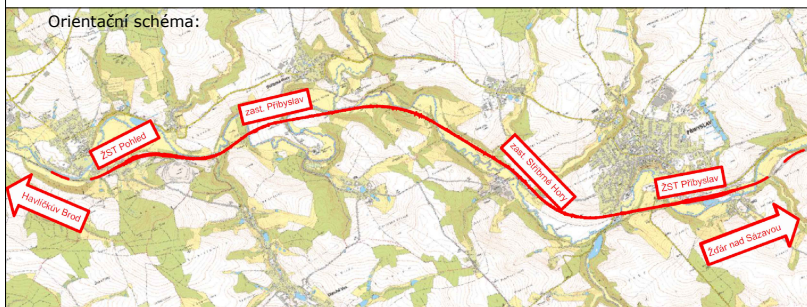




EVROPSKÁ UNIE
Evropské strukturální a investiční fondy
Operační program Doprava

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

Zhotovitel stavby:	SAGASTA s.r.o.		
Adresa:	Novodvorská 1010/14, 142 00, Praha 4 - Lhotka		
Kontakt:	T: +420 261 344 100 E: info@sagasta.cz		
Zhotovitel objektu:	SAGASTA s.r.o.		
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: Ing. Vojtěch Zvěřina	Odpovědný projektant: Ing. Vojtěch Zvěřina	Zpracovatel: Ing. Daniel Makiš

Název stavby/akce:	Rekonstrukce traťového úseku Příbyslav - Pohled		Označení (S-kód): S621500627
Název části:	Mosty, propustky, zdi		Označení zhotovitele: 120 076
Název objektu:	Železniční most v ev. km 107,032		Označení části: D 2.1.4
Název přílohy:	Statický výpočet		Označení objektu/komplexu: 12-20-07
Název dílčí části přílohy:			Číslo přílohy: 3 0.0.1
Kraj:	Katastrální území:	TUDU: 2031 26 2031 M1 2031 N1	Paré:
Vysočina	viz. textová část		
Stupeň dokumentace: PDPS	Datum zpracování: 11 / 2021	Formáty:	Měřítko:

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 7	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	27
4.1.8	ZS17 - Montážní zatížení	29
4.1.9	Zatížení pro určení přechodnosti	29
5	Kombinace zatížení	31
5.1	Výpis zatěžovacích stavů	31
5.2	Kombinační součinitele zatížení	31
5.3	Mezní stav překlopení mostu	32

5.4	Mezní stav únosnosti těsně po betonáži spřažené desky (působí pouze ocelový nosník)	32
5.5	Mezní stav únosnosti za provozu mostu a na konci životnosti (liší se dotvarováním betonu)	32
5.6	Mezní stav použitelnosti	33
5.6.1	Charakteristické kombinace	33
5.6.2	Častá kombinace	33
5.6.3	Kvazistálá kombinace	33
5.7	Posouzení únavy	34
6	Posouzení mostu – MSÚ	35
6.1	Posouzení mostu na překlpení	35
6.1.1	Kombinace s „Nezatíženým vlakem“ (sestava gr 15)	35
6.1.2	Kombinace s modelem 71	35
6.2	Posouzení hlavního nosníku uprostřed rozpětí na ohyb	36
6.2.1	Mezní stav únosnosti na moment ve směru z (M_z)	36
6.2.2	Mezní stav únosnosti těsně po betonáži spřažené desky (působí pouze ocelový nosník)	36
6.2.3	Posouzení při betonáži na klopení hlavního nosníku	38
6.2.4	Mezní stav únosnosti těsně po uvedení do provozu "	40
6.2.5	Mezní stav únosnosti na konci životnosti	42
6.3	Posouzení hlavního nosníku na smyk	44
6.3.1	Mezní stav únosnosti těsně po uvedení do provozu a na konci životnosti (stejně)	44
6.4	Posouzení příčných výtuh hlavního nosníku	46
6.4.1	Koncová příčná výtuha	46
6.5	Posouzení krčního 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)	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	57
6.7.5	Posouzení výztuže na dolním líci desky	58
6.7.6	Posouzení výztuže na horním líci desky	60
6.7.7	Posouzení ve smyku	62
6.8	Návrh a posouzení výztuže spřažené desky v podélném směru	62
6.9	Schéma výztuže spřažené desky	63
6.10	Návrh a posouzení mezilehlého příčnicku	64
6.10.1	Geometrie	64
6.10.2	Kombinace	65
6.10.3	Účinky zatížení	65
6.10.4	Posouzení v ohybu, maximální moment, MSÚ	66
6.10.5	Posouzení ve smyku, MSÚ	67
6.10.6	Posouzení krčních svarů	67
6.10.7	Posouzení připojení mezilehlého příčnicku na hlavní nosník	68
6.11	Návrh a posouzení podporového příčnicku	71
6.11.1	Geometrie	71
6.11.2	Zatížení	72
6.11.3	Kombinace	74
6.11.4	Účinky zatížení	74

6.11.5	Posouzení v ohybu, uložení na ložiska, MSÚ	75
6.11.6	Posouzení v ohybu, polovina rozpětí, MSÚ	76
6.11.7	Posouzení ve smyku, MSÚ	79
6.11.8	Posouzení krčnicích svarů	80
6.11.9	Posouzení spřahovacích trnů	81
6.11.10	Posouzení připojení podporového příčnicku na hlavní nosník	82
6.12	Síly působící na ložiska	86
6.13	Připojení ložiska k NK	90
6.14	Návrh výztuže podložiskového bloku	93
6.15	Posouzení spodní stavby	96
6.15.1	Geometrie a zatížení opěry	97
6.15.2	Návrh výztuže dříku opěry	98
6.15.3	Návrh předního výstupku základu	99
6.15.4	Návrh výztuže závěrné zídky	100
6.15.5	Schéma vyztužení opěry	101
7	Posouzení mostu – Únava	102
7.1	Posouzení hlavního nosníku na únavu	102
7.1.1	Posouzení uprostřed rozpětí	103
7.2	Posouzení krčnicího svaru hlavního nosníku na únavu – napětí ve svaru	104
7.3	Posouzení krčnicího svaru hlavního nosníku na únavu – napětí na pásnici	106
7.4	Posouzení tupého svaru hlavního nosníku na únavu	108
7.5	Posouzení krčnicího svaru hlavního nosníku na únavu v místě výřezu – napětí na pásnici	110
7.6	Posouzení příčné výztuhy hlavního nosníku – napětí na pásnici a ve stejné	112
7.7	Posouzení spřahovacích trnů na únavu	114
7.8	Posouzení tupého svaru podporového příčnicku na únavu	116
7.8.1	Posouzení v 1/2 L	116
7.8.2	Posouzení v uložení na ložisko	118
7.9	Posouzení krčnicího svaru podporového příčnicku – napětí ve svaru	119
7.10	Posouzení krčnicího svaru podporového příčnicku – napětí na pásnici	120
7.11	Posouzení krčnicího svaru podporového příčnicku v místě výřezu – napětí na pásnici	122
7.12	Posouzení výztuhy podporového příčnicku – napětí na pásnici a ve stejné	124
7.13	Posouzení připojení podporového příčnicku na hlavní nosník	125
7.14	Posouzení tupého svaru mezilehlého příčnicku na únavu	130
7.15	Posouzení krčnicího svaru mezilehlého příčnicku – napětí ve svaru	132
7.16	Posouzení krčnicího svaru mezilehlého příčnicku v místě výřezu – napětí na pásnici	133
7.16.1	Posouzení připojení mezilehlého příčnicku na hlavní nosník	135
8	Posouzení mostu – MSP	139
8.1	Průhyb mostu	139
8.1.1	Charakteristická kombinace	139
8.1.2	Kvazistálá kombinace	139
8.1.3	Dodatečný průhyb od smršťování a dotvarování spřažené desky	139
8.1.4	Průhyb nosníků pouze od vlastní tíhy ocelové konstrukce a betonové desky	140
8.1.5	Průhyb nosníků pouze od dopravy (LM71)	140
8.1.6	Celkový průhyb mostu	140
8.1.7	Nadvýšení nosné konstrukce	140
8.2	Průhyb mostu – posouzení pohodlí cestujících	141
8.3	Posouzení náchylnosti k rezonancím	141
8.4	Omezení trhlin ve spřažené desce	143
8.4.1	Podélný směr	143
8.4.2	Příčný směr	143

8.5	Posouzení pohybů mostu a návrh ložisek a mostních závěrů	144
8.5.1	Prodloužení od teploty	144
8.5.2	Prodloužení od smrštění spřažené desky	144
8.5.3	Prodloužení od normálové síly vlivem zatížení	145
8.5.4	Prodloužení od pootočení nosné konstrukce	145
8.5.5	Posuny pro mostní závěr u pevného ložiska	146
8.5.6	Posuny pro mostní závěr u posuvného ložiska	147
8.5.7	Posuny pro posuvné ložisko	147
8.5.8	Požadavky na mostní závěry	147
8.5.9	Požadavky na ložiska	148
9	Zatížitelnost	149
10	Zatížitelnost stávající spodní stavby	153
10.1	Vstupní údaje	153
10.2	Zatížitelnost	154
11	Přehled zatížitelnosti	155
11.1	Zatížitelnost nosné konstrukce	155
11.2	Zatížitelnost stávající spodní stavby (za předpokladu nové nosné konstrukce)	157
12	Přílohy	158
13	Závěr	158

1 Identifikační údaje mostu

1.1 Označení stavby

Název stavby: Rekonstrukce traťového úseku Příbyslav – Pohled
Objekt: SO 12-20-07
Druh stavby: Rekonstrukce

1.2 Místo stavby:

Katastrální území: Utín [775649]

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 107,032
Úhel křížení:	62,3 °
Charakteristika mostu	Nová NK – spřažená ocelobetonová konstrukce, plnostěnné nosníky konstantní výšky průřezu I + železobetonová deska. Nové železobetonové opěry se závěrnými zídками a křídly vetknutými do opěry.
Délka přemostění	24,900 m
Délka mostu	43,990 m
Délka nosné konstrukce	27,700 m
Rozpětí jednotlivých polí	26,500 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	0,840 m
Stavební výška	2,946 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	

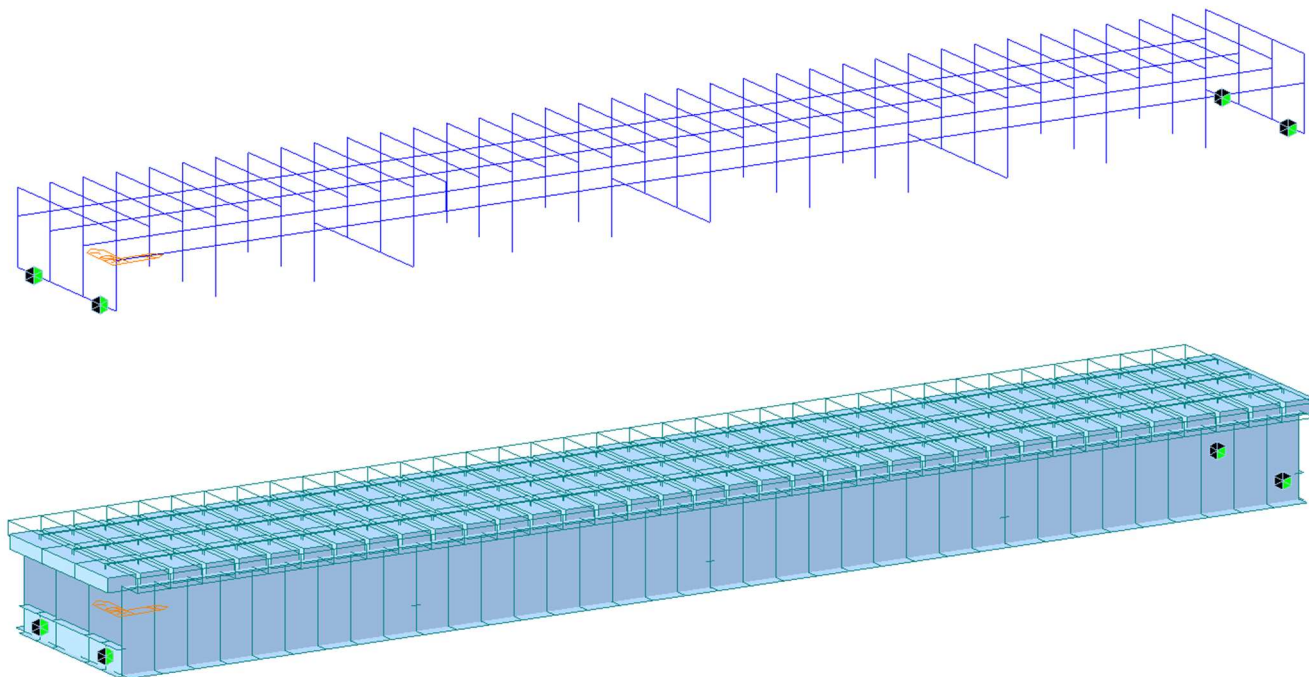
2.3 Použitý software

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

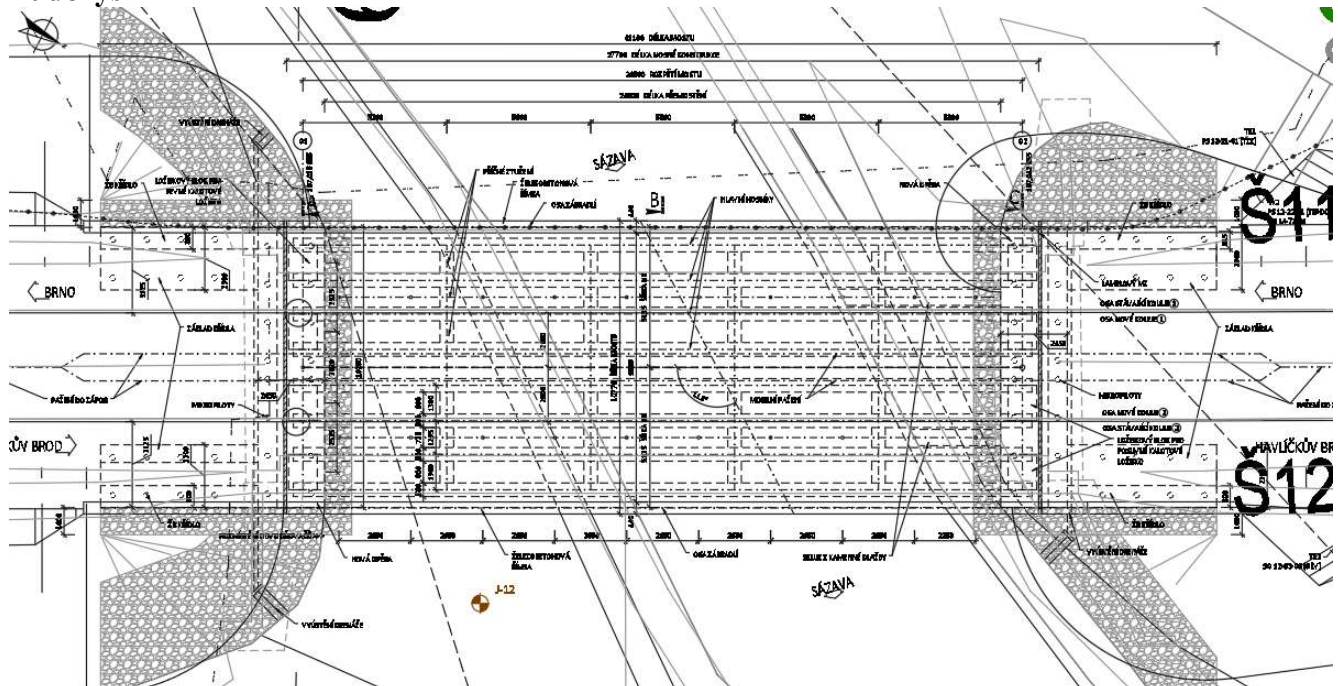
2.4.1 Výpočetní model

Výpočet statických veličin byl proveden na prostorovém prutovém modelu. Zatížené je umístováno přímo na nosníky, zatížení dopravou bude umístěno do skutečné polohy a rozneseno přes příčníky (příčně působící spřažená deska). Konstrukce je tvořena dvěma stejnými mosty pod dvěma kolejemi, modelována bude jen polovina mostu pod jednou kolejí. Model byl proveden v programu MIDAS Civil, kde je využit spřažený kompozitní ocelobetonový průřez a fáze výstavby. Most je uložený na pevných a posuvných ložiscích. Ztužidla a ložiska jsou k nosníkům připojeny pomocí tuhých ramen.

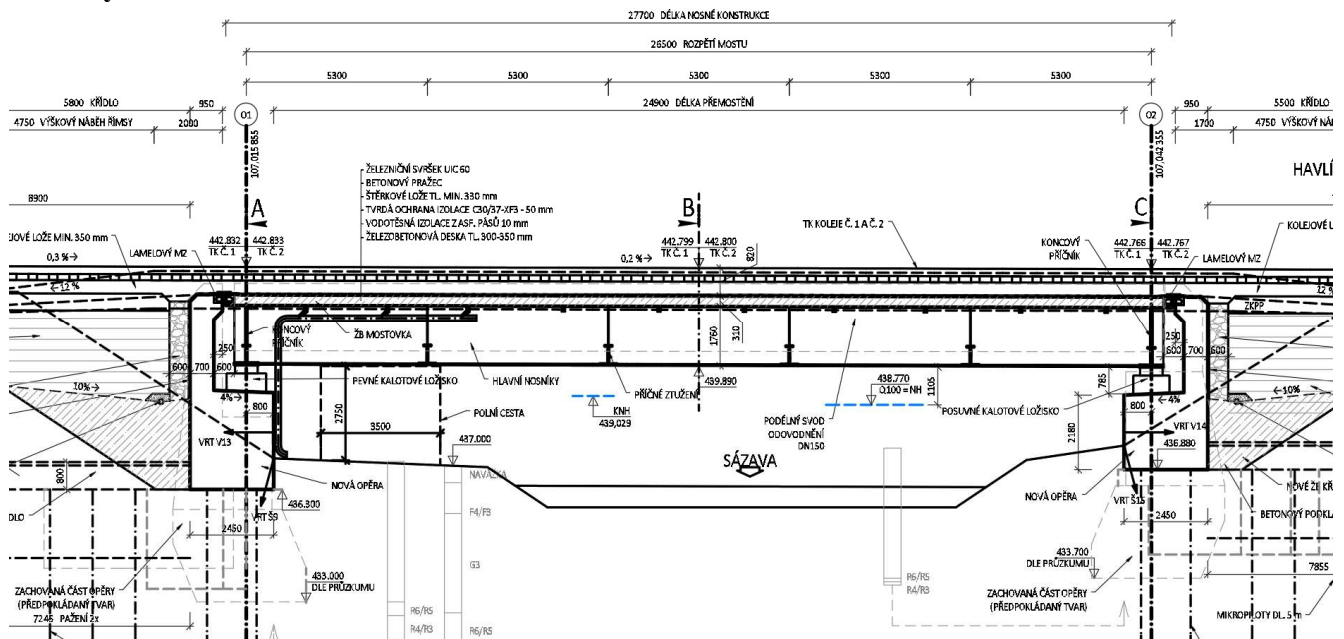


2.4.2 Geometrie konstrukce

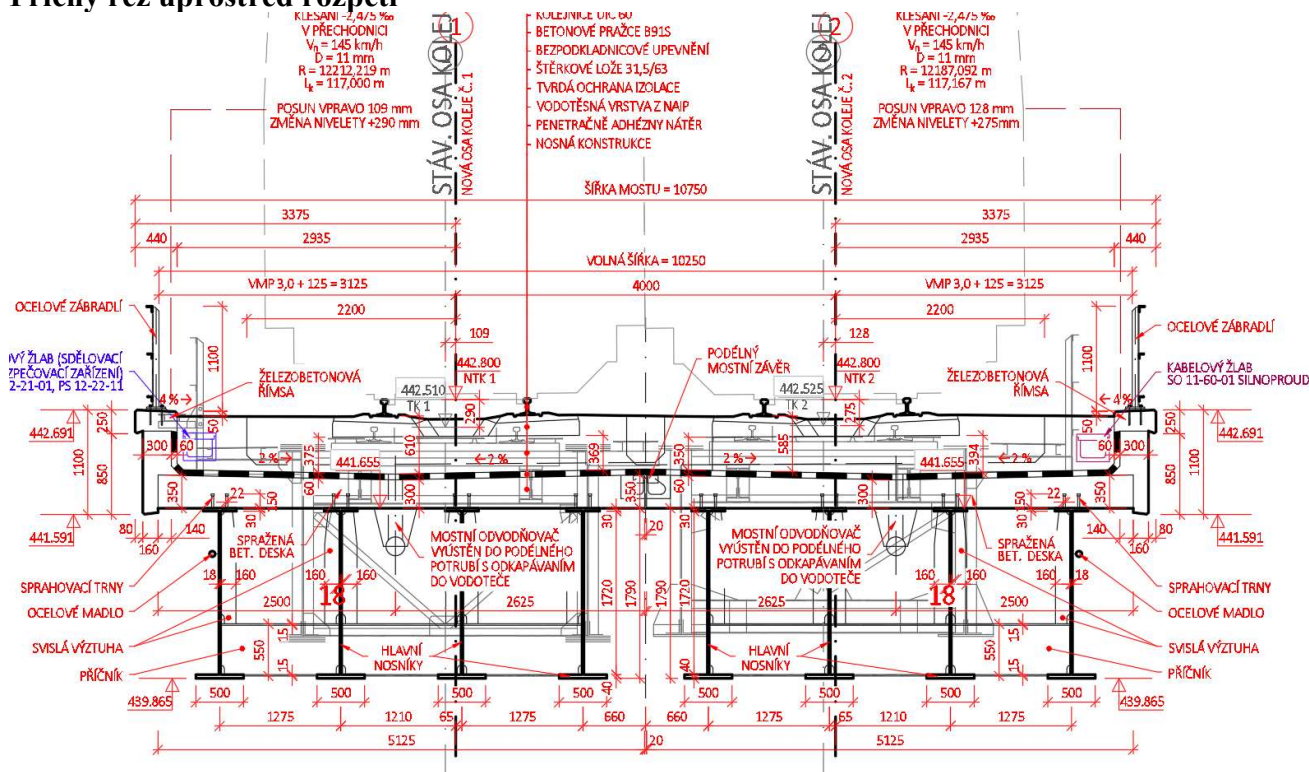
Půdorys



Podélný řez



Příčný řez uprostřed rozpětí



2.4.3 Spodní stavba

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.

2.4.4 Nosná konstrukce

Nosná konstrukce je tvořena spráženou ocelobetonovou konstrukcí tvořenou čtyřmi ocelovými nosníky s konstantní výškou. Výška nosníků uprostřed rozpětí je 1,760 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 26,500 m. Konstrukce je uložena na ložiskách. Most je přímý, kolmý.

2.4.5 Mostní svršek

Římky 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 přechodnici, převýšení uprostřed je 11 mm. Železniční svršek UIC 60 na betonových pražcích.

2.4.6 Postup výstavby

- | | |
|---|--------|
| - Osazení ocelové části konstrukce na opěry | 1 den |
| - Betonáž sprážené 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

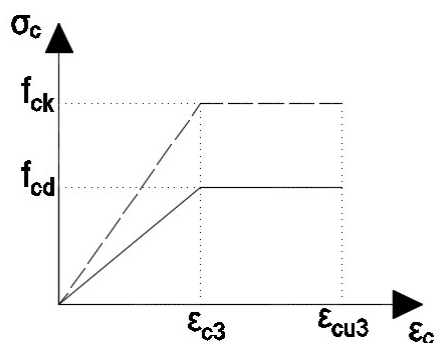
3 Materiály a průřezy

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

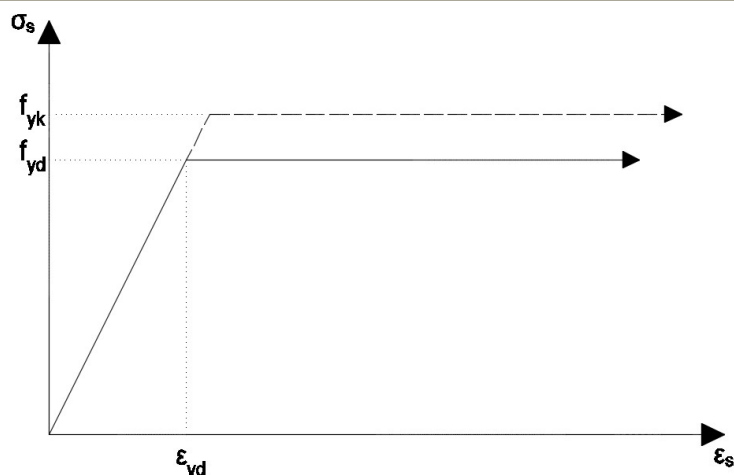
$$\epsilon_{c3} = 1,75 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{cu3} = 3,50 \text{ ‰}$$

3.1.2 Betonářská výztuž – Ocel B500

Jedná se o kruhovou žebříkovou výztuž.

Bude uvažován pracovní diagram s konstantní plastickou větví.



γ_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
ϵ_{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

γ_{M0}	=	1,00	Součinitel spolehlivosti průřezu
γ_{M1}	=	1,10	Součinitel spolehlivosti při posouzení stability
γ_{M2}	=	1,25	Součinitel spolehlivosti oslabeného průřezu
γ_{M2}	=	1,25	Součinitel spolehlivosti spojů
γ_{Mw}	=	1,50	Součinitel spolehlivosti svarových spojů
γ_{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
f_u	=	470 MPa	Mez pevnosti oceli pro tloušťky nad 40 mm
E	=	210 GPa	Modul pružnosti oceli v tahu a tlaku
G	=	81 GPa	Modul pružnosti oceli ve smyku
ν	=	0,3	Poissonův součinitel
ϵ	=	0,81	Součinitel oceli pro zařazení 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.

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

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

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

Jmenovitá tloušťka krycí vrstvy c_{nom} :

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

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.

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

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

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

Jmenovitá tloušťka krycí vrstvy c_{nom} :

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

Třída horní pásnice:

$$c = (b_{fh} - t_w)/2 = (400-18)/2 = 191 \text{ mm}$$

$$t = t_{fh} = 40 \text{ mm}$$

$$c/t = 191/40 = 4,78 < 9 * \varepsilon = 10 * 0,81 = 7,29$$

1. Třída průřezu**Třída dolní pásnice:**

$$c = (b_{fh} - t_w)/2 = (625-18)/2 = 303,5 \text{ mm}$$

$$t = t_{fh} = 45 \text{ mm}$$

$$c/t = 303,5/45 = 6,74 < 9 * \varepsilon = 10 * 0,81 = 7,29$$

1. Třída průřezu

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

3.4.2 Spolupůsobící šířka spřažené desky – smykové ochabnutí

$$L = 26500 \text{ mm}$$

$$L_e = L = 26500 \text{ mm}$$

$$b_1 = 655 \text{ mm}$$

$$b_2 = 637,5 \text{ mm}$$

Rozpětí mostu (jedná se o prostý nosník)

Ekvivalentní rozpětí mostu (prostý nosník)

Šířka betonové pásnice na vnější straně

Šířka betonové pásnice na vnitřní straně
(maximální šířka)

$$\beta_1 = (0,55 + 0,025 * L_e/b_1) = (0,55 + 0,025 * 26500/655) = 1,561 > 1$$

$$\beta_2 = (0,55 + 0,025 * L_e/b_1) = (0,55 + 0,025 * 26500/637,5) = 1,589 > 1$$

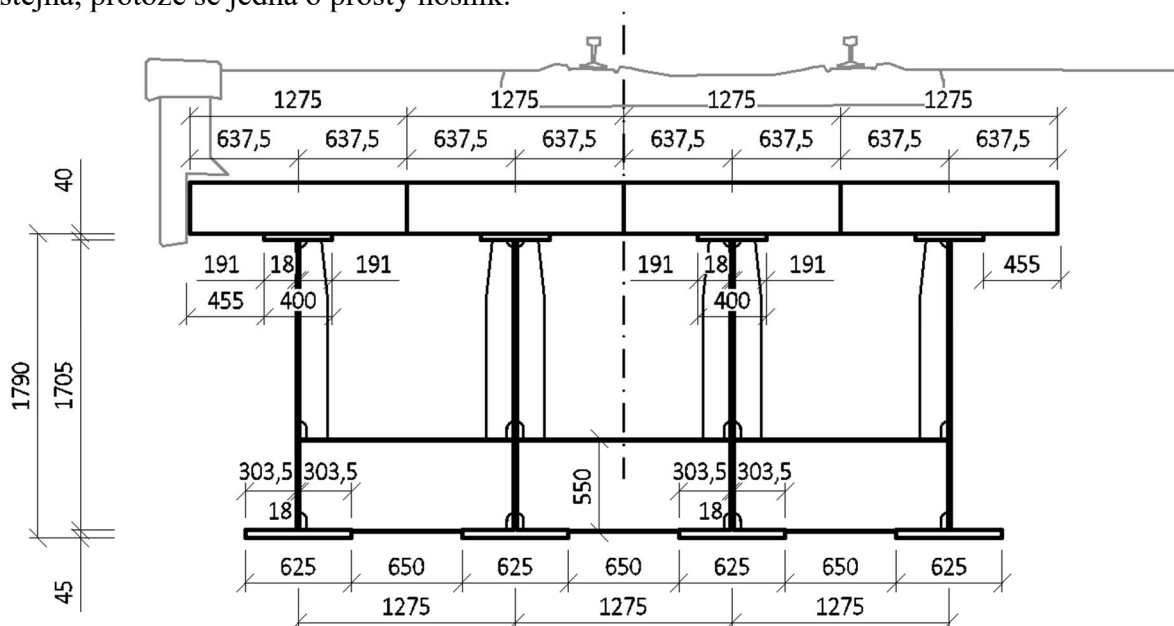
$$b_{ef,1} = b_1 * \beta_1 = 655 * 1,0 = 655 \text{ mm}$$

Efektivní šířka betonové pásnice na vnější straně

$$b_{ef,2} = b_2 * \beta_2 = 637,5 * 1,0 = 637,5 \text{ mm}$$

Efektivní šířka betonové pásnice na vnitřní straně

Spolupůsobící šířka spřažené desky je celá spřažená deska – bude uvažována spolupůsobící šířka 1,275 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 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.

$$A_c = 2,8 * 0,3 = 0,84 \text{ m}^2$$

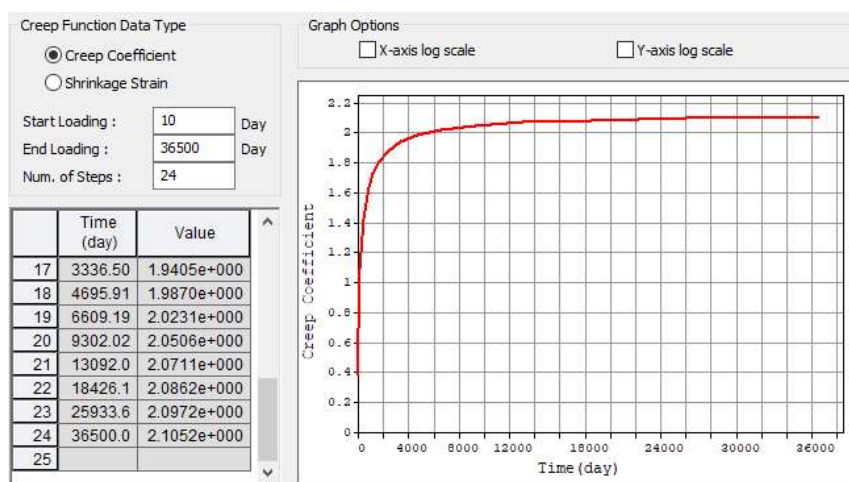
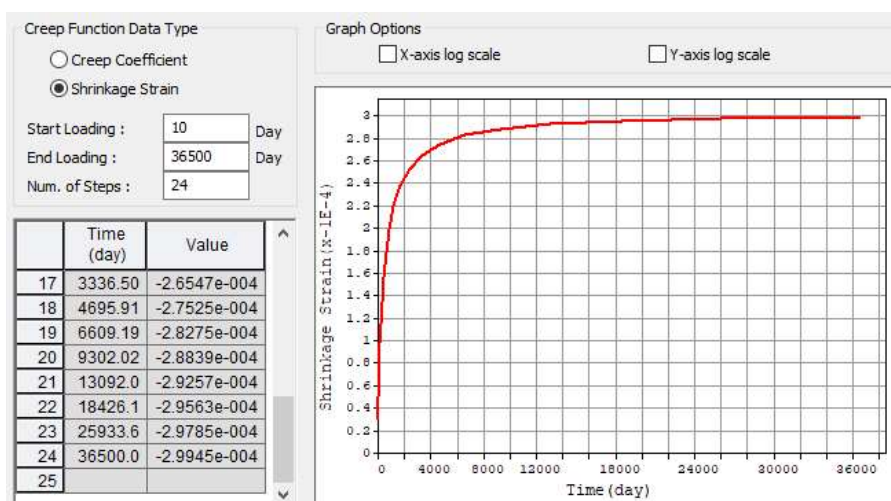
$$u = 2,80 \text{ m}$$

$$h = 2 * A_c / u = 2 * 0,84 / 2,8 = 0,6 \text{ m}$$

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 od dotvarování 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
ΔT	-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
ϕ_0	2.125	1.702	1.360	1.085	0.864	0.687	0.545	0.433

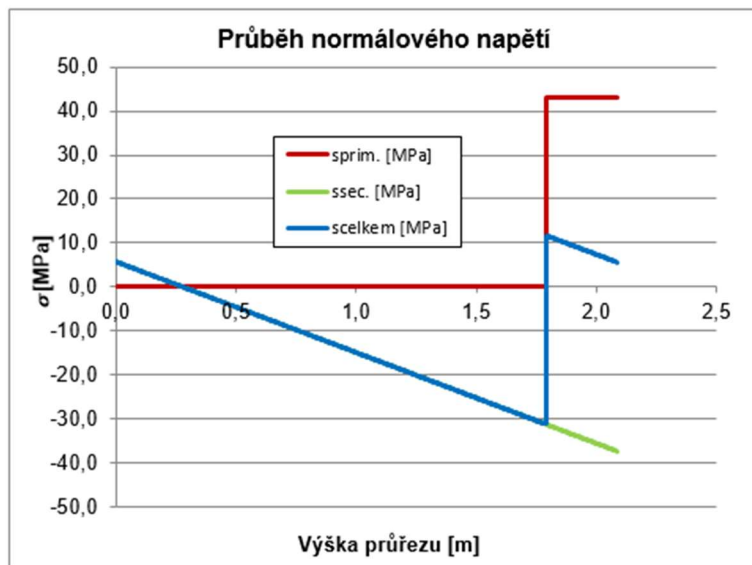
čas:	t0	t1	t2	t3	t4	t5	t6	t7
$\beta(t_n; t_0)$	0.0000	0.3023	0.4579	0.6321	0.8009	0.9165	0.9707	0.9905
$\phi(t_n; t_0)$	0.0000	0.6426	0.9731	1.3435	1.7022	1.9478	2.0630	2.1052
$\beta(t_n; t_1)$		0.0000	0.4245	0.6216	0.7982	0.9160	0.9706	0.9905
$\phi(t_n; t_1)$		0.0000	0.7227	1.0583	1.3590	1.5595	1.6524	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
σ_c		-0.59	-0.45	-1.13	-1.82	-1.77	-0.60	-0.43
ϵ_{tot}		1.11E-08	8.35E-09	2.12E-08	3.40E-08	3.31E-08	1.12E-08	7.95E-09
σ_{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



Výsledná napětí pro kombinace zatížení:

horní vlákna σ_{total}^{up} = **5,572 MPa**

dolní vlákna σ_{total}^{low} = **5,739 MPa**

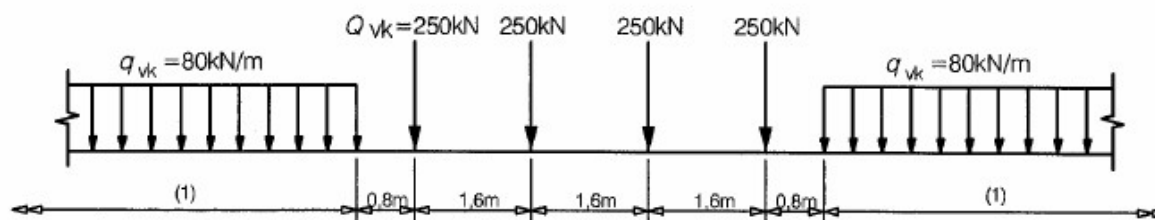
Napětí na horním povrchu betonové desky	= $+ 5,572/n_{st} = + 5,572/6,36 = + 0,876 \text{ MPa}$
Napětí na dolním povrchu betonové desky	= $+ 11,750/n_{st} = + 11,750/6,36 = + 1,847 \text{ MPa}$
Napětí na horním povrchu ocelových nosníků	= - 30,800 MPa
Napětí na dolním povrchu ocelových nosníků	= +5,739 MPa

4.1.5 Doprava

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

➤ ZS4 - Model zatížení 71

Tento model reprezentuje normální železniční dopravu.



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

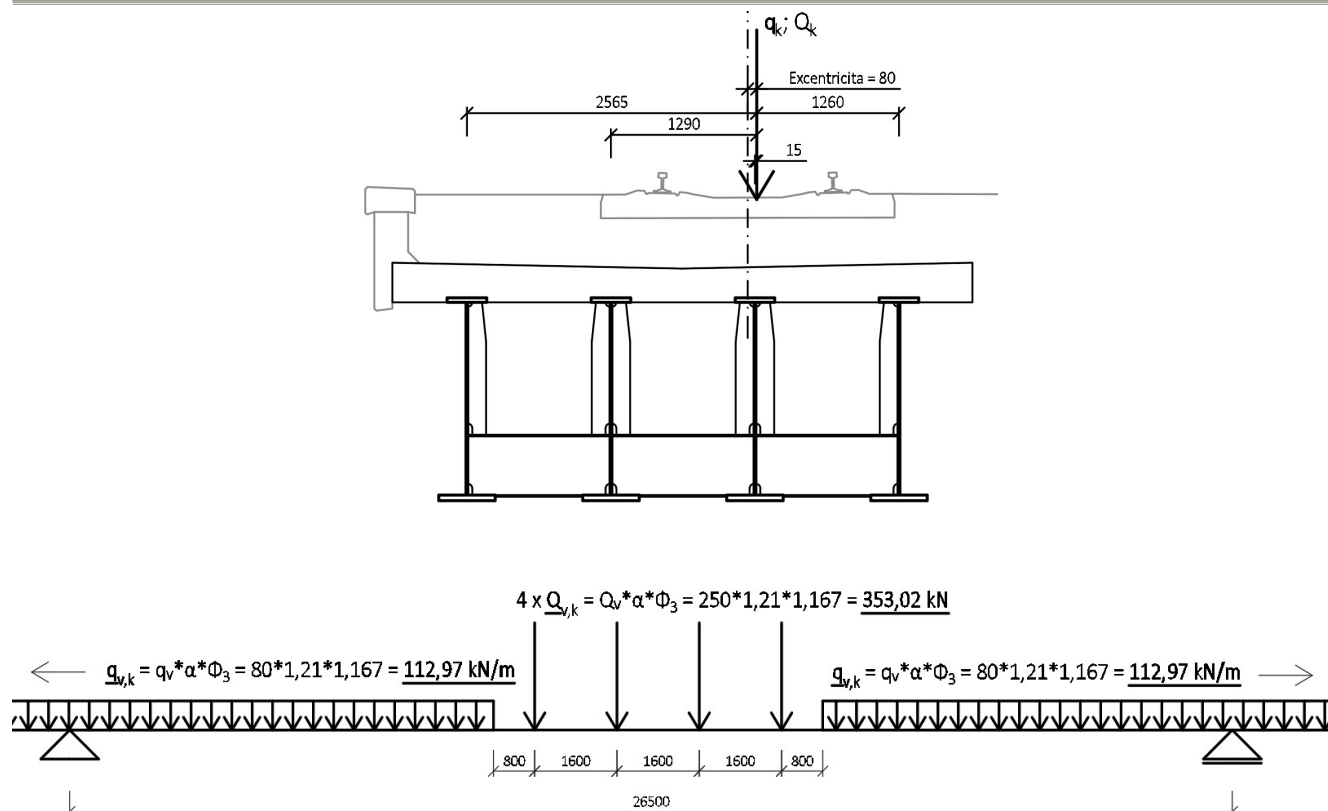
Dynamický součinitel bude uvažován hodnotou ϕ_3 pro standardně udržovanou kolej:

$$L_\phi = L = 26,5 \text{ m}$$

(Jedná se o prostý nosník)

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,73 = \frac{2,16}{\sqrt{26,50 - 0,2}} + 0,73 = \mathbf{1,167}$$

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

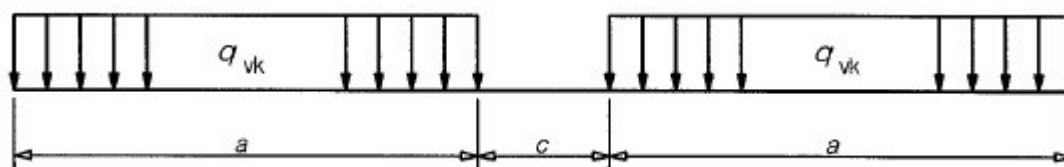


$$Q_{vk} = 358,46 \text{ kN}$$

$$q_{vk} = 114,708 \text{ kN/m}$$

➤ ZS5 - Model zatížení SW/2

Tento model reprezentuje těžkou železniční dopravu.



$$q_{vk} = 150 \text{ kNm}$$

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

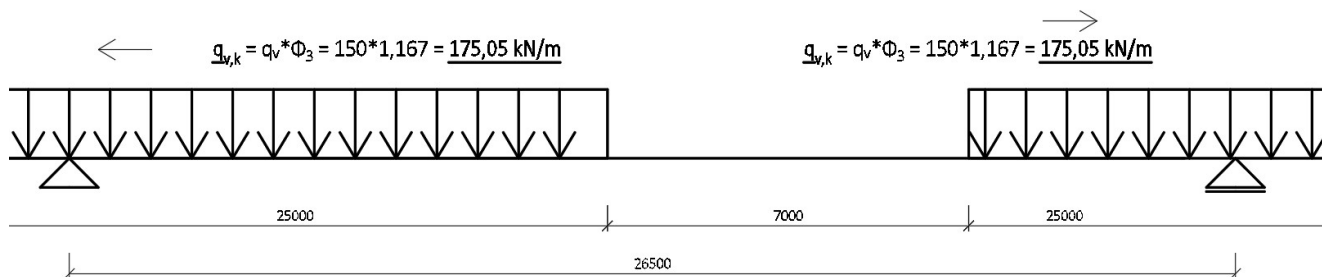
$$c = 7,0 \text{ m}$$

Korelační součinitel α není u tohoto modelu uvažován.

Dynamický součinitel bude uvažován hodnotou Φ_3 pro standartně udržovanou kolej:

$$\Phi_3 = 1,167$$

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 překlpení.

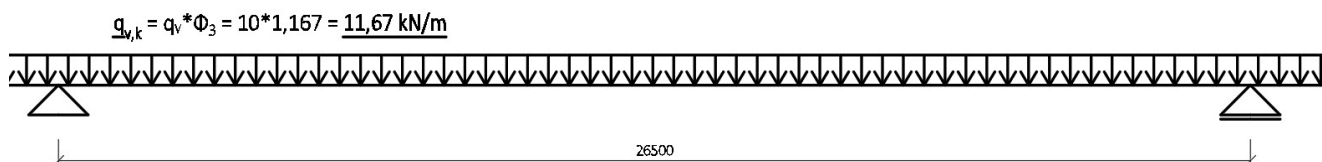
$$q_{vk} = 10 \text{ kNm}$$

Korelační součinitel α není u tohoto modelu uvažován.

Dynamický součinitel bude uvažován hodnotou ϕ_3 pro standartně udržovanou kolej:

$$\phi_3 = 1,167$$

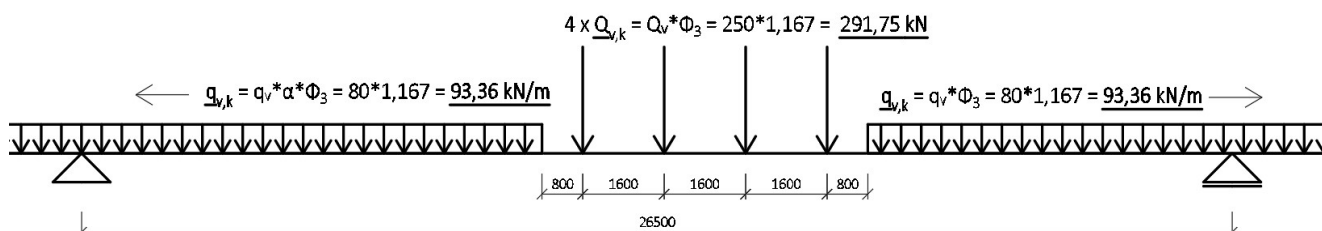
Zatížení bude zadáno ve stejné poloze jako model 71.



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

➤ ZS7 – Model pro posouzení únavy

Pro posouzení únavového namáhání bude použit model 71 bez korelačního součinitele α s použitím dynamického součinitele $\phi_3 = 1,167$.



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

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

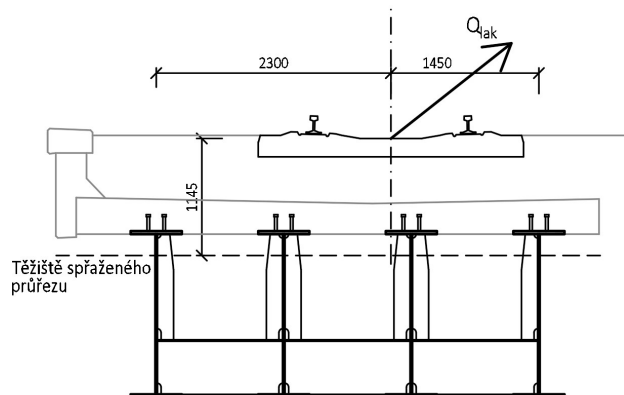
➤ ZS8 - Brzdné a rozjezdové síly

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

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

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

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



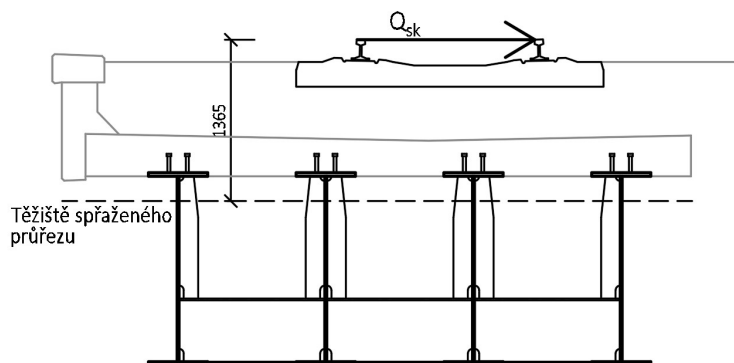
Na každý nosník působí čtvrtina rozjezdové síly.

➤ ZS9 - Odstředivé a jiné příčné síly

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

Pro odstředivé síly bude použit dynamický součinitel, ale nebude použit korelační součinitel α .

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 se v MSÚ samo vyruší, bude mít význam pouze v MSP.

Rovnoměrná složka bude použita pro návrh a posouzení kapacity ložisek a mostních závěrů.

ZS10, ZS 11 - Rovnoměrná složka

$$T_{min} = -34 \text{ °C}$$

$$T_{max} = +38 \text{ °C}$$

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

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

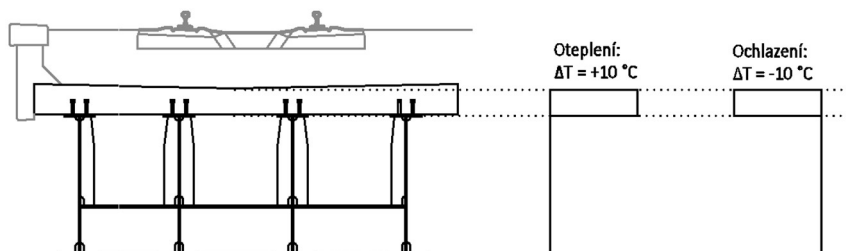
$$T_{e,max} = 38 + 4,5 = 42,5 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

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

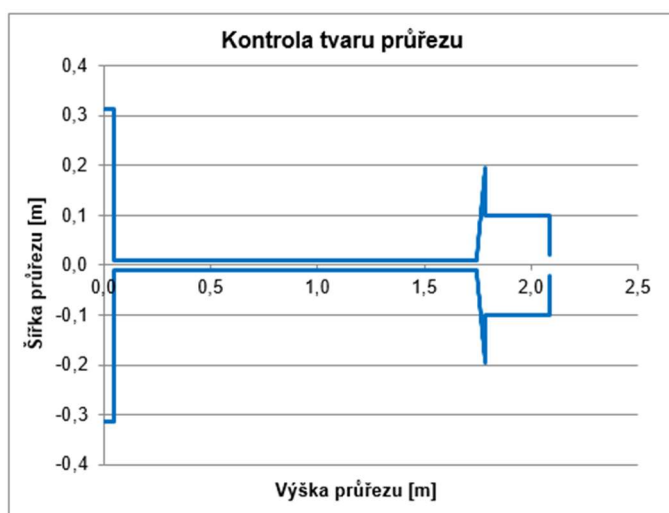
$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 42,5 - 10 = +32,5 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (\text{prodloužení})$$

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.



