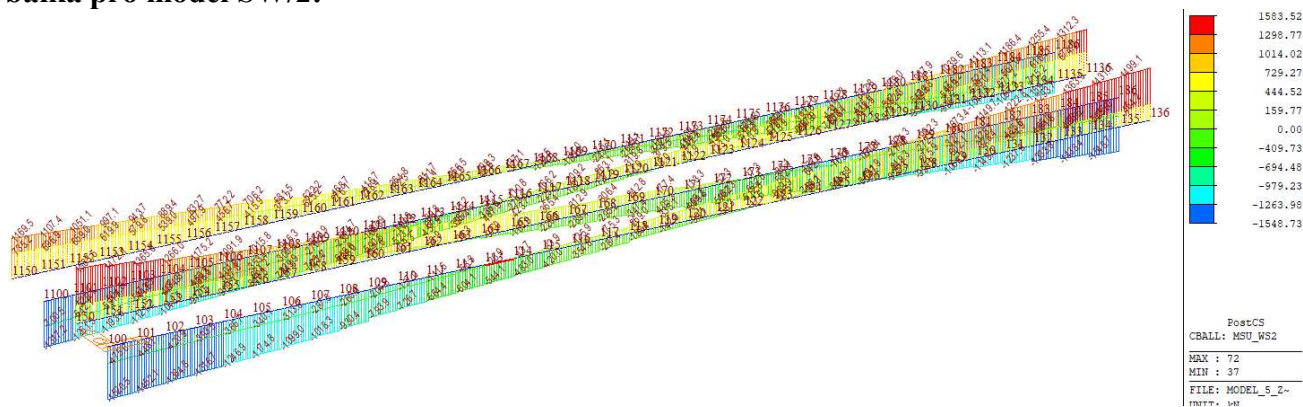
#### 6.3.1 Mezní stav únosnosti těsně po uvedení do provozu a na konci životnosti (stejně) Obálka pro model LM71:



$$V_{\max} = 1556,10 \text{ kN}$$

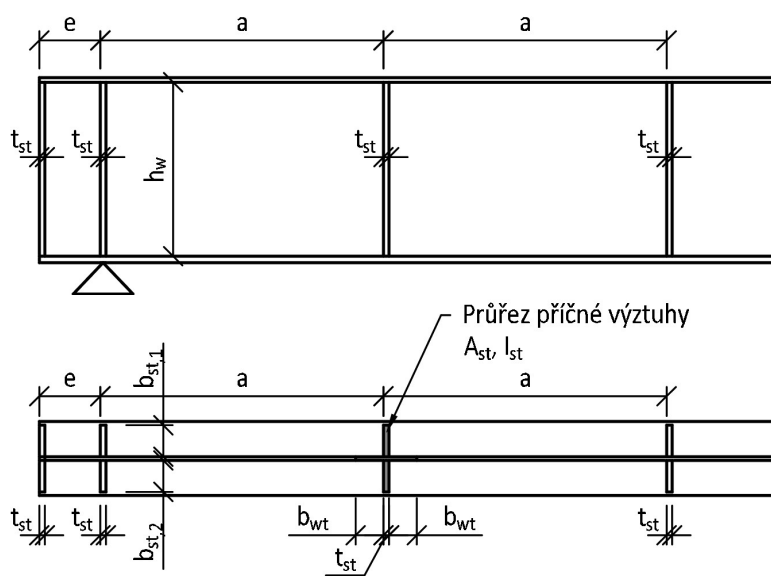
$$V_{L/4} = 924,4 \text{ kN}$$

#### Obálka pro model SW/2:



$$V_{\max} = 1583,52 \text{ kN}$$

$$V_{L/4} = 864,70 \text{ kN}$$





**Posouzení v podepření nosníku:**
**TUHOST KONCOVÉ VÝZTUHY:**

$t_w$	=	0.016	m	Tloušťka stojny nosníku
$h_w$	=	1.58	m	Výška koncové výztuhy
$t_{st}$	=	0.02	m	Tloušťka koncové výztuhy
$b_{st}$	=	0.2	m	Šířka koncové výztuhy
$e$	=	0.001	m	Vzdálenost koncových výztuh

Výztuha bude uvažována jako netuhá. Koncová výztuha nebude zdvojena, bude zde pouze jedna výztuha tvořena mohutným koncovým příčnickem.

**ZATÍŽENÍ:**

$V_{ED}$	=	1583.5	kN	Posouvající síla
----------	---	--------	----	------------------

**SMYKOVÁ ÚNOSNOST STOJNY:**

$k_{TSI}$	=	0		Součinitel krit. boulení od smyku podélné výztuhy
$I_{sl}$	=	0	$m^4$	Moment setrvačnosti podélné výztuhy

Jedná se o stojnu bez podélných výztuh, ale s mezipodporovými příčnými výztuhami

$a$	=	5.65	m	Vzdálenost příčných výztuh
$h_w$	=	1.58	m	Výška stojny

$$a/h_w = 3.58 > 1$$

$k_\tau$	=	56.49		Součinitel krit. boulení od smyku příčné výztuhy
$\lambda_w$	=	0.43		Štíhlost stojny
$\chi$	=	1.20		Součinitel příspěvku stojny při boulení od smyku

$$V_{bw, RD} = 5652.4 \text{ kN} \quad \text{Únosnost stojny s vlivem boulení}$$

$$V_{b, RD, max} = 4710.3 \text{ kN} \quad \text{Maximální únosnost stojny}$$

$$V_{ED}/V_{RD, min} = 0.34 < 1 \quad \text{VYHOVUJE}$$

**6.4 Posouzení příčných výztuh hlavního nosníku**

Vstupní parametry – zatížení, posouvající síly, napětí na pásnicích, boulení stojin nosníku, ... budou převzaty z předchozích posudků. Bude použito napětí a boulení stojin na konci životnosti, protože vychází hůře než při uvedení do provozu.

### 6.4.1 Koncová příčná výztuha

#### PRŮŘEZ PŘÍČNÉ VÝZTUHY:

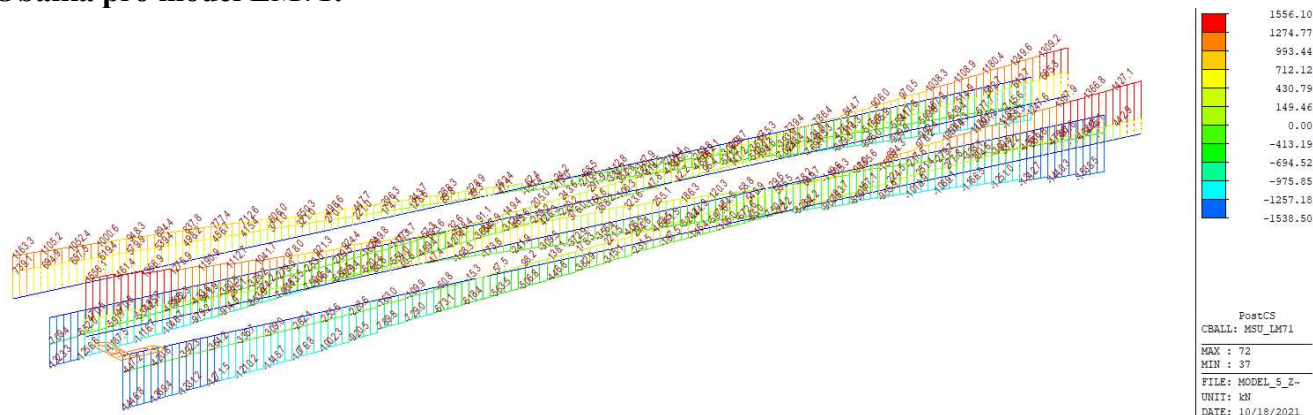
$a$	=	5.65	m	Vzdálenost příčných výztuh
$t_w$	=	0.016	m	Tloušťka stojny
$h_w$	=	1.58	m	Výška příčné výztuhy/výška stojny
$t_{st}$	=	0.02	m	Tloušťka příčné výztuhy
$b_{st,1}$	=	0.2	m	Šířka příčné výztuhy
$b_{st,2}$	=	0.2	m	Šířka příčné výztuhy
$b_{wt}$	=	0.1944	m	Spolupůsobící část stojny
$c_g$	=	0	m	Těžiště výztuhy
$e_1 = e_2$	=	0.208	m	Vzdálenost kraje výztuhy k ose stojny
$e_{max}$	=	0.208	m	
$s$	=	1.58	m	
$w_o$	=	0.0052667	m	Příčný posun stojny
$u$	=	2.82	>	$u_{min} = 1$
$A_{st}$	=	0.01454	$m^2$	Plocha příčné výztuhy
$I_{st}$	=	0.00012012	$m^4$	Moment setrvačnosti příčné výztuhy
		120118204	$mm^4$	

#### POSOUZENÍ Z HLEDISKA SMYKU:

$V_{ED}$	=	1583.52	kN	Posouvající síla
$a/h_w$	=	3.58	>	1.41
$I_{st}$	=	0.000120118	>	0.000004854 Tuhost výztuhy vyhovuje
$i_{st}$	=	0.09	m	Poloměr setrvačnosti výztuhy
$L_{cr}$	=	1.185	m	Vzpěrná délky výztuhy
$\lambda$	=	13.04		Štíhlost výztuhy
$\lambda_1$	=	76.41		
$\lambda/\lambda_1$	=	0.17		Relativní štíhlost výztuhy
$\alpha$	=	0.49		Součinitel imperfekce (křivka c)
$\Phi$	=	0.51		
$\chi$	=	1.00		Součinitel vzpěrnosti
$V_{st,RD}$	=	4692.71	kN	Únosnost výztuhy na posouvající sílu
$V_{st,RD}$	=	<b>4692.71</b>	>	$V_{ED}$ <b>1583.52</b> <b>VYHOVUJE</b>

## 6.5 Posouzení krčního svaru hlavního nosníku

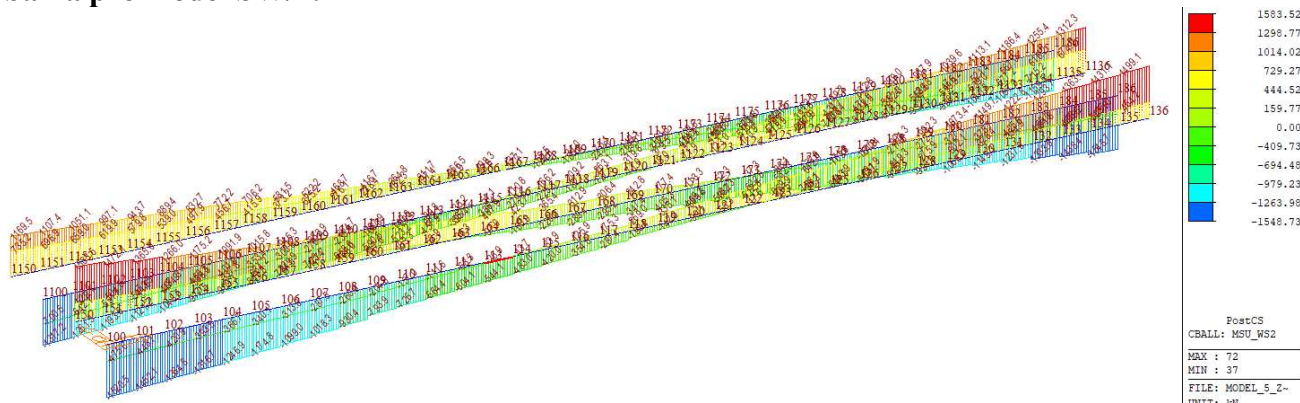
### 6.5.1 Mezní stav únosnosti těsně po uvedení do provozu a na konci životnosti (stejně) Obálka pro model LM71:



$$V_{\max} = 1556,10 \text{ kN}$$

$$V_{L/4} = 924,4 \text{ kN}$$

### Obálka pro model SW/2:



$$V_{\max} = 1583,52 \text{ kN}$$

$$V_{L/4} = 864,70 \text{ kN}$$

$V_{ed}$	=	1583.52	kN	Působící posouvající síla
$\beta_w$	=	0.9		Součinitel korelace
$\gamma_M$	=	1.5		Součinitel spolehlivosti svarových spojů
$f_u$	=	490	MPa	Mez pevnosti oceli
$\tau_{RD}$	=	362.96	Mpa	Únosnost ve smyku ve srovnávacím napětí

### POSOUZENÍ TĚSNĚ PO UVEDENÍ DO PROVOZU:

$I_{y,i}$	=	5.476E+10	mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti spráženého ideálního průřezu
-----------	---	-----------	-----------------	--

### Dolní pásnice:

$a$	=	6	mm	Účinná výška svaru
$S_d$	=	2.188E+07	mm <sup>3</sup>	Statický moment dolní pásnice
$\tau_{II}$	=	52.724	Mpa	Smykové napětí ve svaru

Ve stovnávacím napětí:

$$3^{1/2} \cdot \tau_{II} = 91.32 < \tau_{RD} = 362.96 \text{ Mpa}$$

Využití: 0.25 < 1.00 **VYHOVUJE**

**Horní pásnice:**

$$a = 6 \text{ mm} \quad \text{Účinná výška svaru}$$

$$S_h = 3.307E+07 \text{ mm}^3 \quad \text{Statický moment horní pásnice}$$

$$\tau_{II} = 79.692 \text{ Mpa} \quad \text{Smykové napětí ve svaru}$$

Ve stovnávacím napětí:

$$3^{1/2} \cdot \tau_{II} = 138.03 < \tau_{RD} = 362.96 \text{ Mpa}$$

Využití: 0.38 < 1.00 **VYHOVUJE**

**POSOUZENÍ NA KONCI ŽIVOTNOSTI**

$$I_{y,i} = 3.842E+10 \text{ mm}^4 \quad \text{Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu}$$

**Dolní pásnice:**

$$a = 6 \text{ mm} \quad \text{Účinná výška svaru}$$

$$S_d = 1.694E+07 \text{ mm}^3 \quad \text{Statický moment dolní pásnice}$$

$$\tau_{II} = 58.170 \text{ Mpa} \quad \text{Smykové napětí ve svaru}$$

Ve stovnávacím napětí:

$$3^{1/2} \cdot \tau_{II} = 100.75 < \tau_{RD} = 362.96 \text{ Mpa}$$

Využití: 0.28 < 1.00 **VYHOVUJE**

**Dolní pásnice:**

$$a = 6 \text{ mm} \quad \text{Účinná výška svaru}$$

$$S_h = 2.099E+07 \text{ mm}^3 \quad \text{Statický moment horní pásnice}$$

$$\tau_{II} = 72.083 \text{ Mpa} \quad \text{Smykové napětí ve svaru}$$

Ve stovnávacím napětí:

$$3^{1/2} \cdot \tau_{II} = 124.85 < \tau_{RD} = 362.96 \text{ Mpa}$$

Využití: 0.34 < 1.00 **VYHOVUJE**

## 6.6 Návrh spřahovacích trnů

### 6.6.1 Mezní stav únosnosti těsně po uvedení do provozu a na konci životnosti (stejně)

#### POSOUVAJÍCÍ SÍLA

$V_{ed,R}$	=	1583.5	kN	Působící posouvající síla v uložení nosníku
$V_{ed,1/5L}$	=	946.3	kN	Působící posouvající síla v 1/5 rozpětí
$V_{ed,2/5L}$	=	423.7	kN	Působící posouvající síla ve 2/5 rozpětí

#### SPŘAHOVACÍ TRNY

$f_u$	=	340	Mpa	Pevnost spřahovacího trnu
$\gamma_v$	=	1.25		Součinitel spolehlivosti spřažení
$d$	=	22	mm	Průměr spřahovacího trnu
$h$	=	150	mm	Výška spřahovacího trnu
$h/d$	=	6.818181818		Poměr výška a průměru trnu
$\alpha$	=	1		

$P_{Rd}$	=	82.72	kN	Návrhová únosnost jednoho spřahovacího trnu
----------	---	-------	----	---

#### POSOUZENÍ TĚSNĚ PO UVEDENÍ DO PROVOZU:

$I_{y,i}$	=	5.476E+10	mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu
$S_c$	=	2.992E+07	mm <sup>3</sup>	Statický moment betonové desky

#### V uložení nosníku na ložisko (Oblast 1):

$V_{I,ED}$	=	865.241	kN	Podélná síla (pružně)
$n_t$	=	3	ks	počet trnů v jedné řadě příčně
$b$	=	238	mm	potřebná šířka pásnice
$b_l$	=	0.286799379	mm	Potřebná podélná vzdálenost trnů (osově)
$b_l$	=	0.2	mm	Navržená podélná vzdálenost trnů (osově)
$V_{I,RD}$	=	1240.75	kN	Podélná únosnost spřahovacích trnů
$V_{I,RD}$	=	1240.8	kN	$> V_{I,ED} = 865.24$ kN <b>VYHOVUJE</b>

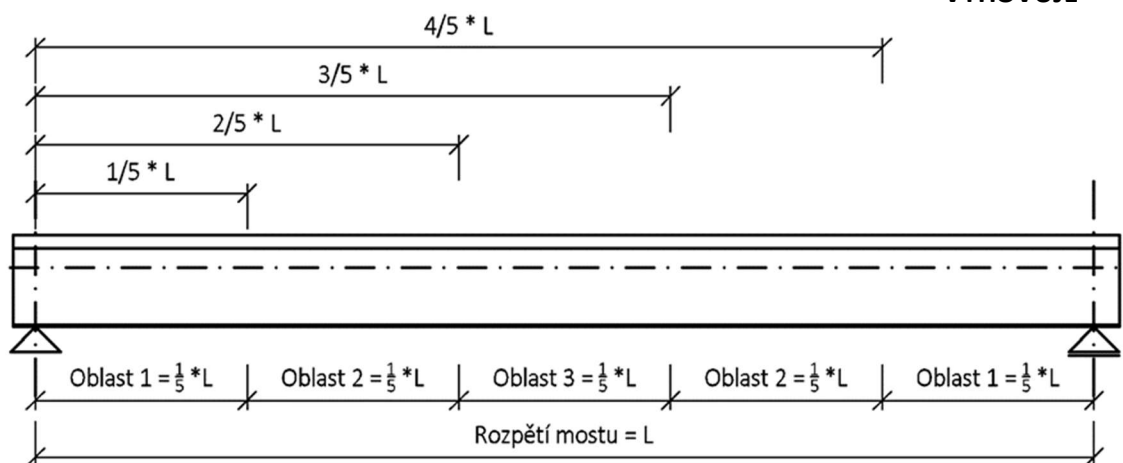
#### V 1/5 rozpětí (Oblast 2):

$V_{I,ED}$	=	517.068	kN	Podélná síla (pružně)
$n_t$	=	2	ks	počet trnů v jedné řadě příčně
$b$	=	238	mm	potřebná šířka pásnice

$b_l$	=	0.319945625 mm	Potřebná podélná vzdálenost trnů (osově)
$b_l$	=	<b>0.2 mm</b>	Navržená podélná vzdálenost trnů (osově)
$V_{I, RD}$	=	<b>827.17 kN</b>	Podélná únosnost spřahovacích trnů
$V_{I, RD}$	=	827.2 kN	> $V_{I, ED} = 517.07$ kN
<b>VYHOVUJE</b>			

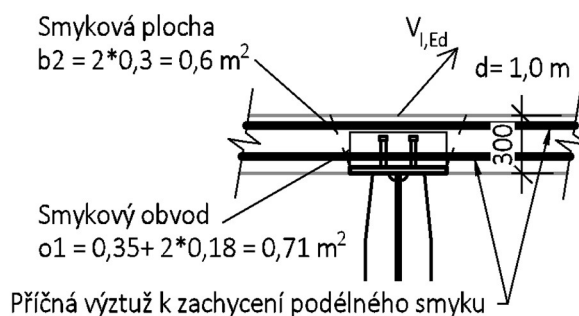
**Ve 2/5 rozpětí (oblast 3):**

$V_{I, ED}$	=	231.514 kN	Podélná síla (pružně)
$n_t$	=	<b>2 ks</b>	počet trnů v jedné řadě příčně
$b$	=	238 mm	potřebná šířka pásnice
$b_l$	=	0.714572917 mm	Potřebná podélná vzdálenost trnů (osově)
$b_l$	=	<b>0.2 mm</b>	Navržená podélná vzdálenost trnů (osově)
$V_{I, RD}$	=	<b>827.17 kN</b>	Podélná únosnost spřahovacích trnů
$V_{I, RD}$	=	827.2 kN	> $V_{I, ED} = 231.51$ kN
<b>VYHOVUJE</b>			

**6.6.2 Posouzení na protlačení betonu (vytrhnutí trnů)**

$$V_{I, Ed, max} = 838,63 \text{ kN}$$

Maximální podélná smyková síla (viz. spřah. trny)



## Únosnost betonu ve smyku:

Bude určena únosnost betonové desky proti vytržení spřahovacích trnů v podélném směru. Pro posouzení smykové únosnosti betonu bude horší smykový obvod  $b_2 = 0,6$  m

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + (200/d)^{0,5} = 1 + (200/1000)^{0,5} = 1,447 < 2,00$$

$$A_{sl} = (\pi \cdot d^2 / 4) \cdot n = (\pi \cdot 0,012^2 / 4) \cdot 10 = 1,131 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 1,131 \cdot 10^{-3} / (0,6 \cdot 1,00) = 0,0019 < 0,02$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^2 \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,447^2 \cdot 30^{1/2} = 0,334$$

$$V_{Rd,c,\min} = v_{\min} \cdot b_w \cdot d = 0,334 \cdot 0,6 \cdot 1,0 = 0,2004 \text{ MN/m} = 200,4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d = 0,12 \cdot 1,447 \cdot (100 \cdot 0,0019 \cdot 30)^{1/3} \cdot 0,6 \cdot 1,0 = 0,1861 \text{ MN} = 186,1 \text{ kN} < V_{Rd,c,\min} = 200,4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 200,4 \text{ kN} > V_{Ed} = 838,63 \text{ kN}$$

Nevyhovuje, je nutné navrhnout smykovou výztuž

## Návrh smykové výztuže:

Pro návrh výztuže bude horší smyková plocha  $b_1 = 0,75$  m, protože působí pouze dolní řada výztuže.

$$v_{Ed} = V_{Ed} / (b_1 \cdot d) = 838,63 / (0,75 \cdot 1,0) = 1181,17 \text{ kN/m}^2$$

Napětí v betonu od podélného smyku

$$v = 0,6 \cdot (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 \cdot (1 - 30 / 250) = 0,528$$

Redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem

$$v_{Rd,c} = v \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta_f \cdot \cos \theta_f = 0,528 \cdot 17000 \cdot \sin 26,5^\circ \cdot \cos 26,5^\circ = 3584,3 \text{ kN/m}^2$$

Únosnost tlačené diagonály

$$v_{Rd,c} = 3584,3 \text{ kN/m}^2 > v_{Ed} = 1181,17 \text{ kN/m}^2$$

Tlačená diagonála **VYHOVUJE**

$$s_f = 150 \text{ mm}$$

Vzdálenost prutů příčné výztuže

$$\theta_f = 26,5^\circ$$

Úhel tlačných diagonál v desce

$$A_{sf} = (v_{Ed} \cdot b_1 \cdot s_f) / (f_{yd} \cdot \cot \theta_f) = (1181,17 \cdot 0,75 \cdot 150) / (434782 \cdot \cot 26,5^\circ) = 1,443 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Nutná plocha příčné výztuže (na 1 m šířky)

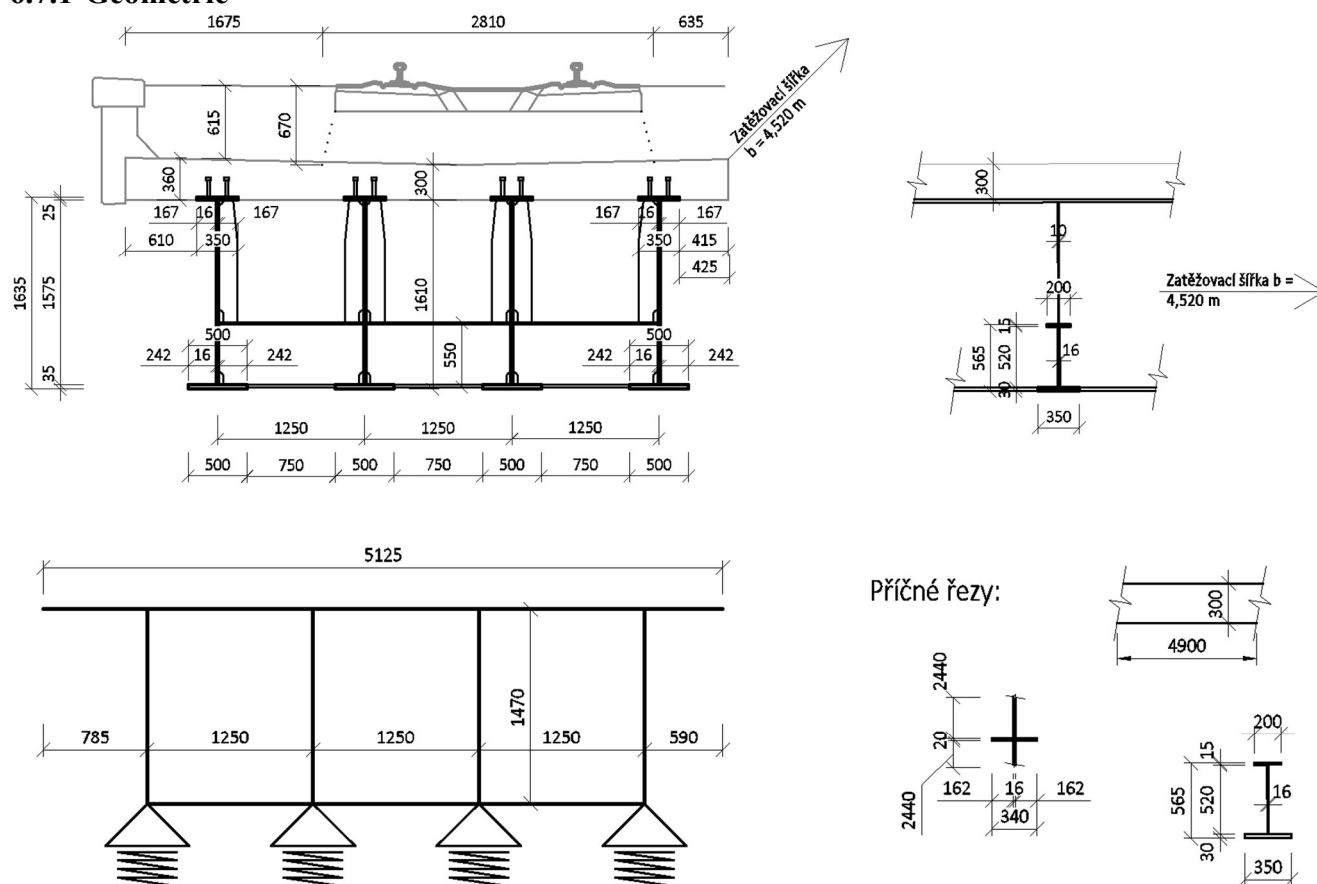
Navržená výztuž odpovídá prutům průměru 6 mm rozmístěnými po 150 mm ( $A_s = 1,98 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$ ). Celková příčná výztuž však bude navržena jako kombinace výztuže pro podélný smyk a výztuže pro příčný ohyb (výztuž pro příčný ohyb + 0,5 výztuže pro podélný smyk)



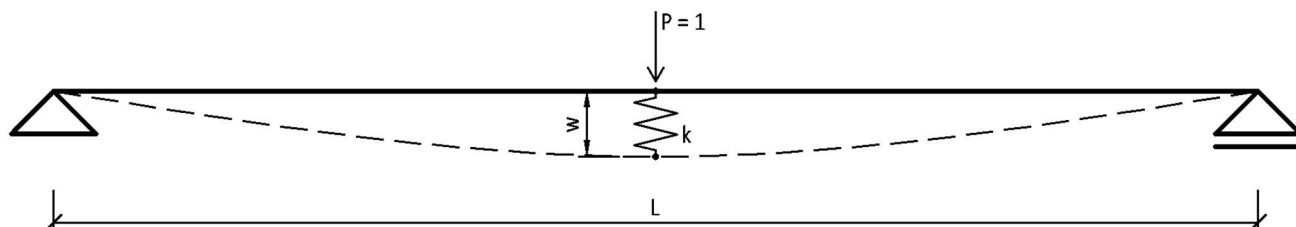
## 6.7 Návrh a posouzení výztuže spřažené desky v příčném směru

Pro návrh spřažené desky v příčném směru bude použit rovinný model příčnicku, s uložením na pružných podporách, které vystihnou vliv nerovnoměrných průhybů jednotlivých nosníků. Výsledky na tomto modelu byly porovnány s výsledky na globálním modelu. Průběh (tvar) ohybových momentů a posouvajících sil na obou modelech jsou stejné. Hodnoty na vycházejí větší na rovinném modelu – použití rovinného modelu je možné a je konzervativní. Je použita tuhost pružného uložení odpovídající průhybu uprostřed mostu, což dává největšího hodnoty vnitřních sil. V uložení mostu na ložiska bude uložení v příčném směru tuhé, tento model bude také použit a deska bude posouzena na extrémní hodnoty z obou modelů. Stejný model bude následně použit i pro posouzení mezilehlého příčnicku.

### 6.7.1 Geometrie



### Tuhost pružného uložení:



$$w = P \cdot L^3 / (48 \cdot E \cdot I)$$

$$k = P / w$$

$$k = (48 \cdot E \cdot I) / L^3$$

**Tuhost nosníku ve svislém směru:**

$$L = 22,60 \text{ m}$$

$$E = 210\,000 \text{ MPa}$$

$$I_y = 5,467 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$k = (48 \cdot E \cdot I) / L^3 = (48 \cdot 210\,000 \cdot 5,467 \cdot 10^{-2}) / 22,60^3 = 47740 \text{ kNm}^{-1}$$

**Tuhost nosníku ve vodorovném směru:**

$$L = 22,60 \text{ m}$$

$$E = 210\,000 \text{ MPa}$$

$$I_y = 7,466 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$k = (48 \cdot E \cdot I) / L^3 = (48 \cdot 210\,000 \cdot 7,466 \cdot 10^{-3}) / 22,60^3 = 6519 \text{ kNm}^{-1}$$

**6.7.2 Zatížení**

Zatěžovací šířka je vzdálenost mezi příčnými ztužidly  $b = 4,520 \text{ m}$

**ZS1 – Vlastní tíha**

Vlastní tíha konstrukce je generována automaticky programem MIDAS Civil. Objemová tíha oceli se uvažuje  $78,50 \text{ kN/m}^3$ . Objemová tíha betonu se uvažuje  $25,00 \text{ kN/m}^3$ .

**ZS2 - Ostatní stálé zatížení**

$$\text{Římsa: } 0,34 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 4,90 \text{ m} = 41,65 \text{ kN}$$

Zábradlí je uvažováno hodnotou  $1 \text{ kN} \times 4,52 \text{ m} = 4,52 \text{ kN}$

$$\text{Tíha spřažené desky: } 0,3 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 4,52 \text{ m} = 33,90 \text{ kN/m}$$

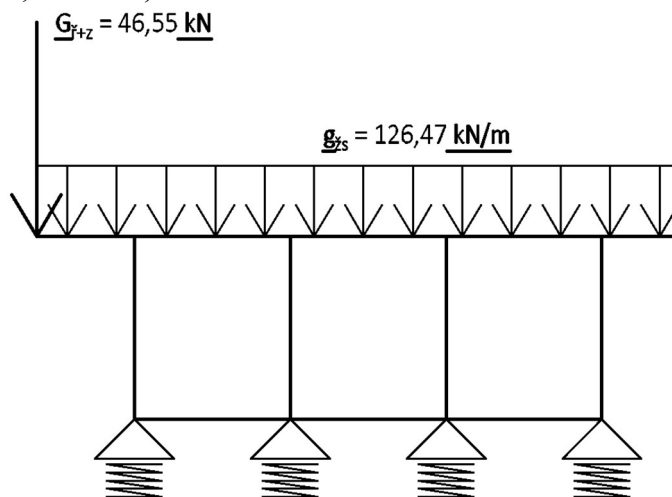
$$\text{Železniční svršek: } 0,685 \text{ m} \times 23 \text{ kN/m}^3 \times 4,52 \text{ m} = 71,21 \text{ kN/m, (bude uvažován rozptyl } \pm 30 \text{ \% )}$$

$$\text{Železniční svršek inf.} = 71,21 \times 0,7 = 49,85 \text{ kN/m}$$

$$\text{Železniční svršek sup.} = 71,21 \times 1,3 = 92,57 \text{ kN/m}$$

$$\text{Celkem: } 41,65 + 4,52 = 46,17 \text{ kN}$$

$$33,90 + 92,57 = 126,47 \text{ kN/m}$$



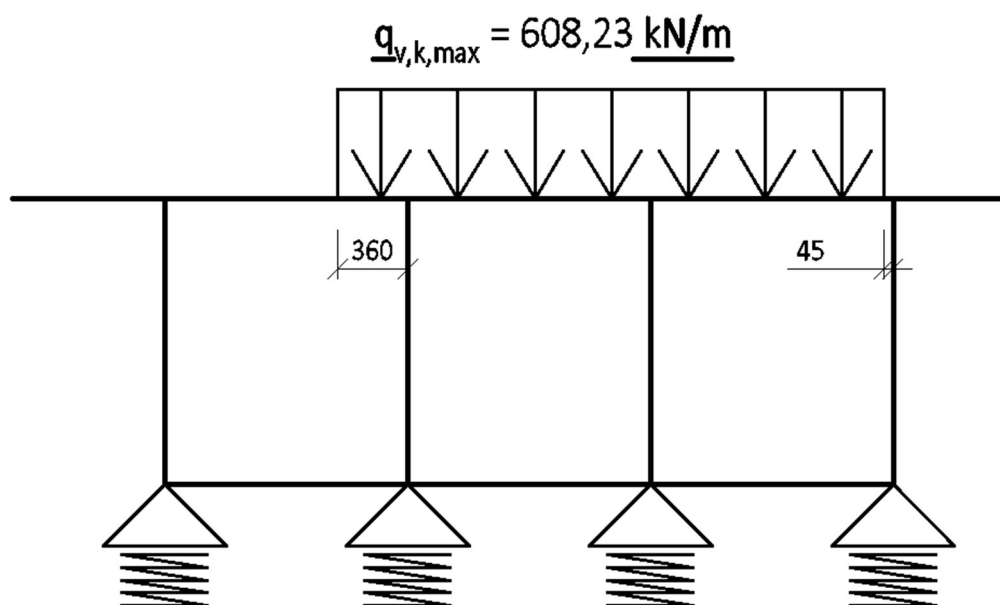
**ZS3 – Zatížení dopravou, model 71**Roznášecí šířka  $b_1 = 2,810$  mDynamický součinitel bude uvažován hodnotou  $\phi_3$  pro standartně udržovanou kolej:

$$L_\phi = 3,60 \text{ m}$$

(Příčníc)

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,73 = \frac{2,16}{\sqrt{3,60 - 0,2}} + 0,73 = 2,00$$

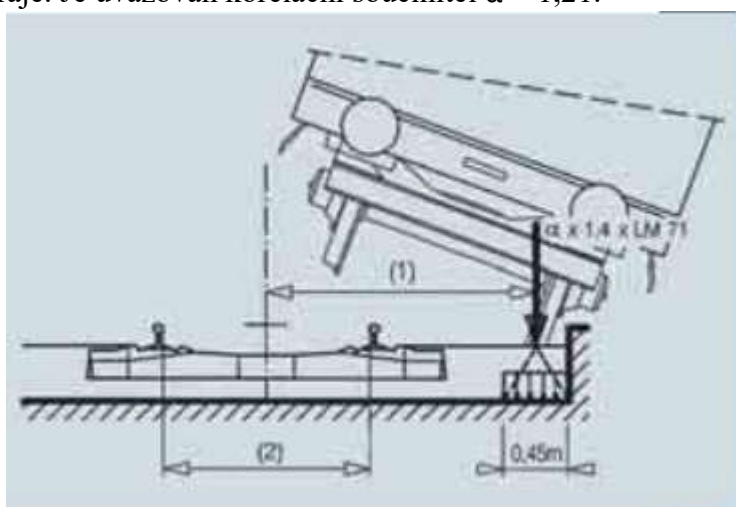
$$q_{vk,max} = Q_{vk} * \alpha * \phi_3 * 4 / 6,4 / b_1 * b = 250 * 1,21 * 2,00 * 4 / 6,40 / 2,81 * 4,52 = 608,23 \text{ kN/m}$$

**ZS4 – Zatížení dopravou, SW/2**

$$q_{vk,max} = q_{vk} * \alpha * \phi_3 / b_1 * b = 150 * 1,21 * 2,00 / 2,81 * 4,52 = 583,90 \text{ kN/m}$$

**ZS5 – Vykojený vlak**

Zatížení vlakem bude uvažováno dle následujícího obrázku. Vozidlo bude umístěno na římsu 100 mm od kraje. Je uvažován korelační součinitel  $\alpha = 1,21$ .



~~převrátit nebo zřít.~~ Pro určení celkové stability musí být na maximální celkové délce 20 m uvažováno  $q_{A2d} = \alpha 1,4$  LM71 jako rovnoměrně rozdělené svislé liniové zatížení působící na okraji uvažované konstrukce (obr. 10). ~~Výše zmíně-~~

Celkové zatížení modelem 71:

$$Q_{vk} = 4 * 250 \text{ kN} \Rightarrow q_{vk,Q} = 4 * 250 / 6,40 = 156,25 \text{ kN/m}$$

$$q_{vk} = 80 \text{ kN/m}$$

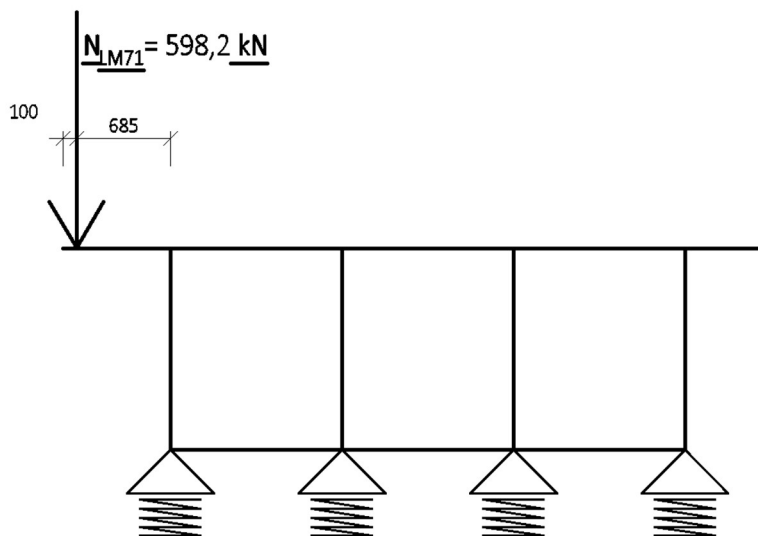
Zatížení na jedno kolo:

$$q_{vk,Q,2} = 4 * 250 / 6,40 / 2 = 78,125 \text{ kN/m}$$

$$q_{vk,2} = 80 / 2 = 40 \text{ kN/m}$$

Zatížení římsy:

$$N_{LM71} = q_{vk,Q,2} * 1,4 * \alpha = 78,125 * 1,4 * 1,21 * 4,52 = \mathbf{598,2 \text{ kN}}$$

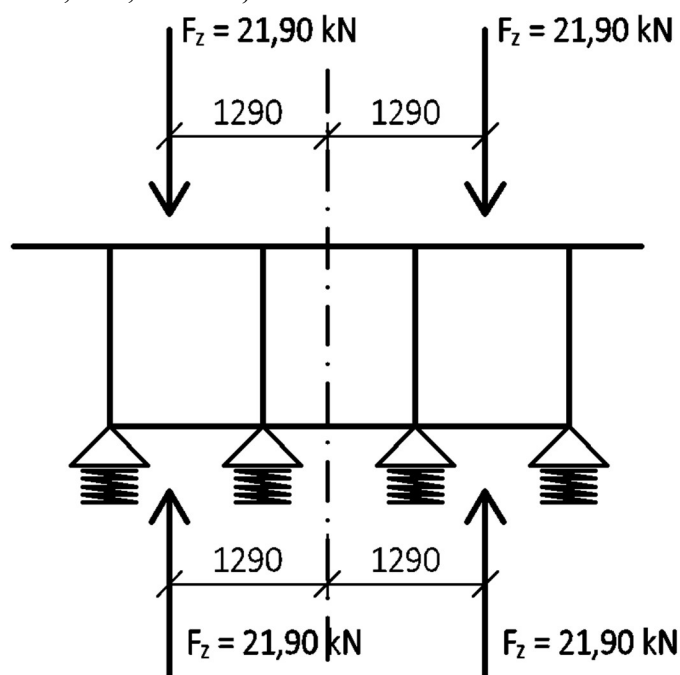


### ZS6 – Svislý vítr

Zatížení větrem bude převzato z globálního zatížení mostu větrem, pouze bude přenášeno zatěžovací šířkou.

$$F_z = w_{ex} * B_{NK} * b = \pm 0,881 * 5,5 * 4,52 = \mathbf{\pm 21,90 \text{ kN}}$$

Síla od svislého větru



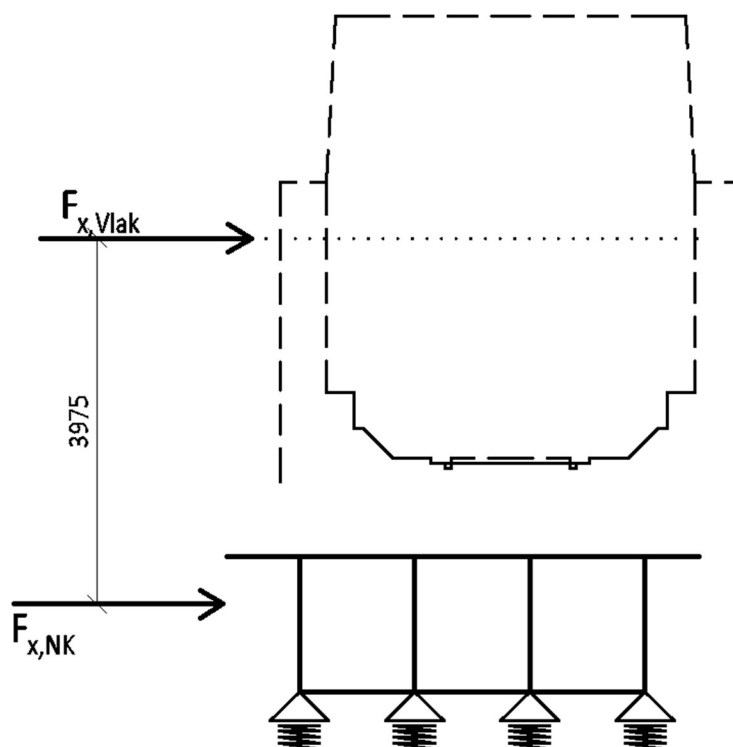
**ZS7 – Boční vítr**

$$F_{x,NK} = w_{ex} * d_{tot} * b = 1,273 * 4,7 * 4,52 = 27,04 \text{ kN}$$

Síla od bočního větru na nosnou konstrukci

$$F_{x,Vlak} = w_{ex} * d_{voz} * b = 1,273 * 4,85 * 4,52 = 27,91 \text{ kN}$$

Síla od bočního větru projíždějící vlak

**6.7.3 Kombinace****MSÚ:**

$$6.10a: \gamma_G * (ZS1 + ZS2_{sup}) + \gamma_Q * \psi_0 * ZS3 + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS6 + ZS7) = 1,35 * (ZS1 + ZS2_{sup}) + 1,45 * 0,8 * ZS3 + 1,5 * 0,6 * (ZS6 + ZS7)$$

$$6.10b: \gamma_G * \xi * (ZS1 + ZS2_{sup}) + \gamma_Q * ZS3 + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS6 + ZS7) = 1,35 * 95 * (ZS1 + ZS2_{sup}) + 1,45 * ZS3 + 1,5 * 0,6 * (ZS6 + ZS7)$$

$$\text{Mimořádná: } (ZS1 + ZS2_{sup}) + ZS5 + \psi_1 * (ZS6 + ZS7) = (ZS1 + ZS2_{sup}) + ZS5 + 0,2 * (ZS6 + ZS7)$$

**Charakteristická kombinace**

$$\text{Char (sup): } (ZS1 + ZS2_{sup}) + ZS3 + \psi_0 * (ZS6 + ZS7) = (ZS1 + ZS2_{sup}) + ZS3 + 0,6 * (ZS6 + ZS7)$$

**Častá kombinace**

$$\text{Čast (sup): } (ZS1 + ZS2_{sup}) + \psi_1 * ZS3 + \psi_2 * (ZS6 + ZS7) = (ZS1 + ZS2_{sup}) + 0,8 * ZS3 + 0,0 * (ZS6 + ZS7)$$

**Kvazistálá kombinace**

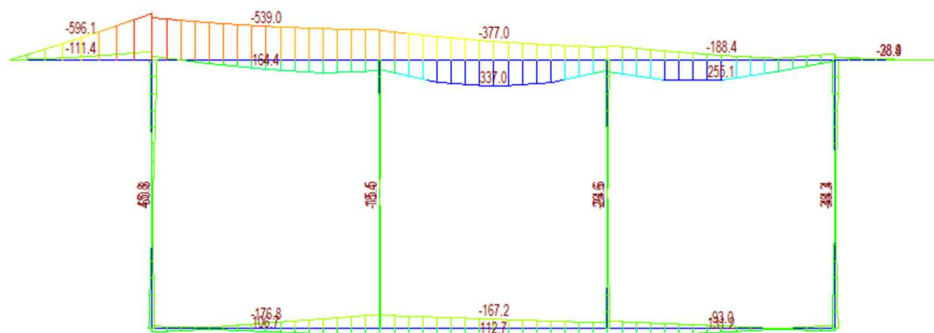
$$\text{Kvaz (sup): } (ZS1 + ZS2_{sup}) + \psi_2 * ZS3 + \psi_2 * ZS6 + \psi_2 * (ZS6 + ZS7) = (ZS1 + ZS2_{sup}) + 0,0 * ZS3 + 0,0 * (ZS6 + ZS7)$$

### 6.7.4 Účinky zatížení

V této části budou uvedeny jen účinky zatížení na sprážené desce. Tyto účinky bude nutné podělit šířkou 4,52 m, aby bylo možné posuzovat desku šířky 1,0 m. Účinky působící na mezilehlý příčník budou uvedeny v jiné části statáku.

#### MSÚ obálka – ohybové momenty:

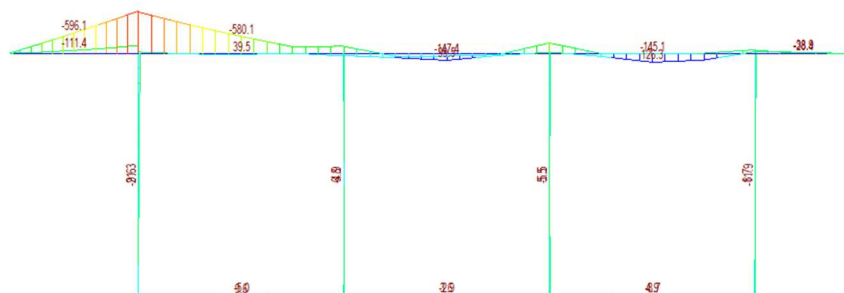
Model na pružných podporách



$$M_{+max} = 337,0 / 4,52 = 74,56 \text{ kNm}$$

$$M_{-max} = -596,1 / 4,52 = -131,88 \text{ kNm}$$

Model na pevných podporách

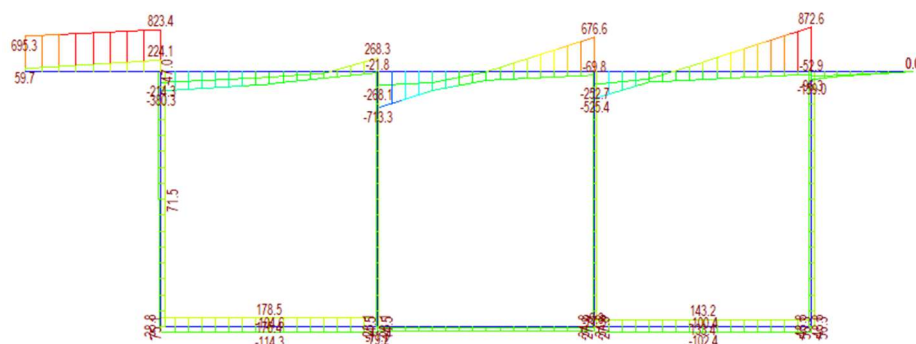


$$M_{+max} = 126,3 / 4,52 = 27,94 \text{ kNm}$$

$$M_{-max} = -596,1 / 4,52 = -131,88 \text{ kNm}$$

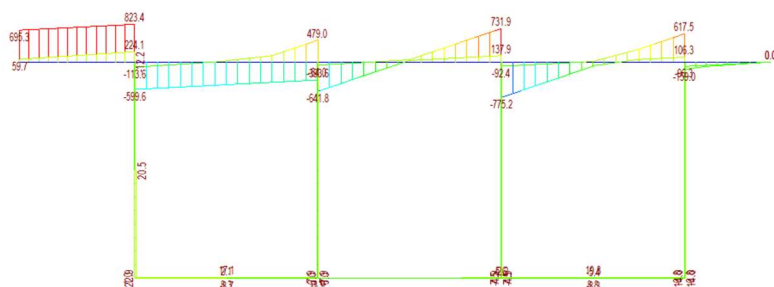
#### MSÚ obálka – posouvající síly:

Model na pružných podporách



$$V_{max} = 872,6 / 4,52 = 193,05 \text{ kN}$$

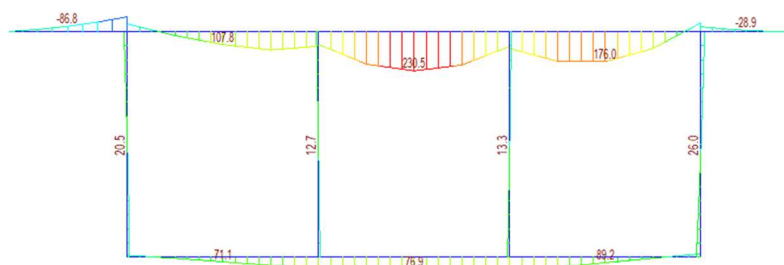
### Model na pevných podporách



$$V_{\max} = 823,4 / 4,52 = 182,16 \text{ kN}$$

### Charakteristická – ohybové momenty:

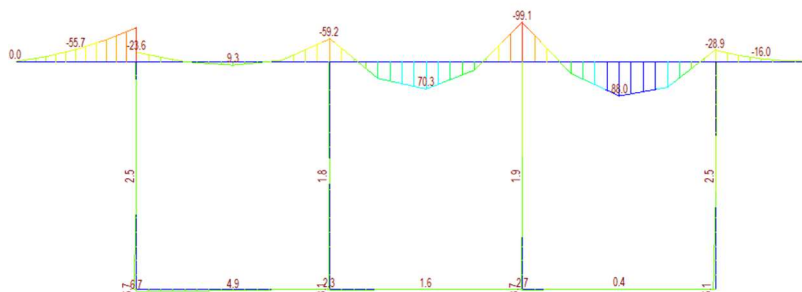
#### Model na pružných podporách



$$M_{\max}^{+} = 230,5 / 4,52 = 50,99 \text{ kNm}$$

$$M_{\max}^{-} = -107,3 / 4,52 = -23,74 \text{ kNm}$$

#### Model na pevných podporách

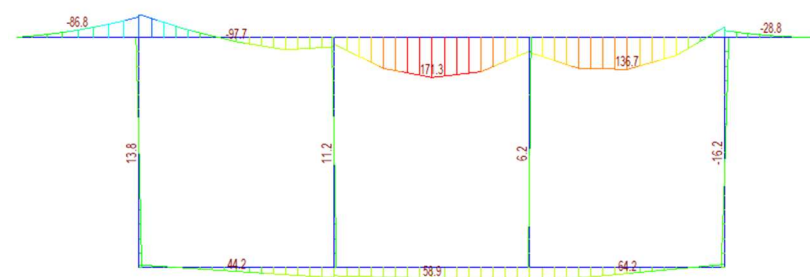


$$M_{\max}^{+} = 88,0 / 4,52 = 19,47 \text{ kNm}$$

$$M_{\max}^{-} = -102,4 / 4,52 = -22,65 \text{ kNm}$$

### Častá – ohybové momenty:

#### Model na pružných podporách

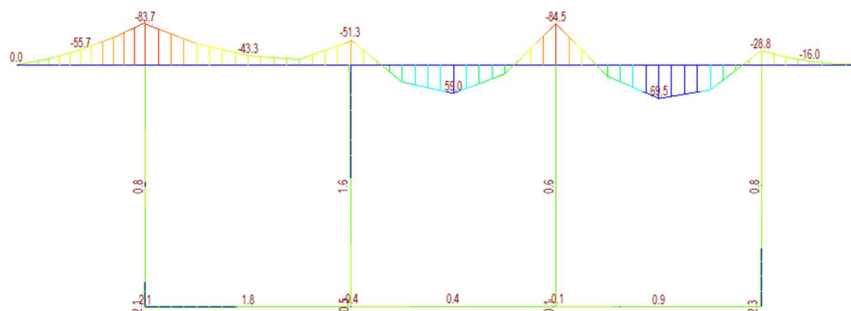




$$M_{\max}^+ = 171,3 / 4,52 = 37,90 \text{ kNm}$$

$$M_{\max}^- = -100,6 / 4,52 = -22,26 \text{ kNm}$$

Model na pevných podporách

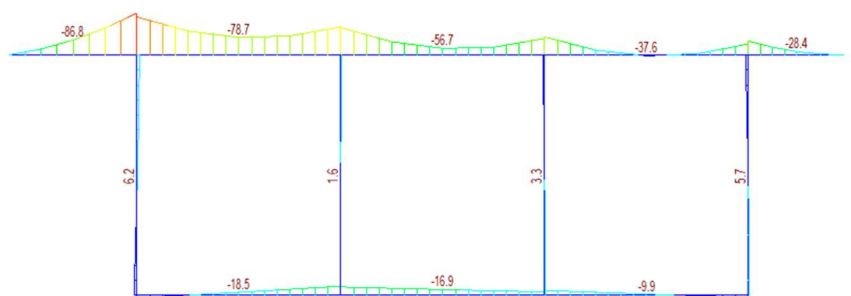


$$M_{\max}^+ = 69,5 / 4,52 = 15,37 \text{ kNm}$$

$$M_{\max}^- = -87,5 / 4,52 = -19,31 \text{ kNm}$$

**Kvazistálá – ohybové momenty:**

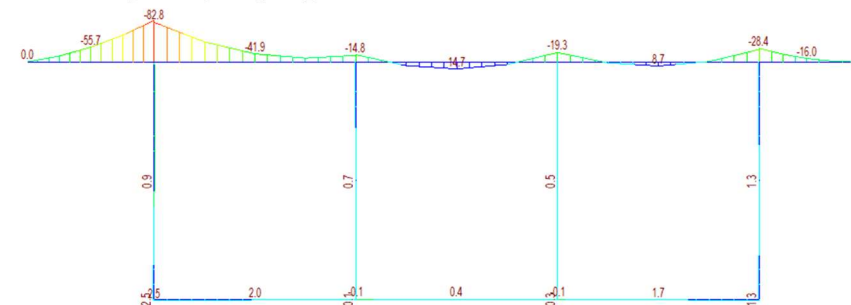
Model na pružných podporách



$$M_{\max}^+ = 1,8 / 4,52 = 0,40 \text{ kNm}$$

$$M_{\max}^- = -86,8 / 4,52 = -19,20 \text{ kNm}$$

Model na pružných podporách



$$M_{\max}^+ = 14,7 / 4,52 = 3,25 \text{ kNm}$$

$$M_{\max}^- = -86,4 / 4,52 = -19,12 \text{ kNm}$$

K nutné výztuži bude navíc připočítána výztuž pro podélný smyk.

### 6.7.5 Posouzení výztuže na dolním líci desky

#### ZATÍŽENÍ:

$M_{ed}$	=	74.56	kNm	Návrhový ohybový moment
$V_{ed}$	=	193.05	kN	Návrhová posouvající síla
$M_{\psi 0}$	=	50.99	kNm	Ohybový moment od char. kombinace
$M_{\psi 1}$	=	37.9	kNm	Ohybový moment od čast. kombinace
$M_{\psi 2}$	=	15.37	kNm	Ohybový moment od kvaz. kombinace

#### Vyztužení na ohyb, tažená výztuž:

$\phi$	=	16	mm	Průměr tažených vložek
$n$	=	6.6666	ks	Počet tažených vložek
$A_{pod, smyk}$	=	0.000144	m <sup>2</sup>	Nutná plocha výztuže pro podélný smyk (odečíst)
$A_s$	=	0.001196	m <sup>2</sup>	Plocha tažené výztuže
$d$	=	0.237	m	Účinná výška průřezu
$A_{s, min}$	=	0.000308	m <sup>2</sup>	Minimální plocha tažené výztuže
$A_{s, max}$	=	0.012	m <sup>2</sup>	Maximální plocha tažené výztuže

#### POSOUZENÍ NA OHYB:

$\lambda$	=	0.8		Součinitel výšky tlačené části
$x$	=	0.038238474	m	Výška tlačené oblasti
$\epsilon_s$	=	18.19281137	‰	Poměrné přetvoření výztuže Výztuž je plně využita
$z$	=	0.22170461	m	Rameno vnitřních sil
$M_{Rd}$	=	115.2959849	kNm	Moment na mezi únosnosti
$M_{Rd}$	=	115.2959849	kNm	> $M_{ed} = 74.56$ kNm VYHOVUJE 0.65 %

#### POSOUZENÍ VZNIKU TRHLIN (ČASTÁ KOMBINACE):

$I_y$	=	0.00225	m <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti nepotrhaného průřezu (výztuž)
$\sigma_{c, t}$	=	2.526667	MPa	Napětí na tažených vláknech betonu
$\sigma_{c, t}$	=	2.526667	MPa	< $f_{ctm} = 2.9$ MPa Trhliny nevznikají

**POSOUZENÍ OMEZENÍ NAPĚTÍ (KRÁTKODOBĚ):**

$\alpha_{e,st}$	=	6.060606	Součinitel převádějící ocel na beton (krátkodobě)
$x_{ir,st}$	=	0.051815 m	Výška tlačené části potrhaného průřezu (Krátkodobě)
$I_{ir,y,st}$	=	0.000295 m <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti potrhaného průřezu (Krátkodobě)
$\sigma_s$	=	194.0135 MPa	Napětí ve výztuži od charakteristické kombinace
$\sigma_{c,C,\psi 0}$	=	8.957156 MPa	Napětí v tlačných vláknech betonu od char. kombinace
$\sigma_{c,C,\psi 2}$	=	2.69997 MPa	Napětí v tlačných vláknech betonu od kvaz. kombinace
$\sigma_{c,t}$	=	194.0135 MPa	< $0.8 \cdot f_{yk}$ = 400 kNm
$\sigma_{c,C,\psi 0}$	=	8.957156 MPa	< $0.6 \cdot f_{ck}$ = 18 MPa
$\sigma_{c,C,\psi 0}$	=	2.69997 MPa	< $0.45 \cdot f_{ck}$ = 13.5 MPa
VYHOVUJE			

**POSOUZENÍ ŠÍŘKY TRHLIN (pro charakteristickou kombinaci):**

$k_t$	=	0.4	Součinitel dlouhodobých účinků
$k_1$	=	0.8	Žebírková výztuž
$k_2$	=	0.5	Pro ohýbané prvky
$k_3$	=	3.4	Součinitel vlivu krycí vrstvy
$k_4$	=	0.425	Součinitel vlivu soudržnosti

**Krátkodobě:**

$h_{c,eff}$	=	0.082728 m	Efektivní výška
$A_{c,eff}$	=	0.082728 m <sup>2</sup>	Efektivní plocha
$\rho_{p,eff}$	=	0.014458	
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	=	0.000718	Rozdíl poměrného přetvoření betonu a výztuže
$s_{r,max}$	=	188.3157 mm	Maximální vzdálenost trhlin
$w_k$	=	0.135145 mm	Šířka trhlin
$w_k$	=	0.135145 mm	< $w_{k,lim}$ = 0.3 mm
VYHOVUJE			

**6.7.6 Posouzení výztuže na horním líci desky**
**ZATÍŽENÍ:**

$M_{ed}$	=	131.88 kNm	Návrhový ohybový moment
$V_{ed}$	=	193.05 kN	Návrhová posouvající síla
$M_{\psi 0}$	=	23.74 kNm	Ohybový moment od char. kombinace
$M_{\psi 1}$	=	22.26 kNm	Ohybový moment od čast. kombinace
$M_{\psi 2}$	=	19.2 kNm	Ohybový moment od kvaz. kombinace

**Vyztužení na ohyb, tažená výztuž:**

$\phi$	=	18	mm	Průměr tažených vložek
n	=	6.6666	ks	Počet tažených vložek
$A_{\text{pod, smyk}}$	=	0.000144	m <sup>2</sup>	Nutná plocha výztuže pro podélný smyk (odečíst)
$A_s$	=	0.001552	m <sup>2</sup>	Plocha tažené výztuže
d	=	0.236	m	Účinná výška průřezu

**POSOUZENÍ NA OHYB:**

$\lambda$	=	0.8		Součinitel výšky tlačené části
x	=	0.049620942	m	Výška tlačené oblasti
$\epsilon_s$	=	13.14619746	‰	Poměrné přetvoření výztuže
				Výztuž je plně využita
z	=	0.216151623	m	Rameno vnitřních sil
$M_{\text{Rd}}$	=	145.8688016	kNm	Moment na mezi únosnosti
$M_{\text{Rd}}$	=	145.8688016	kNm	> $M_{\text{ed}}$ = 131.88 kNm
				VYHOVUJE 0.90 %

**POSOUZENÍ VZNIKU TRHLIN (ČASTÁ KOMBINACE):**

$I_y$	=	0.00225	m <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti nepotrhaného průřezu (výztuž)
$\sigma_{c,t}$	=	1.484	MPa	Napětí na tažených vláknech betonu
$\sigma_{c,t}$	=	1.484	MPa	< $f_{\text{ctm}}$ = 2.9 MPa
				Trhliny nevznikají

**POSOUZENÍ OMEZENÍ NAPĚTÍ (KRÁTKODOBĚ):**

$\alpha_{e,st}$	=	6.060606		Součinitel převádějící ocel na beton (krátkodobě)
$x_{ir,st}$	=	0.057888	m	Výška tlačené části potrhaného průřezu (Krátkodobě)
$I_{ir,y,st}$	=	0.000363	m <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti potrhaného průřezu (Krátkodobě)
$\sigma_s$	=	70.58002	MPa	Napětí ve výztuži od charakteristické kombinace
$\sigma_{c,c,\psi 0}$	=	3.784928	MPa	Napětí v tlačných vláknech betonu od char. kombir
$\sigma_{c,c,\psi 2}$	=	3.061104	MPa	Napětí v tlačných vláknech betonu od kvaz. kombir
$\sigma_{c,t}$	=	70.58002	MPa	< $0.8 \cdot f_{yk}$ = 400 kNm
$\sigma_{c,c,\psi 0}$	=	3.784928	MPa	< $0.6 \cdot f_{ck}$ = 18 MPa
$\sigma_{c,c,\psi 0}$	=	3.061104	MPa	< $0.45 \cdot f_{ck}$ = 13.5 MPa
				VYHOVUJE

**POSOUZENÍ ŠÍŘKY TRHLIN (pro charakteristickou kombinaci):**

$k_t$	=	0.4	Součinitel dlouhodobých účinků
$k_1$	=	0.8	Žebírková výztuž
$k_2$	=	0.5	Pro ohýbané prvky
$k_3$	=	3.4	Součinitel vlivu krycí vrstvy
$k_4$	=	0.425	Součinitel vlivu soudržnosti

**Krátkodobě:**

$h_{c,eff}$	=	0.080704 m	Efektivní výška
$A_{c,eff}$	=	0.080704 m <sup>2</sup>	Efektivní plocha
$\rho_{p,eff}$	=	0.019233	
$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$	=	0.000169	Rozdíl poměrného přetvoření betonu a výztuže
$s_{r,max}$	=	159.2926 mm	Maximální vzdálenost trhlin
$w_k$	=	0.026946 mm	Šířka trhlin

$$w_k = 0.026946 \text{ mm} < w_{k,lim} = 0.3 \text{ mm}$$

VYHOVUJE

### 6.7.7 Posouzení ve smyku

#### POSOUZENÍ BEZ SMYKOVÉ VÝZTUŽE:

##### Posouvající síla:

$C_{rd,c}$	=	0.12		
$k$	=	1.923		
$\rho_l$	=	0.005		
$k_1$	=	0.150		
$\sigma_{cp}$	=	0.000	Mpa	
$v_{min}$	=	0.511		
$v$	=	0.528		
$V_{rd,c}$	=	134.50	kN	Únosnost betonu ve smyku
$V_{rdc,min}$	=	120.09	kN	Minimální únosnost betonu ve smyku
<b><math>V_{rd,c}</math></b>	=	<b>134.50</b>	<b>kN</b>	<b>Únosnost betonu ve smyku</b>

#### NÁVRH A POSOUZENÍ SMYKOVÉ VÝZTUŽE:

##### Posouvající síly:

$\alpha$	=	90	°		Sklon třmínků
$\theta$	=	27.5	°		Sklon tlačené diagonály
$\phi$	=	8	mm		Průměr třmínků
$s_l$	=	300	mm		Podélná vzdálenost třmínků
$n_t$	=	6.66666			Počet střihů
$\alpha_{cw}$	=	1			Vliv normálové síly
$A_{sw}/s_l$	=	0.001117	<	0.009715	<b>Podmínka duktility je splněna</b>
<b><math>V_{rd,s}</math></b>	=	<b>210.25</b>	<b>kN</b>		<b>Smyková únosnost výztuže</b>
<b><math>V_{rd,max}</math></b>	=	<b>779.77</b>	<b>kN</b>		<b>Únosnost tlačené diagonály</b>

$$V_{rd,s} = 210,25 \text{ kN} > V_{ed} = 193,05 \text{ kN}$$

VYHOVUJE

### 6.8 Návrh a posouzení výztuže spřažené desky v podélném směru

Betonová spřažená deska je v celé délce mostu v podélném směru tlačena. V posudcích hlavního nosníku nebylo z výztuží uvažováno. Z těchto důvodů postačí výztuž navrhnout jako konstrukční podle konstrukčních zásad.

Po celém obvodu desky je navržena konstrukční výztuž **Φ 12 á 150 mm**

## 6.9 Schéma výztuže spřažené desky

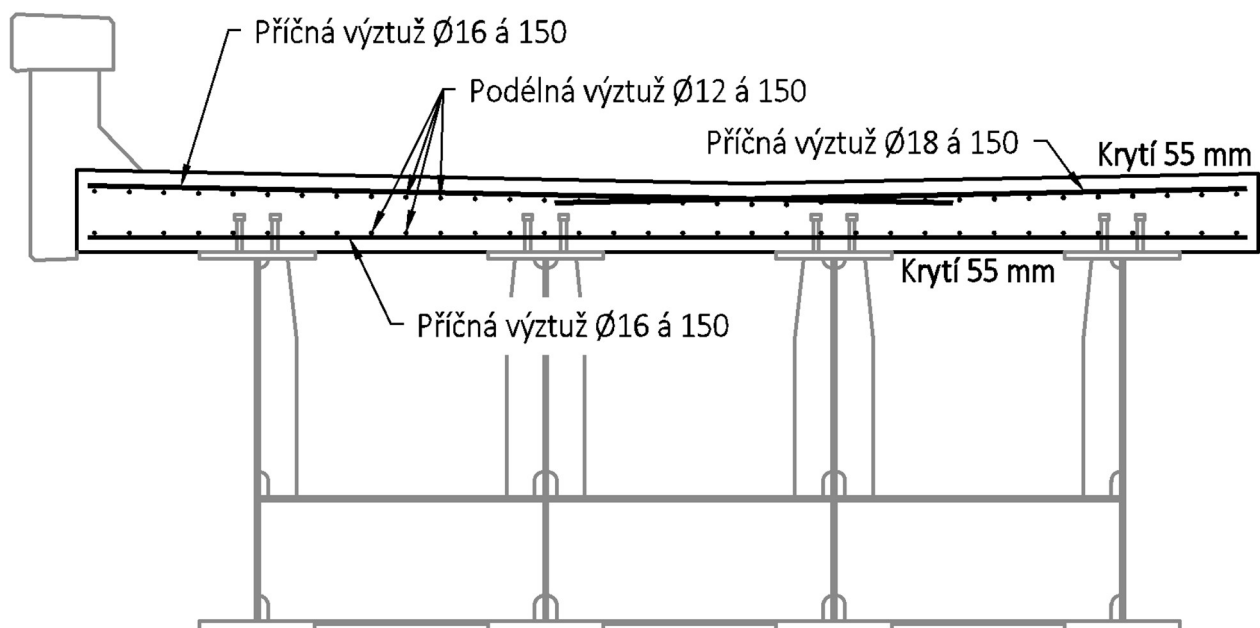
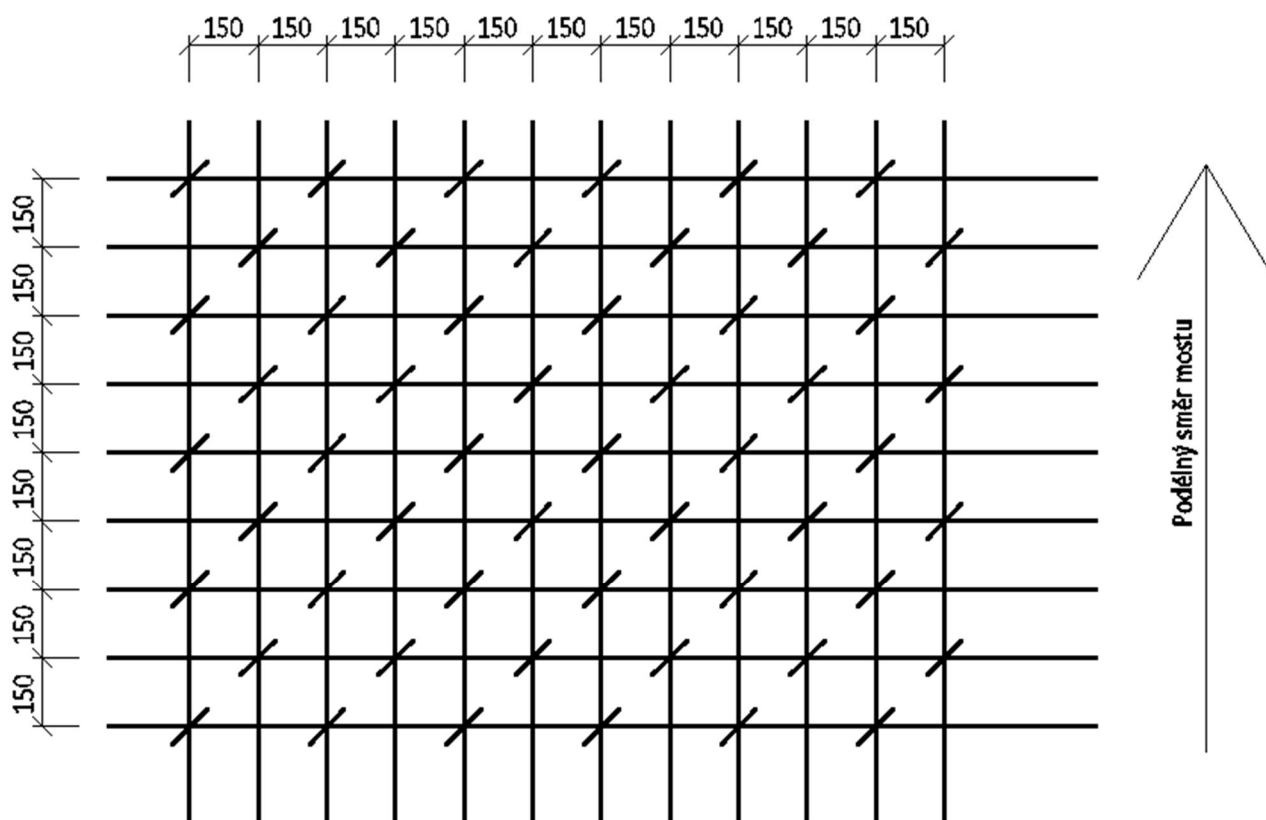


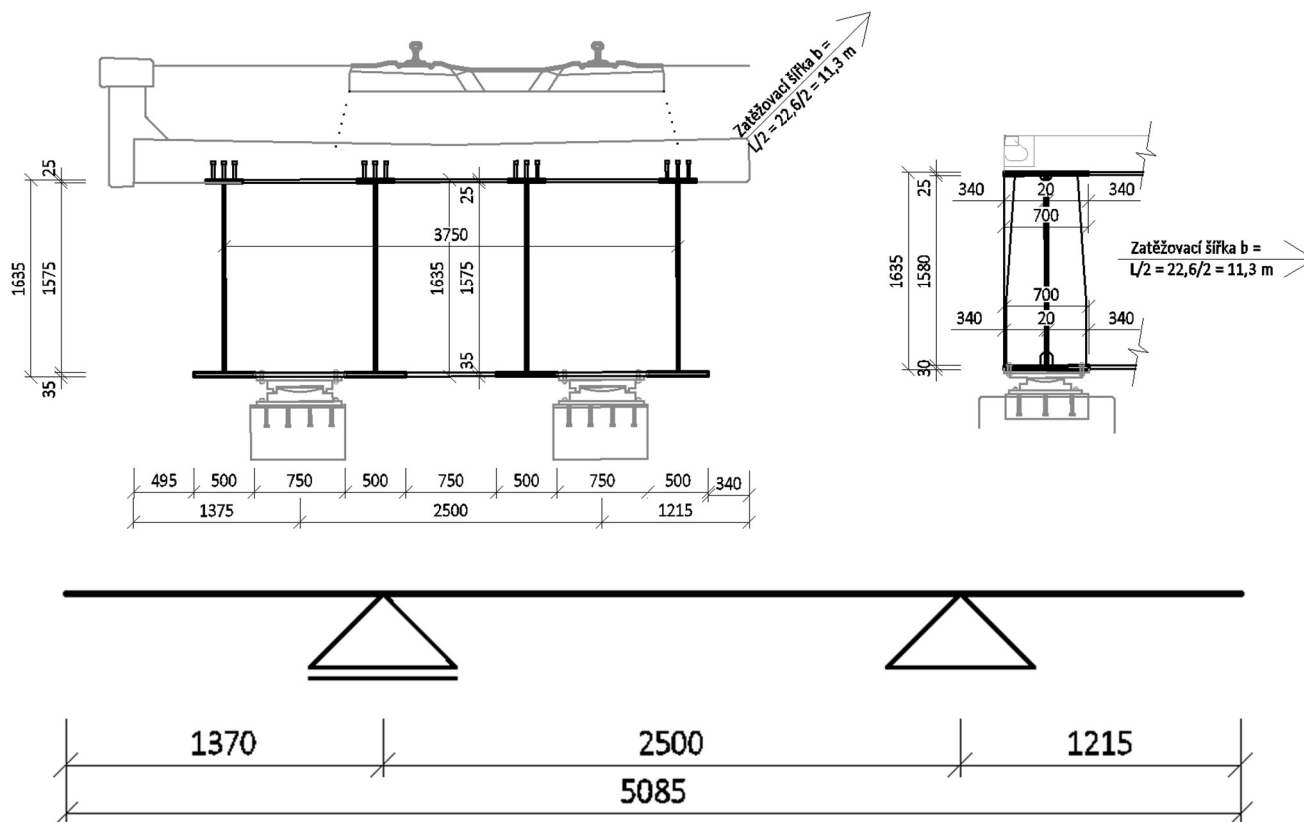
Schéma uspořádání spon:





## 6.10 Návrh a posouzení podporového příčníku

### 6.10.1 Geometrie



#### Třída stojny:

$$c = h_w = 1580 \text{ mm}$$

$$t = t_w = 20 \text{ mm}$$

$$c/t = 1580/20 = 79,0 < 124 * \epsilon = 124 * 0,81 = 100,44$$

$$> 83 * \epsilon = 83 * 0,81 = 67,23$$

**3. Třída průřezu**

#### Třída horní pásnice:

$$c = (b_{fh} - t_w)/2 = (700-20)/2 = 340 \text{ mm}$$

$$t = t_{fh} = 25 \text{ mm}$$

$$c/t = 340/25 = 13,6 > 14 * \epsilon = 14 * 0,81 = 11,34$$

**4. Třída průřezu**

Horní pásnice je spřažená s betonovou deskou, k boulení horní pásnice nemůže dojít.

#### Třída dolní pásnice:

$$c = (b_{fh} - t_w)/2 = (700-20)/2 = 340 \text{ mm}$$

$$t = t_{fh} = 30 \text{ mm}$$

$$c/t = 340/30 = 11,33 < 14 * \epsilon = 14 * 0,81 = 11,34$$

**3 třída průřezu**

Celková třída průřezu uprostřed rozpětí je 4. Pro posouzení bude použit pružný výpočet, plastický nesmí být pro třídu 3 a 4 použit.