Průřezové charakteristiky:

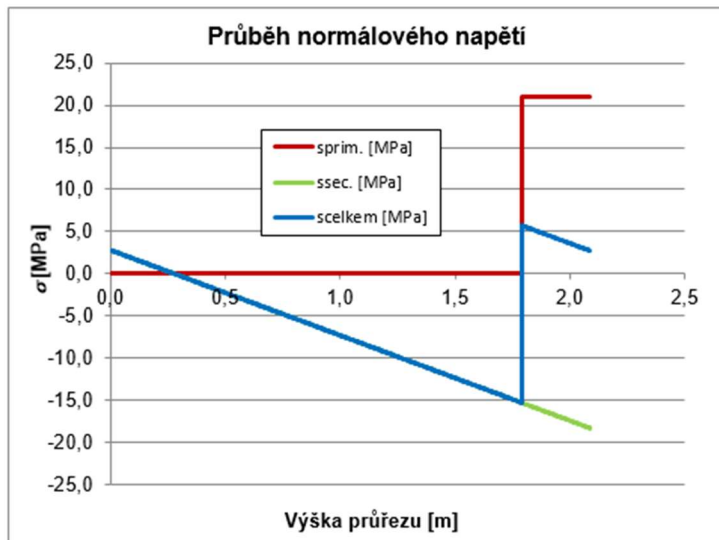
Plocha ...	A =	0,1282	m ²
Moment setrvačnosti ...	I =	0,0857	m ⁴
Výška těžiště ...	z _T =	1,248	m
Průřezový modul - horní vlákna W _h =	$\frac{0,0857}{0,842}$	=	0,1018 m ³
Průřezový modul - dolní vlákna W _d =	$\frac{0,0857}{1,248}$	=	0,0687 m ³

➤ Nelineární napětí od ochlazení:

Height [m]	ΔT [°C]	α _T [°C]	ε [-]	E _{cm} [MPa]	σ _{prim.} [MPa]
2,090	-10,000	0,000010	0,000100	210000,0	21,000
1,790	-10,000	0,000010	0,000100	210000,0	21,000
1,789	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

$$N_{sec} = -1,2538 \text{ MN}$$

$$M_{sec} = 0,8653 \text{ MNm}$$



Výsledná napětí pro kombinace zatížení:

horní vlákna σ_{total}^{up} = **2,728** MPa

dolní vlákna σ_{total}^{low} = **2,810** MPa

Napětí na horním povrchu betonové desky

$$= + 2,728/n_{st} = + 2,728/6,36 = + \mathbf{0,429 \text{ MPa}}$$

Napětí na dolním povrchu betonové desky

$$= + 5,650/n_{st} = + 5,650/6,36 = + \mathbf{0,888 \text{ MPa}}$$

Napětí na horním povrchu ocelových nosníků

$$= \mathbf{- 15,250 \text{ MPa}}$$

Napětí na dolním povrchu ocelových nosníků

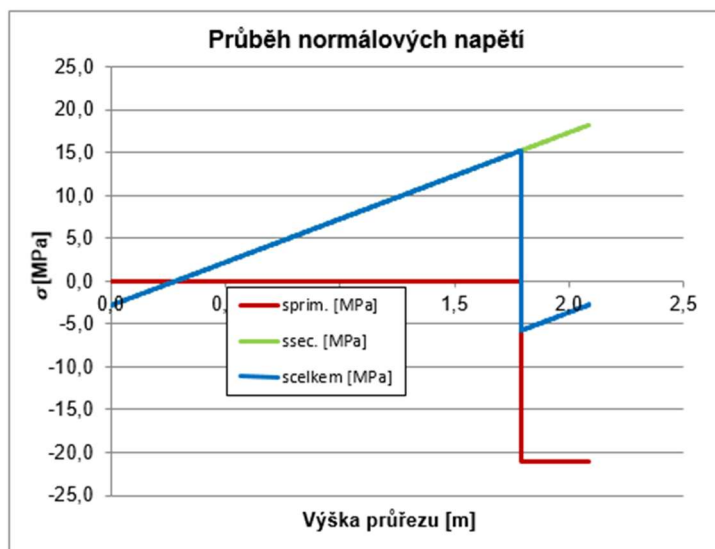
$$= \mathbf{+ 2,810 \text{ MPa}}$$

➤ Nelineární napětí od oteplení:

Height [m]	ΔT [°C]	α_T [°C]	ε [-]	E_{cm} [MPa]	$\sigma_{prim.}$ [MPa]
2,090	10,000	0,000010	-0,00010	210000,0	-21,000
1,790	10,000	0,000010	-0,00010	210000,0	-21,000
1,789	0,000	0,000010	0,00000	210000,0	0,000
0,150	0,000	0,000010	0,00000	210000,0	0,000
0,000	0,000	0,000010	0,00000	210000,0	0,000

$N_{sec} = \mathbf{1,2538}$ MN

$M_{sec} = \mathbf{-0,8653}$ MNm



Výsledná napětí pro kombinace zatížení:

horní vlákna σ_{total}^{up} = **-2,728** MPa

dolní vlákna σ_{total}^{low} = **-2,810** MPa

Napětí na horním povrchu betonové desky

$$= - 2,728/n_{st} = - 2,728/6,36 = - \mathbf{0,429 \text{ MPa}}$$

Napětí na dolním povrchu betonové desky

$$= - 5,650/n_{st} = - 5,650/6,36 = - \mathbf{0,888 \text{ MPa}}$$

Napětí na horním povrchu ocelových nosníků

$$= \mathbf{+ 15,250 \text{ MPa}}$$

Napětí na dolním povrchu ocelových nosníků

$$= \mathbf{- 2,810 \text{ MPa}}$$

4.1.7 Vítr

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

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

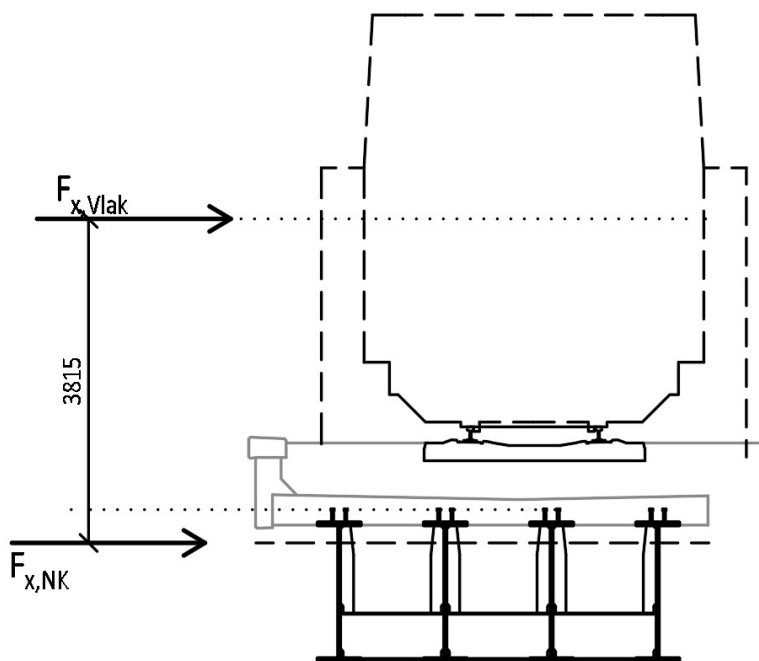
$$F_{x,\text{NK}} = w_{\text{ex}} * d_{\text{tot}} = 1,273 * 4,7 = 5,983 \text{ kN/m}$$

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

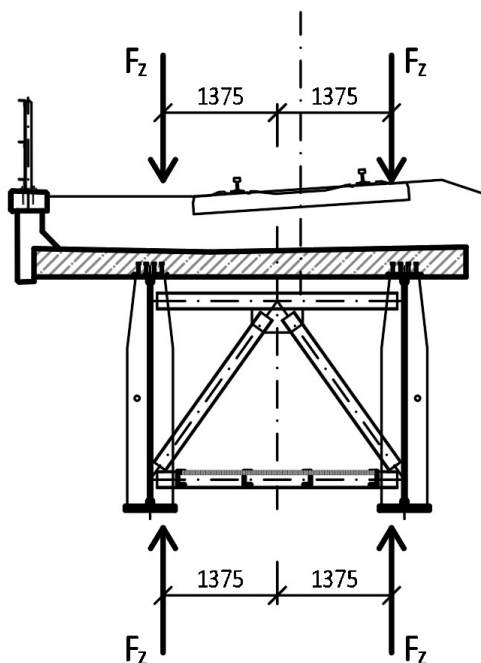
$$F_z = w_{ex} * B_{NK} = \pm 0,881 * 5,5 = \pm 4,85 \text{ kN/m}$$

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

Skladování přemístitelných předmětů

Skladování přemístitelných předmětů

Spojité 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.

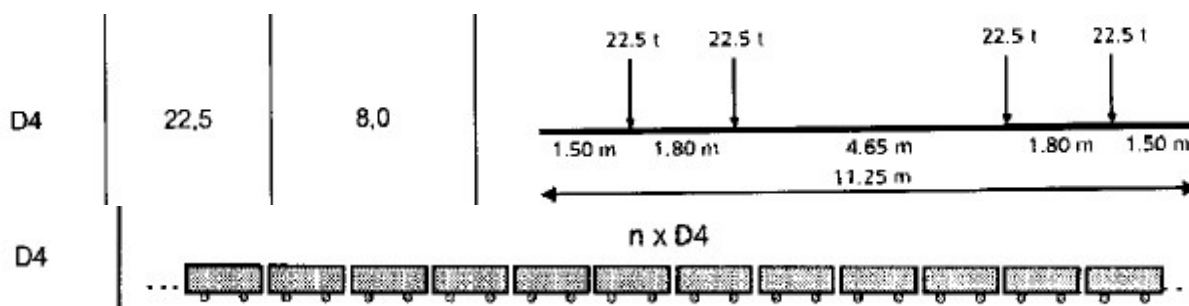
4.1.9 Zatížení pro určení přechodnosti

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

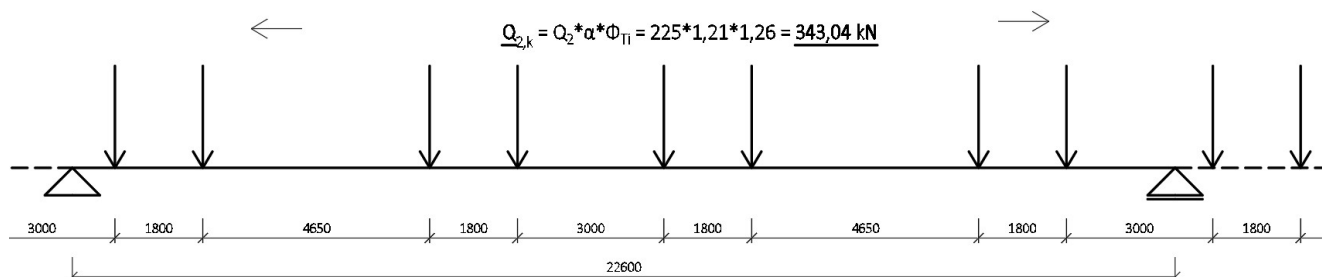
Je uvažován korelační součinitel $\alpha = 1,21$.



Dynamický součinitel

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

Dynamický součinitel pro provozní zatížení
($L=24,50 \text{ m}$, $v = 120 \text{ km/h}$)

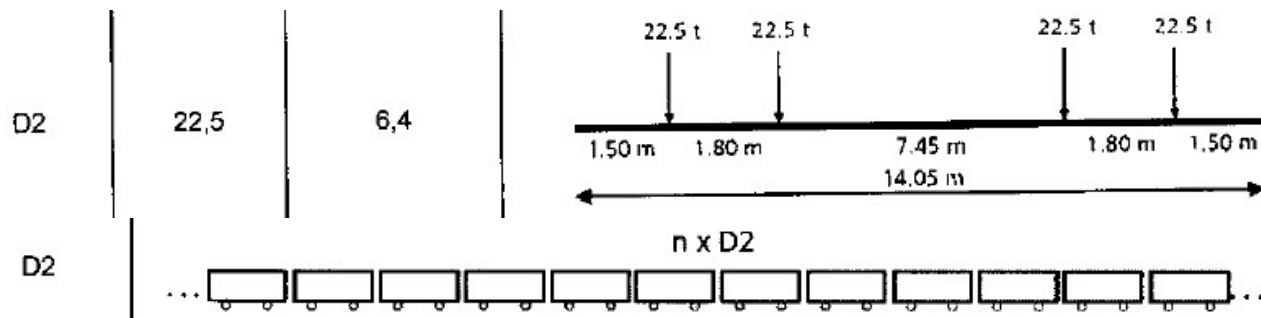


$$Q_{2,k} = 343,04 \text{ kN}$$

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

➤ Model zatížení D2/160

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



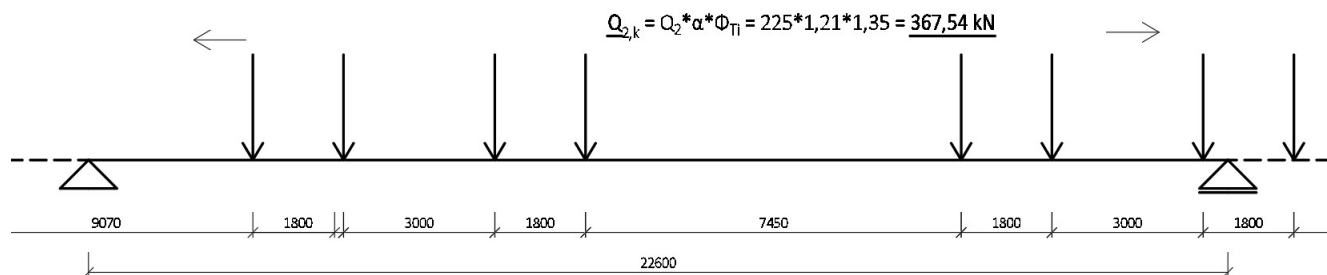
Dynamický součinitel

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

Dynamický součinitel pro provozní zatížení
($L=24,50$ m, $v = 160$ km/h)

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

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



ZS17 – Montážní zatížení:

$$\gamma_Q = 1,5$$

$$\psi_0 = 1,0$$

$$\psi_1 = 0$$

$$\psi_2 = 0$$

5.3 Mezní stav překlopení mostu

S „Nezatíženým vlakem“ (sestava gr 15)

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

S modelem 71

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

5.4 Mezní stav únosnosti těsně po betonáži sprážené 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: $\gamma_G * (ZS1+ZS2_{sup}) + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS4+ZS8+0,5*ZS9) + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS14+ZS15+ZS16) = 1,35 * (ZS1 + ZS2_{sup}) + 1,45 * 0,8 * (ZS4+ZS8+0,5 * ZS9) + 1,5 * 0,6 * (ZS14+ZS15+ZS16)$

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

2) Sestava gr 12 – hlavní zatížení je LM71

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Sestava gr 16 – hlavní zatížení je SW/2

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

5.6.2 Častá kombinace

Sestava gr 11 – hlavní zatížení je LM71

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

Sestava gr 16 – hlavní zatížení je SW/2

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

5.6.3 Kvazistálá kombinace

Sestava gr 11 – hlavní zatížení je LM71

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

Sestava gr 16 – hlavní zatížení je SW/2

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

5.7 Posouzení únavy

Rozptyl napětí se určí jako:

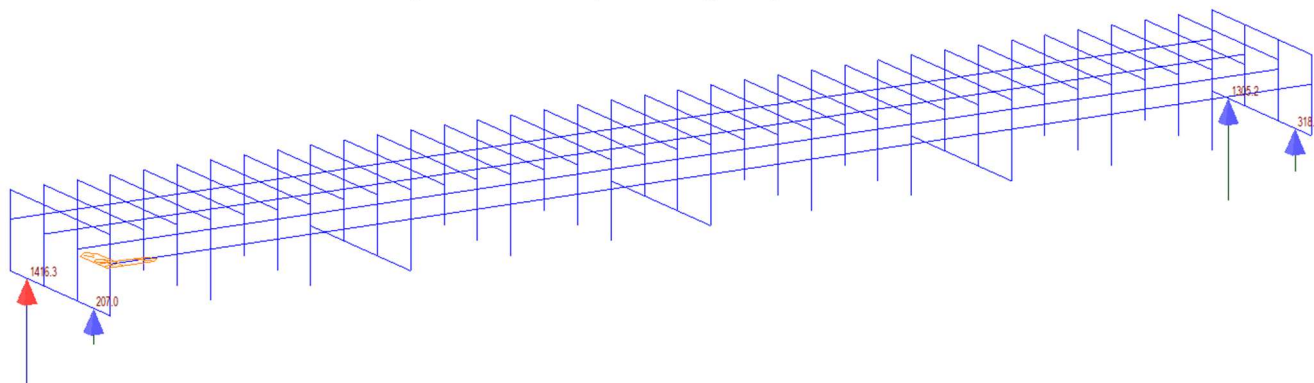
$$\gamma_{Ff} * (ZS7+ZS9+ZS14+ZS15+ZS16) = 1,0 * (ZS7+ZS9+ZS14+ZS15+ZS16)$$

6 Posouzení mostu – MSÚ

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

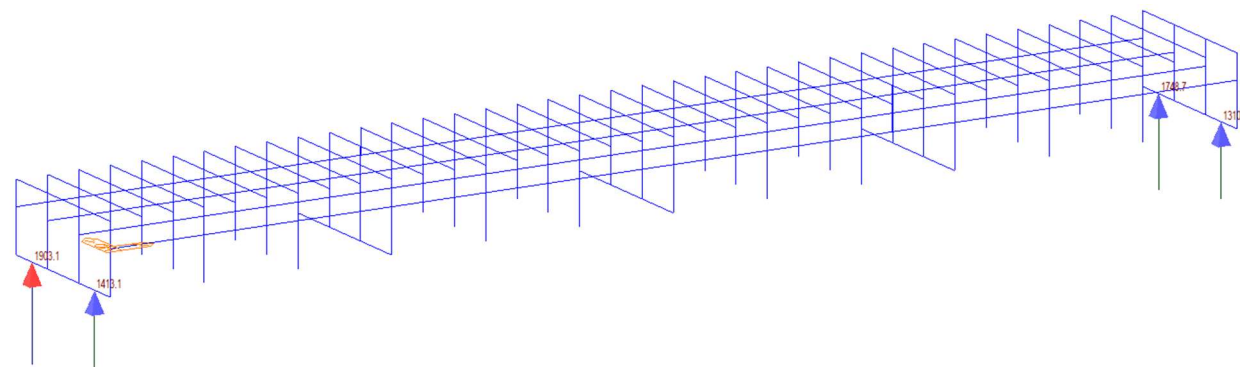
6.1 Posouzení mostu na překlopení

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



Všechny reakce jsou kladné, nedochází k překlopení mostu.

6.1.2 Kombinace s modelem 71



Všechny reakce jsou kladné, nedochází k překlopení mostu.

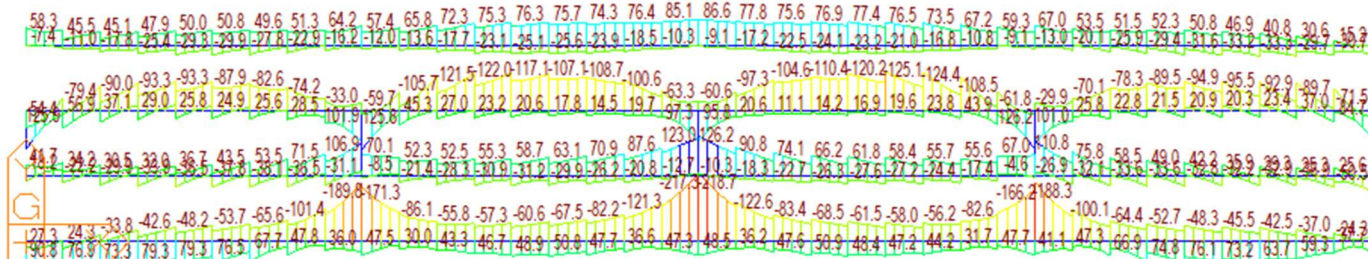
6.2 Posouzení hlavního nosníku uprostřed rozpětí na ohyb

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 sprážené desky a příčníků, smršťování sprážené desky. Nosník bude posouzen na ohybové momenty M_z od kombinace gr 12 (hlavní jsou boční síly).

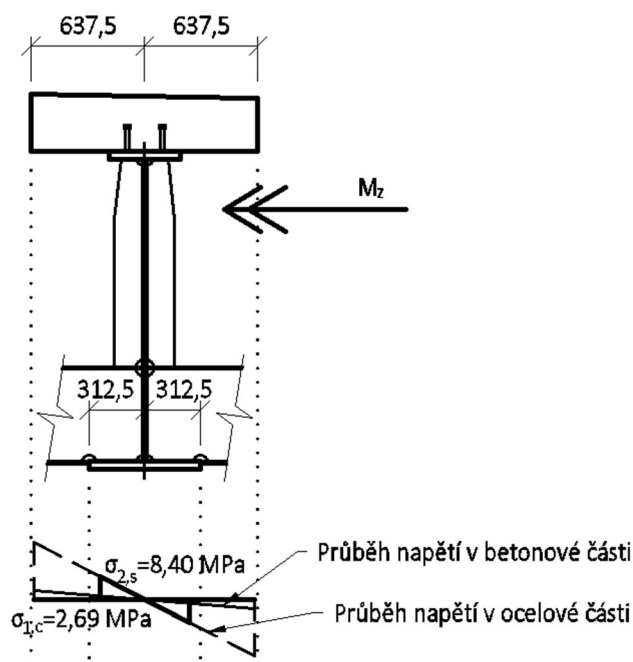
$$I_z = 8,141 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Moment setrvačnosti spráženého nosníku ve směru z (viz Midas)



$$M_{z,max} = 218,7 \text{ kNm}$$

Maximální moment M_z uprostřed rozpětí



$$\sigma_{1,c} = M_z / I_z \cdot y_1 / n_{st} = 218,7 \cdot 10^{-3} / 8,141 \cdot 10^{-3} \cdot 0,6375 / 6,36 = \pm 2,69 \text{ MPa}$$

Napětí na okraji sprážené desky

$$\sigma_{2,s} = M_z / I_z \cdot y_2 = 218,7 \cdot 10^{-3} / 8,141 \cdot 10^{-3} \cdot 0,3125 = \pm 8,40 \text{ MPa}$$

Napětí na okraji ocelového nosníku

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



$$M_{max} = 2626,1 \text{ kNm}$$

PRŮŘEZ

Ocelová část:	Celková výška ocelového nosníku h						=	1790	mm
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	Sy [mm ³]	Io [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]	
Dolní pásnice	625	625	45	17,5	28125	492187,5	4746094	8613281,25	
Stojna, část 1	18	18	1705	897,5	30690	27544275	7,43E+09	24720986813	
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0	
Horní pásnice	400	400	40	1770	16000	28320000	2133333	50126400000	

A_a	=	74815 mm ²	Plocha ocelového průřezu
$C_{g,a}$	=	753 mm	Těžiště ocelového průřezu
$I_{y,a}$	=	4E+10 mm ⁴	Moment setrvačnosti ocelového průřezu

ZATÍŽENÍ

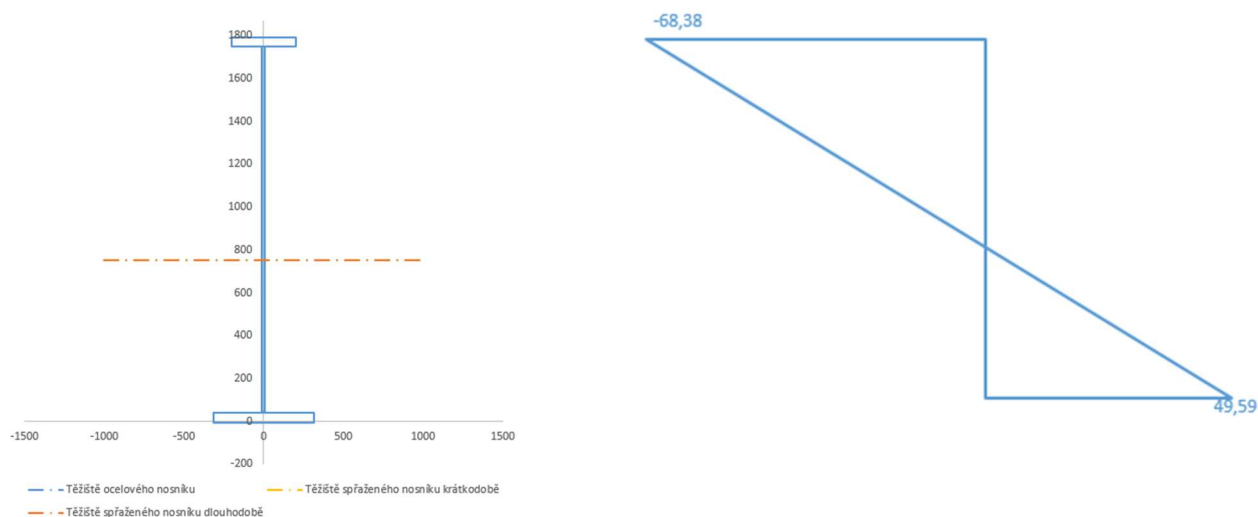
Ocelová část:

$M_{y,1}$	=	2626,1 kNm	Moment působící pouze na ocelovou část
N_1	=	-4,3 kN	Normálová síla (+ tah, - tah), ocelová část

NAPĚTÍ

Ocelová část:

z1	=	-753 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	1037 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
σ_1	=	49,59 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-68,38 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku



$$\sigma_{\max} = 68,38 \text{ MPa} < f_y / \gamma_{M0} = 345 / 1,00 = 345 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{\max}}{f_y / \gamma_{M0}} = \frac{68,38}{345 / 1,0} = 0,20 < 1,0$$

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.

PRVEK: Nosník **ZATÍŽENÍ:** $M_{y,ed} = 2626,1$ kNm

L= 26,5 m
 $\beta_y = 1$
 $\beta_z = 0,25$
 $\beta_w = 0,25$
 $L_{cr,y} = 26,5$ m
 $L_{cr,z} = 6,625$ m
 $L_{cr,w} = 6,625$ m

MATERIÁL S355

$f_y = 345$ MPa
 $f_u = 490$ MPa
 $E = 210$ GPa
 $G = 81$ GPa
 $\epsilon = 0,825324$

$\gamma_{M0} = 1$
 $\gamma_{M1} = 1,1$

PRŮŘEZ: Svařovaný I

Třída průře 3

Průřez symetrický podle osy Z.

Průřezové charakteristiky:

A= 44850 mm²

Osa y

$I_y = 3,964E+10$ mm⁴
 $h = 1790,0$ mm
 $b = 625,0$ mm
 $i_y = 940,12$ mm
 $W_y = 3,831E+07$ mm³
 $W_{ply} = 4,214E+07$ mm³
 $a_y = 0$ mm

Osa z

$I_z = 1,130E+09$ mm⁴
 $z_{cg,d} = 755,2$ mm
 $y_{cg,d,h} = 312,5$ mm
 $i_z = 158,73$ mm
 $W_z = 3,616E+06$ mm³
 $W_{plz} = 3,978E+06$ mm³
 $a_z = -402,3$ mm

Kroucení a klopení

$I_w = 5,284E+14$ mm⁶
 $I_t = 3,091E+07$ mm⁴
 $z_{cg,h} = 1034,8$ mm
 $i_a = 953,43$ mm

$a = 402,3$ mm
 $I_p = 4,8E+10$ mm⁴
 $i_p = 1034,831$ mm
 $\alpha = 0$

Polární souřadnice středu smyku

Polární moment setrvačnosti ke středu smyku

Polární poloměr setrvačnosti ke středu smyku

Pomocný součinitel pro prostorový vzpěr YW

KLOPENÍ:

$z_g =$	1587,1 mm	Vzdálenost středu smyku k působišti zatížení
$z_s =$	-402,3 mm	Vzdálenost středu smyku k těžišti
$z_a =$	1184,80 mm	Vzdálenost těžiště k působišti zatížení
$z_j =$	402,3 mm	(Uvažováno jako z_s)

$C_1 =$	0,97
$C_2 =$	0,31
$C_3 =$	0,67

Křivka vzpěrnosti:

d

$$\alpha_{lz} = 0,76$$

VZPĚR+KLOPENÍ: Ohyb kolem osy větší tuhosti - osa y
 Pružnostní výpočet

$$\begin{aligned} \kappa_{wt} &= \pi / (\beta_w * L) * (E * I_w / (G * I_t))^{0,5} = 3,157 \\ \varsigma_g &= \pi * z_g / (\beta_z * L) * (E * I_z / (G * I_t))^{0,5} = 7,327 \\ \varsigma_j &= \pi * z_j / (\beta_z * L) * (E * I_z / (G * I_t))^{0,5} = 1,857 \end{aligned}$$

$$\mu_{cr} = C_1 / \beta_z * (1 + \kappa_{wt}^2 + (C_2 * \varsigma_g - C_3 * \varsigma_j)^2 - (C_2 * \varsigma_g - C_3 * \varsigma_j))^2 = 12,865$$

$$M_{cr} = \mu_{cr} * \pi^2 * (E * I_z * G * I_t) / L = 37175,052 \text{ kNm}$$

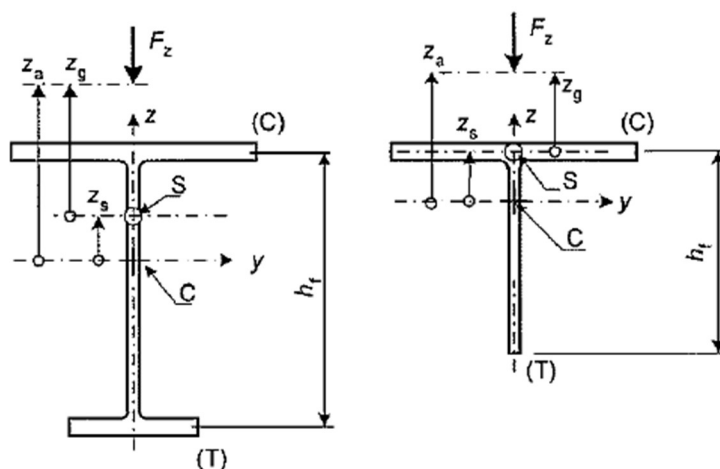
$$\lambda_{lt} = (W_y * f_y / M_{cr})^{0,5} = 0,596$$

$$\Theta_{lt} = 0,5 * (1 + \alpha_{lt} * (\lambda_{lt}^2 - 0,2) + \lambda_{lt}^2) = 0,828$$

$$\chi_{lt} = 1 / (\Theta_{lt} + (\Theta_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2)^{0,5}) = 0,713$$

$$M_{y,Rk} = W_z * f_y = 13215,89 \text{ kNm}$$

$$M_{y,ed} / (\chi_{lt} * M_{y,Rk} / \gamma_{m1}) = 0,307 < 1 \quad \text{VYHOVUJE}$$



6.2.4 Mezní stav únosnosti těsně po uvedení do provozu "

Obálka pro model LM71:



$M_{\max} = 11765,7 \text{ kNm}$ (Pro posouzení bude rozdělen na dlouhodobé [stálé] a krátkodobé účinky)

Obálka pro model SW/2:



$M_{\max} = 12589,7 \text{ kNm}$ (Pro posouzení bude rozdělen na dlouhodobé [stálé] a krátkodobé účinky)

Ocelová část:		Celková výška ocelového nosníku h					=	1790	mm
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	Sy [mm ³]	Io [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]	
Dolní pásnice	625	625	45	17,5	28125	492187,5	4746094	8613281,25	
Stojna, část 1	18	18	1705	897,5	30690	27544275	7,43E+09	24720986813	
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0	
Horní pásnice	400	400	40	1770	16000	28320000	2133333	50126400000	
Betonová část:									
Spřažená deska	1275	200,357	300	1940	60107,1	1,17E+08	4,51E+08	2,26219E+11	

A_a	=	74815 mm ²	Plocha ocelového průřezu
$C_{g,a}$	=	753 mm	Těžiště ocelového průřezu
$I_{y,a}$	=	4E+10 mm ⁴	Moment setrvačnosti ocelového průřezu
A_i	=	134922 mm ²	Plocha spřaženého ideálního průřezu
$C_{g,i}$	=	1282 mm	Těžiště spřaženého ideálního průřezu
$I_{y,i}$	=	8,7E+10 mm ⁴	Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu

ZATÍŽENÍ

Ocelová část:

$M_{y,1}$	=	2626,1 kNm	Moment působící pouze na ocelovou část
N_1	=	-4,3 kN	Normálová síla (+ tah, - tah), ocelová část

Celkový průřez, krátkodobé účinky:

$M_{y,1}$	=	7863,7 kNm	Moment působící na celý průřez, krátkodobé účinky
N_1	=	-568,7 kN	Normálová síla (+ tah, - tah), celý průřez

Celkový průřez, dlouhodobé účinky:

$M_{y,1}$	=	4726,0 kNm	Moment působící na celý průřez, dlouhodobé účinky
N_1	=	7,0 kN	Normálová síla (+ tah, - tah), celý průřez

NAPĚTÍ – krátkodobě

Ocelová část:

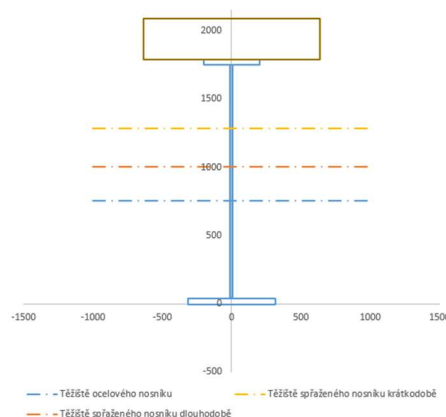
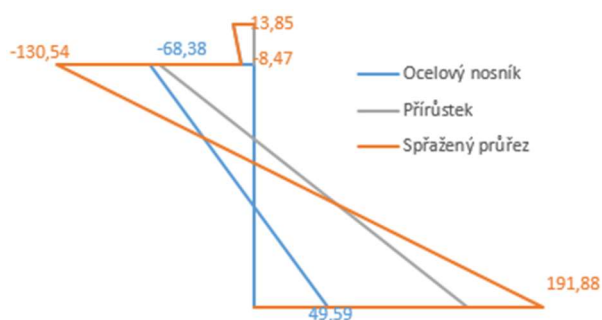
z1	=	-753 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	1037 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
σ1	=	49,59 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
σ2.1	=	-68,38 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku

Přírůstek na celkovém průřezu:

z1	=	-1282 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	508 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
z3	=	808 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům spřaž. desky
σ1	=	142,29 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
σ2.1	=	-62,16 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku
σ2.2	=	-8,47 MPa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ3	=	-13,85 MPa	Napětí na horních vláknech spřažené desky

Celkový průřez:

σ1	=	191,88 MPa	Napětí na dolních vláknech oc. nosníku
σ2.1	=	-130,54 MPa	Napětí na horních vláknech oc. nosníku
σ2.2	=	-8,47 MPa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ3	=	-13,85 MPa	Napětí na horních vláknech spřažené desky



Napětí na dolním líci ocelového nosníku:

$$\sigma_{s,max,d} = \sigma_{My} + \sigma_{Mz} + \psi_0 \cdot \sigma_T = 191,88 + 8,40 + 0,6 \cdot 2,81 = 201,97 \text{ MPa}$$

Napětí na horním líci ocelového nosníku:

$$\sigma_{s,max,h} = \sigma_{My} + \sigma_{Mz} + \psi_0 \cdot \sigma_T = -130,54 - 8,40 - 0,6 \cdot 15,25 = -148,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,max} = 201,97 \text{ MPa} < f_y / \gamma_{M0} = 335 / 1,00 = 335 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{s,max}}{f_y / \gamma_{M0}} = \frac{201,97}{335 / 1,0} = 0,603 < 1,0$$

Navržený nosník VYHOVUJE.

Napětí na horním lici **betonové desky:**

$$\sigma_{c,max,h} = \sigma_{My} + \sigma_{Mz} + \psi_0 * \sigma_T = -13,85 - 2,69 - 0,6 * 0,429 = -16,80 \text{ MPa}$$

Napětí na dolním lici betonové desky:

$$\sigma_{c,max,d} = \sigma_{My} + \sigma_{Mz} + \psi_0 * \sigma_T = -8,47 - 2,69 - 0,6 * 0,888 = -11,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,max} = -16,80 \text{ MPa} < f_{cd} = 17,0 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd}} = \frac{16,80}{17,00} = 0,988 < 1,0$$

Navržený nosník VYHOVUJE.

6.2.5 Mezní stav únosnosti na konci životnosti

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

Ocelová část:								
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	Sy [mm ³]	Io [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]
Dolní pásnice	625	625	45	17,5	28125	492187,5	4746094	8613281,25
Stojna, část 1	18	18	1705	897,5	30690	27544275	7,43E+09	24720986813
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	400	400	40	1770	16000	28320000	2133333	50126400000
Betonová část:								
Spřažená deska	1275	66,7857	300	1940	20035,7	38869286	1,5E+08	75406414286

A_i	=	94851 mm ²	Plocha spřaženého ideálního průřezu
$C_{g,i}$	=	1004 mm	Těžiště spřaženého ideálního průřezu
$I_{y,i}$	=	6,2E+10 mm ⁴	Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu

NAPĚTÍ – dlouhodobě

Přírůstek na celkovém průřezu:

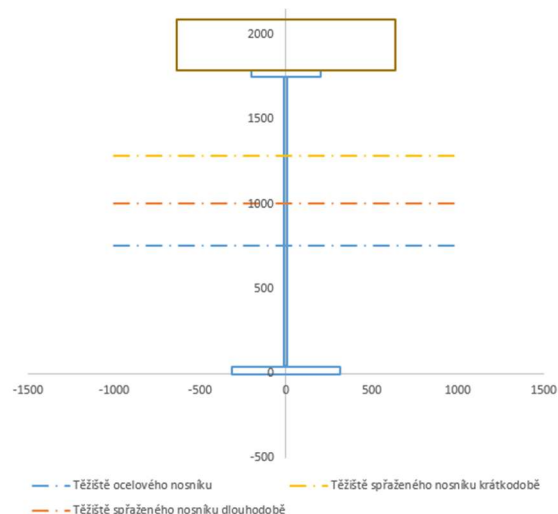
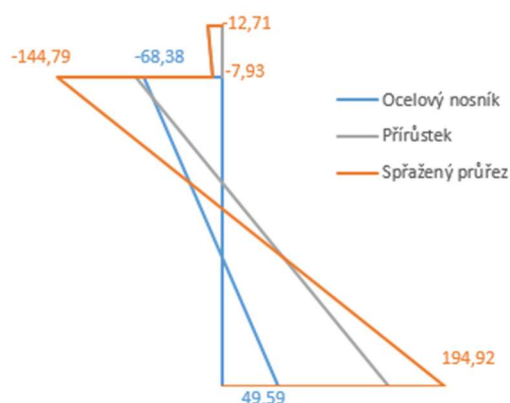
z1	=	-1004 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	786 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
z3	=	1086 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům spřaž. desky

Přírůstek na celkovém průřezu:

σ_1	=	145,33 Mpa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-76,41 Mpa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.2}$	=	-7,93 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ_3	=	-12,71 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky

Celkový průřez:

σ_1	=	194,92 Mpa	Napětí na dolních vláknech oc. nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-144,79 Mpa	Napětí na horních vláknech oc. nosníku
$\sigma_{2.2}$	=	-7,93 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ_3	=	-12,71 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky



Napětí na dolním líci **ocelového nosníku**:

$$\sigma_{s,max,d} = \sigma_{My} + \sigma_{Mz} + \psi_0 * \sigma_T + \sigma_{shrin} = 194,92 + 8,40 + 0,6 * 2,81 + 5,739 = \mathbf{210,75 \text{ MPa}}$$

Napětí na horním líci ocelového nosníku:

$$\sigma_{s,max,h} = \sigma_{My} + \sigma_{Mz} + \psi_0 * \sigma_T + \sigma_{shrin} = -144,79 - 8,40 - 0,6 * 15,25 - 30,80 = -193,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,max} = 210,75 \text{ MPa} < f_y / \gamma_{M0} = 335 / 1,00 = 335 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{s,max}}{f_y / \gamma_{M0}} = \frac{210,75}{335 / 1,0} = 0,629 < 1,0$$

Navržený nosník VYHOVUJE.

Napětí na horním líci **betonové desky**:

$$\sigma_{c,max,h} = \sigma_{My} + \sigma_{Mz} + \psi_0 * \sigma_T + \sigma_{shrin} = -12,71 - 2,69 - 0,6 * 0,429 + 0,876 = -14,78 \text{ MPa}$$

Napětí na dolním líci betonové desky:

$$\sigma_{c,max,d} = \sigma_{My} + \sigma_{Mz} + \psi_0 * \sigma_T + \sigma_{shrin} = -7,93 - 2,69 - 0,6 * 0,888 + 1,847 = -9,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,max} = -14,78 \text{ MPa} < f_{cd} = 17,0 \text{ MPa}$$

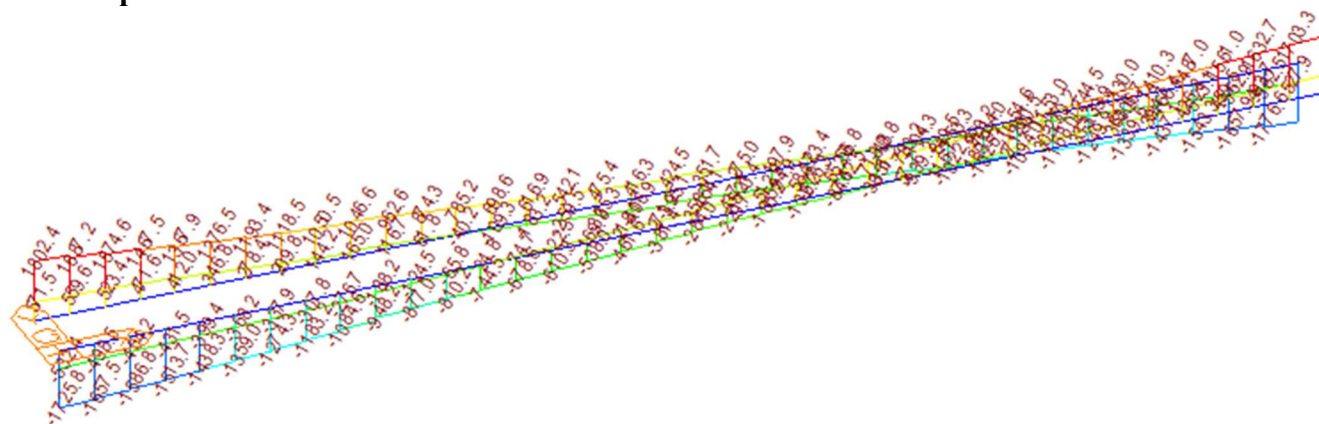
$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd}} = \frac{14,78}{17,00} = 0,869 < 1,0$$

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)

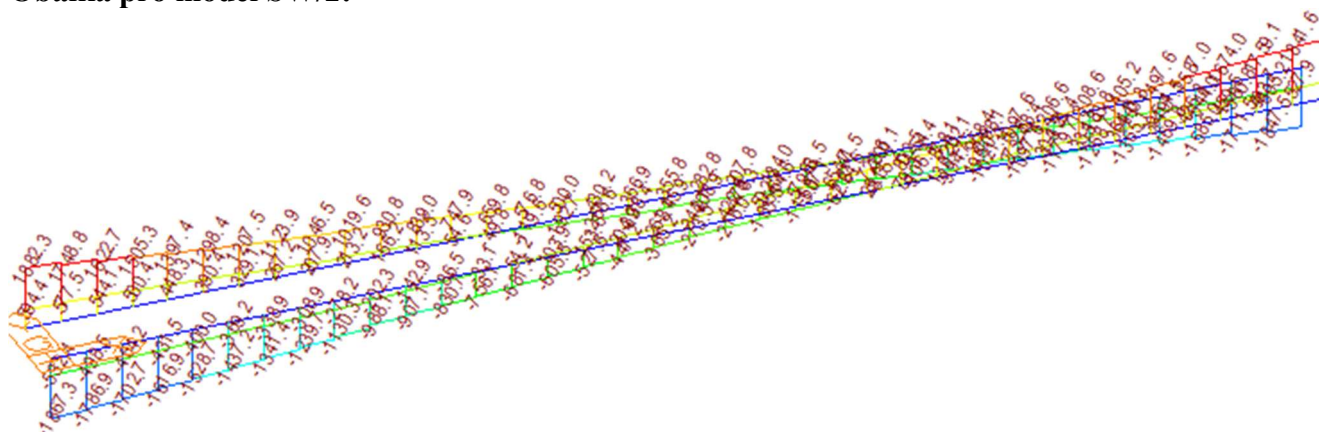
Obálka pro model LM71:



$$V_{\max} = 1802,4 \text{ kN}$$

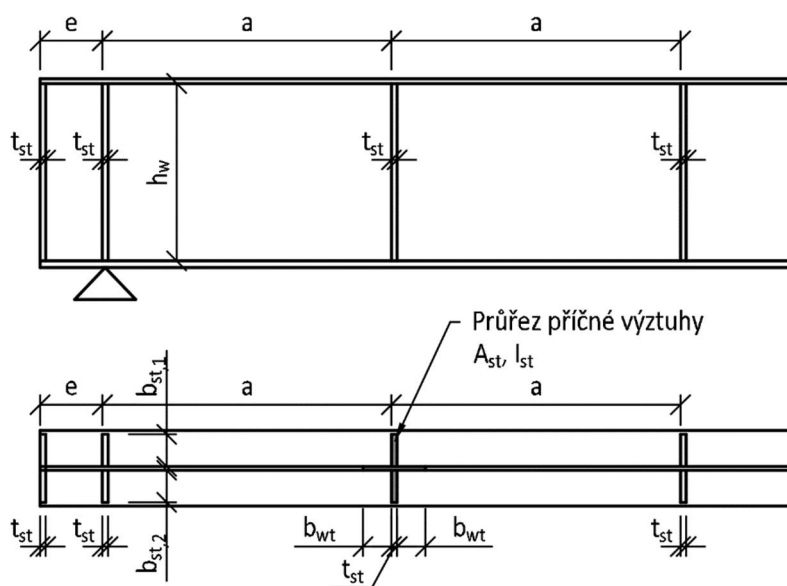
$$V_{L/4} = 1084,9 \text{ kN}$$

Obálka pro model SW/2:



$$V_{\max} = 1882,3 \text{ kN}$$

$$V_{L/4} = 1130,3 \text{ kN}$$



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

t_w	=	0,018	m	Tloušťka stojny nosníku
h_w	=	1,705	m	Výška koncové výztuhy
t_{st}	=	0,02	m	Tloušťka koncové výztuhy
b_{st}	=	0,628	m	Šířka koncové výztuhy
e	=	0,001	m	Vzdálenost koncových výztuh

$e_{min} = 0,1705$ m Minimální vzdálenost příčných výztuh

$e_{min} = 0,1705 > e = 0,001$ Nevyhovuje

$A_{SL} = 0,01256$ m² Plocha koncové výztuhy

$A_{SL,min} = 2,20968$ m² Minimální plocha koncové výztuhy

$A_{SL,min} = 2,20968 > A_{SL} = 0,01256$ Nevyhovuje
Výztuha není tuhá

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

ZATÍŽENÍ:

$V_{ED} = 1882,3$ kN Posouvající síla

SMYKOVÁ ÚNOSNOST STOJNY:

$k_{TSI} = 0$ Součinitel krit. boulení od smyku podélné výztuhy

$I_{sl} = 0$ m⁴ Moment setrvačnosti podélné výztuhy

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

$a = 5,3$ m Vzdálenost příčných výztuh

$h_w = 1,705$ m Výška stojny

$a/h_w = 3,11 > 1$

$k_\tau = 43,99$ Součinitel krit. boulení od smyku příčné výztuhy

$\sigma_E = 21,18$ Mpa

$\tau_{cr} = 931,5703$ MPa Kritické smykové napětí

$\lambda_w = 0,10$ Štíhlost stojny

$\chi = 1,20$ Součinitel příspěvku stojny při boulení od smyku

$V_{bw, RD} = 6862,0$ kN Únosnost stojny s vlivem boulení

$V_{b, RD, max} = 5718,4$ kN Maximální únosnost stojny

$V_{ED}/V_{RD, mi} = 0,33 < 1$ **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	=	5,3	m	Vzdálenost příčných výztuh
t_w	=	0,018	m	Tloušťka stojny
h_w	=	1,705	m	Výška příčné výztuhy/výška stojny
t_{st}	=	0,02	m	Tloušťka příčné výztuhy
$b_{st,1}$	=	0,16	m	Šířka příčné výztuhy
$b_{st,2}$	=	0,16	m	Šířka příčné výztuhy
b_{wt}	=	0,2187	m	Spolupůsobící část stojny
c_g	=	0	m	Těžiště výztuhy
$e_1 = e_2$	=	0,169	m	Vzdálenost kraje výztuhy k ose stojny
e_{max}	=	0,169	m	
s	=	1,705	m	
w_o	=	0,0056833	m	Příčný posun stojny
u	=	2,12	>	$u_{min} = 1$
A_{st}	=	0,01463	m ²	Plocha příčné výztuhy
I_{st}	=	0,00006457	m ⁴	Moment setrvačnosti příčné výztuhy
		64570030	mm ⁴	

POSOUZENÍ Z HLEDISKA OHYBU:

$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	=	-0,53		Poměr napětí na horní a dolní pásnici
$k\sigma$	=	14,953		Součinitel kritického napětí
σ_{cw}	=	169,7	MPa	Napětí na horní pásnici
b_{ef}	=	0,605	m	Efektivní tlačené části stojny
$A_{cw} = A_c$	=	0,01089	m ²	Plocha tlačené části stojny

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

N_{ED}	=	924,0165	kN	Síla v přilehlých panelech
$\sigma_{cR,c}$	=	2,19	MPa	
σ_E	=	21,18	MPa	
$\sigma_{cR,p}$	=	316,65	MPa	
I_{min}	=	1,82355E-09	m ⁴	Minimální moment setrvačnosti výztuhy
I_{st}	=	0,00006	>	$I_{min} = 1,82E-09$ VYHOVUJE
				Napětí i deformace ve výztuze

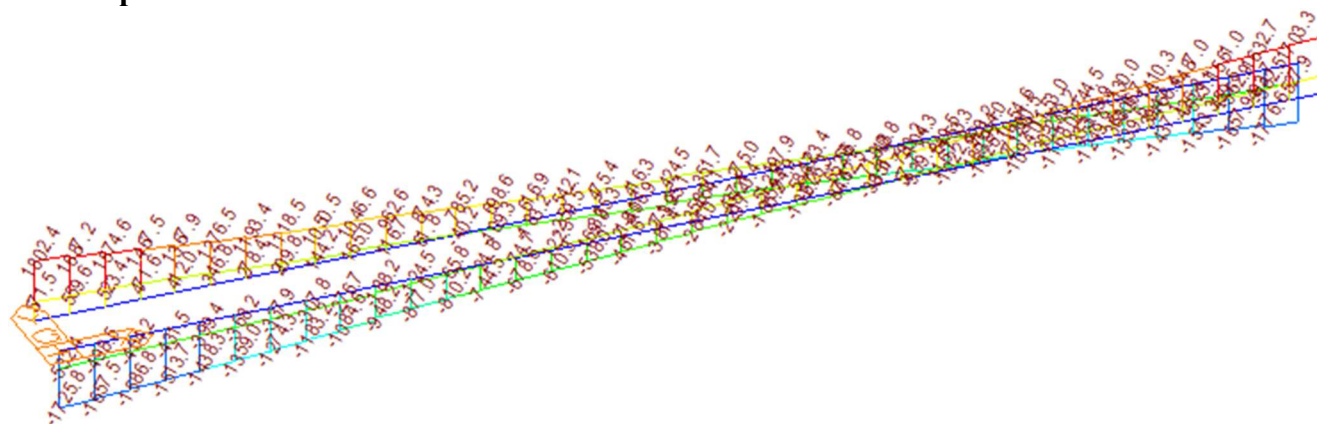
POSOUZENÍ Z HLEDISKA SMYKU:

V_{ED}	=	1882,3	kN	Posouvající síla
a/h_w	=	3,11	>	1,41
I_{st}	=	6,457E-05	>	0,000007458 Tuhost výztuhy vyhovuje
i_{st}	=	0,07	m	Poloměr setrvačnosti výztuhy
L_{cr}	=	1,27875	m	Vzpěrná délky výztuhy
λ	=	19,25		Štíhlost výztuhy
λ_1	=	76,41		
λ/λ_1	=	0,25		Relativní štíhlost výztuhy
α	=	0,49		Součinitel imperfekce (křivka c)
Φ	=	0,54		
χ	=	0,97		Součinitel vzpěrnosti
$V_{st, RD}$	=	4597,81	kN	Únosnost výztuhy na posouvající sílu
$V_{st, RD}$	=	4597,81	>	V_{ED} 1882,30 VYHOVUJE

6.5 Posouzení krčního svaru hlavního nosníku

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

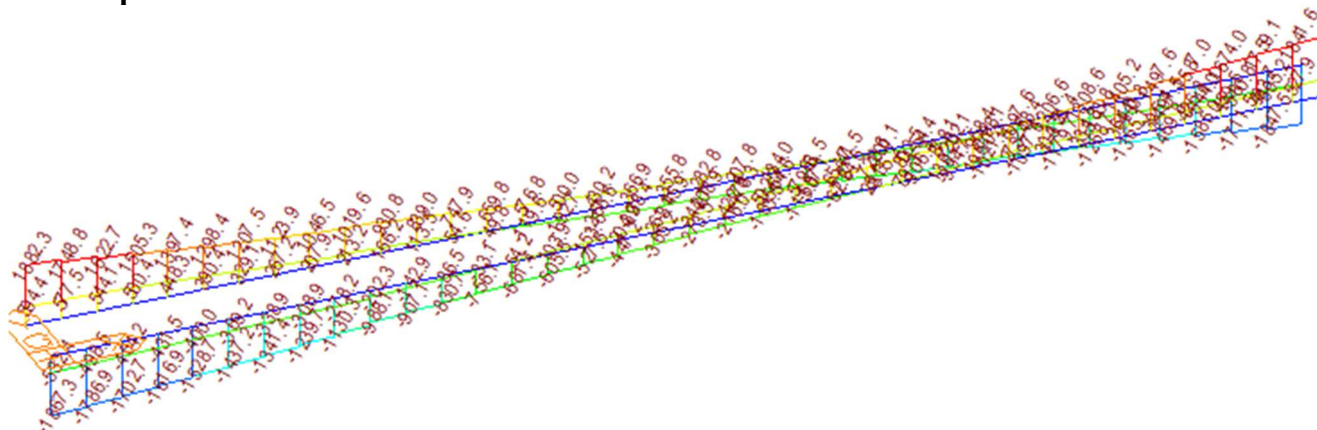
Obálka pro model LM71:



$$V_{\max} = 1802,4 \text{ kN}$$

$$V_{L/4} = 1084,9 \text{ kN}$$

Obálka pro model SW/2:



$$V_{\max} = 1882,3 \text{ kN}$$

$$V_{L/4} = 1130,3 \text{ kN}$$

Ved	=	1882,3	kN	Působící posouvající síla
β_w	=	0,9		Součinitel korelace
γ_M	=	1,5		Součinitel spolehlivosti svarových spojů
f_u	=	490	MPa	Mez pevnosti oceli
τ_{RD}	=	362,96	Mpa	Únosnost ve smyku ve srovnávacím napětí

POSOUZENÍ TĚSNĚ PO UVEDENÍ DO PROVOZU:

$I_{y,i}$	=	8,723E+10	mm ⁴	Moment setrvačnosti spřaž. ideálního průřezu
-----------	---	-----------	-----------------	--

Dolní pásnice:

a	=	6	mm	Účinná výška svaru
S_d	=	3,556E+07	mm ³	Statický moment dolní pásnice
τ_{II}	=	63,946	Mpa	Smykové napětí ve svaru

Ve srovnávacím napětí:

$$3^{1/2} \cdot \tau_{II} = 110,76 < \tau_{RD} = 362,96 \text{ Mpa}$$

Využití: 0,31 < 1,00 **VYHOVUJE**

Horní pásnice:

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

$$S_h = 4,736E+07 \text{ mm}^3 \quad \text{Statický moment horní pásnice}$$

$$\tau_{II} = 85,162 \text{ Mpa} \quad \text{Smykové napětí ve svaru}$$

Ve srovnávacím napětí:

$$3^{1/2} \cdot \tau_{II} = 147,50 < \tau_{RD} = 362,96 \text{ Mpa}$$

Využití: 0,41 < 1,00 **VYHOVUJE**

POSOUZENÍ NA KONCI ŽIVOTNOSTI

$$I_{y,i} = 6,225E+10 \text{ mm}^4 \quad \text{Moment setrvačnosti spřaž. ideálního průřezu}$$

Dolní pásnice:

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

$$S_d = 2,774E+07 \text{ mm}^3 \quad \text{Statický moment dolní pásnice}$$

$$\tau_{II} = 69,907 \text{ Mpa} \quad \text{Smykové napětí ve svaru}$$

Ve srovnávacím napětí:

$$3^{1/2} \cdot \tau_{II} = 121,08 < \tau_{RD} = 362,96 \text{ Mpa}$$

Využití: 0,33 < 1,00 **VYHOVUJE**

Dolní pásnice:

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

$$S_h = 3,101E+07 \text{ mm}^3 \quad \text{Statický moment horní pásnice}$$

$$\tau_{II} = 78,140 \text{ Mpa} \quad \text{Smykové napětí ve svaru}$$

Ve srovnávacím napětí:

$$3^{1/2} \cdot \tau_{II} = 135,34 < \tau_{RD} = 362,96 \text{ Mpa}$$

Využití: 0,37 < 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

$V_{ed,R}$	=	1882,3	kN	Působící posouvající síla v uložení nosníku
$V_{ed,1/5L}$	=	1341,4	kN	Působící posouvající síla v 1/5 rozpětí
$V_{ed,2/5L}$	=	681,4	kN	Působící posouvající síla ve 2/5 rozpětí

SPŘAHOVACÍ TRNY

f_u	=	340	Mpa	Pevnost spřahovacího trnu
γ_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
α	=	1		
P_{Rd}	=	82,72	kN	Návrhová únosnost jednoho spřahovacího trnu

POSOUZENÍ TĚSNĚ PO UVEDENÍ DO PROVOZU:

$I_{y,i}$	=	8,723E+10	mm ⁴	Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu
S_c	=	3,955E+07	mm ³	Statický moment betonové desky

V uložení nosníku na ložisko (Oblast 1):

$V_{I,ED}$	=	853,452	kN	Podélná síla (pružně)
n_t	=	3	ks	počet trnů v jedné řadě příčně
b	=	238	mm	potřebná šířka pásnice
b_l	=	0,290761008	mm	Potřebná podélná vzdálenost trnů (osově)
b_l	=	0,22	mm	Navržená podélná vzdálenost trnů (osově)
$V_{I,RD}$	=	1127,96	kN	Podélná únosnost spřahovacích trnů
$V_{I,RD}$	=	1128,0	kN	$> V_{I,ED} = 853,45 \text{ kN}$
VYHOVUJE				

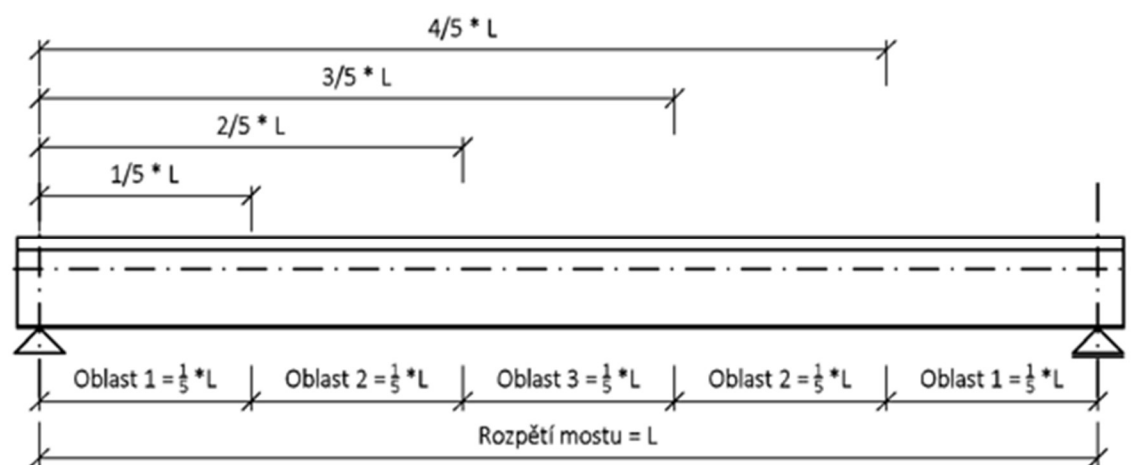
V 1/5 rozpětí (Oblast 2):

$V_{I,ED}$	=	608,203	kN	Podélná síla (pružně)
n_t	=	2	ks	počet trnů v jedné řadě příčně
b	=	238	mm	potřebná šířka pásnice

b_l	=	0,272004098 mm	Potřebná podélná vzdálenost trnů (osově)
b_l	=	0,22 mm	Navržená podélná vzdálenost trnů (osově)
$V_{I, RD}$	=	751,97 kN	Podélná únosnost spřahovacích trnů
$V_{I, RD}$	=	752,0 kN	> $V_{I, ED} = 608,20$ kN
VYHOVUJE			

Ve 2/5 rozpětí (oblast 3):

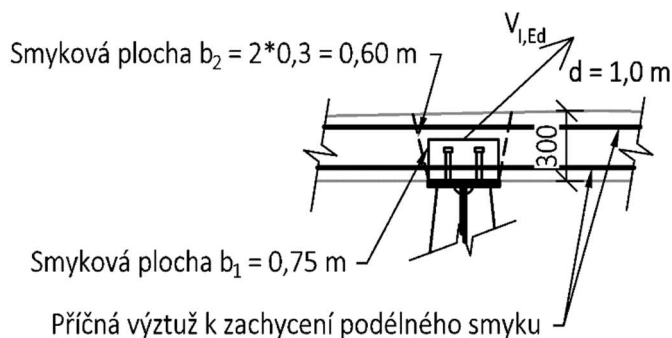
$V_{I, ED}$	=	308,953 kN	Podélná síla (pružně)
n_t	=	2 ks	počet trnů v jedné řadě příčně
b	=	238 mm	potřebná šířka pásnice
b_l	=	0,535465655 mm	Potřebná podélná vzdálenost trnů (osově)
b_l	=	0,22 mm	Navržená podélná vzdálenost trnů (osově)
$V_{I, RD}$	=	751,97 kN	Podélná únosnost spřahovacích trnů
$V_{I, RD}$	=	752,0 kN	> $V_{I, ED} = 308,95$ kN
VYHOVUJE			



6.6.2 Posouzení na protlačení betonu (vytrhnutí trnů)

$$V_{I,Ed,max} = 992,6 \text{ kN}$$

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 $b_2 = 0,6 \text{ m}$

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

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

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

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

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

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

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

$$V_{Rd,c} = 200,4 \text{ kN} > V_{Ed} = 992,6 \text{ kN}$$

Nevyhovuje, je nutné navrhnout smykovou výztuž

Návrh smykové výztuže:

Pro návrh výztuže bude horší smyková plocha $b_1 = 0,75 \text{ m}$,

$$v_{Ed} = V_{I,Ed} / (b_1 \cdot d) = 992,6 / (0,75 \cdot 1,0) = 1323,47 \text{ kN/m}^2$$

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

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

$$v_{Rd,c} = 3584,3 \text{ kN/m}^2 > v_{Ed} = 1323,47 \text{ kN/m}^2$$

protože působí pouze dolní řada výztuže.

Napětí v betonu od podélného smyku

Redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem

Únosnost tlačené diagonály

Tlačená diagonála **VYHOVUJE**

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

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

$$A_{sf} = (v_{Ed} \cdot b_1 \cdot s_f) / (f_{yd} \cdot \cot \theta_f) = (1323,47 \cdot 0,75 \cdot 0,150) / (434782 \cdot \cot 26,5^\circ) = 1,707 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Vzdálenost prutů příčné výztuže

Úhel tlačných diagonál v desce

Nutná plocha příčné výztuže (na 1 m šířky)

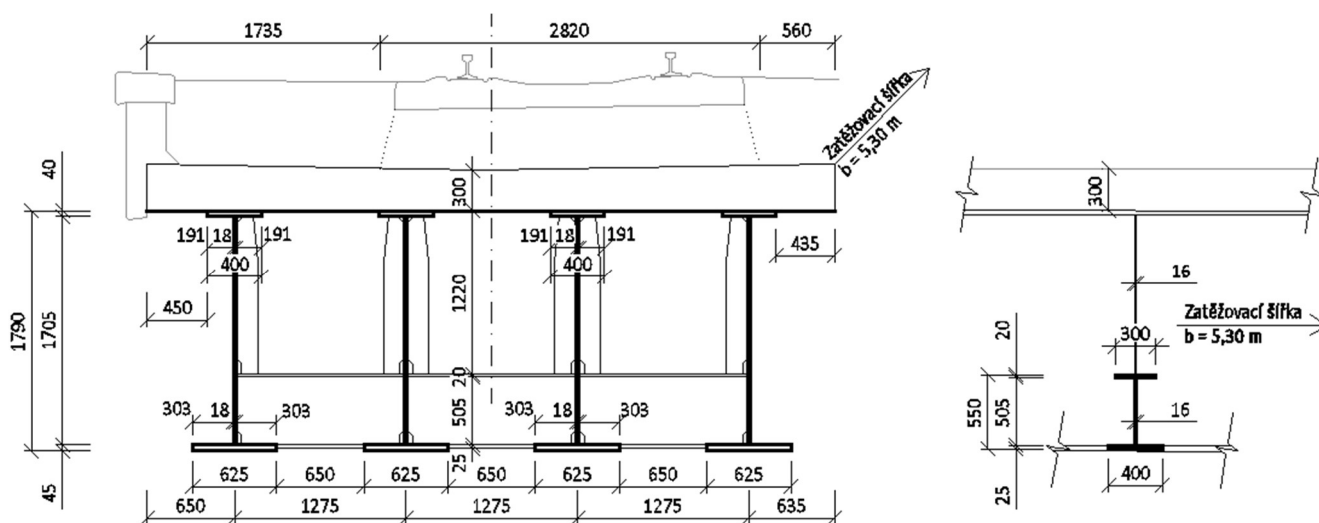
Navržená výztuž odpovídá prutům průměru 6 mm rozmístěnými po 150 mm ($A_s = 1,88 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$).

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)

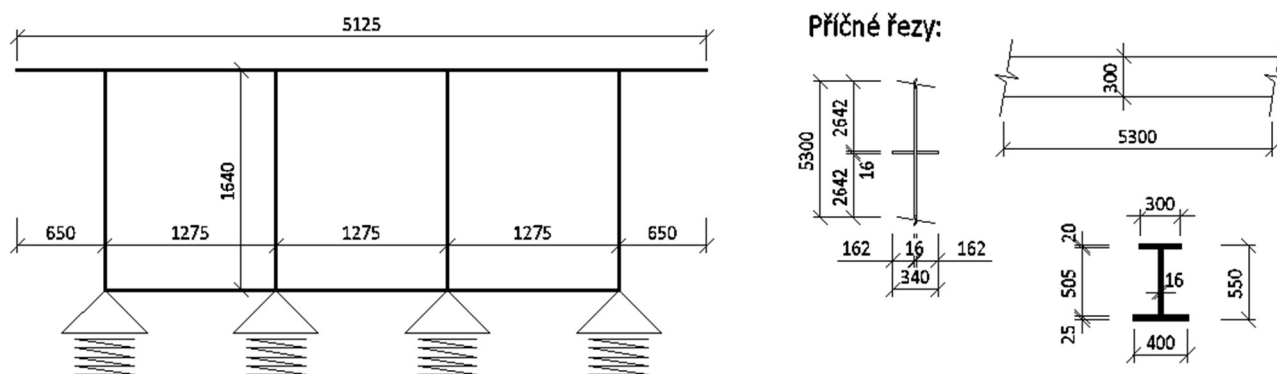
6.7 Návrh a posouzení výztuže spřažené desky v příčném směru

Pro návrh spřažené desky v příčném směru bude použit rovinný model příčníku, 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 největší hodnoty vnitřních sil. Hodnoty vnitřních sil při tuhých podporách (jako by byly např. v uložení mostu) budou menší. Stejný model bude následně použit i pro posouzení mezilehlého příčníku.

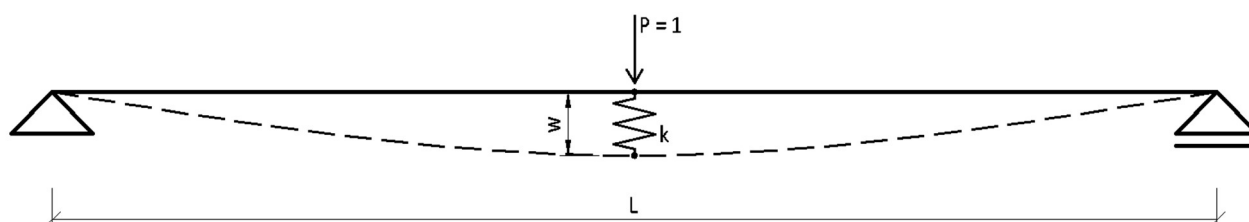
6.7.1 Geometrie



Model v místě příčného ztužidla:



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:

$$L = 26,5 \text{ m}$$

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

$$I_y = 8,548 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$k = (48 \cdot E \cdot I) / L^3 = (48 \cdot 210\,000 \cdot 8,548 \cdot 10^{-2}) / 26,5^3 = 46300,7 \text{ kNm}^{-1}$$

Tuhost nosníku ve vodorovném směru v místě ztužidla:

$$L = 26,5 \text{ m}$$

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

$$I_y = 8,141 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$k = (48 \cdot E \cdot I) / L^3 = (48 \cdot 210\,000 \cdot 8,141 \cdot 10^{-3}) / 26,5^3 = 4409,6 \text{ kNm}^{-1}$$

6.7.2 Zatížení

Zatěžovací šířka je vzdálenost mezi příčnými ztužidly **b = 5,300 m**. Pro posouzení sprážené desky budou následně vnitřní síly touto hodnotou zpětně vyděleny, aby mohla být deska posouzena na šířku 1,0 m.

ZS1 – Vlastní tíha

Vlastní tíha konstrukce je generována automaticky programem MIDAS Civil. Objemová tíha oceli se uvažuje 78,50 kN/m³. Objemová tíha betonu se uvažuje 25,00 kN/m³.

ZS2 - Ostatní stálé zatížení

$$\text{Římsa: } 0,34 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 5,3 \text{ m} = 45,05 \text{ kN}$$

$$\text{Zábradlí je uvažováno hodnotou } 1 \text{ kN} \times 4,86 \text{ m} = 4,86 \text{ kN}$$

$$\text{Tíha sprážené desky: } 0,3 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 5,3 \text{ m} = 39,75 \text{ kN/m}$$

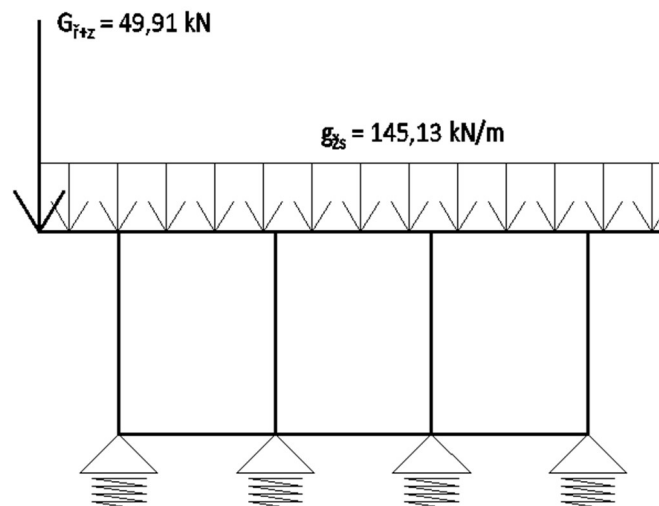
$$\text{Železniční svršek: } 0,665 \text{ m} \times 23 \text{ kN/m}^3 \times 5,3 \text{ m} = 81,06 \text{ kN/m, (bude uvažován rozptyl } \pm 30 \text{ \%)}$$

$$\text{Železniční svršek inf.} = 81,06 \cdot 0,7 = 56,74 \text{ kN/m}$$

$$\text{Železniční svršek sup.} = 81,06 \cdot 1,3 = 105,38 \text{ kN/m}$$

$$\text{Celkem: } 45,05 + 4,86 = 49,91 \text{ kN}$$

$$39,75 + 105,38 = 145,13 \text{ kN/m}$$



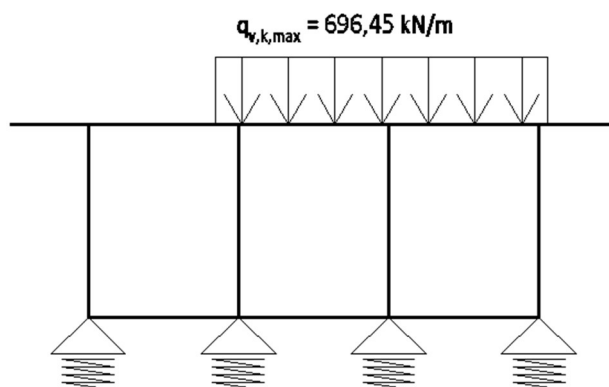
ZS3 – Zatížení dopravou, model 71Roznášecí šířka $b = 2,820$ mDynamický součinitel bude uvažován hodnotou ϕ_3 pro standardně udržovanou kolej:

$$L_\phi = 3 * L = 3 * 1,275 = 3,825 \text{ m}$$

(Jedná se o spojitý nosník)

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,73 = \frac{2,16}{\sqrt{3,825 - 0,2}} + 0,73 = 1,960$$

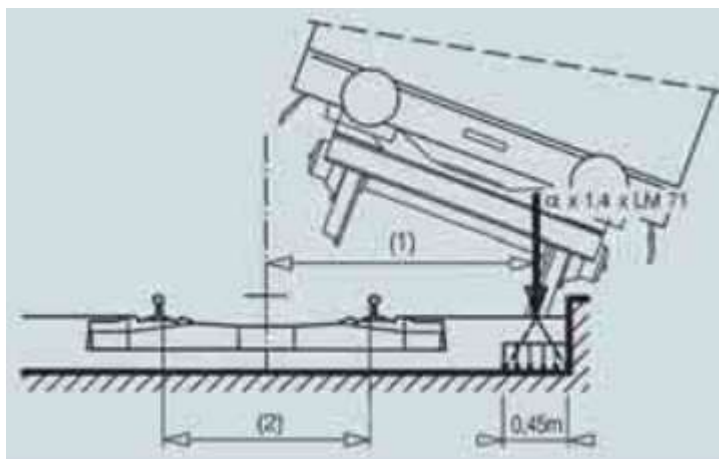
$$q_{vk,max} = Q_{vk} * \alpha * \phi_3 * 4 / 6,4 / b = 250 * 1,21 * 1,96 * 4 / 6,40 / 2,82 * 5,3 = 696,45 \text{ kN/m}$$

**ZS4 – Zatížení dopravou, SW/2**

$$q_{vk,max} = q_{vk} * \alpha * \phi_3 / b = 150 * 1,21 * 1,96 / 2,82 * 5,3 = 668,59 \text{ kN/m}$$

ZS5 – Vykolejený vlak

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



Pro určení celkové stability musí být na maximální celkové délce 20 m uvažováno $q_{A2D} = \alpha * 1,4 * LM 71$ jako rovnoměrně rozdělené svislé liniové zatížení působící na okraji uvažované konstrukce.

Celkové zatížení modelem 71:

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

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

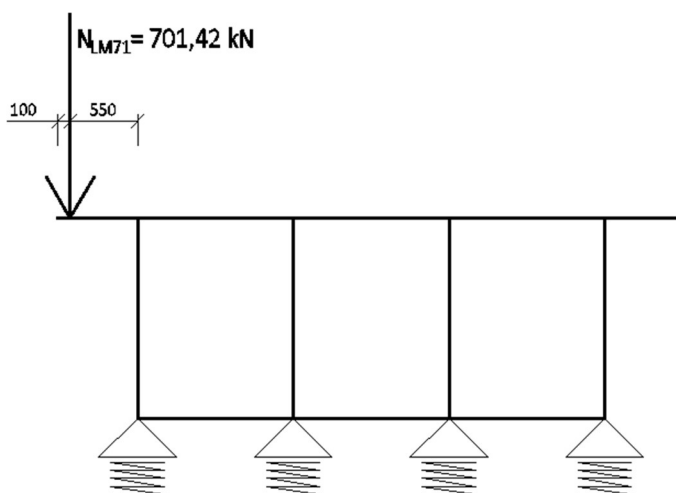
Zatížení na jedno kolo:

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

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

Zatížení římsy:

$$N_{LM71} = q_{vk,Q,2} * 1,4 * \alpha * b = 78,125 * 1,4 * 1,21 * 5,3 = 701,42 \text{ kN/m}$$



ZS6 – Teplota

Vzhledem k uložení mostu budou v příčnici vznikat normálové síly. Vliv má pouze rovnoměrné oteplení a ochlazení, nerovnoměrná změna teploty nemá vzhledem ke kloubovému uložení význam.

Rovnoměrná složka teploty:

$$T_{\min} = -34\text{ °C}$$

$$T_{\max} = +38\text{ °C}$$

ZS7 – Svislý vítr

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

$$F_z = w_{ex} \cdot B_{NK} \cdot b = \pm 0,881 \cdot 5,5 \cdot 5,3 = \pm 25,68\text{ kN}$$

Síla od svislého větru

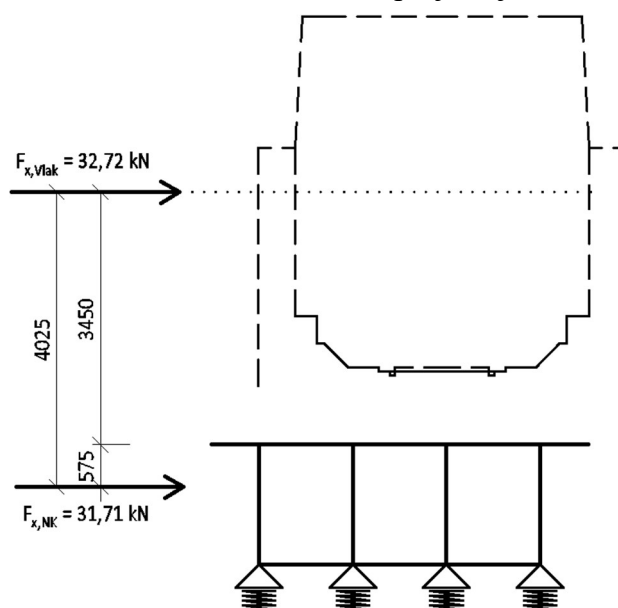
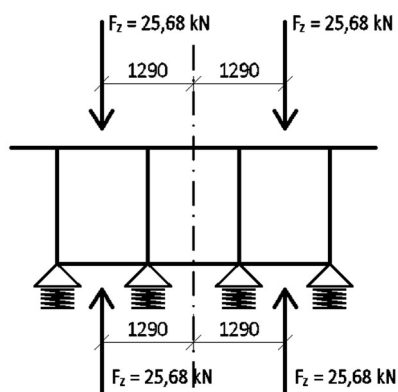
ZS8 – Boční vítr

$$F_{x,NK} = w_{ex} \cdot d_{tot} \cdot b = 1,273 \cdot 4,7 \cdot 5,3 = 31,71\text{ kN}$$

Síla od bočního větru na nosnou konstrukci

$$F_{x,vlak} = w_{ex} \cdot d_{voz} \cdot b = 1,273 \cdot 4,85 \cdot 5,3 = 32,72\text{ kN}$$

Síla od bočního větru projíždějící vlak



6.7.3 Kombinace

MSÚ:

$$\mathbf{6.10a:} \gamma_G * (ZS1+ZS2_{sup}) + \gamma_Q * \psi_0 * ZS3 + \gamma_Q * \psi_0 * ZS6 + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS7+ZS8) = 1,35 * (ZS1+ZS2_{sup}) + 1,45 * 0,8 * ZS3 + 1,5 * 0,5 * ZS6 + 1,5 * 0,6 * (ZS7+ZS8)$$

$$\mathbf{6.10b:} \gamma_G * \xi * (ZS1+ZS2_{sup}) + \gamma_Q * ZS3 + \gamma_Q * \psi_0 * ZS6 + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS7+ZS8) = 1,35 * 95 * (ZS1+ZS2_{sup}) + 1,45 * ZS3 + 1,5 * 0,5 * ZS6 + 1,5 * 0,6 * (ZS7+ZS8)$$

$$\mathbf{Mimořádná:} (ZS1+ZS2_{sup}) + ZS5 + \psi_1 * ZS6 + \psi_1 * (ZS7+ZS8) = (ZS1+ZS2_{sup}) + ZS5 + 0,6 * ZS6 + 0,2 * (ZS7+ZS8)$$

Charakteristická kombinace

$$\mathbf{Char (sup):} (ZS1+ZS2_{sup}) + ZS3 + \psi_0 * ZS6 + \psi_0 * (ZS7+ZS8) = (ZS1+ZS2_{sup}) + ZS3 + 0,6 * ZS6 + 0,6 * (ZS7+ZS8)$$

Častá kombinace

$$\mathbf{Čast (sup):} (ZS1+ZS2_{sup}) + \psi_1 * ZS3 + \psi_2 * ZS6 + \psi_2 * (ZS7+ZS8) = (ZS1+ZS2_{sup}) + 0,8 * ZS3 + 0,5 * ZS6 + 0,0 * (ZS7+ZS8)$$

Kvazistálá kombinace

$$\mathbf{Kvaz (sup):} (ZS1+ZS2_{sup}) + \psi_2 * ZS3 + \psi_2 * ZS6 + \psi_2 * (ZS7+ZS8) = (ZS1+ZS2_{sup}) + 0,0 * ZS3 + 0,5 * ZS6 + 0,0 * (ZS7+ZS8)$$

6.7.4 Účinky zatížení

V této části budou uvedeny jen účinky zatížení na sprážené desce. Tyto účinky bude nutné podělit šířkou 5,3 m, aby bylo možné posuzovat desku šířky 1,0 m. Účinky působící na mezilehlý příčník budou uvedeny v jiné části statáku.

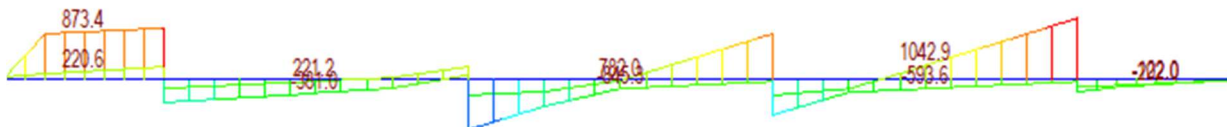
MSÚ obálka – ohybové momenty:



$$M_{+max} = 423,3 / 5,3 = 79,87 \text{ kNm}$$

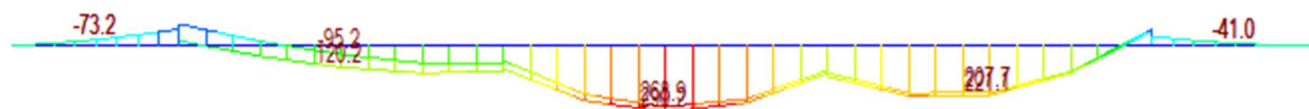
$$M_{-max} = -466,0 / 5,3 = 87,92 \text{ kNm}$$

MSÚ obálka – posouvající síly:



$$V_{max} = 1042,9 / 5,3 = 196,77 \text{ kN}$$

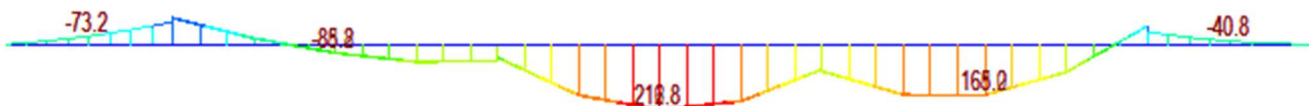
Charakteristická – ohybové momenty:



$$M_{k,max} = 290,2 / 5,3 = 49,09 \text{ kNm}$$

$$M_{k,max} = -95,2 / 5,3 = -17,96 \text{ kNm}$$

Častá – ohybové momenty:



$$M_{k,max} = 216,8 / 5,3 = 40,91 \text{ kNm}$$

$$M_{k,max} = -88,2 / 5,3 = 16,64 \text{ kNm}$$

Kvazistálá – ohybové momenty:



$$M_{k,max} = 0 \text{ kNm}$$

$$M_{k,max} = -73,2 / 5,3 = 13,81 \text{ kNm}$$

K nutné výztuži bude navíc připočítána výztuž pro podélný smyk.

6.7.5 Posouzení výztuže na dolním líci desky

ZATÍŽENÍ:

M_{ed}	=	79,87	kNm	Návrhový ohybový moment
V_{ed}	=	0	kN	Návrhová posouvající síla
$M_{\psi 0}$	=	49,09	kNm	Ohybový moment od char. kombinace
$M_{\psi 1}$	=	40,91	kNm	Ohybový moment od čast. kombinace
$M_{\psi 2}$	=	0	kNm	Ohybový moment od kvaz. kombinace

Vyztužení na ohyb, tažená výztuž:

ϕ	=	16	mm	Průměr tažených vložek
n	=	6,6666	ks	Počet tažených vložek
$A_{pod, smyk}$	=	0,000268	m ²	Nutná plocha výztuže pro podélný smyk (odečíst)
A_s	=	0,001072	m ²	Plocha tažené výztuže
d	=	0,237	m	Účinná výška průřezu
$A_{s,min}$	=	0,000308	m ²	Minimální plocha tažené výztuže
$A_{s,max}$	=	0,012	m ²	Maximální plocha tažené výztuže
Splněno				

POSOUZENÍ NA OHYB:

λ	=	0,8		Součinitel výšky tlačené části
x	=	0,03428387	m	Výška tlačené oblasti
ϵ_s	=	20,69505132	‰	Poměrné přetvoření výztuže Výztuž je plně využita
z	=	0,223286452	m	Rameno vnitřních sil
M_{Rd}	=	104,1096829	kNm	Moment na mezi únosnosti
M_{Rd}	=	104,1096829	kNm	> M_{ed} = 79,87 kNm VYHOVUJE 0,77 %

POSOUZENÍ VZNIKU TRHLIN (ČÁSTÁ KOMBINACE):

I_y	=	0,00225	m ⁴	Mom. setr. nepotrhaného průřezu (výztuž zanedbána)
$\sigma_{c,t}$	=	2,727333	MPa	Napětí na tažených vláknech betonu
$\sigma_{c,t}$	=	2,727333	MPa	< f_{ctm} = 2,9 MPa Trhliny nevznikají

POSOUZENÍ OMEZENÍ NAPĚTÍ (KRÁTKODOBĚ):

$\alpha_{e,st}$	=	6,060606		Součinitel převádějící ocel na beton (krátkodobě)
$x_{ir,st}$	=	0,049384	m	Výška tlačené části potrhaného průřezu (Krátkodobá)
$I_{ir,y,st}$	=	0,000269	m ⁴	Moment setrvačnosti potrhaného průřezu (Krátkodobý)
σ_s	=	207,5638	MPa	Napětí ve výztuži od charakteristické kombinace
σ_{c,c,ψ_0}	=	9,014716	MPa	Napětí v tlačných vláknech betonu od char. kombinace
σ_{c,c,ψ_2}	=	0	MPa	Napětí v tlačných vláknech betonu od kvaz. kombinace
$\sigma_{c,t}$	=	207,5638	MPa	< $0.8 \cdot f_{yk}$ = 400 kNm
σ_{c,c,ψ_0}	=	9,014716	MPa	< $0.6 \cdot f_{ck}$ = 18 MPa
σ_{c,c,ψ_0}	=	0	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:

$h_{c,eff}$	=	0,083539 m	Efektivní výška
$A_{c,eff}$	=	0,083539 m ²	Efektivní plocha
$\rho_{p,eff}$	=	0,012837	
$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$	=	0,00075	Rozdíl poměrného přetvoření betonu a výztuže
$s_{r,max}$	=	212,0718 mm	Maximální vzdálenost trhlin
w_k	=	0,159153 mm	Šířka trhlin

$$w_k = 0,159153 \text{ mm} < w_{k,lim} = 0,3 \text{ mm}$$

VYHOVUJE

6.7.6 Posouzení výztuže na horním líci desky
ZATÍŽENÍ:

M_{ed}	=	87,92 kNm	Návrhový ohybový moment
V_{ed}	=	0 kN	Návrhová posouvající síla
$M_{\psi 0}$	=	17,96 kNm	Ohybový moment od char. kombinace
$M_{\psi 1}$	=	16,64 kNm	Ohybový moment od čast. kombinace
$M_{\psi 2}$	=	13,81 kNm	Ohybový moment od kvaz. kombinace

Vyztužení na ohyb, tažená výztuž:

ϕ	=	16 mm	Průměr tažených vložek
n	=	6,6666 ks	Počet tažených vložek
$A_{pod,smyk}$	=	0,000268 m ²	Nutná plocha výztuže pro podélný smyk (odečíst)
A_s	=	0,001072 m ²	Plocha tažené výztuže
d	=	0,237 m	Účinná výška průřezu
$A_{s,min}$	=	0,000308 m ²	Minimální plocha tažené výztuže
$A_{s,max}$	=	0,012 m ²	Maximální plocha tažené výztuže

POSOUZENÍ NA OHYB:

λ	=	0,8	Součinitel výšky tlačené části
x	=	0,03428387 m	Výška tlačené oblasti
ε_s	=	20,69505132 ‰	Poměrné přetvoření výztuže
			Výztuž je plně využita
z	=	0,223286452 m	Rameno vnitřních sil
M_{Rd}	=	104,1096829 kNm	Moment na mezi únosnosti
M_{Rd}	=	104,1096829 kNm	$> M_{ed} = 87,92 \text{ kNm}$
			VYHOVUJE 0,84 %

POSOUZENÍ VZNIKU TRHLIN (ČÁSTÁ KOMBINACE):

I_y	=	0,00225 m ⁴	Mom. setr. nepotrhaného průřezu (výztuž zanedbána)
$\sigma_{c,t}$	=	1,109333 MPa	Napětí na tažených vláknech betonu
$\sigma_{c,t}$	=	1,109333 MPa	< f_{ctm} = 2,9 MPa
Trhliny nevznikají			

POSOUZENÍ OMEZENÍ NAPĚTÍ (KRÁTKODOBĚ):

$\alpha_{e,st}$	=	6,060606	Součinitel převádějící ocel na beton (krátkodobě)
$x_{ir,st}$	=	0,049384 m	Výška tlačené části potrhaného průřezu (krátkodobá)
$I_{ir,y,st}$	=	0,000269 m ⁴	Moment setrvačnosti potrhaného průřezu (krátkodobý)
σ_s	=	75,93902 MPa	Napětí ve výztuži od charakteristické kombinace
σ_{c,c,ψ_0}	=	3,298111 MPa	Napětí v tlačených vláknech betonu od char. kombinace
σ_{c,c,ψ_2}	=	2,53602 MPa	Napětí v tlačených vláknech betonu od kvaz. kombinace
$\sigma_{c,t}$	=	75,93902 MPa	< $0.8 \cdot f_{yk}$ = 400 kNm
σ_{c,c,ψ_0}	=	3,298111 MPa	< $0.6 \cdot f_{ck}$ = 18 MPa
σ_{c,c,ψ_0}	=	2,53602 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:

$h_{c,eff}$	=	0,083539 m	Efektivní výška
$A_{c,eff}$	=	0,083539 m ²	Efektivní plocha
$\rho_{p,eff}$	=	0,012837	
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	=	9,23E-05	Rozdíl poměrného přetvoření betonu a výztuže
$s_{r,max}$	=	212,0718 mm	Maximální vzdálenost trhlin
w_k	=	0,019583 mm	Šířka trhlin
w_k	=	0,019583 mm	< $w_{k,lim}$ = 0,3 mm

VYHOVUJE

6.7.7 Posouzení ve smyku

POSOUZENÍ BEZ SMYKOVÉ VÝZTUŽE:

Posouvající síla:

Crd,c	=	0,12		
k	=	1,923		
ρ_l	=	0,005		
k_1	=	0,150		
σ_{cp}	=	0,000	Mpa	
v_{min}	=	0,511		
v	=	0,528		
$V_{rd,c}$	=	129,70	kN	Únosnost betonu ve smyku
$V_{rdc,min}$	=	120,09	kN	Minimální únosnost betonu ve smyku
$V_{rd,c}$	=	129,70	kN	Únosnost betonu ve smyku

NÁVRH A POSOUZENÍ SMYKOVÉ VÝZTUŽE:

Posouvající síly:

α	=	90	°	Sklon třmínků
θ	=	27,5	°	Sklon tlačené diagonály
ϕ	=	8	mm	Průměr třmínků
s_l	=	300	mm	Podélná vzdálenost třmínků
n_t	=	6,66666		Počet stříhů
α_{cw}	=	1		Vliv normálové síly
Asw/s_l	=	0,001117	< 0,009715	Podmínka duktility je splněna

$V_{rd,s}$	=	210,25	kN	Smyková únosnost výztuže
$V_{rd,max}$	=	779,77	kN	Únosnost tlačené diagonály

$$V_{rd,s} = 210,25 \text{ kN} > V_{ed} = 196,77 \text{ kN}$$

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 $\Phi 12$ á 150 mm

6.9 Schéma výztuže spřažené desky

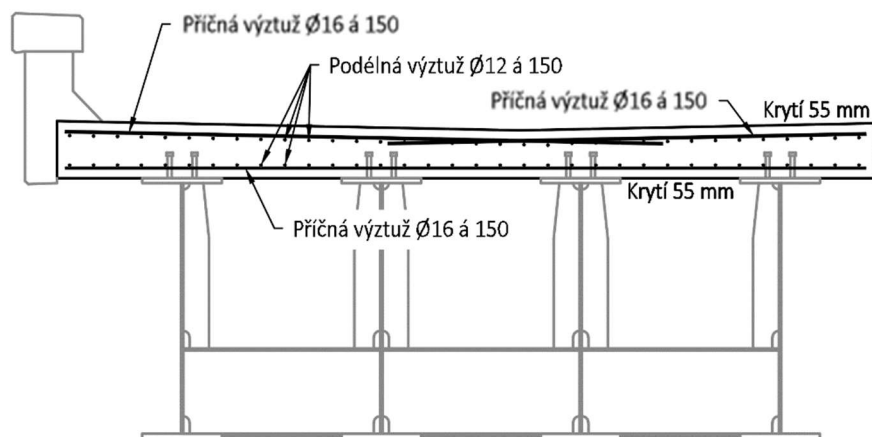
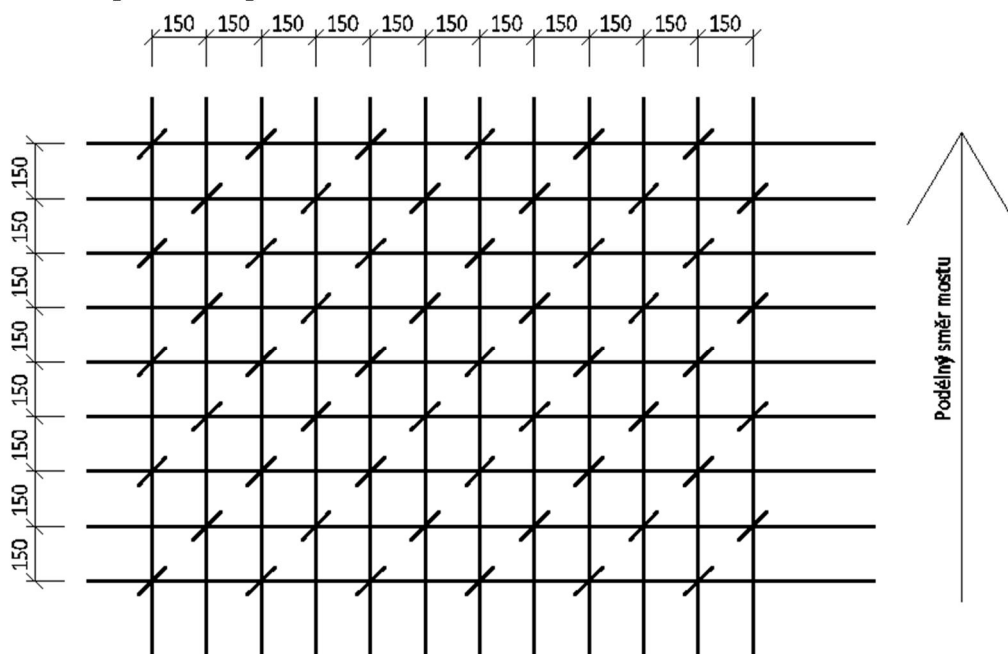


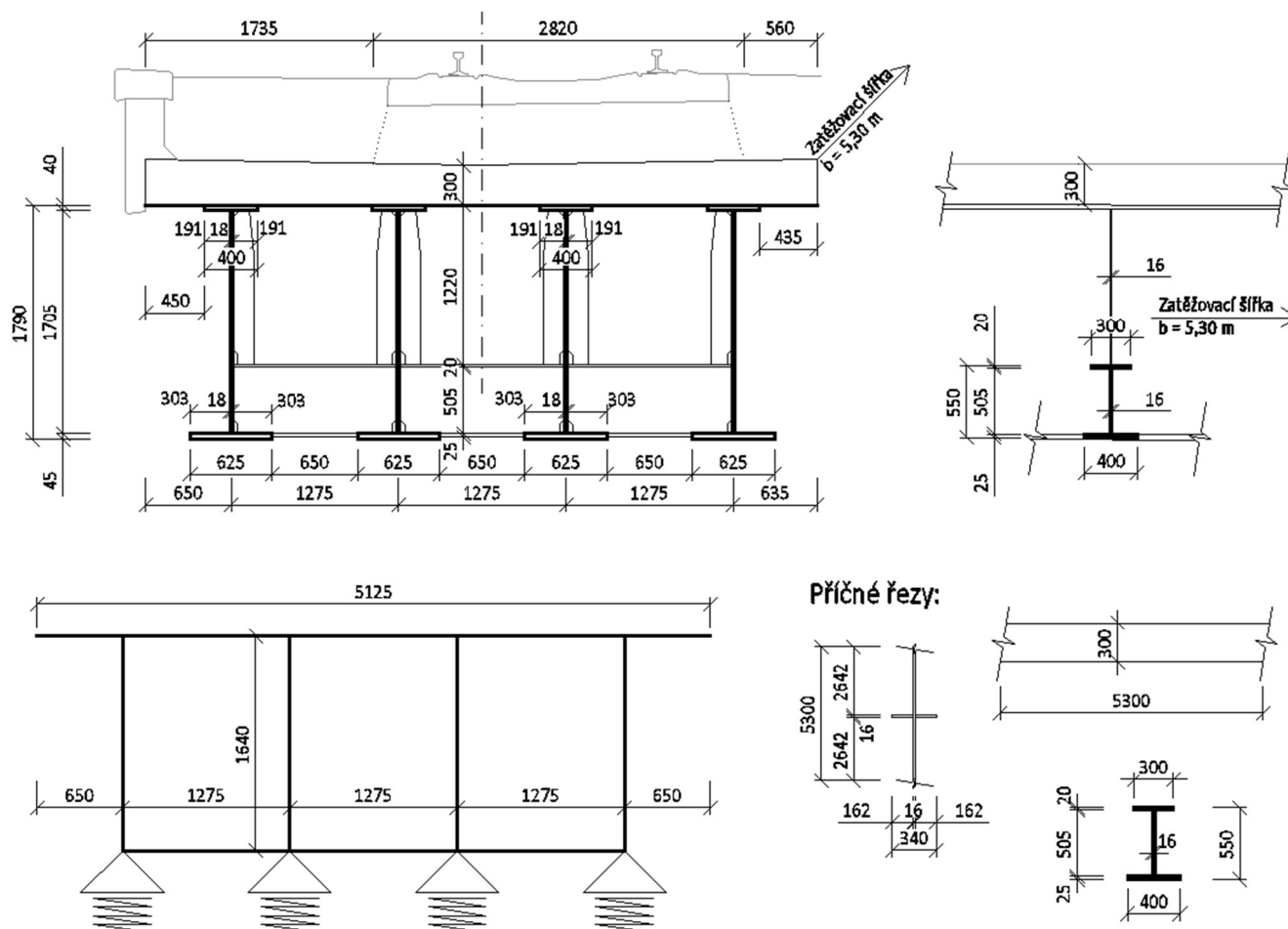
Schéma uspořádání spon:



Spony budou umístěno na každé druhé křížení podélné a příčné výztuže, tj. cca 22 ks/m².

6.10 Návrh a posouzení mezilehlého příčníku

6.10.1 Geometrie



Třída stojny:

$$c = h_w = 505 \text{ mm}$$

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

$$c/t = 505/16 = 31,56 < 72 * \varepsilon = 72 * 0,81 = 58,32$$

1. Třída průřezu

Třída horní pásnice:

$$c = (b_{fh} - t_w)/2 = (300-16)/2 = 142 \text{ mm}$$

$$t = t_{fh} = 20 \text{ mm}$$

$$c/t = 142/20 = 7,1 < 9 * \varepsilon = 9 * 0,81 = 7,29$$

1. Třída průřezu

Třída dolní pásnice:

$$c = (b_{fd} - t_w)/2 = (400-16)/2 = 192 \text{ mm}$$

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

$$c/t = 192/25 = 7,68 < 10 * \varepsilon = 10 * 0,81 = 8,10$$

2. Třída průřezu

Celková třída průřezu uprostřed rozpětí je 2. Je možné použít plastický výpočet.

Tuhost pružného uložení:

Viz. Kap. 6.7 Návrh a posouzení výztuže v příčném směru.