**Spolupůsobící šířka spřažené desky – smykové ohabnutí**

$L$	$= 2500 \text{ mm}$	Rozpětí mostu (jedná se o prostý nosník)
$L_e$	$= L = 2500 \text{ mm}$	Ekvivalentní rozpětí mostu (prostý nosník)
$b_1$	$= 340 \text{ mm}$	Šířka betonové pásnice k okraji
$b_2$	$= b_1 = 340 \text{ mm}$	Šířka betonové pásnice na vnitřní straně (maximální šířka)

$$\beta_1 = (0,55 + 0,025 * L_e/b_1) = (0,55 + 0,025 * 2500/340) = \mathbf{0,568} < 1$$

$$b_{ef,1} = b_1 * \beta_1 = 340 * 0,568 = 193,12 \text{ mm} \quad \text{efektivní šířka betonové pásnice na vnější straně}$$

Protože spolupůsobící šířka spřažené desky vychází menší než šířka horní pásnice. Pro horní pásnici bude proto uvažována stejná šířka jako pro spřaženou desku. Spolupůsobící šířka spřažené desky je 386,24 mm. Spolupůsobící deska bude po celé délce mostu stejná, protože se jedná o prostý nosník.

**6.10.2 Zatížení**

$$\text{Zatěžovací šířka } b = L/2 = 22,6 \text{ m}/2 = 11,30 \text{ m}$$

**ZS1 – Vlastní tíha**

Vlastní tíha konstrukce je generována automaticky programem MIDAS Civil. Objemová tíha oceli se uvažuje 78,50 kN/m<sup>3</sup>. Objemová tíha betonu se uvažuje 25,00 kN/m<sup>3</sup>.

**ZS2 - Ostatní stálé zatížení**

$$\text{Římsa: } 0,34 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 11,30 \text{ m} = \mathbf{96,05 \text{ kN}}$$

$$\text{Zábradlí je uvažováno hodnotou } 1 \text{ kN} * 11,30 \text{ m} = \mathbf{11,30 \text{ kN}}$$

$$\text{Tíha spřažené desky: } 0,3 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 11,30 \text{ m} = \mathbf{84,75 \text{ kN/m}}$$

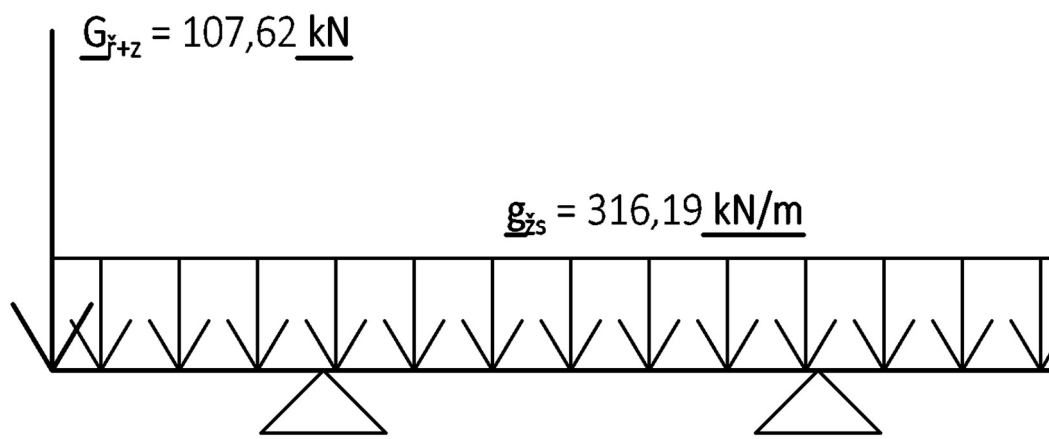
$$\text{Železniční svršek: } 0,685 \text{ m} \times 23 \text{ kN/m}^3 \times 11,30 \text{ m} = 178,03 \text{ kN/m, (bude uvažován rozptyl } \pm 30 \text{ \%)}$$

$$\text{Železniční svršek inf.} = 178,03 * 0,7 = \mathbf{124,62 \text{ kN/m}}$$

$$\text{Železniční svršek sup.} = 178,03 * 1,3 = \mathbf{231,44 \text{ kN/m}}$$

$$\text{Celkem: } 96,05 + 11,30 = \mathbf{107,35 \text{ kN}}$$

$$84,75 + 231,44 = \mathbf{316,19 \text{ kN}}$$



**ZS3 – Zatížení dopravou, model 71**Roznášecí šířka  $b_1 = 2,810$  mDynamický součinitel bude uvažován hodnotou  $\phi_3$  pro standartně udržovanou kolej:

$$L_\phi = L = 3,60 \text{ m}$$

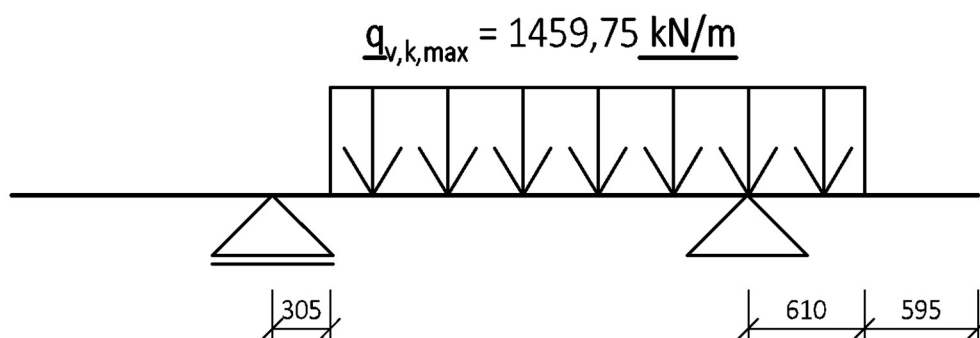
(podporový příčník)

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,73 = \frac{2,16}{\sqrt{3,60 - 0,2}} + 0,73 = \mathbf{2,00}$$

$$q_{vk,max} = (Q_{vk} * 6,4 * 4 / 6,4 + q_{vk} * (b - 6,4)) * \alpha * \phi_3 / b_1 = (250 * 6,4 * 4 / 6,40 + (80 * (11,30 - 6,4)) * 1,21 * 2,0) / 2,810 = \mathbf{1198,80 \text{ kN/m}}$$

**ZS4 – Zatížení dopravou, SW/2**

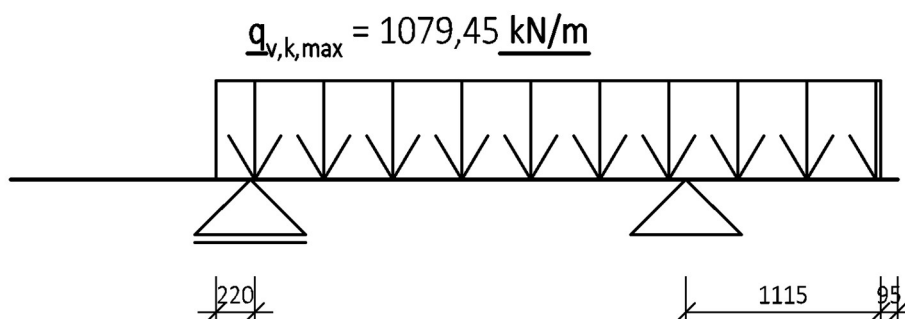
$$q_{vk,max} = q_{vk} * \alpha * \phi_3 / b_1 * b = 150 * 1,21 * 2,00 / 2,820 * 11,30 = \mathbf{1459,75 \text{ kN/m}}$$



Model SW/2 vyvozuje na podporový příčník vyšší zatížení než model 71, proto bude uvažován pouze model SW/2.

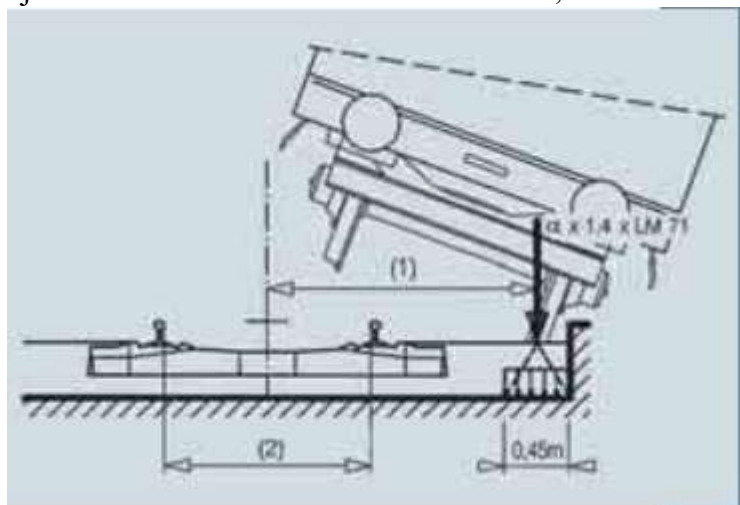
Vzhledem k tomu, že zatížení se na podporový příčník roznáší přes nosníky, bude zatížení rozneseno do větší šířky (šířka 4 nosníků – 3,80 m). Do modelu budou vloženy obě varianty roznosu zatížení a bude vytvořena obálka.

$$q_{vk,max} = q_{vk} * \alpha * \phi_3 / b_1 * b = 150 * 1,21 * 2,00 / 3,80 * 11,30 = \mathbf{1079,45 \text{ kN/m}}$$



### ZS5 – Vykolejený vlak

Zatížení vlakem bude uvažováno dle následujícího obrázku. Vozidlo bude umístěno na římsu 100 mm od kraje. Je uvažován korelační součinitel  $\alpha = 1,21$ .



~~převrátit nebo zřít.~~ Pro určení celkové stability musí být na maximální celkové délce 20 m uvažováno  $q_{A2d} = \alpha \cdot 1,4$  LM71 jako rovnoměrně rozdělené svislé liniové zatížení působící na okraji uvažované konstrukce (obr. 10). ~~Výše zmíně~~

Celkové zatížení modelem 71:

$$Q_{vk} = 4 \cdot 250 \text{ kN} \Rightarrow q_{vk,Q} = 4 \cdot 250 / 6,40 = 156,25 \text{ kN/m}$$

$$q_{vk} = 80 \text{ kN/m}$$

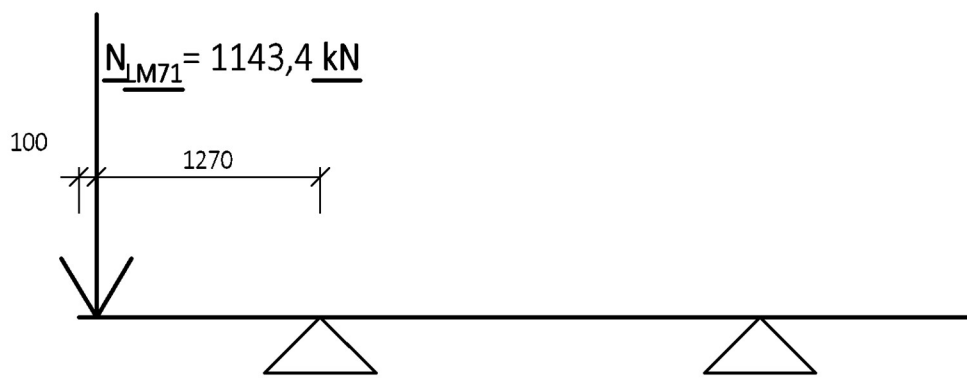
Zatížení na jedno kolo:

$$Q_{vk,Q,2} = 250 / 2 = 125 \text{ kN/m}$$

$$q_{vk,2} = 80 / 2 = 40 \text{ kN/m}$$

Zatížení římsy:

$$N_{LM71} = (Q_{vk,Q2} \cdot 6,4 \cdot 4 / 6,4 + q_{vk,2} \cdot (b-6,4)) \cdot \alpha \cdot 1,4 = (125 \cdot 6,4 \cdot 4 / 6,40 + (40 \cdot (11,30-6,4))) \cdot 1,21 \cdot 1,4 = 1179,02 \text{ kN}$$



### 6.10.3 Kombinace:

MSÚ:

$$6.10a: \gamma_G \cdot (ZS1 + ZS2_{sup}) + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot ZS4 + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot ZS6 = 1,35 \cdot (ZS1 + ZS2_{sup}) + 1,45 \cdot 0,8 \cdot ZS4$$

$$6.10b: \gamma_G \cdot \xi \cdot (ZS1 + ZS2_{sup}) + \gamma_Q \cdot ZS4 + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot ZS6 = 1,35 \cdot 95 \cdot (ZS1 + ZS2_{sup}) + 1,45 \cdot ZS4$$

$$\text{Mimořádná: } (ZS1 + ZS2_{sup}) + ZS4 + \psi_1 \cdot ZS6 = (ZS1 + ZS2_{sup}) + ZS4$$

**Charakteristická kombinace**

$$\text{Char (sup): } (ZS1+ZS2_{\text{sup}}) + ZS4 + \psi_0 * ZS6 = (ZS1+ZS2_{\text{sup}}) + ZS4$$

**Častá kombinace**

$$\text{Čast (sup): } (ZS1+ZS2_{\text{sup}}) + \psi_1 * ZS4 + \psi_2 * ZS6 = (ZS1+ZS2_{\text{sup}}) + 0,8 * ZS4$$

**Kvazistálá kombinace**

$$\text{Kvaz (sup): } (ZS1+ZS2_{\text{sup}}) + \psi_2 * ZS4 + \psi_2 * ZS6 = (ZS1+ZS2_{\text{sup}}) + 0,0 * ZS4$$

**Posouzení únavy**

Pro posouzení únavy bude použit dynamický součinitel  $\phi_2$  pro pečlivě udržovanou kolej. Zatížení dopravou bude děleno  $\alpha=1,21$ , protože u únavy není tento součinitel vyžadován.

$$L_\phi = L = 3,60 \text{ m}$$

(podporový příčník)

$$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,82 = \frac{1,44}{\sqrt{3,60 - 0,2}} + 0,82 = 1,669$$

Rozptyl napětí se určí jako:

$$\gamma_{FF} * ZS4 * \phi_2 / \phi_3 / \alpha = 1,0 * ZS4 * 1,669 / 2,00 / 1,21 = 0,690 * ZS4$$

**6.10.4 Účinky zatížení**

**MSÚ obálka – ohybové momenty:**



$$M_{\text{max}}^+ = 1278,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{max}}^- = -1898,3 \text{ kNm}$$

**MSÚ obálka – posouvající síly:**



$$V_{\text{max}} = 3170,8 \text{ kN}$$

**6.10.5 Posouzení v ohybu, uložení na ložiska, MSÚ**

V uložení na ložisko bude spřažená deska v tažené oblasti, proto bude pro posouzení použita pouze ocelová část průřezu.

**PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:**

<b>Ocelová část:</b>	Celková výška ocelového nosníku h					=	1635	mm
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	Sy [mm <sup>3</sup> ]	Io [mm <sup>4</sup> ]	A*y' <sup>2</sup> [mm <sup>4</sup> ]
Dolní pásnice	700	700	25	12.5	17500	218750	911458.3	2734375
Stojna, část 1	20	20	1580	815	31600	25754000	6.57E+09	20989510000
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	386	386	30	1620	11580	18759600	868500	30390552000

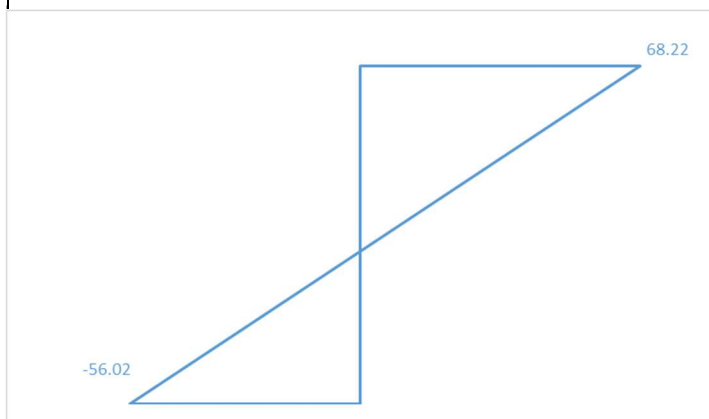
$A_a$	=	60680 mm <sup>2</sup>	Plocha ocelového průřezu
$C_{g,a}$	=	737 mm	Těžiště ocelového průřezu
$I_{y,a}$	=	2.5E+10 mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti ocelového průřezu

**ZATÍŽENÍ:**
**Ocelová část:**

$M_{y,1}$	=	-1898.3 kNm	Moment působící pouze na ocelovou část
$N_1$	=	0 kN	Normálová síla (+ tah, - tah), ocelová část

**NAPĚTÍ - Krátkodobě:**
**Ocelová část:**

$z_1$	=	-737 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
$z_2$	=	898 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
$\sigma_1$	=	-56.02 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	68.22 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku



$$\sigma_{s,max} = 98,1 \text{ MPa} < f_y / \gamma_{M0} = 345 / 1,00 = 345 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{s,max}}{f_y / \gamma_{M0}} = \frac{68,22}{345 / 1,0} = 0,198 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

**6.10.6 Posouzení v ohybu, polovina rozpětí, MSÚ**

Zjednodušeně bude všechno zatížení uvažováno na celkový spřažený průřez.

$M_{y,1}$	=	1278.6 kNm	Moment působící na celý průřez
$N_1$	=	0 kN	Normálová síla (+ tah, - tah), celý průřez

**Krátkodobé působení:****PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:**

<b>Ocelová část:</b>	Celková výška ocelového nosníku h					=	1635	mm
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	Sy [mm <sup>3</sup> ]	Io [mm <sup>4</sup> ]	A*y' <sup>2</sup> [mm <sup>4</sup> ]
Dolní pásnice	700	700	25	12.5	17500	218750	911458.3	2734375
Stojna, část 1	20	20	1580	815	31600	25754000	6.57E+09	20989510000
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	386	386	30	1620	11580	18759600	868500	30390552000

**Betonová část:**

Spřažená deska	386	60.6571	300	1785	18197.1	32481900	1.36E+08	57980191500

$A_a$	=	60680 mm <sup>2</sup>	Plocha ocelového průřezu
$C_{g,a}$	=	737 mm	Těžiště ocelového průřezu
$I_{y,a}$	=	2.5E+10 mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti ocelového průřezu
$A_i$	=	78877 mm <sup>2</sup>	Plocha spřaženého ideálního průřezu
$C_{g,i}$	=	979 mm	Těžiště spřaženého ideálního průřezu
$I_{y,i}$	=	4E+10 mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu

**NAPĚTÍ - Krátkodobě:****Ocelová část:**

z1	=	-737 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	898 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
$\sigma_1$	=	0.00 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	0.00 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku

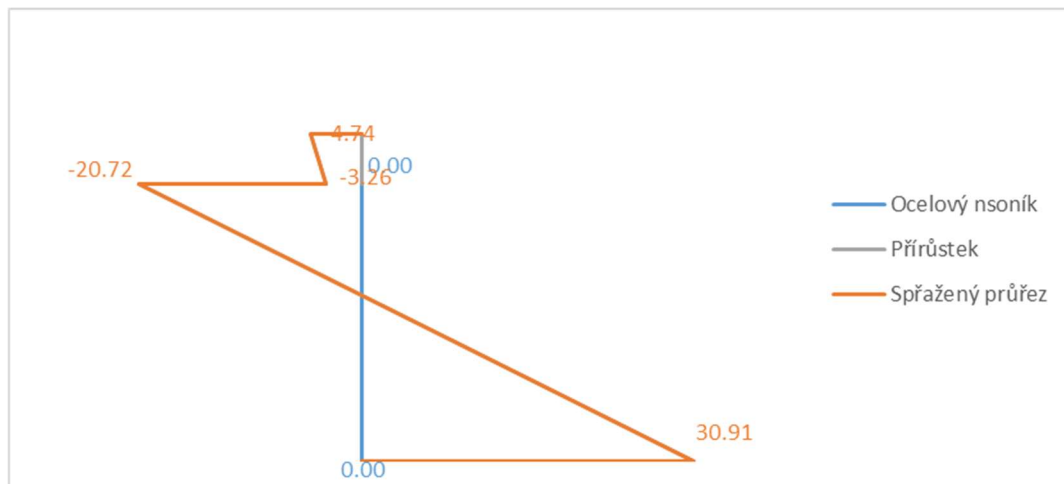
**Přírůstek na celkovém průřezu:**

z1	=	-979 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	656 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
z3	=	956 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům spřaž. desky
$\sigma_1$	=	30.91 Mpa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-20.72 Mpa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.2}$	=	-3.26 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
$\sigma_3$	=	-4.74 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky



**Celkový průřez:**

$\sigma_1$	=	30.91 Mpa	Napětí na dolních vláknech oc. nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-20.72 Mpa	Napětí na horních vláknech oc. nosníku
$\sigma_{2.2}$	=	-3.26 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
$\sigma_3$	=	-4.74 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky



$$\sigma_{c,max} = -4,74 \text{ MPa} < f_{cd} = 17,00 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_y/\gamma_{M0}} = \frac{4,74}{17,00} = 0,279 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

**Dlouhodobé působení:**
**PRŮŘEZ - Dlouhodobé působení:**
**Ocelová část:**

část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	Sy [mm <sup>3</sup> ]	Io [mm <sup>4</sup> ]	A*y' <sup>2</sup> [mm <sup>4</sup> ]
Dolní pásnice	700	700	25	12.5	17500	218750	911458.3	2734375
Stojna, část 1	20	20	1580	815	31600	25754000	6.57E+09	20989510000
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	386	386	30	1620	11580	18759600	868500	30390552000

**Betonová část:**

Spřažená deska	386	20.219	300	1785	6065.71	10827300	45492857	19326730500

$$A_i = 66746 \text{ mm}^2 \quad \text{Plocha spřaženého ideálního průřezu}$$

$$C_{g,i} = 832 \text{ mm} \quad \text{Těžiště spřaženého ideálního průřezu}$$

$$I_{y,i} = 3.1E+10 \text{ mm}^4 \quad \text{Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu}$$

**NAPĚTÍ - Dlouhodobě:****Ocelová část:**

$\sigma_1$	=	0.00 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	0.00 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku

**Přírůstek na celkovém průřezu:**

$\sigma_1$	=	40.27 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-26.99 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.2}$	=	-1.41 MPa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
$\sigma_3$	=	-2.06 MPa	Napětí na horních vláknech spřažené desky

**Celkový průřez:**

$\sigma_1$	=	40.27 MPa	Napětí na dolních vláknech oc. nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-26.99 MPa	Napětí na horních vláknech oc. nosníku
$\sigma_{2.2}$	=	-1.41 MPa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
$\sigma_3$	=	-2.06 MPa	Napětí na horních vláknech spřažené desky

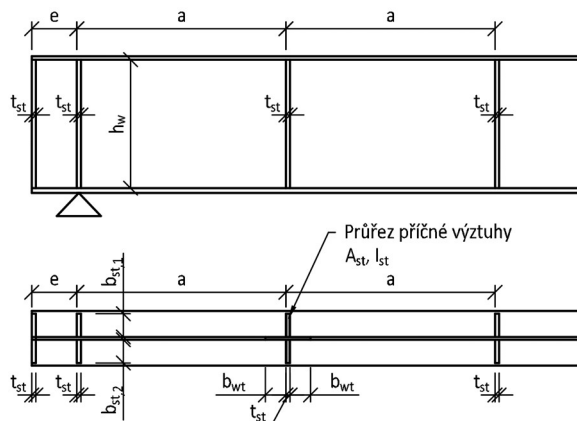


$$\sigma_{s,\min} = 40,27 \text{ MPa} < f_y / \gamma_{M0} = 345 / 1,00 = 345 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{s,\max}}{f_y / \gamma_{M0}} = \frac{40,27}{345 / 1,0} = 0,117 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

### 6.10.7 Posouzení ve smyku, MSÚ



#### TUHOST KONCOVÉ VÝZTUHY:

$t_w$	=	0.02	m	Tloušťka stojny nosníku
$h_w$	=	1.58	m	Výška koncové výztuhy
$t_{st}$	=	0.02	m	Tloušťka koncové výztuhy
$b_{st}$	=	0.2	m	Šířka koncové výztuhy

#### ZATÍŽENÍ:

$V_{ED}$	=	3170.8	kN	Posouvající síla
----------	---	--------	----	------------------

#### SMYKOVÁ ÚNOSNOST STOJNY:

$k_{TSI}$	=	0		Součinitel krit. boulení od smyku podélné výztuhy
$I_{sl}$	=	0	$m^4$	Moment setrvačnosti podélné výztuhy

Jedná se o stojny bez podélných výztuh, ale s mezipodporovými příčnými výztuhami

$a$	=	4.52	m	Vzdálenost příčných výztuh
$h_w$	=	1.58	m	Výška stojny

$$a/h_w = 2.86 > 1$$

$k_\tau$	=	38.08		Součinitel krit. boulení od smyku příčné výztuhy
$\lambda_w$	=	0.42		Štíhlost stojny
$\chi$	=	1.20		Součinitel příspěvku stojny při boulení od smyku

$$V_{bw, RD} = 7065.5 \text{ kN}$$

$$V_{b, RD, max} = 5887.9 \text{ kN}$$

$$V_{ED}/V_{RD, min} = 0.54 < 1 \quad \text{VYHOVUJE}$$

### 6.10.8 Posouzení krčnicích svarů

Protože maximální posouvající síla je v místě uložení na ložisko, kde je pro posouzení ohybu použita pouze ocelová část průřezu, bude i pro posouzení smyku použita pouze ocelová část.

$V_{ed}$	=	3170.8	kN	Působící posouvající síla
$\beta_w$	=	0.9		Součinitel korelace
$\gamma_M$	=	1.5		Součinitel spolehlivosti svarových spojů
$f_u$	=	490	MPa	Mez pevnosti oceli
$\tau_{RD}$	=	362.96	Mpa	Únosnost ve smyku ve srovnávacím napětí

#### POSOUZENÍ TĚSNĚ PO UVEDENÍ DO PROVOZU:

$I_{y,i}$	=	2.498E+10	mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti spráženého ideálního průřezu
-----------	---	-----------	-----------------	--

#### Dolní pásnice:

$a$	=	8	mm	Účinná výška svaru
$S_d$	=	1.268E+07	mm <sup>3</sup>	Statický moment dolní pásnice
$\tau_{II}$	=	100.601	Mpa	Smykové napětí ve svaru

Ve srovnávacím napětí:

$3^{1/2} \cdot \tau_{II}$	=	174.25	<	$\tau_{RD}$	=	362.96	Mpa
Využití:		0.48	<	1.00		<b>VYHOVUJE</b>	

#### Horní pásnice:

$a$	=	8	mm	Účinná výška svaru
$S_h$	=	1.022E+07	mm <sup>3</sup>	Statický moment horní pásnice
$\tau_{II}$	=	81.095	Mpa	Smykové napětí ve svaru

Ve srovnávacím napětí:

$3^{1/2} \cdot \tau_{II}$	=	140.46	<	$\tau_{RD}$	=	362.96	Mpa
Využití:		0.39	<	1.00		<b>VYHOVUJE</b>	

### 6.10.9 Posouzení spřahovacích trnů

Protože maximální posouvající síla je v místě uložení na ložisko, kde je pro posouzení ohybu použita pouze ocelová část průřezu. Také působící posouvající síla nabývá největších hodnot v oblasti ložisek, jinak je nižší – v oblasti ložisek by bylo potřeba velké množství spřahovacích trnů, budou spřahovací trny posouzeny plastickým výpočtem – nad podporou bude o něco méně trnů než by bylo třeba pružným výpočtem.

**POSOUVAJÍCÍ SÍLA**

Ved = 3170.8 kN Působící posouvající síla

**SPŘAHOVACÍ TRNY**

$f_u$  = 340 Mpa Pevnost spřahovacího trnu  
 $\gamma_v$  = 1.25 Součinitel spolehlivosti spřažení  
 $d$  = 22 mm Průměr spřahovacího trnu  
 $h$  = 150 mm Výška spřahovacího trnu  
 $h/d$  = 6.818181818 Poměr výška a průměru trnu  
 $\alpha$  = 1

$P_{Rd}$  = 82.72 kN Návrhová únosnost jednoho spřahovacího trnu

**POSOUZENÍ TĚSNĚ PO UVEDENÍ DO PROVOZU:**

$I_{y,i}$  = 4.825E+10 mm<sup>4</sup> Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu  
 $S_c$  = 2.198E+07 mm<sup>3</sup> Statický moment betonové desky  
 $V_I$  = 1444.278 kN Podélná síla (pružně)

$A_c$  = 204000 mm<sup>2</sup> Plocha betonové desky  
 $f_{cd}$  = 17 MPa Návrhová pevnost betonu  
 $A_s$  = 60680 mm<sup>2</sup> Plocha ocelového nosníku  
 $f_y$  = 355 Mpa Mez pevnosti oceli

$V_I$  = 3468 kN Podélná smyková síla (plasticky, plné spřažení)

$n_r$  = 41.93 ks počet trnů na polovinu mostu

$L$  = 3.84 m Délka mostu

$n_t$  = 3 ks počet trnů v jedné řadě příčně

$b$  = 238 mm potřebná šířka pásnice

$b_I$  = 125 mm Podélná vzdálenost trnů (osově)

$n/m$  = 8 ks Počet trnů na jeden m nosníku

$n$  = 45 ks Celkový počet spřahovacích trnů

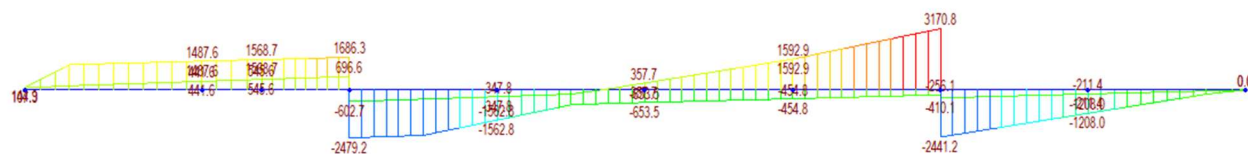
$V_{Rd}$  = 3722.3 kN Celková únosnost

$V_{Rd}$  = 3722.3 kN >  $V_I$  = 3468.00 kN

**VYHOVUJE**

### 6.10.10 Posouzení připojení podporového příčnicku na hlavní nosník

Podporový příčník bude k hlavnímu nosníku přivařen. Stojina bude připojena pomocí koutových svarů, dolní a horní pásnice budou připojeny pomocí tupých svarů. Smyková síla bude určena v místě přivaření na hlavní nosník, kde je největší smyková síla.



$$V_{ED,1} = 1592,9 \text{ kN}$$

$$V_{ED,2} = -1562,8 \text{ kN}$$



$$M_{ED,1} = 776,1 \text{ kNm}$$

$$M_{ED,2} = -1303,6 \text{ kNm}$$

#### ➤ Posouzení varianty č. 1:

#### Předpoklady pro posouzení:

Pásnice jsou namáhány pouze ohybovým momentem.

Stojna je namáhána posouvající silou i ohybovým momentem.

#### ZATÍŽENÍ:

##### Ocelová část:

$M_y$	=	776.1 kNm	Ohybový moment
$V_z$	=	1592.9 kN	Posouvající síla

#### MATERIÁLY:

##### Ocel:

S355

$f_{yk}$	=	355 Mpa	Mez kluzu oceli
$f_u$	=	490 MPa	Mez pevnosti oceli
$E_s$	=	210 Gpa	Modul pružnosti oceli
$\epsilon$	=	0.81	
$\beta$	=	0.9	Korelační součinitel
$\gamma_{Mw}$	=	1.5	Součinitel spolehlivosti materiálu
$R_{srovn}$	=	362.96 Mpa	Srovnávací únosnost
$\sigma_{max, kolm,}$	=	326.67 MPa	Maximální normálové kolmé napětí

**PRŮŘEZ - Svarový obrazec:**

<b>Ocelová část:</b>	Celková výška ocelového nosníku h = 1635 mm							
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	Sy [mm <sup>3</sup> ]	Io [mm <sup>4</sup> ]	A*y' <sup>2</sup> [mm <sup>4</sup> ]
Dolní pásnice_1	0	0	0	0	0	0	0	0
Dolní pásnice_2	870	870	30	15	26100	391500	1957500	5872500
Dolní pásnice_3	0	0	0	30	0	0	0	0
Stojna, výřez	0	0	100	80	0	0	0	0
Stojna	12	12	1480	870	17760	15451200	3.24E+09	13442544000
Horní pásnice_1	0	0	0	1610	0	0	0	0
Horní pásnice_2	640	640	25	1622.5	16000	25960000	833333.3	42120100000
Horní pásnice_3	0	0	0	1635	0	0	0	0

$A_a$	=	59860 mm <sup>2</sup>	Plocha ocelového průřezu
$C_{g,a}$	=	698 mm	Těžiště ocelového průřezu
$I_{wy}$	=	3E+10 mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti ocelového průřezu

$W_{wy,fd}$	=	4.2E+07 mm <sup>3</sup>	Průřezový modul k okraji dolní pásnice
$W_{wy,fh}$	=	3.2E+07 mm <sup>3</sup>	Průřezový modul k okraji horní pásnice

$W_{wy,wh}$	=	3.2E+07 mm <sup>3</sup>	Průřezový modul k okraji svarů stojny nahoře
$W_{wy,wd}$	=	4.4E+07 mm <sup>3</sup>	Průřezový modul k okraji svarů stojny dole
$A_{w,w}$	=	17760 mm <sup>2</sup>	Plocha průřezu svarů stojny

**SVARY PŘIPOJUJÍCÍ STOJINU:**

$\tau_{rovnov,w}$	=	89.69 Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	23.89 MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{kolm,w} = \tau_{kolm,w}$	=	16.89 MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí

$\sigma_{srovn}$	=	158.98 Mpa	Srovnávací napětí
------------------	---	------------	-------------------

$\sigma_{srovn}$	=	158.98 Mpa	<	$R_{srovn}$	=	362.96 Mpa
------------------	---	------------	---	-------------	---	------------

VYHOVUJE

$\sigma_{kolm,w}$	=	16.89 Mpa	<	$\sigma_{max,kolm,w}$	=	326.67 Mpa
-------------------	---	-----------	---	-----------------------	---	------------

VYHOVUJE



**SVARY PŘIPOJUJÍCÍ HORNÍ PÁSNICI:**

$\tau_{\text{rovnov},w}$	=	0.00	Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	24.54	MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{\text{kolm},W} = \tau_{\text{kolm},w}$	=	17.35	MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí
$\sigma_{\text{srovn}}$	=	34.71	Mpa	Srovnávací napětí
$\sigma_{\text{srovn}}$	=	<b>34.71</b>	<b>Mpa</b>	< $R_{\text{srovn}} = 362.96$ Mpa <b>VYHOVUJE</b>
$\sigma_{\text{kolm},w}$	=	<b>17.35</b>	<b>Mpa</b>	< $\sigma_{\text{max,kolm},w} = 326.67$ Mpa <b>VYHOVUJE</b>

**SVARY PŘIPOJUJÍCÍ DOLNÍ PÁSNICI:**

$\tau_{\text{rovnov},w}$	=	0.00	Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	18.30	MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{\text{kolm},W} = \tau_{\text{kolm},w}$	=	12.94	MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí
$\sigma_{\text{srovn}}$	=	25.88	Mpa	Srovnávací napětí
$\sigma_{\text{srovn}}$	=	<b>25.88</b>	<b>Mpa</b>	< $R_{\text{srovn}} = 362.96$ Mpa <b>VYHOVUJE</b>
$\sigma_{\text{kolm},w}$	=	<b>12.94</b>	<b>Mpa</b>	< $\sigma_{\text{max,kolm},w} = 326.67$ Mpa <b>VYHOVUJE</b>

**➤ Posouzení varianty č. 2:****ZATÍŽENÍ:****Ocelová část:**

$M_y$	=	1303.6	kNm	Ohybový moment
$V_z$	=	1562.8	kN	Posouvající síla

**SVARY PŘIPOJUJÍCÍ STOJINU:**

$\tau_{rovnov,w}$	=	88.00	Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	40.12	MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{kolm,w} = \tau_{kolm,w}$	=	28.37	MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí
$\sigma_{srovn}$	=	162.63	Mpa	Srovnávací napětí
$\sigma_{srovn}$	=	<b>162.63</b>	<b>Mpa</b>	< $R_{srovn} = 362.96$ Mpa <b>VYHOVUJE</b>
$\sigma_{kolm,w}$	=	<b>28.37</b>	<b>Mpa</b>	< $\sigma_{max,kolm,w} = 326.67$ Mpa <b>VYHOVUJE</b>

**SVARY PŘIPOJUJÍCÍ HORNÍ PÁSNICI:**

$\tau_{rovnov,w}$	=	0.00	Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	41.22	MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{kolm,w} = \tau_{kolm,w}$	=	29.15	MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí
$\sigma_{srovn}$	=	58.30	Mpa	Srovnávací napětí
$\sigma_{srovn}$	=	<b>58.30</b>	<b>Mpa</b>	< $R_{srovn} = 362.96$ Mpa <b>VYHOVUJE</b>
$\sigma_{kolm,w}$	=	<b>29.15</b>	<b>Mpa</b>	< $\sigma_{max,kolm,w} = 326.67$ Mpa <b>VYHOVUJE</b>

**SVARY PŘIPOJUJÍCÍ DOLNÍ PÁSNICI:**

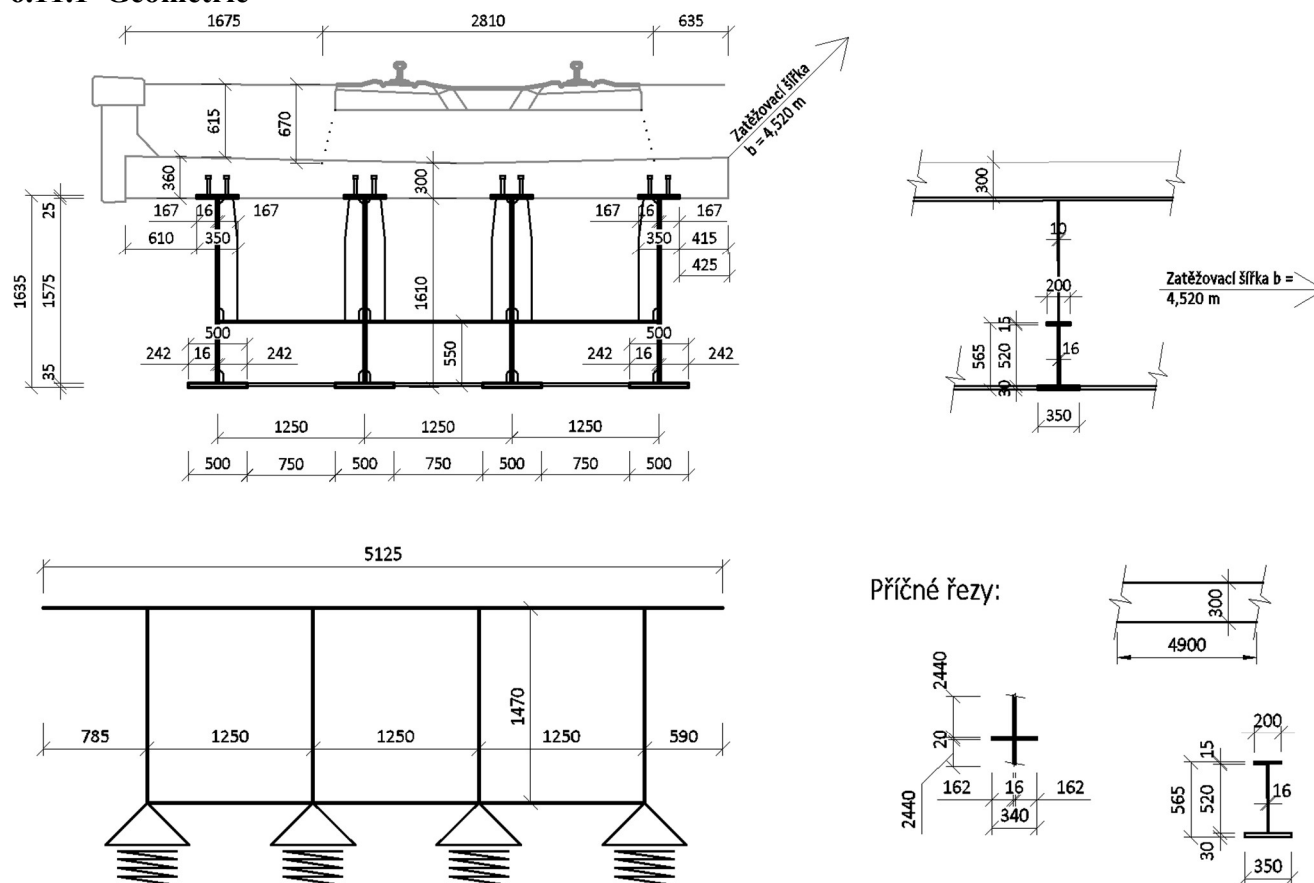
$\tau_{rovnov,w}$	=	0.00	Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	30.73	MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{kolm,w} = \tau_{kolm,w}$	=	21.73	MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí
$\sigma_{srovn}$	=	43.46	Mpa	Srovnávací napětí
$\sigma_{srovn}$	=	<b>43.46</b>	<b>Mpa</b>	< $R_{srovn} = 362.96$ Mpa <b>VYHOVUJE</b>
$\sigma_{kolm,w}$	=	<b>21.73</b>	<b>Mpa</b>	< $\sigma_{max,kolm,w} = 326.67$ Mpa <b>VYHOVUJE</b>

Jsou navrženy svary **a = 6 mm** pro připojení stojiny příčnicku na hlavní nosník

## 6.11 Návrh a posouzení mezilehlého příčníku

Pro návrh mezilehlého příčníku bude použit rovinný model uložený na pružných podporách, je to stejný model který byl použitý pro návrh výztuže sprážené desky v příčném směru, viz kapitola 6.7. Z tohoto modelu bude použito i zatížení a kombinace. Pro připomenutí zde bude uvedena jen geometrie průřezů a vnitřní síly.

### 6.11.1 Geometrie



#### Třída stojny:

$$c = h_w = 520 \text{ mm}$$

$$t = t_w = 16 \text{ mm}$$

$$c/t = 520/16 = 32,5 < 72 * \varepsilon = 72 * 0,81 = 58,32$$

1. Třída průřezu

#### Třída horní pásnice:

$$c = (b_{fh} - t_w)/2 = (200-16)/2 = 92 \text{ mm}$$

$$t = t_{fh} = 15 \text{ mm}$$

$$c/t = 92/15 = 6,13 < 9 * \varepsilon = 9 * 0,81 = 7,29$$

1. Třída průřezu

#### Třída dolní pásnice:

$$c = (b_{fd} - t_w)/2 = (350-16)/2 = 167 \text{ mm}$$

$$t = t_{fd} = 30 \text{ mm}$$

$$c/t = 167/30 = 5,57 < 9 * \varepsilon = 9 * 0,81 = 7,29$$

1. Třída průřezu

Celková třída průřezu uprostřed rozpětí je 1. Je možné použít plastický výpočet.

### 6.11.2 Kombinace

MSÚ:

$$6.10a: \gamma_G * (ZS1+ZS2_{sup}) + \gamma_Q * \psi_0 * ZS3 + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS6+ZS7) = 1,35 * (ZS1+ZS2_{sup}) + 1,45 * 0,8 * ZS3 + 1,5 * 0,6 * (ZS6+ZS7)$$

$$6.10b: \gamma_G * \xi * (ZS1+ZS2_{sup}) + \gamma_Q * ZS3 + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS6+ZS7) = 1,35 * 95 * (ZS1+ZS2_{sup}) + 1,45 * ZS3 + 1,5 * 0,6 * (ZS6+ZS7)$$

$$\text{Mimořádná: } (ZS1+ZS2_{sup}) + ZS5 + \psi_1 * (ZS6+ZS7) = (ZS1+ZS2_{sup}) + ZS5 + 0,2 * (ZS6+ZS7)$$

#### Charakteristická kombinace

$$\text{Char (sup): } (ZS1+ZS2_{sup}) + ZS3 + \psi_0 * (ZS6+ZS7) = (ZS1+ZS2_{sup}) + ZS3 + 0,6 * (ZS6+ZS7)$$

#### Častá kombinace

$$\text{Čast (sup): } (ZS1+ZS2_{sup}) + \psi_1 * ZS3 + \psi_2 * (ZS6+ZS7) = (ZS1+ZS2_{sup}) + 0,8 * ZS3 + 0,0 * (ZS6+ZS7)$$

#### Kvazistálá kombinace

$$\text{Kvaz (sup): } (ZS1+ZS2_{sup}) + \psi_2 * ZS3 + \psi_2 * ZS6 + \psi_2 * (ZS6+ZS7) = (ZS1+ZS2_{sup}) + 0,0 * ZS3 + 0,0 * (ZS6+ZS7)$$

#### Posouzení únavy

Pro posouzení únavy bude použit dynamický součinitel  $\phi_2$  pro pečlivě udržovanou kolej. Zatížení dopravou bude děleno  $\alpha=1,21$ , protože u únavy není tento součinitel vyžadován.

$$L_\phi = L = 3,60 \text{ m}$$

(Jedná se o prostý nosník)

$$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,82 = \frac{1,44}{\sqrt{3,60 - 0,2}} + 0,82 = 1,668$$

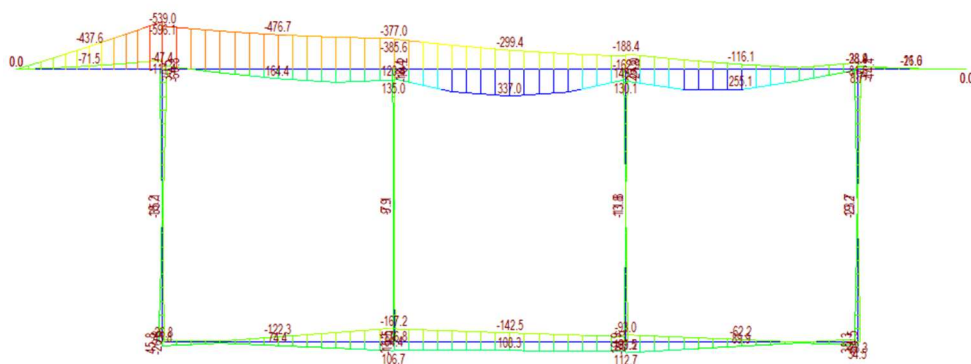
Rozptyl napětí se určí jako:

$$\gamma_{Ff} * ZS3 / 1,21 * \phi_2 / \phi_3 = 1,0 * ZS3 / 1,21 * 1,668 / 2,00 = 0,689 * ZS4$$

### 6.11.3 Účinky zatížení

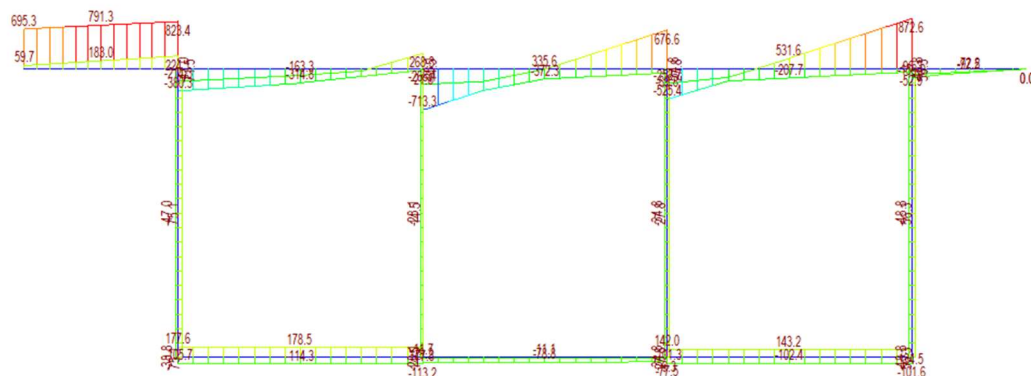
Pozn.: význam mají jen vnitřní síly působící na podporový příčník. Ostatní prvky již byli posouzeni v jiné části statáku. U vnitřních sil působících zde neodpovídá zatěžovací šířka.

MSÚ obálka – ohybové momenty:



$$M_{+max} = 112,7 \text{ kNm}$$

$$M_{-max} = -167,2 \text{ kNm}$$

**MSÚ obálka – posouvající síly:**

$$V_{\max} = 178,5 \text{ kN}$$

**6.11.4 Posouzení v ohybu, maximální moment, MSÚ****PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:**

<b>Ocelová část:</b>	Celková výška ocelového nosníku h					=	565	mm
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	Sy [mm <sup>3</sup> ]	Io [mm <sup>4</sup> ]	A*y' <sup>2</sup> [mm <sup>4</sup> ]
Dolní pásnice	350	350	30	15	10500	157500	787500	2362500
Stojna, část 1	16	16	520	290	8320	2412800	1.87E+08	699712000
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	200	200	15	557.5	3000	1672500	56250	932418750

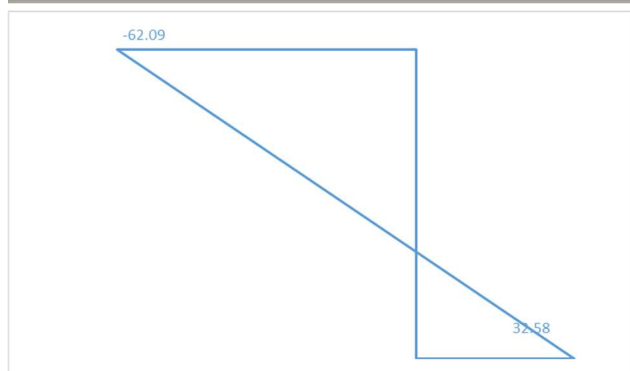
$A_a$	=	21820 mm <sup>2</sup>	Plocha ocelového průřezu
$C_{g,a}$	=	194 mm	Těžiště ocelového průřezu
$I_{y,a}$	=	1E+09 mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti ocelového průřezu

**ZATÍŽENÍ:****Ocelová část:**

$M_{y,1}$	=	167.2 kNm	Moment působící pouze na ocelovou část
$N_1$	=	0 kN	Normálová síla (+ tah, - tah), ocelová část

**NAPĚTÍ - Krátkodobě:****Ocelová část:**

$z_1$	=	-194 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
$z_2$	=	371 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
$\sigma_1$	=	32.58 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-62.09 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku

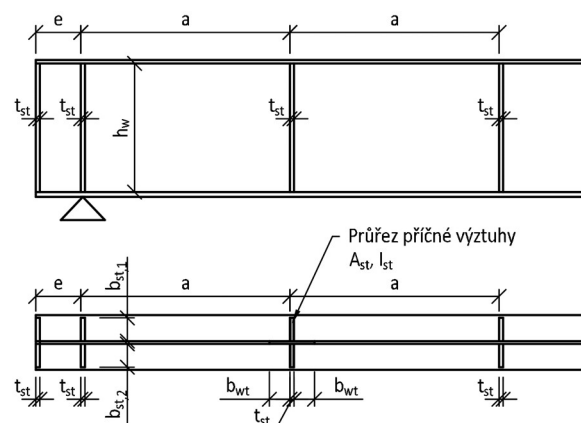


$$\sigma_{s,\max} = 62,09 \text{ MPa} < f_y / \gamma_{M0} = 345 / 1,00 = 345 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{s,\max}}{f_y / \gamma_{M0}} = \frac{62,09}{345 / 1,0} = 0,180 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

### 6.11.5 Posouzení ve smyku, MSÚ



#### TUHOST KONCOVÉ VÝZTUHY:

$t_w$	=	0.016	m	Tloušťka stojny nosníku
$h_w$	=	0.52	m	Výška koncové výztuhy
$t_{st}$	=	0	m	Tloušťka koncové výztuhy
$b_{st}$	=	0	m	Šířka koncové výztuhy
$e$	=	1.25	m	Vzdálenost koncových výztuh

#### ZATÍŽENÍ:

$V_{ED}$	=	178.5	kN	Posouvající síla
----------	---	-------	----	------------------

**SMYKOVÁ ÚNOSNOST STOJNY:**

$k_{TSI}$	=	0		Součinitel krit. boulení od smyku podélné výztuhy
$I_{sl}$	=	0	$m^4$	Moment setrvačnosti podélné výztuhy
Jedná se o stojnu bez podélných výztuh, ale s mezipodporovými příčnými výztuhami				
$a$	=	1.28	m	Vzdálenost příčných výztuh
$h_w$	=	0.52	m	Výška stojny
$a/h_w$	=	2.46	>	1
$k_\tau$	=	29.58		Součinitel krit. boulení od smyku příčné výztuhy
$\lambda_w$	=	0.20		Štíhlost stojny
$\chi$	=	1.20		Součinitel příspěvku stojny při boulení od smyku
$V_{bw, RD}$	=	1860.3	kN	Únosnost stojny s vlivem boulení
$V_{b, RD, max}$	=	1550.2	kN	Maximální únosnost stojny
$V_{ED}/V_{RD, min}$	=	0.12	<	1
<b>VYHOVUJE</b>				

**6.11.6 Posouzení krčnicích svarů**

$V_{ed}$	=	178.5	kN	Působící posouvající síla
$\beta_w$	=	0.9		Součinitel korelace
$\gamma_M$	=	1.5		Součinitel spolehlivosti svarových spojů
$f_u$	=	490	MPa	Mez pevnosti oceli
$\tau_{RD}$	=	362.96	Mpa	Únosnost ve smyku ve srovnávacím napětí

**POSOUZENÍ TĚSNĚ PO UVEDENÍ DO PROVOZU:**

$I_{y, i}$	=	9.978E+08	mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu
------------	---	-----------	-----------------	--

**Dolní pásnice:**

$a$	=	3	mm	Účinná výška svaru
$S_d$	=	1.884E+06	mm <sup>3</sup>	Statický moment dolní pásnice
$\tau_{II}$	=	20.611	Mpa	Smykové napětí ve svaru

Ve srovnávacím napětí:

$3^{1/2} \cdot \tau_{II}$	=	35.70	<	$\tau_{RD}$	=	69.57	Mpa
Využití:		0.51	<	1.00	<b>VYHOVUJE</b>		



**Horní pásnice:**

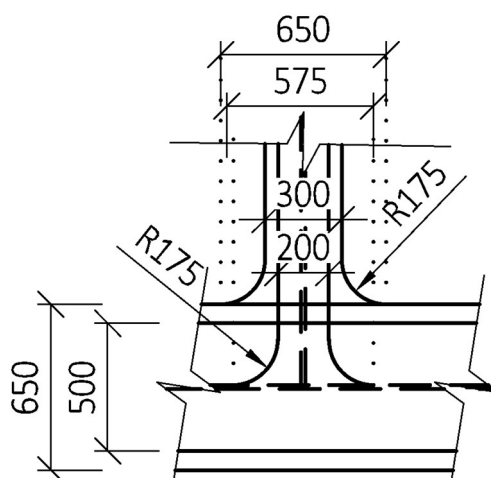
<b>a</b>	=	<b>3</b>	mm	Účinná výška svaru
$S_h$	=	1.089E+06	mm <sup>3</sup>	Statický moment horní pásnice
$\tau_{II}$	=	11.914	Mpa	Smykové napětí ve svaru

Ve stovňávacím napětí:

$3^{1/2} \cdot \tau_{II}$	=	20.64	<	$\tau_{RD}$	=	69.57	Mpa
Využití:		0.30	<	1.00		<b>VYHOVUJE</b>	

**6.11.7 Posouzení připojení mezilehlého příčnicku na hlavní nosník**

Podporový příčník bude k hlavnímu nosníku přivařen. Horní pásnice a stojina budou připojeny pomocí koutových svarů, dolní pásnice bude připojena pomocí tupého svaru.

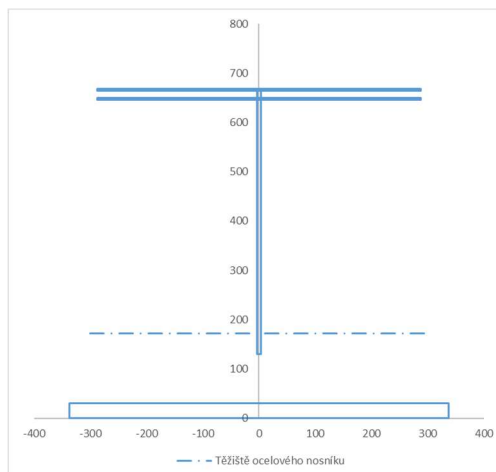


$$V_{ED} = 178,5 \text{ kN}$$

$$M_{ED} = 167,2 \text{ kNm}$$

**MATERIÁLY:**
**Ocel:**
**S355**

$f_{yk}$	=	355	Mpa	Mez kluzu oceli
$f_u$	=	490	MPa	Mez pevnosti oceli
$E_s$	=	210	Gpa	Modul pružnosti oceli
$\epsilon$	=	0.81		
$\beta$	=	1		Korelační součinitel
$\gamma_{Mw}$	=	1.15		Součinitel spolehlivosti materiálu
$R_{srovn}$	=	426.09	Mpa	Srovnávací únosnost
$\sigma_{max, kolm,}$	=	426.09	MPa	Maximální normálové kolmé napětí

**PRŮŘEZ - Svarový obrazec:**

<b>Ocelová část:</b>	Celková výška ocelového nosníku h = 669 mm							
část průřezu	b [mm]	b <sub>i</sub> [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	S <sub>y</sub> [mm <sup>3</sup> ]	I <sub>o</sub> [mm <sup>4</sup> ]	A*y' <sup>2</sup> [mm <sup>4</sup> ]
Dolní pásnice_1	0	0	0	0	0	0	0	0
Dolní pásnice_2	675	675	30	15	20250	303750	1518750	4556250
Dolní pásnice_3	0	0	0	30	0	0	0	0
Stojna, výřez	0	0	100	80	0	0	0	0
Stojna	8	8	520	390	4160	1622400	93738667	632736000
Horní pásnice_1	575	575	4	648	2300	1490400	3066.667	965779200
Horní pásnice_2	8	8	15	657.5	120	78900	2250	51876750
Horní pásnice_3	575	575	4	667	2300	1534100	3066.667	1023244700

$A_a$	=	29130 mm <sup>2</sup>	Plocha ocelového průřezu
$C_{g,a}$	=	173 mm	Těžiště ocelového průřezu
$I_{wy}$	=	1.9E+09 mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti ocelového průřezu

$W_{wy,fd}$	=	1.1E+07 mm <sup>3</sup>	Průřezový modul k okraji dolní pásnice
$W_{wy,fh}$	=	3.8E+06 mm <sup>3</sup>	Průřezový modul k okraji horní pásnice

$W_{wy,wh}$	=	4.0E+06 mm <sup>3</sup>	Průřezový modul k okraji svarů stojny nahoře
$W_{wy,wd}$	=	1.3E+07 mm <sup>3</sup>	Průřezový modul k okraji svarů stojny dole
$A_{w,w}$	=	4160 mm <sup>2</sup>	Plocha průřezu svarů stojny

**Předpoklady pro posouzení:**

Pásnice jsou namáhány pouze ohybovým momentem.

Stojna je namáhána posouvající silou i ohybovým momentem.

**ZATÍŽENÍ:**
**Ocelová část:**

$M_y$	=	167.2 kNm	Ohybový moment
$V_z$	=	178.5 kN	Posouvající síla

**SVARY PŘIPOJUJÍCÍ STOJINU:**

$\tau_{rovnov,w}$	=	42.91 Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	41.89 MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{kolm,w} = \tau_{kolm,w}$	=	29.62 MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí
$\sigma_{srovn}$	=	95.05 Mpa	Srovnávací napětí
$\sigma_{srovn}$	=	95.05 Mpa	< $R_{srovn} = 426.09$ Mpa <b>VYHOVUJE</b>
$\sigma_{kolm,w}$	=	29.62 Mpa	< $\sigma_{max,kolm,w} = 426.09$ Mpa <b>VYHOVUJE</b>

**SVARY PŘIPOJUJÍCÍ HORNÍ PÁSNICI:**

$\tau_{rovnov,w}$	=	0.00 Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	43.56 MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{kolm,w} = \tau_{kolm,w}$	=	30.80 MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí
$\sigma_{srovn}$	=	61.61 Mpa	Srovnávací napětí
$\sigma_{srovn}$	=	61.61 Mpa	< $R_{srovn} = 426.09$ Mpa <b>VYHOVUJE</b>
$\sigma_{kolm,w}$	=	30.80 Mpa	< $\sigma_{max,kolm,w} = 426.09$ Mpa <b>VYHOVUJE</b>

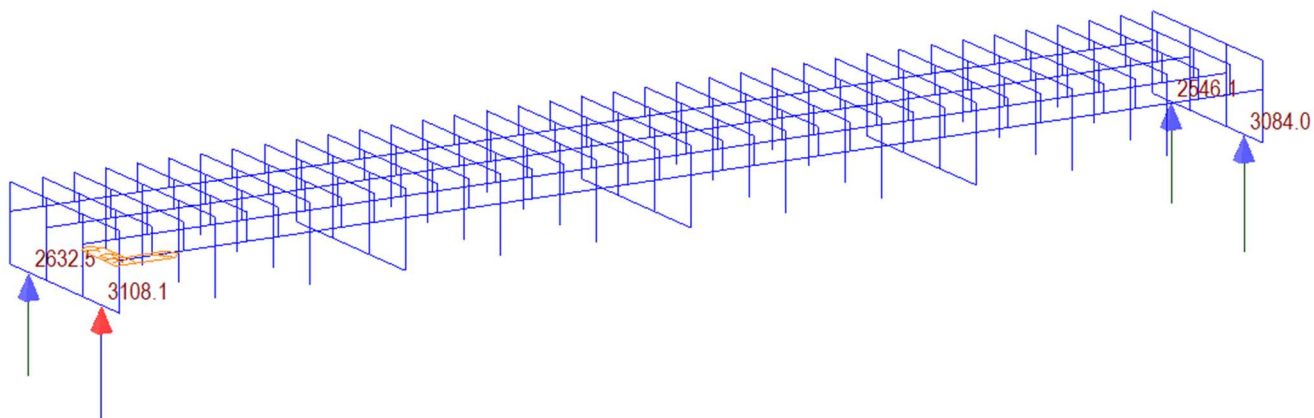
**SVARY PŘIPOJUJÍCÍ DOLNÍ PÁSNICI:**

$\tau_{rovnov,w}$	=	0.00 Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	15.15 MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{kolm,w} = \tau_{kolm,w}$	=	10.72 MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí
$\sigma_{srovn}$	=	21.43 Mpa	Srovnávací napětí
$\sigma_{srovn}$	=	21.43 Mpa	< $R_{srovn} = 426.09$ Mpa <b>VYHOVUJE</b>
$\sigma_{kolm,w}$	=	10.72 Mpa	< $\sigma_{max,kolm,w} = 426.09$ Mpa <b>VYHOVUJE</b>

Je navrženo ovaření koutovým svarem velikosti  $a = 4$  mm.

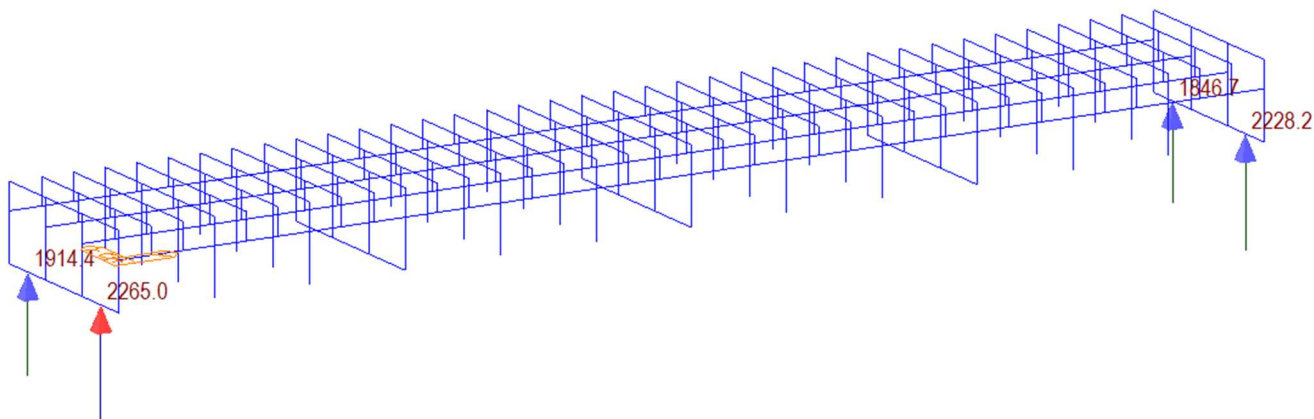
## 6.12 Síly působící na ložiska

**Maximální svislá reakce MSÚ:**



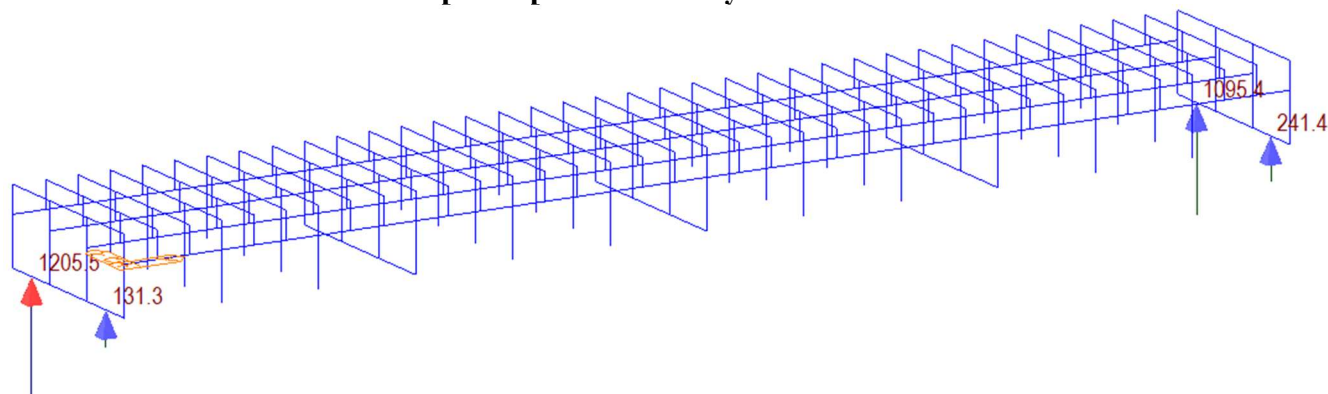
$$R_{Z,\max} = 3108,1 \text{ kN}$$

**Maximální svislá reakce MSP charakteristická:**



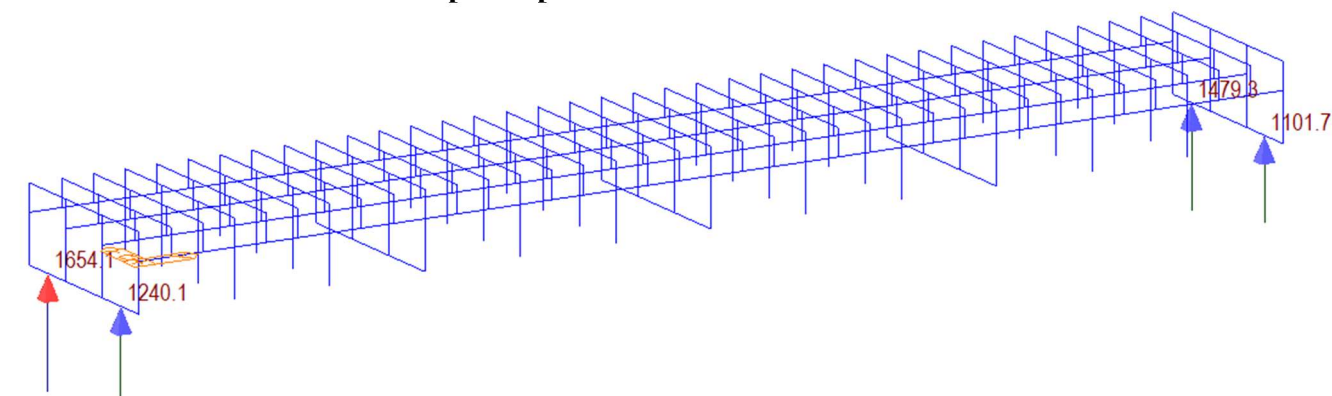
$$R_{Z,\max} = 2265,0 \text{ kN}$$

**Minimální svislá reakce MSÚ – překlopení nezatížený vlak:**



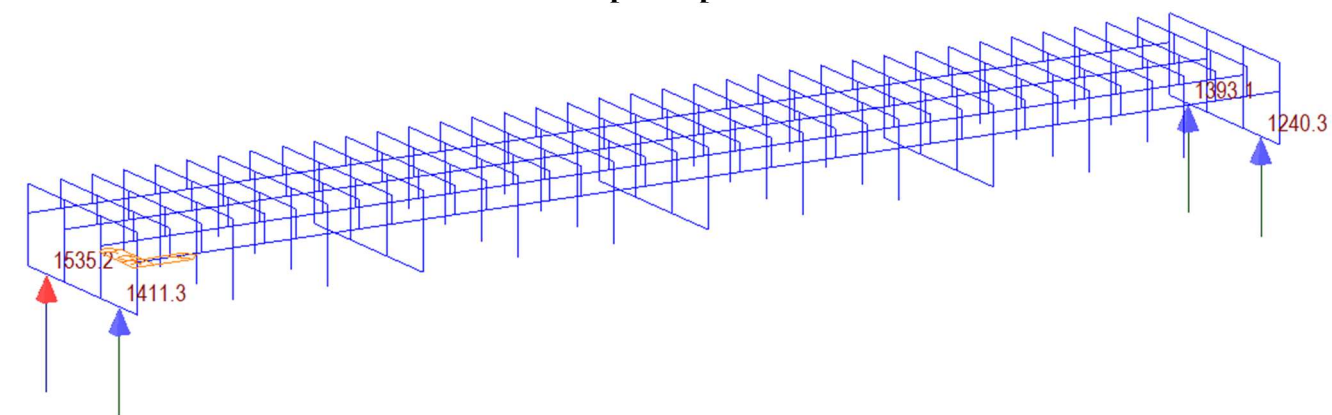
$$R_{Z,\max} = 131,3 \text{ kN}$$

### Minimální svislá reakce MSÚ – překlopení LM71:



$$R_{z,\max} = 1101,7 \text{ kN}$$

### Minimální svislá reakce Charakteristická – překlopení LM71:



$$R_{z,\max} = 1240,3 \text{ kN}$$

### Maximální podélná reakce:

Pro maximální podélné síly bude použity rozjezdové a brzdné síly podle ČSN EN 1991-2 NA 2.71 ve změně č. 4 – tj. na jedné koleji rozjezd na druhé brzdění, dále bude uvažována síla od bezстыkové koleje.

Rozjezdová síla:  $Q_{\text{lak}} = 33 \text{ kN/m}$

Délka mostu:  $L = 22,6 \text{ m}$

Poměr přenosu do NK:  $\zeta = 0,6$

(Pro bezстыkovou kolej, do konstrukce se přenáší pouze část zatížení)

Síla na jedno ložisko MSÚ od vodorovných sil od dopravy:

$$R_{x,\max} = Q_{\text{lak}} * L / 2 * 1,1 * \alpha * \zeta * \gamma_Q = 33 * 22,60 / 2 * 1,1 * 1,21 * 0,6 * 1,45 = 431,8 \text{ kN}$$

Síla na jedno ložisko MSP:

$$R_{x,\max} = Q_{\text{lak}} * L / 2 * 1,1 * \alpha * \zeta = 33 * 22,60 / 2 * 1,1 * 1,21 * 0,6 = 297,8 \text{ kN}$$

Odpor proti posunutí od bezстыkové koleje pro bezстыkovou kolej:  $k_p = 20 \text{ kN/m}$

Síly od bezстыkové koleje budou v kombinaci uvažovány jako vedlejší zatížení (součinitel  $\psi_0 = 0,6$ )

Síla na jedno ložisko MSÚ od bezстыkové koleje:

$$R_{x,p} = (2 / 2) * 0,6 * k_p * L * \psi_0 * \gamma_Q = (2/2) * 0,6 * 20 * 22,6 * 0,6 * 1,5 = 244,08 \text{ kN}$$

Síla na jedno ložisko MSÚ od bezstykové koleje:

$$R_{x,p} = (2 / 2) * 0,6 * k_p * L * \psi_0 = (2/2) * 0,6 * 20 * 22,6 * 0,6 = 162,72 \text{ kN}$$

**Celková síla na jedno ložisko MSÚ:**

$$R_{x,max} = R_{x,LM71} + R_{x,p} = 431,8 + 244,08 = \mathbf{675,88 \text{ kN}}$$

**Celková síla na jedno ložisko MSP:**

$$R_{x,max} = R_{x,LM71} + R_{x,p} = 297,8 + 162,72 = \mathbf{460,52 \text{ kN}}$$

Pro posuvné ložisko bude uvažována síla s uvažováním tření  $\mu_{max} = 0,03$  a maximální svislé reakce. O tuto sílu by bylo možné snížit sílu v pevném ložisku.

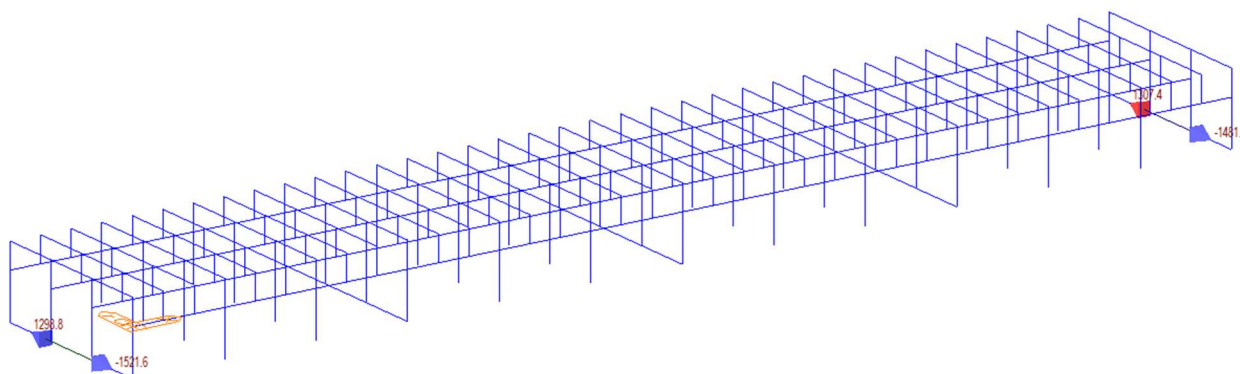
Síla v posuvném ložisku MSÚ:

$$R_{x,pos.lož} = R_{z,max} * \mu_{max} = 3108,1 * 0,03 = 93,24 \text{ kN}$$

Síla v posuvném ložisku MSP:

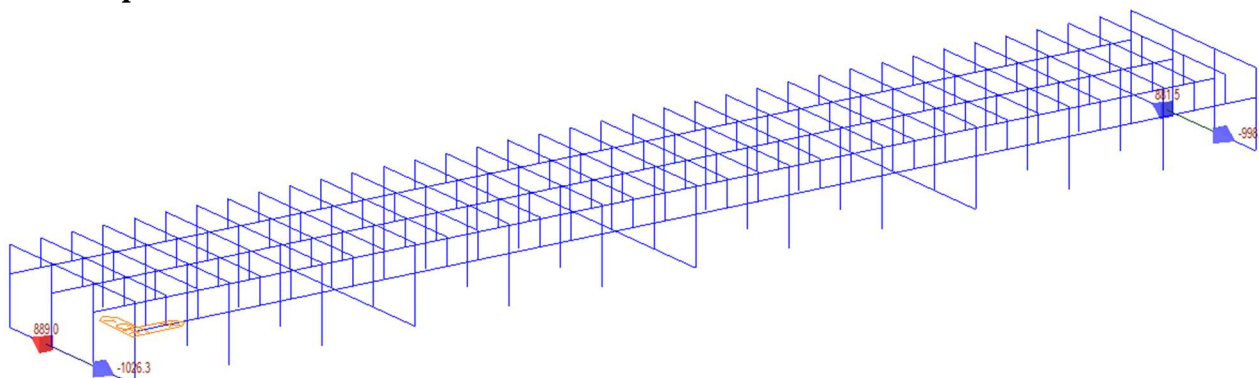
$$R_{x,pos.lož} = R_{z,max} * \mu_{max} = 2265,0 * 0,03 = 67,95 \text{ kN}$$

**Maximální příčná reakce reakce MSÚ:**



$$R_{y,max} = \mathbf{1521,6 \text{ kN}}$$

**Maximální příčná reakce MSP:**



$$R_{y,max} = \mathbf{1026,3 \text{ kN}}$$

POŽADAVKY NA POSUVNÉ LOŽISKO			
Reakce v ložisku			
		Charakteristické	Návrhové
Svislá maximální	$V_{\max}$ [kN]	2300	3200
Svislá minimální	$V_{\min}$ [kN]	1100	1400
Vodorovná podélná	$H_l$ [kN]	-	-
Vodorovná příčná	$H_q$ [kN]	1100	1600
Mezní pohyby			
		+	-
Podélný posun	$E_l$ [mm]	40	40
Příčný posun	$E_q$ [mm]	0	0
Pootočení	$\varphi$ [mrad]	0	7.30

POŽADAVKY NA PEVNÉ LOŽISKO			
Reakce v ložisku			
		Charakteristické	Návrhové
Svislá maximální	$V_{\max}$ [kN]	2300	3200
Svislá minimální	$V_{\min}$ [kN]	1100	1400
Vodorovná podélná	$H_l$ [kN]	500	800
Vodorovná příčná	$H_q$ [kN]	1100	1600
Mezní pohyby			
		+	-
Podélný posun	$E_l$ [mm]	0	0
Příčný posun	$E_q$ [mm]	0	0
Pootočení	$\varphi$ [mrad]	0	7.30





### 6.13 Připojení ložiska k NK

Ložiska budou připojena k nosné konstrukci pomocí čtyř šroubů. Šrouby budou navrženy na podélnou a příčnou vodorovnou sílu – tj. na střih a na otláčení. Na tah není nutné šrouby posuzovat, protože nedochází k nadzvedávání ložiska.