6.10.2 Kombinace

MSÚ:

$$\mathbf{6.10a:} \gamma_G * (ZS1+ZS2_{sup}) + \gamma_Q * \psi_0 * ZS3 + \gamma_Q * \psi_0 * ZS6 + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS7+ZS8) = 1,35 * (ZS1+ZS2_{sup}) + 1,45 * 0,8 * ZS3 + 1,5 * 0,5 * ZS6 + 1,5 * 0,6 * (ZS7+ZS8)$$

$$\mathbf{6.10b:} \gamma_G * \xi * (ZS1+ZS2_{sup}) + \gamma_Q * ZS3 + \gamma_Q * \psi_0 * ZS6 + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS7+ZS8) = 1,35 * 95 * (ZS1+ZS2_{sup}) + 1,45 * ZS3 + 1,5 * 0,5 * ZS6 + 1,5 * 0,6 * (ZS7+ZS8)$$

$$\mathbf{Mimořádná:} (ZS1+ZS2_{sup}) + ZS5 + \psi_1 * ZS6 + \psi_1 * (ZS7+ZS8) = (ZS1+ZS2_{sup}) + ZS5 + 0,6 * ZS6 + 0,2 * (ZS7+ZS8)$$

Charakteristická kombinace

$$\mathbf{Char (sup):} (ZS1+ZS2_{sup}) + ZS3 + \psi_0 * ZS6 + \psi_0 * (ZS7+ZS8) = (ZS1+ZS2_{sup}) + ZS3 + 0,6 * ZS6 + 0,6 * (ZS7+ZS8)$$

Častá kombinace

$$\mathbf{Čast (sup):} (ZS1+ZS2_{sup}) + \psi_1 * ZS3 + \psi_2 * ZS6 + \psi_2 * (ZS7+ZS8) = (ZS1+ZS2_{sup}) + 0,8 * ZS3 + 0,5 * ZS6 + 0,5 * (ZS7+ZS8)$$

Kvazistálá kombinace

$$\mathbf{Kvaz (sup):} (ZS1+ZS2_{sup}) + \psi_2 * ZS3 + \psi_2 * ZS6 + \psi_2 * (ZS7+ZS8) = (ZS1+ZS2_{sup}) + 0,5 * ZS3 + 0,5 * ZS6 + 0,5 * (ZS7+ZS8)$$

Posouzení únavy

Pro posouzení únavy bude použit dynamický součinitel ϕ_2 pro pečlivě udržovanou kolej:

$$L_\phi = L = 3,90 \text{ m}$$

(Jedná se o spojitý nosník)

$$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,82 = \frac{1,44}{\sqrt{3,90 - 0,2}} + 0,82 = \mathbf{1,63}$$

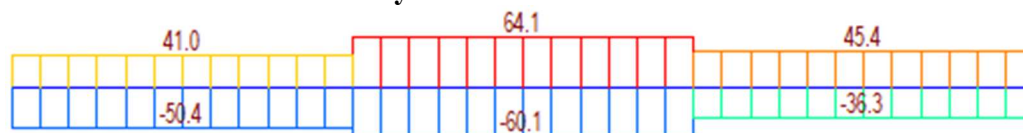
Rozptyl napětí se určí jako:

$$\gamma_{Ff} * ZS3 * \phi_2 / \phi_3 = 1,0 * ZS3 * 1,63 / 1,947 = 0,837 * ZS4$$

6.10.3 Účinky zatížení

V této části budou uvedeny jen účinky zatížení na podporový příčník. Spřažená deska již byla posouzena v předchozích částech statického výpočtu.

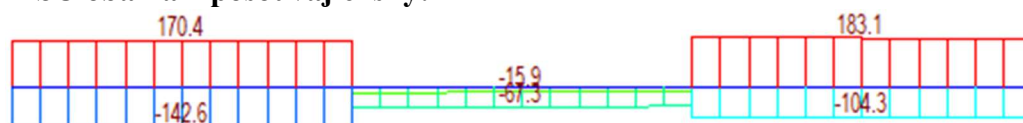
MSÚ obálka – normálové síly:



$$N_{+max} = 64,1 \text{ kNm}$$

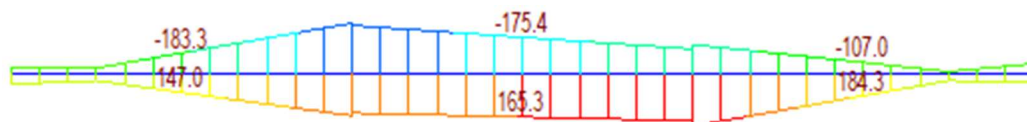
$$N_{-max} = -60,1 \text{ kNm}$$

MSÚ obálka – posouvající síly:



$$V_{max} = 183,1 \text{ kN}$$

MSÚ obálka – ohybové momenty:



$$M_{+max} = 184,3 \text{ kNm}$$

$$M_{-max} = -183,3 \text{ kNm}$$

6.10.4 Posouzení v ohybu, maximální moment, MSÚ

PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:

Ocelová část:	Celková výška ocelového nosníku h					=	550	mm
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	Sy [mm ³]	Io [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]
Dolní pásnice	400	400	25	17.5	10000	175000	520833.3	3062500
Stojna, část 1	16	16	505	277.5	8080	2242200	1.72E+08	622210500
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	300	300	20	540	6000	3240000	200000	1749600000

$$A_a = 24080 \text{ mm}^2 \quad \text{Plocha ocelového průřezu}$$

$$C_{g,a} = 235 \text{ mm} \quad \text{Těžiště ocelového průřezu}$$

$$I_{y,a} = 1.2E+09 \text{ mm}^4 \quad \text{Moment setrvačnosti ocelového průřezu}$$

ZATÍŽENÍ:

Ocelová část:

$$M_{y,1} = 184.3 \text{ kNm} \quad \text{Moment působící pouze na ocelovou část}$$

$$N_1 = -36.3 \text{ kN} \quad \text{Normálová síla (+ tah, - tah), ocelová část}$$

NAPĚTÍ - Krátkodobě:

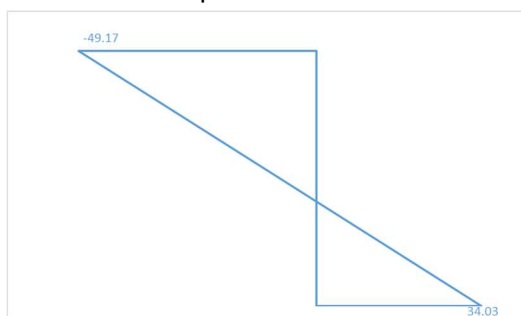
Ocelová část:

$$z_1 = -235 \text{ mm} \quad \text{Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku}$$

$$z_2 = 315 \text{ mm} \quad \text{Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku}$$

$$\sigma_1 = 34.03 \text{ MPa} \quad \text{Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku}$$

$$\sigma_{2.1} = -49.17 \text{ MPa} \quad \text{Napětí na horních vláknech ocelového nosníku}$$



$$\sigma_{s,max} = 236,76 \text{ MPa}$$

$$f_y / \gamma_{M0} = 345 / 1,00 = 345 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{s,max}}{f_y / \gamma_{M0}} = \frac{236,76}{345 / 1,0} = 0,686 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

6.10.5 Posouzení ve smyku, MSÚ

TUHOST KONCOVÉ VÝZTUHY:

t_w	=	0,016	m	Tloušťka stojny nosníku
h_w	=	0,505	m	Výška koncové výztuhy
t_{st}	=	0	m	Tloušťka koncové výztuhy
b_{st}	=	0	m	Šířka koncové výztuhy
e	=	1,275	m	Vzdálenost koncových výztuh

ZATÍŽENÍ:

V_{ED}	=	183,1	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	=	1,275	m	Vzdálenost příčných výztuh
h_w	=	0,505	m	Výška stojny

$$a/h_w = 2,52 > 1$$

k_τ	=	30,84		Součinitel krit. boulení od smyku příčné výztuhy
σ_E	=	190,73	Mpa	
τ_{cr}	=	5881,525	MPa	Kritické smykové napětí
λ_w	=	0,01		Štíhlost stojny
χ	=	1,20		Součinitel příspěvku stojny při boulení od smyku

$V_{bw, RD}$	=	1806,6	kN	Únosnost stojny s vlivem boulení
$V_{b, RD, max}$	=	1505,5	kN	Maximální únosnost stojny

$$V_{ED}/V_{RD, mi} = 0,12 < 1 \quad \text{VYHOVUJE}$$

6.10.6 Posouzení krčních svarů

V_{ed}	=	183,1	kN	Působící posouvající síla
β_w	=	0,9		Součinitel korelace
γ_M	=	1,5		Součinitel spolehlivosti svarových spojů
f_u	=	490	MPa	Mez pevnosti oceli
τ_{RD}	=	362,96	Mpa	Únosnost ve smyku ve srovnávacím napětí

POSOUZENÍ TĚSNĚ PO UVEDENÍ DO PROVOZU:
 $I_{y,i} = 1,218E+09 \text{ mm}^4$ Moment setrvačnosti spřaž. ideálního průřezu

Dolní pásnice:

$a = 4 \text{ mm}$ Účinná výška svaru
 $S_d = 2,174E+06 \text{ mm}^3$ Statický moment dolní pásnice
 $\tau_{II} = 40,850 \text{ Mpa}$ Smykové napětí ve svaru

Ve srovnávacím napětí:

$3^{1/2} \cdot \tau_{II} = 70,75 < \tau_{RD} = 362,96 \text{ Mpa}$
 Využití: $0,19 < 1,00$ **VYHOVUJE**

Horní pásnice:

$a = 4 \text{ mm}$ Účinná výška svaru
 $S_h = 9,270E+06 \text{ mm}^3$ Statický moment horní pásnice
 $\tau_{II} = 174,166 \text{ Mpa}$ Smykové napětí ve svaru

Ve srovnávacím napětí:

$3^{1/2} \cdot \tau_{II} = 301,66 < \tau_{RD} = 362,96 \text{ Mpa}$
 Využití: $0,83 < 1,00$ **VYHOVUJE**

Je navržen krční svar velikosti $a = 4 \text{ mm}$.

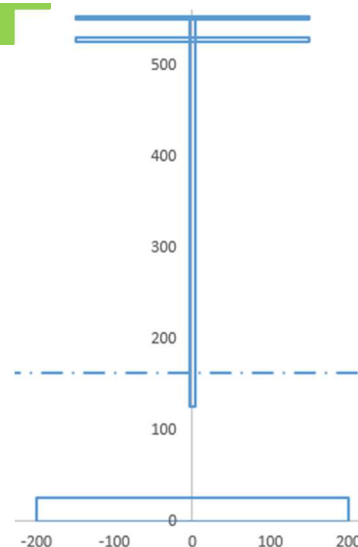
6.10.7 Posouzení připojení mezilehlého příčnicku na hlavní nosník

Podporový příčník bude k hlavnímu nosníku přivařen. Horní pásnice a stojina budou připojeny pomocí koutových svarů, dolní pásnice bude připojena pomocí tupého svaru. Připojení pásnic příčnicků na pásnici hlavního nosníku bude provedeno se zaoblením o poloměru 170 mm.

 $V_{ED} = 183,1 \text{ kN}$
 $M_{ED} = 184,3 \text{ kNm}$
MATERIÁLY:
Ocel:
S355

$f_{yk} = 355 \text{ Mpa}$ Mez kluzu oceli
 $f_u = 490 \text{ MPa}$ Mez pevnosti oceli
 $E_s = 210 \text{ Gpa}$ Modul pružnosti oceli
 $\varepsilon = 0.81$

 $\beta = 0.9$ Korelační součinitel
 $\gamma_{Mw} = 1.5$ Součinitel spolehlivosti materiálu
 $R_{srovn} = 362.96 \text{ Mpa}$ Srovnávací únosnost
 $\sigma_{max, kolm.} = 326.67 \text{ MPa}$ Maximální normálové kolmé napětí



PRŮŘEZ - Svarový obrazec:

Ocelová část:	Celková výška ocelového nosníku h					=	556	mm
část průřezu	b [mm]	b _i [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	S _y [mm ³]	I _o [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]
Dolní pásnice_1	0	0	0	0	0	0	0	0
Dolní pásnice_2	400	400	25	12.5	10000	125000	520833.3	1562500
Dolní pásnice_3	0	0	0	25	0	0	0	0
Stojna, výřez	0	0	100	75	0	0	0	0
Stojna	12	12	405	327.5	4860	1591650	66430125	521265375
Horní pásnice_1	300	300	6	527	1800	948600	5400	499912200
Horní pásnice_2	12	12	20	540	240	129600	8000	69984000
Horní pásnice_3	300	300	6	553	1800	995400	5400	550456200

A _a	=	18700 mm ²	Plocha ocelového průřezu
C _{g,a}	=	203 mm	Těžiště ocelového průřezu
I _{wy}	=	9.4E+08 mm ⁴	Moment setrvačnosti ocelového průřezu

W _{wy,fd}	=	4.6E+06 mm ³	Průřezový modul k okraji dolní pásnice
W _{wy,fh}	=	2.7E+06 mm ³	Průřezový modul k okraji horní pásnice

W _{wy,wh}	=	2.9E+06 mm ³	Průřezový modul k okraji svarů stojny nahoře
W _{wy,wd}	=	5.3E+06 mm ³	Průřezový modul k okraji svarů stojny dole
A _{w,w}	=	4860 mm ²	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	=	184.3 kNm	Ohybový moment
V _z	=	183.1 kN	Posouvající síla

SVARY PŘIPOJUJÍCÍ STOJINU:

τ _{rovnov,w}	=	37.67 Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
σ _{M,w}	=	64.04 MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
σ _{kolm,w} = τ _{kolm,w}	=	45.29 MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí
σ _{srovn}	=	111.63 Mpa	Srovnávací napětí

σ_{srovn}	=	111.63	Mpa	<	R_{srovn}	=	362.96 Mpa
					VYHOVUJE		
$\sigma_{kolm,w}$	=	45.29	Mpa	<	$\sigma_{max,kolm,w}$	=	326.67 Mpa
					VYHOVUJE		

SVARY PŘIPOJUJÍCÍ HORNÍ PÁSNICI:

$\tau_{rovnov,w}$	=	0.00	Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)			
$\sigma_{M,w}$	=	69.13	MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)			
$\sigma_{kolm,w} = \tau_{kolm,w}$	=	48.88	MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí			
σ_{srovn}	=	97.77	Mpa	Srovnávací napětí			
σ_{srovn}	=	97.77	Mpa	<	R_{srovn}	=	362.96 Mpa
					VYHOVUJE		
$\sigma_{kolm,w}$	=	48.88	Mpa	<	$\sigma_{max,kolm,w}$	=	326.67 Mpa
					VYHOVUJE		

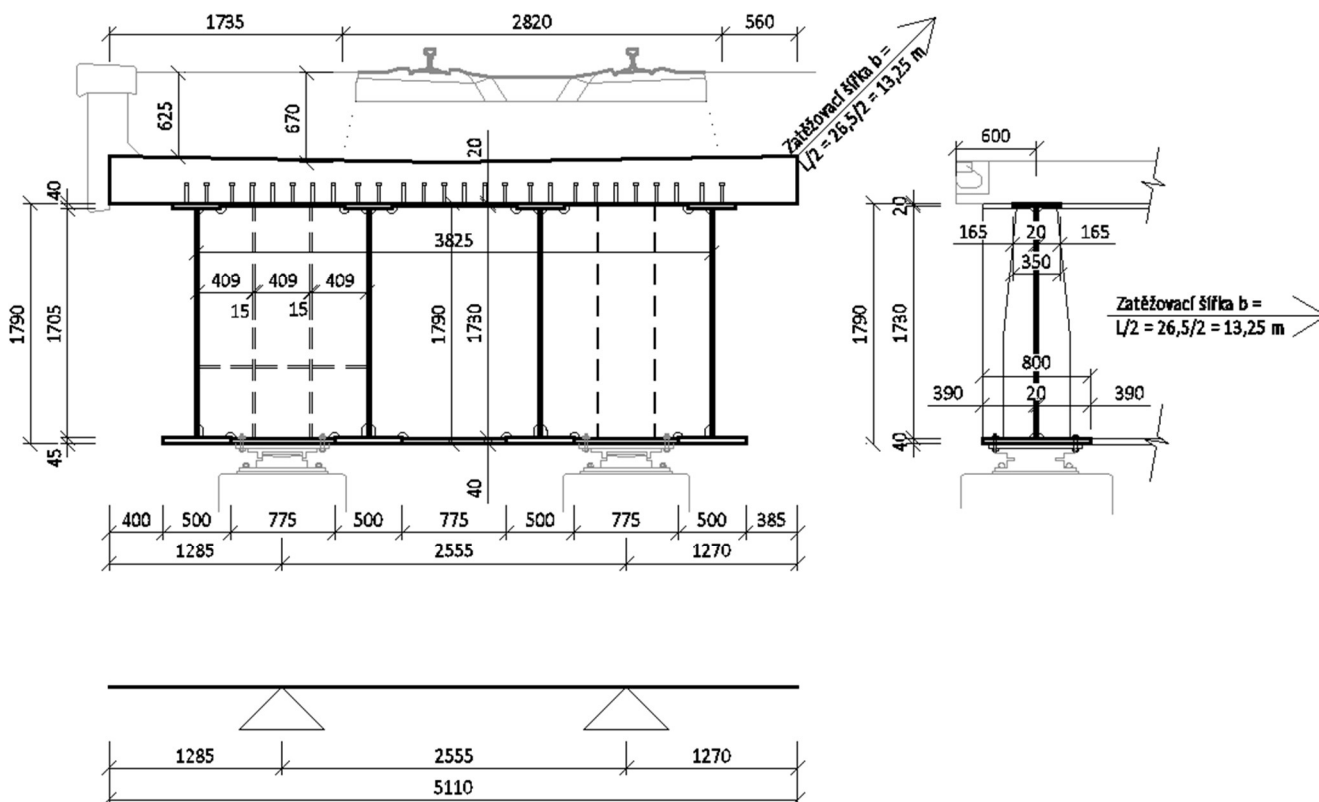
SVARY PŘIPOJUJÍCÍ DOLNÍ PÁSNICI:

$\tau_{rovnov,w}$	=	0.00	Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)			
$\sigma_{M,w}$	=	39.66	MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)			
$\sigma_{kolm,w} = \tau_{kolm,w}$	=	28.04	MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí			
σ_{srovn}	=	56.09	Mpa	Srovnávací napětí			
σ_{srovn}	=	56.09	Mpa	<	R_{srovn}	=	362.96 Mpa
					VYHOVUJE		
$\sigma_{kolm,w}$	=	28.04	Mpa	<	$\sigma_{max,kolm,w}$	=	326.67 Mpa
					VYHOVUJE		

Je navrženo přivaření stojiny svarem a = 6 mm a horní pásnice svarem a = 6 mm.

6.11 Návrh a posouzení podporového příčnicku

6.11.1 Geometrie



Třída stojny:

$$c = h_w = 1730 \text{ mm}$$

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

$$c/t = 1730/20 = 86,5 < 124 * \epsilon = 124 * 0,81 = 100,44$$

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

Třída horní pásnice:

$$c = (b_{fh} - t_w)/2 = (350-20)/2 = 165 \text{ mm}$$

$$t = t_{fh} = 20 \text{ mm}$$

$$c/t = 165/20 = 8,25 < 14 * \epsilon = 14 * 0,81 = 11,34$$

$$> 10 * \epsilon = 10 * 0,81 = 8,10$$

Třída dolní pásnice:

$$c = (b_{fh} - t_w)/2 = (800-20)/2 = 390 \text{ mm}$$

$$t = t_{fh} = 40 \text{ mm}$$

$$c/t = 390/40 = 9,75 < 14 * \epsilon = 14 * 0,81 = 11,34$$

$$> 10 * \epsilon = 10 * 0,81 = 8,10$$

3. Třída průřezu

3 třída průřezu

3 třída průřezu

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

Spolupůsobící šířka sprážené desky – smykové ochabnutí

$$L = 2555 \text{ mm}$$

$$L_e = L = 2555 \text{ mm}$$

$$b_l = 600 \text{ mm}$$

Rozpětí mostu (jedná se o prostý nosník)

Ekvivalentní rozpětí mostu (prostý nosník)

Šířka betonové pásnice k okraji

$$b_2 = b_1 = 600 \text{ mm}$$

Šířka betonové pásnice na vnitřní straně
(maximální šířka)

$$\beta_1 = (0,55 + 0,025 * L_e / b_1) = (0,55 + 0,025 * 2550 / 600) = \mathbf{0,656} < 1$$

$$b_{ef,1} = b_1 * \beta_1 = 600 * 0,656 = 394 \text{ mm}$$

efektivní šířka betonové pásnice na vnější straně

Spolupůsobící šířka sprážené desky je 788 mm. Spolupůsobící deska bude po celé délce mostu stejná, protože se jedná o prostý nosník.

6.11.2 Zatížení

$$\text{Zatěžovací šířka } b = L/2 = 26,5 \text{ m} / 2 = 13,25 \text{ m}$$

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

$$\text{Římsa: } 0,34 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 13,25 \text{ m} = \mathbf{112,625 \text{ kN}}$$

$$\text{Zábradlí je uvažováno hodnotou } 1 \text{ kN} * 13,25 \text{ m} = \mathbf{13,25 \text{ kN}}$$

$$\text{Tíha sprážené desky: } 0,3 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 13,25 \text{ m} = \mathbf{99,375 \text{ kN/m}}$$

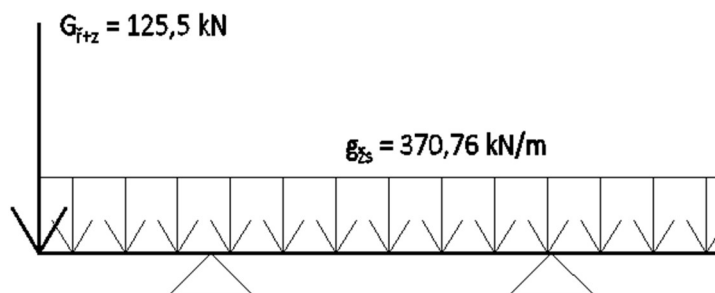
$$\text{Železniční svršek: } 0,685 \text{ m} \times 23 \text{ kN/m}^3 \times 13,25 \text{ m} = 208,75 \text{ kN/m, (bude uvažován rozptyl } \pm 30 \%)$$

$$\text{Železniční svršek inf.} = 208,75 * 0,7 = \mathbf{146,13 \text{ kN/m}}$$

$$\text{Železniční svršek sup.} = 208,75 * 1,3 = \mathbf{271,38 \text{ kN/m}}$$

$$\text{Celkem: } 112,625 + 13,25 = \mathbf{125,5 \text{ kN}}$$

$$99,38 + 271,38 = \mathbf{370,76 \text{ kN}}$$



ZS3 – Zatížení dopravou, model 71

$$\text{Roznášecí šířka } b_1 = 2,815 \text{ m}$$

Dynamický součinitel bude uvažován hodnotou ϕ_3 pro standardně udržovanou kolej:

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

(podporový příčník)

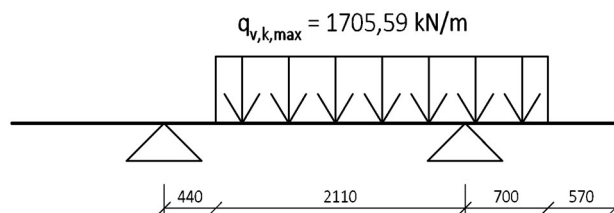
$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,73 = \frac{2,16}{\sqrt{3,60 - 0,2}} + 0,73 = \mathbf{2,00}$$

$$q_{vk,max} = (Q_{vk} * 4 + q_{vk} * (b - 6,4)) * \alpha * \phi_3 / b_1 = (250 * 4 + 80 * (13,25 - 6,4)) * 1,21 * 2,00 / 2,815 = \mathbf{1330,78 \text{ kN/m}}$$

ZS4 – Zatížení dopravou, SW/2

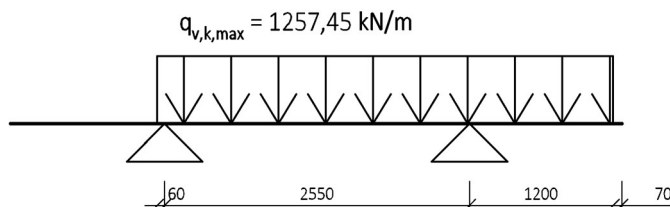
$$q_{vk,max} = q_{vk} * \alpha * \phi_3 / b_1 * b = 150 * 1,21 * 2,00 / 2,82 * 13,25 = 1705,59 \text{ kN/m}$$

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

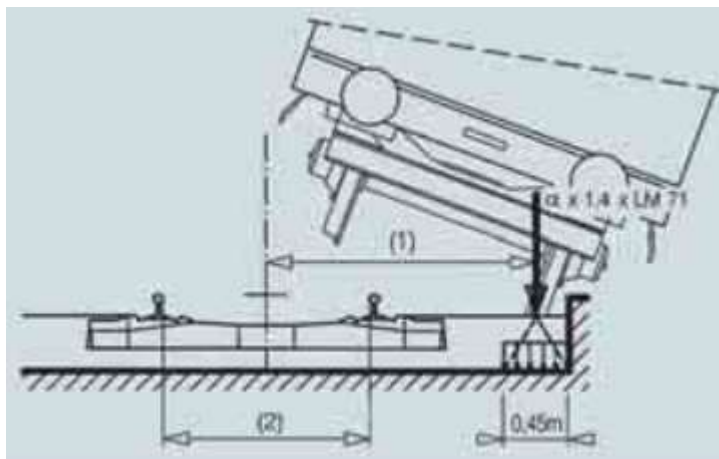


Vzhledem k tomu, že zatížení se na podporový příčník roznášá přes nosníky, bude zatížení rozneseno do větší šířky (šířka 4 nosníků – 3,825 m). Do modelu budou vloženy obě varianty roznosu zatížení a bude vytvořena obálka.

$$q_{vk,max} = q_{vk} * \alpha * \phi_3 / b_1 * b = 150 * 1,21 * 2,00 / 3,825 * 13,25 = 1257,45 \text{ kN/m}$$

**ZS5 – Vykolejený vlak**

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



Pro určení celkové stability musí být na maximální celkové délce 20 m uvažováno $q_{A2D} = \alpha * 1,4 * LM\ 71$ jako rovnoměrně rozdělené svislé liniové zatížení působící na okraji uvažované konstrukce.

Celkové zatížení modelem 71:

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

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

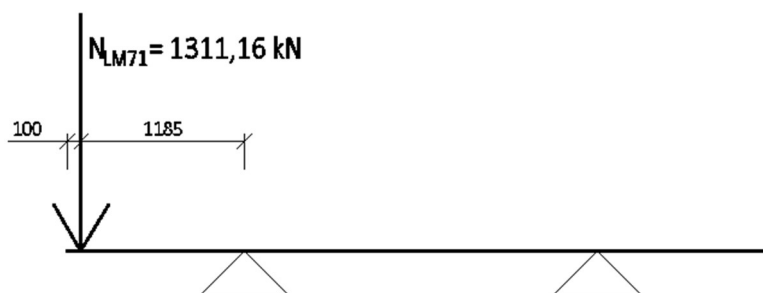
Zatížení na jedno kolo:

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

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

Zatížení římsy:

$$N_{LM71} = (Q_{vk,Q,2} * 4 + q_{vk,2} * (b - 6,4)) * \alpha * 1,4 = (125 * 4 + 40 * (13,25 - 6,4)) * 1,21 * 1,4 = 1311,16 \text{ kN}$$



ZS6 – Teplota

Vzhledem k uložení mostu budou v příčniku vznikat normálové síly. Vliv má pouze rovnoměrné oteplení a ochlazení, nerovnoměrná změna teploty nemá vzhledem ke kloubovému uložení význam.

Rovnoměrná složka teploty:

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

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

6.11.3 Kombinace

MSÚ:

$$6.10a: \gamma_G * (ZS1 + ZS2_{\text{sup}}) + \gamma_Q * \psi_0 * ZS4 + \gamma_Q * \psi_0 * ZS6 = 1,35 * (ZS1 + ZS2_{\text{sup}}) + 1,45 * 0,8 * ZS4 + 1,5 * 0,5 * ZS6$$

$$6.10b: \gamma_G * \xi * (ZS1 + ZS2_{\text{sup}}) + \gamma_Q * ZS4 + \gamma_Q * \psi_0 * ZS6 = 1,35 * 95 * (ZS1 + ZS2_{\text{sup}}) + 1,45 * ZS4 + 1,5 * 0,5 * ZS6$$

$$\text{Mimořádná: } (ZS1 + ZS2_{\text{sup}}) + ZS4 + \psi_1 * ZS6 = (ZS1 + ZS2_{\text{sup}}) + ZS4 + 0,6 * ZS6$$

Charakteristická kombinace

$$\text{Char (sup): } (ZS1 + ZS2_{\text{sup}}) + ZS4 + \psi_0 * ZS6 = (ZS1 + ZS2_{\text{sup}}) + ZS4 + 0,6 * ZS6$$

Častá kombinace

$$\text{Čast (sup): } (ZS1 + ZS2_{\text{sup}}) + \psi_1 * ZS4 + \psi_2 * ZS6 = (ZS1 + ZS2_{\text{sup}}) + 0,8 * ZS4 + 0,5 * ZS6$$

Kvazistálá kombinace

$$\text{Kvaz (sup): } (ZS1 + ZS2_{\text{sup}}) + \psi_2 * ZS4 + \psi_2 * ZS6 = (ZS1 + ZS2_{\text{sup}}) + 0,0 * ZS4 + 0,5 * ZS6$$

Posouzení únavy

Pro posouzení únavy bude použit dynamický součinitel ϕ_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:

$$\gamma_{Fi} * ZS4 * \phi_2 / \phi_3 / \alpha = 1,0 * ZS4 * 1,669 / 2,00 / 1,21 = 0,698 * ZS4$$

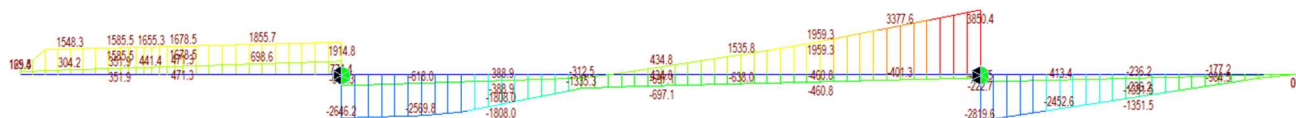
6.11.4 Účinky zatížení

MSÚ obálka – ohybové momenty:



$$M_{\text{max}} = 1489,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{min}} = -2083,4 \text{ kNm}$$

MSÚ obálka – posouvající síly:

$$V_{\max} = 3850,4 \text{ kN}$$

6.11.5 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:

Ocelová část:	Celková výška ocelového nosníku h					=	1790	mm
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	Sy [mm ³]	Io [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]
Dolní pásnice	800	800	40	20	32000	640000	4266667	12800000
Stojna, část 1	20	20	1730	905	34600	31313000	8.63E+09	28338265000
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	350	350	20	1780	7000	12460000	233333.3	22178800000

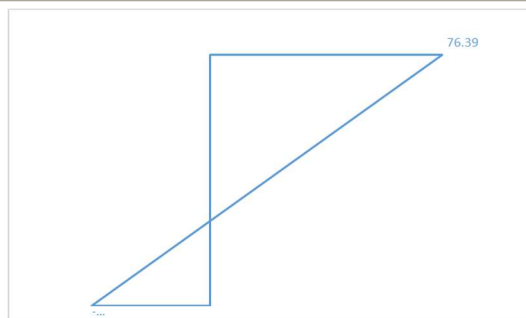
A_a	=	73600 mm ²	Plocha ocelového průřezu
$C_{g,a}$	=	603 mm	Těžiště ocelového průřezu
$I_{y,a}$	=	3.2E+10 mm ⁴	Moment setrvačnosti ocelového průřezu

ZATÍŽENÍ:**Ocelová část:**

$M_{y,1}$	=	-2083.4 kNm	Moment působící pouze na ocelovou část
N_1	=	0 kN	Normálová síla (+ tah, - tah), ocelová část

NAPĚTÍ - Krátkodobě:**Ocelová část:**

z_1	=	-603 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z_2	=	1187 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
σ_1	=	-38.85 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	76.39 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku



$$\sigma_{s,\max} = 76,39 \text{ MPa} < f_y / \gamma_{M0} = 345 / 1,00 = 355 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{s,\max}}{f_y / \gamma_{M0}} = \frac{76,39}{345 / 1,0} = 0,221 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

6.11.6 Posouzení v ohybu, polovina rozpětí, MSÚ

Zjednodušeně bude všechno zatížení uvažováno na celkový spřažený průřez.

$M_{y,1}$	=	1489.6 kNm	Moment působící na celý průřez, dlouhodobé účinky
N_1	=	0.0 kN	Normálová síla (+ tah, - tah), celý průřez

Krátkodobé působení:

PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:

Ocelová část:	Celková výška ocelového nosníku h						=	1790	mm
část průřezu	b [mm]	b _i [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	S _y [mm ³]	I _o [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]	
Dolní pásnice	800	800	40	20	32000	640000	4266667	12800000	
Stojna, část 1	20	20	1730	905	34600	31313000	8.63E+09	28338265000	
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0	
Horní pásnice	350	350	20	1780	7000	12460000	233333.3	22178800000	

Betonová část:								
Spřažená deska	788	123.829	300	1940	37148.6	72068229	2.79E+08	1.39812E+11

A_a	=	73600 mm ²	Plocha ocelového průřezu
$C_{g,a}$	=	603 mm	Těžiště ocelového průřezu
$I_{y,a}$	=	3.2E+10 mm ⁴	Moment setrvačnosti ocelového průřezu

A_i	=	110749 mm ²	Plocha spřaženého ideálního průřezu
$C_{g,i}$	=	1052 mm	Těžiště spřaženého ideálního průřezu
$I_{y,i}$	=	7.7E+10 mm ⁴	Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu

NAPĚTÍ - Krátkodobě:**Ocelová část:**

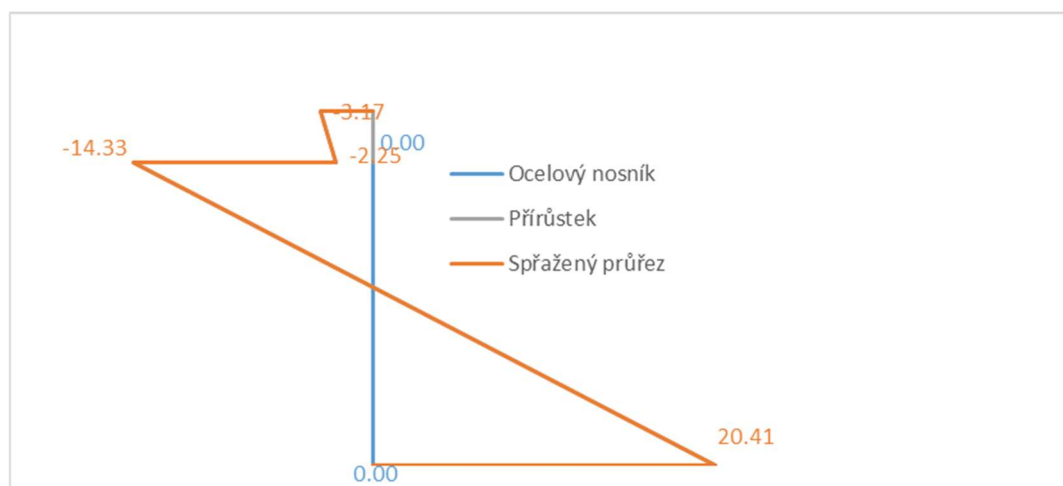
z1	=	-603 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	1187 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
σ1	=	0.00 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
σ2.1	=	0.00 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku

Přírůstek na celkovém průřezu:

z1	=	-1052 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	738 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
z3	=	1038 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům spřaž. desky
σ1	=	20.41 Mpa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
σ2.1	=	-14.33 Mpa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku
σ2.2	=	-2.25 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ3	=	-3.17 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky

Celkový průřez:

σ1	=	20.41 Mpa	Napětí na dolních vláknech oc. nosníku
σ2.1	=	-14.33 Mpa	Napětí na horních vláknech oc. nosníku
σ2.2	=	-2.25 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ3	=	-3.17 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky



$$\sigma_{c,max} = -3,17 \text{ MPa} < f_{cd} = 17,00 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_y/\gamma_{Mo}} = \frac{3,17}{17,00} = 0,186 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

Dlouhodobé působení:
PRŮŘEZ - Dlouhodobé působení:

Ocelová část:								
část průřezu	b [mm]	b _i [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	S _y [mm ³]	I _o [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]
Dolní pásnice	800	800	40	20	32000	640000	4266667	12800000
Stojna, část 1	20	20	1730	905	34600	31313000	8.63E+09	28338265000
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	350	350	20	1780	7000	12460000	233333.3	22178800000

Betonová část:								
Spřažená deska	788	41.2762	300	1940	12382.9	24022743	92871429	46604121143

A _i	=	85983 mm ²	Plocha spřaženého ideálního průřezu
C _{g,i}	=	796 mm	Těžiště spřaženého ideálního průřezu
I _{y,i}	=	5.1E+10 mm ⁴	Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu

NAPĚTÍ - Dlouhodobě:
Přírůstek na celkovém průřezu:

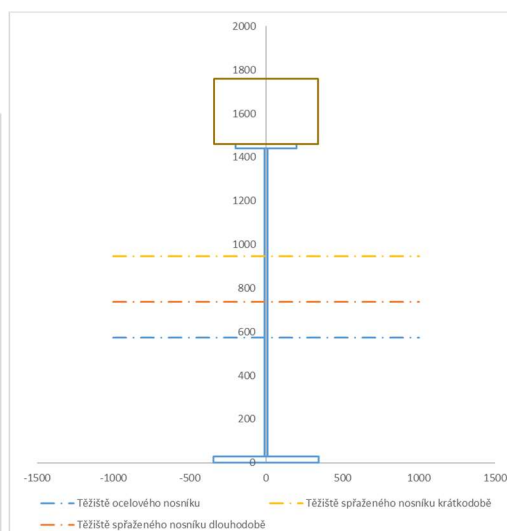
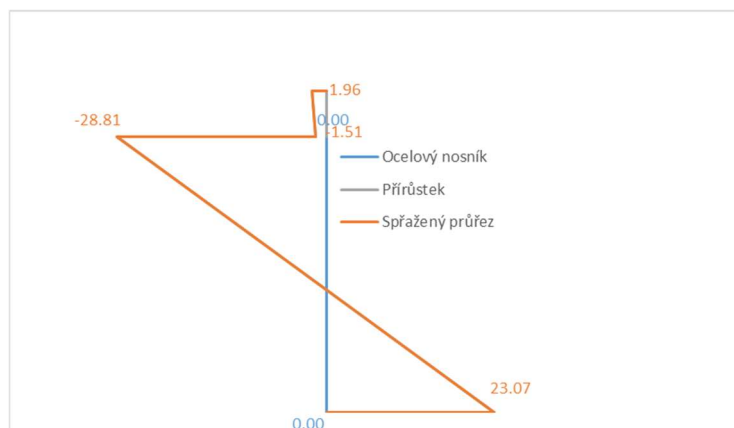
z ₁	=	-796 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z ₂	=	994 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
z ₃	=	1294 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům spřaž. desky

Přírůstek na celkovém průřezu:

σ ₁	=	23.07 Mpa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
σ _{2.1}	=	-28.81 Mpa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku
σ _{2.2}	=	-1.51 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ ₃	=	-1.96 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky

Celkový průřez:

σ ₁	=	23.07 Mpa	Napětí na dolních vláknech oc. nosníku
σ _{2.1}	=	-28.81 Mpa	Napětí na horních vláknech oc. nosníku
σ _{2.2}	=	-1.51 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ ₃	=	-1.96 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky

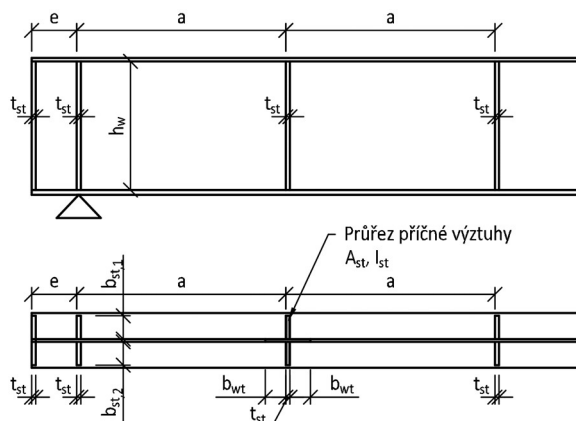


$$\sigma_{s,min} = 28,81 \text{ MPa} < f_y / \gamma_{M0} = 345 / 1,00 = 355 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{s,max}}{f_y / \gamma_{M0}} = \frac{28,81}{345 / 1,0} = 0,084 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

6.11.7 Posouzení ve smyku, MSÚ



TUHOST KONCOVÉ VÝZTUHY:

t_w	=	0.02	m	Tloušťka stojny nosníku
h_w	=	1.79	m	Výška koncové výztuhy
t_{st}	=	0.018	m	Tloušťka koncové výztuhy
b_{st}	=	0.2	m	Šířka koncové výztuhy

ZATÍŽENÍ:

$$V_{ED} = 3850.4 \text{ kN} \quad \text{Posouvající síla}$$

SMYKOVÁ ÚNOSNOST STOJNY:

$$k_{TSI} = 0 \quad \text{Součinitel krit. boulení od smyku podélné výztuhy}$$

$$I_{sl} = 0 \text{ m}^4 \quad \text{Moment setrvačnosti podélné výztuhy}$$

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

$$a = 1.275 \text{ m} \quad \text{Vzdálenost příčných výztuh}$$

$$h_w = 1.79 \text{ m} \quad \text{Výška stojny}$$

$$a/h_w = 0.71 > 1$$

$$k_\tau = 6.71 \quad \text{Součinitel krit. boulení od smyku příčné výztuhy}$$

$$\sigma_E = 23.72 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{cr} = 159.1417 \text{ MPa} \quad \text{Kritické smykové napětí}$$

$$\lambda_w = 0.23 \quad \text{Štíhlost stojny}$$

$$\chi = 1.20 \quad \text{Součinitel příspěvku stojny při boulení od smyku}$$

$$V_{bw, RD} = 8004.6 \text{ kN} \quad \text{Únosnost stojny s vlivem boulení}$$

$$V_{b, RD, max} = 6670.5 \text{ kN} \quad \text{Maximální únosnost stojny}$$

$$V_{ED}/V_{RD, min} = 0.58 < 1 \quad \text{VYHOVUJE}$$

6.11.8 Posouzení krčných 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.

$$V_{ed} = 3850.4 \text{ kN} \quad \text{Působící posouvající síla}$$

$$\beta_w = 0.9 \quad \text{Součinitel korelace}$$

$$\gamma_M = 1.5 \quad \text{Součinitel spolehlivosti svarových spojů}$$

$$f_u = 490 \text{ MPa} \quad \text{Mez pevnosti oceli}$$

$$\tau_{RD} = 362.96 \text{ Mpa} \quad \text{Únosnost ve smyku ve srovnávacím napětí}$$

POSOUZENÍ TĚSNĚ PO UVEDENÍ DO PROVOZU:

$$I_{y,i} = 3.236E+10 \text{ mm}^4 \quad \text{Moment setrvačnosti spřaž. ideálního průřezu}$$

Dolní pásnice:

$$\begin{aligned} a &= 9 \text{ mm} && \text{Účinná výška svaru} \\ S_d &= 1.867E+07 \text{ mm}^3 && \text{Statický moment dolní pásnice} \\ \tau_{II} &= 123.402 \text{ Mpa} && \text{Smykové napětí ve svaru} \end{aligned}$$

Ve srovnávacím napětí:

$$\begin{aligned} 3^{1/2} \cdot \tau_{II} &= 213.74 < \tau_{RD} = 362.96 \text{ Mpa} \\ \text{Využití:} &0.59 < 1.00 && \textbf{VYHOVUJE} \end{aligned}$$

Horní pásnice:

$$\begin{aligned} a &= 9 \text{ mm} && \text{Účinná výška svaru} \\ S_h &= 8.236E+06 \text{ mm}^3 && \text{Statický moment horní pásnice} \\ \tau_{II} &= 54.437 \text{ Mpa} && \text{Smykové napětí ve svaru} \end{aligned}$$

Ve srovnávacím napětí:

$$\begin{aligned} 3^{1/2} \cdot \tau_{II} &= 94.29 < \tau_{RD} = 362.96 \text{ Mpa} \\ \text{Využití:} &0.26 < 1.00 && \textbf{VYHOVUJE} \end{aligned}$$

Křční svary podporového příčníku bude $a = 9 \text{ mm}$.**6.11.9 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

$$\text{Ved} = 3850.4 \text{ kN} \quad \text{Působící posouvající síla}$$

SPŘAHOVACÍ TRNY

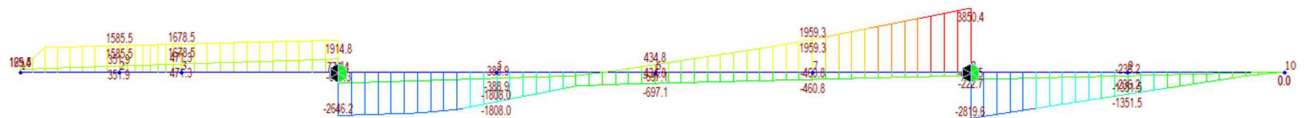
$$\begin{aligned} f_u &= 340 \text{ Mpa} && \text{Pevnost spřahovacího trnu} \\ \gamma_v &= 1.25 && \text{Součinitel spolehlivosti spřažení} \\ d &= 22 \text{ mm} && \text{Průměr spřahovacího trnu} \\ h &= 150 \text{ mm} && \text{Výška spřahovacího trnu} \\ h/d &= 6.8181818 && \text{Poměr výška a průměru trnu} \\ \alpha &= 1 \\ P_{Rd} &= 82.72 \text{ kN} && \text{Návrhová únosnost jednoho spřahovacího trnu} \end{aligned}$$

POSOUZENÍ TĚSNĚ PO UVEDENÍ DO PROVOZU:

$I_{y,i}$	=	7.674E+10	mm ⁴	Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu
S_c	=	3.300E+07	mm ³	Statický moment betonové desky
V_I	=	1.656	kN	Podélná síla (pružně)
A_c	=	236400	mm ²	Plocha betonové desky
f_{cd}	=	17	MPa	Návrhová pevnost betonu
A_s	=	73600	mm ²	Plocha ocelového nosníku
f_y	=	355	Mpa	Mez pevnosti oceli
V_I	=	4018.8	kN	Podélná smyková síla (plasticky, plné spřažení)
n_r	=	48.59	ks	počet trnů na polovinu mostu
L	=	4.175	m	Délka mostu
n_t	=	3	ks	počet trnů v jedné řadě příčně
b	=	238	mm	potřebná šířka pásnice
b_I	=	120	mm	Podélná vzdálenost trnů (osově)
n/m	=	8.3333333	ks	Počet trnů na jeden m nosníku
n	=	50	ks	Celkový počet spřahovacích trnů
V_{Rd}	=	4135.8	kN	Celková únosnost
V_{Rd}	=	4135.8	kN	$> V_I = 4018.80$ kN

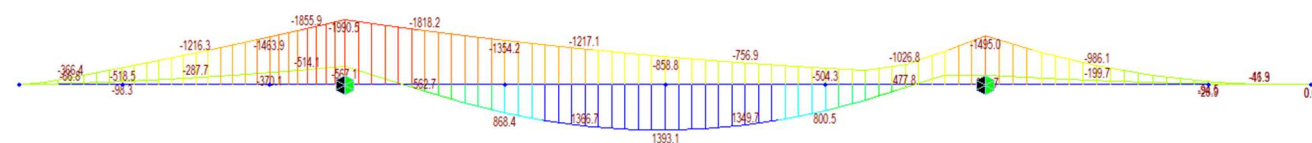
VYHOVUJE
6.11.10 Posouzení připojení podporového příčnicku na hlavní nosník

Podporový příčník bude k hlavnímu nosníku přivařen. Stojina bude připojena pomocí koutových svarů, dolní a horní pásnice budou připojeny pomocí tupých svarů. Připojení pásnic příčnicků na pásnice hlavního nosníku bude provedeno se zaoblením o poloměru 170 mm. Smyková síla bude určena v místě přivaření na hlavní nosník, kde je největší smyková síla.



$$V_{ED,1} = 1959,3 \text{ kN}$$

$$V_{ED,2} = -1808,0 \text{ kN}$$



$$M_{ED,1} = 841,1 \text{ kNm}$$

$$M_{ED,2} = -1408,7 \text{ kNm}$$

MATERIÁLY:**Ocel:****S355**

f_{yk}	=	355 Mpa	Mez kluzu oceli
f_u	=	490 MPa	Mez pevnosti oceli
E_s	=	210 Gpa	Modul pružnosti oceli
ε	=	0.81	
β	=	0.9	Korelační součinitel
γ_{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:

Ocelová část:	Celková výška ocelového nosníku h						=	1790	mm
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	Sy [mm ³]	Io [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]	
Dolní pásnice_1	0	0	0	0	0	0	0	0	
Dolní pásnice_2	1140	1140	40	20	45600	912000	6080000	18240000	
Dolní pásnice_3	0	0	0	40	0	0	0	0	
Stojna, výřez	0	0	100	90	0	0	0	0	
Stojna	12	12	1630	955	19560	18679800	4.33E+09	17839209000	
Horní pásnice_1	0	0	0	1770	0	0	0	0	
Horní pásnice_2	690	690	20	1780	13800	24564000	460000	43723920000	
Horní pásnice_3	0	0	0	1790	0	0	0	0	

A_a	=	78960 mm ²	Plocha ocelového průřezu
$C_{g,a}$	=	559 mm	Těžiště ocelového průřezu
I_{wy}	=	4.1E+10 mm ⁴	Moment setrvačnosti ocelového průřezu

$W_{wy,fd}$	=	7.4E+07 mm ³	Průřezový modul k okraji dolní pásnice
$W_{wy,fh}$	=	3.3E+07 mm ³	Průřezový modul k okraji horní pásnice

$W_{wy,wh}$	=	3.4E+07 mm ³	Průřezový modul k okraji svarů stojny nahoře
$W_{wy,wd}$	=	7.9E+07 mm ³	Průřezový modul k okraji svarů stojny dole
$A_{w,w}$	=	19560 mm ²	Plocha průřezu svarů stojny

Předpoklady pro posouzení:

Pásnice jsou namáhány pouze ohybovým momentem.

Stojna je namáhána posouvající silou i ohybovým momentem.

➤ **Posouzení varianty č. 1:**
ZATÍŽENÍ:
Ocelová část:

M_y	=	841.1 kNm	Ohybový moment
V_z	=	1959.3 kN	Posouvající síla

SVARY PŘIPOJUJÍCÍ STOJINU:

$\tau_{rovnov,w}$	=	100.17 Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	24.70 MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{kolm,w} = \tau_{kolm,w}$	=	17.47 MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí

σ_{srovn}	=	176.98 Mpa	Srovnávací napětí
------------------	---	------------	-------------------

σ_{srovn}	=	176.98 Mpa	<	R_{srovn}	=	426.09 Mpa
------------------	---	------------	---	-------------	---	------------

VYHOVUJE

$\sigma_{kolm,w}$	=	17.47 Mpa	<	$\sigma_{max,kolm,w}$	=	426.09 Mpa
-------------------	---	-----------	---	-----------------------	---	------------

VYHOVUJE
SVARY PŘIPOJUJÍCÍ HORNÍ PÁSNICI:

$\tau_{rovnov,w}$	=	0.00 Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	25.11 MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{kolm,w} = \tau_{kolm,w}$	=	17.76 MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí

σ_{srovn}	=	35.51 Mpa	Srovnávací napětí
------------------	---	-----------	-------------------

σ_{srovn}	=	35.51 Mpa	<	R_{srovn}	=	426.09 Mpa
------------------	---	-----------	---	-------------	---	------------

VYHOVUJE

$\sigma_{kolm,w}$	=	17.76 Mpa	<	$\sigma_{max,kolm,w}$	=	426.09 Mpa
-------------------	---	-----------	---	-----------------------	---	------------

VYHOVUJE
SVARY PŘIPOJUJÍCÍ DOLNÍ PÁSNICI:

$\tau_{rovnov,w}$	=	0.00 Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	11.41 MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{kolm,w} = \tau_{kolm,w}$	=	8.07 MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí

σ_{srovn}	=	16.14 Mpa	Srovnávací napětí
------------------	---	-----------	-------------------

σ_{srovn}	=	16.14 Mpa	<	R_{srovn}	=	426.09 Mpa
------------------	---	-----------	---	-------------	---	------------

VYHOVUJE

$\sigma_{kolm,w}$	=	8.07 Mpa	<	$\sigma_{max,kolm,w}$	=	426.09 Mpa
-------------------	---	----------	---	-----------------------	---	------------

VYHOVUJE

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

M_y	=	1408.7	kNm	Ohybový moment
V_z	=	1808	kN	Posouvající síla

SVARY PŘIPOJUJÍCÍ STOJINU:

$\tau_{rovnov,w}$	=	92.43	Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	41.37	MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{kolm,w} = \tau_{kolm,w}$	=	29.25	MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí
σ_{srovn}	=	170.46	Mpa	Srovnávací napětí

$$\sigma_{srovn} = 170.46 \text{ Mpa} < R_{srovn} = 426.09 \text{ Mpa}$$

VYHOVUJE

$$\sigma_{kolm,w} = 29.25 \text{ Mpa} < \sigma_{max,kolm,w} = 426.09 \text{ Mpa}$$

VYHOVUJE**SVARY PŘIPOJUJÍCÍ HORNÍ PÁSNICI:**

$\tau_{rovnov,w}$	=	0.00	Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	42.06	MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{kolm,w} = \tau_{kolm,w}$	=	29.74	MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí
σ_{srovn}	=	59.48	Mpa	Srovnávací napětí

$$\sigma_{srovn} = 59.48 \text{ Mpa} < R_{srovn} = 426.09 \text{ Mpa}$$

VYHOVUJE

$$\sigma_{kolm,w} = 29.74 \text{ Mpa} < \sigma_{max,kolm,w} = 426.09 \text{ Mpa}$$

VYHOVUJE**SVARY PŘIPOJUJÍCÍ DOLNÍ PÁSNICI:**

$\tau_{rovnov,w}$	=	0.00	Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	19.11	MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{kolm,w} = \tau_{kolm,w}$	=	13.51	MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí
σ_{srovn}	=	27.02	Mpa	Srovnávací napětí

$$\sigma_{srovn} = 27.02 \text{ Mpa} < R_{srovn} = 426.09 \text{ Mpa}$$

VYHOVUJE

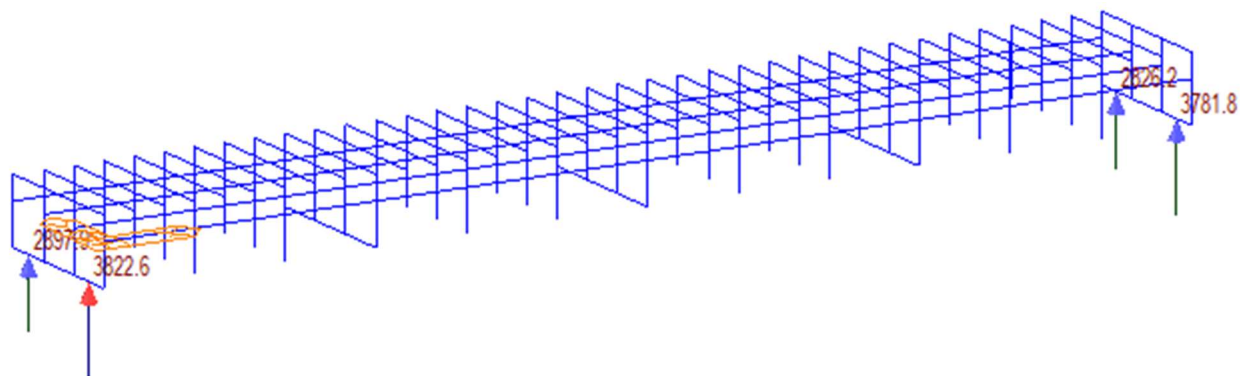
$$\sigma_{kolm,w} = 13.51 \text{ Mpa} < \sigma_{max,kolm,w} = 426.09 \text{ Mpa}$$

VYHOVUJE

Stojina příčnicku bude přivařena na hlavní nosník svarem velikosti $a = 6 \text{ mm}$.

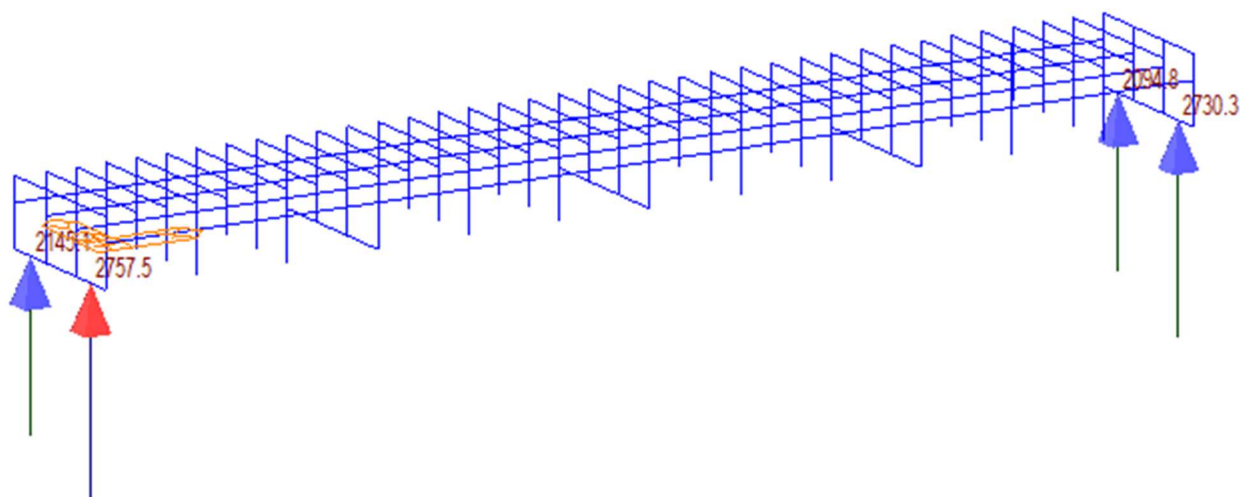
6.12 Síly působící na ložiska

Maximální svislá reakce MSÚ:



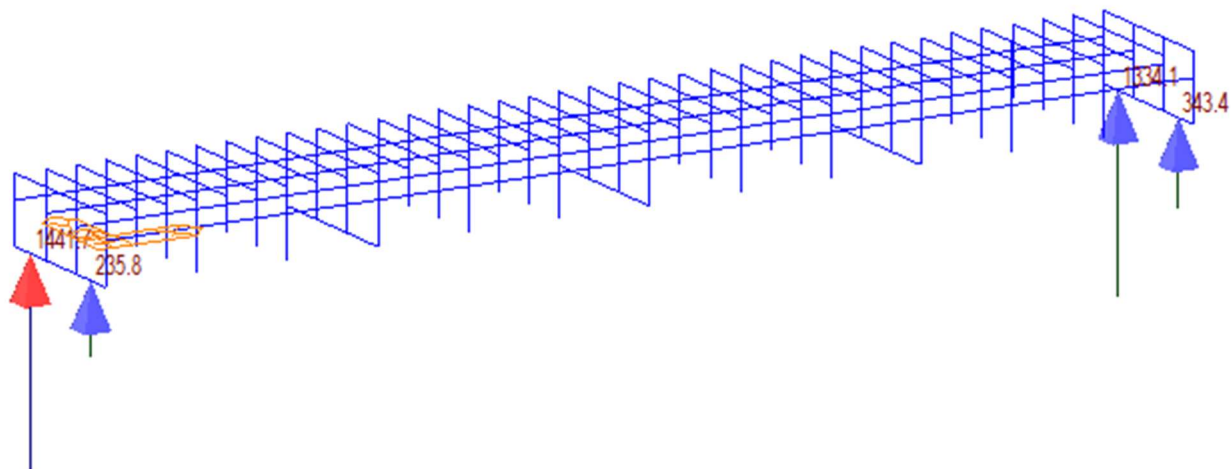
$$R_{z,\max} = 3822,6 \text{ kN}$$

Maximální svislá reakce MSP charakteristická:

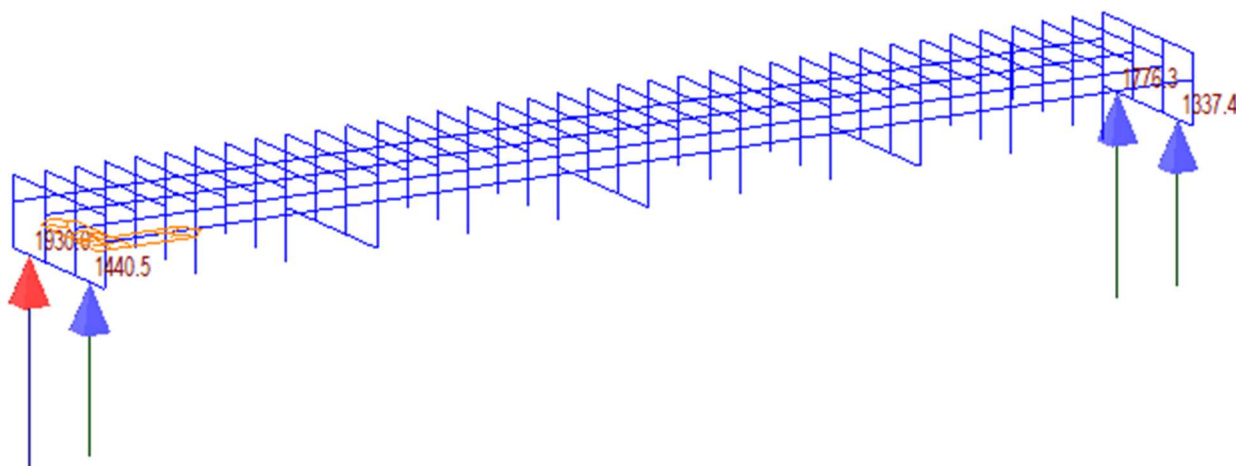


$$R_{z,\max} = 2757,5 \text{ kN}$$

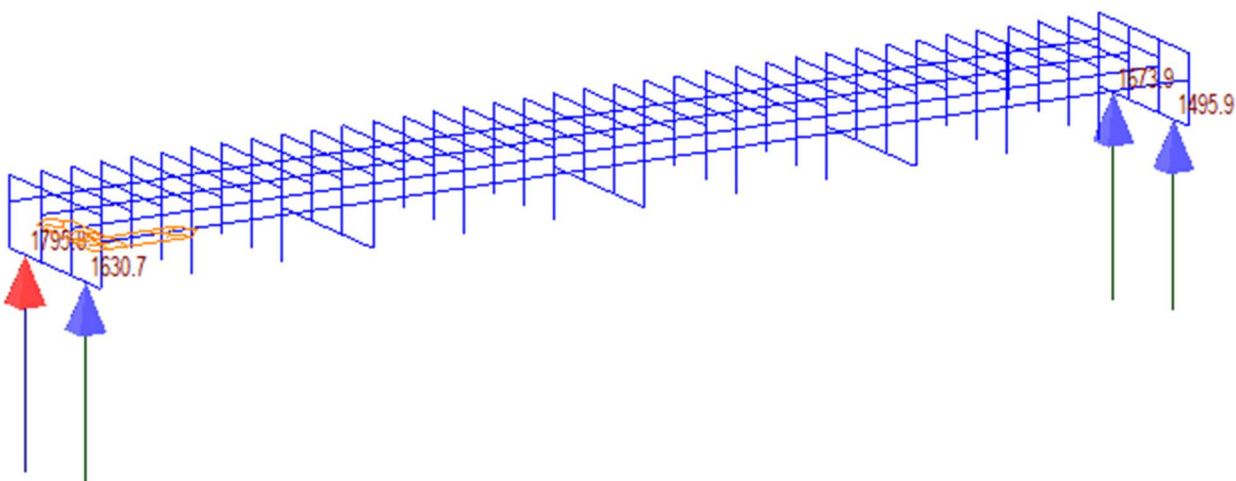
Minimální svislá reakce MSÚ – překlopení nezatížený vlak:



$$R_{z,\min} = 235,8 \text{ kN}$$

Minimální svislá reakce MSÚ – překlopení LM71:

$$R_{z,\max} = 1337,4 \text{ kN}$$

Minimální svislá reakce Charakteristická – překlopení LM71:

$$R_{z,\max} = 1495,9 \text{ kN}$$

Maximální podélná reakce:

Pro maximální podélné síly budou použity větší z dvojice rozjezdové a brzdné síly podle ČSN EN 1991-2 NA 2.71 ve změně č. 4, dále bude uvažována síla od bezstykové koleje.

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

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

Délka mostu: $L = 26,50 \text{ m}$

Poměr přenosu do NK: $\zeta = 0,6$

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

Síla na jedno ložisko MSÚ od vodorovných sil od dopravy:

$$R_{x,\max} = Q_{\text{lak}} * L / 2 * 1,1 * \alpha * \zeta * \nu_Q = 33 * 26,50 / 2 * 1,1 * 1,21 * 0,6 * 1,45 = 506,3 \text{ kN}$$

Síla na jedno ložisko MSP od vodorovných sil od dopravy:

$$R_{x,\max} = Q_{\text{lak}} * L / 2 * 1,1 * \alpha * \zeta = 33 * 26,50 / 2 * 1,1 * 1,21 * 0,6 = 349,2 \text{ kN}$$

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:

$$R_{x,p} = L / 2 * 0,6 * k_p * \psi_0 * \gamma_Q = 26,5 / 2 * 0,6 * 20 * 0,6 * 1,5 = 143,1 \text{ kN}$$

Síla na jedno ložisko MSP od bezстыkové koleje:

$$R_{x,p} = L / 2 * 0,6 * k_p * \psi_0 * \gamma_Q = 26,5 / 2 * 0,6 * 20 * 0,6 = 95,4 \text{ kN}$$

Celková síla na jedno ložisko MSÚ:

$$R_{x,max} = R_{x,LM71} + R_{x,p} = 506,32 + 143,10 = \mathbf{649,4 \text{ kN}}$$

Celková síla na jedno ložisko MSP:

$$R_{x,max} = R_{x,LM71} + R_{x,p} = 349,19 + 95,40 = \mathbf{444,6 \text{ kN}}$$

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.

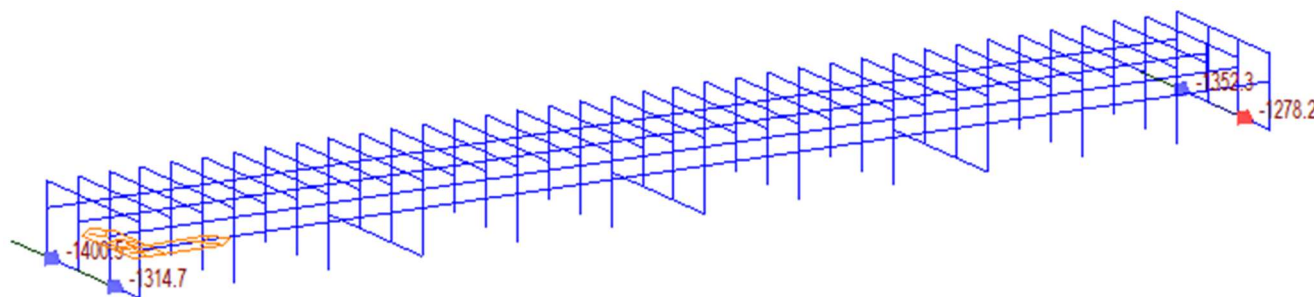
Síla v posuvném ložisku MSÚ:

$$R_{x,pos.lož} = R_{z,max} * \mu_{max} = 3822,6 * 0,03 = 114,7 \text{ kN}$$

Síla v posuvném ložisku MSP:

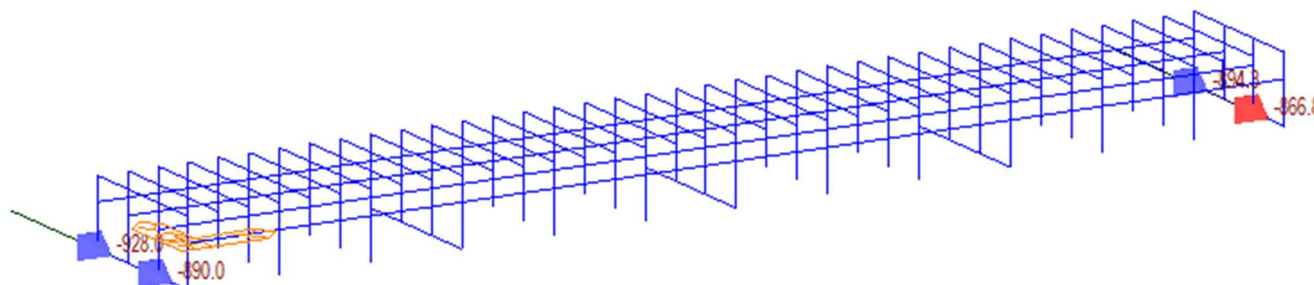
$$R_{x,pos.lož} = R_{z,max} * \mu_{max} = 2757,5 * 0,03 = 82,7 \text{ kN}$$

Maximální příčná reakce MSÚ:



$$R_{y,max} = \mathbf{1400,5 \text{ kN}}$$

Maximální příčná reakce MSP:



$$R_{y,max} = \mathbf{928,0 \text{ kN}}$$

POŽADAVKY NA LOŽISKA:

POŽADAVKY NA POSUVNÉ LOŽISKO			
Reakce v ložisku			
		Charakteristické	Návrhové
Svislá maximální	V_{\max} [kN]	2800	3900
Svislá minimální	V_{\min} [kN]	250	200
Vodorovná podélná	H_l [kN]	-	-
Vodorovná příčná	H_q [kN]	1000	1450
Mezní pohyby			
		+	-
Podélný posun	E_l [mm]	50	40
Příčný posun	E_q [mm]	0	0
Pootočení	φ [mrad]	0	7.69

POŽADAVKY NA PEVNÉ LOŽISKO			
Reakce v ložisku			
		Charakteristické	Návrhové
Svislá maximální	V_{\max} [kN]	2800	3900
Svislá minimální	V_{\min} [kN]	250	200
Vodorovná podélná	H_l [kN]	500	700
Vodorovná příčná	H_q [kN]	1000	1450
Mezní pohyby			
		+	-
Podélný posun	E_l [mm]	0	0
Příčný posun	E_q [mm]	0	0
Pootočení	φ [mrad]	0	7.69



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 = 700 kN

Příčná síla = 1450 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 (je navržených 6 šroubů).

$$F_{v,ED} = \sqrt{700^2 + 1450^2} = 1610,1 \text{ kN}$$

$$F_{v,ED} = 1610,1 / 6 = 268,4 \text{ kN}$$

Rozměry klínové desky a přilehlé části dolní pásnice mají rozměr 700x700x30 (pásnice 800x700x30). Osa šroubů bude vzdálena min. 50 mm od okraje klínové desky a pásnice. Ocel konstrukce a klínové desky je S355, šrouby jsou navrženy z oceli 10.9. Je navržen šroub M36.

Zatížení šroubů:

$F_{v,ED}$	=	268,35	kN	Smyková síla působící na šroub
$F_{t,ED}$	=	0	kN	Tahová síla působící na šroub

Materiál:

Šroub:

10.9

f_{yb}	=	900	MPa	Mez kluzu šroubu
f_{ub}	=	1000	MPa	Mez pevnosti šroubu

Základní materiál:

S355

f_y	=	345	MPa	Mez kluzu základní oceli
f_u	=	490	MPa	Mez pevnosti základní oceli

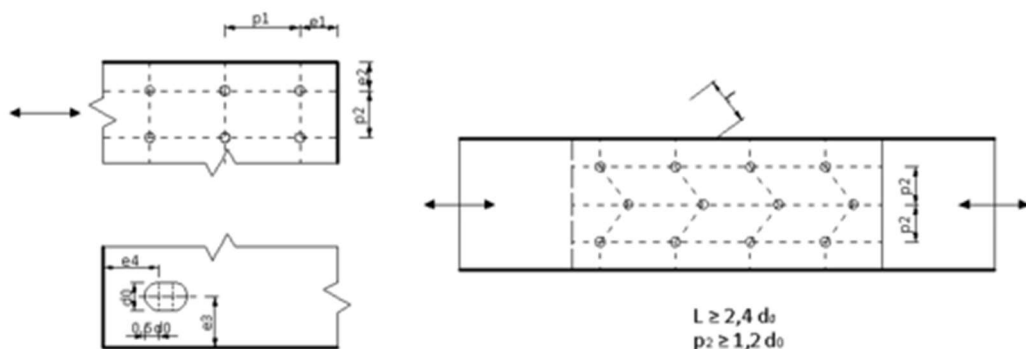
γ_{M2}	=	1,25		Součinitel spolehlivosti spojů
---------------	---	------	--	--------------------------------

Geometrie:

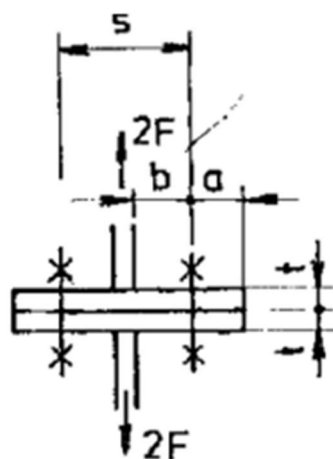
t	=	40	mm	Tloušťka plechu (minimální)
d	=	36	mm	Průměr šroubu
d_0	=	39	mm	Průměr otvoru
A	=	1018	mm ²	Plocha plného dřívku
A_0	=	817	mm ²	Plocha jádra dřívku
n	=	1		Počet střihů
d_m	=	56	mm	Menší ze středních průměrů kružnice opsané a vepsané do šestihranu hlavy nebo matice

Rozteče:

e_1	=	50	mm	>	$e_{1,min}$	=	46,8	mm
e_2	=	50	mm	>	$e_{2,min}$	=	46,8	mm
p_1	=	600	mm	>	$p_{1,min}$	=	85,8	mm
p_2	=	300	mm	>	$p_{2,min}$	=	93,6	mm

**Páčení:**

b	=	282	mm
a	=	50	mm



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

t	=	30	mm	<	t_e	=	83,45	mm
-----	---	----	----	---	-------	---	-------	----

Páčení nastává

$$Y_p = 3,137931$$

Součinitel páčení

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

Zvětšená tahová síla

Výpočet únosnosti:

α_d	$= e1/(3*d0) =$	0,43
α_d	$= p1/(3*d0)-1/4 =$	4,88
α_b	$= \min[\alpha_b; fub/f_u; 1.0] =$	0,43
$k1$	$= \min[2.8*e2/d0-1.7; 1.4*p2/d0-1.7; 2.50] =$	1,89
$k2$	$=$	0,9

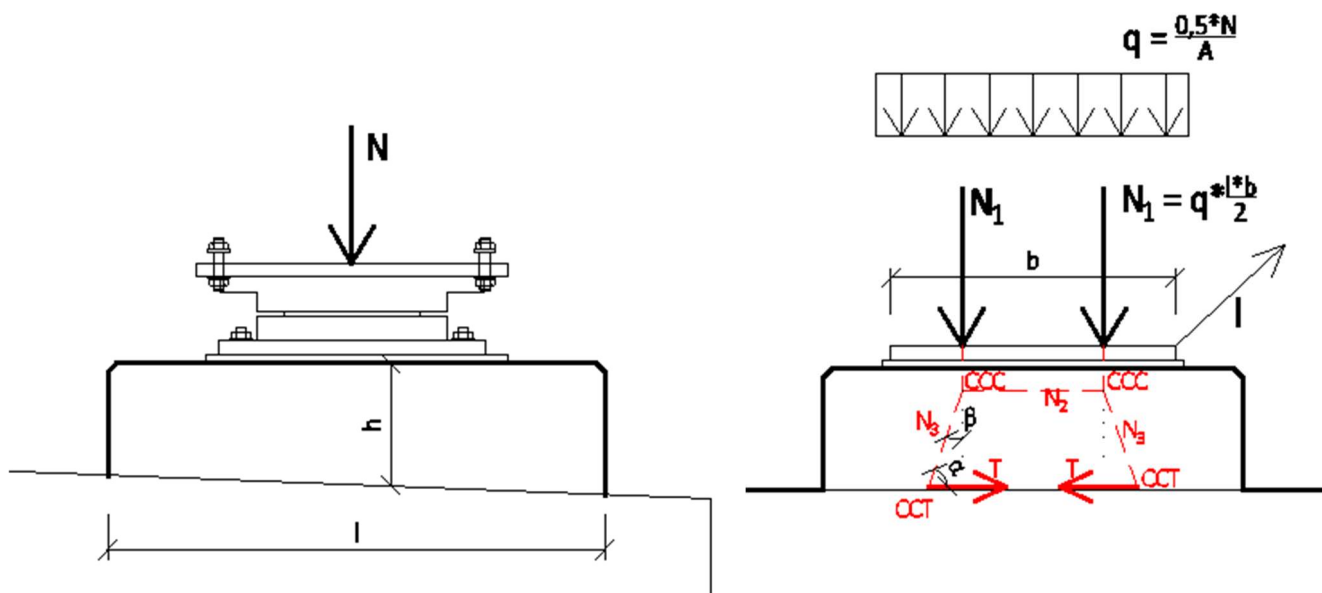
$F_{v,RD}$	$= n * 0.5*fub*A0/\gamma M2 =$	326,80 kN	Únosnost šroubu ve střihu
$F_{b,RD}$	$= k1*\alpha_b*f_u*d*t/\gamma M2 =$	455,86 kN	Únosnost v otlačení

Posouzení:

$F_{v,RD}$	$=$	326,80 kN	$>$	$F_{v,ED}$	$=$	268,35 kN	Ve střihu VYHOVUJE
$F_{b,RD}$	$=$	455,86 kN	$>$	$F_{v,ED}$	$=$	268,35 kN	V otlačení VYHOVUJE
$F_{v,ED}/F_{v,RD} + F_{t,ED}/(1.4*F_{t,RD}) =$	0,82	$<$	1,00	Kombinace střihu a tahu VYHOVUJE			

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:

$$\begin{aligned} N &= 3900 \text{ kN} \\ h &= 275 \text{ mm} \\ l &= 600 \text{ mm} \\ b &= 640 \text{ mm} \\ \alpha &= 71^\circ \\ \beta &= 19^\circ \end{aligned}$$

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

$$q = (0,5 \cdot N) / A = (0,5 \cdot 3900) / (0,60 \cdot 0,64) = 5078,1 \text{ kN/m}$$

Tlak na podložiskový blok v jednom směru

$$N_1 = q \cdot (l \cdot b / 2) = 5416,7 \cdot (0,60 \cdot 0,64 / 2) = 975 \text{ kN}$$

Síla na jeden vstupní uzel CCC

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

$$N_{3,z} = N_1 = 975 \text{ kN}$$

$$N_3 = N_1 / \cos \beta = 975 / (\cos 19^\circ) = 1031,2 \text{ kN}$$

Síla ve vzpěře N_3

$$N_{3,x} = N_3 \cdot \sin \beta = 1031,2 \cdot (\sin 56^\circ) = 335,7 \text{ kN}$$

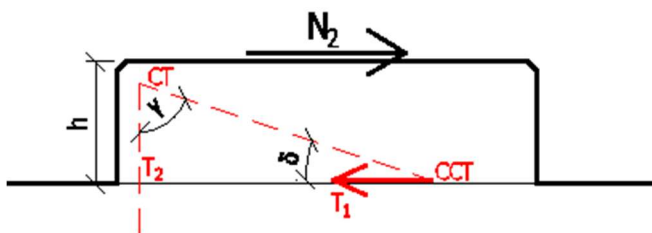
Síla ve vzpěře N_2

$$N_2 = N_{3,x} = 335,7 \text{ kN}$$

$$T_{1,a} = N_{3,x} = 335,7 \text{ kN}$$

Síla v táhle T_1 od svislých sil

Vodorovné síly:



$$\begin{aligned} N_2 &= 1450 \text{ kN} \\ h &= 275 \text{ mm} \\ l &= 600 \text{ mm} \\ b &= 640 \text{ mm} \\ \gamma &= 72^\circ \\ \delta &= 18^\circ \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} N_4 &= N_2 / \sin \gamma = 1450 / \sin 72 = 1524,6 \text{ kN} && \text{Síla ve vzpěře } N_4 \\ T_2 &= N_4 * \cos \gamma = 1524,6 * \cos 72 = 471,1 \text{ kN} && \text{Síla v táhle } T_2 \\ T_{1,b} &= N_2 = 1450 \text{ kN} && \text{Síla v táhle } T_1 \text{ od vodorovné síly} \end{aligned}$$

Celkové síly v táhlech:

$$T_1 = T_{1,a} + T_{1,b} = 335,7 + 1450 = 1785,7 \text{ kN} \quad \text{Celková síla v táhle } T_1$$

Návrh a posouzení vodorovných třmínků:

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

$$\begin{aligned} R_1 &= 4 * (\pi * \phi^2 / 4) * \sigma_{tr} = 4 * (\pi * 0,020^2 / 4) * 434,783 \text{ N} = 546,4 \text{ kN} && \text{Únosnost jednoho dvojstržného třmínku} \\ n &= T_1 / R_1 = 1785,7 / 546,4 = 3,27 \text{ ks} && \text{Potřebný počet třmínků} \\ &= 4 \text{ ks} && \text{Navržený počet kusů} \\ R &= n * R_1 = 4 * 546,4 = 2185,6 \text{ kN} && \text{Celková únosnost} \end{aligned}$$

$$R = 2185,6 \text{ kN} > T = 1785,7 \text{ kN} \quad \text{Navržená výztuž VYHOVUJE}$$

Svislé výztuže:

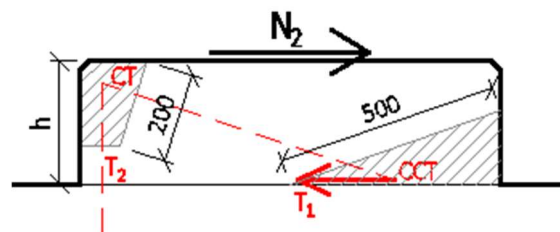
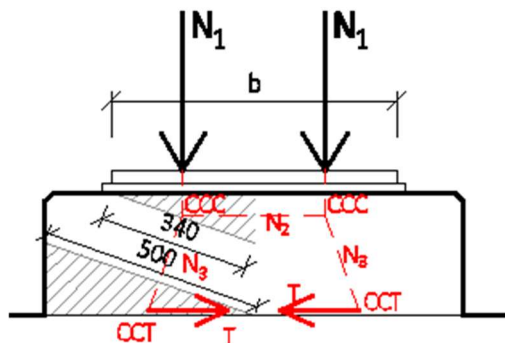
Bude posouzen nutný počet $\phi 20$ mm. Bude uvažováno napětí ve výztuži $f_{yd} = 434,783$ MPa

$$\begin{aligned} R_1 &= 4 * (\pi * \phi^2 / 4) * \sigma_{tr} = (\pi * 0,020^2 / 4) * 434783 \text{ N} = 136,6 \text{ kN} && \text{Únosnost jednoho čtyřstržného třmínku} \\ n &= T_2 / R_1 = 471,1 / 136,6 = 3,45 \text{ ks} && \text{Potřebný počet třmínků} \\ &= 4,0 \text{ ks} && \text{Navržený počet kusů} \\ R &= n * R_1 = 4 * 136,6 = 546,4 \text{ kN} && \text{Celková únosnost} \end{aligned}$$

$$R = 546,4 \text{ kN} > T_2 = 471,1 \text{ kN} \quad \text{Navržená výztuž VYHOVUJE}$$

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:

$$f_c^{\max} = 1,0 * v' * f_{cd} = 1,0 * 0,88 * 17,0 = 13,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = N_3/A = 1031,2 / (0,6 * 0,34) = 5130,3 \text{ kPa}$$

$$f_c^{\max} = 13,60 \text{ MPa} > \sigma_c = 5,13 \text{ MPa} \quad \text{VYHOVUJE}$$

Uvažovaná únosnost uzlu
Maximální napětí v uzlu

Uzel CCT:

$$f_c^{\max} = 0,85 * v' * f_{cd} = 1,0 * 0,88 * 17,0 = 12,72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = (N_3 + N_4)/A = (1031,2 + 1524,6) / (0,6 * 0,5) = 8605,4 \text{ kPa}$$

$$f_c^{\max} = 12,72 \text{ MPa} > \sigma_c = 8,61 \text{ MPa} \quad \text{VYHOVUJE}$$

Uvažovaná únosnost uzlu
Maximální napětí v uzlu

Uzel CT:

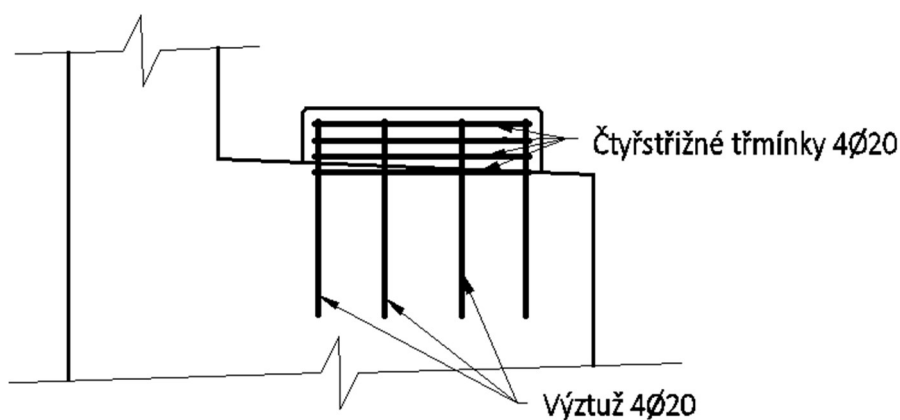
$$f_c^{\max} = 0,85 * v' * f_{cd} = 1,0 * 0,88 * 17,0 = 12,72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = N_4/A = 1524,6 / (0,6 * 0,2) = 12705,0 \text{ kPa}$$

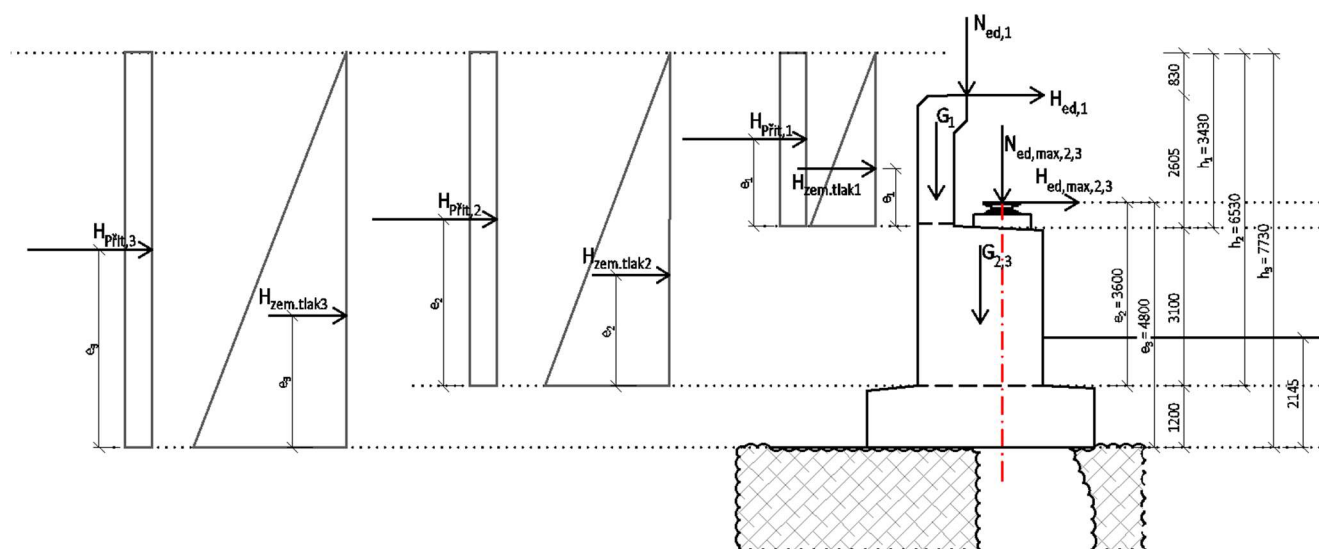
$$f_c^{\max} = 12,72 \text{ MPa} > \sigma_c = 12,71 \text{ MPa} \quad \text{VYHOVUJE}$$

Uvažovaná únosnost uzlu
Maximální napětí v uzlu

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

Navržená výztuž podložiskového bloku:

6.15 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 štěrkodrtí:

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

$$\varphi = 30^\circ$$

$$\delta = 20^\circ$$

Objemová hmotnost zeminy

Úhel vnitřního tření zeminy

Tření mezi konstrukcí a zeminou

Zatížení opěry od nosné konstrukce mostu a od dopravy:

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

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

$$N_{\text{ed,G}} = 2295,3 \text{ kN}$$

$$N_{\text{ed,G}} = 2295,3 / b = 2295,3 / 5,14 = 446,56 \text{ kN/m}$$

$$N_{\text{ed,Q}} = 2516,8 \text{ kN}$$

$$N_{\text{ed,Q}} = 2516,8 / b = 2516,8 / 5,14 = 489,65 \text{ kN/m}$$

$$H_{\text{ed,Q}} = 649,4 \text{ kN}$$

$$H_{\text{ed,Q}} = 649,4 / b = 649,4 / 5,14 = 126,3 \text{ kN/m}$$

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:

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

Náprava přímo nad závěrnou zídkou

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

$$H_{ed,Q} = 649,4 / 0,6 * 0,30 = 324,7 \text{ kN}$$

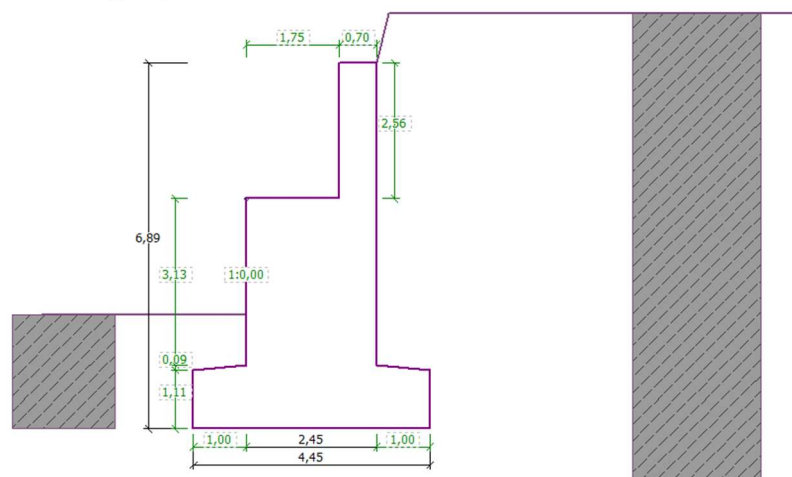
$$H_{ed,Q} = 324,7 / b = 324,7 / 5,14 = 63,17 \text{ kN/m}$$

Svislé zat. roznesené na šířku opěry

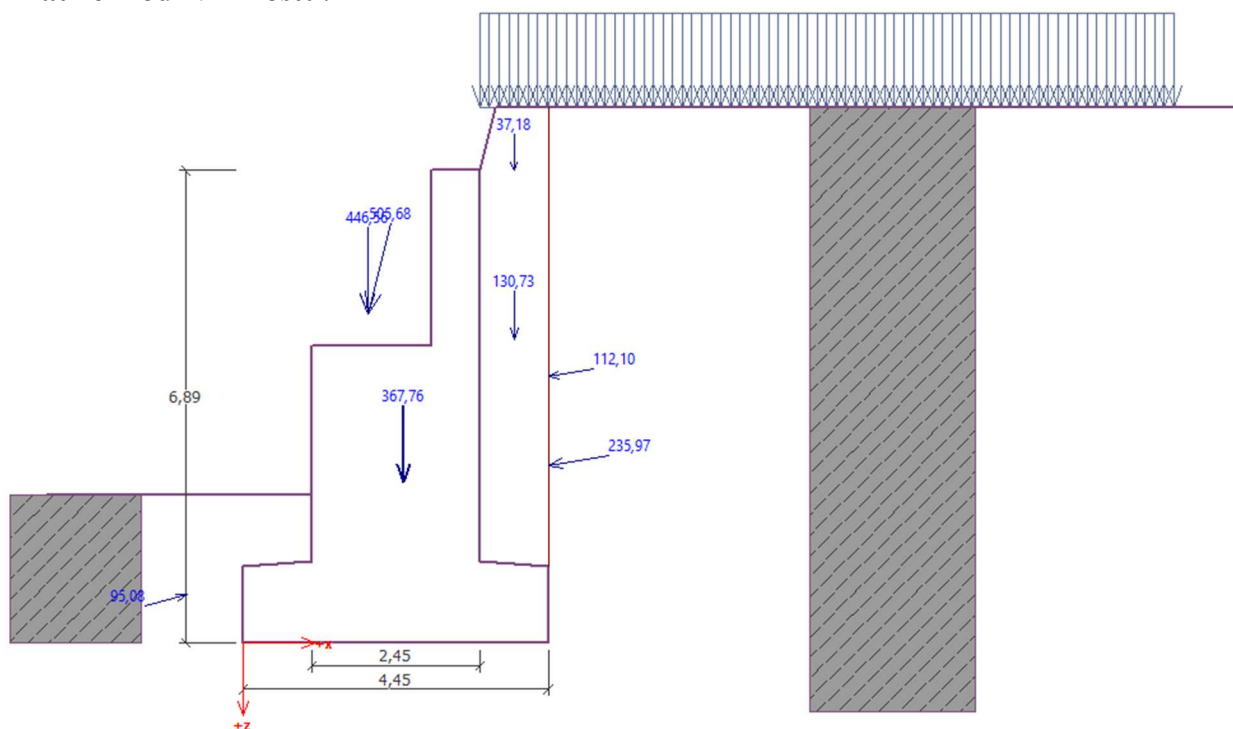
Vodorovné proměnné zatížení od brždění
(redukční součinitel 0,3)

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

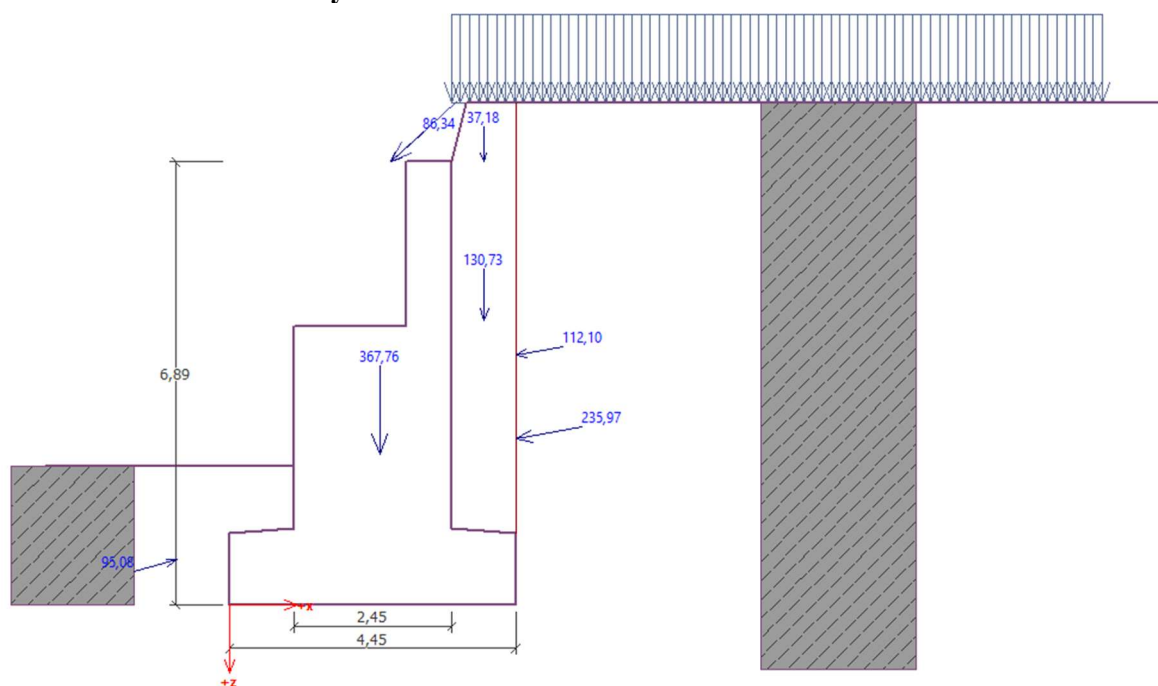
6.15.1 Geometrie a zatížení opěry



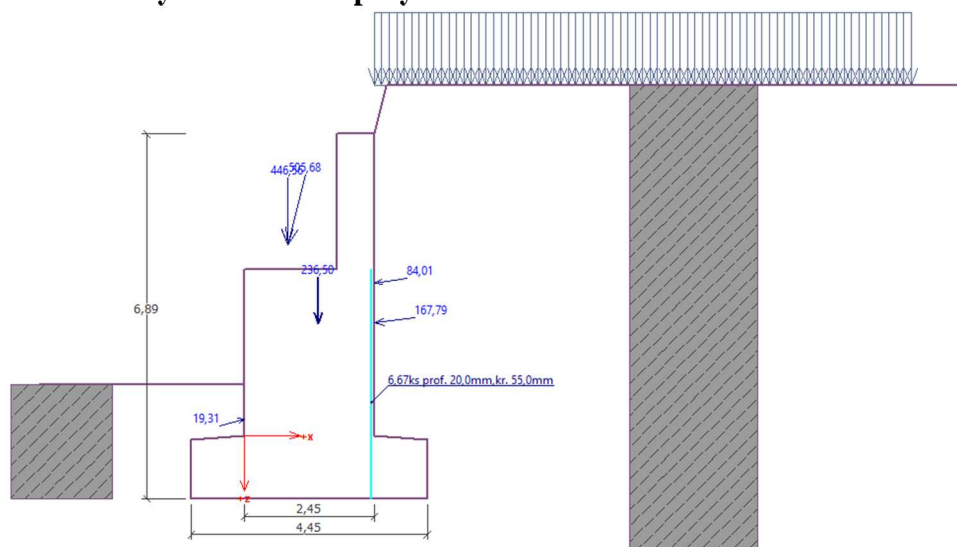
• Zatížení od NK mostu:



- Zatížení závěrné zidky:**



6.15.2 Návrh výztuže dříku opěry



Dimenzace dříku opěry - vstupní data:

Spára je navržena ze železobetonu; výpočtová šířka 1m.

Vyztužení

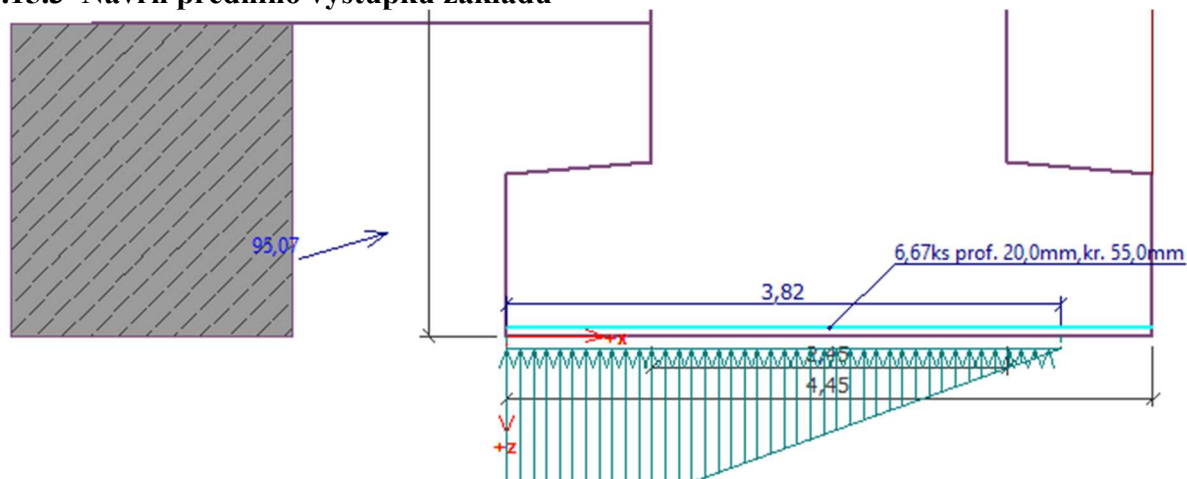
6,67 ks profil 20,0 mm, krytí 55,0 mm

Vnitřní síly : $M = 1897,00 \text{ kNm/m}$; $N = 1587,76 \text{ kN/m}$; $V = 501,73 \text{ kN/m}$

Číslo	Síla	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	Působíště		Vedl. zatíž.
				x [m]	z [m]	
1	Tíh.- zed'	0,00	236,50	1,39	-2,10	<input checked="" type="checkbox"/>
2	Odpor na líci	18,47	-5,63	0,00	-0,32	<input type="checkbox"/>
3	Zvýšený aktivní tlak	-166,38	21,72	2,45	-2,12	<input type="checkbox"/>
4	Vlak	-83,30	10,90	2,45	-2,88	<input type="checkbox"/>
5	Reakce mostu	0,00	0,00	0,00	-3,13	<input type="checkbox"/>
6	Reakce přech.desky	0,00	0,00	2,45	-5,69	<input type="checkbox"/>
7	Most_Stale	0,00	446,56	0,81	-3,59	<input type="checkbox"/>
8	Most_Proměnné	-126,30	489,65	0,81	-3,59	<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.: 20,0 [mm]
Dimenzace
SMYK: **VYHOVUJE** (63,9%)
OHYB + TLAK: **VYHOVUJE** (22,2%)

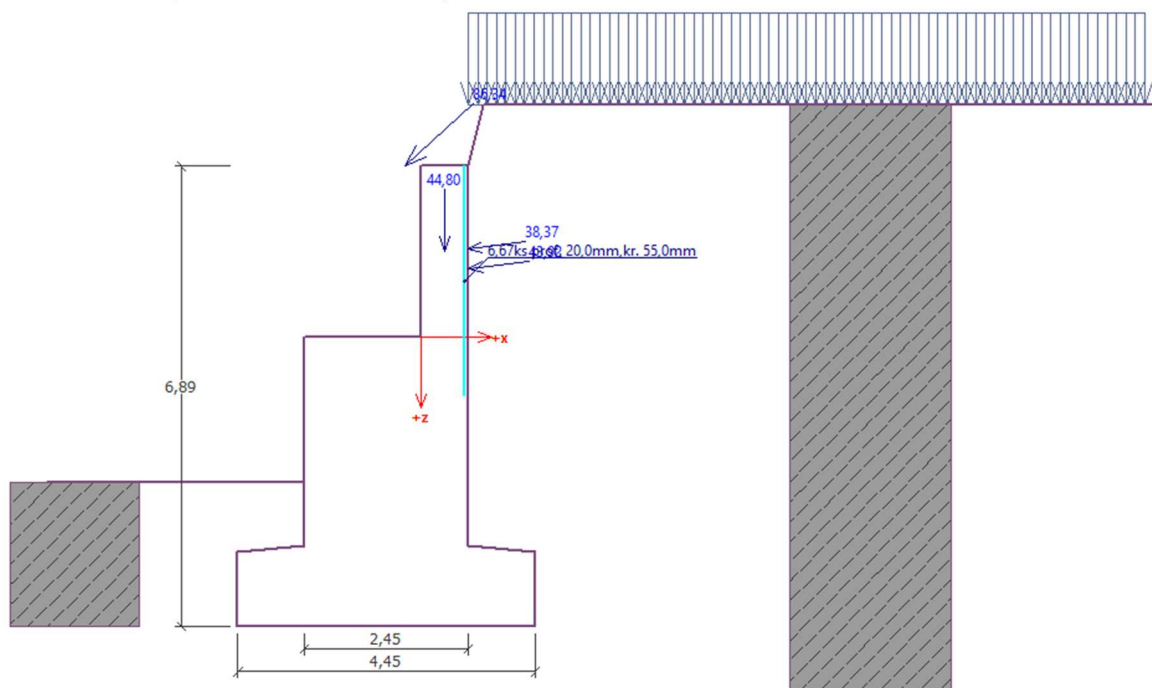
6.15.3 Návrh předního výstupku základu



Číslo	Síla	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	Působíště		Vedl. zatíž.
				x [m]	z [m]	
1	Tíh.- zed'	0,00	367,75	2,33	-2,34	<input checked="" type="checkbox"/>
2	Odpor na líci	91,66	-25,25	-0,83	-0,70	<input type="checkbox"/>
3	Tíh.- zemní klín	0,00	130,73	3,96	-4,43	<input type="checkbox"/>
4	Zvýšený aktivní tlak	-232,29	41,46	4,45	-2,58	<input type="checkbox"/>
5	Vlak	-110,20	20,56	4,45	-3,88	<input type="checkbox"/>
6	Vlak	0,00	37,18	3,95	-6,89	<input type="checkbox"/>
7	Reakce mostu	0,00	0,00	1,00	-4,33	<input type="checkbox"/>
8	Reakce přech.desky	0,00	0,00	3,45	-6,89	<input type="checkbox"/>
9	Most_Stale	0,00	446,56	1,81	-4,79	<input type="checkbox"/>
10	Most_Proměnné	-126,30	489,65	1,81	-4,79	<input type="checkbox"/>

Místo dimenzace
Přední výstupek Hloubka: 0,10 [m]
☒ Vyztužení - železobeton
Krytí: 55,0 [mm] Počet vlož.: 6,67 [ks]
Šířka průř.: 1,00 [m] Profil vlož.: 20,0 [mm]
Nutná plocha výztuže: 1475,5 mm²
Zadaná plocha výztuže: 2095,4 mm²
Dimenzace
SMYK: **Výztuž nutná**
OHYB: **VYHOVUJE** (49,7%)
KONSTR. ZÁSADY: **VYHOVUJE** (70,4%)

6.15.4 Návrh výztuže závěrné zídky



Dimenzace závěrné zídky - vstupní data:

Spára je navržena ze železobetonu; výpočtová šířka 1 m.