Podélná síla = 800 kN

Příčná síla = 1500 kN

Podle předpisů pro kombinace (viz kapitola 5) působí vždy celá podélná a polovina příčné síly nebo obráceně. Výsledná síla pro posouzení šroubů bude spočtena vektorovým součtem těchto sil. Na jeden šroub bude působit šestina této síly (j šest šroubů).

$$F_{V,ED} = \sqrt{1500^2 + (800/2)^2} = 1649,24 \text{ kN}$$

$$F_{V,ED} = 1649,24/6 = 274,87 \text{ kN}$$

Rozměry klínové desky a přilehlé části dolní pásnice mají rozměr 700x700x30 (pásnice 700x700x25). Osa šroubů bude vzdálena min. 60 mm od okraje klínové desky a pásnice. Ocel konstrukce a klínové desky je S355, šrouby jsou navrženy z oceli 8.8. Je navržen šroub M36.

#### Zatížení šroubů:

$F_{V,ED}$	=	274.87	kN	Smyková síla působící na šroub
$F_{t,RD}$	=	0	kN	Tahová síla působící na šroub

#### Materiál:

<b>Šroub:</b>		<b>8.8</b>		
$f_{yb}$	=	640	MPa	Mez kluzu šroubu
$f_{ub}$	=	800	MPa	Mez pevnosti šroubu

#### Základní materiál: S355

$f_y$	=	355	MPa	Mez kluzu základní oceli
$f_u$	=	490	MPa	Mez pevnosti základní oceli

$\gamma_{M2}$	=	1.25		Součinitel spolehlivosti spojů
---------------	---	------	--	--------------------------------

#### Geometrie:

$t$	=	25	mm	Tloušťka plechu (minimální)
$d$	=	36	mm	Průměr šroubu
$d_0$	=	39	mm	Průměr otvoru
$A$	=	1018	mm <sup>2</sup>	Plocha plného dřívku
$A_0$	=	817	mm <sup>2</sup>	Plocha jádra dřívku
$n$	=	1		Počet střihů

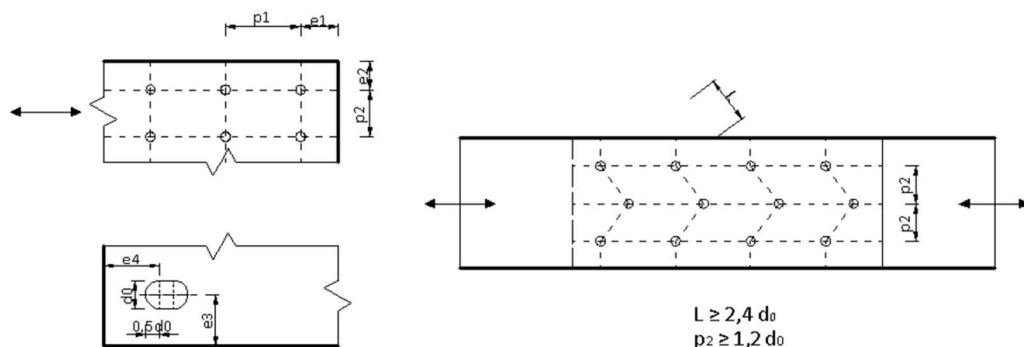


$$d_m = 56 \text{ mm}$$

Menší ze středních průměrů kružnice  
opsané a vepsané do šestihranu hlavy  
nebo matice

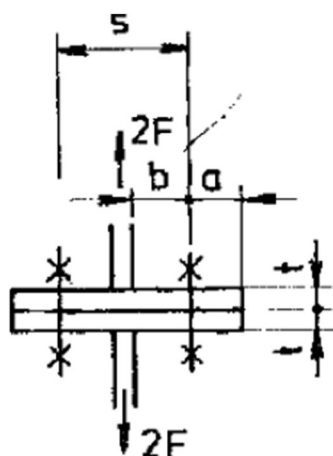
### Rozteče:

$e_1$	=	50	mm	>	$e_{1,min}$	=	46.8	mm
$e_2$	=	50	mm	>	$e_{2,min}$	=	46.8	mm
$p_1$	=	550	mm	>	$p_{1,min}$	=	85.8	mm
$p_2$	=	550	mm	>	$p_{2,min}$	=	93.6	mm



### Páčení:

$b$	=	550	mm
$a$	=	50	mm



kde  $d$  je jmenovitý průměr dřívku šroubu;  
 $a, b$  rozměry podle obrázku 19 v mm.

$$t = 25 \text{ mm} < t_e = 104.26 \text{ mm}$$

Páčení nastává

$$\gamma_p = 5.312603$$

Součinitel páčení

$$F_{t, RD+} = 0 \text{ kN}$$

Zvětšená tahová síla

**Výpočet únosnosti:**

$\alpha_d$	$= e1/(3*d0) =$	0.43
$\alpha_d$	$= p1/(3*d0)-1/4 =$	4.45
$\alpha_b$	$= \min[\alpha_b; fub/f_u; 1.0] =$	<b>0.43</b>
$k_1$	$= \min[2.8*e2/d0-1.7; 1.4*p2/d0-1.7; 2.50] =$	<b>1.89</b>
$k_2$	$=$	<b>0.9</b>

$F_{v, RD}$	$= n * 0.6 * fub * A0 / \gamma M2 =$	<b>313.73 kN</b>	Únosnost šroubu ve střihu
$F_{b, RD}$	$= k1 * \alpha_b * f_u * d * t / \gamma M2 =$	<b>284.92 kN</b>	Únosnost v otláčení
$F_{t, RD}$	$= k2 * fub * A0 / \gamma M2 =$	<b>470.592 kN</b>	Únosnost šroubu v tahu
$B_{p, RD}$	$= 0.6 * \pi * d_m * t * f_u / \gamma M2 =$	<b>1034.46 kN</b>	Únosnost v protlačení

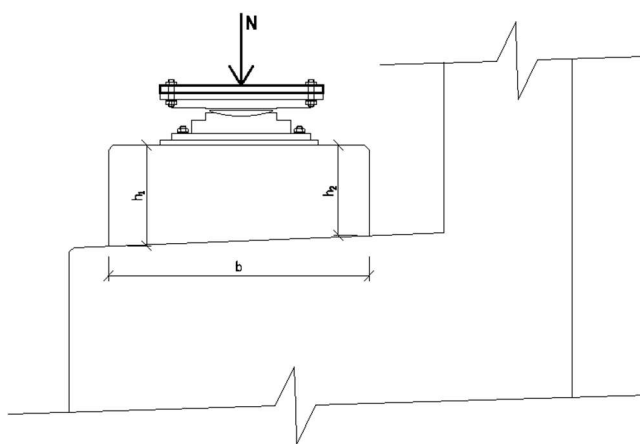
**Posouzení:**

$F_{v, RD}$	$=$	313.73 kN	$>$	$F_{v, ED}$	$=$	274.87 kN	<b>Ve střihu VYHOVUJE</b>
$F_{b, RD}$	$=$	284.92 kN	$>$	$F_{v, ED}$	$=$	274.87 kN	<b>V otláčení VYHOVUJE</b>
$F_{t, RD}$	$=$	470.59 kN	$>$	$F_{t, RD}$	$=$	0.00 kN	<b>V tahu VYHOVUJE</b>
$B_{p, RD}$	$=$	1034.46 kN	$>$	$F_{t, RD}$	$=$	0.00 kN	<b>V protlačení VYHOVUJE</b>
$F_{v, ED} / F_{v, RD} + F_{t, ED} / (1.4 * F_{t, RD}) =$	0.88	$<$	1.00	<b>Kombinace střihu a tahu VYHOVUJE</b>			

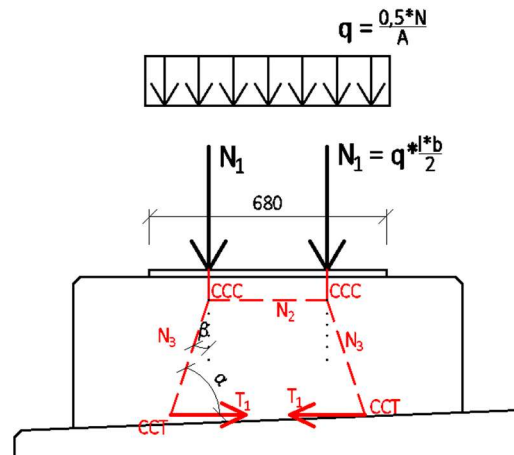
## 6.14 Návrh výztuže podložiskového bloku

Výztuž podložiskových bloků bude navržena na základě svislé a vodorovné reakce z ložiska. Pro svislou a vodorovnou reakci bude použit různý model. Budou navrženy vodorovné třmínky, které zachytí vodorovné (štěpné) síly, a svislé pruty zachycující vodorovnou reakci. Podložiskový blok bude posouzen metodou náhradní příhradové analogie. Výztuž bude posouzena na síly v „táhle“, beton bude posouzen v uzlu „CCC“ a „CCT“ a „CT“. Svislá síla z ložiska bude rozdělena do plochy ložiska a bude vydělena dvěma, protože síla se bude výztuží podložiskového bloku roznášet v obou směrech.

### Svislé síly:



$$\begin{aligned} N &= 3200 \text{ kN} \\ h &= 380 \text{ mm} \\ l = b &= 680 \text{ mm} \\ \alpha &= 72^\circ \\ \beta &= 18^\circ \end{aligned}$$



Síla působící na ložisko  
Minimální výška podložiskového bloku  
Roznášecí plocha ložiska  
Úhel náhradní příhradové soustavy  
Úhel náhradní příhradové soustavy

$$q = (0,5 \cdot N) / A = (0,5 \cdot 3200) / (0,68^2) = 3460,22 \text{ kN/m}$$

Tlak na podložiskový blok v jednom směru

$$N_1 = q \cdot (l/2) = 3460,22 \cdot (0,68^2/2) = 800 \text{ kN}$$

Síla na jeden vstupní uzel CCC

$$N_{3,z} = N_3 \cdot \cos \beta$$

$$N_{3,z} = N_1 = 800 \text{ kN}$$

$$N_3 = N_1 / \cos \beta = 800 / (\cos 18^\circ) = 760,8 \text{ kN}$$

Síla ve vzpěře  $N_3$

$$N_{3,x} = N_3 \cdot \sin \beta = 760,8 \cdot (\sin 18^\circ) = 235,11 \text{ kN}$$

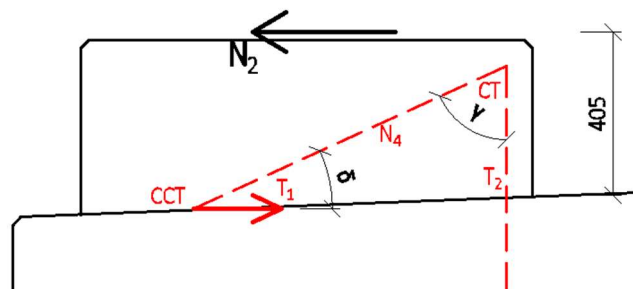
Síla ve vzpěře  $N_2$

$$N_2 = N_{3,x} = 235,11 \text{ kN}$$

Síla v táhle  $T_1$  od svislých sil

$$T_{1,a} = N_{3,x} = 235,11 \text{ kN}$$

### Vodorovné síly:



$$N_2 = 1500 \text{ kN}$$

Síla působící na ložisko

$h$	$=$	405 mm	Minimální výška podložiskového bloku
$l = b$	$=$	680 mm	Roznášecí plocha ložiska
$\gamma$	$=$	$66^\circ$	Úhel náhradní příhradové soustavy
$\delta$	$=$	$24^\circ$	Úhel náhradní příhradové soustavy

$N_4$	$=$	$N_2 / \sin \gamma = 1500 / \sin 66 = 1641,95$ kN	Síla ve vzpěře $N_4$
$T_2$	$=$	$N_4 * \cos \gamma = 1641,95 * \cos 66 = 667,84$ kN	Síla v táhle $T_2$
$T_{1,b}$	$=$	$N_2 = 1500$ kN	Síla v táhle $T_1$ od vodorovné síly

**Celkové síly v táhlech:**

$$T_1 = T_{1,a} + T_{1,b} = 235,11 + 1500 = 1735,11 \text{ kN} \quad \text{Celková síla v táhle } T_1$$

**Návrh a posouzení vodorovných třmínků:**

Budou použity čtyřstržňné třmínky  $\phi 20$  mm. Bude uvažováno napětí ve třmínku  $f_{yd} = 434,783$  MPa

$R_1$	$=$	$4 * (\pi * \phi^2 / 4) * \sigma_{tr} = 4 * (\pi * 0,020^2 / 4) * 434783$ N = 546,4 kN	Únosnost jednoho čtyřstržňného třmínku
$n$	$=$	$T_1 / R_1 = 1735,11 / 546,4 = 3,18$ ks	Potřebný počet třmínků
	$=$	4,0 ks	Navržený počet kusů
$R$	$=$	$n * R_1 = 4 * 546,4 = 2185,60$ kN	Celková únosnost

$$R = 2185,6 \text{ kN} > T_1 = 1735,11 \text{ kN}$$

**Navržená výztuž VYHOVUJE****Svislé výztuže:**

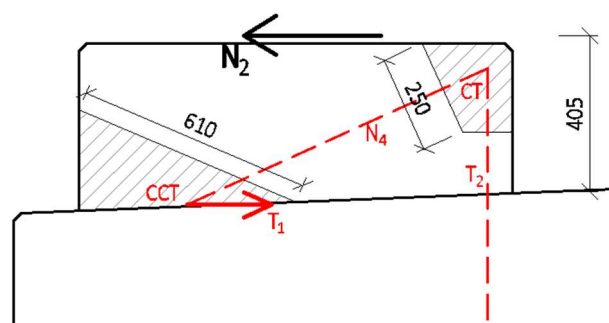
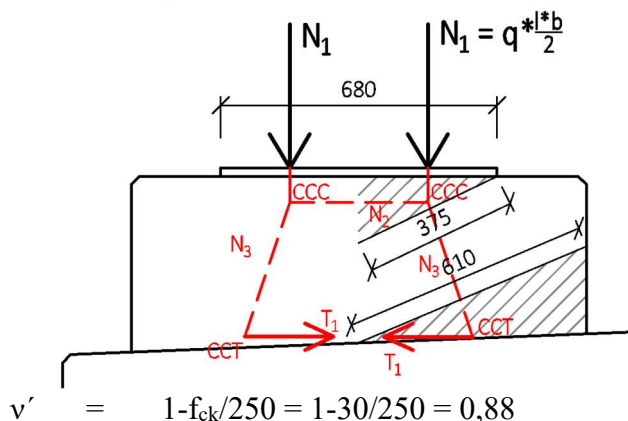
Bude posouzen nutný počet  $\phi 20$  mm. Bude uvažováno napětí ve výztuži  $f_{yd} = 434,783$  MPa

$R_1$	$=$	$(\pi * \phi^2 / 4) * \sigma_{tr} = (\pi * 0,020^2 / 4) * 434783$ N = 136,6 kN	Únosnost jednoho prutu výztuže
$n$	$=$	$T_2 / R_1 = 667,84 / 136,6 = 4,88$ ks	Potřebný počet třmínků
	$=$	5,0 ks	Navržený počet kusů
$R$	$=$	$n * R_1 = 5 * 136,6 = 683,0$ kN	Celková únosnost

$$R = 683,0 \text{ kN} > T_2 = 667,84 \text{ kN}$$

**Navržená výztuž VYHOVUJE****Posouzení tlačeného betonu:**

Beton bude posouzen v uzlu CCC a v uzlu CCT a CT.



Součinitel únosnosti tlačeného betonu

Uzel CCC:

$$f_c^{\max} = 1,0 \cdot v' \cdot f_{cd} = 1,0 \cdot 0,88 \cdot 17,0 = 13,60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = N_3/A = 760,80/(0,68 \cdot 0,375) = 2983,5 \text{ kPa}$$

$$f_c^{\max} = 13,60 \text{ MPa} > \sigma_c = 2,983 \text{ MPa}$$

Uvažovaná únosnost uzlu  
Maximální napětí v uzlu  
**VYHOVUJE**

Uzel CCT:

$$f_c^{\max} = 0,85 \cdot v' \cdot f_{cd} = 1,0 \cdot 0,88 \cdot 17,0 = 12,716 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = (N_3 + N_4)/A = (760,8 + 1641,95)/(0,68 \cdot 0,610) = 5792,55 \text{ kPa}$$

$$f_c^{\max} = 12,716 \text{ MPa} > \sigma_c = 5,79 \text{ MPa}$$

Uvažovaná únosnost uzlu  
Maximální napětí v uzlu  
**VYHOVUJE**

Uzel CT:

$$f_c^{\max} = 0,85 \cdot v' \cdot f_{cd} = 1,0 \cdot 0,88 \cdot 17,0 = 12,716 \text{ MPa}$$

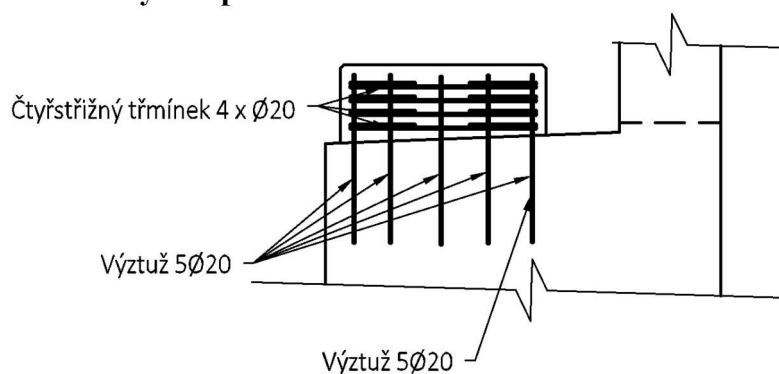
$$\sigma_c = N_4/A = 1641,95/(0,68 \cdot 0,250) = 9658,53 \text{ kPa}$$

$$f_c^{\max} = 12,716 \text{ MPa} > \sigma_c = 9,658 \text{ MPa}$$

Uvažovaná únosnost uzlu  
Maximální napětí v uzlu  
**VYHOVUJE**

Vzpěry není třeba posuzovat, protože uzly vyhovují a vzpěry budou vyztuženy ortogonální výztuží pro zachycení příčných tahů.

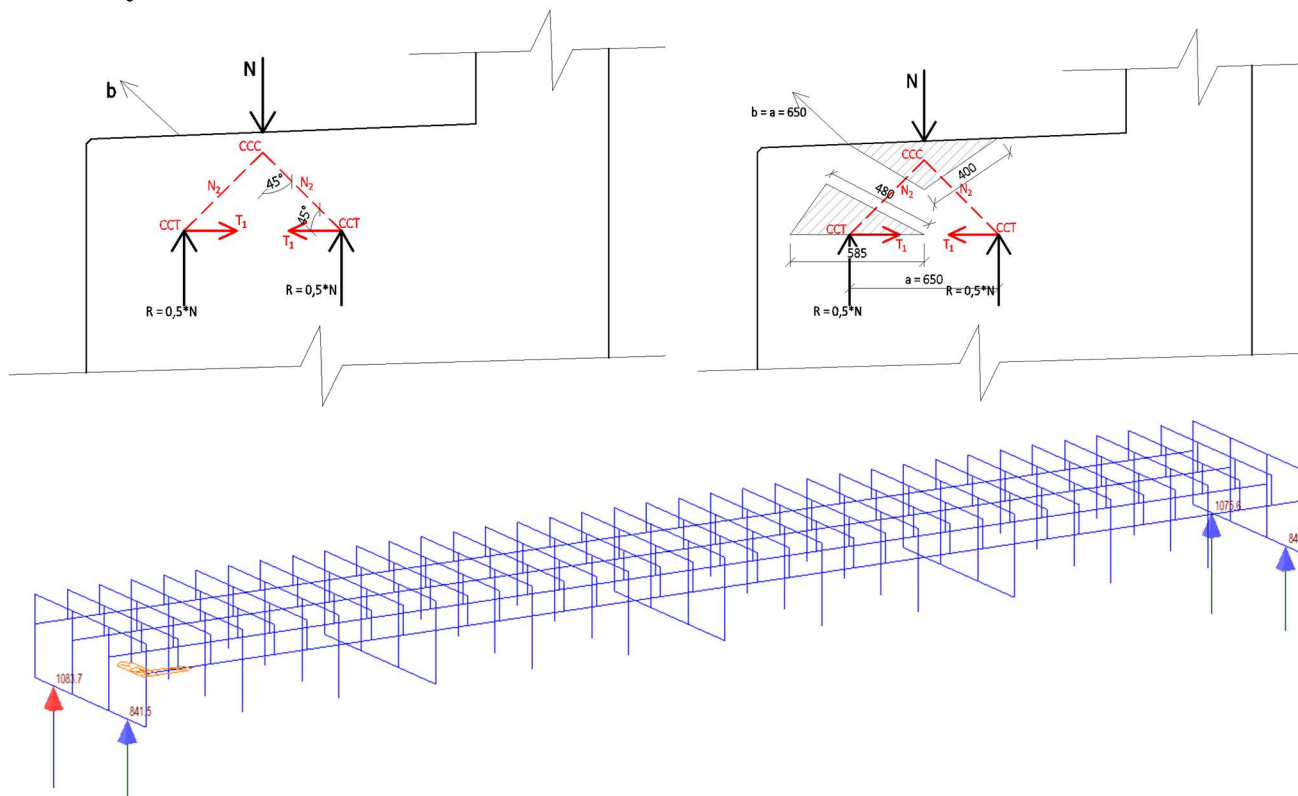
**Navržená výztuž podložiskového bloku:**



### 6.15 Posouzení štěpných sil při zvedání mostu z ložisek

Síla působící na úložný práh při zvedání mostu z ložiska bude stejná jako reakce od kvazistálé kombinace. Na základě modelu náhradní příhradové analogie bude navržena potřebná výztuž úložného prahu. Výztuž bude posouzena na síly v „táhle“, beton bude posouzen v uzlu „CCC“ a „CCT“.

**Svislé síly:**



$$N = 1080,7 \text{ kN}$$

$$\alpha = 45^\circ$$

$$\beta = 45^\circ$$

Síla působící na ložisko

Úhel náhradní příhradové soustavy

Úhel náhradní příhradové soustavy

$$N_{2,z} = N \cdot \cos \beta$$

$$N_{2,z} = N/2 = 1080,7/2 = 540,35 \text{ kN}$$

$$N_2 = N_{2,z}/\cos \beta = 540,35/(\cos 45^\circ) = 764,17 \text{ kN}$$

Síla ve vzpěře  $N_2$

$$N_{2,x} = N_2 \cdot \sin \beta = 764,17 \cdot (\sin 45^\circ) = 540,35 \text{ kN}$$

$$R = N_{2,z} = 540,35 \text{ kN}$$

Reakce

$$T = N_{2,x} = 540,35 \text{ kN}$$

Síla v táhle  $T_1$  od svislých sil

#### Návrh a posouzení vodorovných třmínků:

Budou použity pruty  $\phi 12$  mm. Bude uvažováno napětí ve třmínku  $f_{yd} = 434,783$  MPa

$$R_1 = 4 \cdot (\pi \cdot \phi^2/4) \cdot \sigma_{tr} = (\pi \cdot 0,012^2/4) \cdot 434783 \text{ N} = 49,18 \text{ kN}$$

Únosnost jednoho čtyřstržného třmínku

$$n = T_1/R_1 = 540,35/49,18 = 10,99 \text{ ks}$$

$$= 12 \text{ ks}$$

Potřebný počet třmínků

$$R = n \cdot R_1 = 12 \cdot 49,18 = 590,16 \text{ kN}$$

Navržený počet kusů

Celková únosnost

$$R = 590,16 \text{ kN} > T_1 = 540,35 \text{ kN}$$

Navržená výztuž **VYHOVUJE**

Navržená výztuž bude rozdělena do čtyř řad po výšce.

#### Posouzení tlačného betonu:

Beton bude posouzen v uzlu CCC a v uzlu CCT.

$$v' = 1 - f_{ck}/250 = 1 - 30/250 = 0,88$$

Součinitel únosnosti tlačného betonu

Uzel CCC:

$$f_c^{\max} = 1,0 * v' * f_{cd} = 1,0 * 0,88 * 17,0 = 13,60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = N_2/A = 764,17/(0,65 * 0,40) = 2939 \text{ kPa}$$

$$f_c^{\max} = 13,60 \text{ MPa} > \sigma_c = 2,94 \text{ MPa}$$

Uvažovaná únosnost uzlu

Maximální napětí v uzlu

**VYHOVUJE**

Uzel CCT:

$$f_c^{\max} = 0,85 * v' * f_{cd} = 1,0 * 0,88 * 17,0 = 12,716 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = N_2/A = 764,17/(0,65 * 0,480) = 2449,26 \text{ kPa}$$

$$f_c^{\max} = 12,716 \text{ MPa} > \sigma_c = 2,45 \text{ MPa}$$

Uvažovaná únosnost uzlu

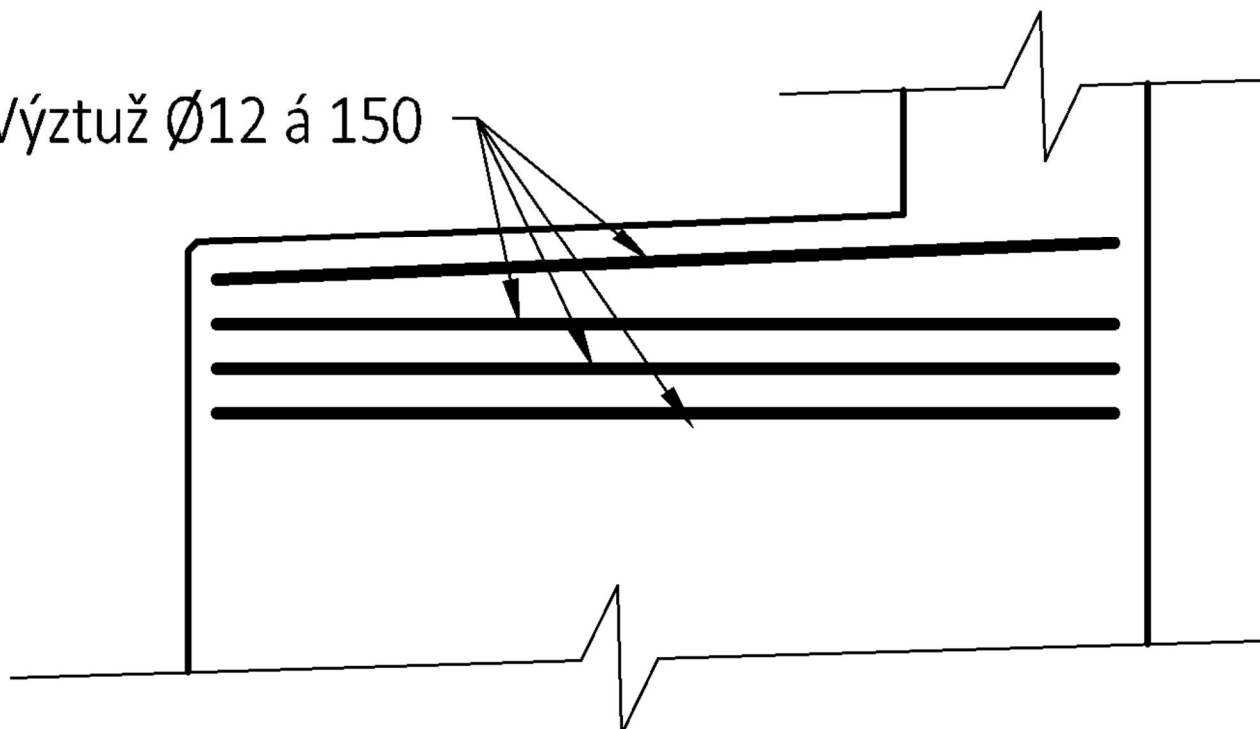
Maximální napětí v uzlu

**VYHOVUJE**

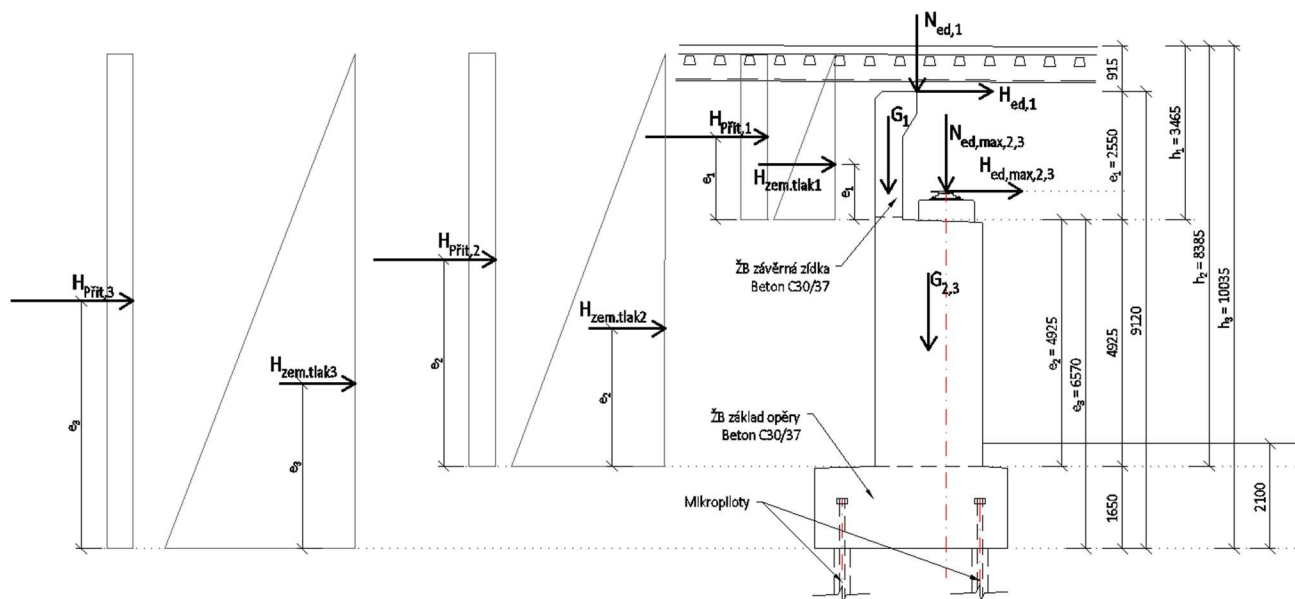
Vzpěry není třeba posuzovat, protože uzly vyhovují a vzpěry budou vyztuženy ortogonální výztuží pro zachycení příčných tahů.

Navržená výztuž úložného prahu:

Výztuž  $\varnothing 12$  á 150



## 6.16 Posouzení spodní stavby



Na obrázku jsou uvedeny síly působící na spodní stavbu. Síly a ramena s indexy 1 jsou vztaženy k závěrné zídce, indexy 2 k pracovní spáře mezi dříkem a základem a indexy 3 k základové spáře.

Síly od nosné konstrukce mostu působící na spodní stavbu jsou odečteny z modelu v Midasu v charakteristických hodnotách. Posouzení opěry bude provedeno v programu Geo5 – Opěra. Součinitele zatížení jsou doplněny v programu Geo 5.

Zásyp přechodové oblasti je uvažován kvalitní šterkodrtí:

$$\gamma_z = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi = 30^\circ$$

$$\delta = 20^\circ$$

$$K_0 = 0,2$$

Objemová hmotnost zeminy

Úhel vnitřního tření zeminy

Tření mezi konstrukcí a zeminou

Součinitel zemního tlaku v klidu

Zatížení opěry od nosné konstrukce mostu a od dopravy:

$$H_{přit} = 250 \cdot 1,21 \cdot 4 / 6,4 = 189,063 \text{ kN}$$

$$H_{přit} = 189,063 / b = 189,063 / 5,14 = 36,78 \text{ kN/m}$$

$$N_{ed,G} = 1976,9 \text{ kN}$$

$$N_{ed,G} = 1976,9 / b = 1976,9 / 5,14 = 384,61 \text{ kN/m}$$

$$N_{ed,Q} = 2210,6 \text{ kN}$$

$$N_{ed,Q} = 2210,6 / b = 2210,6 / 5,14 = 430,078 \text{ kN/m}$$

$$H_{ed,Q} = 675,88 \text{ kN}$$

$$H_{ed,Q} = 675,88 / b = 675,88 / 5,14 = 131,49 \text{ kN/m}$$

Přítížení za opěrou od dopravy bez dynamického součinitele

Přítížení za opěrou roznesené na celou šířku opěry

Svislé stálé zatížení od konstrukce mostu

Svislé stálé zat. roznesené na šířku opěry

Svislé proměnné zatížení od mostu

Svislé proměnné zatížení roznesené na šířku opěry

Vodorovné proměnné zatížení od mostu (redukční součinitel 0,6 pro bezстыkovou kolej)

Vodorovné zatížení roznesené na šířku opěry (redukční součinitel 0,6 pro bezстыkovou kolej)



Zatížení závěrné zídky od dopravy:

$$N_{ed,1} = 250 \cdot 1,21 = 302,5 \text{ kN}$$

$$N_{ed,1} = 302,5 / b = 302,50 / 5,14 = 58,85 \text{ kN/m}$$

$$H_{ed,Q} = 675,88 / 0,6 \cdot 0,30 = 337,94 \text{ kN}$$

$$H_{ed,Q} = 337,94 / b = 337,94 / 5,14 = 65,75 \text{ kN/m}$$

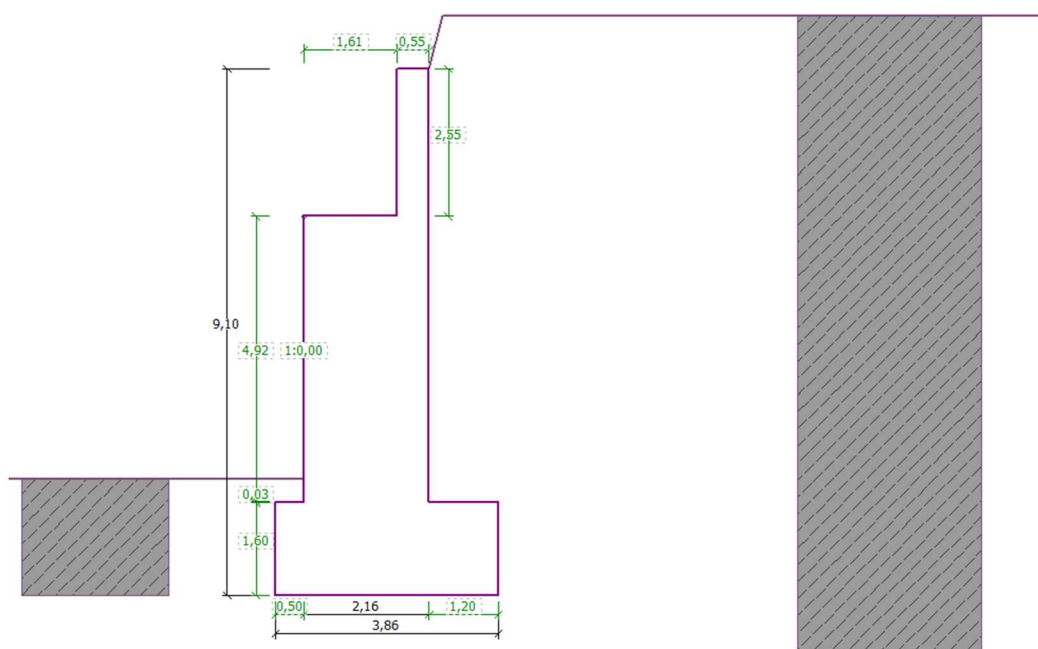
Náprava přímo nad závěrnou zídkou

Svislé zat. roznesené na šířku opěry

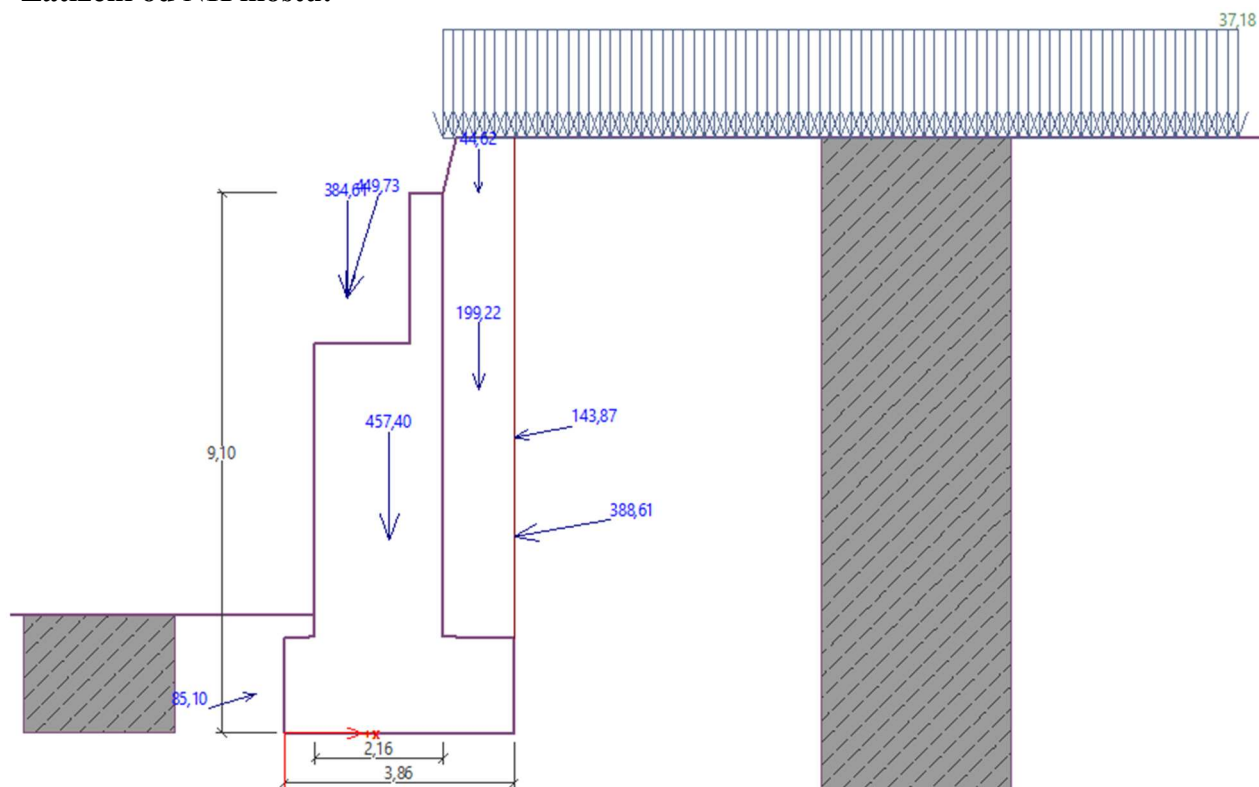
Vodorovné proměnné zatížení od brždění  
(redukční součinitel 0,3)

Vodorovné zatížení roznesené na šířku  
opěry (redukční součinitel 0,3)

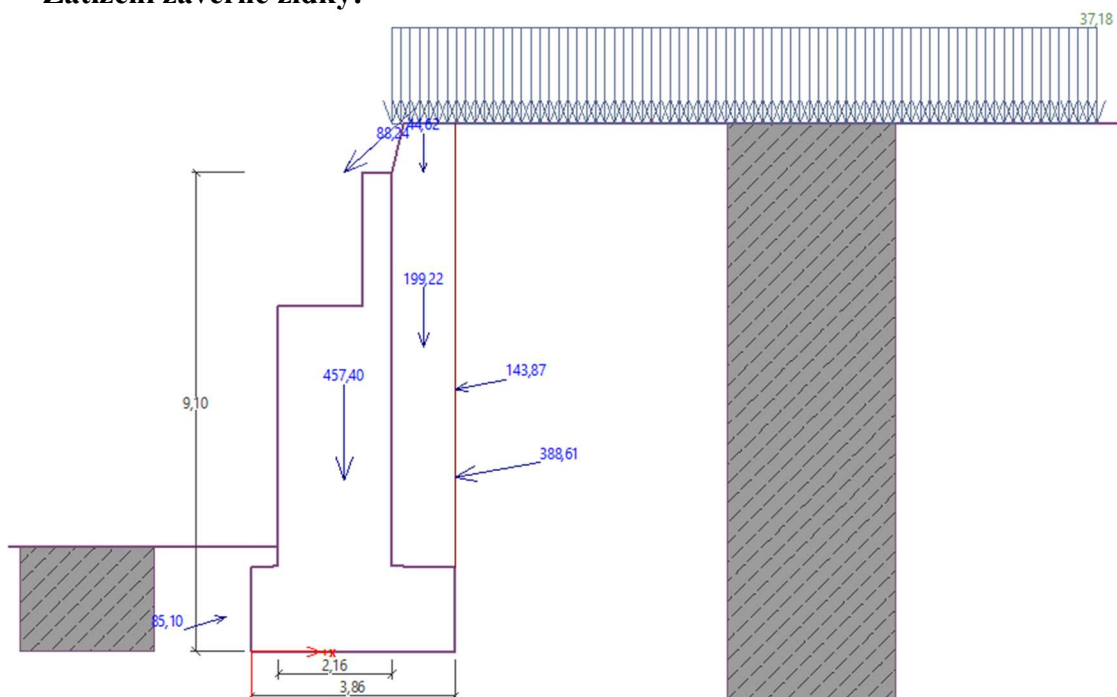
### 6.16.1 Geometrie a zatížení opěry



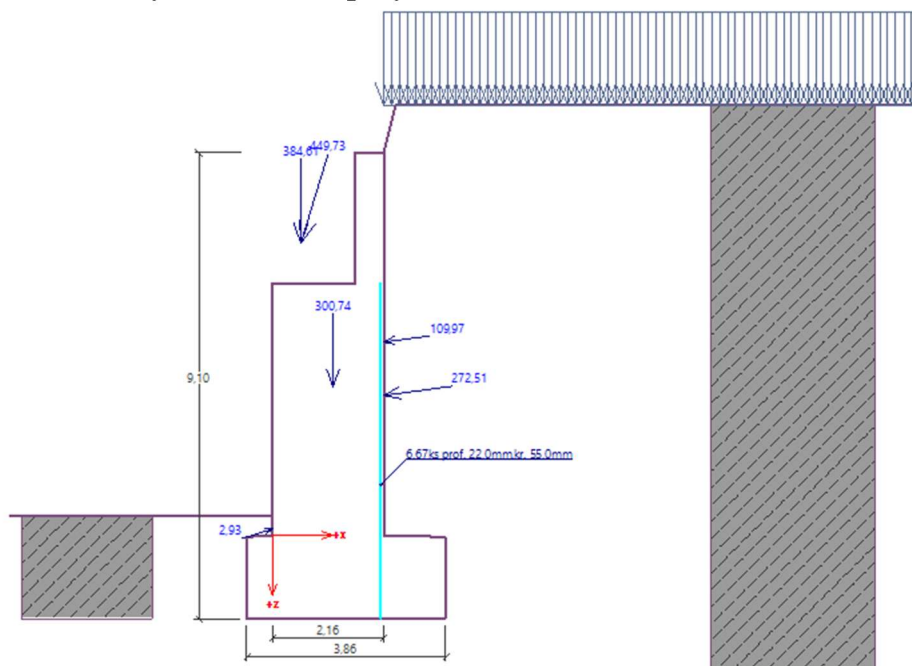
#### • Zatížení od NK mostu:



• **Zatížení závěrné zídky:**



**6.16.2 Návrh výztuže dříku opěry**



**Dimenzace dříku opěry - vstupní data:**

Spára je navržena ze železobetonu; výpočtová šířka 1m.

Vyztužení

6,67 ks profil 22,0 mm, krytí 55,0 mm

Vnitřní síly :  $M = 3142,10 \text{ kNm/m}$ ;  $N = 1509,58 \text{ kN/m}$ ;  $V = 699,86 \text{ kN/m}$

Výška průřezu  $h = 2,16 \text{ m}$

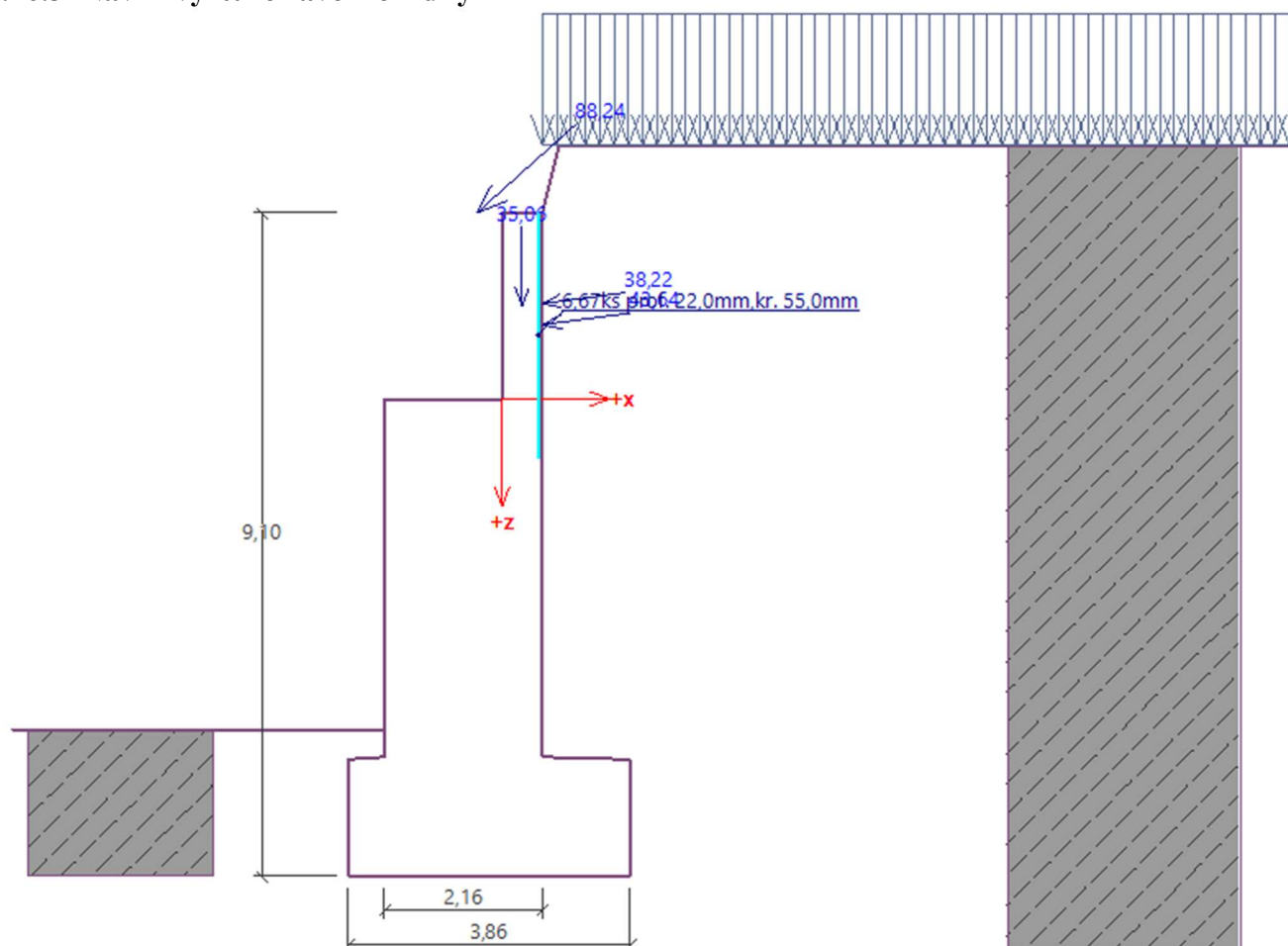
Číslo	Síla	$F_x$ [kN/m]	$F_z$ [kN/m]	Působíště		Vedl. zatř.
				x [m]	z [m]	
1	Tíh.- zed	0,00	300,74	1,17	-2,90	<input checked="" type="checkbox"/>
2	Odpor na líci	2,80	-0,85	0,00	-0,12	<input type="checkbox"/>
3	Zvýšený aktivní tlak	-270,22	35,27	2,16	-2,73	<input type="checkbox"/>
4	Vlak	-109,04	14,26	2,16	-3,77	<input type="checkbox"/>
5	Reakce mostu	0,00	0,00	0,00	-4,92	<input type="checkbox"/>
6	Reakce přech.desky	0,00	0,00	2,16	-7,47	<input type="checkbox"/>
7	Most_Stale	0,00	384,61	0,55	-5,70	<input type="checkbox"/>
8	Most_Proměnné	-131,49	430,08	0,55	-5,70	<input type="checkbox"/>

Místo dimenzace  
Dřík zdi:  Hloubka:  0,10 [m]

☒ Vyztužení - železobeton  
Krytí:  55,0 [mm] Počet vlož.:  6,67 [ks]  
Šířka průř.:  1,00 [m] Profil vlož.:  22,0 [mm]

Dimenzace  
**SMYK:** VYHOVUJE (97,6%)  
**OHYB + TLAK:** VYHOVUJE (74,5%)

### 6.16.3 Návrh výztuže závěrné zidky



#### Dimenzace závěrné zidky - vstupní data:

Spára je navržena ze železobetonu; výpočtová šířka 1 m.

Vyztužení

6,67 ks profil 22,0 mm, krytí 55,0 mm

Vnitřní síly :  $M = 418,96$  kNm/m;  $N = 134,75$  kN/m;  $V = 204,92$  kN/m

Výška průřezu  $h = 0,55$  m

#### Dimenzace závěrné zidky - výsledky:

Stupeň vyztužení	$\rho$	=	0,46 %	>	0,13 %	=	$\rho_{min}$
Poloha neutrální osy	$x$	=	0,13 m				
Posouvající síla na mezi únosnosti	$V_{Rd}$	=	220,29 kN/m	>	204,92 kN/m	=	$V_{Ed}$
Tlaková síla na mezi únosnosti	$N_{Rd}$	=	173,09 kN/m	>	134,75 kN/m	=	$N_{Ed}$
Moment na mezi únosnosti	$M_{Rd}$	=	538,17 kNm/m	>	418,96 kNm/m	=	$M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

Číslo	Síla	$F_x$ [kN/m]	$F_z$ [kN/m]	Působíště		Vedl. zatíž.
				x [m]	z [m]	
1	Tíh.- zed'	0,00	35,06	0,28	-1,27	<input checked="" type="checkbox"/>
2	Zvýšený aktivní tlak	-43,28	5,66	0,55	-1,02	<input type="checkbox"/>
3	Vlak	-37,90	4,98	0,55	-1,31	<input type="checkbox"/>
4	Reakce přech.desky	0,00	0,00	0,55	-2,55	<input type="checkbox"/>
5	Most_Proměnné	-65,75	58,85	-0,35	-2,55	<input type="checkbox"/>

— Místo dimenzace

Závěrná zídka Hloubka: 0,10 [m]

☒ Vyztužení - železobeton

Krytí: 55,0 [mm] Počet vlož.: 6,67 [ks]

Šířka průř.: 1,00 [m] Profil vlož.: 22,0 [mm]

— Dimenzace

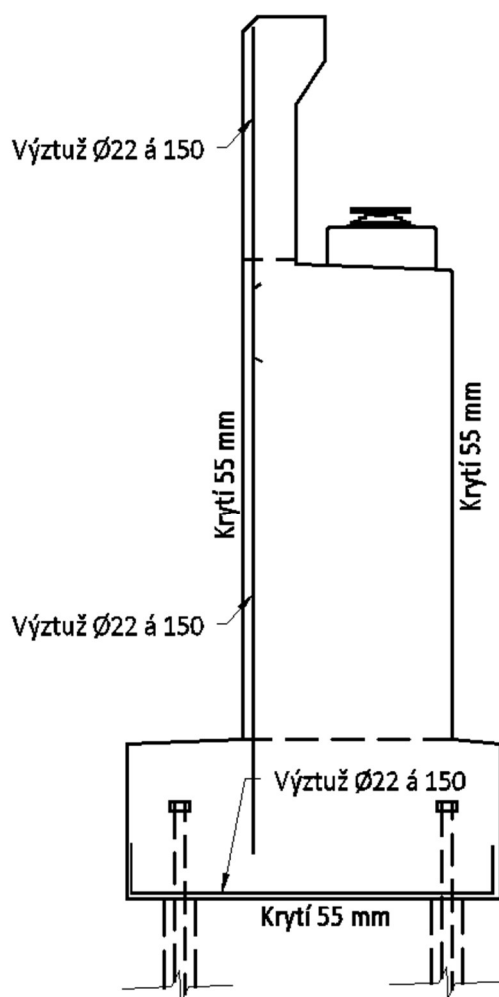
**SMYK:** **VYHOVUJE** (93,0%)

**OHYB + TLAK:** **VYHOVUJE** (77,8%)

**KONSTR. ZÁSADY:** **VYHOVUJE** (28,2%)

Líc závěrné zídky bude vyztužen pouze konstrukční výztuží dle konstrukčních zásad, protože záporný ohybový moment zde nevzniká, případně nabývá velmi nízkých hodnot.

#### 6.16.4 Schéma vyztužení opěry



Podélná rozdělovací výztuž v dříku a v základu bude  $\Phi 12$  á 300.

Podélná rozdělovací výztuž v závěrné zídce bude  $\Phi 12$  á 150.

Podélná výztuž v úložném prahu bude  $\Phi 18$  á 150.

## 7 Posouzení mostu – Únav

Bude použit součinitel spolehlivosti materiálu  $\gamma_M = 1,15$ .

### 7.1 Posouzení hlavního nosníku na únavu

Posouzení na únavu bude provedeno podle normy EN 1993-2, kapitola 9 a podle EN 1993-1-9.

$\Delta\sigma_c = 140 \text{ MPa}$

Únavová pevnost (detail 4 – Stříhaný nebo strojně řezaný materiál s následnou úpravou, všechny nerovnosti a otřepy se odstraní)

$$\lambda_1 = 0,67$$

Součinitel poškození od dopravy ( $L = 20 \text{ m}$ , standartní kolejová doprava)

$$\lambda_2 = 1,15$$

Součinitel objemu dopravy (Doprava  $50 \cdot 10^6 \text{ t/kolej}$ )

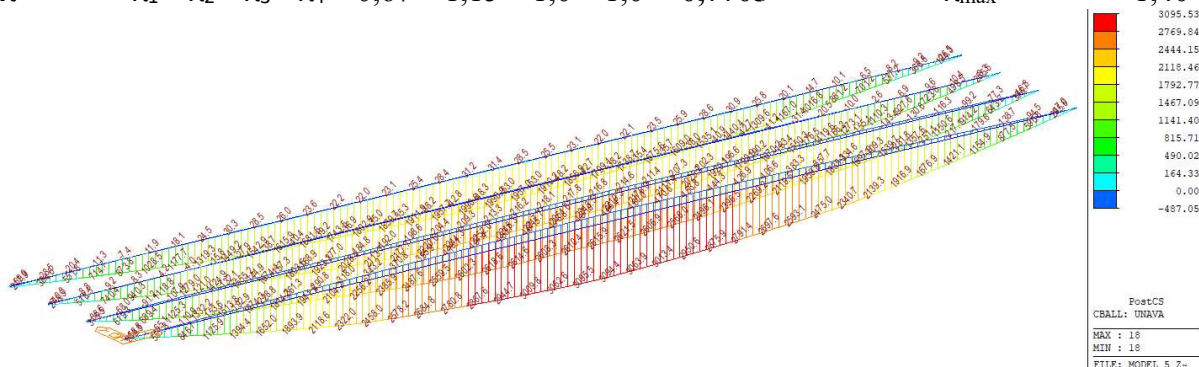
$$\lambda_3 = 1,00$$

Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)

$$\lambda_4 = 1,00$$

Součinitel pro konstrukční prvky zatížené na více než 1. koleji (1 kolej)

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,67 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = \mathbf{0,7705} < \lambda_{\max} = 1,40$$



$$M_{\max, L/2} = 3095,53 \text{ kNm}$$

$$M_{\min, L/2} = -487,0 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_{P, L/2} = |M_{\max} - M_{\min}| = |3095,53 - (-487,0)| = 3582,53 \text{ kNm}$$

Rozptyl ohybového momentu uprostřed rozpětí

$$\Delta M_{E2, L/2} = \Delta M_P * \lambda = 3517,0 * 0,7705 = \mathbf{2760,339 \text{ kNm}}$$

#### 7.1.1 Posouzení uprostřed rozpětí

Rozměr nosníku bude převzat z posudku nosníku na ohyb, zatížení dopravou působí vždy jako krátkodobé.

PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:								
Ocelová část:	Celková výška ocelového nosníku h				=	1640	mm	
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	Sy [mm <sup>3</sup> ]	Io [mm <sup>4</sup> ]	A*y' <sup>2</sup> [mm <sup>4</sup> ]
Dolní pásnice	500	500	35	17.5	17500	306250	1786458	5359375
Stojna, část 1	16	16	1580	825	25280	20856000	5.26E+09	17206200000
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	350	350	25	1627.5	8750	14240625	455729.2	23176617188

Betonová část:								
Spřažená deska	1215	190.929	300	1790	57278.6	1.03E+08	4.3E+08	1.83526E+11

$A_a$	=	51530 mm <sup>2</sup>	Plocha ocelového průřezu
$C_{g,a}$	=	687 mm	Těžiště ocelového průřezu
$I_{y,a}$	=	2.1E+10 mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti ocelového průřezu
$A_i$	=	108809 mm <sup>2</sup>	Plocha spřaženého ideálního průřezu
$C_{g,i}$	=	1268 mm	Těžiště spřaženého ideálního průřezu
$I_{y,i}$	=	5.5E+10 mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu

**Celkový průřez, krátkodobé účinky:**

$M_{y,1}$	=	2760.339 kNm	Moment působící na celý průřez, krátkodobé účinky
$N_1$	=	kN	Normálová síla (+ tah, - tah), celý průřez

**NAPĚTÍ - Krátkodobě:****Ocelová část:**

$z_1$	=	-687 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
$z_2$	=	953 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
$\sigma_1$	=	0.00 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	0.00 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku

**Přírůstek na celkovém průřezu:**

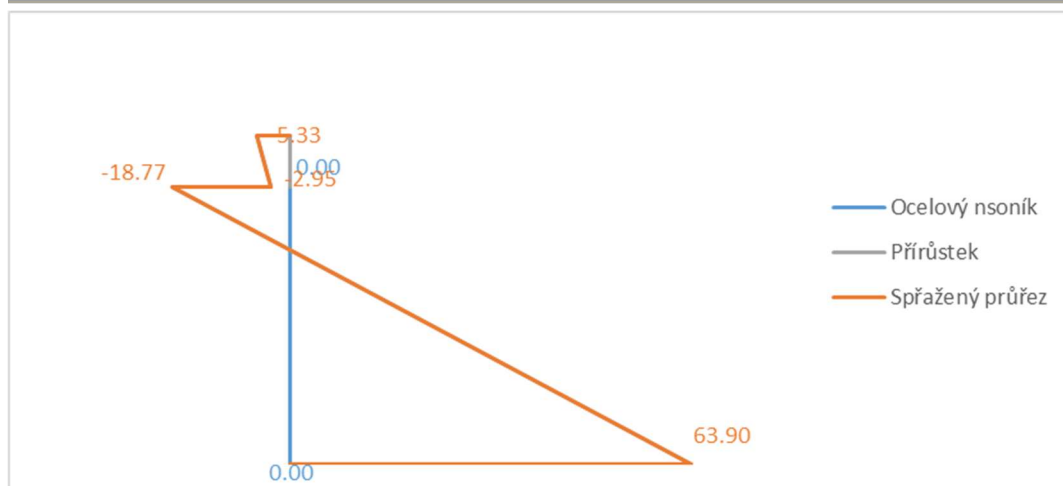
$z_1$	=	-1268 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
$z_2$	=	372 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
$z_3$	=	672 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům spřaž. desky

$\sigma_1$	=	63.90 Mpa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-18.77 Mpa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.2}$	=	-2.95 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
$\sigma_3$	=	-5.33 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky

**Celkový průřez:**

$\sigma_1$	=	63.90 Mpa	Napětí na dolních vláknech oc. nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-18.77 Mpa	Napětí na horních vláknech oc. nosníku
$\sigma_{2.2}$	=	-2.95 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
$\sigma_3$	=	-5.33 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky





$$\Delta\sigma_s = 63,90 \text{ MPa} < \Delta\sigma_s = 140 / \gamma_M = 140 / 1,15 = 121,74 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c} = \frac{63,90}{121,74} = 0,525 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

## 7.2 Posouzení krčního svaru hlavního nosníku na únavu – napětí ve svaru

$\Delta\sigma_c = 80 \text{ MPa}$

Únavová pevnost (detail 8 – průběžné koutové svary přenášející smykový tok)

$$\lambda_1 = 0,67$$

Součinitel poškození od dopravy (L = 20 m, standartní kolejová doprava)

$$\lambda_2 = 1,15$$

Součinitel objemu dopravy (Doprava 50 \* 10<sup>6</sup> t/ kolej)

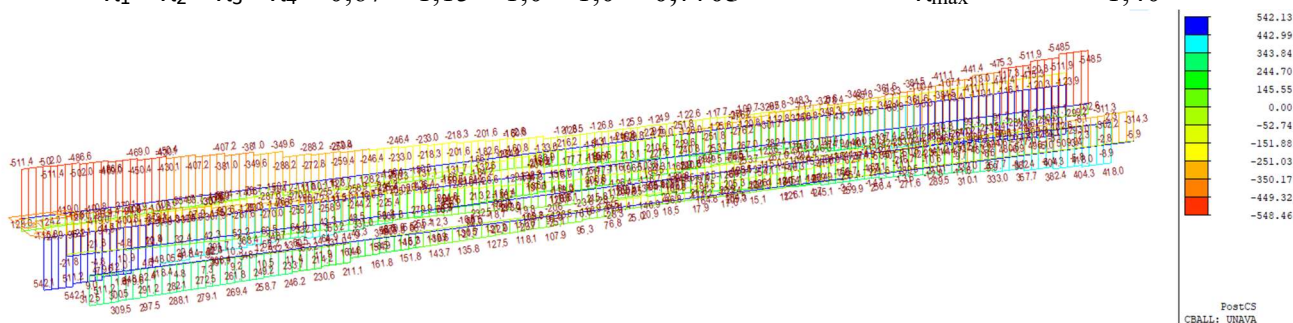
$$\lambda_3 = 1,00$$

Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)

$$\lambda_4 = 1,00$$

Součinitel pro konstrukční prvky zatížené na více než 1. kolej (1 kolej)

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,67 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = 0,7705 < \lambda_{\max} = 1,40$$



$$V_{\max} = 548,46 \text{ kN}$$

$$V_{\min} = -102,6 \text{ kN}$$

$$\Delta V_P = |V_{\max} - V_{\min}| = |548,5 - (-102,6)| = 651,1 \text{ kNm}$$

Rozptyl posouvající síly

$$\Delta V_{E2, L/2} = \Delta V_P * \lambda = 651,1 * 0,7705 = 501,68 \text{ kNm}$$

Ved	=	501.68	kN	Působící posouvající síla
$\beta_w$	=	1		Součinitel korelace
$\gamma_M$	=	1.15		Součinitel spolehlivosti svarových spojů
$f_u$	=	80	MPa	Mez pevnosti oceli
$\tau_{RD}$	=	69.57	Mpa	Únosnost ve smyku ve srovnávacím napětí

#### POSOUZENÍ NA KONCI ŽIVOTNOSTI

$I_{y,i}$	=	3.565E+10	mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti spráženého ideálního průřezu
-----------	---	-----------	-----------------	--

#### Dolní pásnice:

a	=	6	mm	Účinná výška svaru
$S_d$	=	1.508E+07	mm <sup>3</sup>	Statický moment dolní pásnice
$\tau_{II}$	=	22.582	Mpa	Smykové napětí ve svaru

Ve srovnávacím napětí:

$3^{1/2} \cdot \tau_{II}$	=	39.11	<	$\tau_{RD}$	=	92.59	Mpa
Využití:		0.42	<	1.00		<b>VYHOVUJE</b>	

#### Dolní pásnice:

a	=	6	mm	Účinná výška svaru
$S_h$	=	1.989E+07	mm <sup>3</sup>	Statický moment horní pásnice
$\tau_{II}$	=	29.791	Mpa	Smykové napětí ve svaru

Ve srovnávacím napětí:

$3^{1/2} \cdot \tau_{II}$	=	51.60	<	$\tau_{RD}$	=	92.59	Mpa
Využití:		0.56	<	1.00		<b>VYHOVUJE</b>	

#### POSOUZENÍ NA KONCI ŽIVOTNOSTI

$I_{y,i}$	=	3.842E+10	mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti spráženého ideálního průřezu
-----------	---	-----------	-----------------	--

#### Dolní pásnice:

a	=	6	mm	Účinná výška svaru
$S_d$	=	1.694E+07	mm <sup>3</sup>	Statický moment dolní pásnice
$\tau_{II}$	=	18.429	Mpa	Smykové napětí ve svaru

Ve srovnávacím napětí:

$3^{1/2} \cdot \tau_{II}$	=	31.92	<	$\tau_{RD}$	=	69.57	Mpa
Využití:		0.46	<	1.00		<b>VYHOVUJE</b>	



**Dolní pásnice:**

<b>a</b>	=	<b>6</b>	mm	Účinná výška svaru
<b>S<sub>h</sub></b>	=	<b>2.099E+07</b>	mm <sup>3</sup>	Statický moment horní pásnice
<b>τ<sub>II</sub></b>	=	<b>22.837</b>	Mpa	Smykové napětí ve svaru

Ve stovnávacím napětí:

<b>3<sup>1/2</sup>*τ<sub>II</sub></b>	=	<b>39.55</b>	<	<b>τ<sub>RD</sub></b>	=	<b>69.57</b>	Mpa
<b>Využití:</b>		<b>0.57</b>	<	<b>1.00</b>		<b>VYHOVUJE</b>	

**7.3 Posouzení tupého svaru hlavního nosníku na únavu**

Posouzení na únavu bude provedeno podle normy EN 1993-2, kapitola 9 a podle EN 1993-1-9.

**Δσ<sub>c</sub> = 90 MPa**

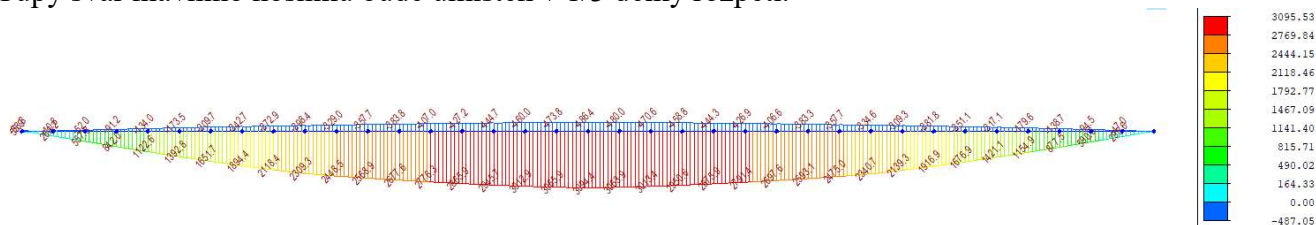
Únavová pevnost (detail 5-8 – Převýšení svaru není větší než 10 % šířky svaru při hladkém přechodu svaru do roviny základního materiálu)

$$\Delta\sigma_c = 90 \cdot (25/t)^{0.2} = 90 \cdot (25/35)^{0.2} = 84,14 \text{ MPa} \quad \text{Pevnost redukována podle tloušťky materiálu}$$

<b>λ<sub>1</sub></b>	=	<b>0,67</b>	Součinitel poškození od dopravy (L = 20 m, standartní kolejová doprava)
<b>λ<sub>2</sub></b>	=	<b>1,15</b>	Součinitel objemu dopravy (Doprava 50 * 10 <sup>6</sup> t/ kolej)
<b>λ<sub>3</sub></b>	=	<b>1,00</b>	Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)
<b>λ<sub>3</sub></b>	=	<b>1,00</b>	Součinitel pro konstrukční prvky zatížené na více než 1. koleji (1 kolej)

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,67 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = \mathbf{0,7705} < \lambda_{\max} = 1,40$$

Tupý svar hlavního nosníku bude umístěn v 1/3 délky rozpětí.



$$M_{\max, L/2} = 2685,9 \text{ kNm}$$

$$M_{\min, L/2} = -398,4 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_{P, L/2} = |M_{\max} - M_{\min}| = |2685,6 - (-398,4)| = 3084,0 \text{ kNm}$$

Rozptyl ohybového momentu uprostřed rozpětí

$$\Delta M_{E2, L/2} = \Delta M_P * \lambda = 3084,0 * 0,7705 = \mathbf{2376,22 \text{ kNm}}$$

Rozměr nosníku bude převzat z posudku nosníku na ohyb, zatížení dopravou působí vždy jako krátkodobé.

**PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:**

<b>Ocelová část:</b>		Celková výška ocelového nosníku h				=	1640	mm
část průřezu	b [mm]	b <sub>i</sub> [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	S <sub>y</sub> [mm <sup>3</sup> ]	I <sub>o</sub> [mm <sup>4</sup> ]	A*y' <sup>2</sup> [mm <sup>4</sup> ]
Dolní pásnice	500	500	35	17.5	17500	306250	1786458	5359375
Stojna, část 1	16	16	1580	825	25280	20856000	5.26E+09	17206200000
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	350	350	25	1627.5	8750	14240625	455729.2	23176617188
<b>Betonová část:</b>								
Spřažená deska	1215	190.929	300	1790	57278.6	1.03E+08	4.3E+08	1.83526E+11

A <sub>a</sub>	=	51530 mm <sup>2</sup>	Plocha ocelového průřezu
C <sub>g,a</sub>	=	687 mm	Těžiště ocelového průřezu
I <sub>y,a</sub>	=	2.1E+10 mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti ocelového průřezu
A <sub>i</sub>	=	108809 mm <sup>2</sup>	Plocha spřaženého ideálního průřezu
C <sub>g,i</sub>	=	1268 mm	Těžiště spřaženého ideálního průřezu
I <sub>y,i</sub>	=	5.5E+10 mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu

**Celkový průřez, krátkodobé účinky:**

M <sub>y,1</sub>	=	2376.22 kNm	Moment působící na celý průřez, krátkodobé účinky
N <sub>1</sub>	=	kN	Normálová síla (+ tah, - tah), celý průřez

**NAPĚTÍ - Krátkodobě:**
**Ocelová část:**

z1	=	-687 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	953 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
σ1	=	0.00 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
σ2.1	=	0.00 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku

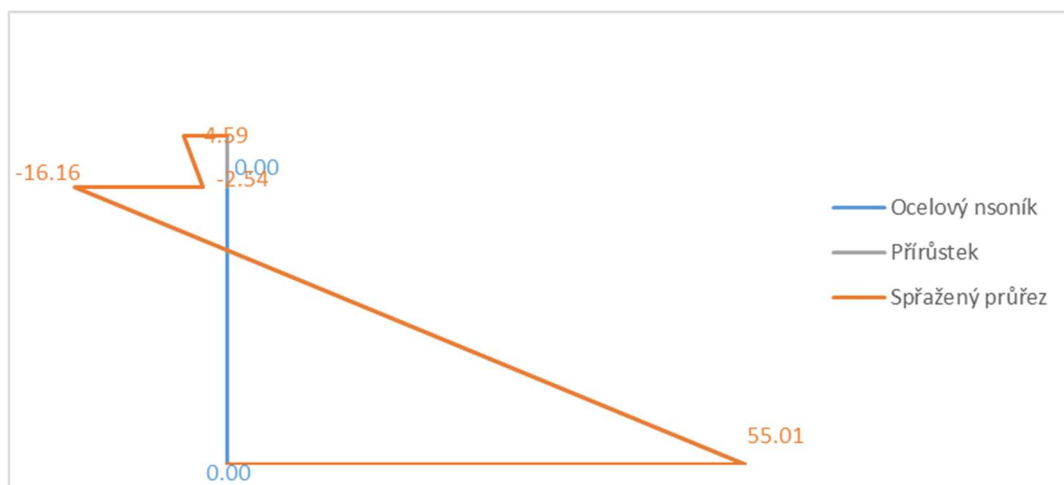
**Přírůstek na celkovém průřezu:**

z1	=	-1268 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	372 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
z3	=	672 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům spřaž. desky

σ1	=	55.01 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
σ2.1	=	-16.16 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku
σ2.2	=	-2.54 MPa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ3	=	-4.59 MPa	Napětí na horních vláknech spřažené desky

**Celkový průřez:**

σ1	=	55.01 MPa	Napětí na dolních vláknech oc. nosníku
σ2.1	=	-16.16 MPa	Napětí na horních vláknech oc. nosníku
σ2.2	=	-2.54 MPa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ3	=	-4.59 MPa	Napětí na horních vláknech spřažené desky

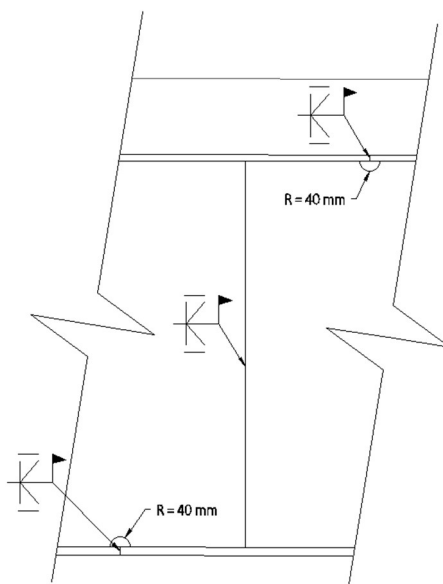


$$\Delta\sigma_s = 55,01 \text{ MPa} < \Delta\sigma_s = 75,54 / \gamma_M = 84,14 / 1,15 = 65,687 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_s} = \frac{55,01}{65,687} = 0,837 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

#### 7.4 Posouzení krčního svaru hlavního nosníku na únavu v místě výřezu– napětí na pásnici



Posouzení na únavu bude provedeno podle normy EN 1993-2, kapitola 9 a podle EN 1993-1-9.

$$\Delta\sigma_c = 71 \text{ MPa}$$

$$\lambda_1 = 0,67$$

$$\lambda_2 = 1,15$$

$$\lambda_3 = 1,00$$

$$\lambda_3 = 1,00$$

Únavová pevnost (detail 9 – podélný koutový svar nebo přerušovaný svar s výřezem o výšce do 60 mm)

Součinitel poškození od dopravy (L = 20 m, standardní kolejová doprava)

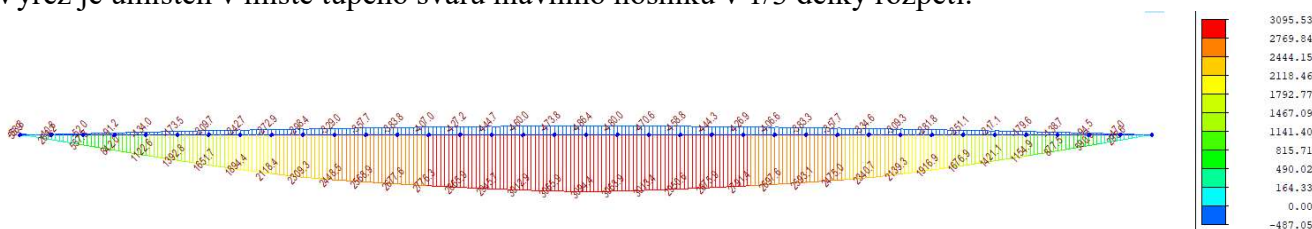
Součinitel objemu dopravy (Doprava  $50 \cdot 10^6$  t/ kolej)

Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)

Součinitel pro konstrukční prvky zatížené na více než 1. koleji (1 kolej)

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,67 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = \mathbf{0,7705} < \lambda_{\max} = 1,40$$

Výřez je umístěn v místě tupého svaru hlavního nosníku v 1/3 délky rozpětí.



$$M_{\max, L/2} = 2685,9 \text{ kNm}$$

$$M_{\min, L/2} = -398,4 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_{P, L/2} = |M_{\max} - M_{\min}| = |2685,6 - (-398,4)| = 3084,0 \text{ kNm}$$

Rozptyl ohybového momentu uprostřed rozpětí

$$\Delta M_{E2, L/2} = \Delta M_P * \lambda = 3084,0 * 0,7705 = \mathbf{2376,22 \text{ kNm}}$$

Rozměr nosníku bude převzat z posudku nosníku na ohyb, zatížení dopravou působí vždy jako krátkodobé.

**PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:**

<b>Ocelová část:</b>		Celková výška ocelového nosníku h		=	1640	mm		
část průřezu	b [mm]	b <sub>i</sub> [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	S <sub>y</sub> [mm <sup>3</sup> ]	I <sub>o</sub> [mm <sup>4</sup> ]	A*y' <sup>2</sup> [mm <sup>4</sup> ]
Dolní pásnice	500	500	35	17.5	17500	306250	1786458	5359375
Stojna, část 1	16	16	1580	825	25280	20856000	5.26E+09	17206200000
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	350	350	25	1627.5	8750	14240625	455729.2	23176617188
<b>Betonová část:</b>								
Spřažená deska	1215	190.929	300	1790	57278.6	1.03E+08	4.3E+08	1.83526E+11

A <sub>a</sub>	=	51530 mm <sup>2</sup>	Plocha ocelového průřezu
C <sub>g,a</sub>	=	687 mm	Těžiště ocelového průřezu
I <sub>y,a</sub>	=	2.1E+10 mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti ocelového průřezu
A <sub>i</sub>	=	108809 mm <sup>2</sup>	Plocha spřaženého ideálního průřezu
C <sub>g,i</sub>	=	1268 mm	Těžiště spřaženého ideálního průřezu
I <sub>y,i</sub>	=	5.5E+10 mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu

**Celkový průřez, krátkodobé účinky:**

M <sub>y,1</sub>	=	2376.22 kNm	Moment působící na celý průřez, krátkodobé účinky
N <sub>1</sub>	=	kN	Normálová síla (+ tah, - tah), celý průřez

**NAPĚTÍ - Krátkodobě:**
**Ocelová část:**

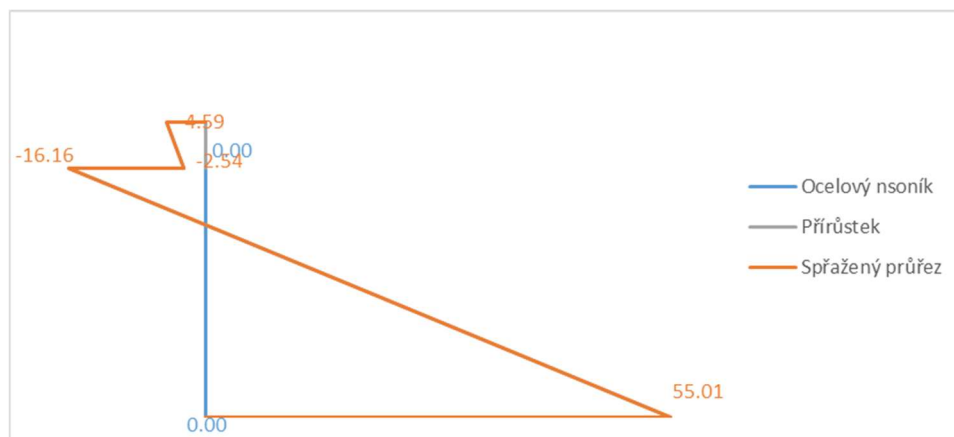
z <sub>1</sub>	=	-687 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z <sub>2</sub>	=	953 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
σ <sub>1</sub>	=	0.00 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
σ <sub>2.1</sub>	=	0.00 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku

**Přírůstek na celkovém průřezu:**

z <sub>1</sub>	=	-1268 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z <sub>2</sub>	=	372 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
z <sub>3</sub>	=	672 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům spřaž. desky
σ <sub>1</sub>	=	55.01 Mpa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
σ <sub>2.1</sub>	=	-16.16 Mpa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku
σ <sub>2.2</sub>	=	-2.54 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ <sub>3</sub>	=	-4.59 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky

**Celkový průřez:**

$\sigma_1$	=	55.01 Mpa	Napětí na dolních vláknech oc. nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-16.16 Mpa	Napětí na horních vláknech oc. nosníku
$\sigma_{2.2}$	=	-2.54 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
$\sigma_3$	=	-4.59 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky



$$\Delta\sigma_s = 55,01 \text{ MPa} < \Delta\sigma_s = 71 / \gamma_M = 71,0 / 1,15 = 61,739 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_s} = \frac{55,01}{61,739} = 0,891 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

**7.5 Posouzení příčné výztuhy hlavního nosníku – napětí na pásnici a ve stojně**

Posouzení na únavu bude provedeno podle normy EN 1993-2, kapitola 9 a podle EN 1993-1-9.

$\Delta\sigma_c = 80 \text{ MPa}$  ( $l < 50 \text{ mm}$ )

$$\lambda_1 = 0,67$$

$$\lambda_2 = 1,15$$

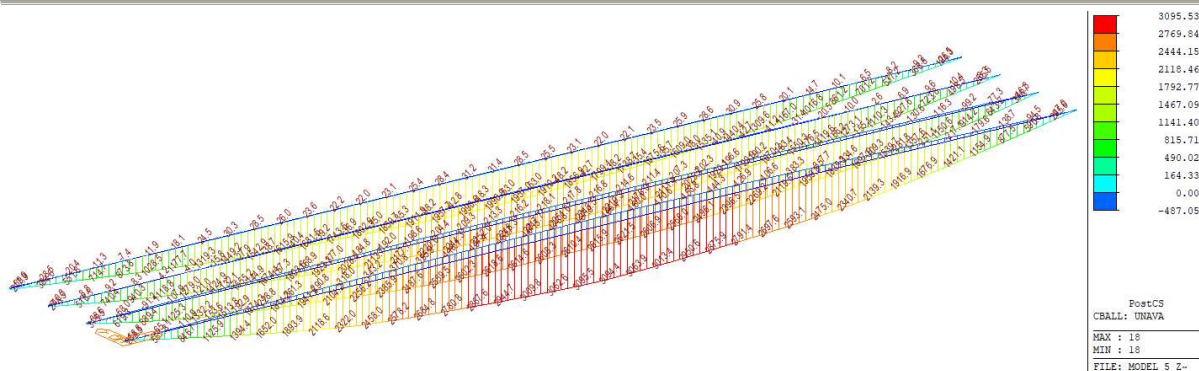
$$\lambda_3 = 1,00$$

$$\lambda_3 = 1,00$$

Únavová pevnost (detail 6-8 – Příčně připojené prvky, konce svarů se pečlivě zabrousí pro odstranění všech možných vrubů)  
 Součinitel poškození od dopravy ( $L = 20 \text{ m}$ , standartní kolejová doprava)  
 Součinitel objemu dopravy (Doprava  $50 * 10^6 \text{ t/kolej}$ )  
 Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)  
 Součinitel pro konstrukční prvky zatížené na více než 1. koleji (1 kolej)

Nejvíce namáhaná příčná výztuha (včetně příčníku) bude posouzena uprostřed rozpětí.

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,67 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = 0,7705 < \lambda_{\max} = 1,40$$



$$M_{\max, L/2} = 3095,53 \text{ kNm}$$

$$M_{\min, L/2} = -487,0 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_{P, L/2} = |M_{\max} - M_{\min}| = |3095,53 - (-487,0)| = 3582,53 \text{ kNm}$$

Rozptyl ohybového momentu uprostřed rozpětí

$$\Delta M_{E2, L/2} = \Delta M_P * \lambda = 3517,0 * 0,7705 = 2760,339 \text{ kNm}$$

Rozměr nosníku bude převzat z posudku nosníku na ohyb, zatížení dopravou působí vždy jako krátkodobé.

#### PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:

<b>Ocelová část:</b>		Celková výška ocelového nosníku h		=	1640	mm		
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	Sy [mm <sup>3</sup> ]	Io [mm <sup>4</sup> ]	A*y' <sup>2</sup> [mm <sup>4</sup> ]
Dolní pásnice	500	500	35	17.5	17500	306250	1786458	5359375
Stojna, část 1	16	16	1580	825	25280	20856000	5.26E+09	17206200000
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	350	350	25	1627.5	8750	14240625	455729.2	23176617188
<b>Betonová část:</b>								
Spřažená deska	1215	190.929	300	1790	57278.6	1.03E+08	4.3E+08	1.83526E+11

$A_a$	=	51530 mm <sup>2</sup>	Plocha ocelového průřezu
$C_{g,a}$	=	687 mm	Těžiště ocelového průřezu
$I_{y,a}$	=	2.1E+10 mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti ocelového průřezu

$A_i$	=	108809 mm <sup>2</sup>	Plocha spřaženého ideálního průřezu
$C_{g,i}$	=	1268 mm	Těžiště spřaženého ideálního průřezu
$I_{y,i}$	=	5.5E+10 mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu

#### Celkový průřez, krátkodobé účinky:

$M_{y,1}$	=	2760.339 kNm	Moment působící na celý průřez, krátkodobé účinky
$N_1$	=	kN	Normálová síla (+ tah, - tah), celý průřez

**NAPĚTÍ - Krátkodobě:****Ocelová část:**

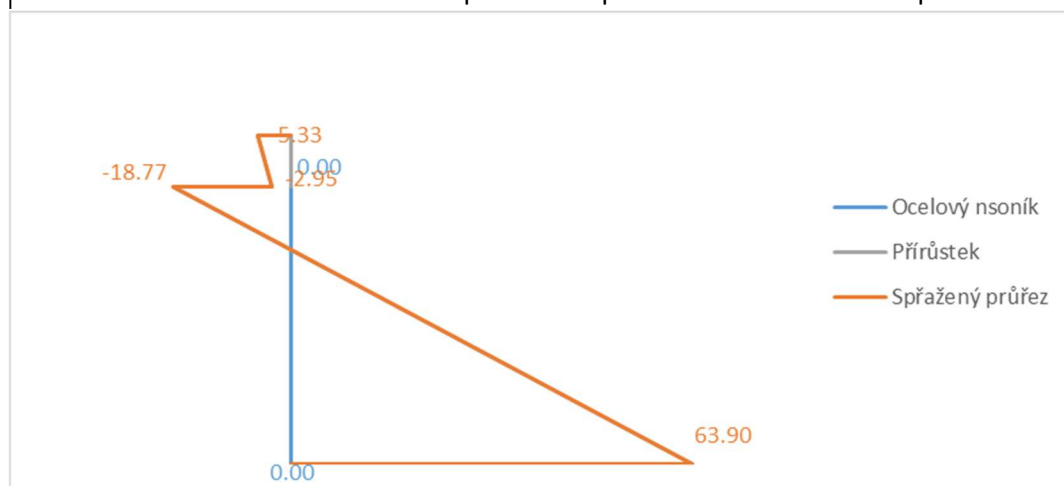
z1	=	-687 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	953 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
σ1	=	0.00 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
σ2.1	=	0.00 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku

**Přírůstek na celkovém průřezu:**

z1	=	-1268 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	372 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
z3	=	672 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům spřaž. desky
σ1	=	63.90 Mpa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
σ2.1	=	-18.77 Mpa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku
σ2.2	=	-2.95 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ3	=	-5.33 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky

**Celkový průřez:**

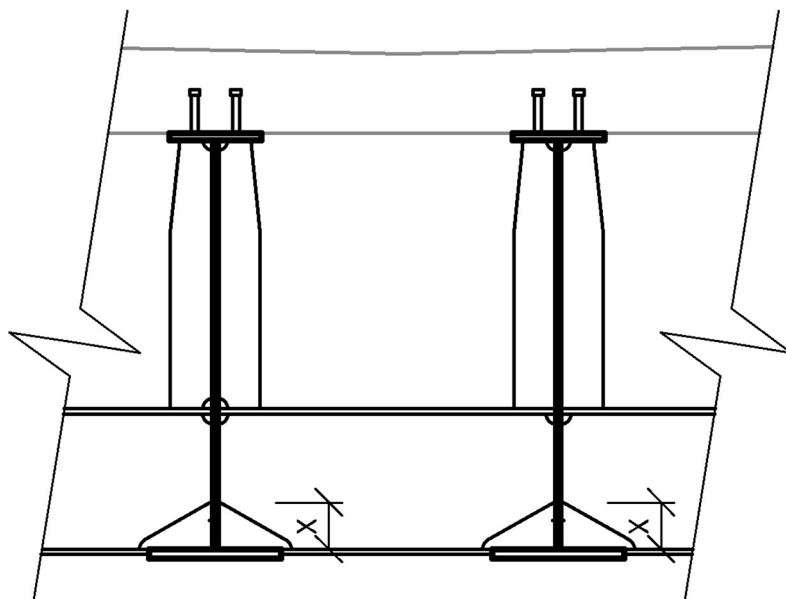
σ1	=	63.90 Mpa	Napětí na dolních vláknech oc. nosníku
σ2.1	=	-18.77 Mpa	Napětí na horních vláknech oc. nosníku
σ2.2	=	-2.95 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ3	=	-5.33 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky



Do výztuhy bude navržen výřez. Výška výřezu bude navržena tak, aby napětí nad výřezem nepřesáhlo  $80 / \gamma_M = 80 / 1,15 = 69,57 \text{ MPa}$

$$x = \Delta \sigma_s * t_{f,d} / (\sigma_d - (\sigma_d - \sigma_d))$$





Jelikož napětí na pásnici je menší než limitní napětí, není třeba provádět výřez ve výztuže. Bude proveden pouze konstrukční výřez o výšce  $x = 100 \text{ mm}$ .

$$\Delta\sigma_s = 63,90 \text{ MPa} < \Delta\sigma_s = 80 / \gamma_M = 80 / 1,15 = 69,57 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c} = \frac{63,90}{69,57} = \mathbf{0,919 < 1,0}$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

Tento posudek byl proveden pro nejvíce namáhanou příčnou výztuhu na hlavním nosníku. Posudek platí i pro podporový příčník. Pouze svislé výztuhy podporového příčníku bude nutné posoudit zvlášť.

## 7.6 Posouzení spřahovacích trnů na únavu

 $\Delta\sigma_c = 90 \text{ MPa}$ 

Únavová pevnost (detail 10 – Přivařený spřahovací trn)

 $\lambda_1 = 0,67$ 

Součinitel poškození od dopravy (L = 20 m, standartní kolejová doprava)

 $\lambda_2 = 1,15$ 

 Součinitel objemu dopravy (Doprava  $50 * 10^6 \text{ t/kolej}$ )

 $\lambda_3 = 1,00$ 

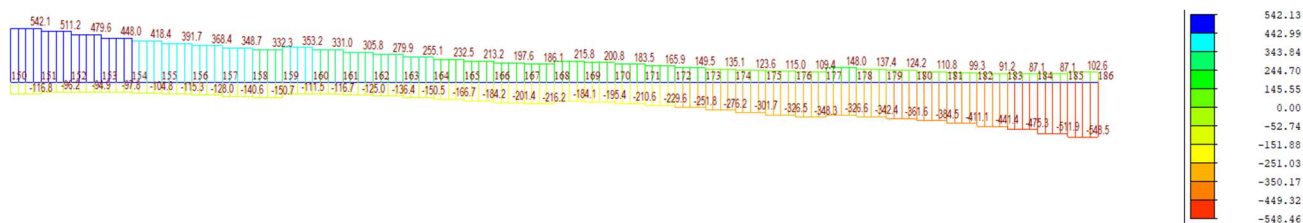
Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)

 $\lambda_4 = 1,00$ 

Součinitel pro konstrukční prvky zatížené na více než 1. koleji (1 kolej)

Nejvíce namáhaná příčná výztuha (včetně příčnicku) bude posouzena uprostřed rozpětí.

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,67 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = \mathbf{0,7705} < \lambda_{\max} = 1,40$$


 $V_{\max} = 548,46 \text{ kN}$ 
 $V_{\min} = -102,6 \text{ kN}$ 
 $\Delta V_p = |V_{\max} - V_{\min}| = |548,46 - (-102,6)| = 651,06 \text{ kNm}$ 

Rozptyl posouvající síly

 $\Delta V_{E2, L/2} = \Delta V_p * \lambda = 651,06 * 0,7705 = \mathbf{501,642 \text{ kNm}}$ 

### POSOUVAJÍCÍ SÍLA

$V_{ed,R}$	=	501.642	kN	Působící posouvající síla v uložení nosníku
$V_{ed,1/5L}$	=	369.686	kN	Působící posouvající síla v 1/5 rozpětí
$V_{ed,2/5L}$	=	304.733	kN	Působící posouvající síla ve 2/5 rozpětí

### SPŘAHOVACÍ TRNY

$f_u$	=	80	Mpa	Pevnost spřahovacího trnu
$\gamma_v$	=	1.15		Součinitel spolehlivosti spřažení
$d$	=	22	mm	Průměr spřahovacího trnu
$h$	=	150	mm	Výška spřahovacího trnu
$h/d$	=	6.818181818		Poměr výška a průměru trnu
$\alpha$	=	1		
$P_{Rd}$	=	21.16	kN	Návrhová únosnost jednoho spřahovacího trnu

**POSOUZENÍ TĚSNĚ PO UVEDENÍ DO PROVOZU:**

$I_{y,i}$	=	5.476E+10	mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu
$S_c$	=	2.992E+07	mm <sup>3</sup>	Statický moment betonové desky

**V uložení nosníku na ložisko (Oblast 1):**

$V_{I,ED}$	=	274.103	kN	Podélná síla (pružně)
$n_t$	=	<b>3</b>	ks	počet trnů v jedné řadě příčně
$b$	=	238	mm	potřebná šířka pásnice
$b_l$	=	0.231539786	mm	Potřebná podélná vzdálenost trnů (osově)
$b_l$	=	<b>0.2</b>	mm	Navržená podélná vzdálenost trnů (osově)
$V_{I,RD}$	=	<b>317.33</b>	kN	Podélná únosnost spřahovacích trnů
$V_{I,RD}$	=	317.3	kN	$> V_{I,ED} = 274.10$ kN
<b>VYHOVUJE</b>				

**V 1/5 rozpětí (Oblast 2):**

$V_{I,ED}$	=	202.000	kN	Podélná síla (pružně)
$n_t$	=	<b>2</b>	ks	počet trnů v jedné řadě příčně
$b$	=	238	mm	potřebná šířka pásnice
$b_l$	=	0.209457181	mm	Potřebná podélná vzdálenost trnů (osově)
$b_l$	=	<b>0.2</b>	mm	Navržená podélná vzdálenost trnů (osově)
$V_{I,RD}$	=	<b>211.55</b>	kN	Podélná únosnost spřahovacích trnů
$V_{I,RD}$	=	211.6	kN	$> V_{I,ED} = 202.00$ kN
<b>VYHOVUJE</b>				

**Ve 2/5 rozpětí (oblast 3):**

$V_{I,ED}$	=	166.509	kN	Podélná síla (pružně)
$n_t$	=	<b>2</b>	ks	počet trnů v jedné řadě příčně
$b$	=	238	mm	potřebná šířka pásnice
$b_l$	=	0.254102403	mm	Potřebná podélná vzdálenost trnů (osově)
$b_l$	=	<b>0.2</b>	mm	Navržená podélná vzdálenost trnů (osově)
$V_{I,RD}$	=	<b>211.55</b>	kN	Podélná únosnost spřahovacích trnů
$V_{I,RD}$	=	211.6	kN	$> V_{I,ED} = 166.51$ kN
<b>VYHOVUJE</b>				

## 7.7 Posouzení tupého svaru podporového příčnicku na únavu

Posouzení na únavu bude provedeno podle normy EN 1993-2, kapitola 9 a podle EN 1993-1-9.

$\Delta\sigma_c = 90 \text{ MPa}$

Únavová pevnost (detail 5-8 – Převýšení svaru není větší než 10 % šířky svaru při hladkém přechodu svaru do roviny základního materiálu)

$$\Delta\sigma_c = 90 \cdot (25/t)^{0,2} = 90 \cdot (25/30)^{0,2} = 86,778 \text{ MPa} \quad \text{Pevnost redukována podle tloušťky materiálu}$$

$$\lambda_1 = 0,67$$

Součinitel poškození od dopravy (L = 20 m, standardní kolejová doprava)

$$\lambda_2 = 1,15$$

Součinitel objemu dopravy (Doprava  $50 \cdot 10^6 \text{ t/kolej}$ )

$$\lambda_3 = 1,00$$

Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)

$$\lambda_4 = 1,00$$

Součinitel pro konstrukční prvky zatížené na více než 1. koleji (1 kolej)

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 0,67 \cdot 1,15 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,7705 < \lambda_{\max} = 1,40$$

Tupý svar podporového příčnicku bude umístěn v uložení na ložisko a v polovině rozpětí.



$$M_{\max, L/2} = 673,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\min, L/2} = 0,00 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_{P, L/2} = |M_{\max} - M_{\min}| = |673,5 - (-0,0)| = 673,50 \text{ kNm}$$

Rozptyl ohybového momentu uprostřed rozpětí

$$\Delta M_{E2, L/2} = \Delta M_P \cdot \lambda = 673,5 \cdot 0,7705 = 518,93 \text{ kNm}$$

$$M_{\max, \text{lož}} = 0,0 \text{ kNm}$$

$$M_{\min, \text{lož}} = -557,5 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_{P, \text{lož}} = |M_{\max} - M_{\min}| = |0,0 - (-557,5)| = 557,5 \text{ kNm}$$

Rozptyl ohybového momentu uprostřed rozpětí

$$\Delta M_{E2, \text{lož}} = \Delta M_P \cdot \lambda = 557,5 \cdot 0,7705 = -429,55 \text{ kNm}$$

### 7.7.1 Posouzení v 1/2 L

Rozměr nosníku bude převzat z posudku nosníku na ohyb, zatížení dopravou působí vždy jako krátkodobé.

#### PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:

Ocelová část: Celková výška ocelového nosníku h						=	1635	mm
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	Sy [mm <sup>3</sup> ]	Io [mm <sup>4</sup> ]	A*y' <sup>2</sup> [mm <sup>4</sup> ]
Dolní pásnice	700	700	25	12.5	17500	218750	911458.3	2734375
Stojna, část 1	20	20	1580	815	31600	25754000	6.57E+09	20989510000
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	386	386	30	1620	11580	18759600	868500	30390552000

<b>Betonová část:</b>								
Spřažená deska	386	60.6571	300	1785	18197.1	32481900	1.36E+08	57980191500

$A_i$	=	78877 mm <sup>2</sup>	Plocha spřaženého ideálního průřezu
$C_{g,i}$	=	979 mm	Těžiště spřaženého ideálního průřezu
$I_{y,i}$	=	4E+10 mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu

#### NAPĚTÍ - Krátkodobě:

##### Ocelová část:

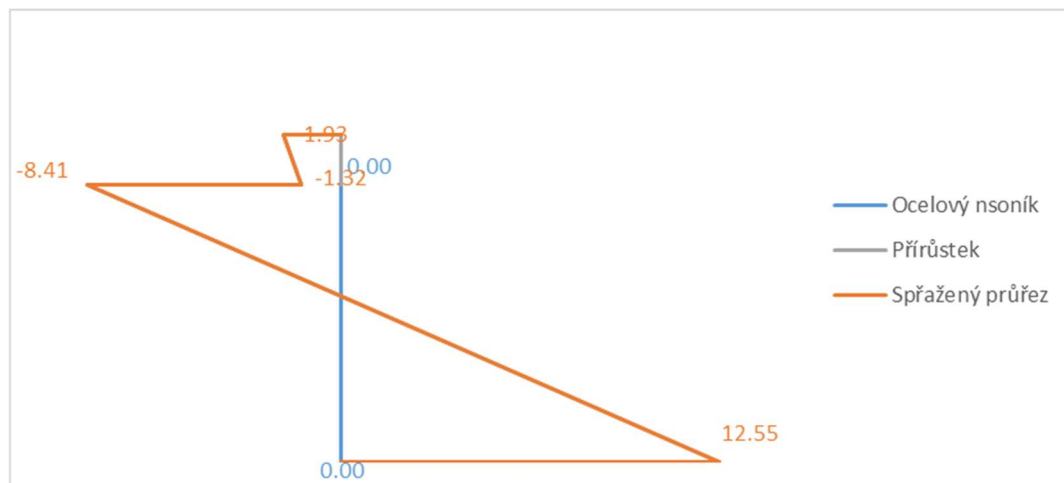
$z_1$	=	-737 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
$z_2$	=	898 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
$\sigma_1$	=	0.00 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	0.00 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku

##### Přírůstek na celkovém průřezu:

$z_1$	=	-979 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
$z_2$	=	656 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
$z_3$	=	956 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům spřaž. desky
$\sigma_1$	=	12.55 Mpa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-8.41 Mpa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.2}$	=	-1.32 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
$\sigma_3$	=	-1.93 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky

##### Celkový průřez:

$\sigma_1$	=	12.55 Mpa	Napětí na dolních vláknech oc. nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-8.41 Mpa	Napětí na horních vláknech oc. nosníku
$\sigma_{2.2}$	=	-1.32 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
$\sigma_3$	=	-1.93 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky



$$\Delta\sigma_s = 12,55 \text{ MPa} < \Delta\sigma_c = 86,778 / \gamma_M = 86,778 / 1,15 = 75,459 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c} = \frac{12,55}{75,459} = 0,166 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

### 7.7.2 Posouzení v uložení na ložisko

#### PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:

<b>Ocelová část:</b>	Celková výška ocelového nosníku h					=	1635	mm
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	Sy [mm <sup>3</sup> ]	Io [mm <sup>4</sup> ]	A*y' <sup>2</sup> [mm <sup>4</sup> ]
Dolní pásnice	700	700	25	12.5	17500	218750	911458.3	2734375
Stojna, část 1	20	20	1580	815	31600	25754000	6.57E+09	20989510000
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	386	386	30	1620	11580	18759600	868500	30390552000

$A_a = 60680 \text{ mm}^2$  Plocha ocelového průřezu

$C_{g,a} = 737 \text{ mm}$  Těžiště ocelového průřezu

$I_{y,a} = 2.5E+10 \text{ mm}^4$  Moment setrvačnosti ocelového průřezu

#### NAPĚTÍ - Krátkodobě:

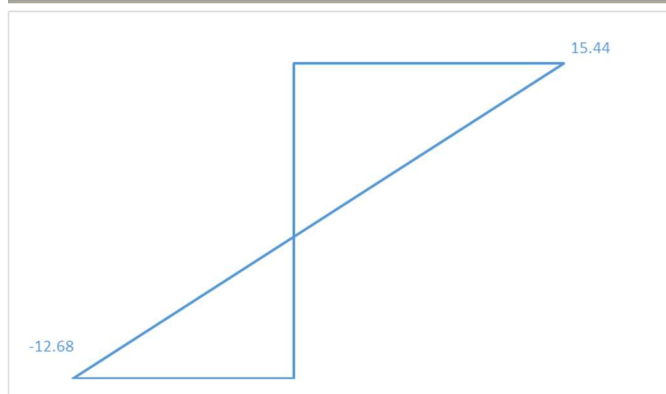
##### Ocelová část:

$z_1 = -737 \text{ mm}$  Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku

$z_2 = 898 \text{ mm}$  Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku

$\sigma_1 = 12.68 \text{ MPa}$  Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku

$\sigma_{2.1} = -15.44 \text{ MPa}$  Napětí na horních vláknech ocelového nosníku



$$\Delta\sigma_s = 15,44 \text{ MPa} < \Delta\sigma_c = 86,778 / \gamma_M = 86,778 / 1,15 = 75,459 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c} = \frac{15,44}{75,459} = 0,205 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

### 7.8 Posouzení krčního svaru podporového příčnicku – napětí ve svaru

$\Delta\sigma_c = 80 \text{ MPa}$

Únavová pevnost (detail 8 – průběžné koutové svary přenášející smykový tok)

$$\lambda_1 = 0,67$$

Součinitel poškození od dopravy (L = 20 m, standartní kolejová doprava)

$$\lambda_2 = 1,15$$

Součinitel objemu dopravy (Doprava  $50 \cdot 10^6 \text{ t/kolej}$ )

$$\lambda_3 = 1,00$$

Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)

$$\lambda_4 = 1,00$$

Součinitel pro konstrukční prvky zatížené na více než 1. koleji (1 kolej)

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,67 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = 0,7705 < \lambda_{\max} = 1,40$$



$$V_{\max} = 1310,4 \text{ kN}$$

$$V_{\min} = -0,0 \text{ kN}$$

$$\Delta V_P = |V_{\max} - V_{\min}| = |1310,4 - (-0,0)| = 1310,4 \text{ kNm}$$

Rozptyl posouvající síly

$$\Delta V_{E2} = \Delta V_P * \lambda = 1310,4 * 0,7705 = 1009,66 \text{ kNm}$$

$$V_{ed} = 1009.66 \text{ kN}$$

Působící posouvající síla

$$\beta_w = 1$$

Součinitel korelace

$$\gamma_M = 1.15$$

Součinitel spolehlivosti svarových spojů

$$f_u = 80 \text{ MPa}$$

Mez pevnosti oceli

$$\tau_{RD} = 69.57 \text{ MPa}$$

Únosnost ve smyku ve srovnávacím napětí

**POSOUZENÍ TĚSNĚ PO UVEDENÍ DO PROVOZU:**
 $I_{y,i} = 2.498E+10 \text{ mm}^4$  Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu
**Dolní pásnice:**

$a = 8 \text{ mm}$  Účinná výška svaru  
 $S_d = 1.268E+07 \text{ mm}^3$  Statický moment dolní pásnice  
 $\tau_{II} = 32.034 \text{ Mpa}$  Smykové napětí ve svaru

Ve stovnávacím napětí:

$3^{1/2} * \tau_{II} = 55.48 < \tau_{RD} = 69.57 \text{ Mpa}$   
 $V_{yužití} = 0.80 < 1.00$  **VYHOVUJE**

**Horní pásnice:**

$a = 8 \text{ mm}$  Účinná výška svaru  
 $S_h = 1.022E+07 \text{ mm}^3$  Statický moment horní pásnice  
 $\tau_{II} = 25.823 \text{ Mpa}$  Smykové napětí ve svaru

Ve stovnávacím napětí:

$3^{1/2} * \tau_{II} = 44.73 < \tau_{RD} = 69.57 \text{ Mpa}$   
 $V_{yužití} = 0.64 < 1.00$  **VYHOVUJE**

**7.9 Posouzení krčního svaru podporového příčnicku – napětí na pásnici** $\Delta\sigma_c = 125 \text{ MPa}$ 

Únavová pevnost (detail 2 – Automatové nebo plně mechanizované koutové svary)

$\lambda_1 = 0,67$  Součinitel poškození od dopravy ( $L = 20 \text{ m}$ , standartní kolejová doprava)  
 $\lambda_2 = 1,15$  Součinitel objemu dopravy (Doprava  $50 * 10^6 \text{ t/kolej}$ )  
 $\lambda_3 = 1,00$  Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)  
 $\lambda_4 = 1,00$  Součinitel pro konstrukční prvky zatížené na více než 1. koleji (1 kolej)

 $\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,67 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = 0,7705 < \lambda_{\max} = 1,40$ 

Dle posouzení tupého svaru vzniká největší napětí v místě uložení na ložisko.

 $M_{\max, \text{lož}} = 0,0 \text{ kNm}$  $M_{\min, \text{lož}} = -557,5 \text{ kNm}$



$$\Delta M_{P, \text{lož}} = |M_{\max} - M_{\min}| = |0,0 - (-557,5)| = -557,5 \text{ kNm}$$

Rozptyl ohybového momentu uprostřed rozpětí

$$\Delta M_{E2, \text{lož}} = \Delta M_P * \lambda = 557,5 * 0,7705 = -429,55 \text{ kNm}$$

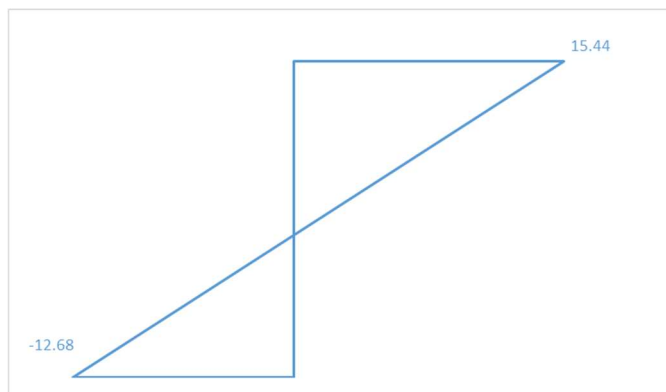
**PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:**

Ocelová část:	Celková výška ocelového nosníku h						=	1635	mm
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	Sy [mm <sup>3</sup> ]	Io [mm <sup>4</sup> ]	A*y' <sup>2</sup> [mm <sup>4</sup> ]	
Dolní pásnice	700	700	25	12.5	17500	218750	911458.3	2734375	
Stojna, část 1	20	20	1580	815	31600	25754000	6.57E+09	20989510000	
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0	
Horní pásnice	386	386	30	1620	11580	18759600	868500	30390552000	

$A_a$	=	60680 mm <sup>2</sup>	Plocha ocelového průřezu
$C_{g,a}$	=	737 mm	Těžiště ocelového průřezu
$I_{y,a}$	=	2.5E+10 mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti ocelového průřezu

**NAPĚTÍ - Krátkodobě:**
**Ocelová část:**

z1	=	-737 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	898 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
$\sigma_1$	=	12.68 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-15.44 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku

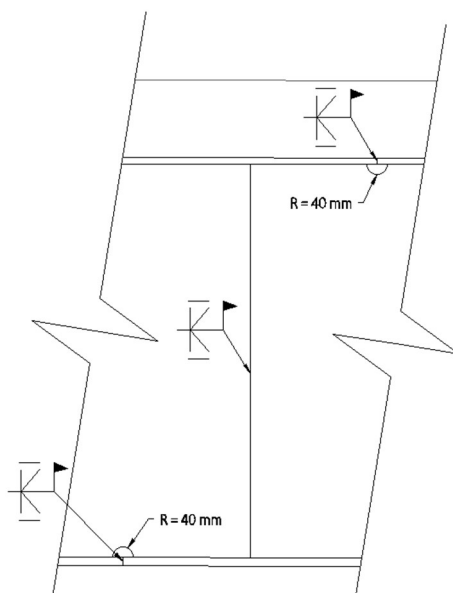


$$\Delta \sigma_s = 15,44 \text{ MPa} < \Delta \sigma_c = 125 / \gamma_M = 125 / 1,15 = 108,70 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_c} = \frac{15,44}{108,70} = 0,142 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

### 7.10 Posouzení krčního svaru podporového příčniku v místě výřezu – napětí na pásnici



Posouzení na únavu bude provedeno podle normy EN 1993-2, kapitola 9 a podle EN 1993-1-9.

$\Delta\sigma_c = 71 \text{ MPa}$

Únavová pevnost (detail 9 – podélný koutový svar nebo přerušovaný svar s výřezem o výšce do 60 mm)

$$\lambda_1 = 0,67$$

Součinitel poškození od dopravy ( $L = 20 \text{ m}$ , standartní kolejová doprava)

$$\lambda_2 = 1,15$$

Součinitel objemu dopravy (Doprava  $50 * 10^6 \text{ t/kolej}$ )

$$\lambda_3 = 1,00$$

Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)

$$\lambda_4 = 1,00$$

Součinitel pro konstrukční prvky zatížené na více než 1. koleji (1 kolej)

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,67 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = 0,7705 < \lambda_{\max} = 1,40$$

Výřez je umístěn v místě tupého svaru, největší napětí je v místě uložení na ložisko.



$$M_{\max, \text{lož}} = 0,0 \text{ kNm}$$

$$M_{\min, \text{lož}} = -557,5 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_{P, \text{lož}} = |M_{\max} - M_{\min}| = |0,0 - (-557,5)| = -557,5 \text{ kNm}$$

Rozptyl ohybového momentu  
uprostřed rozpětí

$$\Delta M_{E2, \text{lož}} = \Delta M_P * \lambda = 557,5 * 0,7705 = -429,55 \text{ kNm}$$

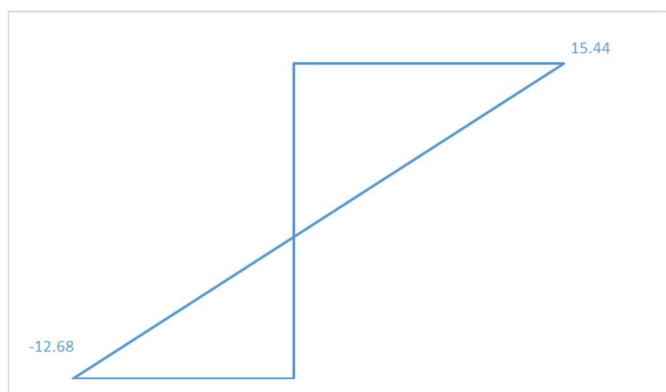
**PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:**

<b>Ocelová část:</b>	Celková výška ocelového nosníku h				=	1635	mm	
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	Sy [mm <sup>3</sup> ]	Io [mm <sup>4</sup> ]	A*y' <sup>2</sup> [mm <sup>4</sup> ]
Dolní pásnice	700	700	25	12.5	17500	218750	911458.3	2734375
Stojna, část 1	20	20	1580	815	31600	25754000	6.57E+09	20989510000
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	386	386	30	1620	11580	18759600	868500	30390552000

$A_a$	=	60680 mm <sup>2</sup>	Plocha ocelového průřezu
$C_{g,a}$	=	737 mm	Těžiště ocelového průřezu
$I_{y,a}$	=	2.5E+10 mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti ocelového průřezu

**NAPĚTÍ - Krátkodobě:**
**Ocelová část:**

z1	=	-737 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	898 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
$\sigma_1$	=	12.68 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-15.44 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku



$$\Delta\sigma_s = 15,44 \text{ MPa} < \Delta\sigma_c = 71 / \gamma_M = 71 / 1,15 = 61,74 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c} = \frac{15,44}{61,74} = 0,250 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

**7.11 Posouzení výztuhy podporového příčnicku – napětí na pásnici a ve stojně**

$$\Delta\sigma_c = 80 \text{ MPa} (l < 50 \text{ mm})$$

Únavová pevnost (detail 6-8 – Příčně připojené prvky, konce svarů se pečlivě zabrousí pro odstranění všech možných vrubů)

$$\lambda_1 = 0,67$$

Součinitel poškození od dopravy (L = 20 m, standartní kolejová doprava)

$$\lambda_2 = 1,15$$

Součinitel objemu dopravy (Doprava 50 \* 10<sup>6</sup> t/ kolej)

$$\lambda_3 = 1,00$$

Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)

$$\lambda_3 = 1,00$$

Součinitel pro konstrukční prvky zatížené na více než 1. koleji (1 kolej)

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,67 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = \mathbf{0,7705} < \lambda_{\max} = 1,40$$

Příčné výztuhy jsou umístěny v místě uložení na ložisko.



$$M_{\max, \text{lož}} = 0,0 \text{ kNm}$$

$$M_{\min, \text{lož}} = -557,5 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_{P, \text{lož}} = |M_{\max} - M_{\min}| = |0,0 - (-557,5)| = -557,5 \text{ kNm}$$

Rozptyl ohybového momentu uprostřed rozpětí

$$\Delta M_{E2, \text{lož}} = \Delta M_P * \lambda = 557,5 * 0,7705 = -429,55 \text{ kNm}$$

#### PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:

PROJEKT: Křídlové pasování									
Ocelová část:		Celková výška ocelového nosníku h					=	1635	mm
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	Sy [mm <sup>3</sup> ]	Io [mm <sup>4</sup> ]	A*y' <sup>2</sup> [mm <sup>4</sup> ]	
Dolní pásnice	700	700	25	12.5	17500	218750	911458.3	2734375	
Stojna, část 1	20	20	1580	815	31600	25754000	6.57E+09	20989510000	
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0	
Horní pásnice	386	386	30	1620	11580	18759600	868500	30390552000	

$$A_a = 60680 \text{ mm}^2 \quad \text{Plocha ocelového průřezu}$$

$$C_{g,a} = 737 \text{ mm} \quad \text{Těžiště ocelového průřezu}$$

$$I_{y,a} = 2.5E+10 \text{ mm}^4 \quad \text{Moment setrvačnosti ocelového průřezu}$$

#### NAPĚTÍ - Krátkodobě:

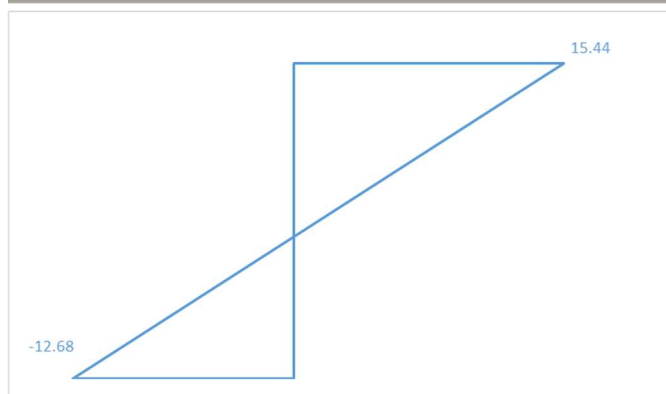
##### Ocelová část:

$$z_1 = -737 \text{ mm} \quad \text{Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku}$$

$$z_2 = 898 \text{ mm} \quad \text{Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku}$$

$$\sigma_1 = 12.68 \text{ MPa} \quad \text{Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku}$$

$$\sigma_{2.1} = -15.44 \text{ MPa} \quad \text{Napětí na horních vláknech ocelového nosníku}$$



$$\Delta\sigma_s = 15,44 \text{ MPa} < \Delta\sigma_c = 80 / \gamma_M = 80 / 1,15 = 69,56 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c} = \frac{15,44}{69,56} = 0,222 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

## 7.12 Posouzení připojení podporového příčnicku na hlavní nosník

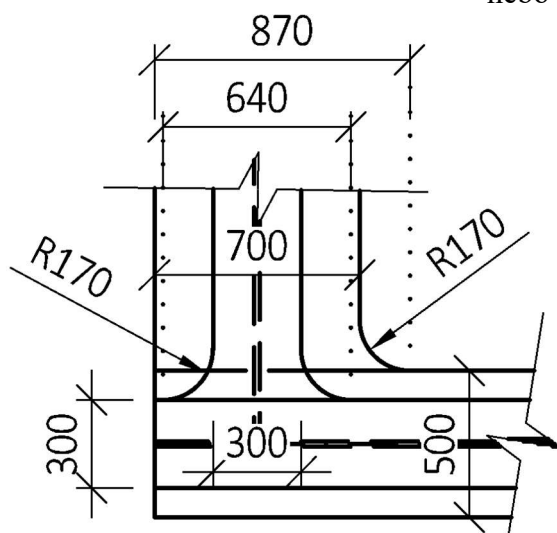
Podporový příčník bude k hlavnímu nosníku přivařen. Pásnice budou připojeny pomocí tupých svarů, stojina bude připojena pomocí koutových svarů. Ohybový moment i smyková síla bude určena v místě přivaření na hlavní nosník nejbližší k ložisku a místě skutečné polohy svaru.

$\Delta\sigma_c = 80 \text{ MPa}$

Únavová pevnost (detail 8 – průběžné koutové svary přenášející smykový tok)

$\Delta\sigma_c = 50 \text{ MPa}$  ( $r/l < 1/6$ )

Únavová pevnost (detail 4 – plech přivařený k hraně plechu nebo k pásnici nosníku); ( $r/l = 0 / 500 < 1/6$ )



$$\lambda_1 = 0,67$$

Součinitel poškození od dopravy ( $L = 20 \text{ m}$ , standartní kolejová doprava)

$$\lambda_2 = 1,15$$

Součinitel objemu dopravy (Doprava  $50 * 10^6 \text{ t/kolej}$ )

$$\lambda_3 = 1,00$$

Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)

$$\lambda_3 = 1,00$$

Součinitel pro konstrukční prvky zatížené na více než 1. koleji (1 kolej)

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,67 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = \mathbf{0,7705} < \lambda_{\max} = 1,40$$



$$V_{\max} = 680,9 \text{ kN}$$

$$V_{\min} = -0,0 \text{ kN}$$

$$\Delta V_P = |V_{\max} - V_{\min}| = |680,9 - (-0,0)| = 680,9 \text{ kNm}$$

Rozptyl posouvající síly

$$\Delta V_{E2} = \Delta V_P * \lambda = 680,9 * 0,7705 = \mathbf{524,63 \text{ kNm}}$$



$$M_{\max} = 444,7 \text{ kNm}$$

$$M_{\min} = -0,0 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_P = |M_{\max} - M_{\min}| = |444,7 - (-0,00)| = 444,7 \text{ kNm}$$

Rozptyl ohybového momentu  
uprostřed rozpětí

$$\Delta M_{E2} = \Delta M_P * \lambda = 444,7 * 0,7705 = \mathbf{- 342,64 \text{ kNm}}$$

$$V_{ED} = 524,63 \text{ kN}$$

$$M_{ED} = 342,64 \text{ kN}$$

### MATERIÁLY:

#### Ocel:

#### S355

$f_{yk}$	=	355 Mpa	Mez kluzu oceli
$f_u$	=	80 MPa	Mez pevnosti oceli
$E_s$	=	210 Gpa	Modul pružnosti oceli
$\varepsilon$	=	0.81	
$\beta$	=	1	Korelační součinitel
$\gamma_{Mw}$	=	1.15	Součinitel spolehlivosti materiálu
$R_{srovn}$	=	69.57 Mpa	Srovnávací únosnost
$\sigma_{\max, kolm,}$	=	69.57 MPa	Maximální normálové kolmé napětí

**Ocel, pásnice:**
**S355**

$f_{yk}$	=	355 Mpa	Mez kluzu oceli
$f_u$	=	50 MPa	Mez pevnosti oceli
$E_s$	=	210 Gpa	Modul pružnosti oceli
$\varepsilon$	=	0.81	

$R_{srovn}$  = 43.48 Mpa Srovnávací únosnost

$\sigma_{max, kolm,}$  = 43.48 MPa Maximální normálové kolmé napětí

**PRŮŘEZ - Svarový obrazec:**

<b>Ocelová část:</b>	Celková výška ocelového nosníku h = 1635 mm							
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	Sy [mm <sup>3</sup> ]	Io [mm <sup>4</sup> ]	A*y' <sup>2</sup> [mm <sup>4</sup> ]
Dolní pásnice_1	0	0	0	0	0	0	0	0
Dolní pásnice_2	870	870	30	15	26100	391500	1957500	5872500
Dolní pásnice_3	0	0	0	30	0	0	0	0
Stojna, výřez	0	0	100	80	0	0	0	0
Stojna	12	12	1480	870	17760	15451200	3.24E+09	13442544000
Horní pásnice_1	0	0	0	1610	0	0	0	0
Horní pásnice_2	640	640	25	1622.5	16000	25960000	833333.3	42120100000
Horní pásnice_3	0	0	0	1635	0	0	0	0

$A_a$	=	59860 mm <sup>2</sup>	Plocha ocelového průřezu
$C_{g,a}$	=	698 mm	Těžiště ocelového průřezu
$I_{wy}$	=	3E+10 mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti ocelového průřezu

$W_{wy,fd}$	=	4.2E+07 mm <sup>3</sup>	Průřezový modul k okraji dolní pásnice
$W_{wy,fh}$	=	3.2E+07 mm <sup>3</sup>	Průřezový modul k okraji horní pásnice

$W_{wy,wh}$	=	3.2E+07 mm <sup>3</sup>	Průřezový modul k okraji svarů stojny nahoře
$W_{wy,wd}$	=	4.4E+07 mm <sup>3</sup>	Průřezový modul k okraji svarů stojny dole
$A_{w,w}$	=	17760 mm <sup>2</sup>	Plocha průřezu svarů stojny

**Předpoklady pro posouzení:**

Pásnice jsou namáhány pouze ohybovým momentem.

Stojna je namáhána posouvající silou i ohybovým momentem.

**ZATÍŽENÍ:**
**Ocelová část:**

$M_y$	=	342.64 kNm	Ohybový moment
$V_z$	=	524.63 kN	Posouvající síla

**SVARY PŘIPOJUJÍCÍ STOJINU:**

$\tau_{\text{rovnov},w}$	=	29.54	Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	10.55	MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{\text{kolm},W} = \tau_{\text{kolm},w}$	=	7.46	MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí
$\sigma_{\text{srovn}}$	=	53.29	Mpa	Srovnávací napětí
$\sigma_{\text{srovn}}$	=	<b>53.29</b>	<b>Mpa</b>	< $R_{\text{srovn}} = 69.57 \text{ Mpa}$ <b>VYHOVUJE</b>
$\sigma_{\text{kolm},w}$	=	<b>7.46</b>	<b>Mpa</b>	< $\sigma_{\text{max,kolm},w} = 69.57 \text{ Mpa}$ <b>VYHOVUJE</b>

**SVARY PŘIPOJUJÍCÍ HORNÍ PÁSNICI:**

$\tau_{\text{rovnov},w}$	=	0.00	Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	10.83	MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{\text{kolm},W} = \tau_{\text{kolm},w}$	=	7.66	MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí
$\sigma_{\text{srovn}}$	=	15.32	Mpa	Srovnávací napětí
$\sigma_{\text{srovn}}$	=	<b>15.32</b>	<b>Mpa</b>	< $R_{\text{srovn}} = 43.48 \text{ Mpa}$ <b>VYHOVUJE</b>
$\sigma_{\text{kolm},w}$	=	<b>7.66</b>	<b>Mpa</b>	< $\sigma_{\text{max,kolm},w} = 43.48 \text{ Mpa}$ <b>VYHOVUJE</b>

**SVARY PŘIPOJUJÍCÍ DOLNÍ PÁSNICI:**

$\tau_{\text{rovnov},w}$	=	0.00	Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	8.08	MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{\text{kolm},W} = \tau_{\text{kolm},w}$	=	5.71	MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí
$\sigma_{\text{srovn}}$	=	11.42	Mpa	Srovnávací napětí
$\sigma_{\text{srovn}}$	=	<b>11.42</b>	<b>Mpa</b>	< $R_{\text{srovn}} = 43.48 \text{ Mpa}$ <b>VYHOVUJE</b>
$\sigma_{\text{kolm},w}$	=	<b>5.71</b>	<b>Mpa</b>	< $\sigma_{\text{max,kolm},w} = 43.48 \text{ Mpa}$ <b>VYHOVUJE</b>



### 7.13 Posouzení tupého svaru mezilehlého příčníku na únavu

Posouzení na únavu bude provedeno podle normy EN 1993-2, kapitola 9 a podle EN 1993-1-9.

$\Delta\sigma_c = 90 \text{ MPa}$

Únavová pevnost (detail 5-8 – Převýšení svaru není větší než 10 % šířky svaru při hladkém přechodu svaru do roviny základního materiálu)

$$\Delta\sigma_c = 90 \cdot (25/t)^{0,2} = 90 \cdot (25/30)^{0,2} = 86,78 \text{ MPa} \quad \text{Pevnost redukována podle tloušťky materiálu}$$

$$\lambda_1 = 0,67$$

Součinitel poškození od dopravy (L = 20 m, standardní kolejová doprava)

$$\lambda_2 = 1,15$$

Součinitel objemu dopravy (Doprava  $50 \cdot 10^6 \text{ t/kolej}$ )

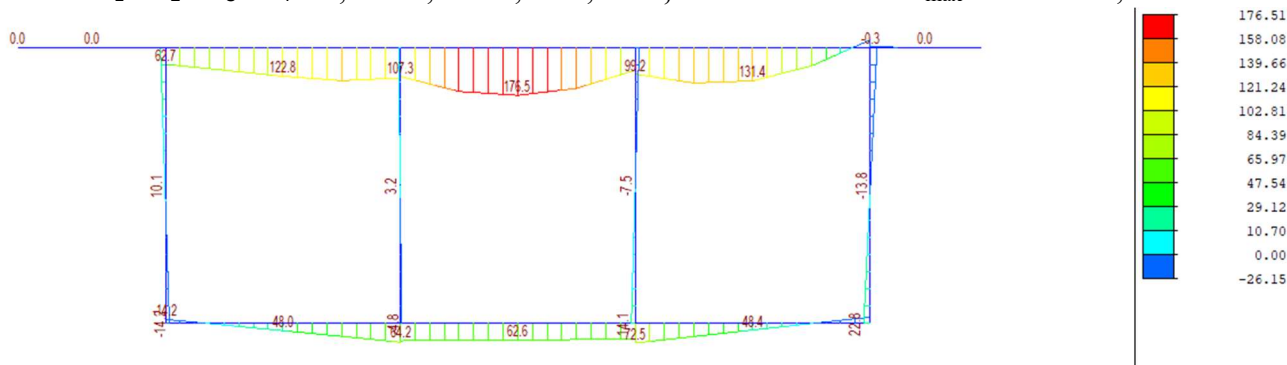
$$\lambda_3 = 1,00$$

Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)

$$\lambda_3 = 1,00$$

Součinitel pro konstrukční prvky zatížené na více než 1. koleji (1 kolej)

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 0,67 \cdot 1,15 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,7705 < \lambda_{\max} = 1,40$$



$$M_{\max} = 72,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\min} = 0,0 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_P = |M_{\max} - M_{\min}| = |72,5 - 0,0| = 72,5 \text{ kNm}$$

Rozptyl ohybového momentu

$$\Delta M_{E2} = \Delta M_P \cdot \lambda = 72,5 \cdot 0,7705 = 55,86 \text{ kNm}$$

Rozměr nosníku bude převzat z posudku nosníku na ohyb (viz. předchozí kapitoly).

#### PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:

Ocelová část:	Celková výška ocelového nosníku h						=	565	mm
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y´ [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	Sy [mm <sup>3</sup> ]	Io [mm <sup>4</sup> ]	A*y <sup>´2</sup> [mm <sup>4</sup> ]	
Dolní pásnice	350	350	30	15	10500	157500	787500	2362500	
Stojna, část 1	16	16	520	290	8320	2412800	1.87E+08	699712000	
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0	
Horní pásnice	200	200	15	557.5	3000	1672500	56250	932418750	

$$A_a = 21820 \text{ mm}^2 \quad \text{Plocha ocelového průřezu}$$

$$C_{g,a} = 194 \text{ mm} \quad \text{Těžiště ocelového průřezu}$$

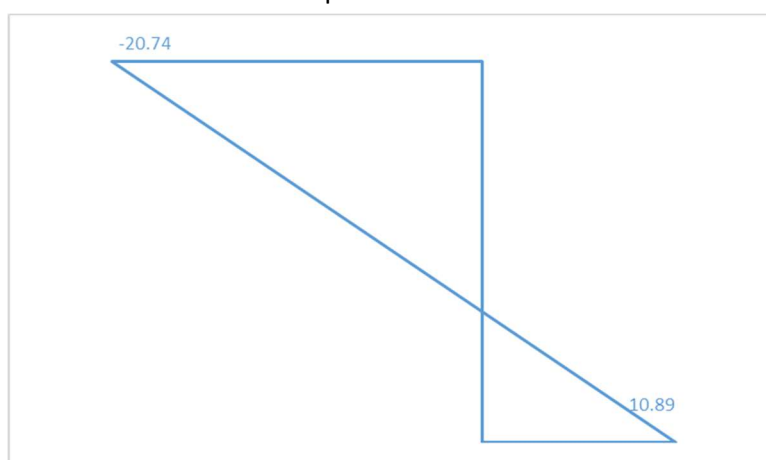
$$I_{y,a} = 1E+09 \text{ mm}^4 \quad \text{Moment setrvačnosti ocelového průřezu}$$

**ZATÍŽENÍ:****Ocelová část:**

$M_{y,1}$	=	55.86 kNm	Moment působící pouze na ocelovou část
$N_1$	=	0 kN	Normálová síla (+ tah, - tah), ocelová část

**NAPĚTÍ - Krátkodobě:****Ocelová část:**

$z_1$	=	-194 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
$z_2$	=	371 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
$\sigma_1$	=	10.89 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-20.74 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku



$$\Delta\sigma_s = 20,74 \text{ MPa} < \Delta\sigma_c = 86,78 / \gamma_M = 86,78 / 1,15 = 75,46 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c} = \frac{20,74}{75,46} = 0,275 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

**7.14 Posouzení krční svař mezilehlého příčníku – napětí ve svaru**

$\Delta\sigma_c = 80 \text{ MPa}$

Únavová pevnost (detail 8 – Průběžné koutové svary přenášející smykový tok)

$$\lambda_1 = 0,67$$

Součinitel poškození od dopravy ( $L = 20 \text{ m}$ , standartní kolejová doprava)

$$\lambda_2 = 1,15$$

Součinitel objemu dopravy (Doprava  $50 \cdot 10^6 \text{ t/kolej}$ )

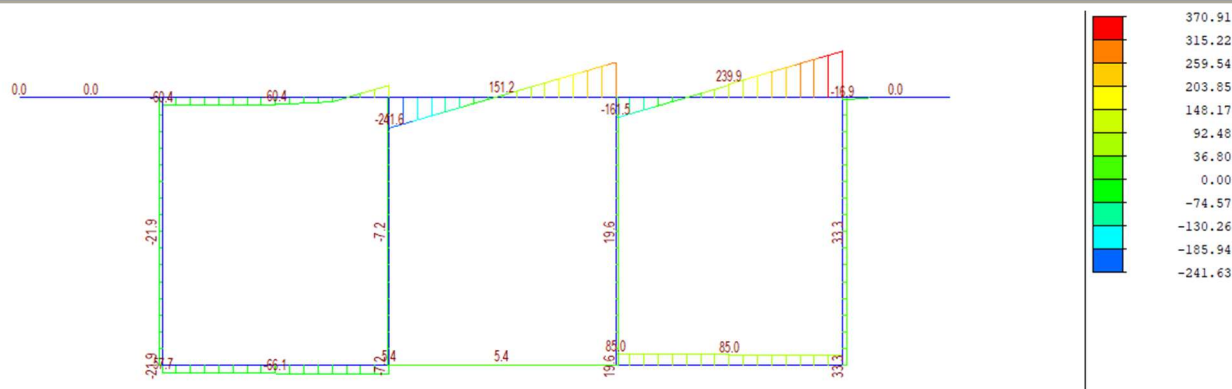
$$\lambda_3 = 1,00$$

Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)

$$\lambda_3 = 1,00$$

Součinitel pro konstrukční prvky zatížené na více než 1. koleji (1 kolej)

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,67 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = 0,7705 < \lambda_{\max} = 1,40$$



$$V_{\max} = 85,0 \text{ kN}$$

$$V_{\min} = 0,0 \text{ kN}$$

$$\Delta V_P = |V_{\max} - V_{\min}| = |85,0 - (0,0)| = 85,0 \text{ kNm}$$

Rozptyl posouvající síly

$$\Delta V_{E2} = \Delta V_P * \lambda = 85,0 * 0,7705 = \mathbf{65,49 \text{ kNm}}$$

$V_{ed}$	=	65.49	kN	Působící posouvající síla
$\beta_w$	=	1		Součinitel korelace
$\gamma_M$	=	1.15		Součinitel spolehlivosti svarových spojů
$f_u$	=	80	MPa	Mez pevnosti oceli
$\tau_{RD}$	=	69.57	Mpa	Únosnost ve smyku ve srovnávacím napětí

#### POSOUZENÍ TĚSNĚ PO UVEDENÍ DO PROVOZU:

$$I_{y,i} = 9.978E+08 \text{ mm}^4 \quad \text{Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu}$$

#### Dolní pásnice:

$a$	=	3	mm	Účinná výška svaru
$S_d$	=	1.884E+06	mm <sup>3</sup>	Statický moment dolní pásnice
$\tau_{II}$	=	20.611	Mpa	Smykové napětí ve svaru

Ve srovnávacím napětí:

$$3^{1/2} * \tau_{II} = 35.70 < \tau_{RD} = 69.57 \text{ Mpa}$$

Využití:

$$0.51 < 1.00$$

**VYHOVUJE**

#### Horní pásnice:

$a$	=	3	mm	Účinná výška svaru
$S_h$	=	1.089E+06	mm <sup>3</sup>	Statický moment horní pásnice
$\tau_{II}$	=	11.914	Mpa	Smykové napětí ve svaru

Ve srovnávacím napětí:

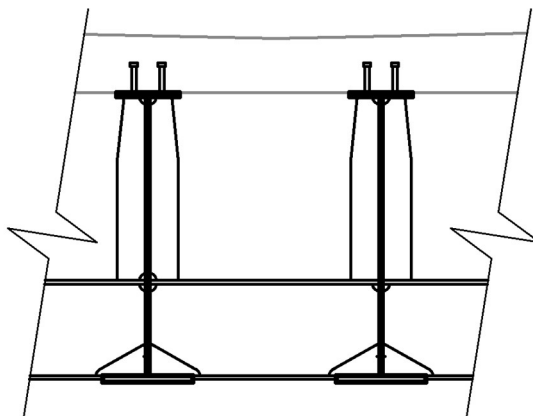
$$3^{1/2} * \tau_{II} = 20.64 < \tau_{RD} = 69.57 \text{ Mpa}$$

Využití:

$$0.30 < 1.00$$

**VYHOVUJE**

### 7.15 Posouzení krčního svaru podporového příčnicku v místě výřezu – napětí na pásnici



Posouzení na únavu bude provedeno podle normy EN 1993-2, kapitola 9 a podle EN 1993-1-9.

$$\Delta\sigma_c = 71 \text{ MPa}$$

$$\lambda_1 = 0,67$$

$$\lambda_2 = 1,15$$

$$\lambda_3 = 1,00$$

$$\lambda_3 = 1,00$$

Únavová pevnost (detail 9 – podélný koutový svar nebo přerušovaný svar s výřezem o výšce do 60 mm)

Součinitel poškození od dopravy (L = 20 m, standardní kolejová doprava)

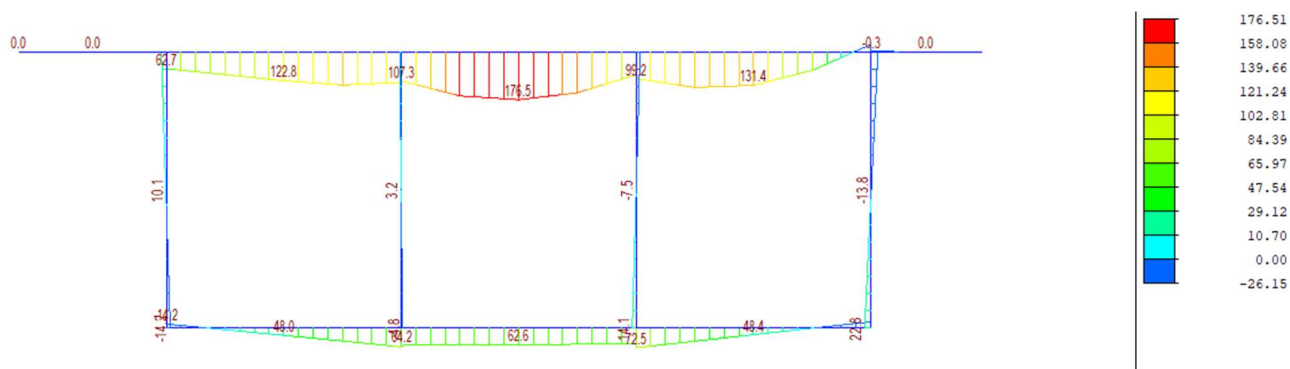
Součinitel objemu dopravy (Doprava 50 \* 10<sup>6</sup> t/ kolej)

Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)

Součinitel pro konstrukční prvky zatížené na více než 1. koleji (1 kolej)

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,67 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = \mathbf{0,7705} < \lambda_{\max} = 1,40$$

Výřez je umístěn v místě maximálního ohybového momentu v připojení příčnicku na hlavní nosník.



$$M_{\max} = 72,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\min} = 0,0 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_P = |M_{\max} - M_{\min}| = |72,5 - 0,0| = 72,5 \text{ kNm}$$

Rozptyl ohybového momentu

$$\Delta M_{E2} = \Delta M_P * \lambda = 72,5 * 0,7705 = \mathbf{55,86 \text{ kNm}}$$

Rozměr nosníku bude převzat z posudku nosníku na ohyb (viz. předchozí kapitoly).

**PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:**

<b>Ocelová část:</b>	Celková výška ocelového nosníku h					=	565	mm
část průřezu	b [mm]	b <sub>i</sub> [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	S <sub>y</sub> [mm <sup>3</sup> ]	I <sub>o</sub> [mm <sup>4</sup> ]	A*y' <sup>2</sup> [mm <sup>4</sup> ]
Dolní pásnice	350	350	30	15	10500	157500	787500	2362500
Stojna, část 1	16	16	520	290	8320	2412800	1.87E+08	699712000
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	200	200	15	557.5	3000	1672500	56250	932418750

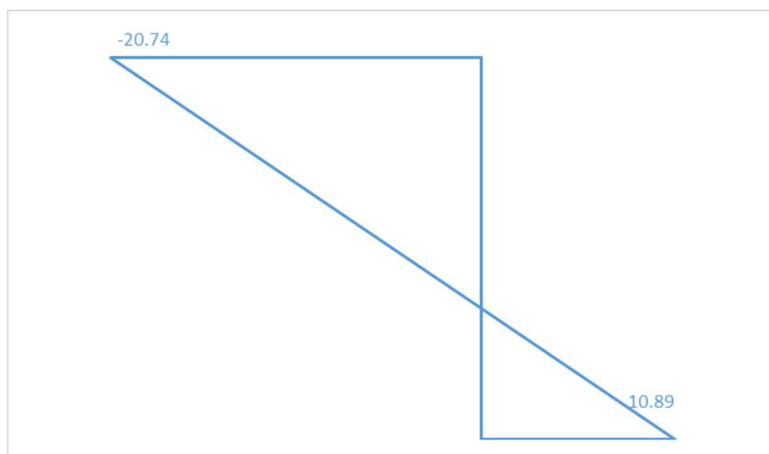
$A_a$  = 21820 mm<sup>2</sup> Plocha ocelového průřezu  
 $C_{g,a}$  = 194 mm Těžiště ocelového průřezu  
 $I_{y,a}$  = 1E+09 mm<sup>4</sup> Moment setrvačnosti ocelového průřezu

**ZATÍŽENÍ:**
**Ocelová část:**

$M_{y,1}$  = 55.86 kNm Moment působící pouze na ocelovou část  
 $N_1$  = 0 kN Normálová síla (+ tah, - tah), ocelová část

**NAPĚTÍ - Krátkodobě:**
**Ocelová část:**

$z_1$  = -194 mm Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku  
 $z_2$  = 371 mm Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku  
 $\sigma_1$  = 10.89 MPa Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku  
 $\sigma_{2.1}$  = -20.74 MPa Napětí na horních vláknech ocelového nosníku



$$\Delta\sigma_s = 20,74 \text{ MPa} < \Delta\sigma_c = 71 / \gamma_M = 71 / 1,15 = 61,74 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c} = \frac{20,74}{75,46} = 0,275 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

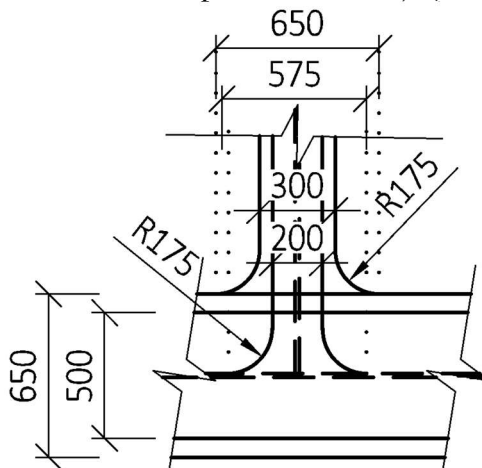
### 7.15.1 Posouzení připojení podporového příčnicku na hlavní nosník

$\Delta\sigma_c = 80 \text{ MPa}$

Únavová pevnost (detail 8 – průběžné koutové svary přenášející smykový tok)

$\Delta\sigma_c = 90 \text{ MPa}$  ( $1/3 < r/l$ )

Únavová pevnost (detail 4 – plech přivařený k hraně plechu nebo k pásnici nosníku); ( $1/3 < r/l = 175/500$ )



Podporový příčník bude k hlavnímu nosníku přivařen. Horní pásnice a stojina budou připojeny pomocí koutových svarů, dolní pásnice bude připojena pomocí tupého svaru.

$$\lambda_1 = 0,67$$

Součinitel poškození od dopravy ( $L = 20 \text{ m}$ , standardní kolejová doprava)

$$\lambda_2 = 1,15$$

Součinitel objemu dopravy (Doprava  $50 * 10^6 \text{ t/kolej}$ )

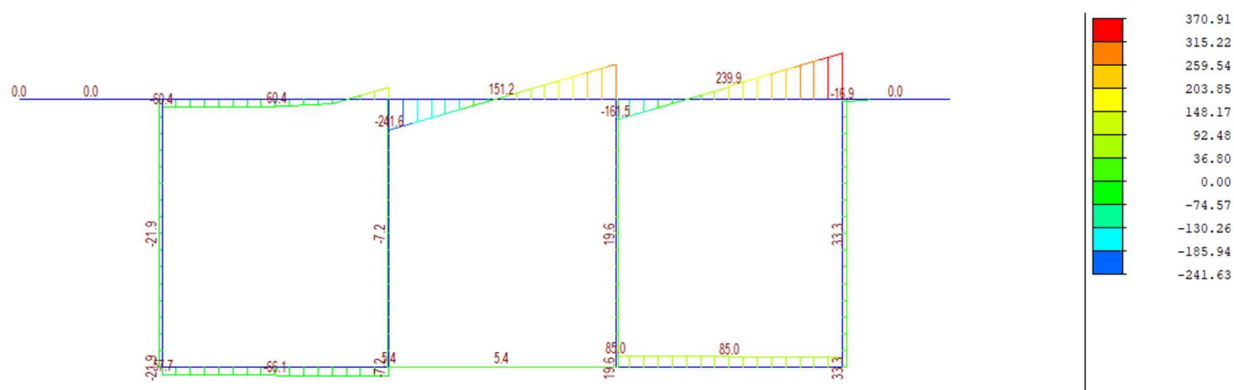
$$\lambda_3 = 1,00$$

Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)

$$\lambda_3 = 1,00$$

Součinitel pro konstrukční prvky zatížené na více než 1. koleji (1 kolej)

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,67 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = 0,7705 < \lambda_{\max} = 1,40$$



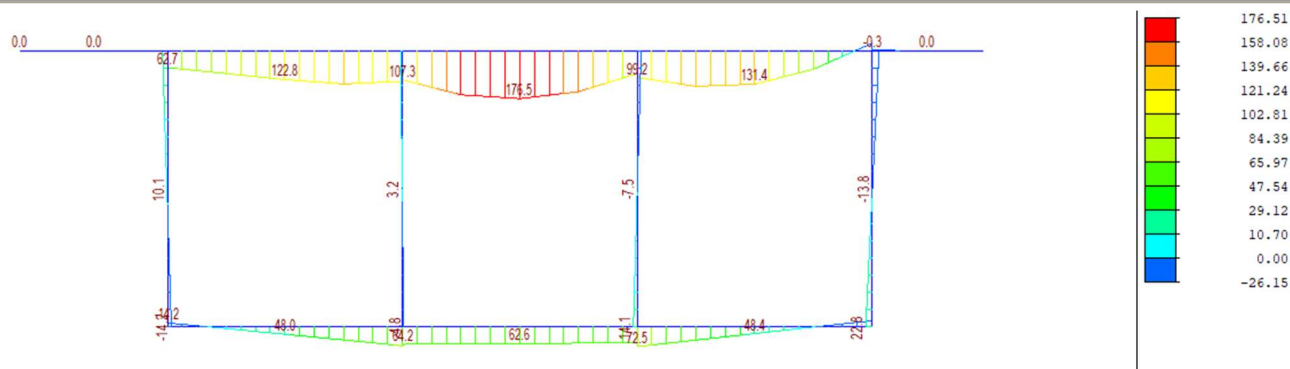
$$V_{\max} = 85,0 \text{ kN}$$

$$V_{\min} = 0,0 \text{ kN}$$

$$\Delta V_P = |V_{\max} - V_{\min}| = |85,0 - (0,0)| = 85,0 \text{ kNm}$$

Rozptyl posouvající síly

$$\Delta V_{E2} = \Delta V_P * \lambda = 85,0 * 0,7705 = 65,49 \text{ kNm}$$



$$M_{\max} = 72,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\min} = 0,0 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_P = |M_{\max} - M_{\min}| = |72,5 - 0,0| = 72,5 \text{ kNm}$$

Rozptyl ohybového momentu

$$\Delta M_{E2} = \Delta M_P * \lambda = 72,5 * 0,7705 = 55,86 \text{ kNm}$$

### MATERIÁLY:

#### Ocel:

#### S355

$f_{yk}$	=	355 Mpa	Mez kluzu oceli
$f_u$	=	80 MPa	Mez pevnosti oceli
$E_s$	=	210 Gpa	Modul pružnosti oceli
$\varepsilon$	=	0.81	

$\beta$	=	1	Korelační součinitel
$\gamma_{Mw}$	=	1.15	Součinitel spolehlivosti materiálu
$R_{srovn}$	=	69.57 MPa	Srovnávací únosnost
$\sigma_{\max, kolm,}$	=	69.57 MPa	Maximální normálové kolmé napětí

#### Ocel, pásnice:

#### S355

$f_{yk}$	=	355 Mpa	Mez kluzu oceli
$f_u$	=	90 MPa	Mez pevnosti oceli
$E_s$	=	210 Gpa	Modul pružnosti oceli
$\varepsilon$	=	0.81	

$R_{srovn}$	=	78.26 MPa	Srovnávací únosnost
$\sigma_{\max, kolm,}$	=	78.26 MPa	Maximální normálové kolmé napětí

**PRŮŘEZ - Svarový obrazec:**

<b>Ocelová část:</b>	Celková výška ocelového nosníku h						=	669	mm
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	Sy [mm <sup>3</sup> ]	Io [mm <sup>4</sup> ]	A*y' <sup>2</sup> [mm <sup>4</sup> ]	
Dolní pásnice_1	0	0	0	0	0	0	0	0	
Dolní pásnice_2	675	675	30	15	20250	303750	1518750	4556250	
Dolní pásnice_3	0	0	0	30	0	0	0	0	
Stojna, výřez	0	0	100	80	0	0	0	0	
Stojna	8	8	520	390	4160	1622400	93738667	632736000	
Horní pásnice_1	575	575	4	648	2300	1490400	3066.667	965779200	
Horní pásnice_2	8	8	15	657.5	120	78900	2250	51876750	
Horní pásnice_3	575	575	4	667	2300	1534100	3066.667	1023244700	

$A_a$	=	29130 mm <sup>2</sup>	Plocha ocelového průřezu
$C_{g,a}$	=	173 mm	Těžiště ocelového průřezu
$I_{wy}$	=	1.9E+09 mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti ocelového průřezu

$W_{wy,fd}$	=	1.1E+07 mm <sup>3</sup>	Průřezový modul k okraji dolní pásnice
$W_{wy,fh}$	=	3.8E+06 mm <sup>3</sup>	Průřezový modul k okraji horní pásnice

$W_{wy,wh}$	=	4.0E+06 mm <sup>3</sup>	Průřezový modul k okraji svarů stojny nahoře
$W_{wy,wd}$	=	1.3E+07 mm <sup>3</sup>	Průřezový modul k okraji svarů stojny dole
$A_{w,w}$	=	4160 mm <sup>2</sup>	Plocha průřezu svarů stojny

**Předpoklady pro posouzení:**

Pásnice jsou namáhány pouze ohybovým momentem.

Stojna je namáhána posouvající silou i ohybovým momentem.