Vyztužení

6,67 ks profil 20,0 mm, krytí 55,0 mm

Vnitřní síly : $M = 407,35 \text{ kNm/m}$; $N = 144,56 \text{ kN/m}$; $V = 201,74 \text{ kN/m}$

Výška průřezu $h = 0,70 \text{ m}$

Dimenzace závěrné zídky - výsledky:

Stupeň vyztužení $\rho = 0,30 \% > 0,13 \% = \rho_{\min}$

Poloha neutrální osy $x = 0,13 \text{ m}$

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 237,70 \text{ kN/m} > 201,74 \text{ kN/m} = V_{Ed}$

Tlaková síla na mezi únosnosti $N_{Rd} = 223,59 \text{ kN/m} > 144,56 \text{ kN/m} = N_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 630,05 \text{ kNm/m} > 407,35 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

Číslo	Síla	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	Působíště x [m]	z [m]	Vedl. zatiž.
1	Tíh.- zed	0,00	44,80	0,35	-1,28	<input checked="" type="checkbox"/>
2	Zvýšený aktivní tlak	-43,55	5,69	0,70	-1,02	<input type="checkbox"/>
3	Vlak	-38,04	5,00	0,70	-1,32	<input type="checkbox"/>
4	Reakce přech.desky	0,00	0,00	0,70	-2,56	<input type="checkbox"/>
5	Most_Proměnné	-63,17	58,85	-0,24	-2,56	<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.: 20,0 [mm]

Dimenzace

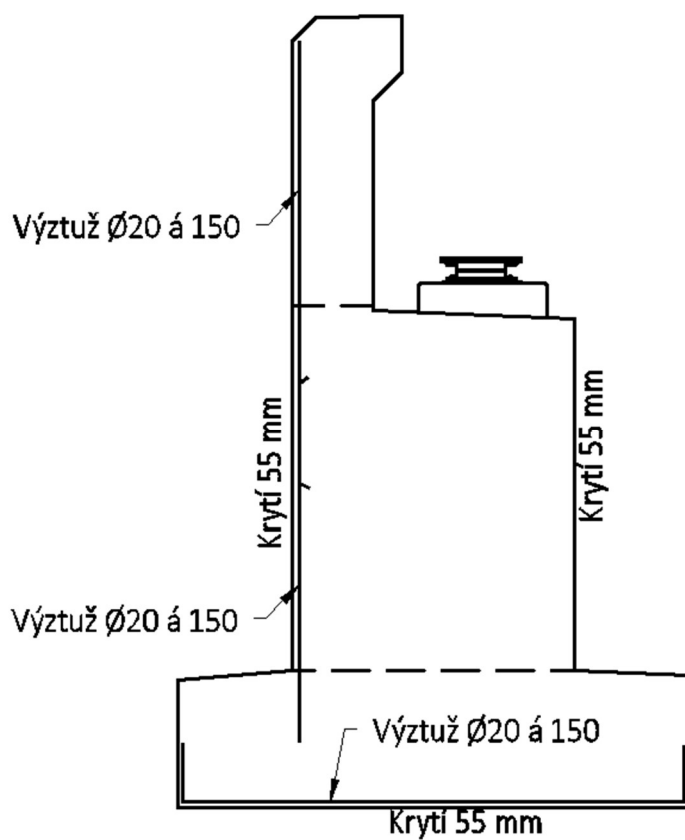
SMYK: **VYHOVUJE** (84,9%)

OHYB + TLAK: **VYHOVUJE** (64,7%)

KONSTR. ZÁSADY: **VYHOVUJE** (43,4%)

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

6.15.5 Schéma vyztužení opěry



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

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

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

7 Posouzení mostu – Únava

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)

$\lambda_1 = 0,66$

Součinitel poškození od dopravy ($L = 25 \text{ m}$, standartní kolejová doprava)

$\lambda_2 = 1,15$

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

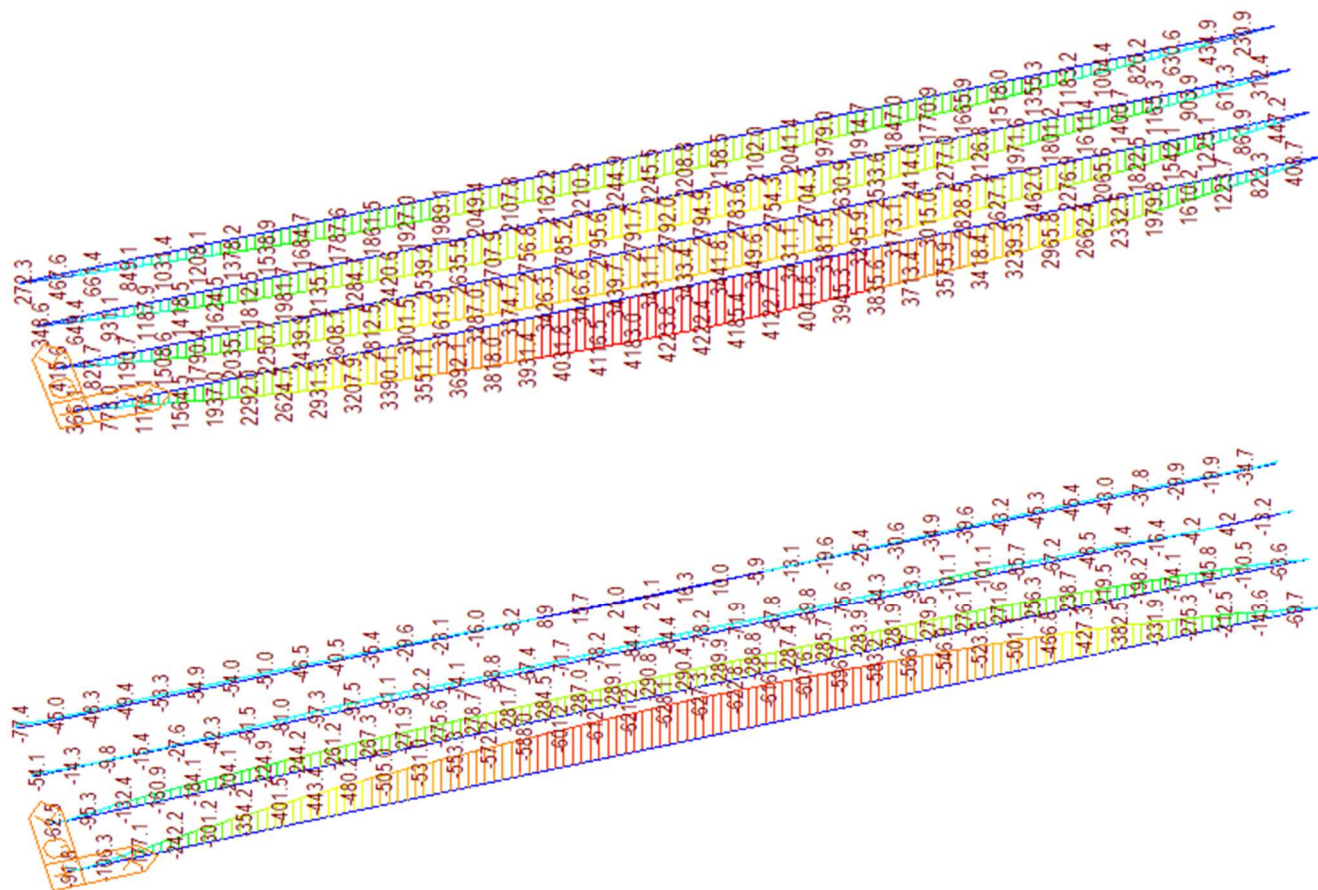
$\lambda_3 = 1,00$

Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)

$\lambda_4 = 1,00$

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

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,66 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = \mathbf{0,759} < \lambda_{\max} = 1,40$$



$$M_{\max, L/2} = 4222,4 \text{ kNm}$$

$$M_{\min, L/2} = -628,1 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_{P, L/2} = |M_{\max} - M_{\min}| = |4222,4 - (-628,1)| = 4850,5 \text{ kNm} \quad \text{Rozptyl ohyb. momentu uprostřed rozpětí}$$

$$\Delta M_{E2, L/2} = \Delta M_P * \lambda = 4850,5 * 0,759 = \mathbf{3681,5 \text{ kNm}}$$

7.1.1 Posouzení uprostřed rozpětí

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

Ocelová část:	Celková výška ocelového nosníku h					=	1790	mm
část průřezu	b [mm]	b _i [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	S _y [mm ³]	I _o [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]
Dolní pásnice	625	625	45	17,5	28125	492187,5	4746094	8613281,25
Stojna, část 1	18	18	1705	897,5	30690	27544275	7,43E+09	24720986813
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	400	400	40	1770	16000	28320000	2133333	50126400000
Betonová část:								
Spřažená deska	1275	200,357	300	1940	60107,1	1,17E+08	4,51E+08	2,26219E+11

A _i	=	134922 mm ²	Plocha spřaženého ideálního průřezu
C _{g,i}	=	1282 mm	Těžiště spřaženého ideálního průřezu
I _{y,i}	=	8,7E+10 mm ⁴	Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu

NAPĚTÍ - Krátkodobě:

Ocelová část:

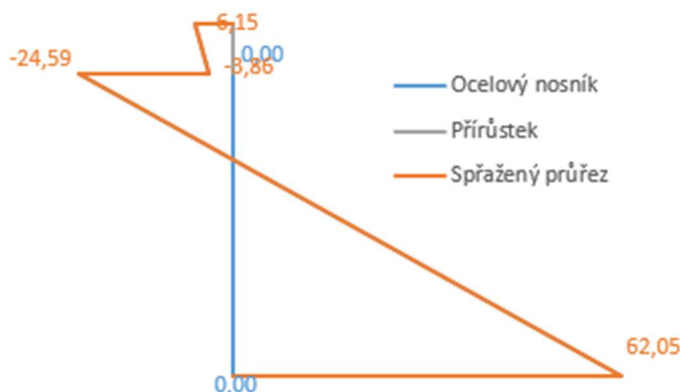
z1	=	-753 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	1037 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
σ1	=	0,00 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
σ2.1	=	0,00 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku

Přírůstek na celkovém průřezu:

z1	=	-1282 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	508 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
z3	=	808 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům spřaž. desky
σ1	=	62,05 Mpa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
σ2.1	=	-24,59 Mpa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku
σ2.2	=	-3,86 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ3	=	-6,15 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky

Celkový průřez:

σ1	=	62,05 Mpa	Napětí na dolních vláknech oc. nosníku
σ2.1	=	-24,59 Mpa	Napětí na horních vláknech oc. nosníku
σ2.2	=	-3,86 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ3	=	-6,15 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky



$$\Delta\sigma_s = 62,05 \text{ MPa} < \Delta\sigma_s = 140 / \gamma_M = 140 / 1,15 = 121,74 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c} = \frac{62,05}{121,74} = 0,510 < 1,0$$

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)

$$\lambda_1 = 0,66$$

Součinitel poškození od dopravy ($L = 25 \text{ m}$, standardní kolejová doprava)

$$\lambda_2 = 1,15$$

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

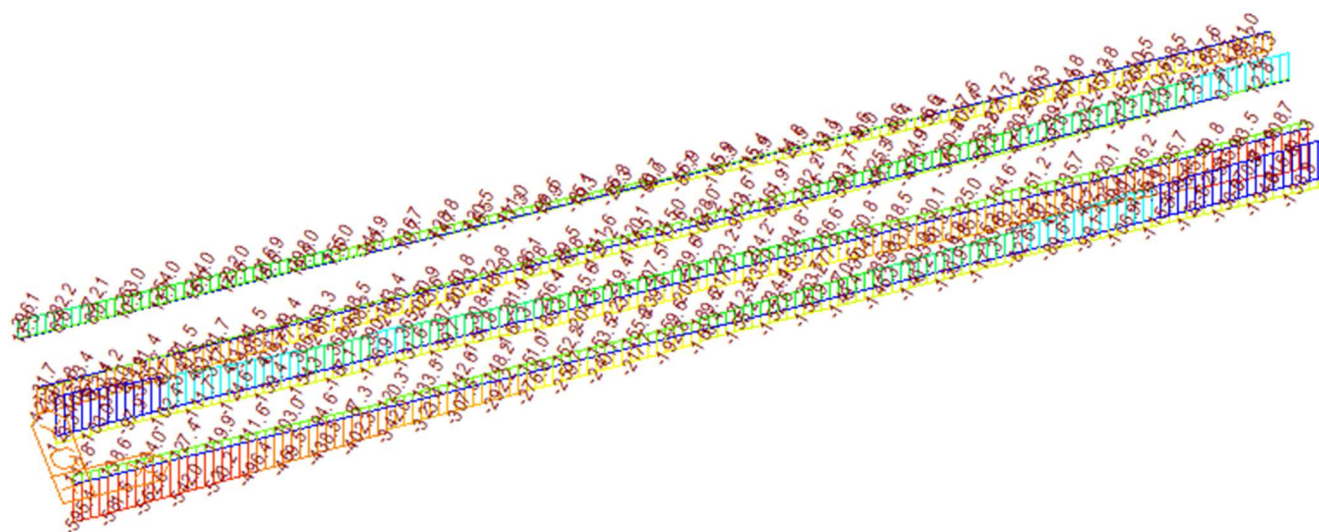
$$\lambda_3 = 1,00$$

Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)

$$\lambda_3 = 1,00$$

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

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,66 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = 0,76 < \lambda_{\max} = 1,40$$



$$V_{\max} = 142,8 \text{ kN}$$

$$V_{\min} = -595,4 \text{ kN}$$

$$\Delta V_P = |V_{\max} - V_{\min}| = |142,8 - (-595,4)| = 738,2 \text{ kNm}$$

Rozptyl posouvající síly

$$\Delta V_{E2} = \Delta V_P * \lambda = 738,2 * 0,759 = 560,3 \text{ kNm}$$

Ved	=	560.3	kN	Působící posouvající síla
β_w	=	1		Součinitel korelace
γ_M	=	1.15		Součinitel spolehlivosti svarových spojů
f_u	=	80	MPa	Mez pevnosti oceli
τ_{RD}	=	69.57	Mpa	Únosnost ve smyku ve srovnávacím napětí

POSOUZENÍ TĚSNĚ PO UVEDENÍ DO PROVOZU:

$I_{y,i}$	=	8.688E+10	mm ⁴	Moment setrvačnosti spřaž. ideálního průřezu
-----------	---	-----------	-----------------	--

Dolní pásnice:

a	=	6	mm	Účinná výška svaru
S_d	=	3.545E+07	mm ³	Statický moment dolní pásnice
τ_{II}	=	19.053	Mpa	Smykové napětí ve svaru

Ve srovnávacím napětí:

$3^{1/2} * \tau_{II}$	=	33.00	<	τ_{RD}	=	69.57	Mpa
Využití:		0.47	<	1.00		VYHOVUJE	

Horní pásnice:

a	=	6	mm	Účinná výška svaru
S_h	=	4.728E+07	mm ³	Statický moment horní pásnice
τ_{II}	=	25.411	Mpa	Smykové napětí ve svaru

Ve srovnávacím napětí:

$3^{1/2} * \tau_{II}$	=	44.01	<	τ_{RD}	=	69.57	Mpa
Využití:		0.63	<	1.00		VYHOVUJE	

POSOUZENÍ NA KONCI ŽIVOTNOSTI

$I_{y,i}$	=	6.198E+10	mm ⁴	Moment setrvačnosti spřaž. ideálního průřezu
-----------	---	-----------	-----------------	--

Dolní pásnice:

a	=	6	mm	Účinná výška svaru
S_d	=	2.765E+07	mm ³	Statický moment dolní pásnice
τ_{II}	=	20.828	Mpa	Smykové napětí ve svaru

Ve srovnávacím napětí:

$3^{1/2} * \tau_{II}$	=	36.07	<	τ_{RD}	=	69.57	Mpa
Využití:		0.52	<	1.00		VYHOVUJE	

Dolní pásnice:

a	=	6	mm	Účinná výška svaru
S_h	=	3.096E+07	mm ³	Statický moment horní pásnice
τ_{II}	=	23.323	Mpa	Smykové napětí ve svaru

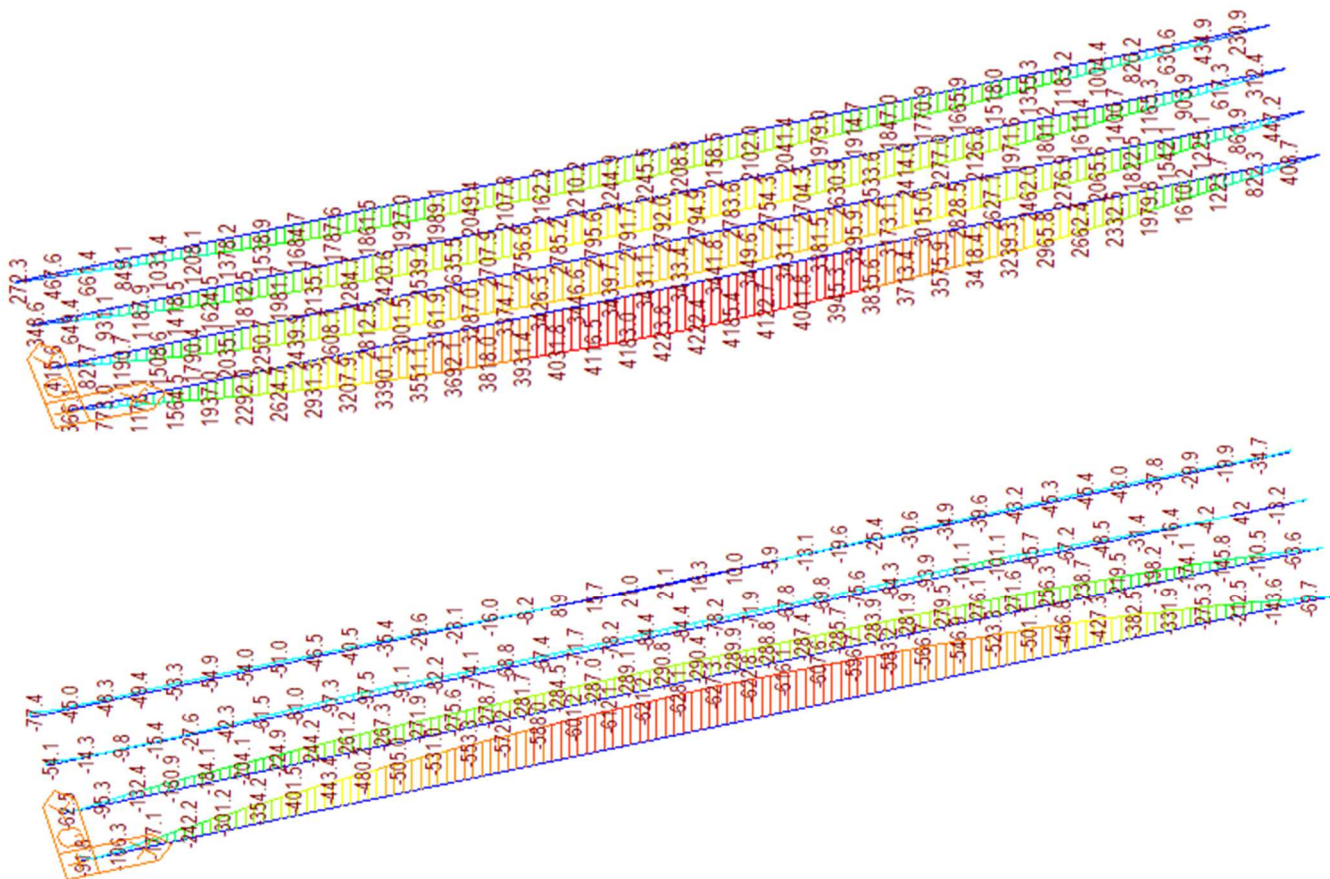
Ve srovnávacím napětí:

3^{1/2} * τ_{II}	=	40.40	<	τ_{RD}	=	69.57	Mpa
Využití:		0.58	<	1.00		VYHOVUJE	

7.3 Posouzení krčního svaru hlavního nosníku na únavu – napětí na pásnici
Δσ_c = 125 MPa Únavová pevnost (detail 2 – Automatové nebo plně mechanizované koutové svary)

λ₁	=	0,66	Součinitel poškození od dopravy (L = 25 m, standartní kolejová doprava)
λ₂	=	1,15	Součinitel objemu dopravy (Doprava 50 * 10 ⁶ t/ kolej)
λ₃	=	1,00	Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)
λ₃	=	1,00	Součinitel pro konstrukční prvky zatížené na více než 1. koleji (1 kolej)

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,66 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = \mathbf{0,759} < \lambda_{\max} = 1,40$$



$$M_{\max, L/2} = 4222,4 \text{ kNm}$$

$$M_{\min, L/2} = -628,1 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_{P, L/2} = |M_{\max} - M_{\min}| = |4222,4 - (-628,1)| = 4850,5 \text{ kNm} \quad \text{Rozptyl ohyb. momentu uprostřed rozpětí}$$

$$\Delta M_{E2, L/2} = \Delta M_P * \lambda = 4850,5 * 0,759 = \mathbf{3681,5 \text{ kNm}}$$

Ocelová část:	Celková výška ocelového nosníku h						=	1790	mm
část průřezu	b [mm]	b _i [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	S _y [mm ³]	I _o [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]	
Dolní pásnice	625	625	45	17,5	28125	492187,5	4746094	8613281,25	
Stojna, část 1	18	18	1705	897,5	30690	27544275	7,43E+09	24720986813	
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0	
Horní pásnice	400	400	40	1770	16000	28320000	2133333	50126400000	
Betonová část:									
Spřažená deska	1275	200,357	300	1940	60107,1	1,17E+08	4,51E+08	2,26219E+11	

A _i	=	134922 mm ²	Plocha spřaženého ideálního průřezu
C _{g,i}	=	1282 mm	Těžiště spřaženého ideálního průřezu
I _{y,i}	=	8,7E+10 mm ⁴	Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu

NAPĚTÍ - Krátkodobě:**Ocelová část:**

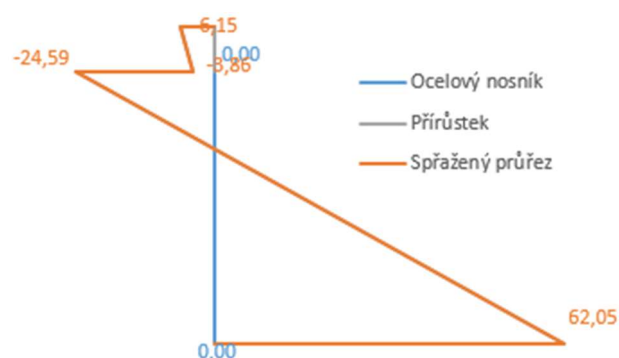
z1	=	-753 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	1037 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
σ1	=	0,00 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
σ2.1	=	0,00 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku

Přírůstek na celkovém průřezu:

z1	=	-1282 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	508 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
z3	=	808 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům spřaž. desky
σ1	=	62,05 Mpa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
σ2.1	=	-24,59 Mpa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku
σ2.2	=	-3,86 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ3	=	-6,15 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky

Celkový průřez:

σ1	=	62,05 Mpa	Napětí na dolních vláknech oc. nosníku
σ2.1	=	-24,59 Mpa	Napětí na horních vláknech oc. nosníku
σ2.2	=	-3,86 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ3	=	-6,15 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky



Napětí na horním lici dolní pásnice:

$$\Delta\sigma_s = \sigma_d - (\sigma_d - \sigma_d)/h_s * t_{f,d} = 62,05 - (62,05 - (-24,59))/1790 * 45 = \mathbf{59,87 \text{ MPa}}$$

$$\Delta\sigma_s = 59,87 \text{ MPa} < \Delta\sigma_c = 125 / \gamma_M = 125/1,15 = 108,7 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c} = \frac{59,87}{108,7} = \mathbf{0,551 < 1,0}$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

7.4 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.

$$\Delta\sigma_c = 90 \text{ MPa}$$

Únavová pevnost (detail 5-8 – Převýšení svaru není větší než 10 % šířky svaru při hladkém přechodu svaru do roviny základního materiálu)

$$\Delta\sigma_c = 90 * (25/t)^{0,2} = 90 * (25/45)^{0,2} = 80,02 \text{ MPa} \quad \text{Pevnost redukovaná podle tloušťky materiálu}$$

$$\lambda_1 = 0,66 \quad \text{Součinitel poškození od dopravy (L = 25 m, standartní kolejová doprava)}$$

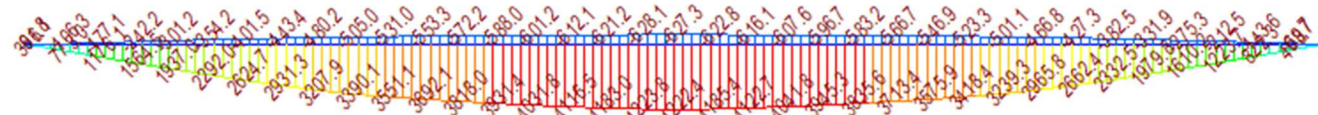
$$\lambda_2 = 1,15 \quad \text{Součinitel objemu dopravy (Doprava 50 * 10⁶ t/ kolej)}$$

$$\lambda_3 = 1,00 \quad \text{Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)}$$

$$\lambda_3 = 1,00 \quad \text{Součinitel pro konstrukční prvky zatížené na více než 1. koleji (1 kolej)}$$

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,66 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = \mathbf{0,759} < \lambda_{\max} = 1,40$$

Tupý svar hlavního nosníku bude umístěn v 1/3 délky rozpětí.



$$M_{\max, L/2} = 3692,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\min, L/2} = -553,3 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_{P, L/2} = |M_{\max} - M_{\min}| = |3692,1 - (-553,3)| = 4245,4 \text{ kNm} \quad \text{Rozptyl ohybového momentu uprostřed rozpětí}$$

$$\Delta M_{E2, L/2} = \Delta M_P * \lambda = 4245,4 * 0,759 = \mathbf{3222,3 \text{ kNm}}$$

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

Ocelová část:	Celková výška ocelového nosníku h					=	1790	mm
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	Sy [mm ³]	Io [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]
Dolní pásnice	625	625	45	17,5	28125	492187,5	4746094	8613281,25
Stojna, část 1	18	18	1705	897,5	30690	27544275	7,43E+09	24720986813
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	400	400	40	1770	16000	28320000	2133333	50126400000
Betonová část:								
Spřažená deska	1275	200,357	300	1940	60107,1	1,17E+08	4,51E+08	2,26219E+11

A_i	=	134922 mm ²	Plocha spřaženého ideálního průřezu
$C_{s,i}$	=	1282 mm	Těžiště spřaženého ideálního průřezu
$I_{y,i}$	=	8,7E+10 mm ⁴	Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu

NAPĚTÍ - Krátkodobě:**Ocelová část:**

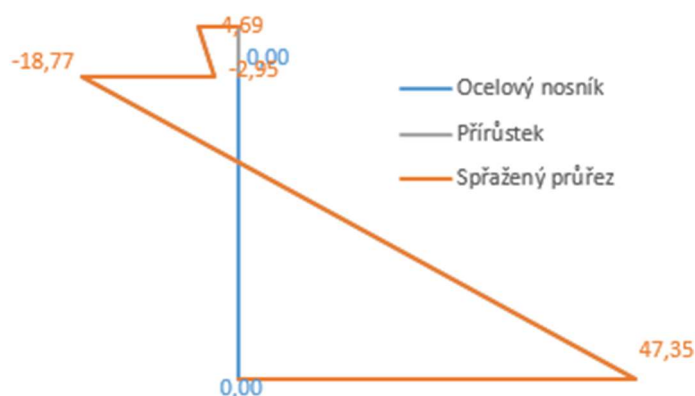
z_1	=	-753 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z_2	=	1037 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
σ_1	=	0,00 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	0,00 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku

Přírůstek na celkovém průřezu:

z_1	=	-1282 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z_2	=	508 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
z_3	=	808 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům spřaž. desky
σ_1	=	47,35 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
σ_3	=	-4,69 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky

Celkový průřez:

σ_1	=	47,35 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
σ_3	=	-4,69 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky



$$\Delta\sigma_s = 47,35 \text{ MPa} < \Delta\sigma_s = 80,02 / \gamma_M = 80,02 / 1,15 = 69,58 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_s} = \frac{47,35}{69,58} = 0,647 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

7.5 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.

$\Delta\sigma_c = 71 \text{ MPa}$ Únavová pevnost (detail 9 – podélný koutový svar nebo přerušovaný svar s výřezem o výšce do 60 mm)

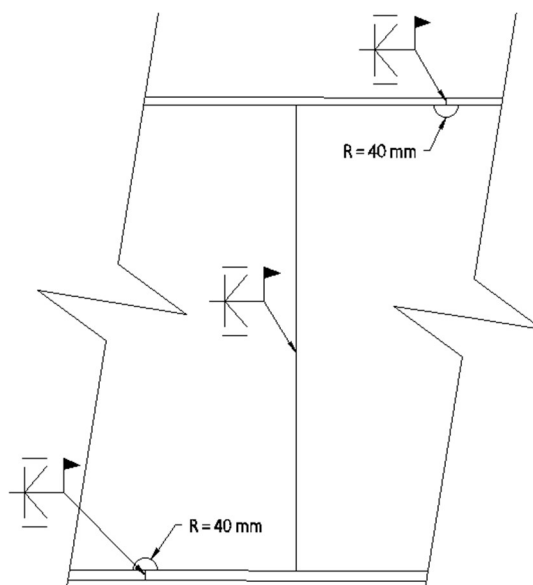
$\lambda_1 = 0,66$ Součinitel poškození od dopravy ($L = 25 \text{ m}$, standardní kolejová doprava)

$\lambda_2 = 1,15$ Součinitel objemu dopravy (Doprava $50 * 10^6 \text{ t/kolej}$)

$\lambda_3 = 1,00$ Součinitel návrhové životnosti (Návrh. životnost 100 let)

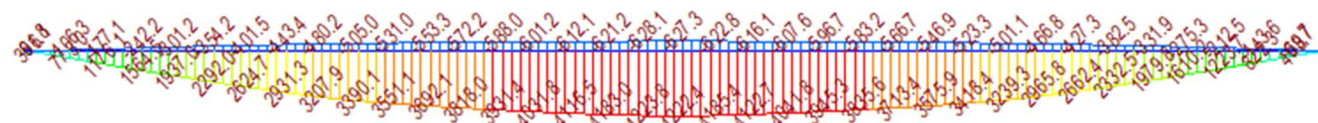
$\lambda_3 = 1,00$ Součinitel pro konstrukční prvky zatížené na více než 1. koleji (1 kolej)

$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,66 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = 0,759$



$\lambda_{\max} = 1,40$

Tupý svar hlavního nosníku bude umístěn v 1/3 délky rozpětí.



$M_{\max, L/2} = 3692,1 \text{ kNm}$

$M_{\min, L/2} = -553,3 \text{ kNm}$

$\Delta M_{P, L/2} = |M_{\max} - M_{\min}| = |3692,1 - (-553,3)| = 4245,4 \text{ kNm}$

Rozptyl ohybového momentu uprostřed rozpětí

$\Delta M_{E2, L/2} = \Delta M_P * \lambda = 4245,4 * 0,759 = 3222,3 \text{ kNm}$

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

Ocelová část:		Celková výška ocelového nosníku h					=	1790	mm
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	Sy [mm ³]	Io [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]	
Dolní pásnice	625	625	45	17,5	28125	492187,5	4746094	8613281,25	
Stojna, část 1	18	18	1705	897,5	30690	27544275	7,43E+09	24720986813	
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0	
Horní pásnice	400	400	40	1770	16000	28320000	2133333	50126400000	
Betonová část:									
Spražená deska	1275	200,357	300	1940	60107,1	1,17E+08	4,51E+08	2,26219E+11	

$A_i = 134922 \text{ mm}^2$ Plocha spráženého ideálního průřezu

$C_{g,i} = 1282 \text{ mm}$ Těžiště spráženého ideálního průřezu

$I_{y,i} = 8,7E+10 \text{ mm}^4$ Moment setrvačnosti spráženého ideálního průřezu

NAPĚTÍ - Krátkodobě:**Ocelová část:**

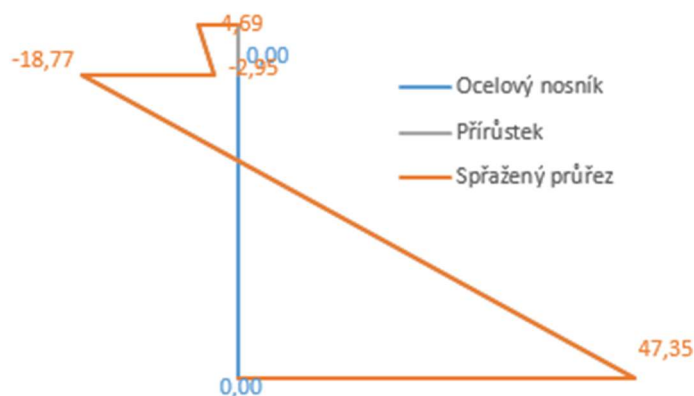
z1	=	-753 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	1037 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
σ1	=	0,00 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
σ2.1	=	0,00 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku

Přírůstek na celkovém průřezu:

z1	=	-1282 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	508 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
z3	=	808 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům spřaž. desky
σ1	=	47,35 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	=	-4,69 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky

Celkový průřez:

σ1	=	47,35 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	=	-4,69 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky



Napětí na horním líci dolní pásnice:

$$\Delta\sigma_s = (\sigma_d - (\sigma_d - \sigma_d)/h_s * t_{f,d} = 47,35 - (47,35 - (-18,77))/1790 * 45 = 45,69 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_s = 45,69 \text{ MPa} < \Delta\sigma_c = 71 / \gamma_M = 71/1,15 = 61,74 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c} = \frac{45,69}{61,74} = 0,740 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

7.6 Posouzení příčné výztuhy hlavního nosníku – napětí na pásnici a ve stejně

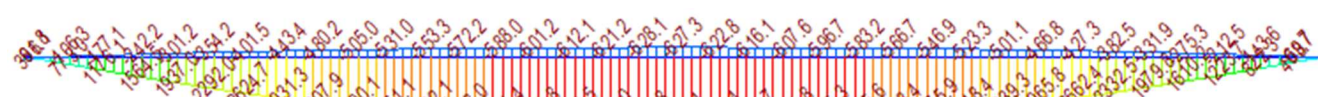
Posouzení na únavu bude provedeno podle normy EN 1993-2, kapitola 9 a podle EN 1993-1-9.

$\Delta\sigma_c = 80 \text{ MPa}$ ($l < 50 \text{ mm}$) Únavová pevnost (detail 6-8 – Příčně připojené prvky, konce svarů se pečlivě zabrousí pro odstranění všech možných vrubů)

$\lambda_1 = 0,66$ Součinitel poškození od dopravy ($L = 25 \text{ m}$, standartní kolejová doprava)
 $\lambda_2 = 1,15$ Součinitel objemu dopravy (Doprava $50 * 10^6 \text{ t/}$ kolej)
 $\lambda_3 = 1,00$ Součinitel návrhové životnosti (Návrh. životnost 100 let)
 $\lambda_4 = 1,00$ Součinitel pro konstrukční prvky zatížené na více než 1. koleji (1 kolej)

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,66 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = \mathbf{0,759} < \lambda_{\max} = 1,40$$

Nejvíce namáhaná příčná výztuha (včetně příčnicku) je umístěna ve vzdálenosti 10,6 m od podpory.



$$M_{\max, L/2} = 4223,8 \text{ kNm}$$

$$M_{\min, L/2} = -628,1 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_{p, L/2} = |M_{\max} - M_{\min}| = |4223,8 - (-628,1)| = 4851,9 \text{ kNm} \quad \text{Rozptyl ohybového momentu}$$

$$\Delta M_{E2, L/2} = \Delta M_p * \lambda = 4851,9 * 0,759 = \mathbf{3682,6 \text{ kNm}}$$

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

Ocelová část:	Celková výška ocelového nosníku h				=	1790	mm	
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	Sy [mm ³]	Io [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]
Dolní pásnice	625	625	45	17,5	28125	492187,5	4746094	8613281,25
Stojna, část 1	18	18	1705	897,5	30690	27544275	7,43E+09	24720986813
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	400	400	40	1770	16000	28320000	2133333	50126400000
Betonová část:								
Spřažená deska	1275	200,357	300	1940	60107,1	1,17E+08	4,51E+08	2,26219E+11

$$A_i = 134922 \text{ mm}^2 \quad \text{Plocha spřaženého ideálního průřezu}$$

$$C_{g,i} = 1282 \text{ mm} \quad \text{Těžiště spřaženého ideálního průřezu}$$

$$I_{y,i} = 8,7E+10 \text{ mm}^4 \quad \text{Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu}$$

NAPĚTÍ - Krátkodobě:

Ocelová část:

$$z_1 = -753 \text{ mm} \quad \text{Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku}$$

$$z_2 = 1037 \text{ mm} \quad \text{Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku}$$

σ_1	=	0,00 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	0,00 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku

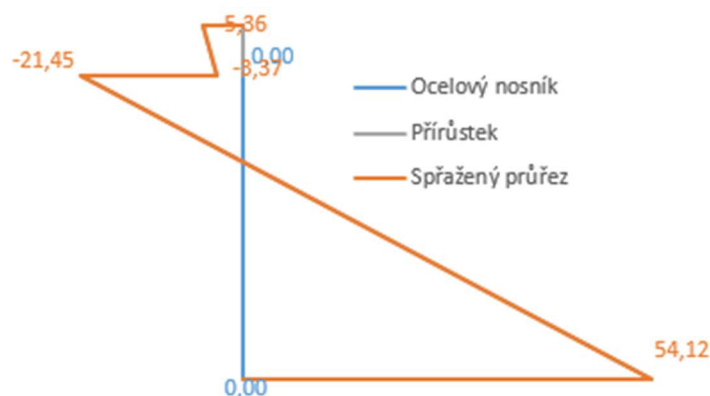
Přírůstek na celkovém průřezu:

z_1	=	-1282 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z_2	=	508 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
z_3	=	808 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům spřaž. desky

σ_1	=	54,12 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-21,45 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.2}$	=	-3,37 MPa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ_3	=	-5,36 MPa	Napětí na horních vláknech spřažené desky

Celkový průřez:

σ_1	=	54,12 MPa	Napětí na dolních vláknech oc. nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-21,45 MPa	Napětí na horních vláknech oc. nosníku
$\sigma_{2.2}$	=	-3,37 MPa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ_3	=	-5,36 MPa	Napětí na horních vláknech spřažené desky



Do výztuhy bude navržen výřez. Výška výřezu bude navržena tak, aby napětí nad výřezem nepřesáhlo 80 MPa / γ_M .

$$\Delta\sigma_s = 54,12 \text{ MPa} < \Delta\sigma_s = 80 / \gamma_M = 80 / 1,15 = 69,57 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_s} = \frac{54,12}{69,57} = 0,778 < 1,0$$

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.

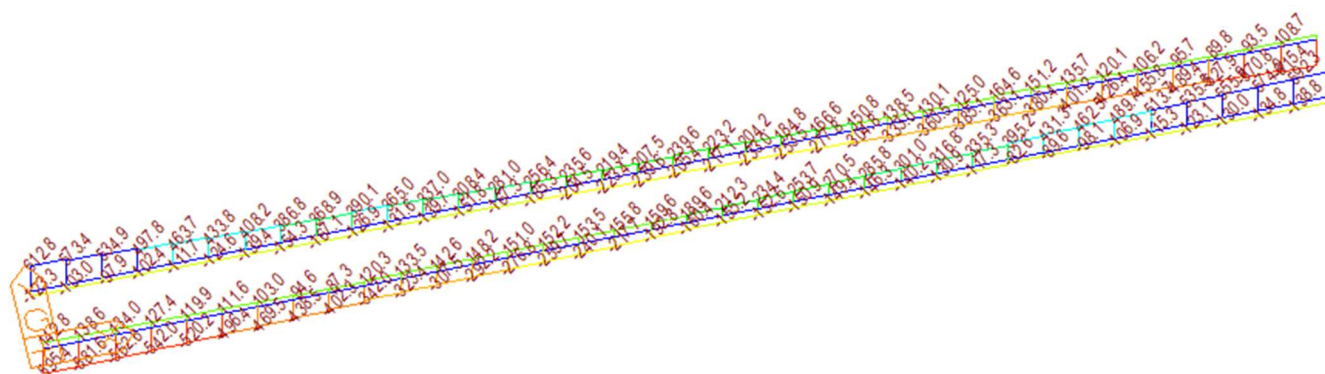
7.7 Posouzení spřahovacích trnů na únavu

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 10 – Přivařený spřahovací trn)

$\lambda_1 = 0,66$ Součinitel poškození od dopravy ($L = 25 \text{ m}$, 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)

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,66 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = \mathbf{0,759} < \lambda_{\max} = 1,40$$



$$V_{\max} = 142,8 \text{ kN}$$

$$V_{\min} = -595,4 \text{ kN}$$

$$\Delta V_P = |V_{\max} - V_{\min}| = |142,8 - (-595,4)| = 738,2 \text{ kNm}$$

Rozptyl posouvající síly

$$\Delta V_{E2} = \Delta V_P * \lambda = 738,2 * 0,759 = \mathbf{560,3 \text{ kNm}}$$

POSOUVAJÍCÍ SÍLA

$V_{ed,R}$	=	560,3	kN	Působící posouvající síla v uložení nosníku
$V_{ed,1/5L}$	=	434,5	kN	Působící posouvající síla v 1/5 rozpětí
$V_{ed,2/5L}$	=	340,3	kN	Působící posouvající síla ve 2/5 rozpětí

SPŘAHOVACÍ TRNY

f_u	=	90	Mpa	Pevnost spřahovacího trnu
γ_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
α	=	1		
P_{Rd}	=	21,90	kN	Návrhová únosnost jednoho spřahovacího trnu

POSOUZENÍ TĚSNĚ PO UVEDENÍ DO PROVOZU:

$I_{y,i}$	=	8,723E+10	mm ⁴	Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu
S_c	=	3,955E+07	mm ³	Statický moment betonové desky

V uložení nosníku na ložisko (Oblast 1):

$V_{I,ED}$	=	254,042	kN	Podélná síla (pružně)
n_t	=	3	ks	počet trnů v jedné řadě příčně
b	=	238	mm	potřebná šířka pásnice
b_I	=	0,258566814	mm	Potřebná podélná vzdálenost trnů (osově)
b_I	=	0,22	mm	Navržená podélná vzdálenost trnů (osově)
$V_{I,RD}$	=	298,58	kN	Podélná únosnost spřahovacích trnů
$V_{I,RD}$	=	298,6	kN	$> V_{I,ED} = 254,04$ kN
VYHOVUJE				

V 1/5 rozpětí (Oblast 2):

$V_{I,ED}$	=	197,019	kN	Podélná síla (pružně)
n_t	=	2	ks	počet trnů v jedné řadě příčně
b	=	238	mm	potřebná šířka pásnice
b_I	=	0,222269603	mm	Potřebná podélná vzdálenost trnů (osově)
b_I	=	0,22	mm	Navržená podélná vzdálenost trnů (osově)
$V_{I,RD}$	=	199,05	kN	Podélná únosnost spřahovacích trnů
$V_{I,RD}$	=	199,1	kN	$> V_{I,ED} = 197,02$ kN
VYHOVUJE				

Ve 2/5 rozpětí (oblast 3):

$V_{I,ED}$	=	154,277	kN	Podélná síla (pružně)
n_t	=	2	ks	počet trnů v jedné řadě příčně
b	=	238	mm	potřebná šířka pásnice
b_I	=	0,283848646	mm	Potřebná podélná vzdálenost trnů (osově)
b_I	=	0,22	mm	Navržená podélná vzdálenost trnů (osově)
$V_{I,RD}$	=	199,05	kN	Podélná únosnost spřahovacích trnů
$V_{I,RD}$	=	199,1	kN	$> V_{I,ED} = 154,28$ kN
VYHOVUJE				

7.8 Posouzení tupého svaru podporového 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)

$$\Delta\sigma_c = 90 \cdot (25/t)^{0,2} = 90 \cdot (25/45)^{0,2} = 80,02 \text{ MPa}$$

Pevnost redukována podle tloušťky materiálu

$$\lambda_1 = 0,66$$

Součinitel poškození od dopravy (L = 25 m, standartní kolejová doprava)

$$\lambda_2 = 1,15$$

Součinitel objemu dopravy (Doprava 50 * 10⁶ t/ kolej)

$$\lambda_3 = 1,00$$

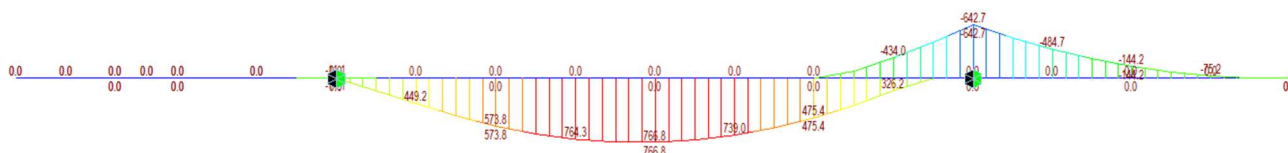
Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)

$$\lambda_3 = 1,00$$

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

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,66 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = 0,76 < \lambda_{\max} = 1,40$$

Tupý svar podporového příčníku bude umístěn v uložení na ložisko a v polovině rozpětí.



$$M_{\max, L/2} = 766,8 \text{ kNm}$$

$$M_{\min, L/2} = 0,00 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_{P, L/2} = |M_{\max} - M_{\min}| = |766,8 - (-0,0)| = 766,8 \text{ kNm}$$

Rozptyl ohybového momentu uprostřed rozpětí

$$\Delta M_{E2, L/2} = \Delta M_P * \lambda = 766,8 * 0,76 = 582,77 \text{ kNm}$$

$$M_{\max, \text{lož}} = 0,0 \text{ kNm}$$

$$M_{\min, \text{lož}} = -642,7 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_{P, \text{lož}} = |M_{\max} - M_{\min}| = |0,0 - (-642,7)| = 642,7 \text{ kNm}$$

Rozptyl ohybového momentu uprostřed rozpětí

$$\Delta M_{E2, \text{lož}} = \Delta M_P * \lambda = 642,7 * 0,760 = 488,45 \text{ kNm}$$

7.8.1 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					=	1790	mm
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	Sy [mm ³]	Io [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]
Dolní pásnice	800	800	40	20	32000	640000	4266667	12800000
Stojna, část 1	20	20	1730	905	34600	31313000	8.63E+09	28338265000
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	350	350	20	1780	7000	12460000	233333.3	22178800000

Betonová část:								
Spřažená deska	788	123.829	300	1940	37148.6	72068229	2.79E+08	1.39812E+11

A_a	=	73600 mm ²	Plocha ocelového průřezu
$C_{g,a}$	=	603 mm	Těžiště ocelového průřezu
$I_{y,a}$	=	3.2E+10 mm ⁴	Moment setrvačnosti ocelového průřezu
A_i	=	110749 mm ²	Plocha spřaženého ideálního průřezu
$C_{g,i}$	=	1052 mm	Těžiště spřaženého ideálního průřezu
$I_{y,i}$	=	7.7E+10 mm ⁴	Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu

NAPĚTÍ - Krátkodobě:**Ocelová část:**

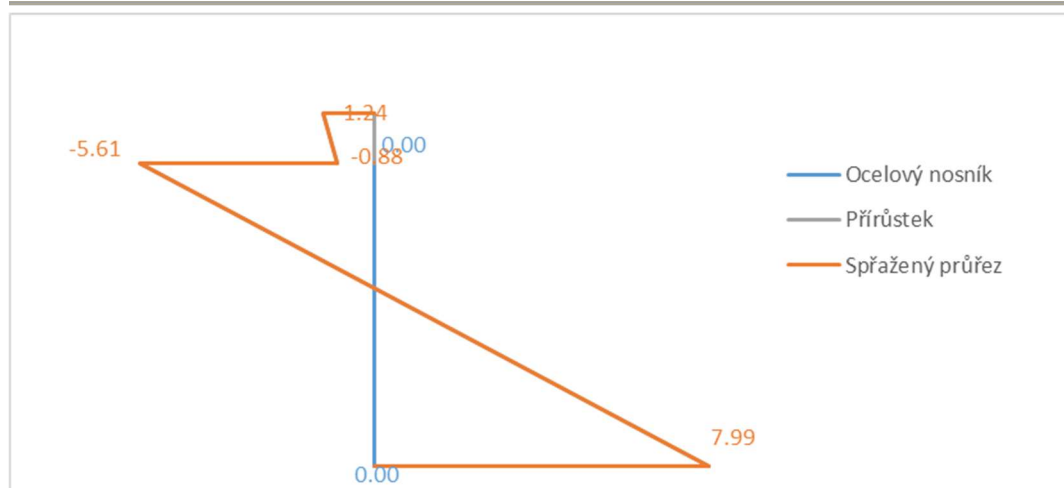
z_1	=	-603 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z_2	=	1187 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
σ_1	=	0.00 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	0.00 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku

Přírůstek na celkovém průřezu:

z_1	=	-1052 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z_2	=	738 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
z_3	=	1038 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům spřaž. desky
σ_1	=	7.99 Mpa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-5.61 Mpa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.2}$	=	-0.88 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ_3	=	-1.24 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky

Celkový průřez:

σ_1	=	7.99 Mpa	Napětí na dolních vláknech oc. nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-5.61 Mpa	Napětí na horních vláknech oc. nosníku
$\sigma_{2.2}$	=	-0.88 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ_3	=	-1.24 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky



$$\Delta\sigma_s = 7,99 \text{ MPa} < \Delta\sigma_c = 80,02 / \gamma_M = 80,02 / 1,15 = 69,58 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c} = \frac{7,99}{69,58} = 0,115 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

7.8.2 Posouzení v uložení na ložisko

PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:

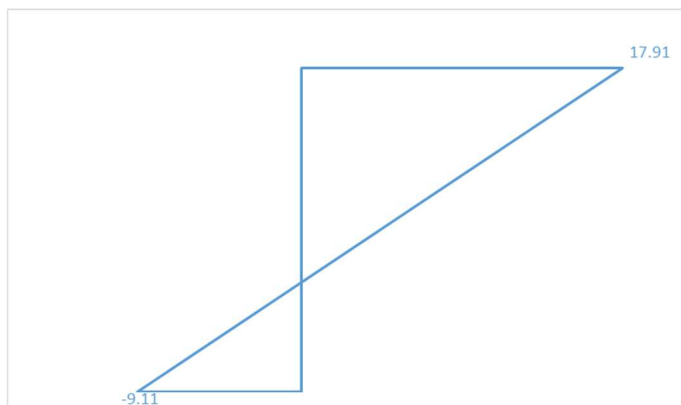
Ocelová část:	Celková výška ocelového nosníku h						=	1790	mm
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	Sy [mm ³]	Io [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]	
Dolní pásnice	800	800	40	20	32000	640000	4266667	12800000	
Stojna, část 1	20	20	1730	905	34600	31313000	8.63E+09	28338265000	
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0	
Horní pásnice	350	350	20	1780	7000	12460000	233333.3	22178800000	

A_a	=	73600 mm ²	Plocha ocelového průřezu
$C_{g,a}$	=	603 mm	Těžiště ocelového průřezu
$I_{y,a}$	=	3.2E+10 mm ⁴	Moment setrvačnosti ocelového průřezu

NAPĚTÍ - Krátkodobě:

Ocelová část:

z1	=	-603 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	1187 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
σ_1	=	-9.11 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	17.91 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku



$$\Delta\sigma_s = 17,91 \text{ MPa} < \Delta\sigma_c = 80,02 / \gamma_M = 80,02 / 1,15 = 69,58 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c} = \frac{17,91}{69,58} = \mathbf{0,257} < \mathbf{1,0}$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

7.9 Posouzení krčního svaru podporového příčnicku – napětí ve svaru

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

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

$$\lambda_1 = 0,66$$

Součinitel poškození od dopravy (L = 25 m, standardní kolejová doprava)

$$\lambda_2 = 1,15$$

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

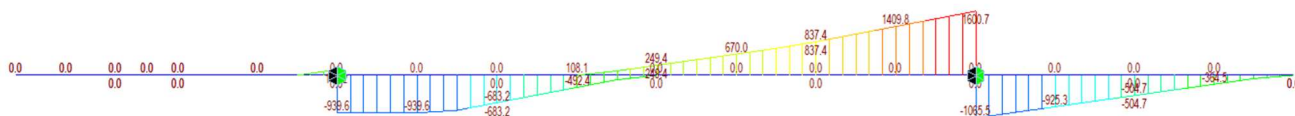
$$\lambda_3 = 1,00$$

Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)

$$\lambda_3 = 1,00$$

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

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,66 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = \mathbf{0,76} < \lambda_{\max} = 1,40$$



$$V_{\max} = 1600,7 \text{ kN}$$

$$V_{\min} = -0,0 \text{ kN}$$

$$\Delta V_P = |V_{\max} - V_{\min}| = |1600,7 - (-0,0)| = 1600,7 \text{ kNm}$$

Rozptyl posouvající síly

$$\Delta V_{E2} = \Delta V_P * \lambda = 1600,7 * 0,76 = \mathbf{1216,53 \text{ kNm}}$$

Ved	=	1216.53	kN	Působící posouvající síla
β_w	=	1		Součinitel korelace
γ_M	=	1.15		Součinitel spolehlivosti svarových spojů
f_u	=	80	MPa	Mez pevnosti oceli

τ_{RD}	=	69.57	Mpa	Únosnost ve smyku ve srovnávacím napětí
-------------	---	-------	-----	---

POSOUZENÍ TĚSNĚ PO UVEDENÍ DO PROVOZU:

$I_{y,i}$	=	3.236E+10	mm ⁴	Moment setrvačnosti spřaž. ideálního průřezu
-----------	---	-----------	-----------------	--

Dolní pásnice:

a	=	9	mm	Účinná výška svaru
S_d	=	1.867E+07	mm ³	Statický moment dolní pásnice
τ_{II}	=	38.989	Mpa	Smykové napětí ve svaru

Ve srovnávacím napětí:

$3^{1/2} * \tau_{II}$	=	67.53	<	τ_{RD}	=	69.57	Mpa
Využití:		0.97	<	1.00		VYHOVUJE	

Horní pásnice:

a	=	9	mm	Účinná výška svaru
S_h	=	8.236E+06	mm ³	Statický moment horní pásnice
τ_{II}	=	17.199	Mpa	Smykové napětí ve svaru

Ve srovnávacím napětí:

$3^{1/2} * \tau_{II}$	=	29.79	<	τ_{RD}	=	69.57	Mpa
Využití:		0.43	<	1.00		VYHOVUJE	

7.10 Posouzení krčního svaru podporového příčnicku – napětí na pásnici

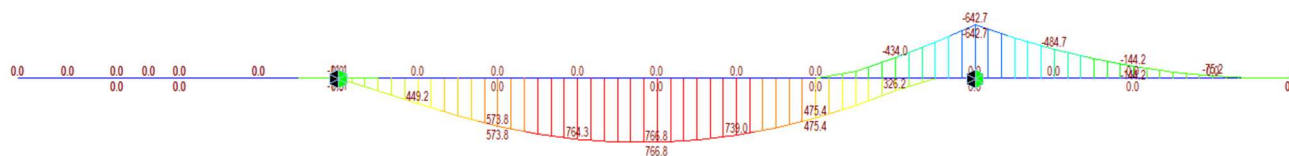
$\Delta\sigma_c = 125 \text{ MPa}$

Únavová pevnost (detail 2 – Automatové nebo plně mechanizované koutové svary)

λ_1	=	0,66	Součinitel poškození od dopravy (L = 25 m, standartní kolejová doprava)
λ_2	=	1,15	Součinitel objemu dopravy (Doprava 50 * 10 ⁶ t/ kolej)
λ_3	=	1,00	Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)
λ_3	=	1,00	Součinitel pro konstrukční prvky zatížené na více než 1. koleji (1 kolej)

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,66 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = \mathbf{0,76} < \lambda_{\max} = 1,40$$

Dle posouzení tupého svaru vzniká největší napětí v místě uložení na ložisko.



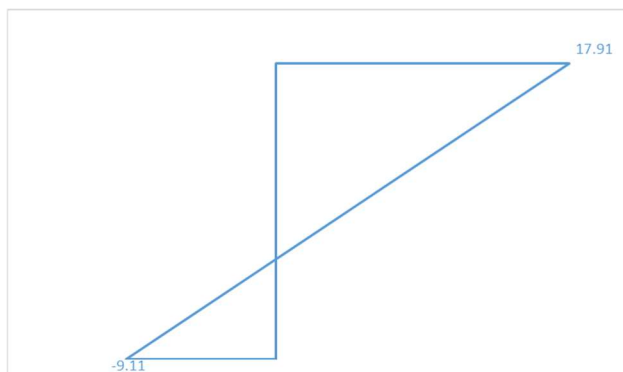
Rozptyl ohybového momentu
uprostřed rozpětí

$$\Delta \mathbf{M}_{E2, \text{ lož}} = \Delta \mathbf{M}_p * \lambda = 642,7 * 0,760 = -488,45 \text{ kNm}$$

Ocelová část:								mm
Celková výška ocelového nosníku h							= 1790	mm
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	Sy [mm ³]	Io [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]
Dolní pásnice	800	800	40	20	32000	640000	4266667	12800000
Stojna, část 1	20	20	1730	905	34600	31313000	8.63E+09	28338265000
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	350	350	20	1780	7000	12460000	233333.3	22178800000

A_a	=	73600 mm ²	Plocha ocelového průřezu
$C_{g,a}$	=	603 mm	Těžiště ocelového průřezu
$I_{v,a}$	=	3.2E+10 mm ⁴	Moment setrvačnosti ocelového průřezu

z1	=	-603 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	1187 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
σ_1	=	-9.11 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	17.91 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku

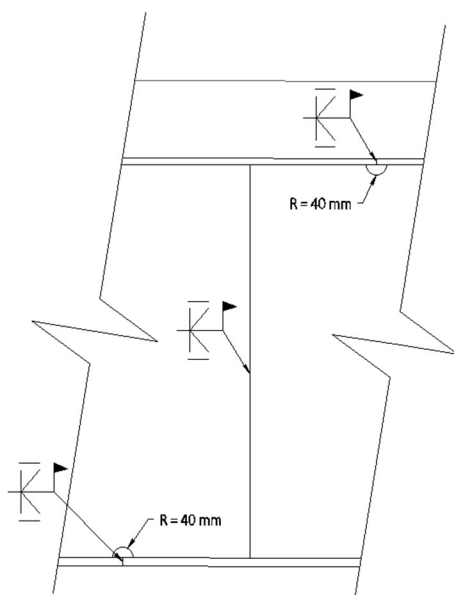


$$\Delta\sigma_s = 17,91 \text{ MPa} < \Delta\sigma_c = 125 / \gamma_M = 125 / 1,15 = 108,70 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c} = \frac{17,91}{108,70} = 0,165 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

7.11 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.

$\Delta\sigma_c = 71 \text{ MPa}$

Únavová pevnost (detail 9 – podélný koutový svar nebo přerušovaný svar s výřezem o výšce do 60 mm)

$$\lambda_1 = 0,66$$

Součinitel poškození od dopravy (L = 25 m, standartní kolejová doprava)

$$\lambda_2 = 1,15$$

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

$$\lambda_3 = 1,00$$

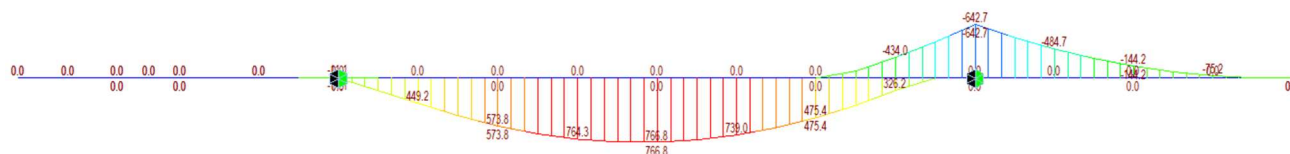
Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)

$$\lambda_3 = 1,00$$

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

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,66 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = 0,76 < \lambda_{\max} = 1,40$$

Dle posouzení tupého svaru vzniká největší napětí v místě uložení na ložisko.



$$M_{\max, \text{lož}} = 0,0 \text{ kNm}$$

$$M_{\min, \text{lož}} = -642,7 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_{P, \text{lož}} = |M_{\max} - M_{\min}| = |0,0 - (-642,7)| = -642,7 \text{ kNm}$$

Rozptyl ohybového momentu uprostřed rozpětí

$$\Delta M_{E2, \text{lož}} = \Delta M_P * \lambda = 642,7 * 0,760 = -488,45 \text{ kNm}$$

PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:

Ocelová část: Celková výška ocelového nosníku h								=	1790	mm
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	Sy [mm ³]	Io [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]		
Dolní pásnice	800	800	40	20	32000	640000	4266667	12800000		
Stojna, část 1	20	20	1730	905	34600	31313000	8.63E+09	28338265000		
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0		
Horní pásnice	350	350	20	1780	7000	12460000	233333.3	22178800000		

$$A_a = 73600 \text{ mm}^2 \quad \text{Plocha ocelového průřezu}$$

$$C_{g,a} = 603 \text{ mm} \quad \text{Těžiště ocelového průřezu}$$

$$I_{y,a} = 3.2E+10 \text{ mm}^4 \quad \text{Moment setrvačnosti ocelového průřezu}$$

NAPĚTÍ - Krátkodobě:

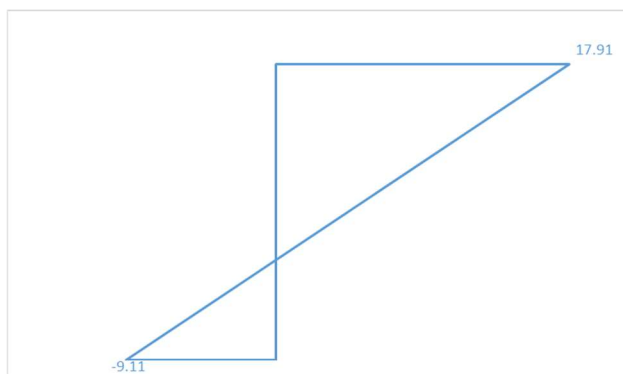
Ocelová část:

$$z1 = -603 \text{ mm} \quad \text{Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku}$$

$$z2 = 1187 \text{ mm} \quad \text{Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku}$$

$$\sigma1 = -9.11 \text{ MPa} \quad \text{Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku}$$

$$\sigma2.1 = 17.91 \text{ MPa} \quad \text{Napětí na horních vláknech ocelového nosníku}$$



$$\Delta \sigma_s = 17,91 \text{ MPa} < \Delta \sigma_c = 71 / \gamma_M = 71 / 1,15 = 61,74 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_c} = \frac{17,91}{61,74} = 0,290 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

7.12 Posouzení výztuhy podporového příčníku – 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)

$$\lambda_1 = 0,66$$

Součinitel poškození od dopravy ($L = 25 \text{ m}$, standartní kolejová doprava)

$$\lambda_2 = 1,15$$

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

$$\lambda_3 = 1,00$$

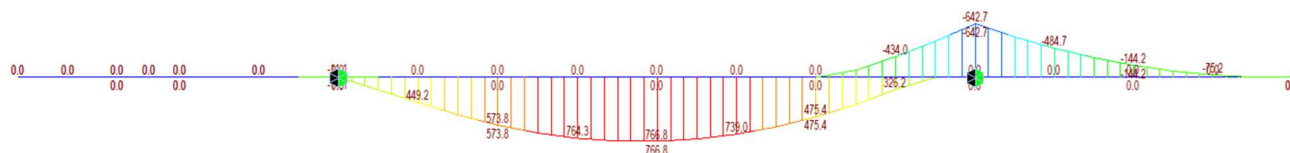
Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)

$$\lambda_4 = 1,00$$

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

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,66 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = 0,76 < \lambda_{\max} = 1,40$$

Příčné výztuhy jsou umístěny v místě uložení na ložisko.



$$M_{\max, \text{lož}} = 0,0 \text{ kNm}$$

$$M_{\min, \text{lož}} = -642,7 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_{P, \text{lož}} = |M_{\max} - M_{\min}| = |0,0 - (-642,7)| = -642,7 \text{ kNm}$$

Rozptyl ohybového momentu uprostřed rozpětí

$$\Delta M_{E2, \text{lož}} = \Delta M_P * \lambda = 642,7 * 0,760 = -488,45 \text{ kNm}$$

PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:

Ocelová část:	Celková výška ocelového nosníku h					=	1790	mm
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	Sy [mm ³]	Io [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]
Dolní pásnice	800	800	40	20	32000	640000	4266667	12800000
Stojna, část 1	20	20	1730	905	34600	31313000	8.63E+09	28338265000
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	350	350	20	1780	7000	12460000	233333.3	22178800000

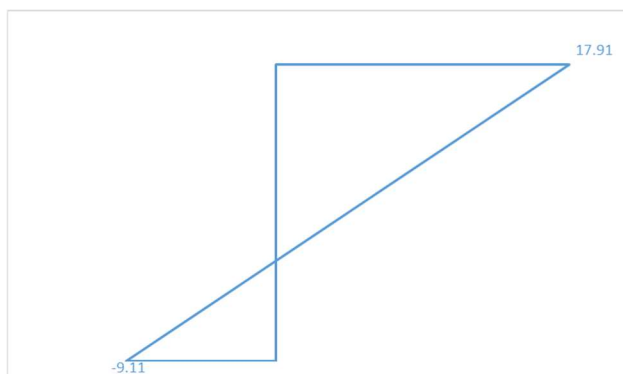
$$A_a = 73600 \text{ mm}^2 \quad \text{Plocha ocelového průřezu}$$

$$C_{g,a} = 603 \text{ mm} \quad \text{Těžiště ocelového průřezu}$$

$$I_{y,a} = 3.2E+10 \text{ mm}^4 \quad \text{Moment setrvačnosti ocelového průřezu}$$

NAPĚTÍ - Krátkodobě:**Ocelová část:**

z1	=	-603 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	1187 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
σ1	=	-9.11 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
σ2.1	=	17.91 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku



$$\Delta\sigma_s = 17,91 \text{ MPa} < \Delta\sigma_c = 80 / \gamma_M = 80 / 1,15 = 69,56 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c} = \frac{17,91}{69,56} = 0,257 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

7.13 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. Připojení pásnic příčnicků na pásnici hlavního nosníku bude provedeno se zaoblením o poloměru 170 mm.

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

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

$\Delta\sigma_c = 71 \text{ MPa}$ ($1/3 > r/l$)

Únavová pevnost (detail 4 – plech přivařený k hraně plechu nebo k pásnici nosníku); ($1/3 > r/l = 170/625$)

$$\lambda_1 = 0,66$$

Součinitel poškození od dopravy ($L = 25 \text{ m}$, standardní kolejová doprava)

$$\lambda_2 = 1,15$$

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

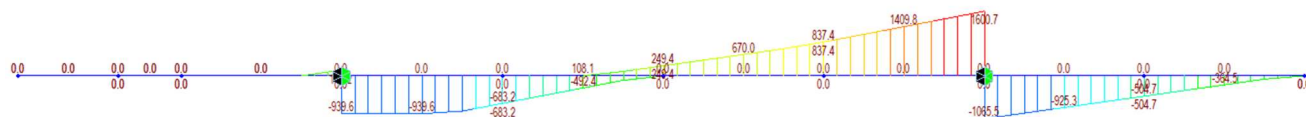
$$\lambda_3 = 1,00$$

Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)

$$\lambda_3 = 1,00$$

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

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,66 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = 0,76 < \lambda_{\max} = 1,40$$



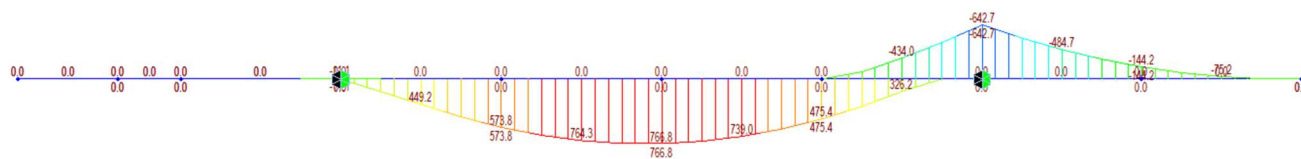
$$V_{\max} = 837,4 \text{ kN}$$

$$V_{\min} = -0,0 \text{ kN}$$

$$\Delta V_P = |V_{\max} - V_{\min}| = |837,4 - (-0,0)| = 837,4 \text{ kNm}$$

Rozptyl posouvající síly

$$\Delta V_{E2} = \Delta V_P * \lambda = 837,4 * 0,760 = \mathbf{636,4 \text{ kNm}}$$



$$M_{\max} = 475,4 \text{ kNm}$$

$$M_{\min} = -0,0 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_P = |M_{\max} - M_{\min}| = |475,4 - (-0,0)| = 475,4 \text{ kNm}$$

Rozptyl ohybového momentu
uprostřed rozpětí

$$\Delta M_{E2, \text{ lož}} = \Delta M_P * \lambda = 475,4 * 0,760 = \mathbf{361,3 \text{ kNm}}$$

$$V_{ED} = 636,4 \text{ kN}$$

$$M_{ED} = 361,3 \text{ kN}$$

MATERIÁLY:**Ocel:****S355**

f_{yk}	=	355 Mpa	Mez kluzu oceli
f_u	=	80 MPa	Mez pevnosti oceli
E_s	=	210 Gpa	Modul pružnosti oceli
ε	=	0.81	
β	=	1	Korelační součinitel
γ_{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	=	71 MPa	Mez pevnosti oceli
E_s	=	210 Gpa	Modul pružnosti oceli
ε	=	0.81	
R_{srovn}	=	61.74 Mpa	Srovnávací únosnost
$\sigma_{max, kolm,}$	=	61.74 MPa	Maximální normálové kolmé napětí

PRŮŘEZ - Svarový obrazec:

Ocelová část:	Celková výška ocelového nosníku h						=	1790	mm
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y´ [mm]	A [mm ²]	Sy [mm ³]	Io [mm ⁴]	A*y ² [mm ⁴]	
Dolní pásnice_1	0	0	0	0	0	0	0	0	
Dolní pásnice_2	1140	1140	40	20	45600	912000	6080000	18240000	
Dolní pásnice_3	0	0	0	40	0	0	0	0	
Stojna, výřez	0	0	100	90	0	0	0	0	
Stojna	12	12	1630	955	19560	18679800	4.33E+09	17839209000	
Horní pásnice_1	0	0	0	1770	0	0	0	0	
Horní pásnice_2	690	690	20	1780	13800	24564000	460000	43723920000	
Horní pásnice_3	0	0	0	1790	0	0	0	0	

A_a	=	78960 mm ²	Plocha ocelového průřezu
$C_{g,a}$	=	559 mm	Těžiště ocelového průřezu
I_{wy}	=	4.1E+10 mm ⁴	Moment setrvačnosti ocelového průřezu
$W_{wy,fd}$	=	7.4E+07 mm ³	Průřezový modul k okraji dolní pásnice
$W_{wy,fh}$	=	3.3E+07 mm ³	Průřezový modul k okraji horní pásnice
$W_{wy,wh}$	=	3.4E+07 mm ³	Průřezový modul k okraji svarů stojny nahoře
$W_{wy,wd}$	=	7.9E+07 mm ³	Průřezový modul k okraji svarů stojny dole
$A_{w,w}$	=	19560 mm ²	Plocha průřezu svarů stojny

Předpoklady pro posouzení:

Pásnice jsou namáhány pouze ohybovým momentem.

Stojna je namáhána posouvající silou i ohybovým momentem.

SVARY PŘIPOJUJÍCÍ STOJINU:

$\tau_{rovnov,w}$	=	32.54 Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	10.61 MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{kolm,w} = \tau_{kolm,w}$	=	7.50 MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí
σ_{srovn}	=	58.32 Mpa	Srovnávací napětí
σ_{srovn}	=	58.32 Mpa	< $R_{srovn} = 69.57$ Mpa VYHOVUJE
$\sigma_{kolm,w}$	=	7.50 Mpa	< $\sigma_{max,kolm,w} = 69.57$ Mpa VYHOVUJE

SVARY PŘIPOJUJÍCÍ HORNÍ PÁSNICI:

$\tau_{rovnov,w}$	=	0.00 Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	10.79 MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{kolm,w} = \tau_{kolm,w}$	=	7.63 MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí
σ_{srovn}	=	15.25 Mpa	Srovnávací napětí
σ_{srovn}	=	15.25 Mpa	< $R_{srovn} = 61.74$ Mpa VYHOVUJE
$\sigma_{kolm,w}$	=	7.63 Mpa	< $\sigma_{max,kolm,w} = 61.74$ Mpa VYHOVUJE

SVARY PŘIPOJUJÍCÍ DOLNÍ PÁSNICI:

$\tau_{rovno,w}$	=	0.00	Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)	
$\sigma_{M,w}$	=	4.90	MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)	
$\sigma_{kolm,w} = \tau_{kolm,w}$	=	3.47	MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí	
σ_{srovn}	=	6.93	Mpa	Srovnávací napětí	
σ_{srovn}	=	6.93	Mpa	<	$R_{srovn} = 61.74 \text{ Mpa}$ VYHOVUJE
$\sigma_{kolm,w}$	=	3.47	Mpa	<	$\sigma_{max,kolm,w} = 61.74 \text{ Mpa}$ VYHOVUJE

7.14 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)

$\lambda_1 = 0,66$

Součinitel poškození od dopravy ($L = 25 \text{ m}$, standartní kolejová doprava)

$\lambda_2 = 1,15$

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

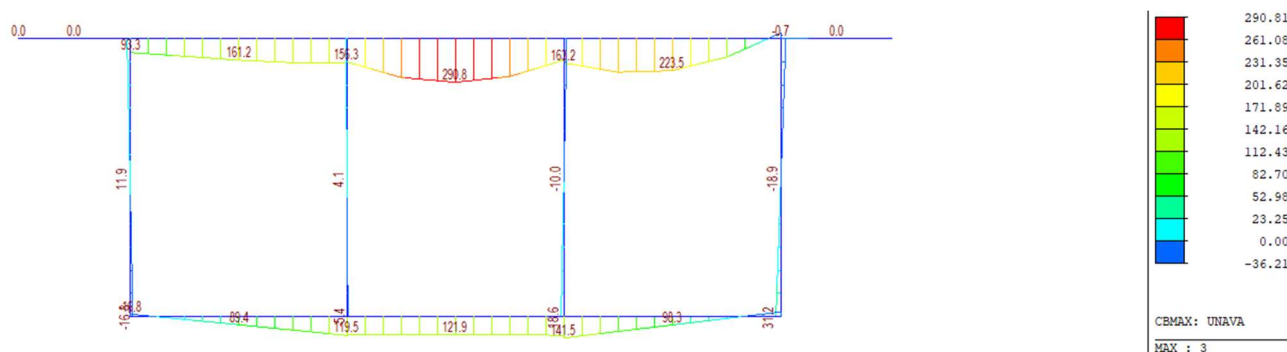
$\lambda_3 = 1,00$

Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)

$\lambda_4 = 1,00$

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

$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,66 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = 0,760 < \lambda_{\max} = 1,40$



$M_{\max} = 141,5 \text{ kNm}$

$M_{\min} = 0,0 \text{ kNm}$

$\Delta M_P = |M_{\max} - M_{\min}| = |141,5 - 0,0| = 141,5 \text{ kNm}$

Rozptyl ohybového momentu uprostřed rozpětí

$\Delta M_{E2, L/2} = \Delta M_P * \lambda = 141,5 * 0,760 = 107,54 \text{ kNm}$

Rozměr nosníku bude převzat z posudku nosníku na ohyb (viz. předchozí kapitoly).

PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:

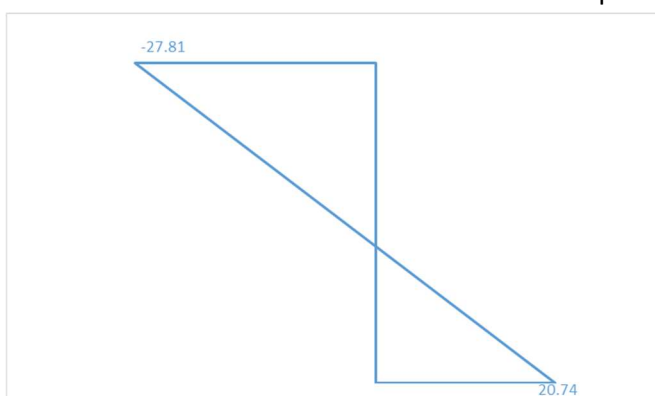
Ocelová část:	Celková výška ocelového nosníku h					=	550	mm
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y´ [mm]	A [mm ²]	Sy [mm ³]	Io [mm ⁴]	A*y´ ² [mm ⁴]
Dolní pásnice	400	400	25	17.5	10000	175000	520833.3	3062500
Stojna, část 1	16	16	505	277.5	8080	2242200	1.72E+08	622210500
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	300	300	20	540	6000	3240000	200000	1749600000

$A_a = 19160 \text{ mm}^2$ Plocha ocelového průřezu
 $C_{g,a} = 261 \text{ mm}$ Těžiště ocelového průřezu
 $I_{y,a} = 9.5E+08 \text{ mm}^4$ Moment setrvačnosti ocelového průřezu

A_a	=	24080 mm ²	Plocha ocelového průřezu
$C_{g,a}$	=	235 mm	Těžiště ocelového průřezu
$I_{y,a}$	=	1.2E+09 mm ⁴	Moment setrvačnosti ocelového průřezu

NAPĚTÍ - Krátkodobě:**Ocelová část:**

z_1	=	-235 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z_2	=	315 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
σ_1	=	20.74 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-27.81 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku



$$\Delta\sigma_s = 27,81 \text{ MPa} < \Delta\sigma_c = 90 / \gamma_M = 90 / 1,15 = 78,26 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c} = \frac{27,81}{78,26} = 0,355 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

7.15 Posouzení krčního svaru mezilehlého příčníku – napětí ve svaru

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

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

 $\lambda_1 = 0,66$

Součinitel poškození od dopravy ($L = 25 \text{ m}$, standartní kolejová doprava)

 $\lambda_2 = 1,15$

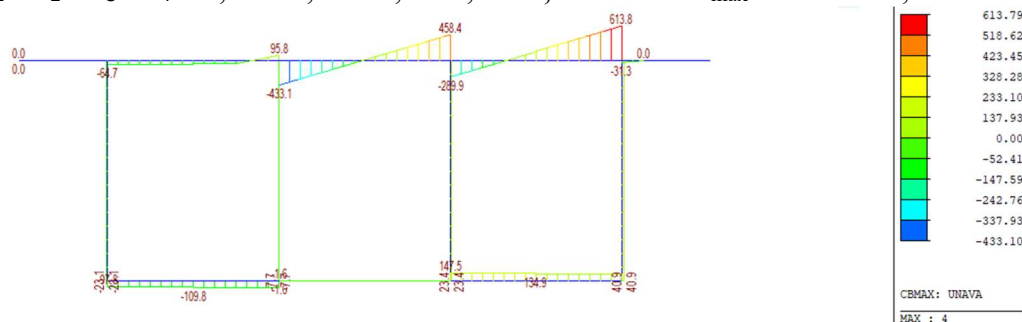
Součinitel objemu dopravy (Doprava $50 * 10^6 \text{ t/kolej}$)

 $\lambda_3 = 1,00$

Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)

 $\lambda_4 = 1,00$

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

 $\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,66 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = 0,760 < \lambda_{\max} = 1,40$

 $V_{\max} = 134,9 \text{ kN}$
 $V_{\min} = -0,0 \text{ kN}$
 $\Delta V_P = |V_{\max} - V_{\min}| = |134,9 - 0,0| = 134,9 \text{ kNm}$

Rozptyl posouvající síly

 $\Delta V_{E2, L/2} = \Delta V_P * \lambda = 134,9 * 0,760 = 102,524 \text{ kNm}$
 $V_{ed} = 102.524 \text{ kN}$

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:

 $I_{y,i} = 1.218E+09 \text{ mm}^4$

Moment setrvačnosti spřaž. ideálního průřezu

Dolní pásnice:

 $a = 4 \text{ mm}$

Účinná výška svaru

 $S_d = 2.174E+06 \text{ mm}^3$

Statický moment dolní pásnice

 $\tau_{II} = 22.873 \text{ Mpa}$

Smykové napětí ve svaru

Ve srovnávacím napětí:

 $3^{1/2} * \tau_{II} = 39.62 < \tau_{RD} = 69.57 \text{ Mpa}$

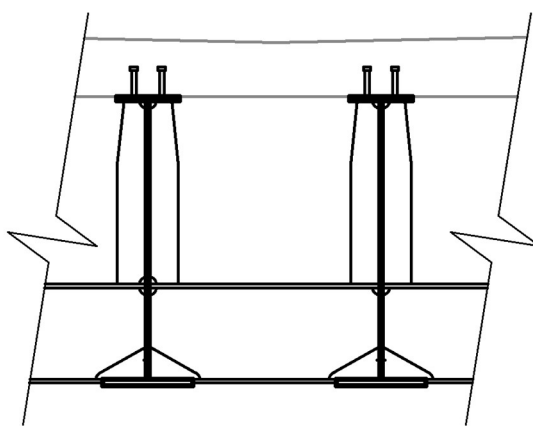
Využití: $0.57 < 1.00$ **VYHOVUJE**

Horní pásnice:

a	=	4	mm	Účinná výška svaru
S_h	=	1.830E+06	mm ³	Statický moment horní pásnice
τ_{II}	=	19.255	Mpa	Smykové napětí ve svaru

Ve srovnávacím napětí:

$3^{1/2} * \tau_{II}$	=	33.35	<	τ_{RD}	=	69.57	Mpa
Využití:		0.48	<	1.00		VYHOVUJE	

7.16 Posouzení krčního svaru mezilehlého příčníku v místě výřezu – napětí na pásnici

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

Δσ_c = 71 MPa

Únavová pevnost (detail 9 – podélný koutový svar nebo přerušovaný svar s výřezem o výšce do 60 mm)

$$\lambda_1 = 0,66$$

Součinitel poškození od dopravy (L = 25 m, standartní kolejová doprava)

$$\lambda_2 = 1,15$$

Součinitel objemu dopravy (Doprava 50 * 10⁶ t/ kolej)

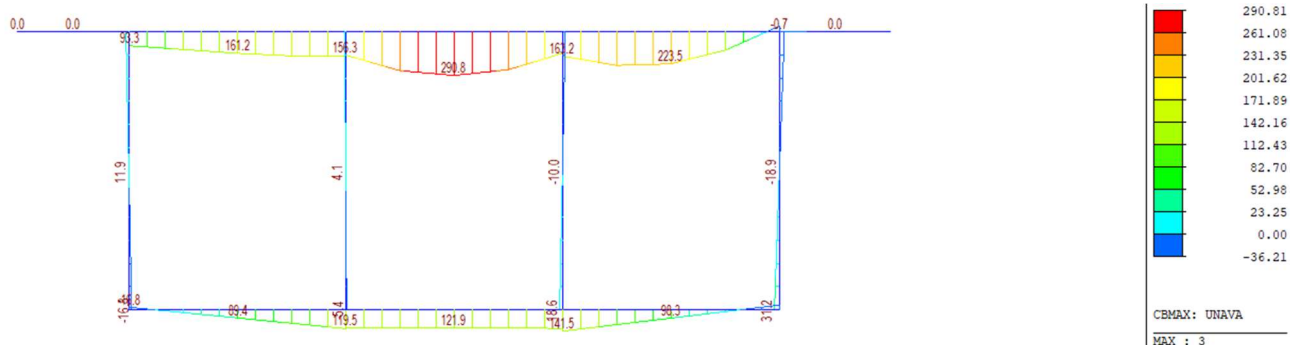
$$\lambda_3 = 1,00$$

Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)

$$\lambda_4 = 1,00$$

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

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,66 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = \mathbf{0,760} < \lambda_{\max} = 1,40$$



$$M_{\max} = 141,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\min} = 0,0 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_P = |M_{\max} - M_{\min}| = |141,5 - 0,0| = 141,5 \text{ kNm}$$

Rozptyl ohybového momentu
uprostřed rozpětí

$$\Delta M_{E2, L/2} = \Delta M_P * \lambda = 141,5 * 0,760 = 107,54 \text{ kNm}$$

Rozměr nosníku bude převzat z posudku nosníku na ohyb (viz. předchozí kapitoly).

PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:

Ocelová část:	Celková výška ocelového nosníku h						=	550	mm
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	Sy [mm ³]	Io [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]	
Dolní pásnice	400	400	25	17.5	10000	175000	520833.3	3062500	
Stojna, část 1	16	16	505	277.5	8080	2242200	1.72E+08	622210500	
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0	
Horní pásnice	300	300	20	540	6000	3240000	200000	1749600000	

$$A_a = 19160 \text{ mm}^2 \quad \text{Plocha ocelového průřezu}$$

$$C_{g,a} = 261 \text{ mm} \quad \text{Těžiště ocelového průřezu}$$

$$I_{y,a} = 9.5E+08 \text{ mm}^4 \quad \text{Moment setrvačnosti ocelového průřezu}$$

$$A_a = 24080 \text{ mm}^2 \quad \text{Plocha ocelového průřezu}$$

$$C_{g,a} = 235 \text{ mm} \quad \text{Těžiště ocelového průřezu}$$

$$I_{y,a} = 1.2E+09 \text{ mm}^4 \quad \text{Moment setrvačnosti ocelového průřezu}$$

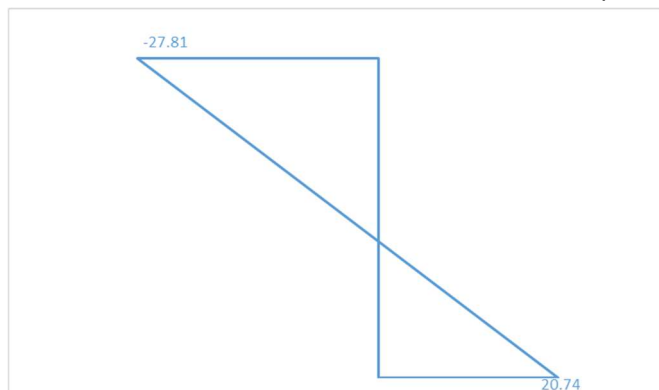
NAPĚTÍ - Krátkodobě:
Ocelová část:

$$z1 = -235 \text{ mm} \quad \text{Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku}$$

$$z2 = 315 \text{ mm} \quad \text{Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku}$$

$$\sigma1 = 20.74 \text{ MPa} \quad \text{Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku}$$

$$\sigma2.1 = -27.81 \text{ MPa} \quad \text{Napětí na horních vláknech ocelového nosníku}$$



$$\Delta \sigma_s = 20,74 \text{ MPa} < \Delta \sigma_c = 71 / \gamma_M = 71 / 1,15 = 61,74 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_c} = \frac{20,74}{61,74} = 0,336 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

7.16.1 Posouzení připojení metilehlého příčníku na hlavní nosník

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

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

$\Delta\sigma_c = 71 \text{ MPa}$ ($1/3 > r/l$)

Únavová pevnost (detail 4 – plech přivařený k hraně plechu nebo k pásnici nosníku); ($1/3 > r/l = 170/625$)

Podporový příčník bude k hlavnímu nosníku přivařen. Horní pásnice a stojina budou připojeny pomocí koutových svarů, dolní pásnice bude připojena pomocí tupého svaru. Připojení pásnic příčníků na pásnici hlavního nosníku bude provedeno se zaoblením o poloměru 170 mm.

$\lambda_1 = 0,66$

Součinitel poškození od dopravy ($L = 25 \text{ m}$, standartní kolejová doprava)

$\lambda_2 = 1,15$

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

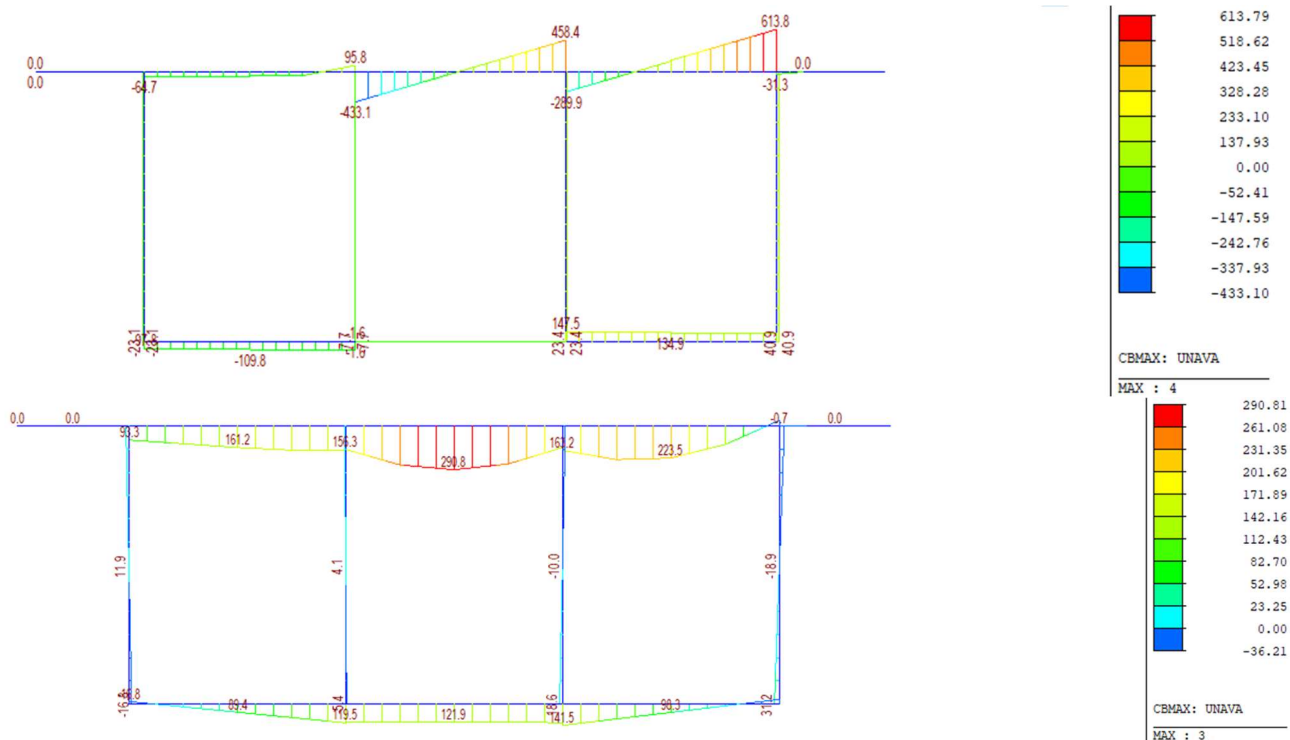
$\lambda_3 = 1,00$

Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)

$\lambda_3 = 1,00$

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

$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,66 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = 0,760 < \lambda_{\max} = 1,40$



$V_{\max} = 134,9 \text{ kN}$

$V_{\min} = -0,0 \text{ kN}$

$\Delta V_P = |V_{\max} - V_{\min}| = |134,9 - 0,0| = 134,9 \text{ kNm}$

Rozptyl posouvající síly

$\Delta V_{E2, L/2} = \Delta V_P * \lambda = 134,9 * 0,760 = 102,524 \text{ kNm}$

$$M_{\max} = 141,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\min} = 0,0 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_P = |M_{\max} - M_{\min}| = |141,5 - 0,0| = 141,5 \text{ kNm}$$

Rozptyl ohybového momentu
uprostřed rozpětí

$$\Delta M_{E2, L/2} = \Delta M_P * \lambda = 141,5 * 0,760 = 107,54 \text{ kNm}$$

MATERIÁLY:
Ocel:
S355

f_{yk}	=	355 Mpa	Mez kluzu oceli
f_u	=	80 MPa	Mez pevnosti oceli
E_s	=	210 Gpa	Modul pružnosti oceli
ε	=	0.81	

β	=	1	Korelační součinitel
γ_{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	=	71 MPa	Mez pevnosti oceli
E_s	=	210 Gpa	Modul pružnosti oceli
ε	=	0.81	

R_{srovn}	=	61.74 MPa	Srovnávací únosnost
$\sigma_{\max, kolm.}$	=	61.74 MPa	Maximální normálové kolmé napětí

PRŮŘEZ - Svarový obrazec:

Ocelová část:	Celková výška ocelového nosníku h						=	556	mm
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	Sy [mm ³]	Io [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]	
Dolní pásnice_1	0	0	0	0	0	0	0	0	
Dolní pásnice_2	400	400	25	12.5	10000	125000	520833.3	1562500	
Dolní pásnice_3	0	0	0	25	0	0	0	0	
Stojna, výřez	0	0	100	75	0	0	0	0	
Stojna	12	12	405	327.5	4860	1591650	66430125	521265375	
Horní pásnice_1	300	300	6	527	1800	948600	5400	499912200	
Horní pásnice_2	12	12	20	540	240	129600	8000	69984000	
Horní pásnice_3	300	300	6	553	1800	995400	5400	550456200	

A_a	=	18700 mm ²	Plocha ocelového průřezu
$C_{g,a}$	=	203 mm	Těžiště ocelového průřezu
I_{wy}	=	9.4E+08 mm ⁴	Moment setrvačnosti ocelového průřezu
$W_{wy,fd}$	=	4.6E+06 mm ³	Průřezový modul k okraji dolní pásnice
$W_{wy,fh}$	=	2.7E+06 mm ³	Průřezový modul k okraji horní pásnice
$W_{wy,wh}$	=	2.9E+06 mm ³	Průřezový modul k okraji svarů stojny nahoře
$W_{wy,wd}$	=	5.3E+06 mm ³	Průřezový modul k okraji svarů stojny dole
$A_{w,w}$	=	4860 mm ²	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	=	107.54 kNm	Ohybový moment
V_z	=	102.524 kN	Posouvající síla

SVARY PŘIPOJUJÍCÍ STOJINU:

$\tau_{rovnov,w}$	=	21.10 Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	37.37 MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{kolm,w} = \tau_{kolm,w}$	=	26.42 MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí
σ_{srovn}	=	64.25 Mpa	Srovnávací napětí
σ_{srovn}	=	64.25 Mpa	< $R_{srovn} = 69.57 \text{ Mpa}$ VYHOVUJE
$\sigma_{kolm,w}$	=	26.42 Mpa	< $\sigma_{max,kolm,w} = 69.57 \text{ Mpa}$ VYHOVUJE

SVARY PŘIPOJUJÍCÍ HORNÍ PÁSNICI:

$\tau_{rovnov,w}$	=	0.00 Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	40.34 MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{kolm,w} = \tau_{kolm,w}$	=	28.52 MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí

σ_{srovn} = 57.05 Mpa Srovnávací napětí

σ_{srovn} = 57.05 Mpa < R_{srovn} = 61.74 Mpa
VYHOVUJE

$\sigma_{kolm,w}$ = 28.52 Mpa < $\sigma_{max,kolm,w}$ = 61.74 Mpa
VYHOVUJE

SVARY PŘIPOJUJÍCÍ DOLNÍ PÁSNICI:

$\tau_{rovnov,w}$ = 0.00 Mpa Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)

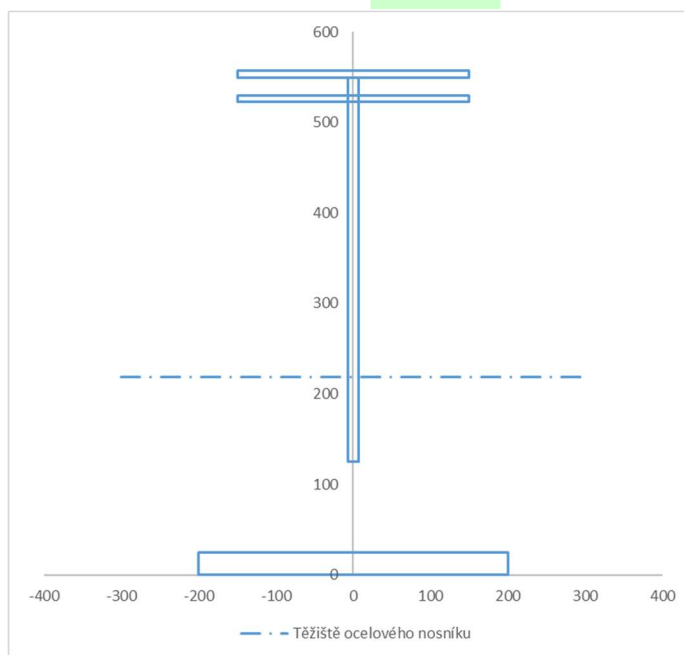
$\sigma_{M,w}$ = 23.14 MPa Normálové napětí (vliv ohybového momentu)

$\sigma_{kolm,w} = \tau_{kolm,w}$ = 16.36 MPa Normálové kolmé a smykové kolmé napětí

σ_{srovn} = 32.73 Mpa Srovnávací napětí

σ_{srovn} = 32.73 Mpa < R_{srovn} = 61.74 Mpa
VYHOVUJE

$\sigma_{kolm,w}$ = 16.36 Mpa < $\sigma_{max,kolm,w}$ = 61.74 Mpa
VYHOVUJE



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. 0,0041 m = **4,10 mm**, jedná se však o rovnoměrné naklopení celého mostu.

$w_{g+LM71} = 0,0622 \text{ m} = \mathbf{62,2 \text{ mm}}$

8.1.2 Kvazistálá kombinace

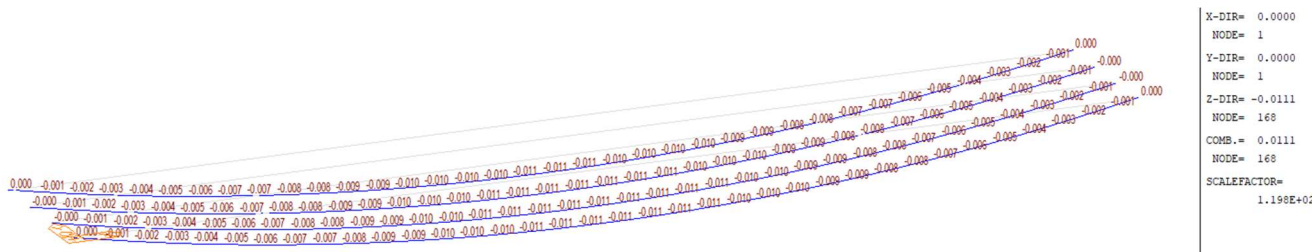
Kvazistálé kombinace jsou dvě - gr 11 – hlavní zatížení je LM71 a gr 16 – hlavní zatížení je SW/2. Je uvedena jejich obálka.