**ZATÍŽENÍ:****Ocelová část:**

$M_y$	=	55.86 kNm	Ohybový moment
$V_z$	=	65.49 kN	Posouvající síla



**SVARY PŘIPOJUJÍCÍ STOJINU:**

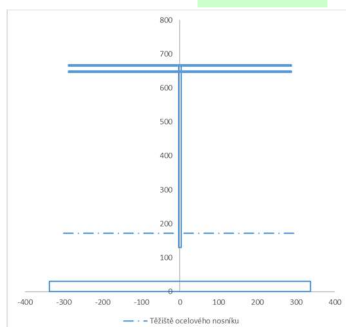
$\tau_{\text{rovnov},w}$	=	15.74	Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	14.00	MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{\text{kolm},w} = \tau_{\text{kolm},w}$	=	9.90	MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí
$\sigma_{\text{srovn}}$	=	33.69	Mpa	Srovnávací napětí
$\sigma_{\text{srovn}}$	=	33.69	Mpa	< $R_{\text{srovn}} = 69.57$ Mpa <b>VYHOVUJE</b>
$\sigma_{\text{kolm},w}$	=	9.90	Mpa	< $\sigma_{\text{max,kolm},w} = 69.57$ Mpa <b>VYHOVUJE</b>

**SVARY PŘIPOJUJÍCÍ HORNÍ PÁSNICI:**

$\tau_{\text{rovnov},w}$	=	0.00	Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	14.55	MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{\text{kolm},w} = \tau_{\text{kolm},w}$	=	10.29	MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí
$\sigma_{\text{srovn}}$	=	20.58	Mpa	Srovnávací napětí
$\sigma_{\text{srovn}}$	=	20.58	Mpa	< $R_{\text{srovn}} = 78.26$ Mpa <b>VYHOVUJE</b>
$\sigma_{\text{kolm},w}$	=	10.29	Mpa	< $\sigma_{\text{max,kolm},w} = 78.26$ Mpa <b>VYHOVUJE</b>

**SVARY PŘIPOJUJÍCÍ DOLNÍ PÁSNICI:**

$\tau_{\text{rovnov},w}$	=	0.00	Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	5.06	MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{\text{kolm},w} = \tau_{\text{kolm},w}$	=	3.58	MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí
$\sigma_{\text{srovn}}$	=	7.16	Mpa	Srovnávací napětí
$\sigma_{\text{srovn}}$	=	7.16	Mpa	< $R_{\text{srovn}} = 78.26$ Mpa <b>VYHOVUJE</b>
$\sigma_{\text{kolm},w}$	=	3.58	Mpa	< $\sigma_{\text{max,kolm},w} = 78.26$ Mpa <b>VYHOVUJE</b>



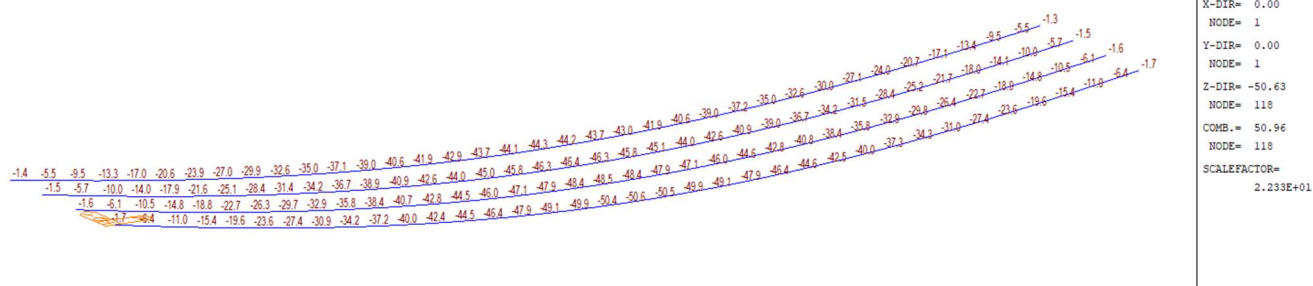
## 8 Posouzení mostu – MSP

### 8.1 Průhyb mostu

Průhyb bude určen z programu Midas Civil z obálek charakteristické kombinace. Bude určen i moment jen od stálého zatížení, jen od vlastní tíhy ocelové konstrukce a od reologických jevů v betonové desce. V případě potřeby bude navrženo nadvýšení ocelového nosníku.

#### 8.1.1 Charakteristická kombinace

Charaktristické kombinace jsou dvě - gr 11 – hlavní zatížení je LM71 a gr 16 – hlavní zatížení je SW/2. Je uvedena jejich obálka.



**Nerovnoměrný průhyb** mezi dvěma sousedními nosníky je max. 0,0021 m = **2,10 mm**, jedná se však o rovnoměrné naklopení celého mostu.

$w_{g+LM71} = 0,0506 \text{ m} = \mathbf{50,6 \text{ mm}}$

#### 8.1.2 Kvazistálá kombinace

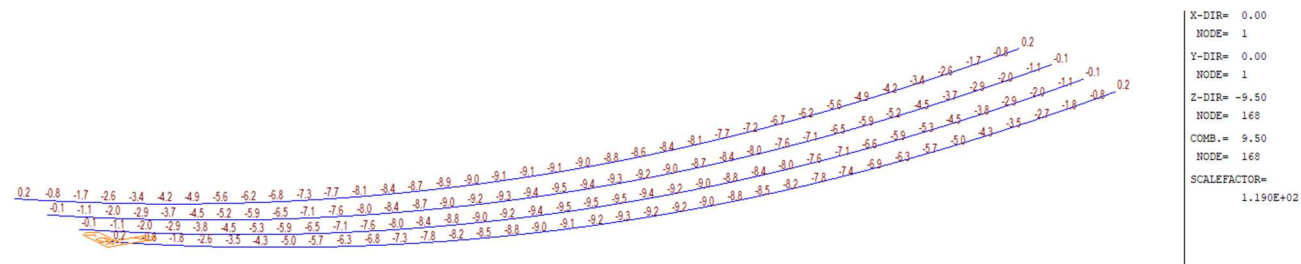
Kvazistálé kombinace jsou dvě - gr 11 – hlavní zatížení je LM71 a gr 16 – hlavní zatížení je SW/2. Je uvedena jejich obálka.



**Nerovnoměrný průhyb** mezi dvěma sousedními nosníky je max. 0,0010 m = **1,00 mm**.

$w_g = 0,0159 \text{ m} = \mathbf{15,90 \text{ mm}}$

#### 8.1.3 Dodatečný průhyb od smršťování a dotvarování spřažené desky



**Nerovnoměrný průhyb** mezi dvěma sousedními nosníky je max. 0,000 m = **0,00 mm**.

$w_{sh+cr} = 0,0095 \text{ m} = \mathbf{9,50 \text{ mm}}$

### 8.1.4 Průhyb nosníků pouze od vlastní tíhy ocelové konstrukce a betonové desky

```
X-DIR= 0.00
NODE= 1
Y-DIR= 0.00
NODE= 1
Z-DIR= -4.48
NODE= 1118
COMB.= 4.51
NODE= 1118
SCALEFACTOR=
2.522E+02
```

$$w_{g0} = 0,00451 \text{ m} = \mathbf{4,51 \text{ mm}}$$

### 8.1.5 Průhyb nosníků pouze od dopravy (LM71)

```
X-DIR= 0.00
NODE= 1
Y-DIR= 0.00
NODE= 1
Z-DIR= -18.52
NODE= 1118
COMB.= 18.61
NODE= 1118
SCALEFACTOR=
6.102E+01
```

$$w_{LM71} = 0,01852 \text{ m} = \mathbf{18,52 \text{ mm}}$$

### 8.1.6 Celkový průhyb mostu

$$\text{Celkový průhyb mostu } w_{\text{celk}} = w_{g+LM71} + w_{sh+cr} = 50,6 \text{ mm} + 9,50 \text{ mm} = \mathbf{60,1 \text{ mm}}$$

$$w_{\text{max}} = L/600 = 22,60/600 = 0,0377 \text{ m} = 37,70 \text{ mm}$$

$$\frac{w}{w_{\text{max}}} = \frac{60,1}{37,70} = \mathbf{1,594 > 1,00}$$

Navržený most **NEVYHOVUJE**. Je nutné navrhnout nadvýšení.

### 8.1.7 Nadvýšení nosné konstrukce

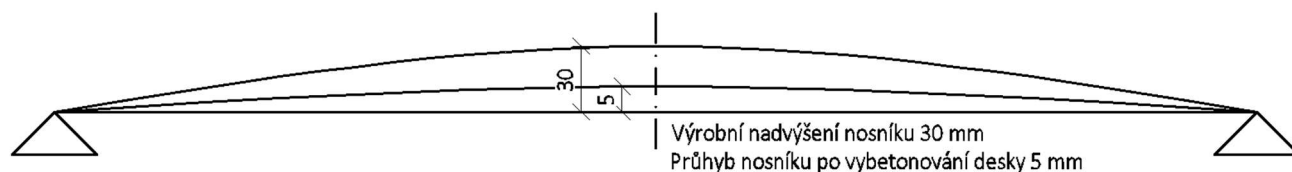
Dle čl. 6.6(1) normy ČSN 73 6205 Navrhování ocelových mostů se nadvýšení mostu navrhne:

- u mostů delších než 20 m
- u mostů s průhybem od kolejové dopravy (bez dynamického součinitele) větším než 20 mm

Velikost nadvýšení  $w_c$  se uvažuje jako velikost průhybu od stálého zatížení (včetně dlouhodobých účinků - dotvarování, smršťování) a od 25 % kolejového zatížení.

$$\text{Nadvýšení } w_c = w_g + w_{sh+cr} + 0,25 * w_{LM71} = 15,90 + 9,50 + 0,25 * 18,52 = \mathbf{30,03 \text{ mm}}$$

**Je navržena hodnota nadvýšení 30 mm.**



Vzhledem k nízkým hodnotám nerovnoměrného průhybu budou nadvýšeny všechny nosníky stejnou hodnotou.

## 8.2 Průhyb mostu – posouzení pohodlí cestujících

Pro posouzení pohodlí cestujících bude uvažováno zatížení modelem LM71 pouze v jedné koleji. Zatížení bude uvažováno bez klasifikačního součinitele  $\alpha$ , ale s dynamickým součinitelem  $\phi_3$ .

$$w_{p,lim,0} = L/1000 = 22,6/1000 = 0,0226 \text{ m} = 22,6 \text{ mm}$$

$$k = 0,70$$

$$w_{p,lim,2} = w_{p,lim,0} * k = 22,6 * 0,70 = 15,82 \text{ mm}$$

Základní limitní průhyb od dopravy pro délku mostu 25 m, rychlost 145 km/h

Součinitel uspořádání NK (prostý nosník s jedním otvorem)

Limitní průhyb od dopravy

```
X-DIR= 0.00
NODE= 1
Y-DIR= 0.00
NODE= 1
Z-DIR= -18.52
NODE= 118
COMB.= 18.61
NODE= 118
SCALEFACTOR=
6.102E+01
```

$$w_{LM71,\alpha} = 0,01852 \text{ m}$$

$$w_{LM71} = 0,01852/\alpha = 0,01852/1,21 = 0,01530 \text{ m}$$

Průhyb od LM71 na jedné koleji

Průhyb od LM71 na jedné koleji bez klasifikačního součinitele  $\alpha$

$$w_{LM71} = 15,30 \text{ mm} < w_{p,lim,2} = 15,82 \text{ mm}$$

**VYHOVUJE**, podmínky pro pohodu cestujících jsou splněny

## 8.3 Posouzení náchylnosti k rezonancím

Pro posouzení náchylnosti k rezonancím bude porovnána první vlastní frekvence konstrukce porovnána s mezními hodnotami vlastní frekvence.

$$n_{0,max} = 94,76 * L^{-0,748} = 94,76 * 22,6^{-0,748} = 9,199 \text{ Hz}$$

Horní mez pro 1. vlastní frekvenci (pro 4 m < L < 100 m)

$$n_{0,min} = 23,58 * L^{-0,592} = 23,58 * 22,6^{-0,592} = 3,723 \text{ Hz}$$

Dolní mez pro 1. vlastní frekvenci (pro 20 m < L < 100 m)

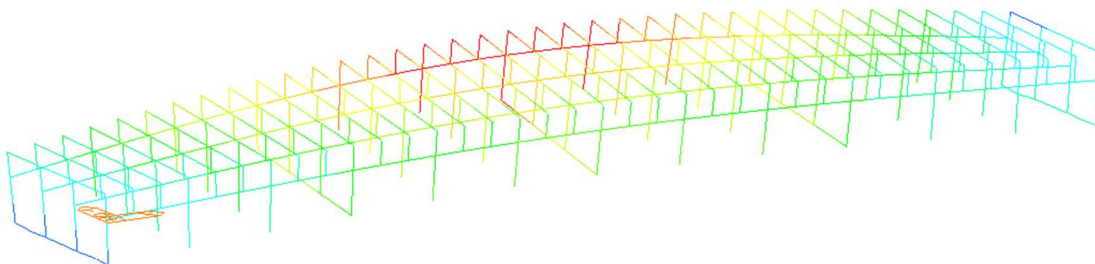
$$w_g = 0,0200 \text{ m} = 20,00 \text{ mm}$$

Průhyb od stálého zatížení

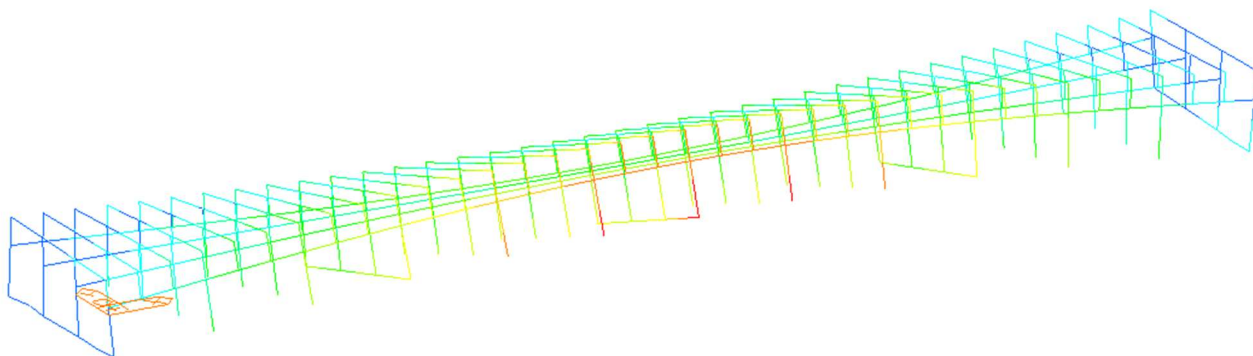
$$n_0 = \frac{17,75}{\sqrt{w_g}} = \frac{17,75}{\sqrt{20,0}} = 3,969 \text{ Hz} \quad \text{Zjednodušeně určená vlastní frekvence (dle 1991-2, 6.3)}$$

### Vlastní tvary:

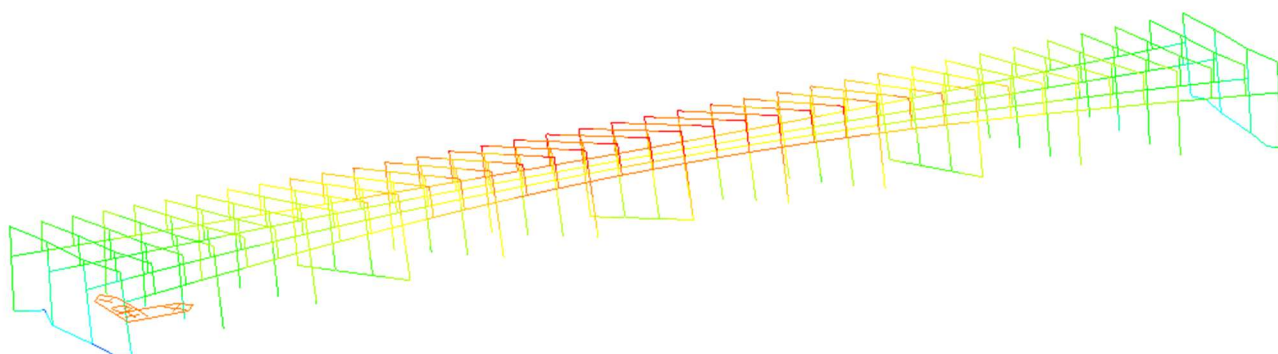
#### 1. Vlastní tvar



## 2. Vlastní tvar



## 3. Vlastní tvar



### Vlastní frekvence:

	Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
<b>EIGENVALUE ANALYSIS</b>								
		Mode No	Frequency		Period	Tolerance		
			(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)			
		1	38.061510	6.057677	0.165080	0.0000e+00		
		2	44.577383	7.094711	0.140950	0.0000e+00		
		3	58.392201	9.293407	0.107603	0.0000e+00		
		4	59.617934	9.488489	0.105391	0.0000e+00		
		5	124.167552	19.761880	0.050602	0.0000e+00		

**$n_0 = 6,057 \text{ Hz}$**

$n_1 = 7,094 \text{ Hz}$

$n_2 = 9,293 \text{ Hz}$

**$n_{0,\min} = 3,723 \text{ Hz} < n_0 = 6,057 \text{ Hz} < n_{0,\max} = 9,199 \text{ Hz}$**

$n_{0,\min} = 3,723 \text{ Hz} < n_0 = 7,094 \text{ Hz} < n_{0,\max} = 9,199 \text{ Hz}$

**VYHOVUJE**, konstrukce není náchylná k rezonancím

## 8.4 Omezení trhlin ve spřažené desce

Posouzení desky na MSP v příčném směru ve uvedeno v kapitole „Návrh a posouzení výztuže spřažené desky v příčném směru“ v oddíle 6 pro charakteristickou i kvazistálou kombinaci.

Posouzení spřažené desky není třeba provádět, protože deska vyhovuje na posouzení mezního stavu únosnosti počítáno pružným výpočtem. V mezním stavu únosnosti je podmínka na napětí v betonu (pevnost betonu  $f_{cd} = 17,0$  MPa) nižší než v mezním stavu použitelnosti ( $0,6 * f_{ck} = 0,6 * 30 = 18$  MPa), a zároveň účinky zatížení jsou v mezním stavu únosnosti vyšší než v mezním stavu použitelnosti. Lze tedy říci, že když nosník vyhovuje na únosnost, bude vždy vyhovovat i v omezení napětí.

## 8.5 Omezení trhlin ve spřažené desce

Omezení trhlin spřažené betonové desky bude provedeno jak v podélném, tak v příčném směru pro častou kombinaci.

### 8.5.1 Podélný směr

V podélném směru je v celé délce mostu spřažená deska tlačená, proto v ní nebudou vznikat trhliny. Z tohoto důvodu nemá posudek omezení trhlin smysl provádět.

### 8.5.2 Příčný směr

Posouzení desky na MSP v příčném směru ve uvedeno v kapitole „Návrh a posouzení výztuže spřažené desky v příčném směru“ v oddíle 6.



## 8.6 Posouzení pohybů mostu a návrh ložisek a mostních závěrů

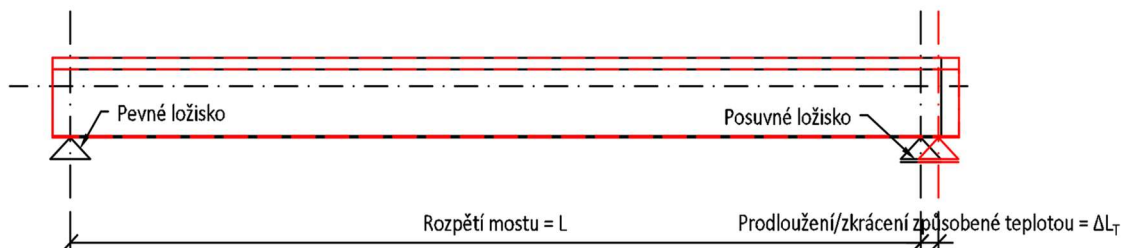
Výpočet podélného přetvoření zahrnuje:

- přetvoření smrštění desky ČSN EN 1992-1-1
- přetvoření od teploty dle ČSN EN 1991-1-5
- přetvoření od pootočení nosné konstrukce vlivem svislého zatížení
- přetvoření od normálové síly vlivem zatížení

### 8.6.1 Prodloužení od teploty

#### Prodloužení od teploty:

$L$	=	22.6	m	Rozpětí konstrukce
$\Delta T_{N,noc}$	=	-39.5	°C	
$\Delta T_{N,exp}$	=	32.5	°C	
$\alpha_c$	=	1.00E-05	K <sup>-1</sup>	Součinitel teplotní roztažnosti betonu
$\alpha_s$	=	1.20E-05	K <sup>-1</sup>	Součinitel teplotní roztažnosti betonu
$\alpha$	=	1.10E-05	K <sup>-1</sup>	Průměrný součinitel teplotní roztažnosti
$\Delta T^-$	=	$\Delta T_{N,noc} - 20$	°C	Ochlazení nosné konstrukce
$\Delta T^+$	=	$\Delta T_{N,exp} + 20$	°C	Oteplení nosné konstrukce
$\Delta l_T^+$	=	$\alpha \cdot L \cdot \Delta T_{N,exp}$	1.31E-02 m	Prodloužení nosné konstrukce
$\Delta l_T^-$	=	$\alpha \cdot L \cdot \Delta T_{N,noc}$	-1.48E-02 m	Zkrácení nosné konstrukce



### 8.6.2 Prodloužení od smrštění spřažené desky

#### Prodloužení od smrštění spřažené desky:

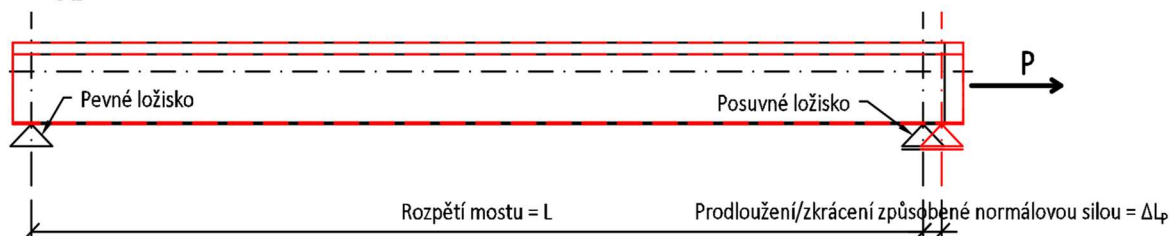
$A_s$	=	0.2404	m <sup>2</sup>	Plocha ocelové části konstrukce
$A_c$	=	1.67	m <sup>2</sup>	Plocha betonové části nosné konstrukce
$E_s$	=	200	GPa	Modul pružnosti oceli
$E_c$	=	30	GPa	Modul pružnosti betonu
$\epsilon_{cs}$	=	-2.99E-04		Poměrné zkrácení betonové desky od smrštění

$$\begin{aligned}
 N_{ecs} &= \varepsilon_{cs} * A_c * E_c = -1.50E+04 \text{ kN} && \text{To odpovídá síle působící na celý most} \\
 \varepsilon_{cs} &= N_{ecs} / (A_c * E_c + A_s * E_s) = -0.0001528 && \text{Poměrné zkrácení celého mostu} \\
 \Delta l_{cs}^- &= \varepsilon_{cs} * L = -0.003453 \text{ m} && \text{Zkrácení mostu od smršťování}
 \end{aligned}$$

### 8.6.3 Prodloužení od normálové síly vlivem zatížení

#### Prodloužení od normálové síly vlivem zatížení:

$$\begin{aligned}
 Q_{lak} &= 33 && \text{Rozjezdové/Brzdě síly} \\
 \alpha &= 1.21 && \text{Korelační součinitel} \\
 N_{x,max} &= Q_{lak} * L * \alpha = 902.418 \text{ kN} && \text{Normálová síla od vodorovných sil} \\
 \varepsilon_{Nx} &= N_{x,max} / (A_c * E_c + A_s * E_s) = 9.1915E-06 && \text{Poměrné zkrácení celého mostu} \\
 \Delta l_{Nx}^- &= \varepsilon_{Nx} * L = -2.08E-04 \text{ m} && \text{Zkrácení mostu od normálové síly} \\
 \Delta l_{Nx}^+ &= \varepsilon_{Nx} * L = 2.08E-04 \text{ m} && \text{Prodloužení mostu od normálové síly}
 \end{aligned}$$



### 8.6.4 Prodloužení od pootočení nosné konstrukce

#### Prodloužení od pootočení nosné konstrukce

$$\begin{aligned}
 h &= 1.91 \text{ m} && \text{Výška nosníku} \\
 z_{cg,d} &= 1.29 \text{ m} && \text{Výška těžiště k dolním vláknům} \\
 z_{cg,h} &= h - z_{cg,d} = 0.62 \text{ m} && \text{Výška těžiště k horním vláknům} \\
 \alpha_{vl,t} &= 0.000592 \text{ rad} && \text{Pootočení od vlastní tíhy konstrukce} \\
 \alpha_{ts,sup} &= 0.001507 \text{ rad} && \text{pootočení od ostatního stálého (sup)} \\
 \alpha_{ts,inf} &= 0.000945 \text{ rad} && \text{pootočení do ostatního stálého (inf)} \\
 \alpha_{\varepsilon} &= 0.001658 \text{ rad} && \text{pootočení od smršťování} \\
 \alpha_{doprava} &= 0.002655 \text{ rad} && \text{Pootočení od dopravy (max)} \\
 \alpha_{doprava} &= 0 \text{ rad} && \text{Pootočení od dopravy (min)} \\
 \alpha_T &= 0.0007 \text{ rad} && \text{Pootočení od teploty (max)} \\
 \alpha_T &= -0.0007 \text{ rad} && \text{Pootočení od teploty (min)} \\
 \alpha_v &= 0.000189 \text{ rad} && \text{Pootočení od větru (max)} \\
 \alpha_v &= -0.000189 \text{ rad} && \text{Pootočení od větru (min)}
 \end{aligned}$$

Pro dilatační závěry:

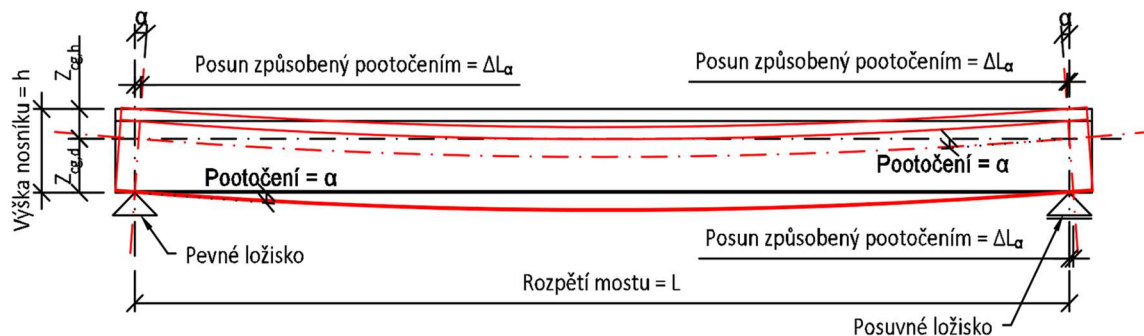
$$\begin{aligned}
 \alpha_{lt,max} &= \alpha_{ts,sup} + \alpha_{\varepsilon} = 0.003165 \text{ rad} && \text{Maximální dlouhodobé pootočení (bez vlastní tíhy)} \\
 \alpha_{lt,min} &= \alpha_{ts,inf} + \alpha_{\varepsilon} = 0.002603 \text{ rad} && \text{Minimální dlouhodobé pootočení (bez vlastní tíhy)}
 \end{aligned}$$



$\alpha_{lt,max}$	$= \alpha_{doprava} + \alpha_T + \alpha_v$	$= 0.003544$	rad	Maximální krátkodobé pootočení
$\alpha_{st,min}$	$= \alpha_{doprava} + \alpha_T + \alpha_v$	$= -0.000889$	rad	Minimální krátkodobé pootočení
$\alpha_{max}$	$= \alpha_{lt,max} + \alpha_{st,max}$	$= 0.006709$	rad	Maximální pootočení
$\alpha_{min}$	$= \alpha_{lt,min} + \alpha_{st,min}$	$= 0.001714$	rad	Minimální pootočení

Pro ložiska:

$\alpha_{lt,max}$	$= \alpha_{vl,t} + \alpha_{ts,sup} + \alpha_\varepsilon$	$= 0.003757$	rad	Maximální dlouhodobé pootočení
$\alpha_{lt,min}$	$= \alpha_{vl,t} + \alpha_{ts,inf} + \alpha_\varepsilon$	$= 0.003195$	rad	Minimální dlouhodobé pootočení
$\alpha_{lt,max}$	$= \alpha_{doprava} + \alpha_T + \alpha_v$	$= 0.003544$	rad	Maximální krátkodobé pootočení
$\alpha_{st,min}$	$= \alpha_{doprava} + \alpha_T + \alpha_v$	$= -0.000889$	rad	Minimální krátkodobé pootočení
$\alpha_{max}$	$= \alpha_{lt,max} + \alpha_{st,max}$	$= 0.007301$	rad	Maximální pootočení
$\alpha_{min}$	$= \alpha_{lt,min} + \alpha_{st,min}$	$= 0.002306$	rad	Minimální pootočení



$\Delta l_{a,1}^-$	$= -tg(\alpha_{max}) * h$	$= -1.28E-02$	m	Zkrácení nosné konstrukce pro mostní závěr u pevného ložiska
$\Delta l_{a,1}^+$	$= -tg(\alpha_{min}) * h$	$= 0.00E+00$	m	Prodloužení nosné konstrukce pro mostní závěr u pevného ložiska
$\Delta l_{a,2}^-$	$= -tg(\alpha_{max}) * z_{cg,h}$	$= -4.16E-03$	m	Zkrácení nosné konstrukce pro mostní závěr u posuvného ložiska
$\Delta l_{a,2}^+$	$= -tg(\alpha_{min}) * z_{cg,h}$	$= 0.00E+00$	m	Prodloužení nosné konstrukce pro mostní závěr u posuvného ložiska
$\Delta l_{a,3}^+$	$= tg(\alpha_{max}) * z_{cg,d}$	$= 9.42E-03$	m	Prodloužení nosné konstrukce pro posuvné ložisko
$\Delta l_{a,3}^-$	$= tg(\alpha_{min}) * z_{cg,d}$	$= 0.00E+00$	m	Zkrácení nosné konstrukce pro posuvné ložisko

### 8.6.5 Posuny pro mostní závěr u pevného ložiska

#### Posuny pro mostní závěr u pevného ložiska:

$\Delta l^-$	$= \Delta l_{a,1}^-$	$= -1.28E-02$	m	Maximální zkrácení konstrukce (MSP)
$\Delta l^+$	$= \Delta l_{a,1}^+$	$= 0.00E+00$	m	Maximální prodloužení konstrukce (MSP)
$\Delta l$	$= \Delta l^- + \Delta l^+$	$= 1.28E-02$	m	Celkové dilatační posuny (MSP)
$\Delta l^-$	$= \Delta l_{a,1}^- * 1.45$	$= -1.86E-02$	m	Maximální zkrácení konstrukce (MSÚ)
$\Delta l^+$	$= \Delta l_{a,1}^+ * 1.45$	$= 0.00E+00$	m	Maximální prodloužení konstrukce (MSÚ)
$\Delta l$	$= \Delta l^- + \Delta l^+$	$= 1.86E-02$	m	Celkové dilatační posuny (MSÚ)

### 8.6.6 Posuny pro mostní závěr u posuvného ložiska

#### Posuny pro mostní závěr u posuvného ložiska:

$\Delta l^-$	$= \Delta l_T^- + \Delta l_{cs}^- + \Delta l_N^- + \Delta l_{\alpha,2}^-$	$= -2.26E-02 \text{ m}$	Maximální zkrácení konstrukce (MSP)
$\Delta l^+$	$= \Delta l_T^+ + \Delta l_N^+ + \Delta l_{\alpha,1}^+$	$= 1.33E-02 \text{ m}$	Maximální prodloužení konstrukce (MSP)
$\Delta l$	$= \Delta l^- + \Delta l^+$	$= 3.59E-02 \text{ m}$	Celkové dilatační posuny (MSP)
$\Delta l^-$	$= (\Delta l_T^- + \Delta l_{cs}^- + \Delta l_N^- + \Delta l_{\alpha,2}^-) * 1.45$	$= -3.28E-02 \text{ m}$	Maximální zkrácení konstrukce (MSÚ)
$\Delta l^+$	$= (\Delta l_T^+ + \Delta l_N^+ + \Delta l_{\alpha,1}^+) * 1.45$	$= 1.92E-02 \text{ m}$	Maximální prodloužení konstrukce (MSÚ)
$\Delta l$	$= \Delta l^- + \Delta l^+$	$= 5.20E-02 \text{ m}$	Celkové dilatační posuny (MSÚ)

### 8.6.7 Posuny pro posuvné ložisko

#### Posuny pro posuvné ložisko:

$\Delta l^-$	$= \Delta l_T^- + \Delta l_{cs}^- + \Delta l_N^- + \Delta l_{\alpha,3}^-$	$= -1.85E-02 \text{ m}$	Maximální zkrácení konstrukce (MSP)
$\Delta l^+$	$= \Delta l_T^+ + \Delta l_N^+ + \Delta l_{\alpha,3}^+$	$= 2.27E-02 \text{ m}$	Maximální prodloužení konstrukce (MSP)
$\Delta l$	$= \Delta l^- + \Delta l^+$	$= 4.11E-02 \text{ m}$	Celkové dilatační posuny (MSP)
$\Delta l^-$	$= (\Delta l_T^- + \Delta l_{cs}^- + \Delta l_N^- + \Delta l_{\alpha,3}^-) * 1.45$	$= -2.68E-02 \text{ m}$	Maximální zkrácení konstrukce (MSÚ)
$\Delta l^+$	$= (\Delta l_T^+ + \Delta l_N^+ + \Delta l_{\alpha,3}^+) * 1.45$	$= 3.29E-02 \text{ m}$	Maximální prodloužení konstrukce (MSÚ)
$\Delta l$	$= \Delta l^- + \Delta l^+$	$= 5.96E-02 \text{ m}$	Celkové dilatační posuny (MSÚ)

### 8.6.8 Požadavky na mostní závěry

K vypočteným posunům bude připočtena rezerva  $\Delta_R = 10 \text{ mm}$  a budou zaokrouhleny na 10 mm nahoru.

#### Celková kapacita dilatačních závěrů

	$\Delta l \text{ [mm]}$
Závěr u pevného ložiska	30
závěr u posuvného ložiska	70

### Nastavení dilatačních závěrů dle montážní teploty:

TABULKA NASTAVENÍ MOSTNÍCH ZÁVĚRŮ PODLE TEPLITY											
Nastavení dilatačního závěru na Havlíčkobrodské opěře v závislosti na montážní teplotě (pevné ložisko)											
Dilatační délka	L [mm]	630									
Teplota mostní konstrukce	T [°]	-10	-5	0	5	10	15	20	25	30	35
Volná šířka mezi lamelami	D [mm]	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35
Nastavení dilatačního závěru na Brněnské opěře v závislosti na montážní teplotě (posuvné ložisko)											
Dilatační délka	L [mm]	30320									
Teplota mostní konstrukce	T [°]	-10	-5	0	5	10	15	20	25	30	35
Volná šířka mezi lamelami	D [mm]	27	28	30	31	32	33	34	36	37	38
Nastavení podélného dilatačního závěru											
Dilatační délka	L [mm]	-									
Teplota mostní konstrukce	T [°]	-10	-5	0	5	10	15	20	25	30	35
Volná šířka mezi lamelami	D [mm]	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

### 8.6.9 Požadavky na ložiska

POŽADAVKY NA POSUVNÉ LOŽISKO			
Reakce v ložisku			
		Charakteristické	Návrhové
Svislá maximální	$V_{\max}$ [kN]	2300	3200
Svislá minimální	$V_{\min}$ [kN]	1100	1400
Vodorovná podélná	$H_l$ [kN]	-	-
Vodorovná příčná	$H_q$ [kN]	1100	1600
Mezní pohyby			
		+	-
Podélný posun	$E_l$ [mm]	40	40
Příčný posun	$E_q$ [mm]	0	0
Pootočení	$\varphi$ [mrad]	0	7.30

POŽADAVKY NA PEVNÉ LOŽISKO			
Reakce v ložisku			
		Charakteristické	Návrhové
Svislá maximální	$V_{\max}$ [kN]	2300	3200
Svislá minimální	$V_{\min}$ [kN]	1100	1400
Vodorovná podélná	$H_l$ [kN]	500	800
Vodorovná příčná	$H_q$ [kN]	1100	1600
Mezní pohyby			
		+	-
Podélný posun	$E_l$ [mm]	0	0
Příčný posun	$E_q$ [mm]	0	0
Pootočení	$\varphi$ [mrad]	0	7.30

## 9 Zatížitelnost

Daný úsek je začleněn do 1. třídy podle kategorizace tratí z hlediska mostů (01/2017). Pro návrh jsou uvažovány účinky klasifikovaného svislého zatížení (LM -71) dle ČSN EN 1991-2 se součinitelem  $\alpha = 1,21$  doplněného modelem zatížení SW/2 dle téže normy. Klasifikační součinitel se při určení zatížitelnosti nemá používat, proto bude zatížení touto hodnotou poděleno, zatížitelnost musí splňovat podmínku  $Z_{LM71} > 1,0$ .

Zatížitelnost bude určena na základě výše uvedených posudků. Z výpočetního modelu v programu Midas Civil stanoveny účinky zatížení zvlášť od stálého zatížení a zvlášť od dopravního zatížení. Ke stálému zatížení je připočteno i zatížení od proměnného nedopravního zatížení (teplota, vítr, ...). U některých posudků bude použity stejné postupy a excely jako v předchozích kapitolách pro určení některých veličin (např. napětí v betonu, ve výztuži, ...) zvlášť od stálého a zvlášť od dopravního zatížení. Z takto určených veličin bude určena zatížitelnost. Při určení zatížitelnosti na průhyb je zohledněno nadvýšení mostu – je přičteno k limitní hodnotě průhybu.

Zatížitelnost v ohybu - Hlavní nosník, ocelová část											
Průřez	$f_y$ [Mpa]	$M_{ED,G}$ [kNm]	$M_{ED,71}$ [kNm] ( $\alpha=1.21$ )	$\sigma_{s,ED,G}$ [Mpa]	$\sigma_{s,ED,LM71}$ [Mpa] ( $\alpha=1.21$ )	$\sigma_{s,ED,LM71}$ [Mpa] ( $\alpha=1.0$ )	$Z_{LM71}$		$Z_{LM71,lim}$		
Krátkobé působení											
1/2 * L	345	4012.79	4446.5	117.437	102.94	85.07	2.67	>	1.00	VYHOVUJE	
Dlouhodobé působení (vliv dotvarování)											
1/2 * L	345	4012.79	4446.5	122.887	102.94	85.07	2.61	>	1.00	VYHOVUJE	
Zatížitelnost v ohybu - Hlavní nosník, spřažená deska											
Průřez	$f_{cd}$ [Mpa]	$M_{ED,G}$ [kNm]	$M_{ED,71}$ [kNm] ( $\alpha=1.21$ )	$\sigma_{s,ED,G}$ [Mpa]	$\sigma_{s,ED,LM71}$ [Mpa] ( $\alpha=1.21$ )	$\sigma_{s,ED,LM71}$ [Mpa] ( $\alpha=1.0$ )	$Z_{LM71}$		$Z_{LM71,lim}$		
Krátkobé působení											
1/2 * L	-17	4012.79	4446.5	-6.5658	-8.58	-7.09	1.47	>	1.00	VYHOVUJE	
Dlouhodobé působení (vliv dotvarování)											
1/2 * L	-17	4012.79	4446.5	-5.1958	-8.58	-7.09	1.66	>	1.00	VYHOVUJE	
Zatížitelnost ve smyku - Hlavní nosník											
Průřez		$V_{RD}$ [kN]	$V_{ED,G}$ [kN]	$V_{ED,71}$ [kN] ( $\alpha=1.21$ )	$V_{VED,71}$ [kN] ( $\alpha=1.0$ )	$Z_{LM71}$		$Z_{LM71,lim}$			
Podpora		4710.3	777.9	966.7	798.93	4.92	>	1.00	VYHOVUJE		
Zatížitelnost koutových krčných svarů hlavního nosníku											
Průřez	$\tau_{RD}$ [Mpa]	$V_{ED,G}$ [kN]	$V_{ED,71}$ [kN] ( $\alpha=1.21$ )	$\tau_{ED,G}$ [Mpa]	$\tau_{ED,LM71}$ [Mpa] ( $\alpha=1.21$ )	$\tau_{ED,LM71}$ [Mpa] ( $\alpha=1.0$ )	$Z_{LM71}$		$Z_{LM71,lim}$		
Krátkobé působení											
Podpora	362.96	777.9	966.7	44.86	67.81	56.04	5.68	>	1.00	VYHOVUJE	
Dlouhodobé působení (vliv dotvarování)											
Podpora	362.96	777.9	966.7	49.5	61.33	50.69	6.18	>	1.00	VYHOVUJE	
Zatížitelnost spřahovacích trnů hlavního nosníku											
Průřez	$V_{I,ED}$ [kN]	$V_{ED,G}$ [kN]	$V_{ED,LM71}$ [kN] ( $\alpha=1.21$ )	$V_{I,ED,G}$ [kN]	$V_{I,ED,LM71}$ [kN] ( $\alpha=1.21$ )	$V_{I,ED,LM71}$ [kN] ( $\alpha=1.0$ )	$Z_{LM71}$		$Z_{LM71,lim}$		
Oblast 1	1240.8	777.9	966.7	434.51	552.02	456.21	1.77	>	1.00	VYHOVUJE	
Oblast 2	827.2	506.7	658.1	262.94	342.71	283.23	1.99	>	1.00	VYHOVUJE	
Oblast 3	827.2	187.9	440.9	71.38	223.88	185.02	4.08	>	1.00	VYHOVUJE	
Zatížitelnost v průhybu											
Posudek	Průřez	$w_{lim}$ [mm]	$w_g$ [mm]	$w_{LM71}$ [mm] ( $\alpha=1.21$ )	$w_{LM71}$ [mm] ( $\alpha=1.00$ )	$Z_{LM71}$		$Z_{LM71,lim}$			
Průhyb	1/2 * L	67.7	41.58	18.5	15.3	1.71	>	1.00	VYHOVUJE		
Pohodlí cestujících	1/2 * L	15.82	0	15.3	15.3	1.03	>	1.00	VYHOVUJE		

Zatížitelnost desky v příčném směru - Ohyb										
	Průřez	$M_{RD}$ [kN]	$M_{ED,G}$ [kNm]	$M_{ED,71}$ [kNm] ( $\alpha=1.21$ )	$M_{ED,71}$ [kNm] ( $\alpha=1.0$ )	$Z_{LM71}$		$Z_{LM71,lim}$		
	Dolní líc	115.3	-8.85	79.09	65.37	1.90	>	1.00	VYHOVUJE	
	Horní líc	-145.87	-25.31	-26.46	-21.87	5.51	>	1.00	VYHOVUJE	
Zatížitelnost desky v příčném směru - Smyk										
	Průřez	$V_{RD}$ [kN]	$V_{ED,G}$ [kNm]	$V_{ED,71}$ [kNm] ( $\alpha=1.21$ )	$V_{ED,71}$ [kNm] ( $\alpha=1.0$ )	$Z_{LM71}$		$Z_{LM71,lim}$		
	Podpora	210.25	31.59	131.90	109.01	1.64	>	1.00	VYHOVUJE	
Zatížitelnost desky v příčném směru - Omezení napětí										
	Průřez	$0.6 \cdot f_{ck}$ [Mpa]	$M_{ED,G}$ [kNm]	$M_{ED,71}$ [kNm] ( $\alpha=1.21$ )	$\sigma_{s,ED,G}$ [Mpa]	$\sigma_{s,ED,LM71}$ [Mpa] ( $\alpha=1.21$ )	$\sigma_{s,ED,LM71}$ [Mpa] ( $\alpha=1.0$ )	$Z_{LM71}$		$Z_{LM71,lim}$
	Dolní líc	-18	-12.06	50.10	-1.9	8.0	6.60	2.44	>	1.00
	Horní líc	-18	-17.88	-18.27	-2.9	-2.9	-2.40	6.30	>	1.00
Zatížitelnost v ohybu - Podporový příčník, ocelová část										
	Průřez	$f_y$ [Mpa]	$M_{ED,G}$ [kNm]	$M_{ED,71}$ [kNm] ( $\alpha=1.21$ )	$\sigma_{s,ED,G}$ [Mpa]	$\sigma_{s,ED,LM71}$ [Mpa] ( $\alpha=1.21$ )	$\sigma_{s,ED,LM71}$ [Mpa] ( $\alpha=1.0$ )	$Z_{LM71}$		$Z_{LM71,lim}$
Krátkodobé působení										
	Ložisko	345	-357.1	-1171.5	12.83	42.1	34.79	9.55	>	1.00
	1/2 * L	345	-143.9	1415.4	-3.48	34.22	28.28	12.32	>	1.00
Dlouhodobé působení (vliv dotvarování)										
	1/2 * L	345	-143.9	1415.4	-4.53	44.58	36.84	9.49	>	1.00
Zatížitelnost v ohybu - Podporový příčník, spřažená deska										
	Průřez	$f_{cd}$ [Mpa]	$M_{ED,G}$ [kNm]	$M_{ED,71}$ [kNm] ( $\alpha=1.21$ )	$\sigma_{s,ED,G}$ [Mpa]	$\sigma_{s,ED,LM71}$ [Mpa] ( $\alpha=1.21$ )	$\sigma_{s,ED,LM71}$ [Mpa] ( $\alpha=1.0$ )	$Z_{LM71}$		$Z_{LM71,lim}$
Krátkodobé působení										
	1/2 * L	-18	-143.9	1415.4	0.53	-5.25	-4.34	4.27	>	1.00
Dlouhodobé působení (vliv dotvarování)										
	1/2 * L	-18	-143.9	1415.4	0.23	-2.28	-1.88	9.67	>	1.00
Zatížitelnost ve smyku - Podporový příčník										
	Průřez	$V_{RD}$ [kN]	$V_{ED,G}$ [kNm]	$V_{ED,71}$ [kNm] ( $\alpha=1.21$ )	$V_{VED,71}$ [kNm] ( $\alpha=1.21$ )	$V_{VED,71}$ [kNm] ( $\alpha=1.0$ )	$Z_{LM71}$		$Z_{LM71,lim}$	
	Podpora	5887.9	438.8	2753.7	2275.79	2275.79	2.39	>	1.00	VYHOVUJE
Zatížitelnost koutových krčnic svarů podporového příčníku										
	Průřez	$\tau_{RD}$ [Mpa]	$V_{ED,G}$ [kNm]	$V_{ED,71}$ [kNm] ( $\alpha=1.21$ )	$\tau_{ED,G}$ [Mpa]	$\tau_{ED,LM71}$ [Mpa] ( $\alpha=1.21$ )	$\tau_{ED,LM71}$ [Mpa] ( $\alpha=1.0$ )	$Z_{LM71}$		$Z_{LM71,lim}$
	Podpora	362.96	438.8	2753.7	24.11	151.32	125.06	2.71	>	1.00
Zatížitelnost spřažovacích trnů podporového příčníku										
	Průřez	$V_{I,RD}$ [kNm]	$V_{ED,G}$ [kN]	$V_{ED,LM71}$ [kN] ( $\alpha=1.21$ )	$V_{I,ED,G}$ [kN]	$V_{I,ED,LM71}$ [kN] ( $\alpha=1.21$ )	$V_{I,ED,LM71}$ [kN] ( $\alpha=1.0$ )	$Z_{LM71}$		$Z_{LM71,lim}$
	Oblast 1	3722.3	438.8	2753.7	476.7	2991.3	2472.18	1.31	>	1.00
Zatížitelnost připojení podporového příčníku na hlavní nosník										
	Průřez	$R_{srov,n}$ [Mpa]	$\sigma_{srov,n,G}$ [Mpa]	$\sigma_{srov,n,LM71}$ [Mpa] ( $\alpha=1.21$ )	$\sigma_{srov,n,LM71}$ [Mpa] ( $\alpha=1.0$ )	$Z_{LM71}$		$Z_{LM71,lim}$		
	Stojna	362.96	18.15	145.35	120.12	2.87	>	1.00	VYHOVUJE	
Zatížitelnost v ohybu - Mezilehlý příčník										
	Průřez	$f_y$ [Mpa]	$M_{ED,G}$ [kNm]	$M_{ED,71}$ [kNm] ( $\alpha=1.21$ )	$\sigma_{s,ED,G}$ [Mpa]	$\sigma_{s,ED,LM71}$ [Mpa] ( $\alpha=1.21$ )	$\sigma_{s,ED,LM71}$ [Mpa] ( $\alpha=1.0$ )	$Z_{LM71}$		$Z_{LM71,lim}$
	1/2 * L	345	-14.4	145	-5.35	53.85	44.50	7.87	>	1.00
Zatížitelnost ve smyku - Mezilehlý příčník										
	Průřez	$V_{RD}$ [kN]	$V_{ED,G}$ [kNm]	$V_{ED,71}$ [kNm] ( $\alpha=1.21$ )	$V_{VED,71}$ [kNm] ( $\alpha=1.21$ )	$V_{VED,71}$ [kNm] ( $\alpha=1.0$ )	$Z_{LM71}$		$Z_{LM71,lim}$	
	Podpora	1550.2	-16.8	158	130.58	130.58	12.00	>	1.00	VYHOVUJE
Zatížitelnost koutových krčnic svarů mezilehlého příčníku										
	Průřez	$\tau_{RD}$ [Mpa]	$V_{ED,G}$ [kNm]	$V_{ED,71}$ [kNm] ( $\alpha=1.21$ )	$\tau_{ED,G}$ [Mpa]	$\tau_{ED,LM71}$ [Mpa] ( $\alpha=1.21$ )	$\tau_{ED,LM71}$ [Mpa] ( $\alpha=1.0$ )	$Z_{LM71}$		$Z_{LM71,lim}$
	Podpora	362.96	-16.8	158	-9.16	86.13	71.18	5.23	>	1.00
Zatížitelnost připojení mezilehlého příčníku na hlavní nosník										
	Průřez	$R_{srov,n}$ [Mpa]	$\sigma_{srov,n,G}$ [Mpa]	$\sigma_{srov,n,LM71}$ [Mpa] ( $\alpha=1.21$ )	$\sigma_{srov,n,LM71}$ [Mpa] ( $\alpha=1.0$ )	$Z_{LM71}$		$Z_{LM71,lim}$		
	Pásnice	362.96	-8.66	83.47	68.98	5.39	>	1.00	VYHOVUJE	
	Stojna	362.96	-5.31	53.43	44.16	8.34	>	1.00	VYHOVUJE	

Zatížitelnost při únavě								
Průřez	Detail	$\Delta\sigma_{lim}$ [Mpa] $\Delta\tau_{lim}$ [Mpa]	$\Delta\sigma_g$ [Mpa]; $\Delta\tau_g$ [Mpa]	$\Delta\sigma_{LM71}$ [Mpa] ( $\alpha=1.00$ ) $\Delta\tau_{LM71}$ [Mpa] ( $\alpha=1.00$ )	$Z_{LM71}$		$Z_{LM71,lim}$	
Hlavní nosník	1/2 * L	121.74	0	63.9	<b>1.91</b>	>	1.00	VYHOVUJE
Tupý svar hlavního nosníku	1/3 L	65.687	0	55.01	<b>1.19</b>	>	1.00	VYHOVUJE
Koutový krční svar hlavního nosníku - svar	Podpora	69.7	0	39.55	<b>1.76</b>	>	1.00	VYHOVUJE
Koutový krční svar hlavního nosníku v místě výřezu - pásnice	1/2 * L	61.74	0	55.01	<b>1.12</b>	>	1.00	VYHOVUJE
Příčná výtzuha hlavního nosníku - pásnice + stojna	1/2 * L	69.57	0	63.9	<b>1.09</b>	>	1.00	VYHOVUJE
Spřahovací trny	Oblast 1 [kN]	317.3	0	274.1	<b>1.16</b>	>	1.00	VYHOVUJE
	Oblast 2 [kN]	211.6	0	202	<b>1.05</b>	>	1.00	VYHOVUJE
	Oblast 3 [kN]	211.6	0	166.51	<b>1.27</b>	>	1.00	VYHOVUJE
Tupý svar podporového příčnicku	1/2 * L	75.459	0	12.55	<b>6.01</b>	>	1.00	VYHOVUJE
Tupý svar podporového příčnicku	U ložiska	75.459	0	15.44	<b>4.89</b>	>	1.00	VYHOVUJE
Koutový krční svar podpor. příčnicku - svar	U ložiska	69.57	0	55.48	<b>1.25</b>	>	1.00	VYHOVUJE
Koutový krční svar podpor. příčnicku - pásnice	U ložiska	108.7	0	15.44	<b>7.04</b>	>	1.00	VYHOVUJE
Koutový krční svar podpor. příčnicku v místě výřezu - pásnice	U ložiska	61.74	0	15.44	<b>4.00</b>	>	1.00	VYHOVUJE
Příčná výtzuha podporového příčnicku - pásnice + stojna	U ložiska	69.57	0	15.44	<b>4.51</b>	>	1.00	VYHOVUJE
Připojení podpor. příčnicku na hl. n.	Stojna	69.57	0	53.29	<b>1.31</b>	>	1.00	VYHOVUJE
	Pásnice	43.48	0	15.32	<b>2.84</b>	>	1.00	VYHOVUJE
Tupý svar mezilehlého příčnicku		78.26	0	20.74	<b>3.77</b>	>	1.00	VYHOVUJE
Koutový krční svar mezileh. příčnicku - svar		69.57	0	35.7	<b>1.95</b>	>	1.00	VYHOVUJE
Koutový krční svar mezileh. příčnicku v místě výřezu - pásnice		61.74	0	20.74	<b>2.98</b>	>	1.00	VYHOVUJE
Připojení mezileh. příčnicku na hl. n.	Stojna	69.57	0	33.69	<b>2.07</b>	>	1.00	VYHOVUJE
	Pásnice	78.26	0	20.58	<b>3.80</b>	>	1.00	VYHOVUJE

**SO 12-20-01 - Zatížitelnost nové opěry s posuvným ložiskem**

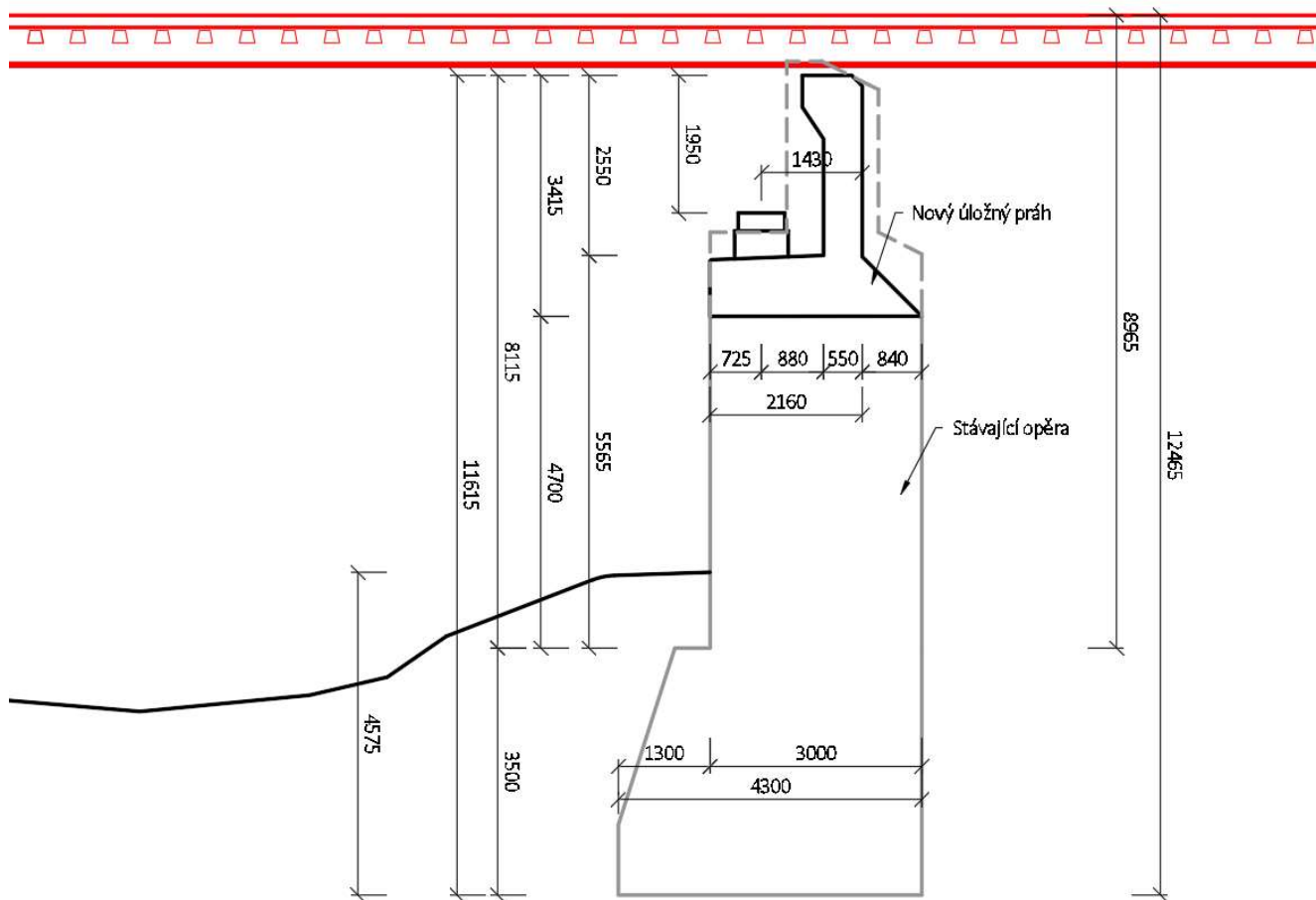
	Únosnost	Účinek od stálého zatížení	Účinek celkový	Účinek od dopravy ( $\alpha=1.21$ )	Účinek od dopravy ( $\alpha=1.00$ )	$Z_{LM71}$		$Z_{lim}$	
Mikropilota - tah [kN]	692	0	0	0		-	-	-	-
Mikropilota - tlak [kN]	1107	292.3333	877	584.6667		<b>1.39</b>	>	0.00	VYHOVUJE
Dřík opěry - ohyb [kNm]	4217.58	685.12	2055.36	1370.24	1132.43	<b>3.12</b>	>	1.00	VYHOVUJE
Dřík opěry - smyk [kN]	717.07	169.73	509.20	339.4667	280.55	<b>1.95</b>	>	1.00	VYHOVUJE
Závěrná zídka - ohyb [kNm]	538.17	139.65	418.96	279.3067	230.83	<b>1.73</b>	>	1.00	VYHOVUJE
Závěrná zídka - smyk [kN]	220.09	68.31	204.92	136.61	112.90	<b>1.34</b>	>	1.00	VYHOVUJE

**SO 12-20-01 - Zatížitelnost nové opěry s pevným ložiskem**

	Únosnost	Účinek od stálého zatížení	Účinek celkový	Účinek od dopravy ( $\alpha=1.21$ )	Účinek od dopravy ( $\alpha=1.00$ )	$Z_{LM71}$		$Z_{lim}$	
Mikropilota - tah [kN]	1000	0	0	0		-	-	-	-
Mikropilota - tlak [kN]	1371	385	1155	770		<b>1.28</b>	>	0.00	VYHOVUJE
Dřík opěry - ohyb [kNm]	4217.58	1047.37	3142.10	2094.73	1731.18	<b>1.83</b>	>	1.00	VYHOVUJE
Dřík opěry - smyk [kN]	717.07	233.29	699.86	466.57	385.60	<b>1.25</b>	>	1.00	VYHOVUJE
Závěrná zídka - ohyb [kNm]	538.17	139.65	418.96	279.31	230.83	<b>1.73</b>	>	1.00	VYHOVUJE
Závěrná zídka - smyk [kN]	220.09	68.31	204.92	136.61	112.90	<b>1.34</b>	>	1.00	VYHOVUJE

## 10 Zatížitelnost stávající spodní stavby

### 10.1 Vstupní údaje



Bude určena zatížitelnost stávající opěry za předpokladu nové nosné konstrukce (stávající konstrukce je ocelová s prvkovou mostovkou, nová konstrukce je ocelobetonová s kolejovým ložem).

Síly od nosné konstrukce mostu působící na spodní stavbu jsou odečteny z modelu v Midasu v charakteristických hodnotách. Posouzení opěry bude provedeno v programu Geo5 – Opěra. Součinitele zatížení jsou doplněny v programu Geo 5.

Zásyp přechodové oblasti je uvažován kvalitní štěrkodrtí:

$$\gamma_z = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 35^\circ$$

Tření mezi konstrukcí a zeminou se uvažuje  $20^\circ$ .

Objemová hmotnost zeminy

Úhel vnitřního tření zeminy

Zatížení opěry od nosné konstrukce mostu a od dopravy:

$$H_{\text{přit}} = 250 \cdot 1,21 \cdot 4/6,4 = 189,063 \text{ kN}$$

$$H_{\text{přit}} = 189,063 / b = 189,063 / 5,00 = 37,82 \text{ kN/m}$$

$$N_{\text{ed,G}} = 1967,9 \text{ kN}$$

Přítížení za opěrou od dopravy bez dynamického součinitele

Přítížení za opěrou roznesené na celou šířku opěry

Svislé stálé zatížení od konstrukce mostu

$$N_{ed,G} = 1967,9 / b = 1967,9 / 5,00 = 393,58 \text{ kN/m}$$

$$N_{ed,Q} = 2210,60 \text{ kN}$$

$$N_{ed,Q} = 2210,60 / b = 2210,60 / 5,00 = 442,12 \text{ kN/m}$$

$$H_{ed,Q} = 745,0 * 0,60 = 447,0 \text{ kN}$$

$$H_{ed,Q} = 447,0 / b = 447,0 / 5,00 = 89,40 \text{ kN/m}$$

Svislé stálé zat. roznesené na šířku opěry  
 Svislé proměnné zatížení od mostu  
 Svislé proměnné zatížení roznesené na šířku opěry  
 Vodorovné proměnné zatížení od mostu (redukční součinitel 0,6 pro bezстыkovou kolej)  
 Vodorovné zatížení roznesené na šířku opěry (redukční součinitel 0,6 pro bezстыkovou kolej)

## 10.2 Zatížitelnost

Zatížitelnost stávající spodní stavby je určena na základě posouzení v programu Geo 5 – Opěra. Výstup z programu bude přiložen jako příloha tohoto statického výpočtu.

SO 12-20-01 - Zatížitelnost stávající opěry s pevným ložiskem								
	Únosnost	Účinek od stálého zatížení	Účinek celkový	Účinek od dopravy	ZLM71		Zlim	
Překlopení [kNm]	3577.5	2540.13	5084.11	2543.98	<b>0.41</b>	<	1.00	NEVYHOVUJE
Posunutí [kN]	841.11	381.22	598.11	216.89	<b>2.12</b>	>	1.00	VYHOVUJE
Excentricita základu [% šířky]	0.333	0.309	0.509	0.2	<b>0.12</b>	<	1.00	NEVYHOVUJE
Základová půda [kPa]	Zatížitelnost základové půdy nelze jednoznačně určit, protože excentricita normálové síly přesahuje povolenou hodnotu.							NEVYHOVUJE
Dřík opěry - ohyb [kNm]	2687.14	1299.18	3236.17	1936.99	<b>0.72</b>	<	1.00	NEVYHOVUJE
Dřík opěry - tlak [kN]	1027.57	1236.53	1904.81	668.28	<b>0.31</b>	<	1.00	NEVYHOVUJE
Dřík opěry - smyk [kN]	1574.81	348.64	633.33	284.69	<b>4.31</b>	>	1.00	VYHOVUJE
SO 12-20-01 - Zatížitelnost stávající opěry s posuvným ložiskem								
	Únosnost	Účinek od stálého zatížení	Účinek celkový	Účinek od dopravy	ZLM71		Zlim	
Překlopení [kNm]	2647.95	2540.13	3833.18	1293.05	<b>0.08</b>	<	1.00	NEVYHOVUJE
Posunutí [kN]	841.04	381.92	598.82	216.9	<b>2.12</b>	>	1.00	VYHOVUJE
Excentricita základu [% šířky]	0.333	0.309	0.522	0.213	<b>0.11</b>	<	1.00	NEVYHOVUJE
Základová půda [kPa]	Zatížitelnost základové půdy nelze jednoznačně určit, protože excentricita normálové síly přesahuje povolenou hodnotu.							NEVYHOVUJE
Dřík opěry - ohyb [kNm]	2687.14	1299.18	2438.96	1139.78	<b>1.22</b>	>	1.00	VYHOVUJE
Dřík opěry - tlak [kN]	4684.32	1236.53	1904.81	668.28	<b>5.16</b>	>	1.00	VYHOVUJE
Dřík opěry - smyk [kN]	1659.69	348.64	503.7	155.06	<b>8.46</b>	>	1.00	VYHOVUJE



## 11 Přehled zatížitelnosti

### 11.1 Zatížitelnost nosné konstrukce

#### Přehled zatížitelnosti částí mostu:

##### A. Identifikace mostu

TÚ (číslo, název): 2031; Brno-Židenice (mimo) - Havlíčkův Brod (m) (vč. St. Tunel-H.B) DÚ: 26; Přibyslav - Pohled km: 104.357

##### B. Identifikace částí mostu:

Část mostu: Nosná konstrukce poř.číslo: - pod kolejí č.: 1, 2 (ve směru staničení)

##### C. Doplnující údaje částí mostu:

Kategorie zatížitelnosti: C Výpočtový model: Prostorový roštový model

Geometrie koleje, uvažovaná ve výpočtu částí mostu (ve směru staničení): V přímé

	na začátku	uprostřed	na konci
poloměr oblouku	- m	- m	- m
převýšení koleje	0 mm	0 mm	0 mm
excentricita osy koleje	0 m	0 m	0 m

Popis závad uvažovaných v přepočtu částí mostu:

Datum zjištění technického stavu mostu:

Jedná se o novostavbu.

SŽDC, s.o.:

Zpracovatel výpočtu:  
14.11.2022

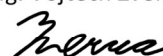
Ing. Ladislav Lidmila



Poznámka k části mostu:

Kontroloval:

Ing. Vojtěch Zvěřina



Poř. Č.	Prvek	Detail	Namáhání	$k_i$	typ	$L_p$	$\phi_i$	$L_\phi$	$\gamma_{Q,LM71}$	Viz číslo strany přepočtu	$Z_{LM71}$	Poznámky
1	Hlavní nosník, ocel	1/2 * L	MSÚ - Ohyb	1	M	22.6	1.20	22.6	1.45	153	<b>2.61</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
2		Podpora	MSÚ - Smyk	1	V	22.6	1.20	22.6	1.45	153	<b>4.92</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
3		1/2 * L	Únava	1	$\Delta M$	22.6	1.20	22.6	1.00	155	<b>1.91</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
4		Tupý svar	Únava	1	$\Delta M$	22.6	1.20	22.6	1.00	155	<b>1.19</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
5		Pásnice - výřez	Únava	1	$\Delta M$	22.6	1.20	22.6	1.00	155	<b>1.12</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
6		Příčná výztuha	Únava	1	$\Delta M$	22.6	1.20	22.6	1.00	155	<b>1.09</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
7	Hlavní nosník, beton	1/2 * L	MSÚ - Ohyb	1	M	22.6	1.20	22.6	1.45	153	<b>1.47</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
8		Podpora	MSÚ - Spřažení	1	V	22.6	1.20	22.6	1.45	153	<b>1.77</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
9		Podpora	Únava - Spřažení	1	$\Delta V$	22.6	1.00	22.6	1.00	155	<b>1.05</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
10	Koutové krční svary hl. nosníku	Podpora	MSÚ - Smyk	1	V	22.6	1.20	22.6	1.45	153	<b>5.68</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
11		Podpora	Únava	1	$\Delta V$	22.6	1.00	22.6	1.00	155	<b>1.76</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje

12	Průhyb hlavního nosníku	1/2 * L	MSP - Ohyb	1	M	22.6	1.20	22.6	1.00	153	<b>1.71</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
13		1/2 * L	Pohodlí cestujících	1	M	22.6	1.20	22.6	1.00	155	<b>1.03</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
14	Spřažená deska, příčný směr	1/2 * L	MSÚ - Ohyb	1	M	1.25	2.00	3.6	1.45	154	<b>1.90</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
15		Podpora	MSÚ - Smyk	1	V	1.25	2.00	3.6	1.45	154	<b>1.64</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
16		1/2 * L	Omez. napětí char.	1	M	1.25	2.00	3.6	1.00	154	<b>2.44</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
17	Podporový příčník, ocel	1/2 * L	MSÚ - Ohyb	1	M	2.5	2.00	3.6	1.45	154	<b>9.49</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
18		Ložisko	MSÚ - Ohyb	1	M	2.5	2.00	3.6	1.45	154	<b>9.55</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
19		Ložisko	MSÚ - Smyk	1	V	2.5	2.00	3.6	1.45	154	<b>2.39</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
20		Tupý svar	Únava	1	$\Delta M$	2.5	1.67	3.6	1.00	155	<b>4.89</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
21		Krční svar - pásnice	Únava	1	$\Delta M$	2.5	1.67	3.6	1.00	155	<b>7.04</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
22		Pásnice - výřez	Únava	1	$\Delta M$	2.5	1.67	3.6	1.00	155	<b>4.00</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
23		Příčná vztuha	Únava	1	$\Delta M$	2.5	1.67	3.6	1.00	155	<b>4.51</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
24	Podporový příčník, beton	1/2 * L	MSÚ - Ohyb	1	M	2.5	2.00	3.6	1.45	154	<b>4.27</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
25		Podpora	MSÚ - Spřažení	1	V	2.5	2.00	3.6	1.45	154	<b>1.31</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
26	Krční svar podporového příčníku	Podpora	MSÚ - Smyk	1	V	2.5	2.00	3.6	1.45	154	<b>2.71</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
27		Podpora	Únava	1	$\Delta V$	2.5	1.67	3.6	1.00	155	<b>1.25</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
28	Svar pro připojení podp. příč. na hl. nosník	Podpora	MSÚ - Smyk + ohyb	1	M+V	2.5	2.00	3.6	1.45	154	<b>2.87</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
29		Podpora	Únava	1	$\Delta M + \Delta V$	2.5	1.67	3.6	1.00	155	<b>1.31</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
30	Mezilehlý příčník	Podepření	MSÚ - Ohyb	1	M	1.25	2.00	3.6	1.45	154	<b>7.87</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
31		Podepření	MSÚ - Smyk	1	V	1.25	2.00	3.6	1.45	154	<b>12.00</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
32		Tupý svar	Únava	1	$\Delta M$	1.25	1.67	3.6	1.00	155	<b>3.77</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
33		Pásnice - výřez	Únava	1	$\Delta M$	1.25	1.67	3.6	1.00	155	<b>2.98</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
34	Krční svar mezilehlého příčníku	Podpora	MSÚ - Smyk	1	V	1.25	2.00	3.6	1.45	154	<b>5.23</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
35		Podpora	Únava	1	$\Delta V$	1.25	1.67	3.6	1.00	155	<b>1.95</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
36	Svar pro připojení podp. příč. na hl. nosník	Podpora	MSÚ - Smyk + ohyb	1	M+V	1.25	2.00	3.6	1.45	154	<b>5.39</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
37		Podpora	Únava	1	$\Delta M + \Delta V$	1.25	1.67	3.6	1.00	155	<b>2.07</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
41	Spodní stavba	Mikropilota		1	N	22.6	1.20	22.6	1.45	155	<b>1.28</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
42		Dřík opěry ohyb	MSÚ - Ohyb	1	M	22.6	1.20	22.6	1.45	155	<b>1.83</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
43		Dřík opěry smyk	MSÚ - Smyk	1	V	22.6	1.20	22.6	1.45	155	<b>1.25</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
44		Závěrná zídka-oheby	MSÚ - Ohyb	1	M	22.6	1.20	22.6	1.45	155	<b>1.73</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
45		Závěrná zídka-smyk	MSÚ - Smyk	1	V	22.6	1.20	22.6	1.45	155	<b>1.34</b>	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje

## 11.2 Zatížitelnost stávající spodní stavby (za předpokladu nové nosné konstrukce)

### Přehled zatížitelnosti částí mostu:

#### A. Identifikace mostu

TÚ (číslo, název): 2031; Brno-Židenice (mimo) - DÚ: 26; Příbyslav - Pohled km: 104.357  
Havlíčkův Brod (m) (vč. St.  
Tunel-H.B)

#### B. Identifikace částí mostu:

Část mostu: Opěra stávající poř.číslo: - pod kolejí č.: 1, 2  
(ve směru staničení)

#### C. Doplnující údaje částí mostu:

Kategorie zatížitelnosti: C Výpočtový model: Prostorový roštový model

Geometrie koleje, uvažovaná ve výpočtu částí mostu (ve směru staničení): V přímé

	na začátku	uprostřed	na konci
poloměr oblouku	- m	- m	- m
převýšení koleje	0 mm	0 mm	0 mm
excentricita osy koleje	0 m	0 m	0 m

Popis závad uvažovaných v přepočtu částí mostu:

Datum zjištění technického stavu mostu:

Jedná se o stávající opěru, avšak  
předpokládá se už nová nosná konstrukce

SŽDC, s.o.:

Zpracovatel výpočtu:  
22.03.2022

Ing. Ladislav Lidmila



Poznámka k části mostu:

Kontroloval:

Ing. Vojtěch Zvěřina



Poř. Č.	Prvek	Detail	Namáhání	k <sub>i</sub>	typ	L <sub>p</sub>	φ <sub>i</sub>	L <sub>φ</sub>	Y <sub>Q,LM71</sub>	Viz číslo strany přepočtu	Z <sub>LM71</sub>	Poznámky
Opěra s pevným ložiskem												
1	Stabilita	-	Překlopení	1	M	22.6	1.2	22.6	1.45	81	<b>0.41</b>	Z <sub>LM71</sub> < 1    Nevhovuje
2		-	Posunutí	1	H	22.6	1.2	22.6	1.45	81	<b>2.12</b>	Z <sub>LM71</sub> > 1    Vyhovuje
3	Základová půda	-	Excentricita	1	e	22.6	1.2	22.6	1.45	81	<b>0.12</b>	Z <sub>LM71</sub> < 1    Nevhovuje
4	Dřík opěry	-	Ohyb	1	M	22.6	1.2	22.6	1.45	81	<b>0.72</b>	Z <sub>LM71</sub> < 1    Nevhovuje
5		-	Tlak	1	N+M	22.6	1.2	22.6	1.45	81	<b>0.31</b>	Z <sub>LM71</sub> < 1    Nevhovuje
6		-	Smyk	1	V	22.6	1.2	22.6	1.45	81	<b>4.31</b>	Z <sub>LM71</sub> > 1    Vyhovuje
Opěra s posuvným ložiskem												
7		-	Posunutí	1	H	22.6	1.2	22.6	1.45	81	<b>2.12</b>	Z <sub>LM71</sub> > 1    Vyhovuje
8	Základová půda	-	Excentricita	1	e	22.6	1.2	22.6	1.45	81	<b>0.11</b>	Z <sub>LM71</sub> < 1    Nevhovuje
9	Dřík opěry	-	Ohyb	1	M	22.6	1.2	22.6	1.45	81	<b>1.22</b>	Z <sub>LM71</sub> > 1    Vyhovuje
10		-	Tlak	1	N+M	22.6	1.2	22.6	1.45	81	<b>5.16</b>	Z <sub>LM71</sub> > 1    Vyhovuje
11		-	Smyk	1	V	22.6	1.2	22.6	1.45	81	<b>8.46</b>	Z <sub>LM71</sub> > 1    Vyhovuje

## 12 Přílohy

Příloha 1 – Posouzení stávající spodní stavby (za předpokladu nové nosné konstrukce)

Příloha 1 – Posouzení nové spodní stavby (zpracoval Ing. Jiří Hořejší a Ing. Martin Baláž)

## 13 Závěr

Statický výpočet se zabývá návrhem a posouzením nové spřažené ocelobetonové nosné konstrukce, konkrétně návrhem rozhodujících rozměrů a prokázáním spolehlivosti nosných prvků. Dále byla posouzena stávající spodní stavba za předpokladu nové mostní konstrukce pro rozhodnutí, zda stávající spodní stavbu zachovat.

Konstrukce byla navržena podle platných norem a předpisů. Byla prokázána globální únosnost, trvanlivost, použitelnost a bezpečnost konstrukce mostu. V kapitolách 11.1 a 11.2 jsou uvedeny tabulky zatížitelnosti nové mostní konstrukce a stávající spodní stavby.

V Brně, listopad 2022

Ing. Ladislav Lidmila

## Výpočet mostní opěry

### Vstupní data

#### Projekt

Datum : 10.02.2022

#### Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

#### Materiály a normy

Mostní opěry : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

#### Výpočet zdí

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe

Tvar zemního klínu : počítat šikmý

Dovolená excentricita : 0,333

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$Y_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$Y_Q =$	1,45 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$Y_w =$	1,35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na překlopení :	$Y_{Rv} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce odporu na posunutí :	$Y_{Rh} =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce odporu základové půdy :	$Y_{Re} =$	1,40 [-]	

Kombinační součinitele pro proměnná zatížení			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel kombinační hodnoty :	$\psi_0 =$	0,70 [-]	
Součinitel časté hodnoty :	$\psi_1 =$	0,50 [-]	
Součinitel kvazistálé hodnoty :	$\psi_2 =$	0,30 [-]	

#### Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	2,55
3	0,00	3,55
4	0,84	3,55
5	0,84	8,10
6	0,84	10,10
7	0,84	11,60
8	-3,46	11,60
9	-3,46	10,10
10	-2,16	8,10

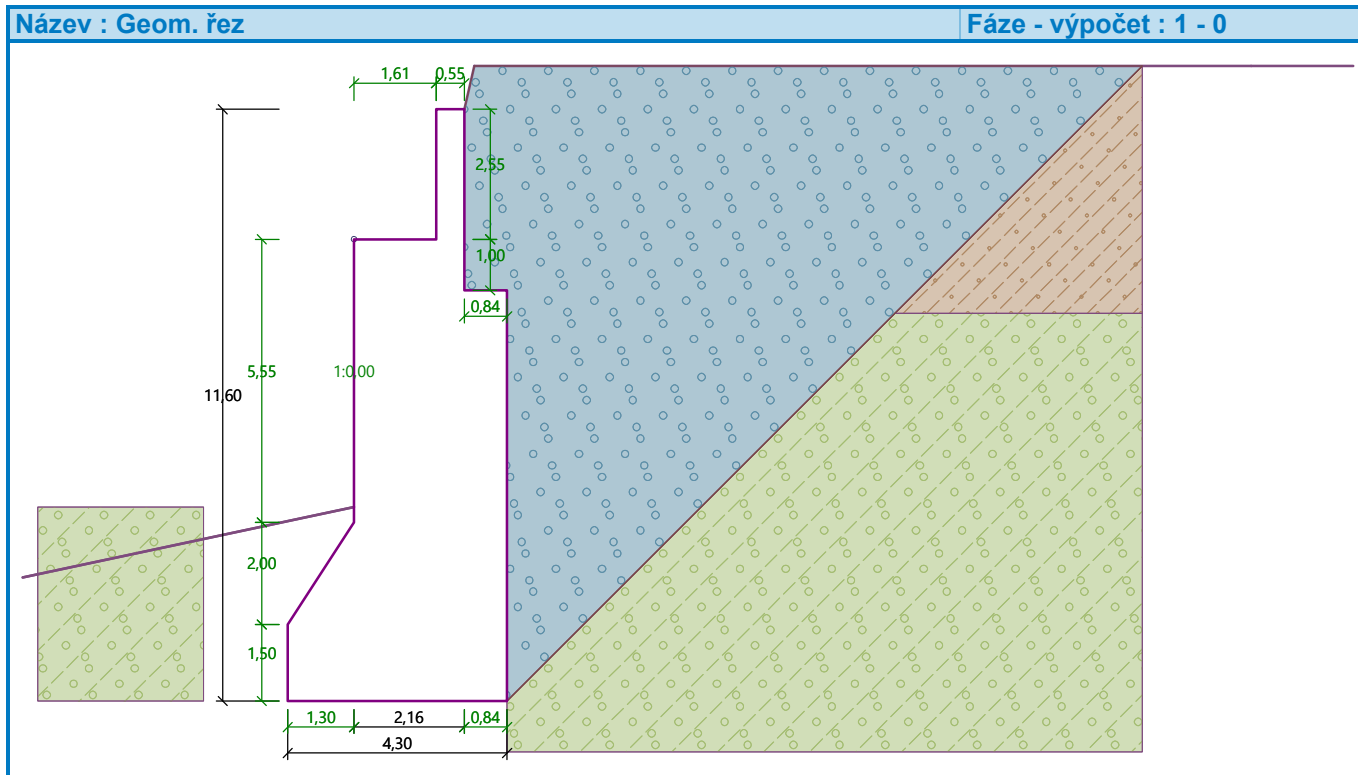
Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
11	-2,16	2,55
12	-0,55	2,55
13	-0,55	0,00

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

Plocha řezu zdi = 30,96 m<sup>2</sup>.

Délka mostní opěry = 5,00 m

Délka základu opěry = 5,00 m



Délka zeminy za opěrou = 4,99 m.

#### **Materiál konstrukce**

Objemová tíha  $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$

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

#### **Beton: C 20/25**

Válcová pevnost v tlaku

$f_{ck} = 20,00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu

$f_{ctm} = 2,20 \text{ MPa}$

#### **Ocel podélná: B500B**

Mez kluzu

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

#### **Parametry zemin**

##### **štěrkodrt'**

Objemová tíha :

$\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Napjatost :

efektivní

Úhel vnitřního tření :

$\varphi_{ef} = 35,00^\circ$

Soudržnost zemin :

$c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$

Třecí úhel kce-zemina :

$\delta = 20,00^\circ$

Zemina :

nesoudržná

Obj.tíha sat.zeminy :

$\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

### hlína písčitá

Objemová tíha :  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$   
Napjatost : efektivní  
Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 29,00^\circ$   
Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 8,00 \text{ kPa}$   
Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 15,00^\circ$   
Zemina : nesoudržná  
Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

### štěrk špatně zrněný

Objemová tíha :  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$   
Napjatost : efektivní  
Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 35,00^\circ$   
Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$   
Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 20,00^\circ$   
Zemina : nesoudržná  
Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

### Pararula

Objemová tíha :  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$   
Napjatost : efektivní  
Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$   
Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 100,00 \text{ kPa}$   
Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 0,00^\circ$   
Zemina : nesoudržná  
Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

### Zásyp za konstrukcí

Přiřazená zemina : štěrkodrt'  
Sklon =  $45,00^\circ$

### Zatěžovací stav, zatížení od mostu

Typ zatěžovacího stavu : provozní stav.




#### Síly od mostu

Svislá síla  $F_s = 0,00 \text{ kN}$   
Vodorovná síla  $F_v = 0,00 \text{ kN}$   
Umístění  $a_1 = 0,00 \text{ m}$   
Výška  $v = 0,00 \text{ m}$

#### Síly od přechodové desky

Svislá síla  $F_s = 0,00 \text{ kN}$   
Vodorovná síla  $F_v = 0,00 \text{ kN}$   
Umístění  $a_2 = 0,00 \text{ m}$

### Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,00	0,00 .. 4,00	hlína písčitá	
2	9,00	4,00 .. 13,00	štěrk špatně zrněný	
3	-	13,00 .. ∞	Pararula	

### Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

## Tvar terénu

Terén za konstrukcí je ve sklonu 1: 0,24 (úhel sklonu je 76,76 °).

Výška náspu je 0,85 m, délka náspu je 0,20 m.

## Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

## Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: 1/3 pas., 2/3 v klidu

Zemina na líci konstrukce - štěrk špatně zrněný

Třecí úhel kce-zemina  $\delta = 20,00^\circ$

Výška zeminy před zdí  $h = 3,80 \text{ m}$

Sklon zeminy před zdí  $\beta = -12,00^\circ$

## Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Zed' i dřík zdi jsou zatíženy zvýšeným aktivním tlakem.

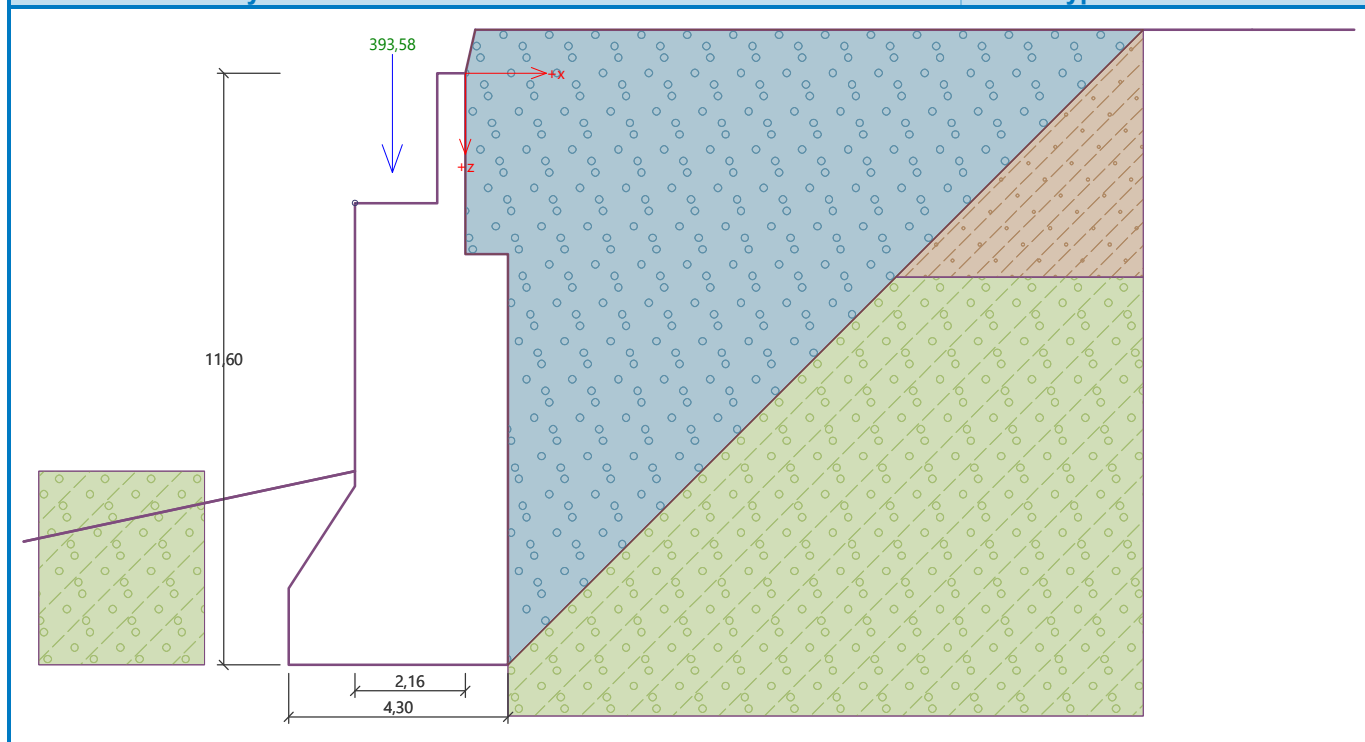
## Vstupní data (Fáze budování 2)

### Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla nová změna	Název	Působ.	$F_x$ [kN/m]	$F_z$ [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
1	Ano	Most_Stale	stálé	0,00	393,58	0,00	-1,43	1,95

Název : Zadané síly

Fáze - výpočet : 2 - 0



## Dimenzace čís. 1 (Fáze budování 2)

### Spočtené síly působící na konstrukci

Název	$F_{hor}$ [kN/m]	Působíště z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Tíh.- zed'	0,00	-2,99	430,30	1,48	1,350	1,350	1,000
Odpor na líci	-1,63	-0,10	-0,51	0,00	1,000	1,000	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-6,70	72,08	2,59	1,000	1,350	1,000
Zvýšený aktivní tlak	259,99	-2,94	39,24	3,00	1,350	1,350	1,350



Název	$F_{hor}$ [kN/m]	Působíště z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
Reakce mostu	0,00	-5,55	0,00	0,00	-	-	-
Reakce přech.desky	0,00	-8,10	0,00	2,16	-	-	-
Most_Stale	0,00	-6,15	393,58	0,73	1,350	1,350	1,000

#### Dimenzace dříku opěry - vstupní data:

Spára je navržena z prostého betonu; výp.šířka 1m.

Vnitřní síly :  $M = 1299,63 \text{ kNm/m}$ ;  $N = 1236,78 \text{ kN/m}$ ;  $V = 349,36 \text{ kN/m}$

Výška průřezu  $h = 3,00 \text{ m}$

#### Dimenzace dříku opěry - výsledky:

Posouvající síla na mezi únosnosti  $V_{Rd} = 1571,22 \text{ kN/m} > 349,36 \text{ kN/m} = V_{Ed}$

Tlaková síla na mezi únosnosti  $N_{Rd} = 9582,59 \text{ kN/m} > 1236,78 \text{ kN/m} = N_{Ed}$

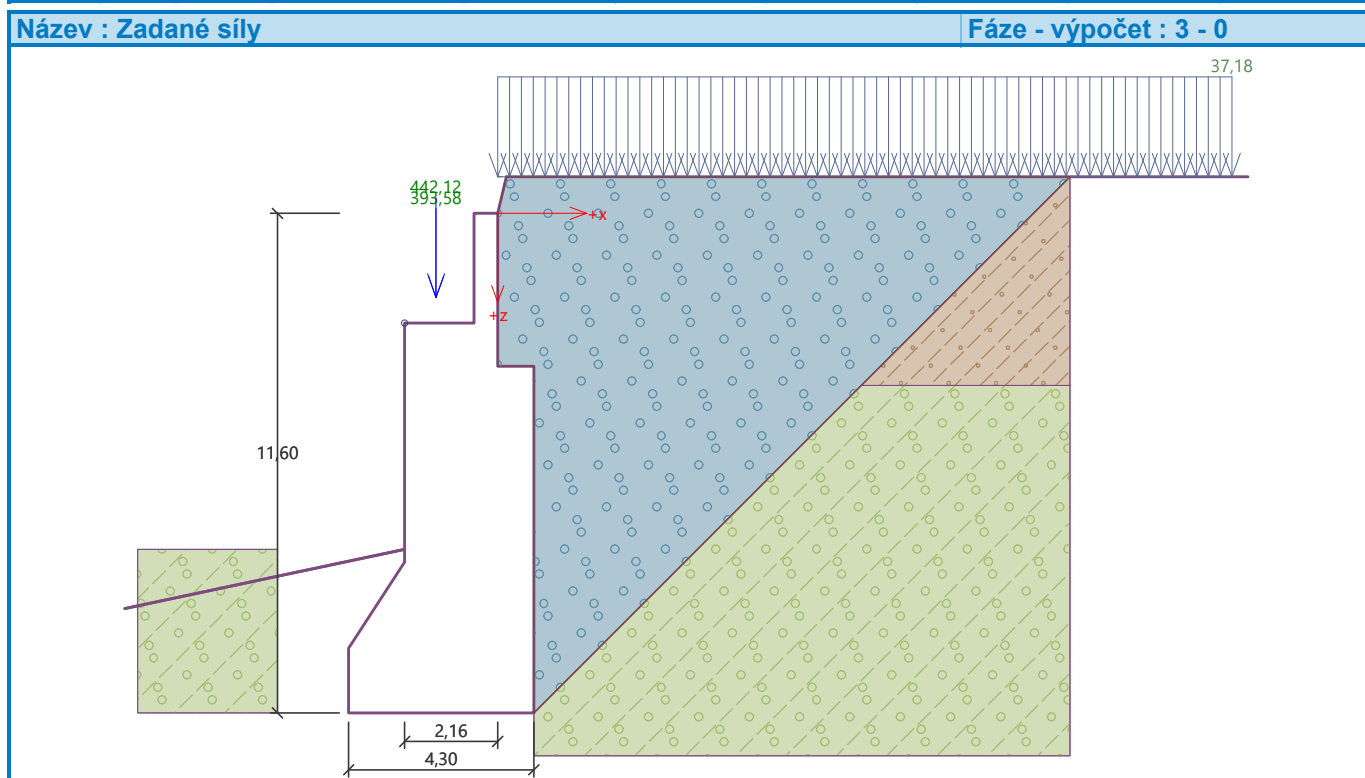
Moment na mezi únosnosti  $M_{Rd} = 1850,39 \text{ kNm/m} > 1299,63 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

#### Únosnost průřezu VYHOVUJE

#### Vstupní data (Fáze budování 3)

##### Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla		Název	Působ.	$F_x$ [kN/m]	$F_z$ [kN/m]	$M$ [kNm/m]	x [m]	z [m]
	nová	změna							
1	Ne	Ne	Most_Stale	stálé	0,00	393,58	0,00	-1,43	1,95
2	Ano		Most_Proměnné	proměnné	0,00	442,12	0,00	-1,43	1,95



#### Posouzení čís. 1 (Fáze budování 3)

##### Spočtené síly působící na konstrukci

Název	$F_{hor}$ [kN/m]	Působíště z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0,00	-4,34	774,06	2,57	1,000	1,000	1,350

Název	F <sub>hor</sub> [kN/m]	Působíště z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Odpor na líci	-209,89	-1,02	-28,18	-1,69	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-10,20	72,08	3,89	1,000	1,000	1,350
Zvýšený aktivní tlak	505,43	-4,11	70,56	4,30	1,350	1,350	1,350
Vlak	149,58	-6,14	24,21	4,30	1,450	1,450	1,450
Vlak	0,00	-11,60	31,23	3,88	0,000	0,000	1,450
Reakce mostu	0,00	-9,05	0,00	1,30	-	-	-
Reakce přech.desky	0,00	-11,60	0,00	3,46	-	-	-
Most_Stale	0,00	-9,65	393,58	2,03	1,000	1,000	1,350
Most_Proměnné	0,00	-9,65	442,12	2,03	0,000	0,000	1,450

#### Posouzení mostní opěry

##### Posouzení na překlpení

Moment vzdorující  $M_{res} = 2627,15$  kNm/m

Moment klopící  $M_{ovr} = 3923,29$  kNm/m

**Zed' na překlpení NEVYHOVUJE**

##### Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující  $H_{res} = 854,19$  kN/m

Vodor. síla posunující  $H_{act} = 689,34$  kN/m

**Zed' na posunutí VYHOVUJE**

**Celkové posouzení - OPĚRA NEVYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 10000,00 kPa

#### Únosnost základové půdy (Fáze budování 3)

##### Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	2887,93	2452,29	615,87	0,273	1253,86
2	3143,94	1341,90	689,34	0,543	10000,00

##### Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	2074,78	1779,66	445,12
2	2075,76	1306,31	445,12

#### Posouzení únosnosti základové půdy

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

##### Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly  $e = 0,543$

Maximální dovolená excentricita  $e_{alw} = 0,333$

**Excentricita normálové síly NEVYHOVUJE**

##### Posouzení únosnosti základové spáry

Únosnost základové půdy  $R = 0,00$  kPa

Součinitel redukce odporu základové půdy  $\gamma_{Rv} = 1,40$

Max. napětí v základové spáře  $\sigma = 10000,00$  kPa

Návrhová únosnost základové půdy  $R_d = 0,00$  kPa

**Únosnost základové půdy NEVYHOVUJE**

**Celkové posouzení - únosnost základové půdy NEVYHOVUJE**

### Dimenzace čís. 1 (Fáze budování 3)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F <sub>hor</sub> [kN/m]	Působíště z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
Tíh.- zedř	0,00	-2,99	430,30	1,48	1,350	1,350	1,000
Odpor na líci	-1,63	-0,10	-0,51	0,00	1,000	1,000	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-6,70	72,08	2,59	1,000	1,350	1,000
Zvýšený aktivní tlak	259,99	-2,94	39,24	3,00	1,350	1,350	1,350
Vlak	106,94	-4,41	18,77	3,00	1,450	1,450	1,450
Vlak	0,00	-8,10	31,23	2,58	0,000	1,450	0,000
Reakce mostu	0,00	-5,55	0,00	0,00	-	-	-
Reakce přech.desky	0,00	-8,10	0,00	2,16	-	-	-
Most_Stale	0,00	-6,15	393,58	0,73	1,350	1,350	1,000
Most_Proměnné	0,00	-6,15	442,12	0,73	1,450	1,450	0,000

#### Dimenzace dříku opěry - vstupní data:

Spára je navržena z prostého betonu; výp.šířka 1m.

Vnitřní síly : M = 2439,42 kNm/m; N = 1905,06 kN/m; V = 504,42 kN/m

Výška průřezu h = 3,00 m

#### Dimenzace dříku opěry - výsledky:

Posouvající síla na mezi únosnosti  $V_{Rd} = 1659,73 \text{ kN/m} > 504,42 \text{ kN/m} = V_{Ed}$

Tlaková síla na mezi únosnosti  $N_{Rd} = 4682,89 \text{ kN/m} > 1905,06 \text{ kN/m} = N_{Ed}$

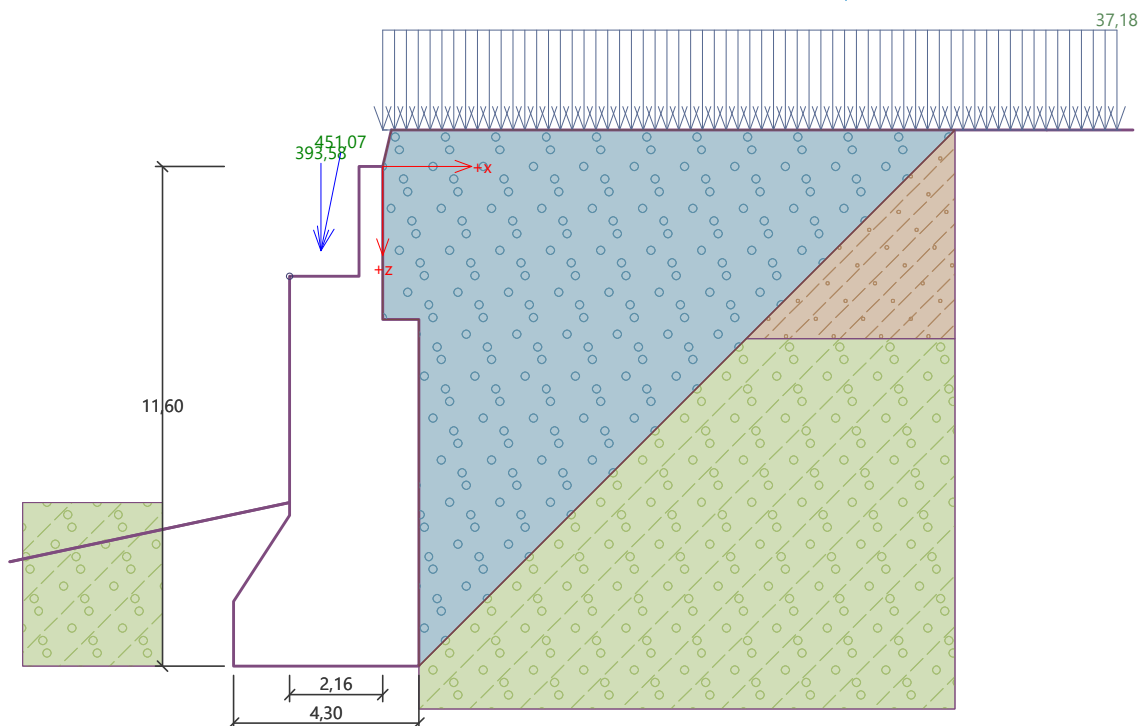
Moment na mezi únosnosti  $M_{Rd} = 2687,48 \text{ kNm/m} > 2439,42 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

**Únosnost průřezu VYHOVUJE**

### Vstupní data (Fáze budování 4)

Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla		Název	Působ.	F <sub>x</sub> [kN/m]	F <sub>z</sub> [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
	nová	změna							
1	Ne	Ne	Most_Stale	stálé	0,00	393,58	0,00	-1,43	1,95
2	Ne	Ano	Most_Proměnné	proměnné	-89,40	442,12	0,00	-1,43	1,95



### Posouzení čís. 1 (Fáze budování 4)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	$F_{hor}$ [kN/m]	Působíště z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0,00	-4,34	774,06	2,57	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-209,89	-1,02	-28,18	-1,69	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-10,20	72,08	3,89	1,000	1,000	1,350
Zvýšený aktivní tlak	505,43	-4,11	70,56	4,30	1,350	1,350	1,350
Vlak	149,58	-6,14	24,21	4,30	1,450	1,450	1,450
Vlak	0,00	-11,60	31,23	3,88	0,000	0,000	1,450
Reakce mostu	0,00	-9,05	0,00	1,30	-	-	-
Reakce přech.desky	0,00	-11,60	0,00	3,46	-	-	-
Most_Stale	0,00	-9,65	393,58	2,03	1,000	1,000	1,350
Most_Proměnné	89,40	-9,65	442,12	2,03	1,450	0,000	1,450

### Posouzení mostní opěry

#### Posouzení na překlpení

Moment vzdorující  $M_{res} = 3556,71$  kNm/m

Moment klopící  $M_{ovr} = 5174,22$  kNm/m

**Zed' na překlpení NEVYHOVUJE**

#### Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující  $H_{res} = 854,19$  kN/m

Vodor. síla posunující  $H_{act} = 689,34$  kN/m

**Zed' na posunutí VYHOVUJE**

**Celkové posouzení - OPĚRA NEVYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 10000,00 kPa

## Únosnost základové půdy (Fáze budování 4)

### Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	4138,86	2452,29	745,50	0,391	2621,16
2	4471,80	1982,97	689,34	0,523	10000,00

### Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	2937,49	1779,66	534,52
2	2991,53	1748,43	445,12

### Posouzení únosnosti základové půdy

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

#### Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly  $e = 0,523$

Maximální dovolená excentricita  $e_{alw} = 0,333$

**Excentricita normálové síly NEVYHOVUJE**

#### Posouzení únosnosti základové spáry

Únosnost základové půdy  $R = 0,00 \text{ kPa}$

Součinitel redukce odporu základové půdy  $\gamma_{Rv} = 1,40$

Max. napětí v základové spáře  $\sigma = 10000,00 \text{ kPa}$

Návrhová únosnost základové půdy  $R_d = 0,00 \text{ kPa}$

**Únosnost základové půdy NEVYHOVUJE**

**Celkové posouzení - únosnost základové půdy NEVYHOVUJE**

## Dimenzace čis. 1 (Fáze budování 4)

### Spočtené síly působící na konstrukci

Název	$F_{hor}$ [kN/m]	Působíště z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Tíh.- zed'	0,00	-2,99	430,30	1,48	1,350	1,350	1,000
Odpor na líci	-1,63	-0,10	-0,51	0,00	1,000	1,000	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-6,70	72,08	2,59	1,000	1,350	1,000
Zvýšený aktivní tlak	259,99	-2,94	39,24	3,00	1,350	1,350	1,350
Vlak	106,94	-4,41	18,77	3,00	1,450	1,450	1,450
Vlak	0,00	-8,10	31,23	2,58	0,000	1,450	0,000
Reakce mostu	0,00	-5,55	0,00	0,00	-	-	-
Reakce přech.desky	0,00	-8,10	0,00	2,16	-	-	-
Most_Stale	0,00	-6,15	393,58	0,73	1,350	1,350	1,000
Most_Proměnné	89,40	-6,15	442,12	0,73	1,450	1,450	1,450

### Dimenzace dříku opěry - vstupní data:

Spára je navržena z prostého betonu; výp.šířka 1m.

Vnitřní síly :  $M = 3236,62 \text{ kNm/m}$ ;  $N = 1905,06 \text{ kN/m}$ ;  $V = 634,05 \text{ kN/m}$

Výška průřezu  $h = 3,00 \text{ m}$

### Dimenzace dříku opěry - výsledky:

Posouvající síla na mezi únosnosti  $V_{Rd} = 1574,86 \text{ kN/m} > 634,05 \text{ kN/m} = V_{Ed}$

Tlaková síla na mezi únosnosti  $N_{Rd} = 1027,56 \text{ kN/m} < 1905,06 \text{ kN/m} = N_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti  $M_{Rd} = 2687,48 \text{ kNm/m} < 3236,62 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Únosnost průřezu NEVYHOVUJE

## **Rekonstrukce traťového úseku Příbyslav - Pohled**

SO 12-20-01 Železniční most v km 104,357

Statický výpočet založení

## OBSAH

<b>1</b>	<b>Identifikační údaje .....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>Úvod .....</b>	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>Podklady .....</b>	<b>3</b>
<b>4</b>	<b>Geologické podmínky lokality.....</b>	<b>4</b>
	4.1 IG poměry .....	4
	4.2 HG poměry .....	4
<b>5</b>	<b>Návrh technického řešení.....</b>	<b>4</b>
	5.1 Opěra Žďárská (Ž) .....	5
	5.2 Opěra Havlíčkovobrodská (HB) .....	5
	5.3 Materiály .....	6
<b>6</b>	<b>Výpočet .....</b>	<b>6</b>
	6.1 Předpoklady výpočtu .....	6
	6.2 Zatížení .....	6
	6.3 Zatěžovací kombinace .....	7
	6.4 Výsledky výpočtu .....	7
<b>7</b>	<b>Závěr .....</b>	<b>7</b>



## 1 Identifikační údaje

Úsek trati: Příbyslav - Pohled

Staničení trati: km 102,540 - 111,400

Název objektu: Železniční most v km 104,357

Číslo objektu: SO 12-20-01

## 2 Úvod

V této části dokumentace je předložen statický návrh založení železničního mostu v km 104,357 (SO 12-20-01) - opěra žďárská (Ž), opěra havlíčkobrodská (HB).

## 3 Podklady

### Normy

- ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí
- ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení
- ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou
- ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla
- ČSN EN 206-1 Beton - Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- ČSN EN 1993-1-1 Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla
- ČSN EN 1997-1 Navrhování geotechnických konstrukcí
- ČSN EN 12716 Provádění speciálních geotechnických prací – Trysková injektáž
- ČSN EN 14199 Provádění speciálních geotechnických prací – Mikropiloty
- ČSN 03 8375 Ochrana kovových potrubí uložených v půdě nebo ve vodě proti korozi
- ČSN 73 1001 Základová půda pod plošnými základy
- ČSN 73 1004 Navrhování základových konstrukcí – Stanovení požadavků pro výpočetní metody

### Předpisy, směrnice

- SŽ S4 Železniční spodek (účinnost od 1.1. 2020)

### Projekční podklady

- Příbyslav – Pohled, rekonstrukce traťového úseku, most km 104,357 (K-GEO, s.r.o., 08/2016) [1];
- Rekonstrukce traťového úseku Příbyslav – Pohled, E.1.4 , SO 12-20-01; žel. most v ev. km 104,357 (PD, ELTODO, a.s., 02/2017) [2];
- souběžně zpracovávaná projektová dokumentace DSP.

### Archivní podklady

- Archivní výkresy mostní konstrukce a základových konstrukcí

### Literatura

- Bažant, Z.: Metody zakládání staveb (Praha, 1973)
- Vaníček, I.: Mechanika zemin (Vydavatelství ČVUT, 1996)
- Lamboj, L., Štěpánek, Z.: Mechanika zemin a zakládání staveb (Vydavatelství ČVUT, 2005)
- Turček, P. a kol.: Zakládání staveb (JAGA, 2005)
- Barták, J.: přednášky, tabulky – únosnosti kořenů mikropilot
- Masopust, J.: Navrhování základových a pažicích konstrukcí, příručka k ČSN EN 1997 (ČKAIT, 2012)

### **Software pro ověření návrhu**

- SCIA Engineer, verze 21.0
- FIN EC – Beton, verze 2021.7 (FINE, spol. s r.o.)
- Tabulkový procesor Excel

## **4 Geologické podmínky lokality**

Inženýrskogeologické (IG) a geotechnické (GT) poměry v zájmové lokalitě jsou podrobně popsány v [1].

### **4.1 IG poměry**

Zájmové území je z geomorfologického hlediska součástí Příbyslavské pahorkatiny, která je částí celku Hornosázavská pahorkatina. Terén předmětného území se nachází v nivě Sázavy, s nadmořskou výškou cca 445 m n. m.

Předkvartérní skalní podloží je převážně tvořeno metamorfovanými horninami (pararulami) paleozoického až proterozoického stáří. Místy byl ověřen výskyt magmatických hornin (granit) datovaných do paleozoika. Přípovrchová zóna skalních hornin je rozložená až zcela zvětralá, dále směrem do hloubky se míra zvětrání snižuje.

Strop předkvartérního podloží byl průzkumem ověřen v hloubkách 3,7 – 4,5 m p.t. (441,4 – 440,3 m n. m.).

Kvartérní pokryv je shora tvořen navážkami o mocnosti 0,7 m. V jejich podloží se vyskytují zeminy fluvialního původu - písčité hlíny s přechody do písku jílovitého, s organickou příměsí, konzistence tuhé až měkké, mocnosti cca 0,9 m. V podloží jílu (do hloubky 3,7 m p.t.) byly ověřeny fluvialní štěrky špatně zrněné a s příměsí jemnozrné zeminy, drobné až střední, středně ulehlé, zvodněné.

### **4.2 HG poměry**

Podzemní vody mělkého oběhu (kvartérní) jsou vázány především na průlinově propustné štěrkovité sedimenty fluvialního původu. HPV je volná, sezónně kolísavá dle srážkových poměrů a dle stavu vody ve vodoteči.

Podzemní vody hlubšího oběhu (předkvartérní) jsou vázány na puklinové systémy hornin předkvartérního původu. Hladina podzemní vody v těchto systémech bývá zpravidla napjatá.

Na základě laboratorní analýzy vykazuje podzemní voda velmi vysokou agresivitu na ocelové konstrukce (st. IV) vlivem koncentrace CO<sub>2</sub> a konduktivity. Na betonové konstrukce nevykazuje podzemní voda agresivitu [1].

Vrtem J-6 byla hladina podzemní vody zastižena (N, U) v hloubce 1,7 m p.t. (443,4 m n. m.).

## **5 Návrh technického řešení**

Rozpětí sprážené nosné konstrukce nového mostu je 22,60 m.

Dle závěrů stavebně-technického průzkumu stávajících základů a IG průzkumu prostředí zasahují základové spáry stávajících základů do hloubky cca 4,5 m pod terénem. Základové konstrukce jsou proměnlivé kvality.

Základové podmínky jsou složité, z důvodu přítomnosti podzemní vody, která trvale ovlivňuje základové poměry. Prostředí je agresivní na ocelové konstrukce (CO<sub>2</sub>, konduktivita).

Na základě informací dostupných v těchto průzkumech je předložen návrh založení nové mostní nosné konstrukce (NK). Problematika odpovídá 3. geotechnické kategorii ve smyslu ČSN EN 1997-1. Principem řešení v případě obou opěr na straně Žďárské (Ž) i Havlíčkobrodské (HB) je návrh založení na mikropilotách, jehož součástí je:

- odstranění horní části původního základového bloku na úroveň základové spáry nového bloku;
- částečné zachování původního základového bloku;
- zlepšení (proinjektování) zemního prostředí v okolí původního základu;
- provedení vertikálních mikropilot. Mikropiloty jsou navrženy jakožto trvalý konstrukční prvek. Jedná se o ocelobetonové prvky, sestávající se z ocelové trubky, betonové výplně a obetonování. Budou provedeny s injektovaným kořenem navržené délky. Splnění požadavků na trvanlivost bude po celé délce zajištěno dostatečnou krycí betonovou vrstvou ocelového profilu při použití distančních prvků. Důležité zvláště vzhledem ke zjištěným agresivitám prostředí na ocelové konstrukce;
- zřízení nového železobetonového základového bloku;
- zřízení nové opěry výztuží provázané se základem, na níž bude uloženo ložisko mostní NK.
- za opěrou proveden hutněný zásyp s baleným lícem a vyztužený geosyntetikem po vrstvách, resp. výplňový beton;
- výkopy jsou paženy a těsněny stěnami z tryskové injektáže (TI) s výztuží z ocelových trubek vloženou do sloupců TI.

Navržené technické řešení je doloženo ve výkresové části dokumentace.

## 5.1 Opěra Žďárská (Ž)

Předpokládaný geologický profil pod ZS: ZS 443,0 m n.m.; původní základ - beton - 2,5 m, (v okolí základu G2/G3 - 1,9 m); skalní mat. R5/R4 – 0,2 m, níže R3/R2.

Geotechnické parametry horninového/zemního prostředí se zahrnutím vlivu podzemní vody jsou uvedeny v přílohách výpočtu.

Za opěrou je vedena trať na násypovém tělese. Zásyp opěry po hutněných vrstvách za použití geosyntetických výztuh a balené zeminy.

Návrh (schéma viz příl. 1.1):

Železobetonový základový blok:  $Bz * hz * L: 4,20 * 1,60 * 5,10$  [m]

Železobetonová opěra (včetně závěrné zídky):  $Bo * ho * L: 2,15 * 7,50 * 5,10$  [m]

Mikropiloty: trubka D108/16 mm, vrt 324 mm, celk. délka  $L_{mp} = 4,00$  m; délka injekt. kořene  $La = 3,00$  m;  
min. krytí ocelové trubky betonem  $c_{min} = 108$  mm;  
půdorysné rozmístění: vzdál. ve směru B = 3,10 m, vzdál. ve směru L = 0,80 m.

Detailní schéma základové konstrukce obsaženo v příloze výpočtu.

## 5.2 Opěra Havlíčkobrodská (HB)

Předpokládaný geologický profil pod ZS: ZS 443,0 m n.m.; původní základ - beton - 2,5 m, (v okolí základu písek až hrubý štěrk - cca 2,5 m); rozložený mat. R6 - 1,0 m; níže skalní mat. R5/R4.

Geotechnické parametry horninového/zemního prostředí se zahrnutím vlivu podzemní vody jsou uvedeny v přílohách výpočtu.

Za opěrou trať přechází plynule do zářezu. V případě dostatečného prostoru je proveden zásyp opěry po hutněných vrstvách za použití geosyntetických výztuh a balené zeminy. V případě vysoké polohy skalního materiálu a nedostatku prostoru za opěrou možno využít výplňového betonu.

Návrh (schéma viz příl. 2.1):

Železobetonový základový blok:  $B_z * h_z * L:$  4,20 \* 1,60 \* 5,10 [m]

Železobetonová opěra (včetně závěrné zídky):  $B_o * h_o * L:$  2,15 \* 7,50 \* 5,10 [m]

Mikropiloty: trubka D108/16 mm, vrt 324 mm, celk. délka  $L_{mp} = 6,00$  m; délka injekt. kořene  $L_a = 5,00$  m;  
min. krytí ocelové trubky betonem  $c_{min} = 108$  mm;  
půdorysné rozmístění: vzdál. ve směru B = 3,10 m, vzdál. ve směru L = 0,80 m.

Detailní schéma základové konstrukce obsaženo v příloze výpočtu.

### 5.3 Materiály

Opěra + základový blok	beton C30/37 XC4, XA2, XF3	výztužná ocel B 500B;
mikropilota	ocel S235	injektážní směs char. pevnost 25 MPa, XA2

## 6 Výpočet

### 6.1 Předpoklady výpočtu

Výpočet základové konstrukce je proveden za následujících předpokladů:

- systém opěry a jejího základu spolupůsobí s mikropilotami, které přenášejí zatížení do hlubších poloh podzákladí, případně mohou pokrývat tahová napětí a zlepšují smykovou únosnost základové spáry;
- výpočet je proveden pro konstrukci o délce 1bm (ve směru kolmém na osu koleje);
- šířka opěry je uvažována reprezentativní hodnotou (v případě proměnného tvaru opěry);
- do výpočtu vstupuje systém základové desky a mikropilot umístěný do zemního prostředí, které je definováno svojí tuhostí. Zemní pružiny reprezentující podloží přenáší pouze tlaková namáhání;
- nově zřízená opěra spolupůsobí jako jeden celek se základovou konstrukcí, přes pracovní spáru probíhá výztuž;
- podzákladí je homogenizováno zpevňujícími injektážemi, charakteristiky materiálů jsou zlepšeny;
- boční zatížení odvozeno za předpokladu nedeformované opěrné konstrukce;
- boční zatížení rubu opěr zásypovým/výplňovým materiálem vychází z předpokladu použití výztužných geosyntetik (vyztužené balené vrstvy zásypu v případě dostatečného prostoru za opěrou) či použití výplňového betonu;
- veškerá zatížení z opěrného a základového systému jsou přepočtena a zavedena do středu spáry základového bloku;
- model MP a jejího svislého pružinového uložení zohledňuje předpoklad uložení paty v nestlačitelném podloží, lineární úbytek osových sil v důsledku tření na plášti a rozdíly v působení průřezů v tlaku a případném tahu.

### 6.2 Zatížení

Do výpočtu vstupují následující zatížení:

Stálá zatížení:

- vlastní tíha opěry a základové desky;
- vertikální zatížení od nosné mostní konstrukce působící v pevném, resp. posuvném ložisku;
- boční tlak od vyztuženého zásypu/výplně za opěrou, redukovaný na hodnotu minimálního dimenzačního tlaku  $0,2 * \sigma_{ma,z}$ .

Proměnná zatížení:

- vertikální zatížení od dopravy působící v ložisku. Model 71, klasifikační součinitel  $\alpha = 1,21$ ;
- horizontální brzděné a rozjezdové síly působící v pevném ložisku (opěra HB);
- zvýšení bočního tlaku na opěru od dopravy v poloze mimo most za opěrou prostřednictvím součinitele minimálního dimenzačního tlaku  $K_0 = 0,2$ .

Všechny vstupní parametry potřebné ke stanovení zatížení a výpočty zatížení jsou obsaženy v přílohách.

### 6.3 Zatěžovací kombinace

Pro návrh opěrného a základového systému jsou uvažovány zatěžovací kombinace (MSÚ dle rovnice 6.10, ČSN EN 1990), které popisují následující návrhové situace:

CO1-L Stavební stav dočasný, vstupuje pouze vlastní tíha opěry a základu, dále zemní tlak na opěru zahrnující přetížení staveništní mechanizací;

CO2-L Vstupuje vlastní tíha (VLT) opěry a základu, NK mostu + vlak v pozici za opěrou (oblast náprav - zvýšený zemní tlak);

CO3-L Vstupuje VLT opěry a základu, NK mostu + vlak v pozici na mostě (oblast náprav) i za opěrou (oblast spojitého zatížení). Spodní hranice návrhového svislého zatížení opěry (L);

CO3-U Vstupuje VLT opěry a základu, NK mostu + vlak v pozici na mostě (oblast náprav) i za opěrou (oblast spojitého zatížení). Horní hranice návrhového svislého zatížení opěry (U).

### 6.4 Výsledky výpočtu

Výpočty, jejich výsledky a posouzení jsou obsaženy v přílohách. Jsou vypočteny a posouzeny:

V rámci MSÚ:

- namáhání mikropilot tlakem: mezní napětí na plášti kořene a na patě MP, odolnost ocelobetonového průřezu v tlaku, vzpěr;
- v případě namáhání mikropilot tahem: odolnost proti vytržení kořene, porušení ocelového průřezu MP, vytržení ocelového průřezu z kořene;
- namáhání mikropilot ohybem: odolnost ocelobetonového průřezu (zohledněn korozní úbytek);
- namáhání mikropilot stříhem: odolnost ocelového profilu (zohledněn korozní úbytek);
- poměry v základové spáře základové desky, rozdělení zatížení do MP a kontaktního napětí, únosnost ZS;
- pracovní spára mezi opěrou a základovou deskou, výstupek základu.

V rámci MSP:

- sedání a naklonění opěrné konstrukce, přepočet deformace do úrovně vrcholu závěrné zídky.

## 7 Závěr

Základové konstrukce opěr žďárské (Ž) a havlíčkobrodské (HB) jsou navrženy jako kombinace základových bloků (desek) s ocelobetonovými mikropiloty. Navržené řešení předpokládá homogenizaci materiálů v podzákladí zpevňujícími injektážemi a redukcí bočních tlaků za použití výztužných geosyntetik (vyztužené balené vrstvy zasypu v případě dostatečného prostoru za opěrou) či výplňového betonu.

Navržená řešení vyhovují pro uvažované návrhové situace ve všech posuzovaných kritériích dle MSÚ a MSP.

Výpočtem stanovené hodnoty sedání základů a vodorovné deformace přepočtené k horní hraně opěr se pohybují ve spodních jednotkách milimetrů.

Parametry zlepšené základové spáry je potřeba před realizací základových konstrukcí ověřit zkouškami in-situ.

V Praze, březen 2022

Vypracovali: Ing. Jiří Hořejší

Ing. Martin Baláž

## Přílohy:

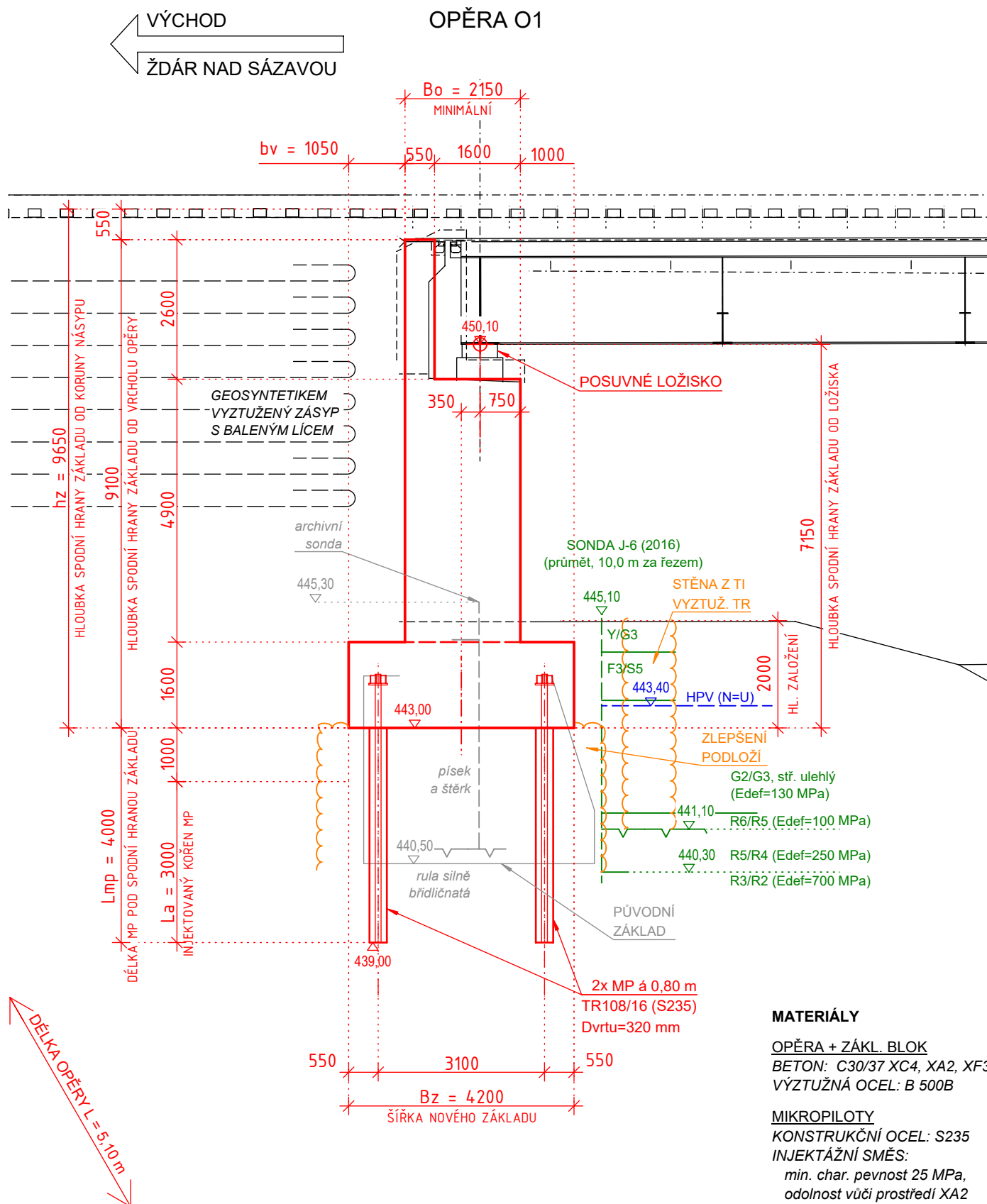
### Opěra Žďárská (Ž)

- 1.1 Schéma založení
- 1.2 Návrh mikropiloty (MP) – Materiál, dimenze, statické veličiny (Excel)
- 1.3 Zatížení konstrukce (Excel)
- 1.4 Výpočet systému základová deska + mikropiloty (SCIA).
- 1.5 Přehled návrhových veličin pro posouzení MP (MSÚ) (Excel)
- 1.6.1 Návrh a posouzení mikropiloty (MP) – kořen (Excel)
- 1.6.2 Posouzení MP – průřez M+N (FINE)
- 1.6.3 Posouzení stříhové pevnosti MP (Excel)
- 1.7 Posouzení poměrů v základové spáře (MSÚ) (Excel)
- 1.8 Přehled vypočtených deformací konstrukce (Excel)
- 1.9 Návrh a posouzení průřezů základu a opěry (FINE)

### Opěra Havlíčkovobrodská (HB)

- 2.1 Schéma založení
- 2.2 Návrh mikropiloty (MP) – Materiál, dimenze, statické veličiny (Excel)
- 2.3 Zatížení konstrukce (Excel)
- 2.4 Výpočet systému základová deska + mikropiloty (SCIA).
- 2.5 Přehled návrhových veličin pro posouzení MP (MSÚ) (Excel)
- 2.6.1 Návrh a posouzení mikropiloty (MP) – kořen (Excel)
- 2.6.2 Posouzení MP – průřez M+N (FINE)
- 2.6.3 Posouzení stříhové pevnosti MP (Excel)
- 2.7 Posouzení poměrů v základové spáře (MSÚ) (Excel)
- 2.8 Přehled vypočtených deformací konstrukce (Excel)
- 2.9 Návrh a posouzení průřezů základu a opěry (FINE)

## SO 12-20-01 (km 104,357)



SROVNÁVACÍ ROVINA 433,00 m n. m.

## NÁVRH MIKROPILOTY (MP) - MATERIÁL, DIMENZE, STATICKÉ VELIČINY

### 1. Geotechnické vlastnosti ZEMIN / HORNIN

modul přetvárnosti - původní základ	Edef1,v	[MPa]	1000
modul přetvárnosti, vodorov. - původní základ, zlepšená zemina	Edef1,h	[MPa]	200
mocnost vrstvy 1	h1	[m]	1,5
součinitel přitížení (Boussinesq)	bq1	[-]	0,75
modul přetvárnosti - R6/R5 (R4)	Edef2	[MPa]	150
mocnost vrstvy 2	h2	[m]	1,5
součinitel přitížení (Boussinesq)	bq2	[-]	0,40
modul přetvárnosti - R3/R2	Edef3	[MPa]	700
mocnost vrstvy 3	h3	[m]	0,5
součinitel přitížení (Boussinesq)	bq3	[-]	0,30

#### 1.1 Svislý koeficient ložnosti - podloží pod základem

Hloubka deformační zóny $H_{def} = \sum(h_i)$ (= cca 2 x ef. šířka základu)	Hdef	[m]	3,5
sedání pro kontakt.nap. $\sigma_1=1\text{MPa}$ $s=\sigma_1*\sum(bq_i*hi/E_{def,i})$	s	[m]	0,0053
Svislý koef. ložnosti (vstup do SCIA) $C_{1z} = \sigma_1/s$ (pro $\sigma_1=1\text{MPa}$ )	C1z	[MN/m3]	187

#### 1.2 Vodorovný koeficient ložnosti - podpory mikropilot

Průměr mikropiloty	dp	[m]	0,32
Osová vzdálenost MP	a	[m]	0,80
Počet MP v 1 bm $np = 1/a$	np	[-]	1,25

#### Modul kH dle rovnice (77) - ČSN 73 1004 (doc. Masopust)

Modul kH1 $kH1 = E_{def1,h}/dp$	kH1	[MN/m3]	625
Modul kH2 $kH2 = E_{def2}/dp$	kH2	[MN/m3]	469
Modul kH3 $kH3 = E_{def3}/dp$	kH3	[MN/m3]	2188

#### Tuhost podloží (vodorovné podpory mikropilot) - vstup do SCIA

Modul kH1,scia $kH1,scia = kH1*np*dp$	kH1,scia	[MN/m2]	250
Modul kH2,scia $kH2,scia = kH2*np*dp$	kH2,scia	[MN/m2]	188
Modul kH3,scia $kH3,scia = kH3*np*dp$	kH3,scia	[MN/m2]	875

#### 1.3 Modul přetvárnosti vodorovný - posouzení vzpěrné únosnosti MP

Modul přetvárnosti vodorovný (pro vzpěr MP) $E_{def,h} = \min(E_{def,i})$	Edef,h	[MPa]	150
---	--------	-------	-----

## 2. Parametry návrhu MP

### 2.1 Parametry návrhu MP - materiálové vlastnosti

#### OCEL

Materiál - ocel			S235
Ocel - modul pružnosti	Es	[MPa]	210000
Ocel - mez kluzu charakteristická	fyk	[MPa]	235
Dílčí součinitel spolehlivosti, ocel	gamas	[-]	1,0

#### BETON

Materiál - beton			C25/30
Beton - modul pružnosti průměrný	Ecm	[MPa]	31000
Beton - pevnost v tlaku charakteristická	fck	[MPa]	25
Dílčí součinitel spolehlivosti, beton	gamac	[-]	1,5



## 2.2 Parametry návrhu MP - geometrie a průřezové veličiny

Celková délka MP	Lmp	[m]	4,0
Osová vzdálenost MP (viz výše)	a	[m]	0,8
Ocelový profil - Průměr vnější	Dout	[mm]	108,0
Ocelový profil - Tloušťka stěny	t	[mm]	16,0

### Geometrie KOŘENOVÉ části MP

Délka kořene	La	[m]	3,0
Uvažovaný průměr kořene	da	[mm]	320

### OCELOVÝ profil - průřezové veličiny (pro taženou MP)

Průměr vnitřní $D_{int} = D_{out} - 2 \cdot t$	Dint	[mm]	76
Plocha průřezu $A_s = \pi \cdot (D_{out}^2 - D_{int}^2) / 4$	As	[mm <sup>2</sup> ]	4624
Moment setrvačnosti $I_{ys} = \pi \cdot (D_{out}^4 - D_{int}^4) / 64$	Iys	[mm <sup>4</sup> ]	5,041E+06
Průřezový modul $W_{ys} = I_{ys} / (D_{out}/2)$	Wys	[mm <sup>3</sup> ]	9,334E+04
Smyková plocha $A_{vs} = 2 \cdot A_s / \pi$ (pro trubky)	Avs	[mm <sup>2</sup> ]	2944
Normálová tuhost $E_s \cdot A_s$	EsAs	[MN]	971
Tuhost pružiny (pro výpočet na 1 bm, SCIA) $C_s = E_s \cdot A_s / (0,5 \cdot L) / a$	Cs	[MN/m/bm]	607

### BETONOVÝ profil - průřezové veličiny

Profil vrtu	dv	[mm]	320
Plocha betonové části MP $A_c = \pi \cdot (d_v^2) / 4 - A_s$	Ac	[mm <sup>2</sup> ]	75800
Moment setrvačnosti betonové části MP $I_{yc} = \pi \cdot (d_v^4) / 64 - I_{ys}$	Iyc	[mm <sup>4</sup> ]	5,097E+08

### SPŘAŽENÝ průřez MP - statické veličiny (pro tlačnou MP)

Pracovní součinitel $n = E_s / E_{cm}$	n	[ - ]	6,8
Náhradní plocha spř.průř. (pro tlak - převod na ocel) $A_{sp} = A_s + A_c / n$	Asp	[mm <sup>2</sup> ]	15814
Náhradní moment setr. spř.průř. (převod ocel) $I_{sp} = I_s + I_c / n$	Isp	[mm <sup>4</sup> ]	8,028E+07
Isp pro výpočet na 1 bm (SCIA) $I_{sp,bm} = I_{sp} / a$	Isp,bm	[mm <sup>4</sup> /bm]	1,003E+08
Tuhost spřaženého průřezu $(EI)_{sp} = E_s \cdot I_{ys} + E_{cm} \cdot I_{yc}$	(EI)sp	[MNm <sup>2</sup> ]	1,686E+01
Normálová tuhost (převod na ocel) $E_s \cdot A_{sp}$	EsAsp	[MN]	3321
Tuhost pružiny (pro výpočet na 1 bm, SCIA) $C_{sp} = E_s \cdot A_{sp} / (0,5 \cdot L) / a$	Csp	[MN/m/bm]	2076

## ZATÍŽENÍ KONSTRUKCE

výpočet na běžný délkový metr opěry [bm]; záporné momenty destabilizují kci

### GEOMETRICKÉ PARAMETRY

Vodorovný řez pro výpočet zatíží. (Z - spodní hrana základu; P - prac. spára opěra/základ)				Z	P
Hloubka výpočetního řezu od koruny násypu	hv	[m]		9,65	8,05
Šířka výpočetního řezu	bv	[m]		4,20	2,15
Šířka výpočetního řezu za rubem opěry	br	[m]		1,05	0,00
Hloubka spodní hrany zákl. od od koruny násypu	hz	[m]		9,65	9,65
Výška závěrné zídky	hzav	[m]		2,60	2,60
Výška opěry bez závěrné zídky	ho	[m]		4,90	4,90
Výška základu	Hz	[m]		1,60	1,60
Hloubka spodní hrany zákl. od ložiska	Z1	[m]		7,15	7,15
Hloubka ložiska od koruny násypu	Z2	[m]	hz-Z1	2,50	2,50
Šířka základu (rozměr rovnoběžně ke koleji)	Bz	[m]		4,20	4,20
Šířka opěry (rozměr rovnoběžně ke koleji)	Bo	[m]		2,15	2,15
Šířka závěrné zídky	bzav	[m]		0,55	0,55
Vzdálenost ložiska od líce opěry	X1	[m]		0,75	0,75
Vzdálenost ložiska od rubu opěry	X2	[m]	Bo-X1	1,40	1,40
Délka opěry - 1 kolej (rozměr kolmo na kolej)	L	[m]		5,10	5,10

### VÝPOČET SLOŽEK ZATÍŽENÍ

stanoveno ke středu výpočetního řezu

#### 1) VLASTNÍ TÍHA OPĚRY (+ ZÁKLADU)

Objemová tíha železobetonu	GAc	[kN/m3]		25	25
Tíha závěrné zídky	G1zav	[kN/bm]	bzav*hzav*GAc	36	36
Poloha působíště od středu výpočetního řezu	a1zav	[m]	((bv-bzav)/2)-br	0,78	0,80
Tíha opěry (bez závěrné zídky)	G2o	[kN/bm]	Bo*ho*GAc	263	263
Poloha působíště od středu výpočetního řezu	a2o	[m]	((bv-Bo)/2)-br	-0,02	0,00
Tíha základu	G3z	[kN/bm]	Bz*Hz*GAc	168	0
Vlastní tíha celková	Noz,k	[kN/bm]	$\sum Gi$	467	299
Excentricita celková	eo	[m]	$(\sum Gi*ai)/Noz,k$	0,05	0,10
Moment	Moz,k	[kNm/bm]	Noz,k*eo	21	29

#### 2) STÁLÉ ZATÍŽENÍ OD MOSTU - SVISLÉ

Stálé zat. od mostu na opěru - 1 kolej	Ng1,k	[kN]		1977	1977
Stálé zat. od mostu na opěru - bm	Ng,k	[kN/bm]	Ng1,k / L	388	388
Excentricita zatížení	eg	[m]	(bv/2)-br-X2	-0,35	-0,33
Moment	Mg,k	[kNm/bm]	Ng,k*eg	-136	-126

#### 3) PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ VLAKEM NA MOSTĚ - SVISLÉ

Proměnné zat. od mostu na opěru - 1 kolej	Nq1,k	[kN]		2211	2211
Proměnné zat. od mostu na opěru - bm	Nq,k	[kN/bm]	Nq1,k / L	434	434
Excentricita zatížení	eq	[m]	= eg	-0,35	-0,33
Moment	Mq,k	[kNm/bm]	Nq,k*eq	-152	-141

#### 4) BRZDNÁ SÍLA - VODOROVNÉ

Brzdná síla - 1 kolej (bez redukce)	Hbr1',k	[kN]	posuvné lož.	0	0
Redukční součinitel pro bezstykovou kolej	KSI	[-]		0,60	0,60
Brzdná síla - 1 kolej	Hbr1,k	[kN]	Hbr1',k * KSI	0	0
Brzdná síla - 1 bm	Hbr,k	[kN/bm]	Hbr1,k / L	0	0
Excentricita zatížení	ebr	[m]	-(hv-Z2)	-7,15	-5,55
Moment	Mbr,k	[kNm/bm]	Hbr,k*ebr	0	0

### 5) SVISLÝ TLAK ZEMINY NA ZÁKLAD

Hloubka horní hrany základu od koruny násypu	hzu	[m]	hz-Hz	8,05	8,05
Objemová tíha zeminy	GAMAz	[kN/m3]		19,0	19,0
Svislá výslednice tlaku zeminy na základ	Nzv,k	[kN/bm]	br*hzu*GAMAz	<b>161</b>	<b>0</b>
Excentricita zatížení	ezv	[m]	(Bz/2)-(br/2)	1,58	2,10
Moment	Mzv,k	[kNm/bm]	Nzv,k*ezv	<b>253</b>	<b>0</b>

### 6) BOČNÍ TLAK OD ZEMINY - VODOROVNÉ

Součinitel bočního tlaku (min. dimenzační tlak)	k	[-]		0,20	0,20
Max. pořadnice bočního tlaku v ZS	fz	[kPa]	hv*GAMAz*k	37	31
Výslednice bočního tlaku od zeminy	H <sub>z</sub> ,k	[kN/bm]	fz*hv*0,5	<b>177</b>	<b>123</b>
Excentricita zatížení	ez	[m]	- hv/3	-3,2	-2,7
Moment	M <sub>z</sub> ,k	[kNm/bm]	H <sub>z</sub> ,k*ez	<b>-569</b>	<b>-330</b>

### 7) ZVÝŠENÍ BOČNÍHO ZEMNÍHO TLAKU OD VLAKU - VODOROVNÉ

#### 7.1) Oblast náprav

Nápravné síly	Q	[kN]	Model 71	250	250
Vzdálenost břemen	a	[m]		1,6	1,6
Součinitel ALFA	ALFA	[-]		1,21	1,21
Náhradní liniové zatížení - klasifikované	q <sub>n</sub> ap	[kN/m]	(Q/a)*ALFA	189	189
Náhradní plošné zatížení	q <sub>n</sub> ap,v	[kPa]	q <sub>n</sub> ap / L	37	37
Boční tlak od dopravy po roznosu	q <sub>n</sub> ap,h	[kPa]	q <sub>n</sub> ap,v * k	7	7
Horizontální síla (výslednice) - oblast náprav	H <sub>n</sub> ap,k	[kN/bm]	q <sub>n</sub> ap,h * hv	<b>72</b>	<b>60</b>
Excentricita zatížení	e <sub>n</sub> ap	[m]	- hv/2	-4,83	-4,03
Moment - oblast náprav	M <sub>n</sub> ap,k	[kNm/bm]	H <sub>n</sub> ap,k *e <sub>n</sub> ap	<b>-345</b>	<b>-240</b>

#### 7.2) Oblast spojitého zatížení

Spojitě zatížení	q <sub>sp</sub> oj	[kN/m]	Model 71	80	80
Spojitě zatížení - klasifikované	q <sub>sp</sub> oj,alfa	[kN/m]	q <sub>sp</sub> oj * ALFA	97	97
Náhradní plošné zatížení	q <sub>sp</sub> oj,v	[kPa]	q <sub>sp</sub> oj,alfa / L	19	19
Boční tlak od dopravy po roznosu	q <sub>sp</sub> oj,h	[kPa]	q <sub>sp</sub> oj,v * k	4	4
Horizontální síla (výslednice) - oblast spojitého zat.	H <sub>sp</sub> oj,k	[kN/bm]	q <sub>sp</sub> oj,h * hv	<b>37</b>	<b>31</b>
Excentricita zatížení	e <sub>sp</sub> oj	[m]	- hv/2	-4,83	-4,03
Moment - oblast spojitého zatížení	M <sub>sp</sub> oj,k	[kNm/bm]	H <sub>sp</sub> oj,k *e <sub>sp</sub> oj	<b>-177</b>	<b>-123</b>

### KOMBINACE ZATÍŽENÍ

#### Kombinace zatížení CO1-L - stavební stav

			MIN. SVISLÉ	MSÚ	MSÚ
- stálé zatížení - vlastní tíha opěry (+ základu)	GAMAO	[-]		1,00	1,00
- zatížení od mostu do ložiska					
- stálé zatížení od mostu	GAMAg	[-]		0,00	0,00
- proměnné zatížení vlakem na mostě	GAMAg	[-]		0,00	0,00
- proměnné zatížení od brzděné síly	GAMAbr	[-]		0,00	0,00
- svislý tlak zeminy na základ	GAMAzv	[-]		1,00	0,00
- boční tlak od zeminy za opěrou					
- stálé zatížení - nepřítížená zemina	GAMAz	[-]	nominální hod.	1,00	1,00
- proměnné přetížení - oblast náprav	GAMAnap	[-]		0,00	0,00
- proměnné přetížení - oblast spoj. zatíž.	GAMAspoj	[-]		0,00	0,00

Návrhové hodnoty:

- svislá síla N1d = SUMA ( Ni,k*GAMAi )	<b>N1d</b>	[kN/bm]		<b>628</b>	<b>299</b>
- horizontální síla H1d = SUMA ( Hi,k*GAMAi )	<b>H1d</b>	[kN/bm]		<b>177</b>	<b>123</b>
- moment M1d = SUMA ( Mi,k*GAMAi )	<b>M1d</b>	[kNm/bm]		<b>-295</b>	<b>-302</b>
- excentricita e1d = M1d / N1d	<b>e1d</b>	[m]		<b>0,5</b>	<b>1,0</b>

**Kombinace zatížení CO2-L - vlak za opěrou**

MIN. SVISLÉ

MSÚ

MSÚ

- stálé zatížení - vlastní tíha opěry (+ základu)	GAMAO	[-]		1,00	1,00
- zatížení od mostu do ložiska					
- stálé zatížení od mostu	GAMAg	[-]		1,00	1,00
- proměnné zatížení vlakem na mostě	GAMAg	[-]		0,00	0,00
- proměnné zatížení od brzděné síly	GAMAbr	[-]		0,00	0,00
- svislý tlak zeminy na základ	GAMAzv	[-]		1,00	0,00
- boční tlak od zeminy za opěrou					
- stálé zatížení - nepřetížená zemina	GAMAz	[-]	nominální hod.	1,00	1,00
- proměnné přetížení - oblast náprav	GAMAnap	[-]		1,50	1,50
- proměnné přetížení - oblast spoj. zatíž.	GAMAspoj	[-]		0,00	0,00

Návrhové hodnoty:

- svislá síla $N2d = \sum (N_i, k \cdot GAMAi)$	<b>N2d</b>	[kN/bm]		<b>1015</b>	<b>687</b>
- horizontální síla $H2d = \sum (H_i, k \cdot GAMAi)$	<b>H2d</b>	[kN/bm]		<b>284</b>	<b>213</b>
- moment $M2d = \sum (M_i, k \cdot GAMAi)$	<b>M2d</b>	[kNm/bm]		<b>-949</b>	<b>-788</b>
- excentricita $e2d = M2d / N2d$	<b>e2d</b>	[m]		<b>0,9</b>	<b>1,1</b>

**Kombinace zatížení CO3-L - vlak na mostě (+ spojitě za opěrou)**

MIN. SVISLÉ

MSÚ

MSÚ

- stálé zatížení - vlastní tíha opěry (+ základu)	GAMAO	[-]		1,00	1,00
- zatížení od mostu do ložiska					
- stálé zatížení od mostu	GAMAg	[-]		1,00	1,00
- proměnné zatížení vlakem na mostě	GAMAg	[-]		1,00	1,00
- proměnné zatížení od brzděné síly	GAMAbr	[-]	posuvné lož.	0,00	0,00
- svislý tlak zeminy na základ	GAMAzv	[-]		1,00	0,00
- boční tlak od zeminy za opěrou					
- stálé zatížení - nepřetížená zemina	GAMAz	[-]	nominální hod.	1,00	1,00
- proměnné přetížení - oblast náprav	GAMAnap	[-]		0,00	0,00
- proměnné přetížení - oblast spoj. zatíž.	GAMAspoj	[-]		1,50	1,50

Návrhové hodnoty:

- svislá síla $N3Ld = \sum (N_i, k \cdot GAMAi)$	<b>N3Ld</b>	[kN/bm]		<b>1449</b>	<b>1120</b>
- horizontální síla $H3Ld = \sum (H_i, k \cdot GAMAi)$	<b>H3Ld</b>	[kN/bm]		<b>232</b>	<b>169</b>
- moment $M3Ld = \sum (M_i, k \cdot GAMAi)$	<b>M3Ld</b>	[kNm/bm]		<b>-848</b>	<b>-753</b>
- excentricita $e3Ld = M3Ld / N3Ld$	<b>e3Ld</b>	[m]		<b>0,6</b>	<b>0,7</b>

**Kombinace zatížení CO3-U - vlak na mostě (+ spojitě za opěrou)**

MAX. SVISLÉ

MSÚ

MSÚ

- stálé zatížení - vlastní tíha opěry (+ základu)	GAMAO	[-]		1,35	1,35
- zatížení od mostu do ložiska					
- stálé zatížení od mostu	GAMAg	[-]		1,35	1,35
- proměnné zatížení vlakem na mostě	GAMAg	[-]		1,50	1,50
- proměnné zatížení od brzděné síly	GAMAbr	[-]	posuvné lož.	0,00	0,00
- svislý tlak zeminy na základ	GAMAzv	[-]	příznivé	1,00	0,00
- boční tlak od zeminy za opěrou					
- stálé zatížení - nepřetížená zemina	GAMAz	[-]	nominální hod.	1,00	1,00
- proměnné přetížení - oblast náprav	GAMAnap	[-]		0,00	0,00
- proměnné přetížení - oblast spoj. zatíž.	GAMAspoj	[-]		1,50	1,50

Návrhové hodnoty:

- svislá síla $N3Ud = \sum (N_i, k \cdot GAMAi)$	<b>N3Ud</b>	[kN/bm]		<b>1965</b>	<b>1577</b>
- horizontální síla $H3Ud = \sum (H_i, k \cdot GAMAi)$	<b>H3Ud</b>	[kN/bm]		<b>232</b>	<b>169</b>
- moment $M3Ud = \sum (M_i, k \cdot GAMAi)$	<b>M3Ud</b>	[kNm/bm]		<b>-964</b>	<b>-858</b>
- excentricita $e3Ud = M3Ud / N3Ud$	<b>e3Ud</b>	[m]		<b>0,5</b>	<b>0,5</b>

## VÝPOČET SYSTÉMU ZÁKLADOVÁ DESKA + MIKROPILOTY (SCIA)

### 1. Obsah

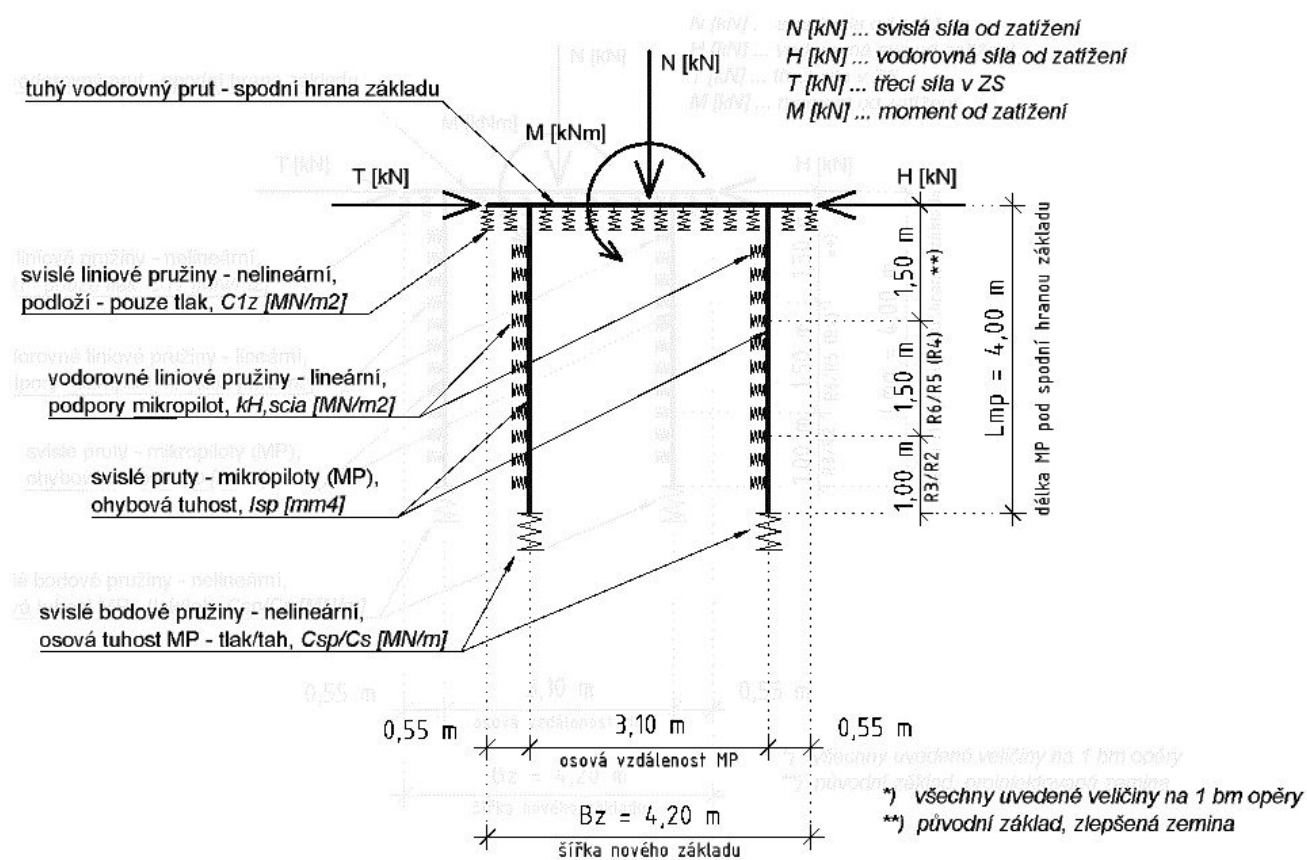
1. Obsah	1
2. Projekt	2
3. Popis modelu	2
3.1. Schéma výpočtového modelu	2
3.2. Čísla uzlů	3
3.3. Čísla prutů	3
3.4. Lokální systémy prutů	4
3.5. Bodové podpory	4
3.6. Liniové podpory	5
3.7. Materiály	5
3.8. Uzly	5
3.9. Prvky	5
3.10. Průřezy	6
3.11. Bodové podpory - parametry	6
3.12. Liniové podpory - parametry	7
3.13. Zatěžovací stavy	7
3.14. Zatížení - ZS1-L - stavební stav (min. svislé) - návrhové hodnoty	7
3.15. Zatížení - ZS2-L - vlak za opěrou (min. svislé) - návrhové hodnoty	8
3.16. Zatížení - ZS3-L - vlak na mostě (min. svislé) - návrhové hodnoty	8
3.17. Zatížení - ZS3-U - vlak na mostě (max. svislé) - návrhové hodnoty	9
3.18. Nelineární kombinace zatížení	9
4. Výsledky výpočtu	10
4.1. Skupiny výsledků	10
4.2. Výpis vnitřních sil v mikropilotách - obálka všech kombinací	10
4.3. Osové síly v MP [kN/bm] - kombinace CO2-L (min. tlak)	10
4.4. Osové síly v mikropilotách N [kN/bm] - kombinace CO3-U (max. tlak)	11
4.5. Ohybové momenty v mikropilotách M [kNm/bm] - kombinace CO2-L (extrémní hodnoty)	11
4.6. Posouvající síly v mikropilotách V [kN/bm] - kombinace CO2-L (extrémní hodnoty)	12
4.7. Výpis svislého napětí SIGz [kPa] pod základem - obálka všech kombinací	12
4.8. Výslednice svislého napětí pod základem	12
4.9. Svislé napětí SIGz [kPa] pod základem - kombinace CO2-L (min. efektivní šířka zákl.)	13
4.10. Svislé napětí SIGz [kPa] pod základem - kombinace CO3-U (max. tlak)	13
4.11. Výpis vodorovného napětí SIGx [kPa] - opření mikropilot - obálka všech komb.	14
4.12. Vodorovné napětí SIGx [kPa] - opření mikropilot - kombinace CO2-L (extrémní hodnoty)	14
4.13. Deformovaná konstrukce	15
4.14. Výpis přemístění uzlů	15
4.15. Svislá deformace základu uz [mm] - obálka všech kombinací	16
4.16. Vodorovná deformace mikropilot (základu) ux [mm] - obálka všech kombinací	16

## 2. Projekt

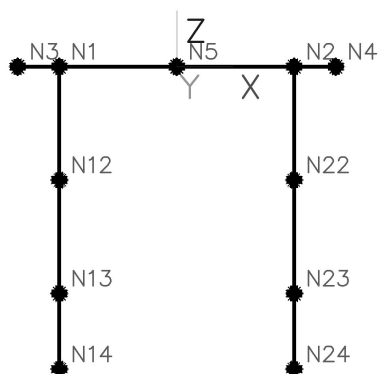
Verze	SCIA Engineer 21.1.1028
Projekt	Rekonstrukce traťového úseku Příbyslav - Pohled
Část	SO 12-20-01; žel. most v km 104,357
Popis	Statický výpočet založení
Datum	18. 03. 2022
Autor	Martin Baláž
Konstrukce	Rám XZ
Poč. uzlů :	11
Poč. prutů :	10
Poč. průřezů :	2
Poč. zat. stavů :	4
Národní norma	EC - EN

## 3. Popis modelu

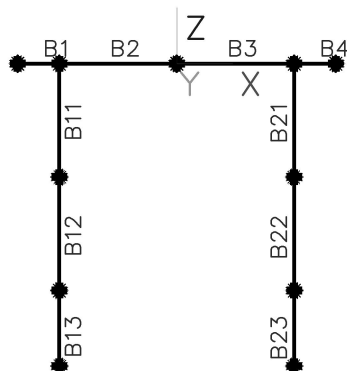
### 3.1. Schéma výpočtového modelu



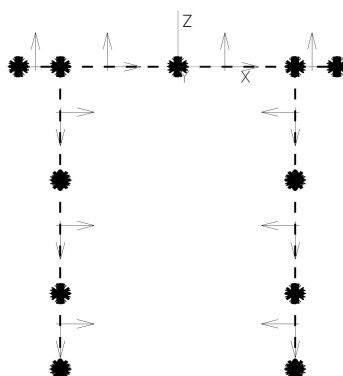
### 3.2. Číslo uzlů



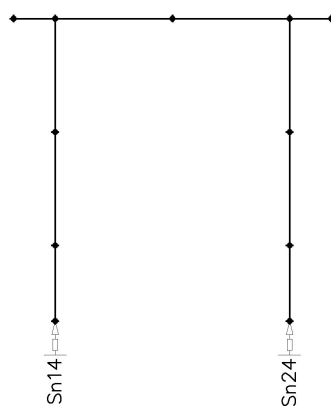
### 3.3. Číslo prutů



### 3.4. Lokální systémy prutů

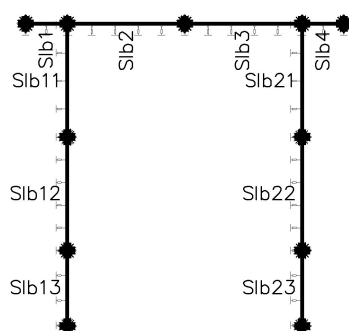


### 3.5. Bodové podpory





### 3.6. Liniové podpory



### 3.7. Materiály

Ocel EC3

Jméno	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$E_s$ [MPa]	$\mu$	$f_y$ [MPa]	$f_u$ [MPa]
S 235	7850,00	2,1000e+05	0.3	235,0	360,0

Beton EC2

Jméno	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$E_{cm}$ [MPa]	$\mu$	$f_{c,k.28}$ [MPa]
C30/37	2500,00	3,2800e+04	0.2	30,00

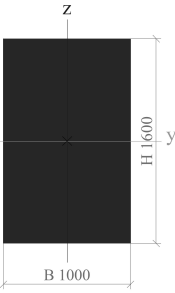
### 3.8. Uzly

Jméno	Souř. X [m]	Souř. Z [m]	Jméno	Souř. X [m]	Souř. Z [m]	Jméno	Souř. X [m]	Souř. Z [m]	Jméno	Souř. X [m]	Souř. Z [m]
N1	-1,550	0,000	N4	2,100	0,000	N13	-1,550	-3,000	N23	1,550	-3,000
N2	1,550	0,000	N5	0,000	0,000	N14	-1,550	-4,000	N24	1,550	-4,000
N3	-2,100	0,000	N12	-1,550	-1,500	N22	1,550	-1,500			

### 3.9. Prvky

Jméno	Poč. uzel	Konc. uzel	Délka [m]	Průřez	Materiál	Typ
B1	N3	N1	0,550	ZAKLAD - Obdélník (1600; 1000)	C30/37	obecný (0)
B2	N1	N5	1,550	ZAKLAD - Obdélník (1600; 1000)	C30/37	obecný (0)
B3	N5	N2	1,550	ZAKLAD - Obdélník (1600; 1000)	C30/37	obecný (0)
B4	N2	N4	0,550	ZAKLAD - Obdélník (1600; 1000)	C30/37	obecný (0)
B11	N1	N12	1,500	MIKROPILOTY (SPŘAŽENÝ PRŮŘEZ) - Číselný	S 235	obecný (0)
B12	N12	N13	1,500	MIKROPILOTY (SPŘAŽENÝ PRŮŘEZ) - Číselný	S 235	obecný (0)
B13	N13	N14	1,000	MIKROPILOTY (SPŘAŽENÝ PRŮŘEZ) - Číselný	S 235	obecný (0)
B21	N2	N22	1,500	MIKROPILOTY (SPŘAŽENÝ PRŮŘEZ) - Číselný	S 235	obecný (0)
B22	N22	N23	1,500	MIKROPILOTY (SPŘAŽENÝ PRŮŘEZ) - Číselný	S 235	obecný (0)
B23	N23	N24	1,000	MIKROPILOTY (SPŘAŽENÝ PRŮŘEZ) - Číselný	S 235	obecný (0)

### 3.10. Průřezy

ZAKLAD	
Typ	Obdélník
Detailní	1600; 1000
Materiál	C30/37
A [m <sup>2</sup> ]	1,6000e+00
I <sub>y</sub> [m <sup>4</sup> ]	3,4133e-01
Obrázek	
MIKROPILOTY (SPŘAŽENÝ PRŮŘEZ)	
Detailní	Číselný
A [m <sup>2</sup> ]	1,0000e+03
I <sub>y</sub> [m <sup>4</sup> ]	1,0030e-04

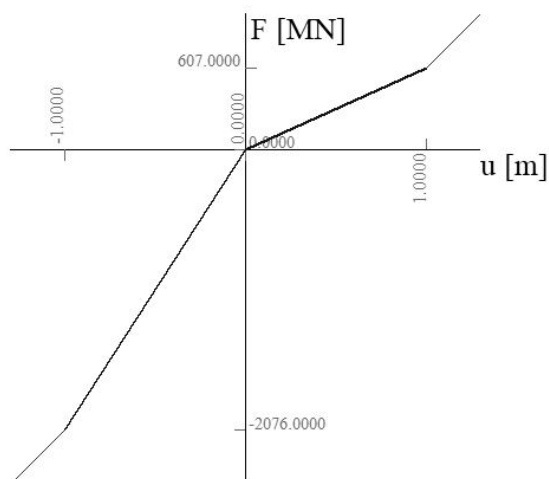
Poznámka: Plocha průřezu mikropilot zadána fiktivní hodnotou, skutečná osová tuhost mikropilot zavedena pomocí svislých nelineárních bodových podpor - Sn14, Sn24

### 3.11. Bodové podpory - parametry

Jméno	Uzel	Systém	Typ	X	Z	Ry
Sn14	N14	GSS	Standard	Volný	Nelineární	Volný
Sn24	N24	GSS	Standard	Volný	Nelineární	Volný

Jméno	Typ	u / F	Kladný konec	Záporný konec
MP/0,80m	Posun	-1,0000e+00[m] / -2,0760e+03[MN]	Pružný	Pružný
		0,0000e+00[m] / 0,0000e+00[MN]		
		1,0000e+00[m] / 6,0700e+02[MN]		

Kreslení



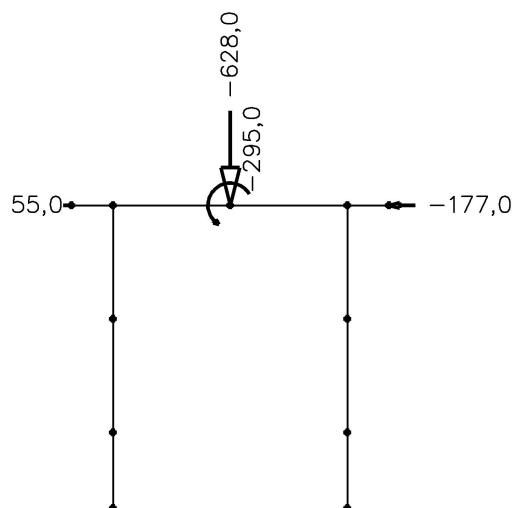
### 3.12. Liniové podpory - parametry

Jméno	Typ	Dílec	Poz x <sub>1</sub>	Souř.	X	Z	Ry	Tuhost X [MN/m <sup>2</sup> ]	Tuhost Z [MN/m <sup>2</sup> ]
		Systém	Poz x <sub>2</sub>	Poč					
Slb1	Přímka	B1	0.000	Rela	Volný	Pružná jen tlak	Volný		1,8000e+02
		GSS	0.990	Od počátku					
Slb2	Přímka	B2	0.010	Rela	Volný	Pružná jen tlak	Volný		1,8000e+02
		GSS	1.000	Od počátku					
Slb3	Přímka	B3	0.000	Rela	Volný	Pružná jen tlak	Volný		1,8000e+02
		GSS	0.990	Od počátku					
Slb4	Přímka	B4	0.010	Rela	Volný	Pružná jen tlak	Volný		1,8000e+02
		GSS	1.000	Od počátku					
Slb11	Přímka	B11	0.010	Rela	Pružný	Volný	Volný	2,5000e+02	
		GSS	1.000	Od počátku					
Slb12	Přímka	B12	0.000	Rela	Pružný	Volný	Volný	1,8800e+02	
		GSS	1.000	Od počátku					
Slb13	Přímka	B13	0.000	Rela	Pružný	Volný	Volný	8,7500e+02	
		GSS	0.990	Od počátku					
Slb21	Přímka	B21	0.010	Rela	Pružný	Volný	Volný	2,5000e+02	
		GSS	1.000	Od počátku					
Slb22	Přímka	B22	0.000	Rela	Pružný	Volný	Volný	1,8800e+02	
		GSS	1.000	Od počátku					
Slb23	Přímka	B23	0.000	Rela	Pružný	Volný	Volný	8,7500e+02	
		GSS	0.990	Od počátku					

### 3.13. Zatěžovací stavy

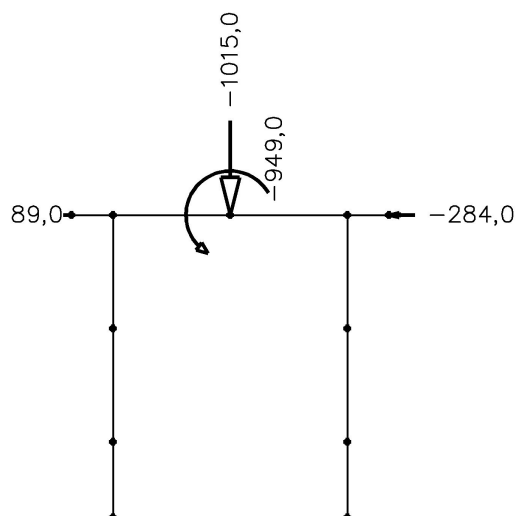
Jméno	Popis
ZS1-L	stavební stav (min. svislé)
ZS2-L	vlak za opěrou (min. svislé)
ZS3-L	vlak na mostě (min. svislé)
ZS3-U	vlak na mostě (max. svislé)

### 3.14. Zatížení - ZS1-L - stavební stav (min. svislé) - návrhové hodnoty



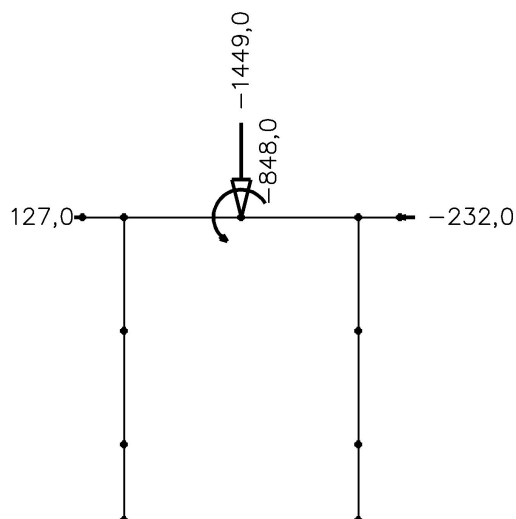
Poznámka: vodorovná síla působící zleva do prava = třecí síla v základové spáře; zprava do leva = vodorovná síla od zatížení

**3.15. Zatížení - ZS2-L - vlak za opěrou (min. svislé) - návrhové hodnoty**



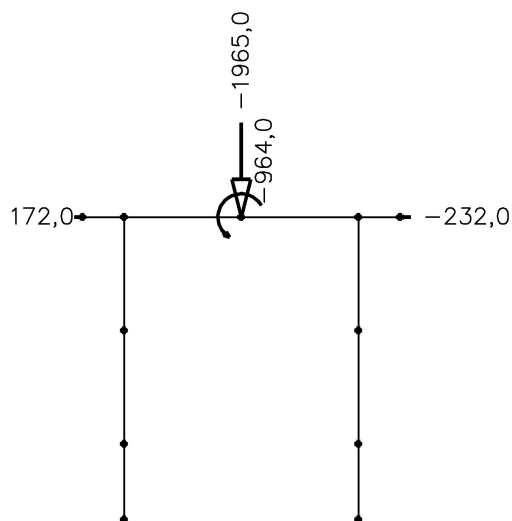
Poznámka: vodorovná síla působící zleva do prava = třecí síla v základové spáře; zprava do leva = vodorovná síla od zatížení

**3.16. Zatížení - ZS3-L - vlak na mostě (min. svislé) - návrhové hodnoty**



Poznámka: vodorovná síla působící zleva do prava = třecí síla v základové spáře; zprava do leva = vodorovná síla od zatížení

### 3.17. Zatížení - ZS3-U - vlak na mostě (max. svislé) - návrhové hodnoty



Poznámka: vodorovná síla působící zleva do prava = třecí síla v základové spáře; zprava do leva = vodorovná síla od zatížení

### 3.18. Nelineární kombinace zatížení

Jméno	Typ	Zatěžovací stavy	Souč. [-]
CO1-L	Unosnost	ZS1-L - stavební stav (min. svislé)	1,000
CO2-L	Unosnost	ZS2-L - vlak za opěrou (min. svislé)	1,000
CO3-L	Unosnost	ZS3-L - vlak na mostě (min. svislé)	1,000
CO3-U	Unosnost	ZS3-U - vlak na mostě (max. svislé)	1,000

## 4. Výsledky výpočtu

### 4.1. Skupiny výsledků

Jméno	Popis	Výpis
RC1	všechny kombinace	CO1-L
		CO2-L
		CO3-L
		CO3-U

### 4.2. Výpis vnitřních sil v mikropilotách - obálka všech kombinací

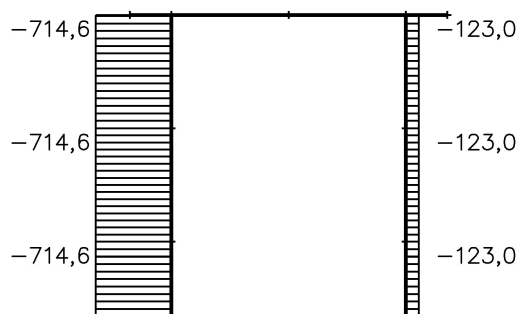
Nelineární výpočet, Extrém : Dílec, Systém : LSS

Výběr : B23, B13, B22, B12, B21, B11

Třída : RC1

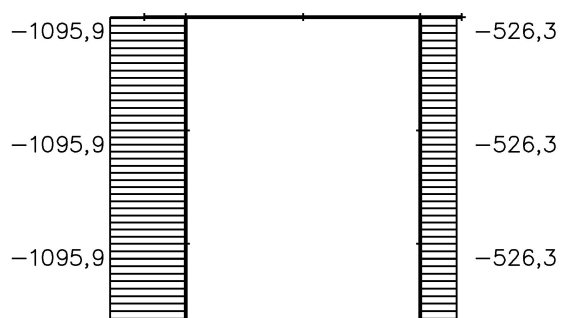
Dílec	dx [m]	Stav	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	Dílec	dx [m]	Stav	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
B11	0,000	CO1-L	-358,0	-62,6	24,1	B13	0,990	CO3-U	-1095,9	0,0	0,0
B11	0,000	CO2-L	-714,6	-100,0	37,4	B21	0,000	CO2-L	-123,0	95,0	-32,7
B11	0,000	CO3-U	-1095,9	-35,8	13,9	B21	0,000	CO3-U	-526,3	24,2	-4,2
B11	1,203	CO2-L	-714,6	-0,4	-8,4	B21	1,104	CO2-L	-123,0	1,8	8,6
B11	1,401	CO2-L	-714,6	5,5	-7,7	B21	1,401	CO2-L	-123,0	-6,2	7,7
B12	0,000	CO1-L	-358,0	3,7	-4,4	B22	0,000	CO2-L	-123,0	-6,7	7,1
B12	0,000	CO2-L	-714,6	6,2	-7,2	B22	0,000	CO3-U	-526,3	-2,9	2,2
B12	0,000	CO3-U	-1095,9	2,1	-2,5	B22	0,188	CO2-L	-123,0	-6,9	5,8
B12	0,188	CO2-L	-714,6	6,7	-6,0	B22	1,406	CO3-U	-526,3	-0,4	-0,2
B12	1,406	CO3-U	-1095,9	0,9	0,0	B22	1,500	CO2-L	-123,0	-2,2	-0,2
B12	1,500	CO2-L	-714,6	2,4	0,2	B23	0,000	CO2-L	-123,0	-1,5	-0,2
B13	0,000	CO1-L	-358,0	1,1	0,1	B23	0,000	CO3-U	-526,3	-0,2	-0,2
B13	0,000	CO2-L	-714,6	1,7	0,2	B23	0,297	CO2-L	-123,0	0,0	-0,5
B13	0,000	CO3-U	-1095,9	0,6	0,0	B23	0,594	CO2-L	-123,0	0,9	-0,3
B13	0,297	CO2-L	-714,6	0,1	0,4	B23	0,990	CO2-L	-123,0	0,0	0,0
B13	0,594	CO2-L	-714,6	-0,9	0,2						

### 4.3. Osové síly v MP [kN/bm] - kombinace CO2-L (min. tlak)



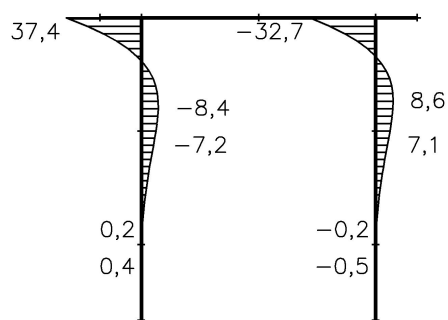
Poznámka: plášťové tření mikropilot zohledněno v tuhosti pružin Sn14, Sn24

**4.4. Osově síly v mikropilotách N [kN/bm] - kombinace CO3-U (max. tlak)**

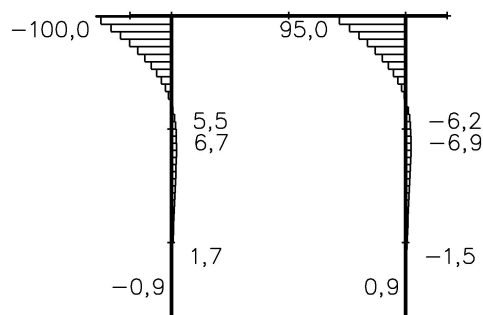


Poznámka: plášťové tření mikropilot zohledněno v tuhosti pružin Sn14, Sn24

**4.5. Ohybové momenty v mikropilotách M [kNm/bm] - kombinace CO2-L (extrémní hodnoty)**



#### 4.6. Posouvající síly v mikropilotách V [kN/bm] - kombinace CO2-L (extrémní hodnoty)



#### 4.7. Výpis svislého napětí SIGz [kPa] pod základem - obálka všech kombinací

Nelineární výpočet, Extrém : Dílec

Výběr : Slb3, Slb4, Slb2, Slb1

Třída : RC1

Liniová podpora	dx [m]	Stav	Rz [kN/m]	Liniová podpora	dx [m]	Stav	Rz [kN/m]	Liniová podpora	dx [m]	Stav	Rz [kN/m]
Slb1	0,000	CO1-L	31,3	Slb2	1,166	CO3-U	104,1	Slb4	0,006	CO1-L	13,9
Slb1	0,544	CO1-L	31,0	Slb3	0,000	CO1-L	32,7	Slb4	0,006	CO3-U	45,4
Slb1	0,544	CO3-U	95,0	Slb3	0,000	CO3-U	102,2	Slb4	0,441	CO2-L	0,0
Slb2	0,016	CO1-L	31,1	Slb3	1,534	CO2-L	11,1				

#### 4.8. Výslednice svislého napětí pod základem

Nelineární výpočet, Extrém : Ne

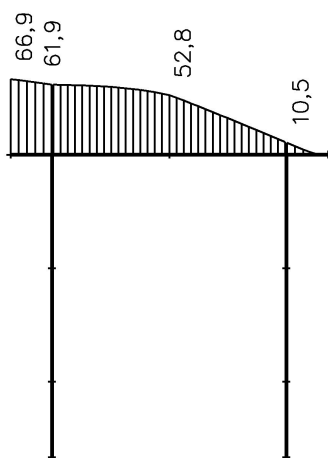
Výběr : Slb3, Slb4, Slb2, Slb1

Třída : RC1

Stav	Rz [kN]	My [kNm]
CO1-L	109,6	34,3
CO2-L	177,4	102,2
CO3-L	252,8	89,2
CO3-U	342,8	99,1

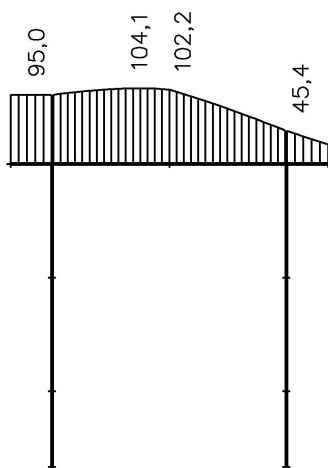


**4.9. Svislé napětí SIGz [kPa] pod základem - kombinace CO2-L (min. efektivní šířka zákl.)**



Poznámka: jedná se o tlakové napětí v podloží základu, vykreslení opačně (správné působení napětí je pod základem) !

**4.10. Svislé napětí SIGz [kPa] pod základem - kombinace CO3-U (max. tlak)**



Poznámka: jedná se o tlakové napětí v podloží základu, vykreslení opačně (správné působení napětí je pod základem) !

#### 4.11. Výpis vodorovného napětí SIGx [kPa] - opření mikropilot - obálka všech komb.

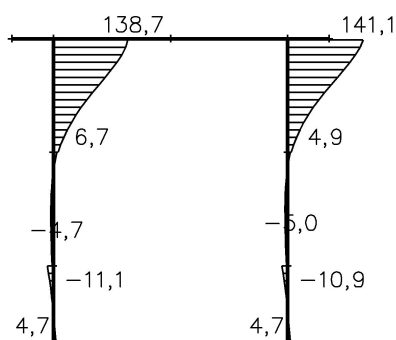
Nelineární výpočet, Extrém : Dílec

Výběr : Slb23, Slb13, Slb22, Slb12, Slb21, Slb11

Třída : RC1

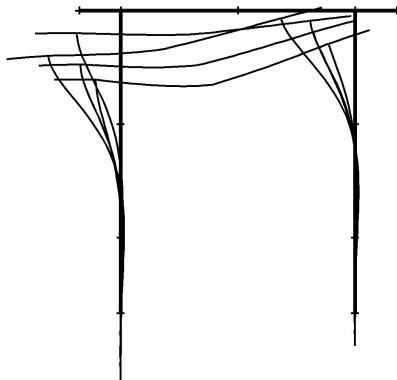
Liniová podpora	dx [m]	Stav	Rx [kN/m]	Liniová podpora	dx [m]	Stav	Rx [kN/m]	Liniová podpora	dx [m]	Stav	Rx [kN/m]
Slb11	0,015	CO1-L	84,1	Slb13	0,000	CO1-L	-6,9	Slb22	0,000	CO1-L	3,5
Slb11	0,015	CO2-L	138,7	Slb13	0,000	CO2-L	-11,1	Slb22	0,000	CO2-L	4,9
Slb11	1,500	CO3-U	3,5	Slb13	0,990	CO2-L	4,7	Slb22	0,750	CO2-L	-5,0
Slb12	0,000	CO1-L	4,6	Slb21	0,015	CO1-L	85,6	Slb23	0,000	CO1-L	-6,7
Slb12	0,000	CO2-L	6,7	Slb21	0,015	CO2-L	141,1	Slb23	0,000	CO2-L	-10,9
Slb12	0,844	CO2-L	-4,7	Slb21	1,500	CO3-U	-1,2	Slb23	0,990	CO2-L	4,7

#### 4.12. Vodorovné napětí SIGx [kPa] - opření mikropilot - kombinace CO2-L (extrémní hodnoty)



Poznámka: u všech pořadnic se jedná o tlakové napětí v zemině - zemina z obou stran mikropilot (+/-), vykreslení je opačně (správné působení napětí v hlavě mikropilot je zleva) !

#### 4.13. Deformovaná konstrukce



#### 4.14. Výpis přemístění uzlů

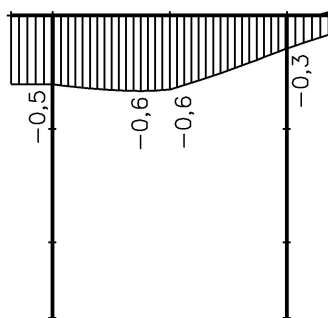
Nelineární výpočet, Extrém : Ne

Výběr : N23, N5, N2, N4, N1, N3, N13, N22, N12, N24, N14

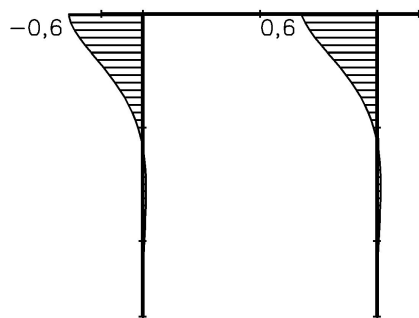
Třída : RC1

Uzel	Stav	Ux [mm]	Uz [mm]	Uzel	Stav	Ux [mm]	Uz [mm]	Uzel	Stav	Ux [mm]	Uz [mm]	Uzel	Stav	Ux [mm]	Uz [mm]
N1	CO1-L	-0,3	-0,2	N3	CO3-U	-0,2	-0,5	N12	CO3-L	0,0	-0,4	N22	CO2-L	0,0	-0,1
N1	CO2-L	-0,6	-0,3	N4	CO1-L	-0,3	0,0	N12	CO3-U	0,0	-0,5	N22	CO3-L	0,0	-0,2
N1	CO3-L	-0,3	-0,4	N4	CO2-L	-0,6	0,0	N13	CO1-L	0,0	-0,2	N22	CO3-U	0,0	-0,3
N1	CO3-U	-0,2	-0,5	N4	CO3-L	-0,3	-0,1	N13	CO2-L	0,0	-0,3	N23	CO1-L	0,0	-0,1
N2	CO1-L	-0,3	-0,1	N4	CO3-U	-0,2	-0,1	N13	CO3-L	0,0	-0,4	N23	CO2-L	0,0	-0,1
N2	CO2-L	-0,6	-0,1	N5	CO1-L	-0,3	-0,2	N13	CO3-U	0,0	-0,5	N23	CO3-L	0,0	-0,2
N2	CO3-L	-0,3	-0,2	N5	CO2-L	-0,6	-0,3	N14	CO1-L	0,0	-0,2	N23	CO3-U	0,0	-0,3
N2	CO3-U	-0,2	-0,3	N5	CO3-L	-0,3	-0,4	N14	CO2-L	0,0	-0,3	N24	CO1-L	0,0	-0,1
N3	CO1-L	-0,3	-0,2	N5	CO3-U	-0,2	-0,6	N14	CO3-L	0,0	-0,4	N24	CO2-L	0,0	-0,1
N3	CO2-L	-0,6	-0,4	N12	CO1-L	0,0	-0,2	N14	CO3-U	0,0	-0,5	N24	CO3-L	0,0	-0,2
N3	CO3-L	-0,3	-0,4	N12	CO2-L	0,0	-0,3	N22	CO1-L	0,0	-0,1	N24	CO3-U	0,0	-0,3

4.15. Svislá deformace základu uz [mm] - obálka všech kombinací



4.16. Vodorovná deformace mikropilot (základu) ux [mm] - obálka všech kombinací



## PŘEHLED NÁVRHOVÝCH VELIČIN PRO POSOUZENÍ MP (MSÚ)

### Mikropiloty 1. řada (líc opěry) - výsledky na 1 bm

Kombinace			CO1-L	CO2-L	CO3-L	CO3-U
Osová síla *)	NEd,bm	[kN/bm]	-358	-715	-855	-1096
Moment	MEd,bm	[kNm/bm]	24	37	22	14
Posouvající síla	VEd,bm	[kN/bm]	63	100	57	36

### Mikropiloty 2. řada (rub opěry) - výsledky na 1 bm

Kombinace			CO1-L	CO2-L	CO3-L	CO3-U
Osová síla *)	NEd,bm	[kN/bm]	-161	-123	-342	-526
Moment	MEd,bm	[kNm/bm]	21	33	15	4
Posouvající síla	VEd,bm	[kN/bm]	59	95	48	24

Osová vzdálenost MP	a	[m]	0,8	0,8	0,8	0,8
---------------------	---	-----	-----	-----	-----	-----

### MP 1. řada - výsledky na 1 prvek

Kombinace			CO1-L	CO2-L	CO3-L	CO3-U
Osová síla *)	NEd	[kN]	-286	-572	-684	-877
Moment	MEd	[kNm]	19	30	18	11
Posouvající síla	VEd	[kN]	50	80	46	29

### MP 2. řada - výsledky na 1 prvek

Kombinace			CO1-L	CO2-L	CO3-L	CO3-U
Osová síla *)	NEd	[kN]	-129	-98	-274	-421
Moment	MEd	[kNm]	17	26	12	3
Posouvající síla	VEd	[kN]	47	76	38	19

\*) záporné hodnoty (-) reprezentují tlak

## NÁVRH A POSOUZENÍ MIKROPILOTY (MP) - KOŘEN

### 1. GEOTECHNICKÉ VLASTNOSTI

Modul přetvárnosti GT prostředí	Ez	[MPa]	minimální hodnota	150
---------------------------------	----	-------	-------------------	-----

### 2. PARAMETRY NÁVRHU MP

#### 2.1 MATERIÁLOVÉ VLASTNOSTI

##### 2.1.1 Ocel

Třída oceli				S235
Modul pružnosti oceli	Es	[MPa]		210000
Mez kluzu oceli - charakteristická	fyk	[MPa]		235
Dílčí součinitel spolehlivosti - ocel	gamas	[-]		1,00

##### 2.1.2 Beton

Třída betonu				C25/30
Modul pružnosti betonu	Ecm	[MPa]		31000
Pevnost v tlaku - charakteristická	fck	[MPa]		25
Pevnost v tahu - charakteristická	fctk	[MPa]		1,8
Dílčí součinitel spolehlivosti - beton	gamac	[-]		1,50

#### 2.2 GEOMETRIE A PRŮŘEZOVÉ VELIČINY

Celková délka MP	Lmp	[m]		4,0
Délka kořene	La	[m]		3,0
Osová vzdálenost MP	a	[m]		0,8

##### 2.1.1 Ocelový profil

Průměr vnější	Dout	[mm]		108
Tloušťka stěny	t	[mm]		16
Průměr vnitřní	Dint	[mm]	$Dout - 2 \cdot t$	76
Plocha ocelového profilu	As	[mm <sup>2</sup> ]	$PI() \cdot ((Dout^2) - (Dint^2)) / 4$	4624
Moment setrvačnosti ocelového profilu	Iys	[mm <sup>4</sup> ]	$PI() \cdot ((Dout^4) - (Dint^4)) / 64$	5,041E+06

##### 2.1.2 Betonový průřez

Profil vrtu	dv	[mm]	Tab. 4.23 [1]	320
Krytí ocelového profilu	c	[mm]	$(Dout - dv) / 2$	106
Plocha betonové části MP	Ac	[mm <sup>2</sup> ]	$PI() \cdot (dv^2) / 4 - As$	75800
Moment setrvačnosti betonového průřezu	Iyc	[mm <sup>4</sup> ]	$PI() \cdot (dv^4) / 64 - Iys$	5,097E+08

##### 2.1.3 Spřažený průřez MP - statické veličiny (tlačený průřez)

Pracovní součinitel	n	[-]	Es/Ecm	6,8
Náhradní plocha spř.průřezu (převod na ocel)	Asp	[mm <sup>2</sup> ]	$As + Ac/n$	15814
Ekvivalentní tuhost (posudek - Rov. 4.75 [1])	(EI)e	[MNm <sup>2</sup> ]	$Es \cdot Iys + 0,85 \cdot Ecm / gamac \cdot Iyc$	1,001E+01

### 3. ÚNOSNOST MIKROPILOTY PRO OSOVÉ NAMÁHÁNÍ

#### 3.1 VNĚJŠÍ ÚNOSNOST MP - ÚNOSNOST KOŘENE

Součinitel mzt - tahové zatížení	mzt	[-]	Kap. 4.2.2 [1]	0,8
Součinitel mzc - tlakové zatížení	mzc	[-]		1,0

### 3.1.1 Tahová únosnost kořene v GT vrstvě 1

R6/R5(R4)

Délka kořene ve vrstvě	La1	[m]		2,0
Uvažovaný průměr kořene ve vrstvě	da1	[mm]		320
Plášťové tření kořene ve vrstvě	tau1	[MPa]	Tab. 4.26 [1]	0,5
Vypočtená únosnost z plášť. tření	Rak1tau	[kN/bm]	$PI() \cdot da1^1 \cdot tau1 \cdot mzt$	402
Únosnost stanovená odborným odhadem	Rak1o	[kN/bm]	tabulkové hodnoty [3]	250
Výsledná únosnost TAH. na plášti charakt.	Rak1bm	[kN/bm]	$MIN(Rak1tau; Rak1o)$	250
Celk. tah. únos. na plášti charakt. - vrstva 1	Rak1	[kN]	$Rak1bm \cdot La1$	500

### 3.1.2 Tahová únosnost kořene v GT vrstvě 2

R3/R2

Délka kořene ve vrstvě	La2	[m]		1,0
Uvažovaný průměr kořene ve vrstvě	da2	[mm]		320
Plášťové tření kořene ve vrstvě	tau2	[MPa]	Tab. 4.26 [1]	0,8
Vypočtená únosnost z plášť. tření	Rak2tau	[kN/bm]	$PI() \cdot da2^1 \cdot tau2 \cdot mzt$	643
Únosnost stanovená odborným odhadem	Rak2o	[kN/bm]	tabulkové hodnoty [3]	400
Výsledná tahová únosnost na plášti charakt.	Rak2bm	[kN/bm]	$MIN(Rak2tau; Rak2o)$	400
Celk. tah. únos. na plášti charakt. - vrstva 2	Rak2	[kN]	$Rak2bm \cdot La2$	400

### 3.1.3 Tahová únosnost kořene v GT vrstvě 3

Délka kořene ve vrstvě	La3	[m]		
Uvažovaný průměr kořene ve vrstvě	da3	[mm]		
Plášťové tření kořene ve vrstvě	tau3	[MPa]	Tab. 4.26 [1]	
Vypočtená únosnost z plášť. tření	Rak3tau	[kN/bm]	$PI() \cdot da3^1 \cdot tau3 \cdot mzt$	0
Únosnost stanovená odborným odhadem	Rak3o	[kN/bm]	tabulkové hodnoty [3]	
Výsledná tahová únos. na plášti charakt.	Rak3bm	[kN/bm]	$MIN(Rak3tau; Rak3o)$	0
Celk. tah. únos. na plášti charakt. - vrstva 2	Rak3	[kN]	$Rak3bm \cdot La3$	0

### 3.1.4 Celková tahová únosnost kořene

Celková délka kořene	La	[m]	$La1 + La2 + La3$	3,0
Celk. tahová únosnost na plášti - charakt.	Rak	[kN]	$Rak1 + Rak2 + Rak3$	900
Dílčí součinitel bezpečnosti	gamaa	[-]		1,3
Celk. tah. únosnost na plášti - návrhová	Rad,tah	[kN]	$Rak / gamaa$	692

### 3.1.5 Tlaková únosnost kořene (tření + opření)

Únosnost kořene na plášti - tlak - návrhová	Rad,tlak	[kN]	$Rad, tah \cdot (mzc / mzt)$	865
Třída horniny na patě MP				R3/R2
Únosnost skal. podloží na patě - návrhová	Rd	[MPa]	Tab. 33 [2]	3,0
Uvažovaný průměr kořene na patě	dap	[mm]		320
Únosnost kořene na patě - návrhová	Upd	[kN]	$Rd \cdot PI() \cdot (dap^2) / 4$	241
Celk. tlak únosnost kořene - návrhová	Racompd	[kN]	$Rad, tlak + Upd$	1107

## 3.2 VNITŘNÍ ÚNOSNOST MP

### 3.2.1 Tahová únosnost (ocelový profil)

Tahová únosnost ocel. profilu - návrhová	Rsd	[kN]	$As \cdot fyk / gamas$	1087
--	-----	------	------------------------	------

### 3.2.2 Tlaková únosnost (spřažený profil)

Tlaková únosnost MP - návrhová	Nrd	[kN]	$Rsd + 0,85 \cdot Ac \cdot fck / gamac$	2161
--------------------------------	-----	------	---	------

### 3.2.2 Vzpěrná únosnost (spřažený profil)

Kritické břemeno (Rov. 4.79 [1])	Ncrit	[kN]	$2 \cdot ((EI)_e \cdot Ez)^{(1/2)}$	77506
Štíhlost MP	PSI	[-]	$(Nrd / Ncrit)^{(1/2)}$	0,167
Součinitel vzpěru (CHI = 1,0 pro PSI < 0,2)	CHI	[-]	EC3, Obr. 6.4, křivka a)	1,00
Vzpěrná únosnost MP - návrhová	Rbd	[kN]	$CHI \cdot Nrd$	2161

## 3.3 VYTRŽENÍ ZE ZÁLIVKY

Součinitel technologie eta1	eta1	[-]	Kap. 8.4.2 [5]	0,70
Návrhová smyk. pevnost táhlo - masiv	TAUzal	[kPa]	$1,2 \cdot eta1 \cdot fctk / gamac$	1,01
Dílčí součinitel bezpečnosti (vlastní)	gamazal	[-]		1,30
Návrh. únosnost proti vytržení ze zálivky	Rzal,d	[kN]	$TAUzal \cdot PI \cdot Dout \cdot La / gamazal$	789

### 3.4 VÝSLEDNÁ ÚNOSNOST MP - REKAPITULACE

#### 3.4.1 Výsledná tahová únosnost trubka vers. kořen

Tahová únosnost kořene - návrhová	Rad,tah	[kN]		692
Tahová únosnost ocel. profilu - návrhová	Rsd	[kN]		1087
Únosnost proti vytržení ze zálivky - návrhová	Rzal,d	[kN]		789
Rozhodující tahová únosnost MP	<b>Rmpd,tah</b>	<b>[kN]</b>	MIN(Rad,tah;Rsd;Rzal,d)	<b>692</b>

#### 3.4.1 Výsledná tlaková únosnost

Tlaková únosnost kořene - návrhová	Racompd	[kN]		1107
Vzpěrná únosnost MP - návrhová	Rbd	[kN]		2161
Rozhodující tlaková únosnost MP	<b>Rmpd,tlak</b>	<b>[kN]</b>	MIN(Racompd;Rbd)	<b>1107</b>

### 4. ZATÍŽENÍ A POSOUZENÍ MP

Max. tahová síla v MP - návrhová	<b>Nmpd,tah</b>	<b>[kN]</b>		<b>0</b>
Nmpd,tah < Rmpd,tah ?				<b>OK</b>
Max. tlaková síla v MP - návrhová	<b>Nmpd,tlak</b>	<b>[kN]</b>		<b>877</b>
Nmpd,tlak < Rmpd,tlak ?				<b>OK</b>

Turček: Zakládání staveb, 2005 [1]

Masopust, J.: Navrhování základových konstrukcí, 2012 [2]

Barták, J.: Kotvení konstrukcí, Zakládání staveb, přednáška ČVUT [3]

ČSN 73 1004, Navrhování základových konstrukcí - Stanovení požadavků pro výpočetní metody, 2020 [4]

ČSN 1992-1-1, Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla, 2019 [5]



## Projekt

Popis : POSOUZENÍ MP - PRŮŘEZ M+N  
Datum : 18.03.2022

## Norma

Norma **EN 1992-1-1/Uživatelská.**

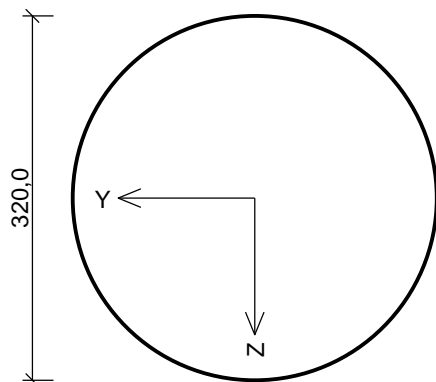
Únosnost betonu - základní kombinace zatížení :  $\gamma_C = 1,500$   
Únosnost výztuže - základní kombinace zatížení :  $\gamma_S = 1,000$   
Únosnost betonu - mimořádná kombinace zatížení :  $\gamma_C = 1,000$   
Únosnost výztuže - mimořádná kombinace zatížení :  $\gamma_S = 1,000$   
Modul pružnosti betonu :  $\gamma_{cE} = 1,000$   
Tlaková pevnost betonu :  $\alpha_{cc} = 0,800$

## 1 TR102/13 (KOROZNÍ ÚBYTEK)

### 1.1 Vstupní data

Typ prvku: sloup  
Prostředí: XA2

#### Průřez



#### Materiály

##### Beton: C 25/30

Válcová pevnost v tlaku  $f_{ck} = 25,0$  MPa  
Pevnost v tahu  $f_{ctm} = 2,6$  MPa  
Modul pružnosti  $E_{cm} = 31000$  MPa

##### Ocel podélná: S235 (uživ.)

Mez kluzu  $f_{yk} = 235,0$  MPa  
Modul pružnosti  $E_s = 210000$  MPa

##### Ocel příčná: B500B

Mez kluzu  $f_{yk} = 500,0$  MPa  
Modul pružnosti  $E_s = 200000$  MPa

Pevnost oceli neodpovídá rozsahu 400-600MPa určenému normou, další výpočet odpovídá postupům EC2

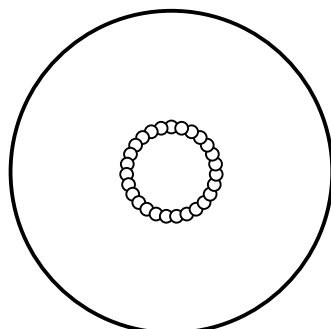
#### Vnitřní síly - základní návrhová (MSÚ)

č.	Název zatěžovacího případu	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Edy}$ [kNm]	$V_{Edz}$ [kN]	QP koef. [-]
1	CO2-L (MSÚ)	-572,00	30,00	0,00	1,000
2	CO3-U (MSÚ)	-877,00	11,00	0,00	1,000

#### Podélná výztuž

Kruh: 27ks × profil 13, krytí 109,0 mm  
Celková plocha výztuže: 3584 mm<sup>2</sup>

27x13-kr.109,0



S tlačnou výztuží je počítáno.

### Minimální krytí

109,0 mm (uživ.)

## 1.2 Výsledky

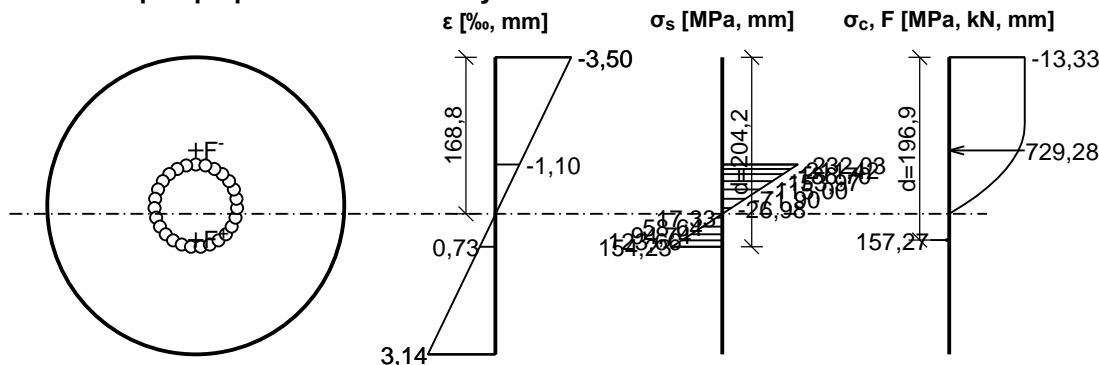
1: CO2-L (MSÚ) - základní návrhová

$N = -572,00 \text{ kN}$ ;  $M_y = 30,00 \text{ kNm}$ ;  $V_z = 0,00 \text{ kN}$

### Podrobné posouzení TLAK A OHYB: CO2-L (MSÚ)

Normálová síla pro výpočet minimální excentricity dle 6.1(4) normy: **Vyhovuje**

### Průběh napětí po průřezu a vnitřní síly



### Deformace v krajních vláknech průřezu

Nejmenší deformace v betonu: -3,50 ‰

Největší deformace v betonu: 3,14 ‰

Nejmenší deformace ve výztuži: -1,10 ‰

Největší deformace ve výztuži: 0,73 ‰

Směr neutrální osy: 360,00 °

$N_{Ed} = -572,00 \text{ kN} \leq N_{Rd} = -1910,63 \text{ kN}$

$M_{Edy} = 30,00 \leq M_{Rdy} = 49,36 \text{ kNm}$

**Posouzení průřezu na tlak a ohyb Vyhovuje**

### Podrobné posouzení SMYK: CO2-L (MSÚ)

Průřez není namáhán smykem.

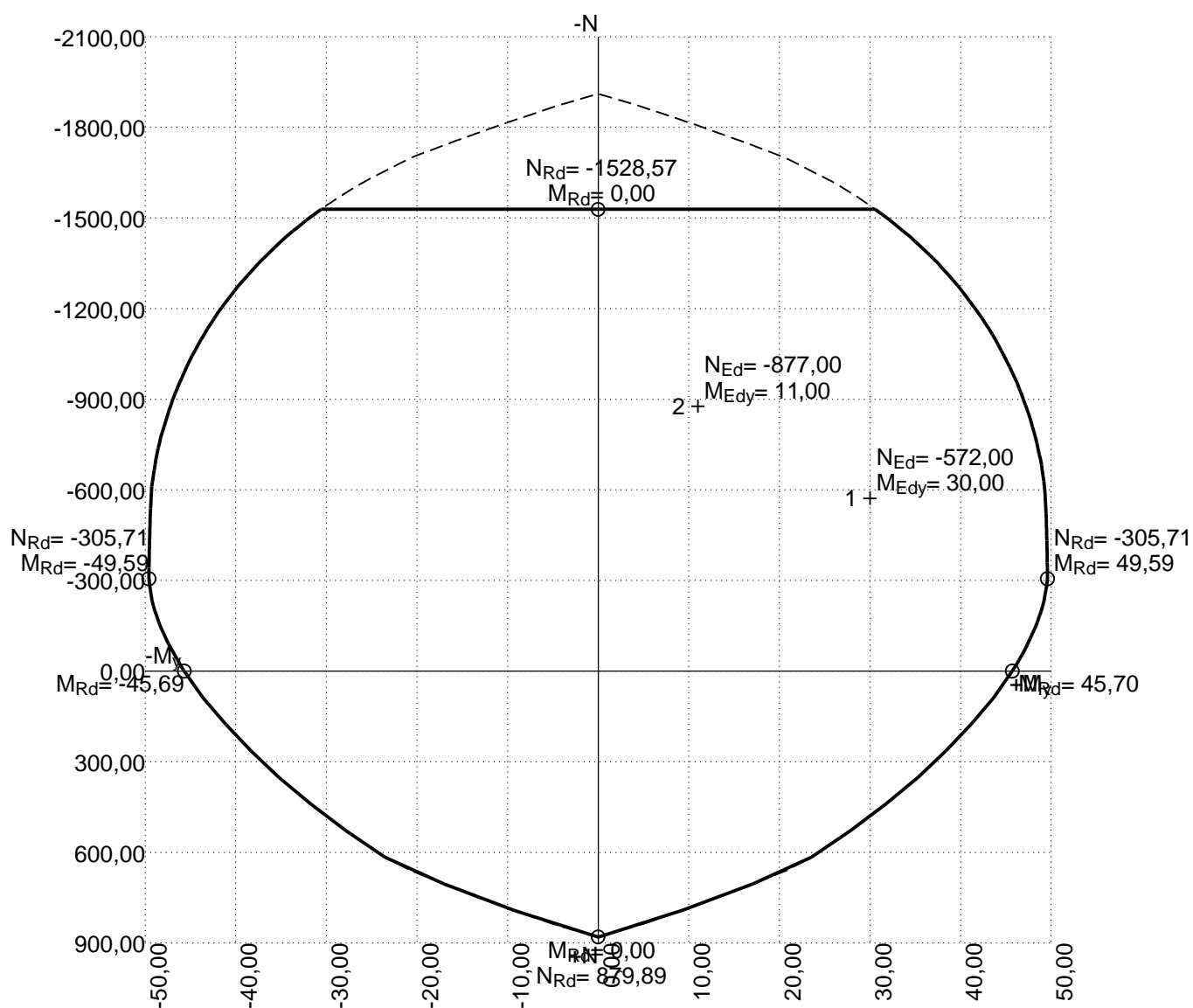
### Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	$N_{Ed}$ [kN]	$N_{Rd}$ [kN]	$M_{Edy}$ [kNm]	$M_{Rdy}$ [kNm]	$V_{Edz}$ [kN]	$V_{Rdz}$ [kN]	Posouzení
1	CO2-L (MSÚ)	-572,00	-1910,63	30,00	49,36	0,00	0,00	Vyhovuje
2	CO3-U (MSÚ)	-877,00	-1910,63	11,00	47,20	0,00	0,00	Vyhovuje

**Mezní stav únosnosti VYHOVUJE**

### Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE

Interakční diagram



## POSOUZENÍ STŘIHOVÉ PEVNOSTI MP

Materiál - ocel				S235
Mez kluzu charakteristická	$f_{yk}$	[MPa]		235
Dílčí součinitel spolehlivosti, ocel	$\gamma_{mas}$	[-]		1,0

Ocelový profil - průměr vnější	$D_{out}$	[mm]	korozní úbytek 3 mm	102,0
Ocelový profil - tloušťka stěny	$t$	[mm]	korozní úbytek 3 mm	13,0

Průměr vnitřní	$D_{int}$	[mm]	$D_{out} - 2 \cdot t$	76
Plocha průřezu	$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	$\pi \cdot (D_{out}^2 - D_{int}^2) / 4$	3635
Smyková plocha	$A_{vs}$	[mm <sup>2</sup> ]	$2 \cdot A_s / \pi$ (pro trubky)	2314

Střihová únosnost únosnost MP - návrhová	$V_{Rd}$	[kN]	$f_{yk} \cdot A_{vs} / \gamma_{mas}$	544
--	----------	------	--------------------------------------	-----

Kombinace

CO2-L

Posouvající síla v hlavě MP od zatíží. - návrhová	$V_{Ed}$	[kN]		100
Rezerva pro nerovnoměrnost rozložení zatížení	$\gamma_{maV}$	[-]		1,2
Posouvající síla vč. souč. $\gamma_{maV}$	$V_{Ed,s}$	[kN]	$V_{Ed} \cdot \gamma_{maV}$	120

$V_{Ed,s} < V_{Rd} ?$

OK

## POSOUZENÍ POMĚRŮ V ZS (MSÚ)

### Napětí a excentricita výslednice

Šířka základové desky	B	[m]	4,2	4,2	4,2	4,2
Třída zeminy/horniny v ZS			R6/R5	R6/R5	R6/R5	R6/R5

Kombinace			CO1	CO2-L	CO3-L	CO3-U
Svislá reakce v ZS desky	Rzd	[kN/bm]	110	177	253	343
Moment v ZS desky	Myd	[kNm/bm]	34	102	89	99
Excentr. v ZS desky od zat. $ed=Myd/Rzd$	ed	[m]	0,31	<b>0,58</b>	0,35	0,29
Mezní excentricita $ed,max=B/3$	ed,max	[m]	1,40	1,40	1,40	1,40
$ed < ed,max$ ?			<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>

Max. hodnota napětí v ZS od zatížení	SIGz	[kPa]	33	67	78	<b>104</b>
Mezní napětí v ZS (vč. vlivu HPV)	Rd	[kPa]	400	400	400	400
$SIGz < Rd$ ?			<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>

### Vodorovné tření v ZS

Pozn.: Uvedené síly jsou na 1 bm !

Kombinace			CO1-L	CO2-L	CO3-L	CO3-U
Celkové svislé zatížení desky	Nd	[kN/bm]	628	1015	1449	1965
Svislá reakce v ZS desky (viz výše)	Rzd	[kN/bm]	110	177	253	343
Suma svislých reakcí v MP $Rmd=Nd-Rzd$	Rmd	[kN/bm]	518	838	1196	1622

Souč. tření základ/podloží - návrhový	f	[-]	0,5	0,5	0,5	0,5
---------------------------------------	---	-----	-----	-----	-----	-----

Celkové vodorovné zatížení desky v ZS	Hd	[kN/bm]	177	284	232	232
Vod. tření v ZS (vstup do SCIA) $T = f \cdot Rzd$	T	[kN/bm]	<b>55</b>	<b>89</b>	<b>127</b>	<b>172</b>
Vod. zatížení mikropilot $Hd,mp=Hd-T$	Hd,mp	[kN/bm]	122	196	106	61

## PŘEHLED VÝPOČTENÝCH DEFORMACÍ KONSTRUKCE

Šířka základové desky	B	[m]	4,2	4,2	4,2	4,2
Osová vzd. MP v ve směru šířky základu	B12	[m]	3,1	3,1	3,1	3,1

Hloubka spodní hrany základu od vrcholu opěry	h	[m]	9,1	9,1	9,1	9,1
---	---	-----	-----	-----	-----	-----

Součinitel bezpeč. na zatížení (stálé, proměnné)	gammaF	[-]	1,40	1,40	1,40	1,40
--	--------	-----	------	------	------	------

### 1. Deformace od **návrhových** hodnot zatížení (**MSÚ**)

Kombinace			C01-L	C02-L	C03-L	C03-U
Svislá deformace MP1 (1. řada, líc opěry) *)	wz1'	[mm]	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5
Svislá deformace MP2 (2. řada, rub opěry) *)	wz2'	[mm]	-0,1	-0,1	-0,2	-0,3
Naklonění základu $Ry' = (-wz1' + wz2')/B12$	Ry'	[-]	0,0000	0,0001	0,0001	0,0001

Vodorovný posun základu v úrovni ZS	ux,zs'	[mm]	0,3	0,6	0,3	0,2
Vod. posun vrcholu opěry od Ry; $ux,h,r' = Ry' * h$	ux,h,r'	[mm]	0,3	0,6	0,6	0,6
Vod. posun vrcholu opěry celk.; $ux,h' = ux,zs' + ux,h,r'$	ux,h'	[mm]	0,6	1,2	0,9	0,8

### 2. Deformace od **charakteristických** hodnot zatížení (**MSP**)

Kombinace			C01-L	C02-L	C03-L	C03-U
Svislá deformace MP1 $wz1 = wz1' / gammaF$	wz1	[mm]	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4
Svislá deformace MP2 $wz2 = wz2' / gammaF$	wz2	[mm]	-0,1	-0,1	-0,1	-0,2
Naklonění základu $Ry = (-wz1 + wz2)/B12$	Ry	[-]	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

Vod. posun základu v úrovni ZS $ux,zs = ux,zs' / gammaF$	ux,zs	[mm]	0,2	0,4	0,2	0,1
Vod. posun vrcholu opěry od Ry; $ux,h,r = Ry * h$	ux,h,r	[mm]	0,2	0,4	0,4	0,4
Vod. posun vrcholu opěry celk.; $ux,h = ux,zs + ux,h,r$	ux,h	[mm]	0,4	0,8	0,6	0,6

Mezní naklonění pro tuhé žlb. kce (EC7, Tab. NA.1)	Ry,lim	[-]	0,0030	0,0030	0,0030	0,0030
Ry < Ry,lim ?			OK	OK	OK	OK

\*) záporné hodnoty (-) reprezentují tlak

## NÁVRH A POSOUZENÍ ŽLB. PRŮŘEZŮ ZÁKLADU A OPĚRY - PROSTÝ OHYB

### Parametry průřezu

Posuzovaný žlb. průřez (V - výstupek základu; P - prac. spára opěra/základ)			V	P
Šířka průřezu	b	[mm]	1000	1000
Výška průřezu	h	[mm]	1600	2150

### Parametry betonu

Třída betonu			Tab. 3.1 [1]	C30/37	C30/37
Char. pevnost v tlaku	fck	[MPa]	Tab. 3.1 [1]	30,00	30,00
Součinitel ALFAcc	ALFAcc	[-]	Kap. 3.1.6 [1]	0,80	0,80
Dílčí součinitel materiálu	GAMAc	[-]	Tab. 2.1N [1]	1,50	1,50
Návrh. pevnost v tlaku	fcd	[MPa]	ALFAcc*fck / GAMAc Rov. 3.15 [1]	16,00	16,00
Průměrná pevnost v tahu	fctm	[MPa]	Tab. 3.1 [1]	2,90	2,90

### Parametry výztuže

Třída betonářské oceli				B500B	B500B
Char. mez kluzu	fyk	[MPa]		500,00	500,00
Dílčí součinitel materiálu	GAMAs	[-]		1,15	1,15
Návrh. mez kluzu	fyd	[MPa]	fyk / GAMAs	434,8	434,8

Návrh tahové výztuže průřezu			hodnoty v [mm]	D25/150	D25/150
------------------------------	--	--	----------------	---------	---------

Profil výztuže	D	[mm]		25	25
Plocha jednoho prutu	A1	[mm <sup>2</sup> ]	(PI()*(D^2))/4	491	491
Počet prutů na šířku průřezu	n	[-]		6,7	6,7
Plocha výztuže	As	[mm <sup>2</sup> ]	n*A1	3272	3272
Krytí	c	[mm]		70	70
Síla ve výztuži	Fa	[kN]	fyd*As	1423	1423

### Únosnost žlb. průřezu - prostý ohyb

Statická výška průřezu	d0	[mm]	h-c-(D/2)	1518	2068
Výška tlačené zóny průřezu	x	[mm]	Fa / (0,8*b*fcd)	111	111
Rameno vnitřních sil	z	[mm]	d0 - 0,4*x	1473	2023
Moment únosnosti průřezu	MRd	[kNm]	Fa * z	2096	2878

### Moment od zatížení

Návrh. napětí v zákl. spáře	SIGd	[kPa]		104	
Návrh. tlak. síla v MP - na 1 bm	NEd	[kN]		1096	
Délka konzole	Lkonz	[m]	přídavek dle Obr. 2.10c [2]	1,80	
Poloha MP na konzoli (rameno)	Ln	[m]		1,25	
Návrh. moment od SIGd	MEd,s	[kNm]	(1/2)*SIGd*b*(Lkonz^2)	168	
Návrh. moment od NEd	MEd,n	[kNm]	NEd*Ln	1370	
Návrh. moment od zatížení	MEd	[kNm]		1538	1588
Posouzení MRd >= MEd ?				OK	OK

### Konstrukční zásady pro žlb desku

Kap. 9.3.1.1 (1) [1]

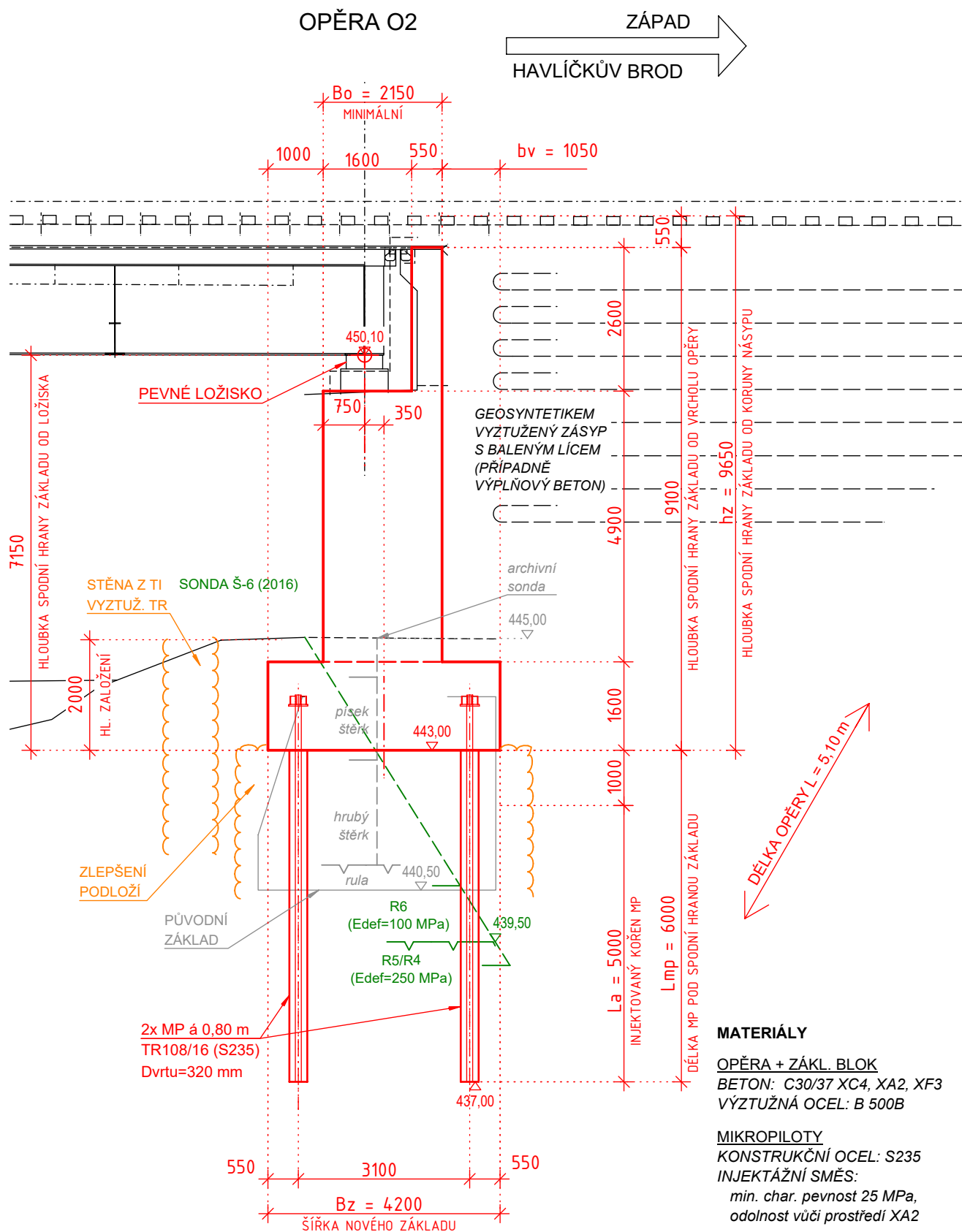
Min. plocha podélné tahové výztuže

Rov. (9.1N) [1]

- kritérium 1	As,min1	[mm <sup>2</sup> ]	0,26*(fctm/fyk)*b*d0	2288	3118
- kritérium 2	As,min2	[mm <sup>2</sup> ]	0,0013*b*d0	1973	2688
MAX(As,min1;Asmin2)	As,min	[mm <sup>2</sup> ]		2288	3118
Posouzení As >= As,min ?				OK	OK

Max. plocha tahové i tlakové výztuže	As,max	[mm <sup>2</sup> ]	0,04*b*h, Kap. 9.2.1.1 [1]	64000	86000
Celková plocha výztuže	As,celk	[mm <sup>2</sup> ]	2*As	6545	6545
Posouzení As,celk <= As,max ?				OK	OK

SO 12-20-01 (km 104,357)



SROVNÁVACÍ ROVINA 433,00 m n. m.



## NÁVRH MIKROPILOTY (MP) - MATERIÁL, DIMENZE, STATICKÉ VELIČINY

### 1. Geotechnické vlastnosti ZEMIN / HORNIN

modul přetvárnosti, svislý - původní základ	Edef1,v	[MPa]	1000
modul přetvárnosti, vodorov. - původní základ, zlepšená zemina	Edef1,h	[MPa]	200
mocnost vrstvy 1	h1	[m]	1,5
součinitel přitížení (Boussinesq)	bq1	[-]	0,75
modul přetvárnosti - R6	Edef2	[MPa]	100
mocnost vrstvy 2	h2	[m]	2,5
součinitel přitížení (Boussinesq)	bq2	[-]	0,35
modul přetvárnosti - R5/R4	Edef3	[MPa]	250
mocnost vrstvy 3	h3	[m]	1,0
součinitel přitížení (Boussinesq)	bq3	[-]	0,20

#### 1.1 Svislý koeficient ložnosti - podloží pod základem

Hloubka deformační zóny $H_{def} = \sum(h_i)$ (= cca 2 x ef. šířka základu)	Hdef	[m]	5,0
sedání pro kontakt.nap. $\sigma_1=1\text{MPa}$ $s=\sigma_1*\sum(bq_i*hi/E_{def,i})$	s	[m]	0,0107
Svislý koef. ložnosti (vstup do SCIA) $C_{1z} = \sigma_1/s$ (pro $\sigma_1=1\text{MPa}$ )	C1z	[MN/m3]	94

#### 1.2 Vodorovný koeficient ložnosti - podpory mikropilot

Průměr mikropiloty	dp	[m]	0,32
Osová vzdálenost MP	a	[m]	0,80
Počet MP v 1 bm $n_p = 1/a$	np	[-]	1,25

#### Modul kH dle rovnice (77) - ČSN 73 1004 (doc. Masopust)

Modul kH1 $kH1 = E_{def1,h}/dp$	kH1	[MN/m3]	625
Modul kH2 $kH2 = E_{def2}/dp$	kH2	[MN/m3]	313
Modul kH3 $kH3 = E_{def3}/dp$	kH3	[MN/m3]	781

#### Tuhost podloží (vodorovné podpory mikropilot) - vstup do SCIA

Modul kH1,scia $kH1,scia = kH1*n_p*dp$	kH1,scia	[MN/m2]	250
Modul kH2,scia $kH2,scia = kH2*n_p*dp$	kH2,scia	[MN/m2]	125
Modul kH3,scia $kH3,scia = kH3*n_p*dp$	kH3,scia	[MN/m2]	313

#### 1.3 Modul přetvárnosti vodorovný - posouzení vzpěrné únosnosti MP

Modul přetvárnosti vodorovný (pro vzpěr MP) $E_{def,h} = \min(E_{def,i})$	Edef,h	[MPa]	100
---	--------	-------	-----

## 2. Parametry návrhu MP

### 2.1 Parametry návrhu MP - materiálové vlastnosti

#### OCEL

Materiál - ocel			S235
Ocel - modul pružnosti	Es	[MPa]	210000
Ocel - mez kluzu charakteristická	fyk	[MPa]	235
Dílčí součinitel spolehlivosti, ocel	gamas	[-]	1,0

#### BETON

Materiál - beton			C25/30
Beton - modul pružnosti průměrný	Ecm	[MPa]	31000
Beton - pevnost v tlaku charakteristická	fck	[MPa]	25
Dílčí součinitel spolehlivosti, beton	gamac	[-]	1,5

## 2.2 Parametry návrhu MP - geometrie a průřezové veličiny

Celková délka MP	Lmp	[m]	6,0
Osová vzdálenost MP (viz výše)	a	[m]	0,8
Ocelový profil - Průměr vnější	Dout	[mm]	108,0
Ocelový profil - Tloušťka stěny	t	[mm]	16,0

### Geometrie KOŘENOVÉ části MP

Délka kořene	La	[m]	5,0
Uvažovaný průměr kořene	da	[mm]	320

### OCELOVÝ profil - průřezové veličiny (pro taženou MP)

Průměr vnitřní $D_{int} = D_{out} - 2 \cdot t$	Dint	[mm]	76
Plocha průřezu $A_s = \pi \cdot (D_{out}^2 - D_{int}^2) / 4$	As	[mm <sup>2</sup> ]	4624
Moment setrvačnosti $I_{ys} = \pi \cdot (D_{out}^4 - D_{int}^4) / 64$	Iys	[mm <sup>4</sup> ]	5,041E+06
Průřezový modul $W_{ys} = I_{ys} / (D_{out} / 2)$	Wys	[mm <sup>3</sup> ]	9,334E+04
Smyková plocha $A_{vs} = 2 \cdot A_s / \pi$ (pro trubky)	Avs	[mm <sup>2</sup> ]	2944
Normálová tuhost $E_s \cdot A_s$	EsAs	[MN]	971
Tuhost pružiny (pro výpočet na 1 bm, SCIA) $C_s = E_s \cdot A_s / (0,5 \cdot L) / a$	Cs	[MN/m/bm]	405

### BETONOVÝ profil - průřezové veličiny

Profil vrtu	dv	[mm]	320
Plocha betonové části MP $A_c = \pi \cdot (d_v^2) / 4 - A_s$	Ac	[mm <sup>2</sup> ]	75800
Moment setrvačnosti betonové části MP $I_{yc} = \pi \cdot (d_v^4) / 64 - I_{ys}$	Iyc	[mm <sup>4</sup> ]	5,097E+08

### SPŘAŽENÝ průřez MP - statické veličiny (pro tlačnou MP)

Pracovní součinitel $n = E_s / E_{cm}$	n	[ - ]	6,8
Náhradní plocha spř.průř. (pro tlak - převod na ocel) $A_{sp} = A_s + A_c / n$	Asp	[mm <sup>2</sup> ]	15814
Náhradní moment setr. spř.průř. (převod ocel) $I_{sp} = I_s + I_c / n$	Isp	[mm <sup>4</sup> ]	8,028E+07
$I_{sp}$ pro výpočet na 1 bm (SCIA) $I_{sp,bm} = I_{sp} / a$	Isp,bm	[mm <sup>4</sup> /bm]	1,003E+08
Tuhost spřaženého průřezu $(EI)_{sp} = E_s \cdot I_{ys} + E_{cm} \cdot I_{yc}$	(EI)sp	[MNm <sup>2</sup> ]	1,686E+01
Normálová tuhost (převod na ocel) $E_s \cdot A_{sp}$	EsAsp	[MN]	3321
Tuhost pružiny (pro výpočet na 1 bm, SCIA) $C_{sp} = E_s \cdot A_{sp} / (0,5 \cdot L) / a$	Csp	[MN/m/bm]	1384

## ZATÍŽENÍ KONSTRUKCE

výpočet na běžný délkový metr opěry [bm]; záporné momenty destabilizují kci

### GEOMETRICKÉ PARAMETRY

Vodorovný řez pro výpočet zatíží. (Z - spodní hrana základu; P - prac. spára opěra/základ)				Z	P
Hloubka výpočetního řezu od koruny násypu	hv	[m]		9,65	8,05
Šířka výpočetního řezu	bv	[m]		4,20	2,15
Šířka výpočetního řezu za rubem opěry	br	[m]		1,05	0,00
Hloubka spodní hrany zákl. od od koruny násypu	hz	[m]		9,65	9,65
Výška závěrné zídky	hzav	[m]		2,60	2,60
Výška opěry bez závěrné zídky	ho	[m]		4,90	4,90
Výška základu	Hz	[m]		1,60	1,60
Hloubka spodní hrany zákl. od ložiska	Z1	[m]		7,15	7,15
Hloubka ložiska od koruny násypu	Z2	[m]	hz-Z1	2,50	2,50
Šířka základu (rozměr rovnoběžně ke koleji)	Bz	[m]		4,20	4,20
Šířka opěry (rozměr rovnoběžně ke koleji)	Bo	[m]		2,15	2,15
Šířka závěrné zídky	bzav	[m]		0,55	0,55
Vzdálenost ložiska od líce opěry	X1	[m]		0,75	0,75
Vzdálenost ložiska od rubu opěry	X2	[m]	Bo-X1	1,40	1,40
Délka opěry - 1 kolej (rozměr kolmo na kolej)	L	[m]		5,10	5,10

### VÝPOČET SLOŽEK ZATÍŽENÍ

stanoveno ke středu výpočetního řezu

#### 1) VLASTNÍ TÍHA OPĚRY (+ ZÁKLADU)

Objemová tíha železobetonu	GAc	[kN/m3]		25	25
Tíha závěrné zídky	G1zav	[kN/bm]	bzav*hzav*GAc	36	36
Poloha působišť od středu výpočetního řezu	a1zav	[m]	((bv-bzav)/2)-br	0,78	0,80
Tíha opěry (bez závěrné zídky)	G2o	[kN/bm]	Bo*ho*GAc	263	263
Poloha působišť od středu výpočetního řezu	a2o	[m]	((bv-Bo)/2)-br	-0,02	0,00
Tíha základu	G3z	[kN/bm]	Bz*Hz*GAc	168	0
Vlastní tíha celková	Noz,k	[kN/bm]	$\sum Gi$	467	299
Excentricita celková	eo	[m]	$(\sum Gi*ai)/Noz,k$	0,05	0,10
Moment	Moz,k	[kNm/bm]	Noz,k*eo	21	29

#### 2) STÁLÉ ZATÍŽENÍ OD MOSTU - SVISLÉ

Stálé zat. od mostu na opěru - 1 kolej	Ng1,k	[kN]		1977	1977
Stálé zat. od mostu na opěru - bm	Ng,k	[kN/bm]	Ng1,k / L	388	388
Excentricita zatížení	eg	[m]	(bv/2)-br-X2	-0,35	-0,33
Moment	Mg,k	[kNm/bm]	Ng,k*eg	-136	-126

#### 3) PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ VLAKEM NA MOSTĚ - SVISLÉ

Proměnné zat. od mostu na opěru - 1 kolej	Nq1,k	[kN]		2211	2211
Proměnné zat. od mostu na opěru - bm	Nq,k	[kN/bm]	Nq1,k / L	434	434
Excentricita zatížení	eq	[m]	= eg	-0,35	-0,33
Moment	Mq,k	[kNm/bm]	Nq,k*eq	-152	-141

#### 4) BRZDNÁ SÍLA - VODOROVNÉ

Brzdná síla - 1 kolej (bez redukce)	Hbr1',k	[kN]	pevné ložisko	746	746
Redukční součinitel pro bezstykovou kolej	KSI	[-]		0,60	0,60
Brzdná síla - 1 kolej	Hbr1,k	[kN]	Hbr1',k * KSI	448	448
Brzdná síla - 1 bm	Hbr,k	[kN/bm]	Hbr1,k / L	88	88
Excentricita zatížení	ebr	[m]	-(hv-Z2)	-7,15	-5,55
Moment	Mbr,k	[kNm/bm]	Hbr,k*ebr	-628	-487

### 5) SVISLÝ TLAK ZEMINY NA ZÁKLAD

Hloubka horní hrany základu od koruny násypu	hzu	[m]	hz-Hz	8,05	8,05
Objemová tíha zeminy	GAMAz	[kN/m <sup>3</sup> ]		19,0	19,0
Svislá výslednice tlaku zeminy na základ	Nzv,k	[kN/bm]	br*hzu*GAMAz	<b>161</b>	<b>0</b>
Excentricita zatížení	ezv	[m]	(Bz/2)-(br/2)	1,58	2,10
Moment	Mzv,k	[kNm/bm]	Nzv,k*ezv	<b>253</b>	<b>0</b>

### 6) BOČNÍ TLAK OD ZEMINY - VODOROVNÉ

Součinitel bočního tlaku (min. dimenzační tlak)	k	[-]		0,20	0,20
Max. pořadnice bočního tlaku v ZS	fz	[kPa]	hv*GAMAz*k	37	31
Výslednice bočního tlaku od zeminy	Hz,k	[kN/bm]	fz*hv*0,5	<b>177</b>	<b>123</b>
Excentricita zatížení	ez	[m]	- hv/3	-3,2	-2,7
Moment	Mz,k	[kNm/bm]	Hz,k*ez	<b>-569</b>	<b>-330</b>

### 7) ZVÝŠENÍ BOČNÍHO ZEMNÍHO TLAKU OD VLAKU - VODOROVNÉ

#### 7.1) Oblast náprav

Nápravné síly	Q	[kN]	Model 71	250	250
Vzdálenost břemen	a	[m]		1,6	1,6
Součinitel ALFA	ALFA	[-]		1,21	1,21
Náhradní liniové zatížení - klasifikované	qnapp	[kN/m]	(Q/a)*ALFA	189	189
Náhradní plošné zatížení	qnapp,v	[kPa]	qnapp / L	37	37
Boční tlak od dopravy po roznosu	qnapp,h	[kPa]	qnapp,v * k	7	7
Horizontální síla (výslednice) - oblast náprav	Hnapp,k	[kN/bm]	qnapp,h * hv	<b>72</b>	<b>60</b>
Excentricita zatížení	enapp	[m]	- hv/2	-4,83	-4,03
Moment - oblast náprav	Mnapp,k	[kNm/bm]	Hnapp,k * enapp	<b>-345</b>	<b>-240</b>

#### 7.2) Oblast spojitého zatížení

Spojitě zatížení	qspoj	[kN/m]	Model 71	80	80
Spojitě zatížení - klasifikované	qspoj,alfa	[kN/m]	qspoj * ALFA	97	97
Náhradní plošné zatížení	qspoj,v	[kPa]	qspoj,alfa / L	19	19
Boční tlak od dopravy po roznosu	qspoj,h	[kPa]	qspoj,v * k	4	4
Horizontální síla (výslednice) - oblast spojitého zat.	Hspoj,k	[kN/bm]	qspoj,h * hv	<b>37</b>	<b>31</b>
Excentricita zatížení	espoj	[m]	- hv/2	-4,83	-4,03
Moment - oblast spojitého zatížení	Mspoj,k	[kNm/bm]	Hspoj,k * espoj	<b>-177</b>	<b>-123</b>

### KOMBINACE ZATÍŽENÍ

#### Kombinace zatížení CO1-L - stavební stav

			MIN. SVISLÉ	MSÚ	MSÚ
- stálé zatížení - vlastní tíha opěry (+ základu)	GAMAO	[-]		1,00	1,00
- zatížení od mostu do ložiska					
- stálé zatížení od mostu	GAMAg	[-]		0,00	0,00
- proměnné zatížení vlakem na mostě	GAMAg	[-]		0,00	0,00
- proměnné zatížení od brzděné síly	GAMAbr	[-]		0,00	0,00
- svislý tlak zeminy na základ	GAMAzv	[-]		1,00	0,00
- boční tlak od zeminy za opěrou					
- stálé zatížení - nepřetížená zemina	GAMAz	[-]	nominální hod.	1,00	1,00
- proměnné přetížení - oblast náprav	GAMAnapp	[-]		0,00	0,00
- proměnné přetížení - oblast spoj. zatíž.	GAMAspoj	[-]		0,00	0,00

Návrhové hodnoty:

- svislá síla N1d = SUMA ( Ni,k*GAMAi )	N1d	[kN/bm]		<b>628</b>	<b>299</b>
- horizontální síla H1d = SUMA ( Hi,k*GAMAi )	H1d	[kN/bm]		<b>177</b>	<b>123</b>
- moment M1d = SUMA ( Mi,k*GAMAi )	M1d	[kNm/bm]		<b>-295</b>	<b>-302</b>
- excentricita e1d = M1d / N1d	e1d	[m]		0,5	1,0

**Kombinace zatížení CO2-L - vlak za opěrou**

MIN. SVISLÉ

MSÚ

MSÚ

- stálé zatížení - vlastní tíha opěry (+ základu)	GAMAO	[-]		1,00	1,00
- zatížení od mostu do ložiska					
- stálé zatížení od mostu	GAMAg	[-]		1,00	1,00
- proměnné zatížení vlakem na mostě	GAMAg	[-]		0,00	0,00
- proměnné zatížení od brzděné síly	GAMAbr	[-]		0,00	0,00
- svislý tlak zeminy na základ	GAMAzv	[-]		1,00	0,00
- boční tlak od zeminy za opěrou					
- stálé zatížení - nepřetížená zemina	GAMAz	[-]	nominální hod.	1,00	1,00
- proměnné přetížení - oblast náprav	GAMAnap	[-]		1,50	1,50
- proměnné přetížení - oblast spoj. zatíž.	GAMAspoj	[-]		0,00	0,00

Návrhové hodnoty:

- svislá síla $N2d = \sum (N_i, k \cdot GAMAi)$	<b>N2d</b>	[kN/bm]		<b>1015</b>	<b>687</b>
- horizontální síla $H2d = \sum (H_i, k \cdot GAMAi)$	<b>H2d</b>	[kN/bm]		<b>284</b>	<b>213</b>
- moment $M2d = \sum (M_i, k \cdot GAMAi)$	<b>M2d</b>	[kNm/bm]		<b>-949</b>	<b>-788</b>
- excentricita $e2d = M2d / N2d$	<b>e2d</b>	[m]		0,9	1,1

**Kombinace zatížení CO3-L - vlak na mostě (+ spojitě za opěrou)**

MIN. SVISLÉ

MSÚ

MSÚ

- stálé zatížení - vlastní tíha opěry (+ základu)	GAMAO	[-]		1,00	1,00
- zatížení od mostu do ložiska					
- stálé zatížení od mostu	GAMAg	[-]		1,00	1,00
- proměnné zatížení vlakem na mostě	GAMAg	[-]		1,00	1,00
- proměnné zatížení od brzděné síly	GAMAbr	[-]	pevné ložisko	1,50	1,50
- svislý tlak zeminy na základ	GAMAzv	[-]		1,00	0,00
- boční tlak od zeminy za opěrou					
- stálé zatížení - nepřetížená zemina	GAMAz	[-]	nominální hod.	1,00	1,00
- proměnné přetížení - oblast náprav	GAMAnap	[-]		0,00	0,00
- proměnné přetížení - oblast spoj. zatíž.	GAMAspoj	[-]		1,50	1,50

Návrhové hodnoty:

- svislá síla $N3Ld = \sum (N_i, k \cdot GAMAi)$	<b>N3Ld</b>	[kN/bm]		<b>1449</b>	<b>1120</b>
- horizontální síla $H3Ld = \sum (H_i, k \cdot GAMAi)$	<b>H3Ld</b>	[kN/bm]		<b>364</b>	<b>301</b>
- moment $M3Ld = \sum (M_i, k \cdot GAMAi)$	<b>M3Ld</b>	[kNm/bm]		<b>-1789</b>	<b>-1484</b>
- excentricita $e3Ld = M3Ld / N3Ld$	<b>e3Ld</b>	[m]		1,2	1,3

**Kombinace zatížení CO3-U - vlak na mostě (+ spojitě za opěrou)**

MAX. SVISLÉ

MSÚ

MSÚ

- stálé zatížení - vlastní tíha opěry (+ základu)	GAMAO	[-]		1,35	1,35
- zatížení od mostu do ložiska					
- stálé zatížení od mostu	GAMAg	[-]		1,35	1,35
- proměnné zatížení vlakem na mostě	GAMAg	[-]		1,50	1,50
- proměnné zatížení od brzděné síly	GAMAbr	[-]	pevné ložisko	1,50	1,50
- svislý tlak zeminy na základ	GAMAzv	[-]	příznivé	1,00	0,00
- boční tlak od zeminy za opěrou					
- stálé zatížení - nepřetížená zemina	GAMAz	[-]	nominální hod.	1,00	1,00
- proměnné přetížení - oblast náprav	GAMAnap	[-]		0,00	0,00
- proměnné přetížení - oblast spoj. zatíž.	GAMAspoj	[-]		1,50	1,50

Návrhové hodnoty:

- svislá síla $N3Ud = \sum (N_i, k \cdot GAMAi)$	<b>N3Ud</b>	[kN/bm]		<b>1965</b>	<b>1577</b>
- horizontální síla $H3Ud = \sum (H_i, k \cdot GAMAi)$	<b>H3Ud</b>	[kN/bm]		<b>364</b>	<b>301</b>
- moment $M3Ud = \sum (M_i, k \cdot GAMAi)$	<b>M3Ud</b>	[kNm/bm]		<b>-1905</b>	<b>-1588</b>
- excentricita $e3Ud = M3Ud / N3Ud$	<b>e3Ud</b>	[m]		1,0	1,0

## VÝPOČET SYSTÉMU ZÁKLADOVÁ DESKA + MIKROPILOTY (SCIA)

### 1. Obsah

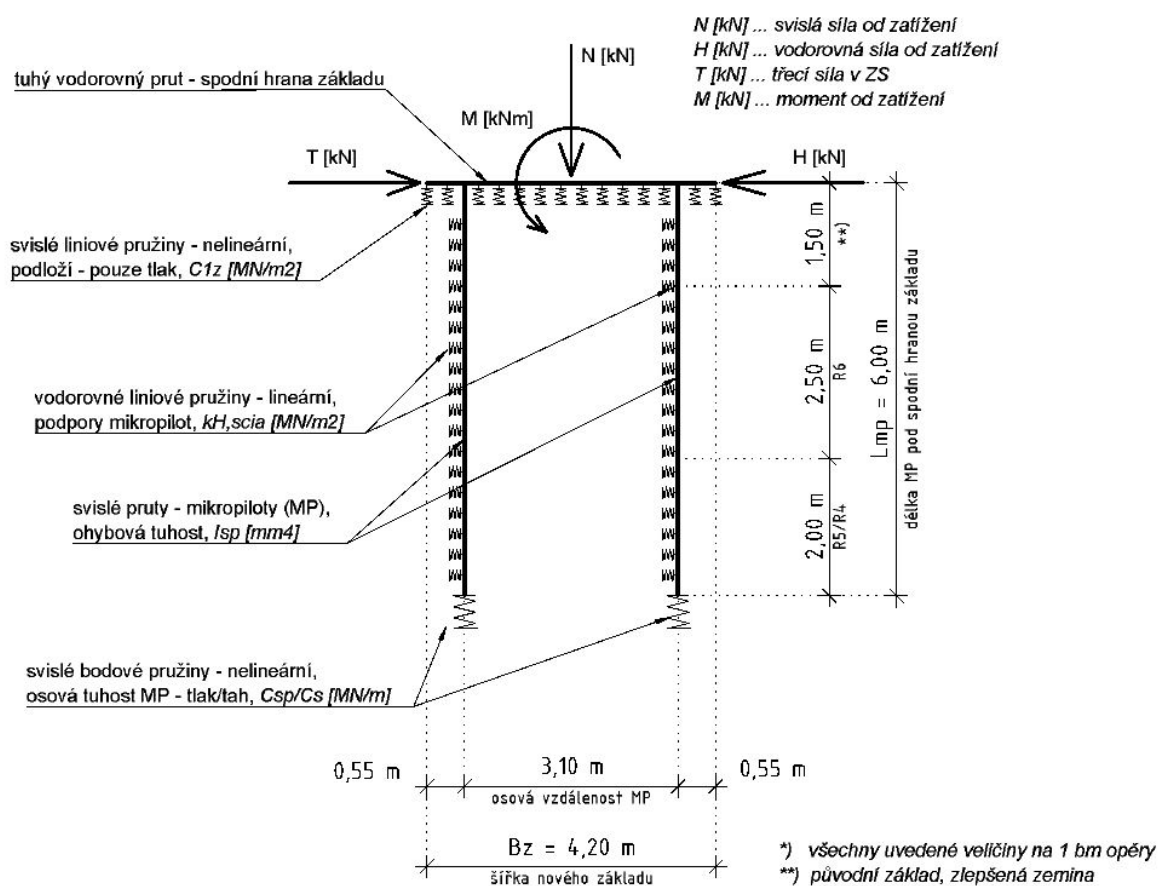
1. Obsah	1
2. Projekt	2
3. Popis modelu	2
3.1. Schéma výpočtového modelu	2
3.2. Čísla uzlů	3
3.3. Čísla prutů	3
3.4. Lokální systémy prutů	4
3.5. Bodové podpory	4
3.6. Liniové podpory	5
3.7. Materiály	5
3.8. Uzly	5
3.9. Prvky	5
3.10. Průřezy	6
3.11. Bodové podpory - parametry	6
3.12. Liniové podpory - parametry	7
3.13. Zatěžovací stavy	7
3.14. Zatížení - ZS1-L - stavební stav (min. svislé) - návrhové hodnoty	7
3.15. Zatížení - ZS2-L - vlak za opěrou (min. svislé) - návrhové hodnoty	8
3.16. Zatížení - ZS3-L - vlak na mostě (min. svislé) - návrhové hodnoty	8
3.17. Zatížení - ZS3-U - vlak na mostě (max. svislé) - návrhové hodnoty	9
3.18. Nelineární kombinace zatížení	9
4. Výsledky výpočtu	10
4.1. Skupiny výsledků	10
4.2. Výpis vnitřních sil v mikropilotách - obálka všech kombinací	10
4.3. Osově síly v MP [kN/bm] - kombinace CO3-L (min. tlak)	10
4.4. Osově síly v mikropilotách N [kN/bm] - kombinace CO3-U (max. tlak)	11
4.5. Ohybové momenty v mikropilotách M [kNm/bm] - kombinace CO3-L (extrémní hodnoty)	11
4.6. Posouvající síly v mikropilotách V [kN/bm] - kombinace CO3-L (extrémní hodnoty)	12
4.7. Výpis svislého napětí SIGz [kPa] pod základem - obálka všech kombinací	12
4.8. Výslednice svislého napětí pod základem	12
4.9. Svislé napětí SIGz [kPa] pod základem - kombinace CO3-L (min. efektivní šířka zákl.)	13
4.10. Svislé napětí SIGz [kPa] pod základem - kombinace CO3-U (max. tlak)	13
4.11. Výpis vodorovného napětí SIGx [kPa] - opření mikropilot - obálka všech komb.	14
4.12. Vodorovné napětí SIGx [kPa] - opření mikropilot - kombinace CO3-L (extrémní hodnoty)	14
4.13. Deformovaná konstrukce	15
4.14. Výpis přemístění uzlů	15
4.15. Svislá deformace základu uz [mm] - obálka všech kombinací	16
4.16. Vodorovná deformace mikropilot (základu) ux [mm] - obálka všech kombinací	16

## 2. Projekt

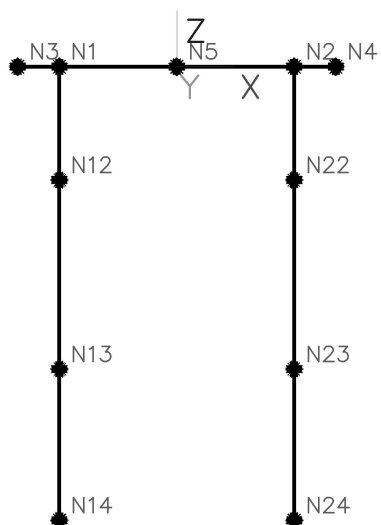
Verze	SCIA Engineer 21.1.1028
Projekt	Rekonstrukce traťového úseku Příbyslav - Pohled
Část	SO 12-20-01; žel. most v km 104,357
Popis	Statický výpočet založení
Datum	18. 03. 2022
Autor	Martin Baláž
Konstrukce	Rám XZ
Poč. uzlů :	11
Poč. prutů :	10
Poč. průřezů :	2
Poč. zat. stavů :	4
Národní norma	EC - EN

## 3. Popis modelu

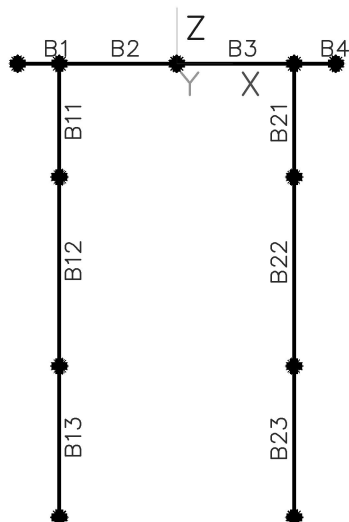
### 3.1. Schéma výpočtového modelu



### 3.2. Číslo uzlů

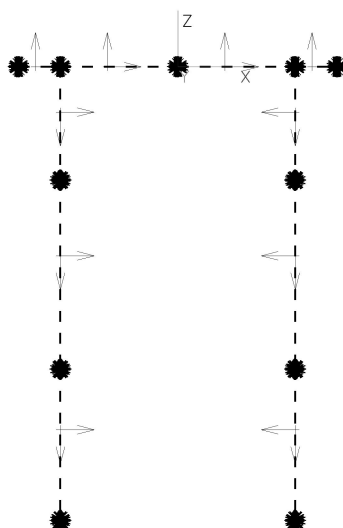


### 3.3. Číslo prutů

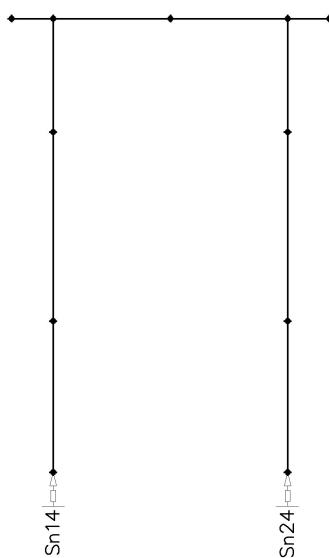




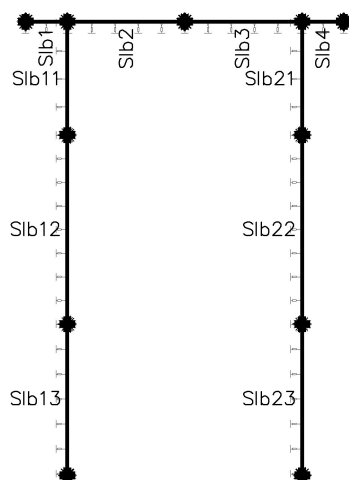
### 3.4. Lokální systémy prutů



### 3.5. Bodové podpory



### 3.6. Liniové podpory



### 3.7. Materiály

Ocel EC3

Jméno	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$E_s$ [MPa]	$\mu$	$f_y$ [MPa]	$f_u$ [MPa]
S 235	7850,00	2,1000e+05	0.3	235,0	360,0

Beton EC2

Jméno	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$E_{cm}$ [MPa]	$\mu$	$f_{c,k.28}$ [MPa]
C30/37	2500,00	3,2800e+04	0.2	30,00

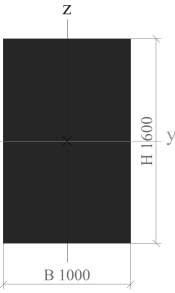
### 3.8. Uzly

Jméno	Souř. X [m]	Souř. Z [m]	Jméno	Souř. X [m]	Souř. Z [m]	Jméno	Souř. X [m]	Souř. Z [m]	Jméno	Souř. X [m]	Souř. Z [m]
N1	-1,550	0,000	N4	2,100	0,000	N13	-1,550	-4,000	N23	1,550	-4,000
N2	1,550	0,000	N5	0,000	0,000	N14	-1,550	-6,000	N24	1,550	-6,000
N3	-2,100	0,000	N12	-1,550	-1,500	N22	1,550	-1,500			

### 3.9. Prvky

Jméno	Poč. uzel	Konc. uzel	Délka [m]	Průřez	Materiál	Typ
B1	N3	N1	0,550	ZAKLAD - Obdélník (1600; 1000)	C30/37	obecný (0)
B2	N1	N5	1,550	ZAKLAD - Obdélník (1600; 1000)	C30/37	obecný (0)
B3	N5	N2	1,550	ZAKLAD - Obdélník (1600; 1000)	C30/37	obecný (0)
B4	N2	N4	0,550	ZAKLAD - Obdélník (1600; 1000)	C30/37	obecný (0)
B11	N1	N12	1,500	MIKROPILOTY (SPŘAŽENÝ PRŮŘEZ) - Číselný	S 235	obecný (0)
B12	N12	N13	2,500	MIKROPILOTY (SPŘAŽENÝ PRŮŘEZ) - Číselný	S 235	obecný (0)
B13	N13	N14	2,000	MIKROPILOTY (SPŘAŽENÝ PRŮŘEZ) - Číselný	S 235	obecný (0)
B21	N2	N22	1,500	MIKROPILOTY (SPŘAŽENÝ PRŮŘEZ) - Číselný	S 235	obecný (0)
B22	N22	N23	2,500	MIKROPILOTY (SPŘAŽENÝ PRŮŘEZ) - Číselný	S 235	obecný (0)
B23	N23	N24	2,000	MIKROPILOTY (SPŘAŽENÝ PRŮŘEZ) - Číselný	S 235	obecný (0)

### 3.10. Průřezy

ZAKLAD	
Typ	Obdélník
Detailní	1600; 1000
Materiál	C30/37
A [m <sup>2</sup> ]	1,6000e+00
I <sub>y</sub> [m <sup>4</sup> ]	3,4133e-01
Obrázek	
MIKROPILOTY (SPŘAŽENÝ PRŮŘEZ)	
Detailní	Číselný
A [m <sup>2</sup> ]	1,0000e+03
I <sub>y</sub> [m <sup>4</sup> ]	1,0030e-04

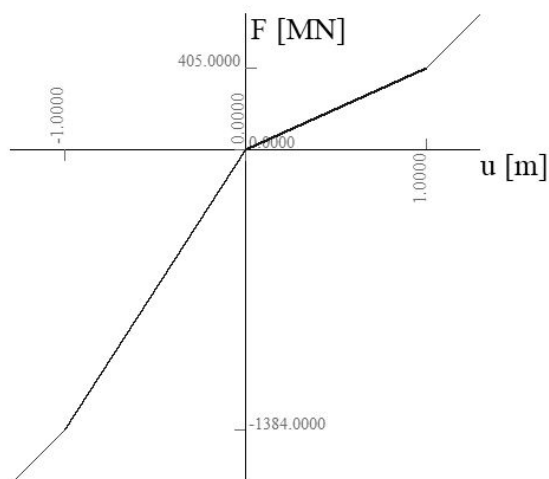
Poznámka: Plocha průřezu mikropilot zadána fiktivní hodnotou, skutečná osová tuhost mikropilot zavedena pomocí svislých nelineárních bodových podpor - Sn14, Sn24

### 3.11. Bodové podpory - parametry

Jméno	Uzel	Systém	Typ	X	Z	Ry
Sn14	N14	GSS	Standard	Volný	Nelineární	Volný
Sn24	N24	GSS	Standard	Volný	Nelineární	Volný

Jméno	Typ	u / F	Kladný konec	Záporný konec
MP/0,80m	Posun	-1,0000e+00[m] / -1,3840e+03[MN]	Pružný	Pružný
		0,0000e+00[m] / 0,0000e+00[MN]		
		1,0000e+00[m] / 4,0500e+02[MN]		

Kreslení



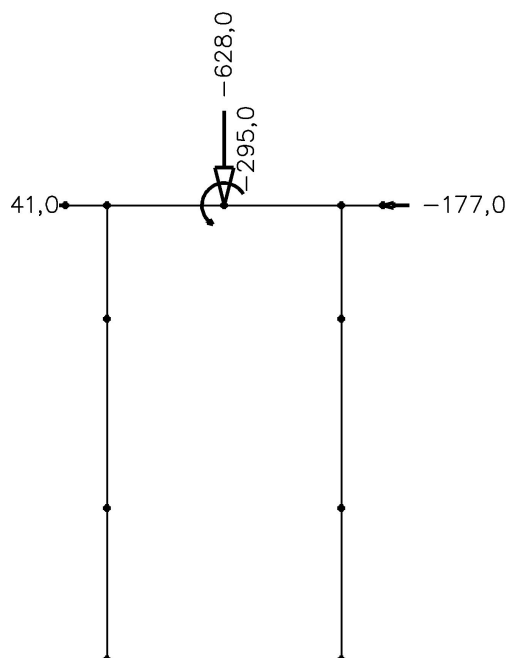
### 3.12. Liniové podpory - parametry

Jméno	Typ	Dílec	Poz x <sub>1</sub>	Souř.	X	Z	Ry	Tuhost X [MN/m <sup>2</sup> ]	Tuhost Z [MN/m <sup>2</sup> ]
		Systém	Poz x <sub>2</sub>	Poč					
Slb1	Přímka	B1	0.000	Rela	Volný	Pružná jen tlak	Volný		9,0000e+01
		GSS	0.990	Od počátku					
Slb2	Přímka	B2	0.010	Rela	Volný	Pružná jen tlak	Volný		9,0000e+01
		GSS	1.000	Od počátku					
Slb3	Přímka	B3	0.000	Rela	Volný	Pružná jen tlak	Volný		9,0000e+01
		GSS	0.990	Od počátku					
Slb4	Přímka	B4	0.010	Rela	Volný	Pružná jen tlak	Volný		9,0000e+01
		GSS	1.000	Od počátku					
Slb11	Přímka	B11	0.010	Rela	Pružný	Volný	Volný	2,5000e+02	
		GSS	1.000	Od počátku					
Slb12	Přímka	B12	0.000	Rela	Pružný	Volný	Volný	1,2500e+02	
		GSS	1.000	Od počátku					
Slb13	Přímka	B13	0.000	Rela	Pružný	Volný	Volný	3,1300e+02	
		GSS	0.990	Od počátku					
Slb21	Přímka	B21	0.010	Rela	Pružný	Volný	Volný	2,5000e+02	
		GSS	1.000	Od počátku					
Slb22	Přímka	B22	0.000	Rela	Pružný	Volný	Volný	1,2500e+02	
		GSS	1.000	Od počátku					
Slb23	Přímka	B23	0.000	Rela	Pružný	Volný	Volný	3,1300e+02	
		GSS	0.990	Od počátku					

### 3.13. Zatěžovací stavy

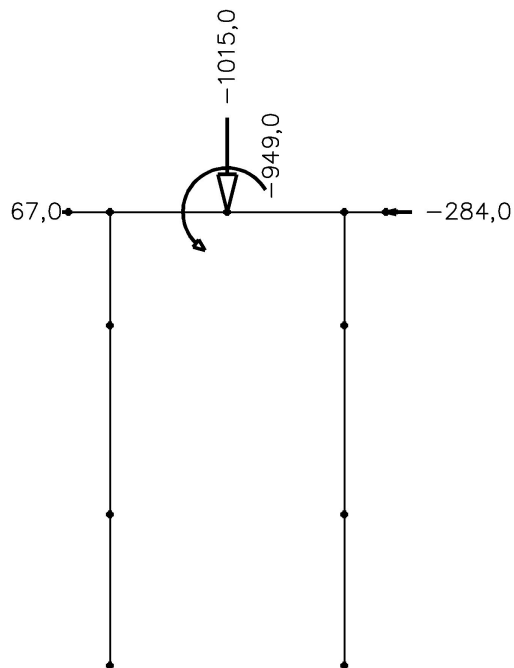
Jméno	Popis
ZS1-L	stavební stav (min. svislé)
ZS2-L	vlak za opěrou (min. svislé)
ZS3-L	vlak na mostě (min. svislé)
ZS3-U	vlak na mostě (max. svislé)

### 3.14. Zatížení - ZS1-L - stavební stav (min. svislé) - návrhové hodnoty



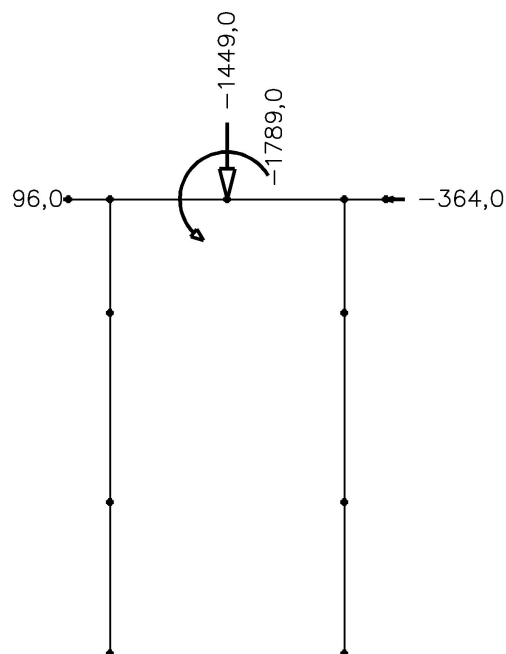
Poznámka: vodorovná síla působící zleva do prava = třecí síla v základové spáře; zprava do leva = vodorovná síla od zatížení

**3.15. Zatížení - ZS2-L - vlak za opěrou (min. svislé) - návrhové hodnoty**



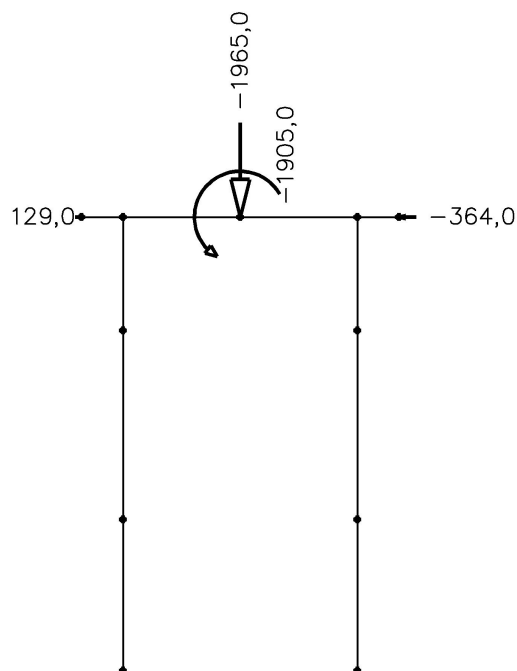
Poznámka: vodorovná síla působící zleva do prava = třecí síla v základové spáře; zprava do leva = vodorovná síla od zatížení

**3.16. Zatížení - ZS3-L - vlak na mostě (min. svislé) - návrhové hodnoty**



Poznámka: vodorovná síla působící zleva do prava = třecí síla v základové spáře; zprava do leva = vodorovná síla od zatížení

### 3.17. Zatížení - ZS3-U - vlak na mostě (max. svislé) - návrhové hodnoty



Poznámka: vodorovná síla působící zleva do prava = třecí síla v základové spáře; zprava do leva = vodorovná síla od zatížení

### 3.18. Nelineární kombinace zatížení

Jméno	Typ	Zatěžovací stavy	Souč. [-]
CO1-L	Únosnost	ZS1-L - stavební stav (min. svislé)	1,000
CO2-L	Únosnost	ZS2-L - vlak za opěrou (min. svislé)	1,000
CO3-L	Únosnost	ZS3-L - vlak na mostě (min. svislé)	1,000
CO3-U	Únosnost	ZS3-U - vlak na mostě (max. svislé)	1,000

## 4. Výsledky výpočtu

### 4.1. Skupiny výsledků

Jméno	Popis	Výpis
RC1	všechny kombinace	CO1-L
		CO2-L
		CO3-L
		CO3-U

### 4.2. Výpis vnitřních sil v mikropilotách - obálka všech kombinací

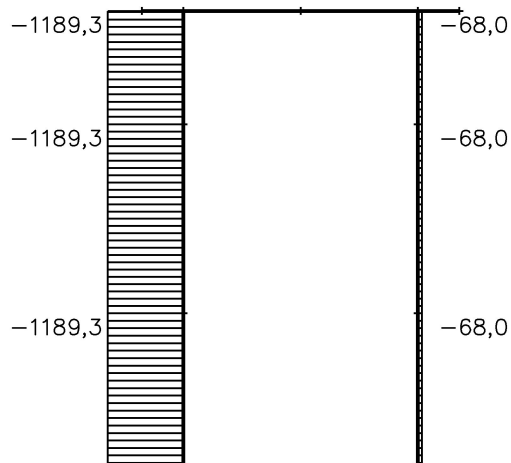
Nelineární výpočet, Extrém : Dílec, Systém : LSS

Výběr : B23, B13, B22, B12, B21, B11

Třída : RC1

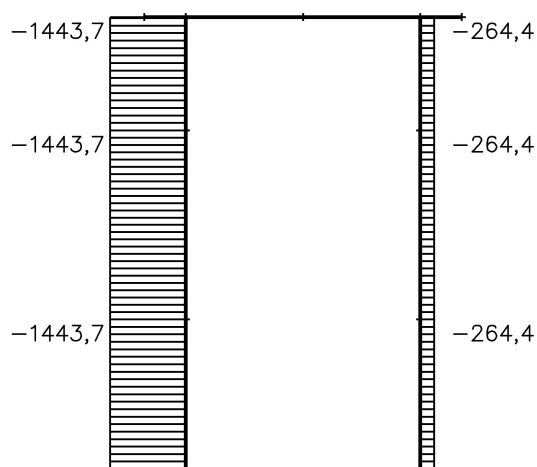
Dílec	dx [m]	Stav	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	Dílec	dx [m]	Stav	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
B11	0,000	CO1-L	-375,7	-69,7	26,5	B13	1,980	CO1-L	-375,7	0,0	0,0
B11	0,000	CO3-L	-1189,3	-138,0	48,0	B13	1,980	CO3-L	-1189,3	0,0	0,0
B11	0,000	CO3-U	-1443,7	-123,2	42,6	B21	0,000	CO3-L	-68,0	130,0	-41,0
B11	1,104	CO3-L	-1189,3	-2,8	-12,2	B21	0,000	CO3-U	-264,4	111,8	-32,9
B11	1,401	CO3-L	-1189,3	8,7	-10,9	B21	1,005	CO3-L	-68,0	4,8	12,7
B12	0,000	CO1-L	-375,7	4,1	-4,9	B21	1,401	CO3-L	-68,0	-9,5	10,8
B12	0,000	CO3-L	-1189,3	9,3	-10,0	B22	0,000	CO3-L	-68,0	-9,9	9,8
B12	0,000	CO3-U	-1443,7	8,4	-9,0	B22	0,000	CO3-U	-264,4	-9,1	8,7
B12	0,096	CO3-L	-1189,3	9,4	-9,1	B22	2,308	CO3-L	-68,0	0,0	-0,6
B12	2,308	CO3-L	-1189,3	0,1	0,6	B22	2,404	CO3-U	-264,4	0,2	-0,6
B12	2,404	CO3-L	-1189,3	-0,1	0,6	B23	0,000	CO3-L	-68,0	0,3	-0,6
B13	0,000	CO1-L	-375,7	-0,1	0,3	B23	0,000	CO3-U	-264,4	0,3	-0,5
B13	0,000	CO3-L	-1189,3	-0,2	0,6	B23	0,396	CO3-L	-68,0	0,5	-0,4
B13	0,000	CO3-U	-1443,7	-0,2	0,5	B23	1,980	CO3-L	-68,0	0,0	0,0
B13	0,396	CO3-L	-1189,3	-0,5	0,4	B23	1,980	CO3-L	-68,0	0,0	0,0

### 4.3. Osově síly v MP [kN/bm] - kombinace CO3-L (min. tlak)



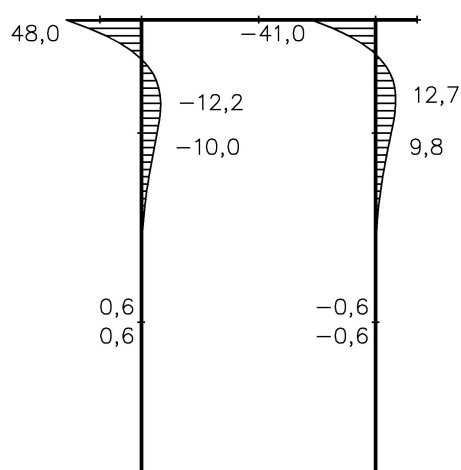
Poznámka: plášťové tření mikropilot zohledněno v tuhosti pružin Sn14, Sn24

**4.4. Osově síly v mikropilotách N [kN/bm] - kombinace CO3-U (max. tlak)**



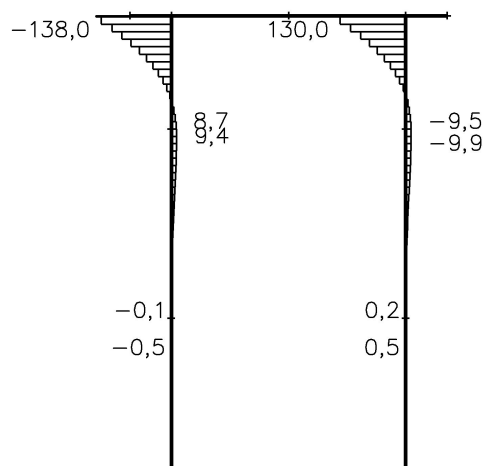
Poznámka: plášťové tření mikropilot zohledněno v tuhosti pružin Sn14, Sn24

**4.5. Ohybové momenty v mikropilotách M [kNm/bm] - kombinace CO3-L (extrémní hodnoty)**





#### 4.6. Posouvající síly v mikropilotách V [kN/bm] - kombinace CO3-L (extrémní hodnoty)



#### 4.7. Výpis svislého napětí SIGz [kPa] pod základem - obálka všech kombinací

Nelineární výpočet, Extrém : Dílec

Výběr : Slb3, Slb4, Slb2, Slb1

Třída : RC1

Liniová podpora	dx [m]	Stav	Rz [kN/m]	Liniová podpora	dx [m]	Stav	Rz [kN/m]	Liniová podpora	dx [m]	Stav	Rz [kN/m]
Slb1	0,000	CO1-L	25,4	Slb2	0,016	CO3-U	93,7	Slb3	1,534	CO3-L	4,9
Slb1	0,000	CO3-U	103,3	Slb2	1,550	CO1-L	23,0	Slb4	0,006	CO1-L	11,0
Slb1	0,544	CO1-L	24,4	Slb3	0,000	CO1-L	23,0	Slb4	0,006	CO3-U	17,0
Slb2	0,016	CO1-L	24,4	Slb3	0,000	CO3-U	71,8	Slb4	0,223	CO3-L	0,0

#### 4.8. Výslednice svislého napětí pod základem

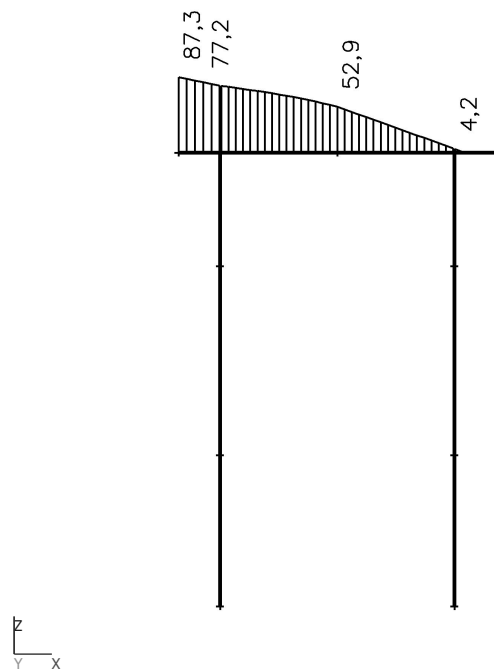
Nelineární výpočet, Extrém : Ne

Výběr : Slb3, Slb4, Slb2, Slb1

Třída : RC1

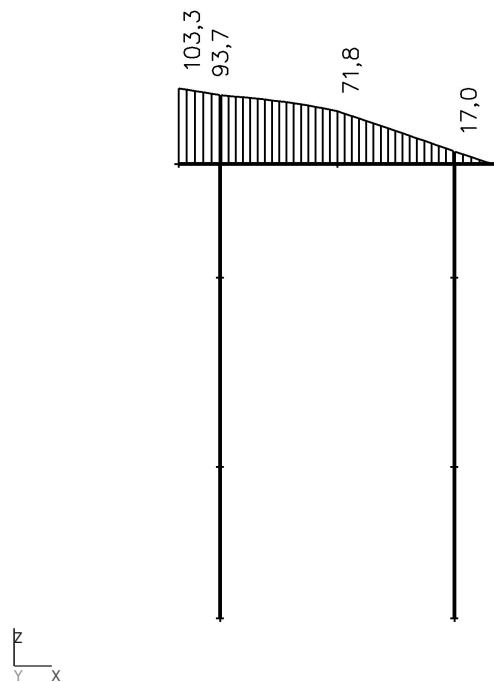
Stav	Rz [kN]	My [kNm]
CO1-L	82,1	26,6
CO2-L	132,7	78,9
CO3-L	191,7	140,0
CO3-U	256,9	152,5

**4.9. Svislé napětí SIGz [kPa] pod základem - kombinace CO3-L (min. efektivní šířka zákl.)**



Poznámka: jedná se o tlakové napětí v podloží základu, vykreslení opačně (správné působení napětí je pod základem) !

**4.10. Svislé napětí SIGz [kPa] pod základem - kombinace CO3-U (max. tlak)**



Poznámka: jedná se o tlakové napětí v podloží základu, vykreslení opačně (správné působení napětí je pod základem) !

#### 4.11. Výpis vodorovného napětí SIGx [kPa] - opření mikropilot - obálka všech komb.

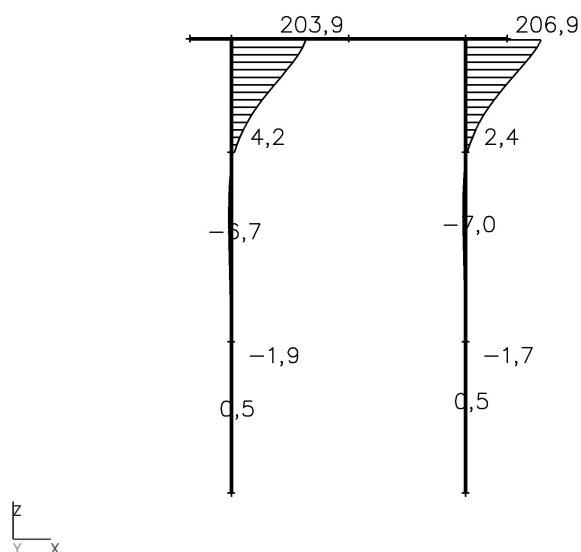
Nelineární výpočet, Extrém : Dílec

Výběr : Slb23, Slb13, Slb22, Slb12, Slb21, Slb11

Třída : RC1

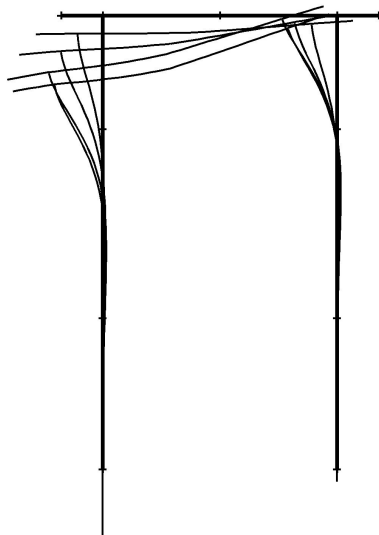
Liniová podpora	dx [m]	Stav	Rx [kN/m]	Liniová podpora	dx [m]	Stav	Rx [kN/m]	Liniová podpora	dx [m]	Stav	Rx [kN/m]
Slb11	0,015	CO1-L	95,3	Slb13	0,000	CO1-L	-1,0	Slb22	0,000	CO1-L	2,2
Slb11	0,015	CO3-L	203,9	Slb13	0,000	CO3-L	-1,9	Slb22	0,000	CO2-L	2,8
Slb11	1,500	CO1-L	6,0	Slb13	1,089	CO3-L	0,5	Slb22	0,769	CO3-L	-7,0
Slb12	0,000	CO1-L	3,0	Slb21	0,015	CO1-L	96,7	Slb23	0,000	CO1-L	-0,9
Slb12	0,000	CO3-L	4,2	Slb21	0,015	CO3-L	206,9	Slb23	0,000	CO3-L	-1,7
Slb12	0,865	CO3-L	-6,7	Slb21	1,500	CO3-U	2,2	Slb23	0,990	CO3-L	0,5

#### 4.12. Vodorovné napětí SIGx [kPa] - opření mikropilot - kombinace CO3-L (extrémní hodnoty)



Poznámka: u všech pořadnic se jedná o tlakové napětí v zemině - zemina z obou stran mikropilot ( +/- ), vykreslení je opačně (správné působení napětí v hlavě mikropilot je zleva) !

#### 4.13. Deformovaná konstrukce



#### 4.14. Výpis přemístění uzlů

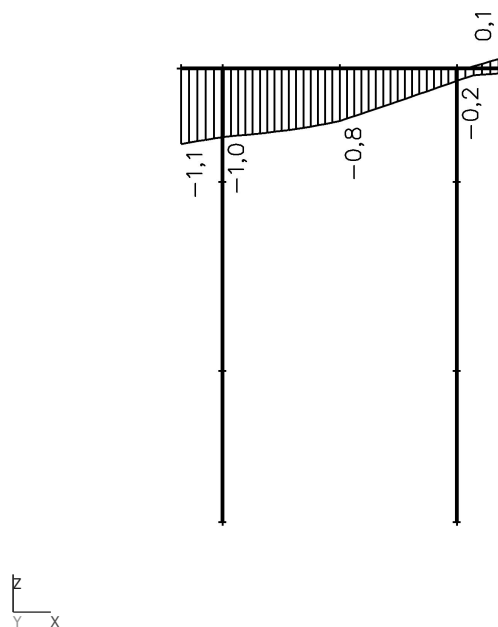
Nelineární výpočet, Extrém : Ne

Výběr : N23, N5, N2, N4, N1, N3, N13, N22, N12, N24, N14

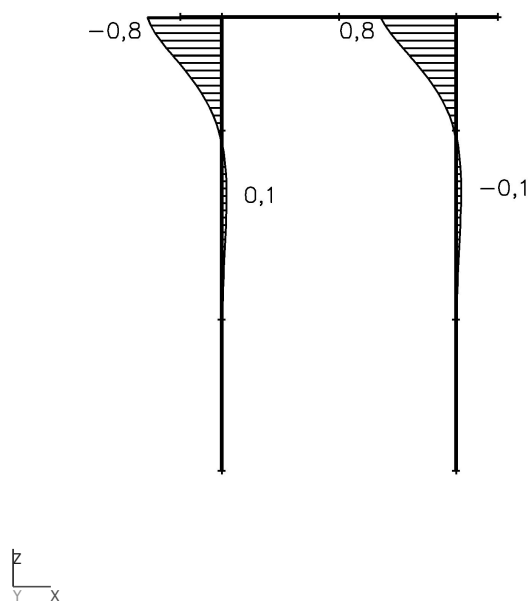
Třída : RC1

Uzel	Stav	Ux [mm]	Uz [mm]	Uzel	Stav	Ux [mm]	Uz [mm]	Uzel	Stav	Ux [mm]	Uz [mm]	Uzel	Stav	Ux [mm]	Uz [mm]
N1	CO1-L	-0,4	-0,3	N3	CO3-U	-0,7	-1,1	N12	CO3-L	0,0	-0,9	N22	CO2-L	0,0	-0,1
N1	CO2-L	-0,6	-0,5	N4	CO1-L	-0,4	-0,1	N12	CO3-U	0,0	-1,0	N22	CO3-L	0,0	0,0
N1	CO3-L	-0,8	-0,9	N4	CO2-L	-0,6	0,0	N13	CO1-L	0,0	-0,3	N22	CO3-U	0,0	-0,2
N1	CO3-U	-0,7	-1,0	N4	CO3-L	-0,8	0,1	N13	CO2-L	0,0	-0,5	N23	CO1-L	0,0	-0,1
N2	CO1-L	-0,4	-0,1	N4	CO3-U	-0,8	0,0	N13	CO3-L	0,0	-0,9	N23	CO2-L	0,0	-0,1
N2	CO2-L	-0,6	-0,1	N5	CO1-L	-0,4	-0,3	N13	CO3-U	0,0	-1,0	N23	CO3-L	0,0	0,0
N2	CO3-L	-0,8	0,0	N5	CO2-L	-0,6	-0,4	N14	CO1-L	0,0	-0,3	N23	CO3-U	0,0	-0,2
N2	CO3-U	-0,8	-0,2	N5	CO3-L	-0,8	-0,6	N14	CO2-L	0,0	-0,5	N24	CO1-L	0,0	-0,1
N3	CO1-L	-0,4	-0,3	N5	CO3-U	-0,7	-0,8	N14	CO3-L	0,0	-0,9	N24	CO2-L	0,0	-0,1
N3	CO2-L	-0,6	-0,6	N12	CO1-L	0,0	-0,3	N14	CO3-U	0,0	-1,0	N24	CO3-L	0,0	0,0
N3	CO3-L	-0,8	-1,0	N12	CO2-L	0,0	-0,5	N22	CO1-L	0,0	-0,1	N24	CO3-U	0,0	-0,2

4.15. Svislá deformace základu uz [mm] - obálka všech kombinací



4.16. Vodorovná deformace mikropilot (základu) ux [mm] - obálka všech kombinací



## PŘEHLED NÁVRHOVÝCH VELIČIN PRO POSOUZENÍ MP (MSÚ)

### Mikropiloty 1. řada (líc opěry) - výsledky na 1 bm

Kombinace			CO1-L	CO2-L	CO3-L	CO3-U
Osová síla *)	NEd,bm	[kN/bm]	-376	-746	-1189	-1444
Moment	MEd,bm	[kNm/bm]	27	40	48	43
Posouvající síla	VEd,bm	[kN/bm]	70	111	138	123

### Mikropiloty 2. řada (rub opěry) - výsledky na 1 bm

Kombinace			CO1-L	CO2-L	CO3-L	CO3-U
Osová síla *)	NEd,bm	[kN/bm]	-170	-136	-68	-264
Moment	MEd,bm	[kNm/bm]	24	36	41	33
Posouvající síla	VEd,bm	[kN/bm]	66	106	130	112

Osová vzdálenost MP	a	[m]	0,8	0,8	0,8	0,8
---------------------	---	-----	-----	-----	-----	-----

### MP 1. řada - výsledky na 1 prvek

Kombinace			CO1-L	CO2-L	CO3-L	CO3-U
Osová síla *)	NEd	[kN]	-301	-597	-951	-1155
Moment	MEd	[kNm]	22	32	38	34
Posouvající síla	VEd	[kN]	56	89	110	98

### MP 2. řada - výsledky na 1 prvek

Kombinace			CO1-L	CO2-L	CO3-L	CO3-U
Osová síla *)	NEd	[kN]	-136	-109	-54	-211
Moment	MEd	[kNm]	19	29	33	26
Posouvající síla	VEd	[kN]	53	85	104	90

\*) záporné hodnoty (-) reprezentují tlak

## NÁVRH A POSOUZENÍ MIKROPILOTY (MP) - KOŘEN

### 1. GEOTECHNICKÉ VLASTNOSTI

Modul přetvárnosti GT prostředí	Ez	[MPa]	minimální hodnota	100
---------------------------------	----	-------	-------------------	-----

### 2. PARAMETRY NÁVRHU MP

#### 2.1 MATERIÁLOVÉ VLASTNOSTI

##### 2.1.1 Ocel

Třída oceli				S235
Modul pružnosti oceli	Es	[MPa]		210000
Mez kluzu oceli - charakteristická	fyk	[MPa]		235
Dílní součinitel spolehlivosti - ocel	gamas	[-]		1,00

##### 2.1.2 Beton

Třída betonu				C25/30
Modul pružnosti betonu	Ecm	[MPa]		31000
Pevnost v tlaku - charakteristická	fck	[MPa]		25
Pevnost v tahu - charakteristická	fctk	[MPa]		1,8
Dílní součinitel spolehlivosti - beton	gamac	[-]		1,50

#### 2.2 GEOMETRIE A PRŮŘEZOVÉ VELIČINY

Celková délka MP	Lmp	[m]		6,0
Délka kořene	La	[m]		5,0
Osová vzdálenost MP	a	[m]		0,8

##### 2.1.1 Ocelový profil

Průměr vnější	Dout	[mm]		108
Tloušťka stěny	t	[mm]		16
Průměr vnitřní	Dint	[mm]	$Dout - 2 \cdot t$	76
Plocha ocelového profilu	As	[mm <sup>2</sup> ]	$PI() \cdot ((Dout^2) - (Dint^2)) / 4$	4624
Moment setrvačnosti ocelového profilu	Iys	[mm <sup>4</sup> ]	$PI() \cdot ((Dout^4) - (Dint^4)) / 64$	5,041E+06

##### 2.1.2 Betonový průřez

Profil vrtu	dv	[mm]	Tab. 4.23 [1]	320
Krytí ocelového profilu	c	[mm]	$(Dout - dv) / 2$	106
Plocha betonové části MP	Ac	[mm <sup>2</sup> ]	$PI() \cdot (dv^2) / 4 - As$	75800
Moment setrvačnosti betonového průřezu	Iyc	[mm <sup>4</sup> ]	$PI() \cdot (dv^4) / 64 - Iys$	5,097E+08

##### 2.1.3 Spřažený průřez MP - statické veličiny (tlačený průřez)

Pracovní součinitel	n	[-]	Es/Ecm	6,8
Náhradní plocha spř.průřezu (převod na ocel)	Asp	[mm <sup>2</sup> ]	$As + Ac/n$	15814
Ekvivalentní tuhost (posudek - Rov. 4.75 [1])	(EI)e	[MNm <sup>2</sup> ]	$Es \cdot Iys + 0,85 \cdot Ecm \cdot gamac \cdot Iyc$	1,001E+01

### 3. ÚNOSNOST MIKROPILOTY PRO OSOVÉ NAMÁHÁNÍ

#### 3.1 VNĚJŠÍ ÚNOSNOST MP - ÚNOSNOST KOŘENE

Součinitel mzt - tahové zatížení	mzt	[-]	Kap. 4.2.2 [1]	0,8
Součinitel mzc - tlakové zatížení	mzc	[-]		1,0

### 3.1.1 Tahová únosnost kořene v GT vrstvě 1

R6

Délka kořene ve vrstvě	La1	[m]		3,0
Uvažovaný průměr kořene ve vrstvě	da1	[mm]		320
Plášťové tření kořene ve vrstvě	tau1	[MPa]	Tab. 4.26 [1]	0,25
Vypočtená únosnost z plášť. tření	Rak1tau	[kN/bm]	$PI() \cdot da1^1 \cdot tau1 \cdot mzt$	201
Únosnost stanovená odborným odhadem	Rak1o	[kN/bm]	tabulkové hodnoty [3]	200
Výsledná únosnost TAH. na plášti charakt.	Rak1bm	[kN/bm]	$MIN(Rak1tau; Rak1o)$	200
Celk. tah. únos. na plášti charakt. - vrstva 1	Rak1	[kN]	$Rak1bm \cdot La1$	600

### 3.1.2 Tahová únosnost kořene v GT vrstvě 2

R5/R4

Délka kořene ve vrstvě	La2	[m]		2,0
Uvažovaný průměr kořene ve vrstvě	da2	[mm]		320
Plášťové tření kořene ve vrstvě	tau2	[MPa]	Tab. 4.26 [1]	0,65
Vypočtená únosnost z plášť. tření	Rak2tau	[kN/bm]	$PI() \cdot da2^1 \cdot tau2 \cdot mzt$	523
Únosnost stanovená odborným odhadem	Rak2o	[kN/bm]	tabulkové hodnoty [3]	350
Výsledná tahová únosnost na plášti charakt.	Rak2bm	[kN/bm]	$MIN(Rak2tau; Rak2o)$	350
Celk. tah. únos. na plášti charakt. - vrstva 2	Rak2	[kN]	$Rak2bm \cdot La2$	700

### 3.1.3 Tahová únosnost kořene v GT vrstvě 3

Délka kořene ve vrstvě	La3	[m]		
Uvažovaný průměr kořene ve vrstvě	da3	[mm]		
Plášťové tření kořene ve vrstvě	tau3	[MPa]	Tab. 4.26 [1]	
Vypočtená únosnost z plášť. tření	Rak3tau	[kN/bm]	$PI() \cdot da3^1 \cdot tau3 \cdot mzt$	0
Únosnost stanovená odborným odhadem	Rak3o	[kN/bm]	tabulkové hodnoty [3]	
Výsledná tahová únos. na plášti charakt.	Rak3bm	[kN/bm]	$MIN(Rak3tau; Rak3o)$	0
Celk. tah. únos. na plášti charakt. - vrstva 2	Rak3	[kN]	$Rak3bm \cdot La3$	0

### 3.1.4 Celková tahová únosnost kořene

Celková délka kořene	La	[m]	$La1 + La2 + La3$	5,0
Celk. tahová únosnost na plášti - charakt.	Rak	[kN]	$Rak1 + Rak2 + Rak3$	1300
Dílčí součinitel bezpečnosti	gamaa	[-]		1,3
Celk. tah. únosnost na plášti - návrhová	Rad,tah	[kN]	$Rak / gamaa$	1000

### 3.1.5 Tlaková únosnost kořene (tření + opření)

Únosnost kořene na plášti - tlak - návrhová	Rad,tlak	[kN]	$Rad, tah \cdot (mzc / mzt)$	1250
Třída horniny na patě MP				R3
Únosnost skal. podloží na patě - návrhová	Rd	[MPa]	Tab. 33 [2]	1,5
Uvažovaný průměr kořene na patě	dap	[mm]		320
Únosnost kořene na patě - návrhová	Upd	[kN]	$Rd \cdot PI() \cdot (dap^2) / 4$	121
Celk. tlak únosnost kořene - návrhová	Racompd	[kN]	$Rad, tlak + Upd$	1371

## 3.2 VNITŘNÍ ÚNOSNOST MP

### 3.2.1 Tahová únosnost (ocelový profil)

Tahová únosnost ocel. profilu - návrhová	Rsd	[kN]	$As \cdot fyk / gamas$	1087
--	-----	------	------------------------	------

### 3.2.2 Tlaková únosnost (spřažený profil)

Tlaková únosnost MP - návrhová	Nrd	[kN]	$Rsd + 0,85 \cdot Ac \cdot fck / gamac$	2161
--------------------------------	-----	------	---	------

### 3.2.2 Vzpěrná únosnost (spřažený profil)

Kritické břemeno (Rov. 4.79 [1])	Ncrit	[kN]	$2 \cdot ((EI)_e \cdot Ez)^{(1/2)}$	63283
Štíhlost MP	PSI	[-]	$(Nrd / Ncrit)^{(1/2)}$	0,185
Součinitel vzpěru (CHI = 1,0 pro PSI < 0,2)	CHI	[-]	EC3, Obr. 6.4, křivka a)	1,00
Vzpěrná únosnost MP - návrhová	Rbd	[kN]	$CHI \cdot Nrd$	2161

## 3.3 VYTRŽENÍ ZE ZÁLIVKY

Součinitel technologie eta1	eta1	[-]	Kap. 8.4.2 [5]	0,70
Návrhová smyk. pevnost táhlo - masiv	TAUzal	[kPa]	$1,2 \cdot eta1 \cdot fctk / gamac$	1,01
Dílčí součinitel bezpečnosti (vlastní)	gamazal	[-]		1,30
Návrh. únosnost proti vytržení ze zálivky	Rzal,d	[kN]	$TAUzal \cdot PI \cdot Dout \cdot La / gamazal$	1315



### 3.4 VÝSLEDNÁ ÚNOSNOST MP - REKAPITULACE

#### 3.4.1 Výsledná tahová únosnost trubka vers. kořen

Tahová únosnost kořene - návrhová	Rad,tah	[kN]		1000
Tahová únosnost ocel. profilu - návrhová	Rsd	[kN]		1087
Únosnost proti vytržení ze zálivky - návrhová	Rzal,d	[kN]		1315
Rozhodující tahová únosnost MP	<b>Rmpd,tah</b>	<b>[kN]</b>	MIN(Rad,tah;Rsd;Rzal,d)	<b>1000</b>

#### 3.4.1 Výsledná tlaková únosnost

Tlaková únosnost kořene - návrhová	Racompd	[kN]		1371
Vzpěrná únosnost MP - návrhová	Rbd	[kN]		2161
Rozhodující tlaková únosnost MP	<b>Rmpd,tlak</b>	<b>[kN]</b>	MIN(Racompd;Rbd)	<b>1371</b>

### 4. ZATÍŽENÍ A POSOUZENÍ MP

Max. tahová síla v MP - návrhová	<b>Nmpd,tah</b>	<b>[kN]</b>		<b>0</b>
Nmpd,tah < Rmpd,tah ?				<b>OK</b>
Max. tlaková síla v MP - návrhová	<b>Nmpd,tlak</b>	<b>[kN]</b>		<b>1155</b>
Nmpd,tlak < Rmpd,tlak ?				<b>OK</b>

Turček: Zakládání staveb, 2005 [1]

Masopust, J.: Navrhování základových konstrukcí, 2012 [2]

Barták, J.: Kotvení konstrukcí, Zakládání staveb, přednáška ČVUT [3]

ČSN 73 1004, Navrhování základových konstrukcí - Stanovení požadavků pro výpočetní metody, 2020 [4]

ČSN 1992-1-1, Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla, 2019 [5]

## Projekt

Popis : POSOUZENÍ MP - PRŮŘEZ M+N  
Datum : 18.03.2022

## Norma

Norma **EN 1992-1-1/Uživatelská.**

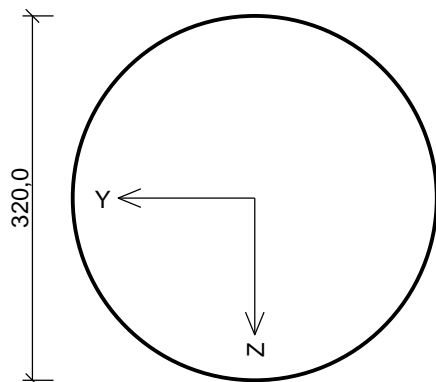
Únosnost betonu - základní kombinace zatížení :  $\gamma_C = 1,500$   
Únosnost výztuže - základní kombinace zatížení :  $\gamma_S = 1,000$   
Únosnost betonu - mimořádná kombinace zatížení :  $\gamma_C = 1,000$   
Únosnost výztuže - mimořádná kombinace zatížení :  $\gamma_S = 1,000$   
Modul pružnosti betonu :  $\gamma_{cE} = 1,000$   
Tlaková pevnost betonu :  $\alpha_{cc} = 0,800$

## 1 TR102/13 (KOROZNÍ ÚBYTEK)

### 1.1 Vstupní data

Typ prvku: sloup  
Prostředí: XA2

#### Průřez



#### Materiály

##### Beton: C 25/30

Válcová pevnost v tlaku  $f_{ck} = 25,0$  MPa  
Pevnost v tahu  $f_{ctm} = 2,6$  MPa  
Modul pružnosti  $E_{cm} = 31000$  MPa

##### Ocel podélná: S235 (uživ.)

Mez kluzu  $f_{yk} = 235,0$  MPa  
Modul pružnosti  $E_s = 210000$  MPa

##### Ocel příčná: B500B

Mez kluzu  $f_{yk} = 500,0$  MPa  
Modul pružnosti  $E_s = 200000$  MPa

Pevnost oceli neodpovídá rozsahu 400-600MPa určenému normou, další výpočet odpovídá postupům EC2

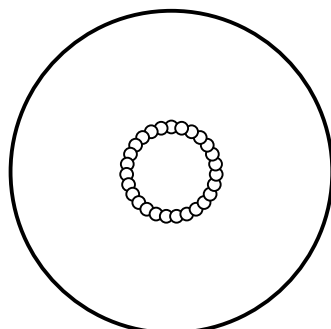
#### Vnitřní síly - základní návrhová (MSÚ)

č.	Název zatěžovacího případu	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Edy}$ [kNm]	$V_{Edz}$ [kN]	QP koef. [-]
1	CO3-L (MSÚ)	-951,00	38,00	0,00	1,000
2	CO3-U (MSÚ)	-1155,00	34,00	0,00	1,000

#### Podélná výztuž

Kruh: 27ks × profil 13, krytí 109,0 mm  
Celková plocha výztuže: 3584 mm<sup>2</sup>

27x13-kr.109,0



S tlačnou výztuží je počítáno.

### Minimální krytí

109,0 mm (uživ.)

## 1.2 Výsledky

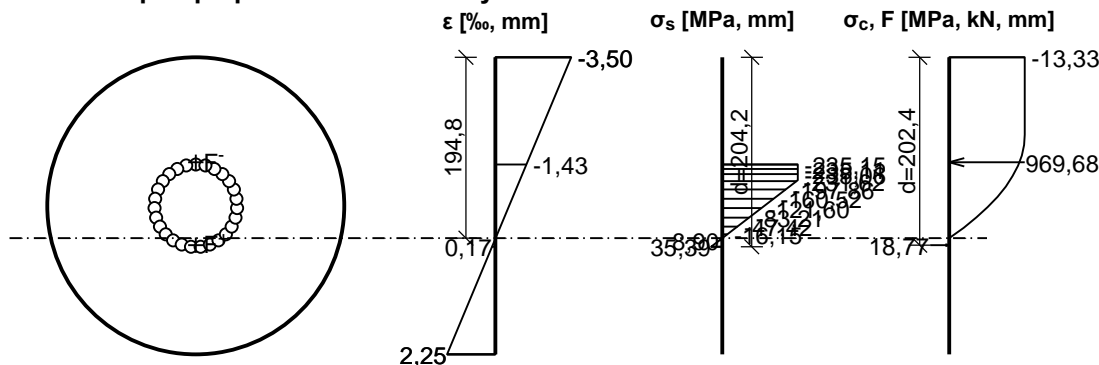
1: CO3-L (MSÚ) - základní návrhová

$N = -951,00 \text{ kN}$ ;  $M_y = 38,00 \text{ kNm}$ ;  $V_z = 0,00 \text{ kN}$

### Podrobné posouzení TLAK A OHYB: CO3-L (MSÚ)

Normálová síla pro výpočet minimální excentricity dle 6.1(4) normy: **Vyhovuje**

### Průběh napětí po průřezu a vnitřní síly



### Deformace v krajních vláknech průřezu

Nejmenší deformace v betonu: -3,50 ‰

Největší deformace v betonu: 2,25 ‰

Nejmenší deformace ve výztuži: -1,43 ‰

Největší deformace ve výztuži: 0,17 ‰

Směr neutrálné osy: 360,00 °

$N_{Ed} = -951,00 \text{ kN} \leq N_{Rd} = -1910,63 \text{ kN}$

$M_{Edy} = 38,00 \leq M_{Rdy} = 46,27 \text{ kNm}$

**Posouzení průřezu na tlak a ohyb Vyhovuje**

### Podrobné posouzení SMYK: CO3-L (MSÚ)

Průřez není namáhán smykem.

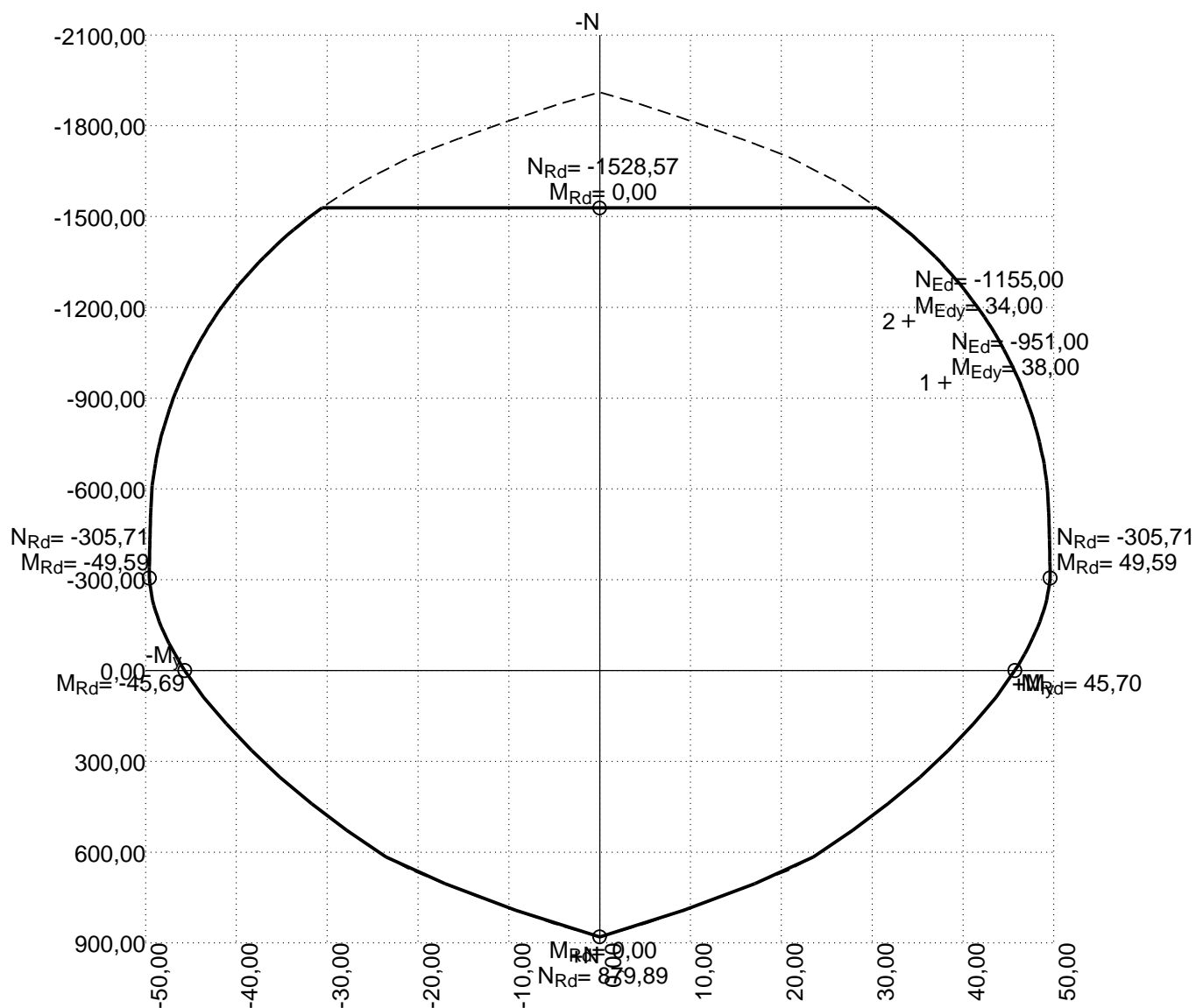
### Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	$N_{Ed}$ [kN]	$N_{Rd}$ [kN]	$M_{Edy}$ [kNm]	$M_{Rdy}$ [kNm]	$V_{Edz}$ [kN]	$V_{Rdz}$ [kN]	Posouzení
1	CO3-L (MSÚ)	-951,00	-1910,63	38,00	46,27	0,00	0,00	Vyhovuje
2	CO3-U (MSÚ)	-1155,00	-1910,63	34,00	42,66	0,00	0,00	Vyhovuje

**Mezní stav únosnosti VYHOVUJE**

### Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE

Interakční diagram



## POSOUZENÍ STŘIHOVÉ PEVNOSTI MP

Materiál - ocel				S235
Mez kluzu charakteristická	$f_{yk}$	[MPa]		235
Dílčí součinitel spolehlivosti, ocel	$\gamma_{mas}$	[-]		1,0

Ocelový profil - průměr vnější	$D_{out}$	[mm]	korozní úbytek 3 mm	102,0
Ocelový profil - tloušťka stěny	$t$	[mm]	korozní úbytek 3 mm	13,0

Průměr vnitřní	$D_{int}$	[mm]	$D_{out} - 2 \cdot t$	76
Plocha průřezu	$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	$\pi \cdot (D_{out}^2 - D_{int}^2) / 4$	3635
Smyková plocha	$A_{vs}$	[mm <sup>2</sup> ]	$2 \cdot A_s / \pi$ (pro trubky)	2314

Střihová únosnost únosnost MP - návrhová	$V_{Rd}$	[kN]	$f_{yk} \cdot A_{vs} / \gamma_{mas}$	544
--	----------	------	--------------------------------------	-----

Kombinace

CO3-L

Posouvající síla v hlavě MP od zatíží. - návrhová	$V_{Ed}$	[kN]		110
Rezerva pro nerovnoměrnost rozložení zatížení	$\gamma_{maV}$	[-]		1,2
Posouvající síla vč. souč. $\gamma_{maV}$	$V_{Ed,s}$	[kN]	$V_{Ed} \cdot \gamma_{maV}$	132

$V_{Ed,s} < V_{Rd} ?$

OK

## POSOUZENÍ POMĚRŮ V ZS (MSÚ)

### Napětí a excentricita výslednice

Šířka základové desky	B	[m]	4,2	4,2	4,2	4,2
Třída zeminy/horniny v ZS			R6	R6	R6	R6

Kombinace			CO1	CO2-L	CO3-L	CO3-U
Svislá reakce v ZS desky	Rzd	[kN/bm]	82	133	192	257
Moment v ZS desky	Myd	[kNm/bm]	27	79	140	152
Excentr. v ZS desky od zat. $ed=Myd/Rzd$	ed	[m]	0,33	0,59	<b>0,73</b>	0,59
Mezní excentricita $ed,max=B/3$	ed,max	[m]	1,40	1,40	1,40	1,40
$ed < ed,max$ ?			OK	OK	OK	OK

Max. hodnota napětí v ZS od zatížení	SIGz	[kPa]	25	53	87	<b>103</b>
Mezní napětí v ZS (vč. vlivu HPV)	Rd	[kPa]	300	300	300	300
$SIGz < Rd$ ?			OK	OK	OK	OK

### Vodorovné tření v ZS

Pozn.: Uvedené síly jsou na 1 bm !

Kombinace			CO1-L	CO2-L	CO3-L	CO3-U
Celkové svislé zatížení desky	Nd	[kN/bm]	628	1015	1449	1965
Svislá reakce v ZS desky (viz výše)	Rzd	[kN/bm]	82	133	192	257
Suma svislých reakcí v MP $Rmd=Nd-Rzd$	Rmd	[kN/bm]	546	882	1257	1708

Souč. tření základ/podloží - návrhový	f	[-]	0,5	0,5	0,5	0,5
---------------------------------------	---	-----	-----	-----	-----	-----

Celkové vodorovné zatížení desky v ZS	Hd	[kN/bm]	177	284	364	364
Vod. tření v ZS (vstup do SCIA) $T = f \cdot Rzd$	T	[kN/bm]	<b>41</b>	<b>67</b>	<b>96</b>	<b>129</b>
Vod. zatížení mikropilot $Hd,mp=Hd-T$	Hd,mp	[kN/bm]	136	218	268	236

## PŘEHLED VYPOČTENÝCH DEFORMACÍ KONSTRUKCE

Šířka základové desky	B	[m]	4,2	4,2	4,2	4,2
Osová vzd. MP v ve směru šířky základu	B12	[m]	3,1	3,1	3,1	3,1

Hloubka spodní hrany základu od vrcholu opěry	h	[m]	9,1	9,1	9,1	9,1
---	---	-----	-----	-----	-----	-----

Součinitel bezpeč. na zatížení (stálé, proměnné)	gammaF	[-]	1,40	1,40	1,40	1,40
--	--------	-----	------	------	------	------

### 1. Deformace od **návrhových** hodnot zatížení (**MSÚ**)

Kombinace			CO1-L	CO2-L	CO3-L	CO3-U
Svislá deformace MP1 (1. řada, líc opěry) *)	wz1'	[mm]	-0,3	-0,5	-0,9	-1,0
Svislá deformace MP2 (2. řada, rub opěry) *)	wz2'	[mm]	-0,1	-0,1	0,0	-0,2
Naklonění základu $Ry' = (-wz1' + wz2')/B12$	Ry'	[-]	0,0001	0,0001	0,0003	0,0003

Vodorovný posun základu v úrovni ZS	ux,zs'	[mm]	0,4	0,6	0,8	0,8
Vod. posun vrcholu opěry od Ry; $ux,h,r' = Ry' * h$	ux,h,r'	[mm]	0,6	1,2	2,6	2,3
Vod. posun vrcholu opěry celk.; $ux,h' = ux,zs' + ux,h,r'$	ux,h'	[mm]	1,0	1,8	3,4	3,1

### 2. Deformace od **charakteristických** hodnot zatížení (**MSP**)

Kombinace			CO1-L	CO2-L	CO3-L	CO3-U
Svislá deformace MP1 $wz1 = wz1' / gammaF$	wz1	[mm]	-0,2	-0,4	-0,6	<b>-0,7</b>
Svislá deformace MP2 $wz2 = wz2' / gammaF$	wz2	[mm]	-0,1	-0,1	0,0	-0,1
Naklonění základu $Ry = (-wz1 + wz2)/B12$	Ry	[-]	0,0000	0,0001	<b>0,0002</b>	0,0002

Vod. posun základu v úrovni ZS $ux,zs = ux,zs' / gammaF$	ux,zs	[mm]	0,3	0,4	0,6	0,6
Vod. posun vrcholu opěry od Ry; $ux,h,r = Ry * h$	ux,h,r	[mm]	0,4	0,8	1,9	1,7
Vod. posun vrcholu opěry celk.; $ux,h = ux,zs + ux,h,r$	ux,h	[mm]	0,7	1,3	<b>2,5</b>	2,2

Mezní naklonění pro tuhé žlb. kce (EC7, Tab. NA.1)	Ry,lim	[-]	0,0030	0,0030	0,0030	0,0030
$Ry < Ry,lim$ ?			OK	OK	OK	OK

\*) záporné hodnoty (-) reprezentují tlak

## NÁVRH A POSOUZENÍ ŽLB. PRŮŘEZŮ ZÁKLADU A OPĚRY - PROSTÝ OHYB

### Parametry průřezu

Posuzovaný žlb. průřez (V - výstupek základu; P - prac. spára opěra/základ)			V	P
Šířka průřezu	b	[mm]	1000	1000
Výška průřezu	h	[mm]	1600	2150

### Parametry betonu

Třída betonu			Tab. 3.1 [1]	C30/37	C30/37
Char. pevnost v tlaku	fck	[MPa]	Tab. 3.1 [1]	30,00	30,00
Součinitel ALFAcc	ALFAcc	[-]	Kap. 3.1.6 [1]	0,80	0,80
Dílčí součinitel materiálu	GAMAc	[-]	Tab. 2.1N [1]	1,50	1,50
Návrh. pevnost v tlaku	fcd	[MPa]	ALFAcc*fck / GAMAc Rov. 3.15 [1]	16,00	16,00
Průměrná pevnost v tahu	fctm	[MPa]	Tab. 3.1 [1]	2,90	2,90

### Parametry výztuže

Třída betonářské oceli				B500B	B500B
Char. mez kluzu	fyk	[MPa]		500,00	500,00
Dílčí součinitel materiálu	GAMAs	[-]		1,15	1,15
Návrh. mez kluzu	fyd	[MPa]	fyk / GAMAs	434,8	434,8

Návrh tahové výztuže průřezu			hodnoty v [mm]	D25/150	D25/150
------------------------------	--	--	----------------	---------	---------

Profil výztuže	D	[mm]		25	25
Plocha jednoho prutu	A1	[mm <sup>2</sup> ]	(PI()*(D^2))/4	491	491
Počet prutů na šířku průřezu	n	[-]		6,7	6,7
Plocha výztuže	As	[mm <sup>2</sup> ]	n*A1	3272	3272
Krytí	c	[mm]		70	70
Síla ve výztuži	Fa	[kN]	fyd*As	1423	1423

### Únosnost žlb. průřezu - prostý ohyb

Statická výška průřezu	d0	[mm]	h-c-(D/2)	1518	2068
Výška tlačené zóny průřezu	x	[mm]	Fa / (0,8*b*fcd)	111	111
Rameno vnitřních sil	z	[mm]	d0 - 0,4*x	1473	2023
Moment únosnosti průřezu	MRd	[kNm]	Fa * z	2096	2878

### Moment od zatížení

Návrh. napětí v zákl. spáře	SIGd	[kPa]		103	
Návrh. tlak. síla v MP - na 1 bm	NEd	[kN]		1444	
Délka konzole	Lkonz	[m]	přídavek dle Obr. 2.10c [2]	1,80	
Poloha MP na konzoli (rameno)	Ln	[m]		1,25	
Návrh. moment od SIGd	MEd,s	[kNm]	(1/2)*SIGd*b*(Lkonz^2)	167	
Návrh. moment od NEd	MEd,n	[kNm]	NEd*Ln	1805	
Návrh. moment od zatížení	MEd	[kNm]		1972	1588
Posouzení MRd >= MEd ?				OK	OK

### Konstrukční zásady pro žlb desku

Kap. 9.3.1.1 (1) [1]

Min. plocha podélné tahové výztuže

Rov. (9.1N) [1]

- kritérium 1	As,min1	[mm <sup>2</sup> ]	0,26*(fctm/fyk)*b*d0	2288	3118
- kritérium 2	As,min2	[mm <sup>2</sup> ]	0,0013*b*d0	1973	2688
MAX(As,min1;Asmin2)	As,min	[mm <sup>2</sup> ]		2288	3118
Posouzení As >= As,min ?				OK	OK

Max. plocha tahové i tlakové výztuže	As,max	[mm <sup>2</sup> ]	0,04*b*h, Kap. 9.2.1.1 [1]	64000	86000
Celková plocha výztuže	As,celk	[mm <sup>2</sup> ]	2*As	6545	6545
Posouzení As,celk <= As,max ?				OK	OK