Nerovnoměrný průhyb mezi dvěma sousedními nosníky je max. 0,0013 m = **1,30 mm**.

$w_g = 0,0200 \text{ m} = \mathbf{20,0 \text{ mm}}$

8.1.3 Dodatečný průhyb od smršťování a dotvarování spřažené desky



Nerovnoměrný průhyb mezi dvěma sousedními nosníky je max. 0,000 m = **0,0 mm**.

$w_{sh+cr} = 0,0111 \text{ m} = \mathbf{11,1 \text{ mm}}$

8.1.4 Průhyb nosníků pouze od vlastní tíhy ocelové konstrukce a betonové desky



```
X-DIR= 0.0000
NODE= 1
Y-DIR= 0.0000
NODE= 1
Z-DIR= -0.0061
NODE= 1118
COMB.= 0.0061
NODE= 1118
SCALEFACTOR=
2.170E+02
```

$$w_{g0} = 0,0061 \text{ m} = \mathbf{6,10 \text{ mm}}$$

8.1.5 Průhyb nosníků pouze od dopravy (LM71)



```
X-DIR= 0.0000
NODE= 1
Y-DIR= 0.0000
NODE= 1
Z-DIR= -0.0225
NODE= 118
COMB.= 0.0226
NODE= 118
SCALEFACTOR=
5.879E+01
```

$$w_{LM71} = 0,0226 \text{ m} = \mathbf{22,60 \text{ mm}}$$

8.1.6 Celkový průhyb mostu

$$\text{Celkový průhyb mostu } w_{\text{celk}} = w_{g+LM71} + w_{sh+cr} = 62,20 \text{ mm} + 11,10 \text{ mm} = \mathbf{73,3 \text{ mm}}$$

$$w_{\text{max}} = L/600 = 26,50/600 = 0,0442 \text{ m} = 44,20 \text{ mm}$$

$$\frac{w}{w_{\text{max}}} = \frac{73,30}{44,20} = \mathbf{1,659 > 1,00}$$

Navržený most **NEVYHOVUJE**. Je nutné navrhnout nadvýšení.

8.1.7 Nadvýšení nosné konstrukce

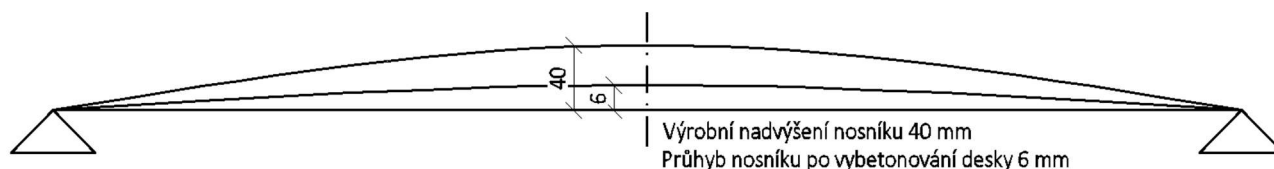
Dle čl. 6.6(1) normy ČSN 73 6205 Navrhování ocelových mostů se nadvýšení mostu navrhne:

- 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.

$$\text{Nadvýšení } w_c = w_g + w_{sh+cr} + 0,25 * w_{LM71} = 20,00 + 11,10 + 0,25 * 22,60 = \mathbf{36,75 \text{ mm}}$$

Je navržena hodnota nadvýšení 40 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 α , ale s dynamickým součinitelem ϕ_3 .

$$w_{p,lim,0} = L/1000 = 26,5/1000 = 0,0265 \text{ m} = 26,5 \text{ mm}$$

$$k = 0,70$$

$$w_{p,lim,2} = w_{p,lim,0} * k = 26,5 * 0,70 = 18,6 \text{ mm}$$

Základní limitní průhyb od dopravy interpolovaný pro délku mostu 25 m a rychlost 145 km/h

Součinitel uspořádání NK (prostý nosník s jedním otvorem)

Limitní průhyb od dopravy



$$w_{LM71,\alpha} = 0,0225 \text{ m}$$

$$w_{LM71} = 0,0225/\alpha = 0,0225/1,21 = 0,0186 \text{ m}$$

Průhyb od LM71 na jedné koleji

Průhyb od LM71 na jedné koleji bez klasifikačního součinitele α

$$w_{LM71} = 18,6 \text{ mm} \leq w_{p,lim,2} = 18,6 \text{ mm}$$

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.

$$n_{0,max} = 94,76 * L^{-0,748} = 94,76 * 26,5^{-0,748} = 8,167 \text{ Hz}$$

$$n_{0,min} = 23,58 * L^{-0,592} = 23,58 * 26,5^{-0,592} = 3,388 \text{ Hz}$$

Horní mez pro 1. vlastní frekvenci (pro $4 \text{ m} < L < 100 \text{ m}$)

Dolní mez pro 1. vlastní frekvenci (pro $20 \text{ m} < L < 100 \text{ m}$)

$$w_g = 0,0200 \text{ m} = 20,00 \text{ mm}$$

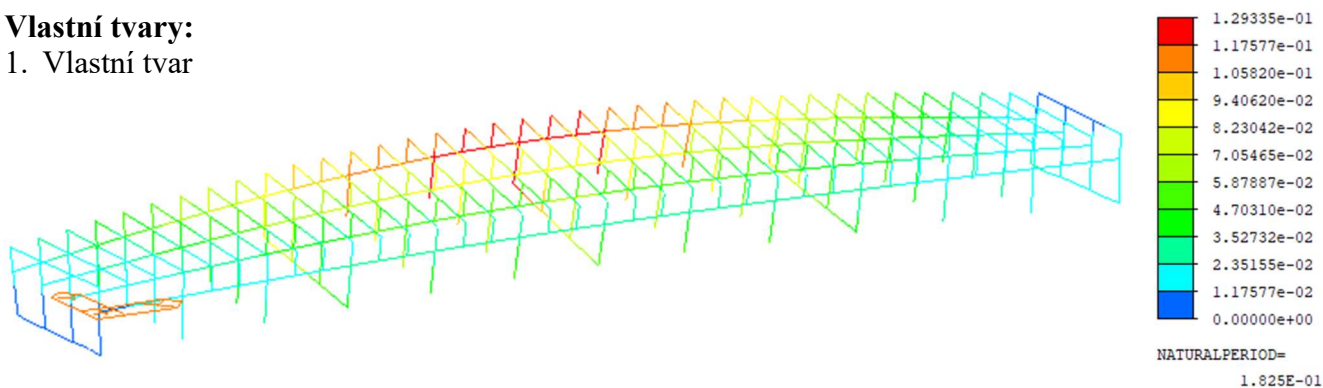
$$n_0 = \frac{17,75}{\sqrt{w_g}} = \frac{17,75}{\sqrt{20,0}} = 3,969 \text{ Hz}$$

Průhyb od stálého zatížení

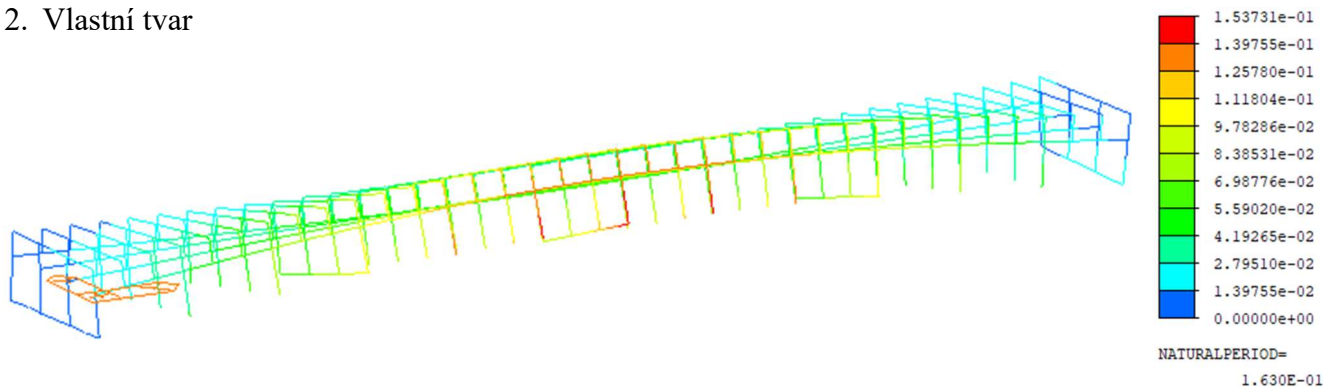
Zjednodušeně určená vlastní frekvence (dle 1991-2, 6.3)

Vlastní tvary:

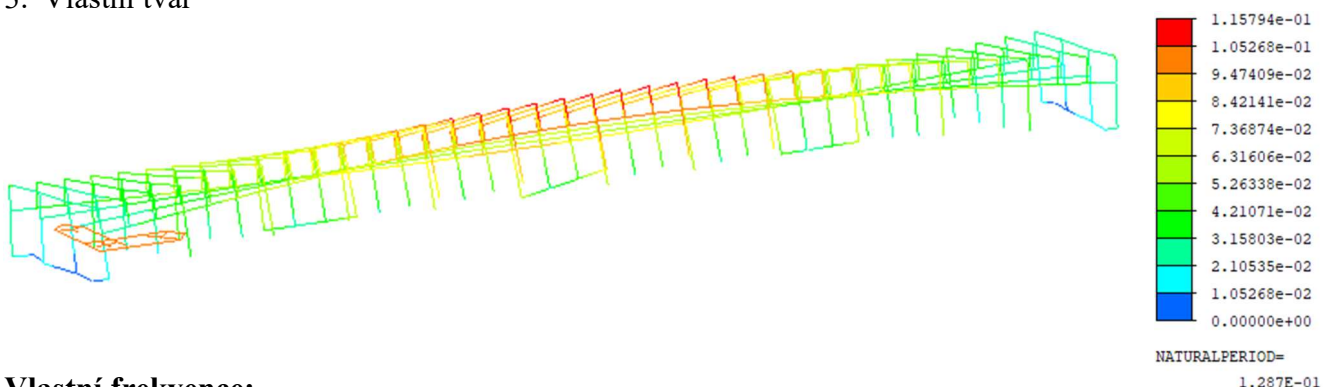
1. Vlastní tvar



2. Vlastní tvar



3. Vlastní tvar



Vlastní frekvence:

EIGENVALUE ANALYSIS					
Mode No	Frequency		Period (sec)	Tolerance	
	(rad/sec)	(cycle/sec)			
1	34.435961	5.480653	0.182460	0.0000e+00	
2	38.535764	6.133157	0.163048	0.0000e+00	
3	48.811183	7.768541	0.128724	0.0000e+00	
4	53.746367	8.554000	0.116904	0.0000e+00	
5	107.549875	17.117094	0.058421	0.0000e+00	

$n_0 = 5,481 \text{ Hz}$

$n_1 = 6,133 \text{ Hz}$

$n_2 = 7,769 \text{ Hz}$

$n_{0,\min} = 3,388 \text{ Hz} < n_0 = 5,481 \text{ Hz} < n_{0,\max} = 8,167 \text{ Hz}$

$n_{0,\min} = 3,388 \text{ Hz} < n_1 = 6,133 \text{ Hz} < n_{0,\max} = 8,167 \text{ Hz}$

$n_{0,\min} = 3,388 \text{ Hz} < n_2 = 7,769 \text{ Hz} < n_{0,\max} = 8,167 \text{ Hz}$

VYHOVUJE, konstrukce není náchylná k rezonancím

8.4 Omezení trhlin ve spřažené desce

Omezení trhlin spřažené betonové desky bude provedeno jak v podélném, tak v příčném směru pro častou kombinaci.

8.4.1 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.

8.4.2 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.

8.5 Posouzení pohybů mostu a návrh ložisek a mostních závěrů

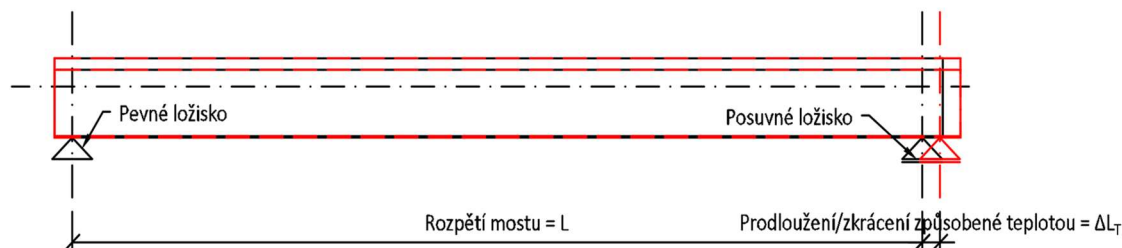
Výpočet podélného přetvoření zahrnuje:

- 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

8.5.1 Prodloužení od teploty

Prodloužení od teploty:

L	=	26.5	m	Rozpětí konstrukce
$\Delta T_{N,noc}$	=	-39.5	°C	
$\Delta T_{N,exp}$	=	32.5	°C	
α_c	=	1.00E-05	K ⁻¹	Součinitel teplotní roztažnosti betonu
α_s	=	1.20E-05	K ⁻¹	Součinitel teplotní roztažnosti betonu
α	=	1.10E-05	K ⁻¹	Průměrný součinitel teplotní roztažnosti
ΔT^-	=	$\Delta T_{N,noc} - 20$	°C	Ochlazení nosné konstrukce
ΔT^+	=	$\Delta T_{N,exp} + 20$	°C	Oteplení nosné konstrukce
ΔL_T^+	=	$\alpha * L * \Delta T_{N,exp}$	1.53E-02 m	Prodloužení nosné konstrukce
ΔL_T^-	=	$\alpha * L * \Delta T_{N,con}$	-1.73E-02 m	Zkrácení nosné konstrukce



8.5.2 Prodloužení od smrštění spřažené desky

Prodloužení od smršťování spřažené desky:

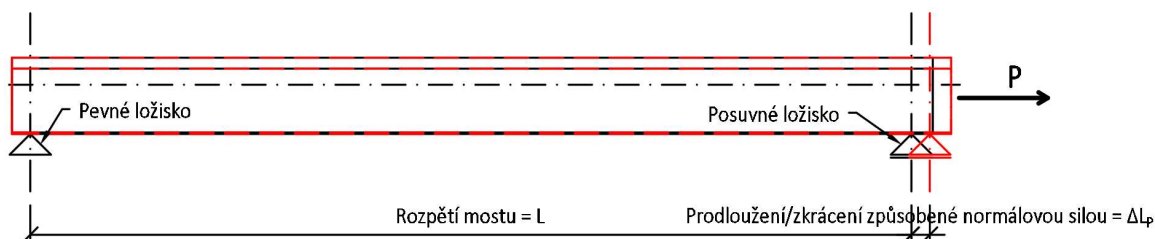
A_s	=	0.246	m ²	Plocha ocelové části konstrukce
A_c	=	1.67	m ²	Plocha betonové části nosné konstrukce
E_s	=	200	GPa	Modul pružnosti oceli
E_c	=	30	GPa	Modul pružnosti betonu
ϵ_{cs}	=	-2.99E-04		Poměrné zkrácení betonové desky od smršťování

N_{ecs}	$= \epsilon_{cs} * A_c * E_c$	$= -1.50E+04 \text{ kN}$	To odpovídá síle působící na celý most
ϵ_{cs}	$= N_{ecs} / (A_c * E_c + A_s * E_s)$	$= -0.0001511$	Poměrné zkrácení celého mostu
Δl_{cs}^-	$= \epsilon_{cs} * L$	$= -0.004004 \text{ m}$	Zkrácení mostu od smršťování

8.5.3 Prodloužení od normálové síly vlivem zatížení

Prodloužení od normálové síly vlivem zatížení:

Q_{lak}	$=$	33	Rozjezdové/Brzdě síly
α	$=$	1.21	Korelační součinitel
$N_{x,max}$	$= Q_{lak} * L * \alpha$	$= 1058.145 \text{ kN}$	Normálová síla od vodorovných sil
ϵ_{Nx}	$= N_{x,max} / (A_c * E_c + A_s * E_s)$	$= 1.0656E-05$	Poměrné zkrácení celého mostu
Δl_{Nx}^-	$= \epsilon_{cs} * L$	$= -2.82E-04 \text{ m}$	Zkrácení mostu od normálové síly
Δl_{Nx}^+	$= \epsilon_{cs} * L$	$= 2.82E-04 \text{ m}$	Prodloužení mostu od normálové síly



8.5.4 Prodloužení od pootočení nosné konstrukce

Prodloužení od pootočení nosné konstrukce

h	$=$	2.06	m	Výška nosníku
$z_{cg,d}$	$=$	1.33	m	Výška těžiště k dolním vláknům
$z_{cg,h}$	$= h - z_{cg,d}$	0.73	m	Výška těžiště k horním vláknům
$\alpha_{vl,t}$	$=$	0.000723	rad	Pootočení od vlastní tíhy konstrukce
$\alpha_{ts,sup}$	$=$	0.001719	rad	pootočení od ostatního stálého (sup)
$\alpha_{ts,inf}$	$=$	0.001077	rad	pootočení do ostatního stálého (inf)
α_e	$=$	0.001656	rad	pootočení od smršťování
$\alpha_{doprava}$	$=$	0.002714	rad	Pootočení od dopravy (max)
$\alpha_{doprava}$	$=$	0	rad	Pootočení od dopravy (min)
α_T	$=$	0.0007	rad	Pootočení od teploty (max)
α_T	$=$	-0.0007	rad	Pootočení od teploty (min)
α_v	$=$	0.00018	rad	Pootočení od větru (max)
α_v	$=$	-0.00018	rad	Pootočení od větru (min)

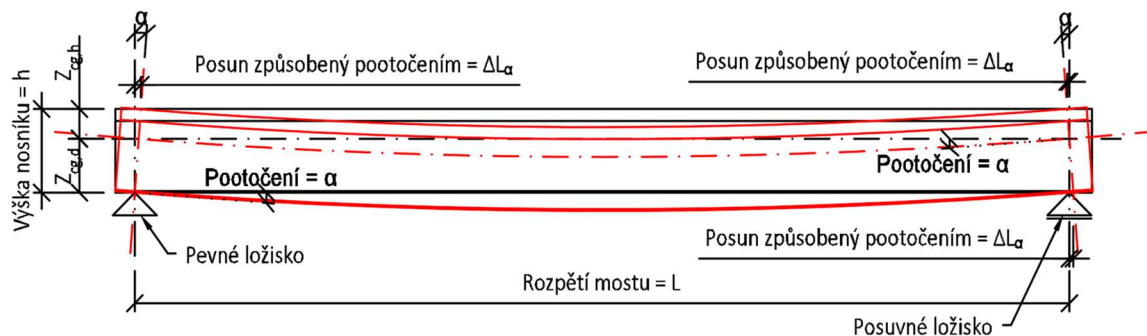
Pro dilatační závěry:

$\alpha_{lt,max}$	$= \alpha_{ts,sup} + \alpha_e$	$= 0.003375$	rad	Maximální dlouhodobé pootočení (bez vlastní tíhy)
$\alpha_{lt,min}$	$= \alpha_{ts,inf} + \alpha_e$	$= 0.002733$	rad	Minimální dlouhodobé pootočení (bez vlastní tíhy)

$\alpha_{lt,max}$	$= \alpha_{doprava} + \alpha_T + \alpha_v$	$= 0.003594$	rad	Maximální krátkodobé pootočení
$\alpha_{st,min}$	$= \alpha_{doprava} + \alpha_T + \alpha_v$	$= -0.00088$	rad	Minimální krátkodobé pootočení
α_{max}	$= \alpha_{lt,max} + \alpha_{st,max}$	$= 0.006969$	rad	Maximální pootočení
α_{min}	$= \alpha_{lt,min} + \alpha_{st,min}$	$= 0.001853$	rad	Minimální pootočení

Pro ložiska:

$\alpha_{lt,max}$	$= \alpha_{vl,t} + \alpha_{ts,sup} + \alpha_\varepsilon$	$= 0.004098$	rad	Maximální dlouhodobé pootočení
$\alpha_{lt,min}$	$= \alpha_{vl,t} + \alpha_{ts,inf} + \alpha_\varepsilon$	$= 0.003456$	rad	Minimální dlouhodobé pootočení
$\alpha_{lt,max}$	$= \alpha_{doprava} + \alpha_T + \alpha_v$	$= 0.003594$	rad	Maximální krátkodobé pootočení
$\alpha_{st,min}$	$= \alpha_{doprava} + \alpha_T + \alpha_v$	$= -0.00088$	rad	Minimální krátkodobé pootočení
α_{max}	$= \alpha_{lt,max} + \alpha_{st,max}$	$= 0.007692$	rad	Maximální pootočení
α_{min}	$= \alpha_{lt,min} + \alpha_{st,min}$	$= 0.002576$	rad	Minimální pootočení



$\Delta l_{a,1}^-$	$= -tg(\alpha_{max}) * h$	$= -1.44E-02$	m	Zkrácení nosné konstrukce pro mostní zavr u pevného ložiska
$\Delta l_{a,1}^+$	$= -tg(\alpha_{min}) * h$	$= 0.00E+00$	m	Prodloužení nosné konstrukce pro mostní zavr u pevného ložiska
$\Delta l_{a,2}^-$	$= -tg(\alpha_{max}) * z_{cg,h}$	$= -5.09E-03$	m	Zkrácení nosné konstrukce pro mostní zavr u posuvného ložiska
$\Delta l_{a,2}^+$	$= -tg(\alpha_{min}) * z_{cg,h}$	$= 0.00E+00$	m	Prodloužení nosné konstrukce pro mostní zavr u posuvného ložiska
$\Delta l_{a,3}^+$	$= tg(\alpha_{max}) * z_{cg,d}$	$= 1.02E-02$	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

8.5.5 Posuny pro mostní zavr u pevného ložiska

Posuny pro mostní zavr u pevného ložiska:

Δl^-	$= \Delta l_{a,1}^-$	$= -1.44E-02$	m	Maximální zkrácení konstrukce (MSP)
Δl^+	$= \Delta l_{a,1}^+$	$= 0.00E+00$	m	Maximální prodloužení konstrukce (MSP)
Δl	$= \Delta l^- + \Delta l^+$	$= 1.44E-02$	m	Celkové dilatační posuny (MSP)
Δl^-	$= \Delta l_{a,1}^- * 1.45$	$= -2.08E-02$	m	Maximální zkrácení konstrukce (MSÚ)
Δl^+	$= \Delta l_{a,1}^+ * 1.45$	$= 0.00E+00$	m	Maximální prodloužení konstrukce (MSÚ)
Δl	$= \Delta l^- + \Delta l^+$	$= 2.08E-02$	m	Celkové dilatační posuny (MSÚ)

8.5.6 Posuny pro mostní závěr u posuvného ložiska

Posuny pro mostní závěr u posuvného ložiska:

Δl^-	$= \Delta l_T^- + \Delta l_{cs}^- + \Delta l_N^- + \Delta l_{\alpha,2}^-$	$= -2.67E-02 \text{ m}$	Maximální zkrácení konstrukce (MSP)
Δl^+	$= \Delta l_T^+ + \Delta l_N^+ + \Delta l_{\alpha,1}^+$	$= 1.56E-02 \text{ m}$	Maximální prodloužení konstrukce (MSP)
Δl	$= \Delta l^- + \Delta l^+$	$= 4.23E-02 \text{ m}$	Celkové dilatační posuny (MSP)
Δl^-	$= (\Delta l_T^- + \Delta l_{cs}^- + \Delta l_N^- + \Delta l_{\alpha,2}^-) * 1.45$	$= -3.87E-02 \text{ m}$	Maximální zkrácení konstrukce (MSÚ)
Δl^+	$= (\Delta l_T^+ + \Delta l_N^+ + \Delta l_{\alpha,1}^+) * 1.45$	$= 2.26E-02 \text{ m}$	Maximální prodloužení konstrukce (MSÚ)
Δl	$= \Delta l^- + \Delta l^+$	$= 6.13E-02 \text{ m}$	Celkové dilatační posuny (MSÚ)

8.5.7 Posuny pro posuvné ložisko

Posuny pro posuvné ložisko:

Δl^-	$= \Delta l_T^- + \Delta l_{cs}^- + \Delta l_N + \Delta l_{\alpha,3}^-$	$= -2.16E-02 \text{ m}$	Maximální zkrácení konstrukce (MSP)
Δl^+	$= \Delta l_T^+ + \Delta l_N + \Delta l_{\alpha,3}^+$	$= 2.58E-02 \text{ m}$	Maximální prodloužení konstrukce (MSP)
Δl	$= \Delta l^- + \Delta l^+$	$= 4.74E-02 \text{ m}$	Celkové dilatační posuny (MSP)
Δl^-	$= (\Delta l_T^- + \Delta l_{cs}^- + \Delta l_N + \Delta l_{\alpha,3}^-) * 1.45$	$= -3.14E-02 \text{ m}$	Maximální zkrácení konstrukce (MSÚ)
Δl^+	$= (\Delta l_T^+ + \Delta l_N + \Delta l_{\alpha,3}^+) * 1.45$	$= 3.74E-02 \text{ m}$	Maximální prodloužení konstrukce (MSÚ)
Δl	$= \Delta l^- + \Delta l^+$	$= 6.88E-02 \text{ m}$	Celkové dilatační posuny (MSÚ)

8.5.8 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	40
závěr u posuvného ložiska	80

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]	24	26	27	29	30	31	33	34	36	37
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

8.5.9 Požadavky na ložiska

POŽADAVKY NA POSUVNÉ LOŽISKO			
Reakce v ložisku			
		Charakteristické	Návrhové
Svislá maximální	V_{\max} [kN]	2800	3900
Svislá minimální	V_{\min} [kN]	250	200
Vodorovná podélná	H_l [kN]	-	-
Vodorovná příčná	H_q [kN]	1000	1450
Mezní pohyby			
		+	-
Podélný posun	E_l [mm]	50	40
Příčný posun	E_q [mm]	0	0
Pootočení	φ [mrad]	0	7.69

POŽADAVKY NA PEVNÉ LOŽISKO			
Reakce v ložisku			
		Charakteristické	Návrhové
Svislá maximální	V_{\max} [kN]	2800	3900
Svislá minimální	V_{\min} [kN]	250	200
Vodorovná podélná	H_l [kN]	500	700
Vodorovná příčná	H_q [kN]	1000	1450
Mezní pohyby			
		+	-
Podélný posun	E_l [mm]	0	0
Příčný posun	E_q [mm]	0	0
Pootočení	φ [mrad]	0	7.69

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}		$Z_{LM71,lim}$		
Krátkodobé působení											
1/2 * L	335	4797.63	7196.66	92.186	105.76	87.40	2.78	>	1.00	VYHOVUJE	
Dlouhodobé působení (vliv dotvarování)											
1/2 * L	335	4797.63	7196.66	101.085	105.76	87.40	2.68	>	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}		$Z_{LM71,lim}$		
Krátkodobé působení											
1/2 * L	-17	4797.63	7196.66	-6.1174	-10.48	-8.66	1.26	>	1.00	VYHOVUJE	
Dlouhodobé působení (vliv dotvarování)											
1/2 * L	-17	4797.63	7196.66	-4.9374	-10.48	-8.66	1.39	>	1.00	VYHOVUJE	
Zatížitelnost ve smyku - Hlavní nosník											
	Průřez	V_{RD} [kN]	$V_{ED,G}$ [kNm]	$V_{ED,71}$ [kNm] ($\alpha=1.21$)	$V_{VED,71}$ [kNm] ($\alpha=1.0$)	Z_{LM71}		$Z_{LM71,lim}$			
	Podpora	5718.4	813.56	1068.74	883.26	5.55	>	1.00	VYHOVUJE		
Zatížitelnost koutových krčných svarů hlavního nosníku											
Průřez	τ_{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}		$Z_{LM71,lim}$		
Krátkodobé působení											
Podpora	362.96	813.56	1068.74	36.808	48.354	39.96	8.16	>	1.00	VYHOVUJE	
Dlouhodobé působení (vliv dotvarování)											
Podpora	362.96	813.56	1068.74	33.773	44.336	36.64	8.98	>	1.00	VYHOVUJE	
Zatížitelnost spřahovacích trnů hlavního nosníku											
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	1128	813.56	1068.74	368.88	484.58	400.48	1.90	>	1.00	VYHOVUJE	
Oblast 2	752	499.8	841.6	226.61	381.59	315.36	1.67	>	1.00	VYHOVUJE	
Oblast 3	752	216.9	464.5	98.34	210.61	174.06	3.76	>	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	84.2	31.1	22.6	18.7	2.84	>	1.00	VYHOVUJE		
Pohodlí cestujících	1/2 * L	18.6	0	18.6	18.6	1.00	>	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	104.11	-5.81	77.58	64.12	1.71	>	1.00	VYHOVUJE	
	Horní líc	-104.11	-17.53	-6.70	-5.54	15.64	>	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] ($\alpha=1.00$)	Z_{LM71}		$Z_{LM71,lim}$		
	Podpora	210.25	28.91	164.60	136.04	1.33	>	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	-4.30	53.47	0.8	9.8	8.11	2.32	>	1.00
	Horní líc	-18	-12.98	-4.64	-2.4	0.9	0.70	22.20	>	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	-405	-1335.2	14.85	48.95	40.45	8.16	>	1.00
	1/2 * L	345	-108.6	1592.8	-1.48	21.83	18.04	19.20	>	1.00
Dlouhodobé působení (vliv dotvarování)										
	1/2 * L	345	-108.6	1592.8	2.1	-30.81	-25.46	13.47	>	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	-17	-108.6	1592.8	0.23	-3.39	-2.80	6.15	>	1.00
Dlouhodobé působení (vliv dotvarování)										
	1/2 * L	-17	-108.6	1592.8	0.14	-2.1	-1.74	9.88	>	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	6670.5	552.6	3325.2	2748.10	2.23	>	1.00	VYHOVUJE	
Zatížitelnost koutových krčních svarů podporového příčníku										
	Průřez	τ_{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	552.6	3325.2	26.39	158.83	131.26	2.56	>	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	4135.8	552.6	3325.2	572.7	3446.1	2848.02	1.25	>	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	51.74	299.63	247.63	1.26	>	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	-16.9	198.8	-4.37	51.41	42.49	8.22	>	1.00
Zatížitelnost ve smyku - Mezilehlý příčník										
	Průřez	V_{RD} [kN]	$V_{ED,G}$ [kNm]	$V_{VED,71}$ [kNm] ($\alpha=1.21$)	$V_{VED,71}$ [kNm] ($\alpha=1.0$)	Z_{LM71}		$Z_{LM71,lim}$		
	Podpora	1505.5	-17.7	197	162.81	9.36	>	1.00	VYHOVUJE	
Zatížitelnost koutových krčních svarů mezilehlého příčníku										
	Průřez	τ_{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	-17.7	197	-6.53	73.13	60.44	6.11	>	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	8.96	105.46	87.16	4.06	>	1.00	VYHOVUJE	
	Stojna	362.96	10.43	120.31	99.43	3.55	>	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	62.05	1.96	>	1.00	VYHOVUJE
Tupý svar hlavního nosníku	1/3 L	69.58	0	47.35	1.47	>	1.00	VYHOVUJE
Koutový krční svar hlavního nosníku - svar	Podpora	69.57	0	44.01	1.58	>	1.00	VYHOVUJE
Koutový krční svar hlavního nosníku v místě výřezu - pásnice	1/2 * L	61.74	0	45.69	1.35	>	1.00	VYHOVUJE
Příčná výtzuha hlavního nosníku - pásnice + stojna	1/2 * L	69.57	0	54.12	1.29	>	1.00	VYHOVUJE
Spřahovací trny	Oblast 1 [kN]	298.6	0	254.04	1.18	>	1.00	VYHOVUJE
	Oblast 2 [kN]	199.1	0	197.02	1.01	>	1.00	VYHOVUJE
	Oblast 3 [kN]	199.1	0	154.28	1.29	>	1.00	VYHOVUJE
Tupý svar podporového příčnicku	1/2 * L	69.58	0	7.99	8.71	>	1.00	VYHOVUJE
Tupý svar podporového příčnicku	U ložiska	69.58	0	17.91	3.88	>	1.00	VYHOVUJE
Koutový krční svar podpor. příčnicku - svar	U ložiska	69.57	0	67.53	1.03	>	1.00	VYHOVUJE
Koutový krční svar podpor. příčnicku - pásnice	U ložiska	108.7	0	17.91	6.07	>	1.00	VYHOVUJE
Koutový krční svar podpor. příčnicku v místě výřezu - pásnice	U ložiska	61.74	0	17.91	3.45	>	1.00	VYHOVUJE
Příčná výtzuha podporového příčnicku - pásnice + stojna	U ložiska	69.57	0	17.91	3.88	>	1.00	VYHOVUJE
Připojení podpor. příčnicku na hl. n.	Stojna	69.57	0	58.32	1.19	>	1.00	VYHOVUJE
	Pásnice	61.74	0	15.25	4.05	>	1.00	VYHOVUJE
Tupý svar mezilehlého příčnicku		78.26	0	27.81	2.81	>	1.00	VYHOVUJE
Koutový krční svar mezileh. příčnicku - svar		69.57	0	39.62	1.76	>	1.00	VYHOVUJE
Koutový krční svar mezileh. příčnicku v místě výřezu - pásnice		61.74	0	20.74	2.98	>	1.00	VYHOVUJE
Připojení mezileh. příčnicku na hl. n.	Stojna	69.57	0	64.25	1.08	>	1.00	VYHOVUJE
	Pásnice	61.74	0	57.05	1.08	>	1.00	VYHOVUJE

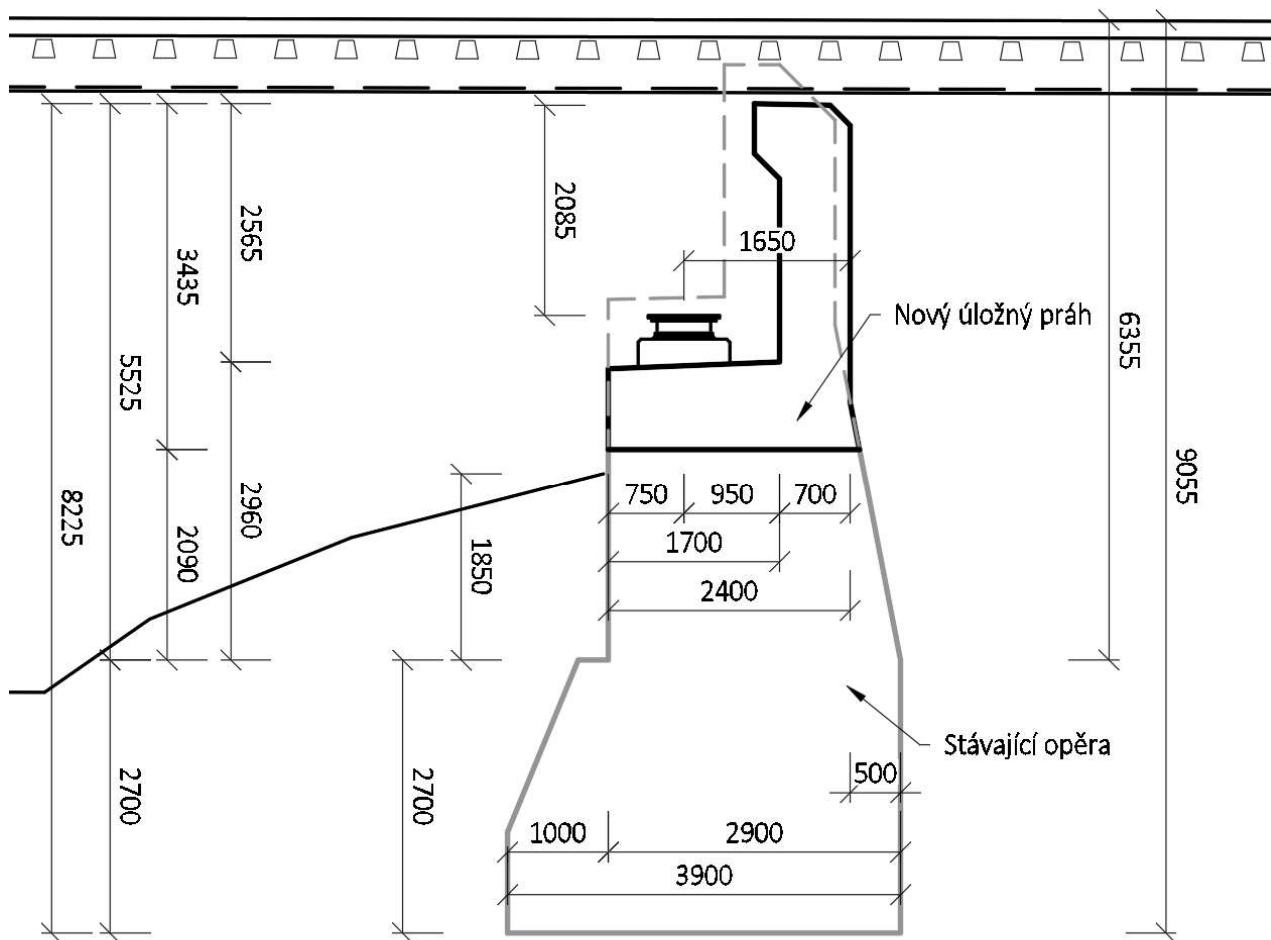
SO 12-20-07 - Zatížitelnost nové opěry s posuvným ložiskem

	Únosnost	Účinek od stálého zatížení	Účinek celkový	Účinek od dopravy ($\alpha=1.21$)	Účinek od dopravy ($\alpha=1.00$)	Z_{LM71}		Z_{lim}	
Překlopení [kNm]	3099.54	140.02	420.06	280.04	231.44	12.79	>	1.00	VYHOVUJE
Posunutí [kN]	719.50	49.31	147.92	98.61	81.50	8.22	>	1.00	VYHOVUJE
Excentricita základu [% šířky]	0.33	0.03	0.10	0.06	0.05	5.76	>	1.00	VYHOVUJE
Základová půda [kPa]	800.00	174.38	523.14	348.76	288.23	2.17	>	1.00	VYHOVUJE
Dřík opěry - ohyb [kNm]	8545.05	632.33	1239.57	607.24	501.85	15.77	>	1.00	VYHOVUJE
Dřík opěry - smyk [kN]	785.18	167.24	318.59	151.35	125.08	4.94	>	1.00	VYHOVUJE
Závěrná zídka - ohyb [kNm]	630.05	135.78	407.35	271.57	224.44	2.20	>	1.00	VYHOVUJE
Závěrná zídka - smyk [kN]	237.70	67.25	201.74	134.49	111.15	1.53	>	1.00	VYHOVUJE

SO 12-20-07 - Zatížitelnost nové opěry s pevným ložiskem									
	Únosnost	Účinek od stálého zatížení	Účinek celkový	Účinek od dopravy	Účinek od dopravy ($\alpha=1.00$)	ZLM71		Zlim	
Překlopení [kNm]	3099.54	387.22	1161.66	774.44	640.03	4.24	>	1.00	VYHOVUJE
Posunutí [kN]	719.50	100.81	302.42	201.61	166.62	3.71	>	1.00	VYHOVUJE
Excentricita základu [% šířky]	0.33	0.07	0.21	0.14	0.11	2.31	>	1.00	VYHOVUJE
Základová půda [kPa]	800.00	218.01	654.04	436.03	360.35	1.62	>	1.00	VYHOVUJE
Dřík opěry - ohyb [kNm]	8545.05	632.33	1897.00	1264.67	1045.18	7.57	>	1.00	VYHOVUJE
Dřík opěry - smyk [kN]	785.18	167.24	501.73	334.49	276.44	2.24	>	1.00	VYHOVUJE
Závěrná zídka - ohyb [kNm]	630.05	135.78	407.35	271.57	224.44	2.20	>	1.00	VYHOVUJE
Závěrná zídka - smyk [kN]	237.70	67.25	201.74	134.49	111.15	1.53	>	1.00	VYHOVUJE
Základ - ohyb [kNm]	1002.93	195.42	498.64	303.22	250.60	3.22	>	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 šterkodrtí:

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

$$\varphi = 35^\circ$$

Tření mezi konstrukcí a zeminou se neuvažuje.

Objemová hmotnost zeminy

Úhel vnitřního tření zeminy

Zatížení opěry od nosné konstrukce mostu a od dopravy:

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

$$H_{\text{přít}} = 189,063 / b = 189,063 / 5,00 = 37,82 \text{ kN/m}$$

Přítížení za opěrou od dopravy bez dynamického součinitele

Přítížení za opěrou roznesené na celou šířku opěry

$$N_{ed,G} = 2295,3 \text{ kN}$$

$$N_{ed,G} = 2295,3 / b = 2295,3 / 5,00 = 459,06 \text{ kN/m}$$

$$N_{ed,Q} = 2516,80 \text{ kN}$$

$$N_{ed,Q} = 2516,8 / b = 2516,8 / 5,00 = 503,36 \text{ kN/m}$$

$$H_{ed,Q} = 874,50 * 0,60 = 524,7 \text{ kN}$$

$$H_{ed,Q} = 524,7 / b = 524,7 / 5,00 = 104,94 \text{ kN/m}$$

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)

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 12-20-07 - Zatížitelnost stávající opěry s pevným ložiskem								
	Únosnost	Účinek od stálého zatížení	Účinek celkový	Účinek od dopravy	ZLM71		Zlim	
Překlopení [kNm]	2392.16	1166.39	2763.43	1597.04	0.77	<	1.00	NEVYHOVUJE
Posunutí [kN]	644.35	362.56	522.56	160	1.76	>	1.00	VYHOVUJE
Excentricita základu [% šířky]	0.333	0.285	0.414	0.129	0.37	<	1.00	NEVYHOVUJE
Základová půda [kPa]	1308.32	592.32	2591.4	1999.08	0.36	<	1.00	NEVYHOVUJE
Dřík opěry - ohyb [kNm]	2358.25	798.96	2107.81	1308.85	1.19	>	1.00	VYHOVUJE
Dřík opěry - tlak [kN]	4824.36	971.79	1722.29	750.5	5.13	>	1.00	VYHOVUJE
Dřík opěry - smyk [kN]	1580.56	202.88	464.39	261.51	5.27	>	1.00	VYHOVUJE
SO 12-20-07 - Zatížitelnost stávající opěry s posuvným ložiskem								
	Únosnost	Účinek od stálého zatížení	Účinek celkový	Účinek od dopravy	ZLM71		Zlim	
Překlopení [kNm]	1479.82	1166.39	1829.15	662.76	0.47	<	1.00	NEVYHOVUJE
Posunutí [kN]	644.35	362.56	522.56	160	1.76	>	1.00	VYHOVUJE
Excentricita základu [% šířky]	0.333	0.285	0.602	0.317	0.15	<	1.00	NEVYHOVUJE
Základová půda [kPa]	1308.32	592.32	2111.86	1519.54	0.47	<	1.00	NEVYHOVUJE
Dřík opěry - ohyb [kNm]	2358.25	798.96	1584.39	785.43	1.99	>	1.00	VYHOVUJE
Dřík opěry - tlak [kN]	4824.36	971.79	1722.29	750.5	5.13	>	1.00	VYHOVUJE
Dřík opěry - smyk [kN]	1580.56	202.88	312.23	109.35	12.60	>	1.00	VYHOVUJE
Dle stavebně-technického průzkumu beton C20/25.								

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; Příbyslav - Pohled km: 107.032

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:

31.01.2022

Ing. Ladislav Lidmila



Poznámka k části mostu:

Kontroloval:

Ing. Vojtěch Zvěřina



Poř. Č.	Prvek	Detail	Namáhání	k_i	typ	L_p	ϕ_i	L_ϕ	$V_{Q,LM71}$	Viz číslo strany přepočtu	Z_{LM71}	Poznámky
1	Hlavní nosník, ocel	1/2 * L	MSÚ - Ohyb	1	M	26.5	1.17	26.5	1.45	147	2.68	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
2		Podpora	MSÚ - Smyk	1	V	26.5	1.17	26.5	1.45	147	5.55	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
3		1/2 * L	Únava	1	ΔM	26.5	1.17	26.5	1.00	149	1.96	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
4		Tupý svar	Únava	1	ΔM	26.5	1.17	26.5	1.00	149	1.47	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
5		Pásnice - výřez	Únava	1	ΔM	26.5	1.17	26.5	1.00	149	1.35	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
6		Příčná výtzuha	Únava	1	ΔM	26.5	1.17	26.5	1.00	149	1.29	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
7	Hlavní nosník, beton	1/2 * L	MSÚ - Ohyb	1	M	26.5	1.17	26.5	1.45	147	1.26	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
8		Podpora	MSÚ - Spřažení	1	V	26.5	1.17	26.5	1.45	147	1.67	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
9		Podpora	Únava - Spřažení	1	ΔV	26.5	1.17	26.5	1.00	149	1.01	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
10	Koutové krční svary hl. nosníku	Podpora	MSÚ - Smyk	1	V	26.5	1.17	26.5	1.45	147	8.16	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
11		Podpora	Únava	1	ΔV	26.5	1.17	26.5	1.00	149	1.58	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje

12	Průhyb hlavního nosníku	1/2 * L	MSP - Ohyb	1	M	26.5	1.17	26.5	1.00	147	2.84	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
13		1/2 * L	Pohodlí cestujících	1	M	26.5	1.17	26.5	1.00	147	1.00	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
14	Spřažená deska, příčný směr	1/2 * L	MSÚ - Ohyb	1	M	1.28	1.96	3.83	1.45	148	1.71	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
15		Podpora	MSÚ - Smyk	1	V	1.28	1.96	3.83	1.45	148	1.33	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
16		1/2 * L	Omez. napětí char.	1	M	1.28	1.96	3.83	1.00	148	2.32	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
17	Podporový příčník, ocel	1/2 * L	MSÚ - Ohyb	1	M	2.56	2.00	3.6	1.45	148	13.47	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
18		Ložisko	MSÚ - Ohyb	1	M	2.56	2.00	3.6	1.45	148	8.16	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
19		Ložisko	MSÚ - Smyk	1	V	2.56	2.00	3.6	1.45	148	2.23	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
20		Tupý svar	Únava	1	ΔM	2.56	1.67	3.6	1.00	149	3.88	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
21		Krční svar - pásnice	Únava	1	ΔM	2.56	1.67	3.6	1.00	149	6.07	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
22		Pásnice - výřez	Únava	1	ΔM	2.56	1.67	3.6	1.00	149	3.45	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
23		Příčná výztuha	Únava	1	ΔM	2.56	1.67	3.6	1.00	149	3.88	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
24	Podporový příčník, beton	1/2 * L	MSÚ - Ohyb	1	M	2.56	2.00	3.6	1.45	148	6.15	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
25		Podpora	MSÚ - Spřažení	1	V	2.56	2.00	3.6	1.45	148	1.25	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
26	Krční svar podporového příčníku	Podpora	MSÚ - Smyk	1	V	2.56	2.00	3.6	1.45	148	2.56	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
27		Podpora	Únava	1	ΔV	2.56	1.67	3.6	1.00	149	1.03	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
28	Svar pro připojení podp. příč. na hl. nosník	Podpora	MSÚ - Smyk + ohyb	1	M+V	2.56	2.00	3.6	1.45	148	1.26	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
29		Podpora	Únava	1	$\Delta M + \Delta V$	2.56	1.67	3.6	1.00	149	1.19	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
30	Mezilehlý příčník	Podepření	MSÚ - Ohyb	1	M	1.28	1.96	3.83	1.45	148	8.22	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
31		Podepření	MSÚ - Smyk	1	V	1.28	1.96	3.83	1.45	148	9.36	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
32		Tupý svar	Únava	1	ΔM	1.28	1.63	3.83	1.00	149	2.81	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
33		Pásnice - výřez	Únava	1	ΔM	1.28	1.63	3.83	1.00	149	2.98	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
34	Krční svar mezilehlého příčníku	Podpora	MSÚ - Smyk	1	V	1.28	1.96	3.83	1.45	148	6.11	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
35		Podpora	Únava	1	ΔV	1.28	1.63	3.83	1.00	149	1.76	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
36	Svar pro připojení podp. příč. na hl. nosník	Podpora	MSÚ - Smyk + ohyb	1	M+V	1.28	1.96	3.83	1.45	148	3.55	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
37		Podpora	Únava	1	$\Delta M + \Delta V$	1.28	1.63	3.83	1.00	149	1.08	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
40	Spodní stavba	Překlopení		1	M	26.5	1.17	26.5	1.45	150	4.24	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
41		Posunutí		1	H	26.5	1.17	26.5	1.45	150	3.71	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
42		Excentricita základu		1	e	26.5	1.17	26.5	1.45	150	2.31	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
43		Únosnost základové půdy		1	N	26.5	1.17	26.5	1.45	150	1.62	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
44		Dřík opěry - ohyb	MSÚ - Ohyb	1	M	26.5	1.17	26.5	1.45	150	7.47	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
45		Dřík opěry - smyk	MSÚ - Smyk	1	V	26.5	1.17	26.5	1.45	150	2.24	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
46		Závěrná zídka - ohyb	MSÚ - Ohyb	1	M	26.5	1.17	26.5	1.45	150	2.20	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
47		Závěrná zídka - smyk	MSÚ - Smyk	1	V	26.5	1.17	26.5	1.45	150	1.53	$Z_{LM71} > 1$ 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) - Havlíčkův Brod (m) (vč. St. Tunel-H.B) DÚ: 26; Přibyslav - Pohled km: 107.032

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 _i	typ	L _p	φ _i	L _φ	V _{Q,LM71}	Viz číslo strany přepočtu	Z _{LM71}	Poznámky
Opěra s pevným ložiskem												
1	Stabilita	-	Překlopení	1	M	26.5	1.17	26.5	1.45	79	0.77	Z _{LM71} < 1 Nevhovuje
2		-	Posunutí	1	H	26.5	1.17	26.5	1.45	79	1.76	Z _{LM71} > 1 Vyhovuje
3	Základová půda	-	Excentricita	1	e	26.5	1.17	26.5	1.45	79	0.37	Z _{LM71} < 1 Nevhovuje
4		-	Únosnost	1	N+M	26.5	1.17	26.5	1.45	79	0.36	Z _{LM71} < 1 Nevhovuje
5	Dřík opěry	-	Ohyb	1	M	26.5	1.17	26.5	1.45	79	1.19	Z _{LM71} < 1 Nevhovuje
6		-	Tlak	1	N+M	26.5	1.17	26.5	1.45	79	5.13	Z _{LM71} < 1 Nevhovuje
7		-	Smyk	1	V	26.5	1.17	26.5	1.45	79	5.27	Z _{LM71} > 1 Vyhovuje
Opěra s posuvným ložiskem												
8	Stabilita	-	Překlopení	1	M	26.5	1.17	26.5	1.45	79	0.47	Z _{LM71} < 1 Nevhovuje
9		-	Posunutí	1	H	26.5	1.17	26.5	1.45	79	1.76	Z _{LM71} > 1 Vyhovuje
10	Základová půda	-	Excentricita	1	e	26.5	1.17	26.5	1.45	79	0.15	Z _{LM71} < 1 Nevhovuje
11		-	Únosnost	1	N+M	26.5	1.17	26.5	1.45	79	0.47	Z _{LM71} < 1 Nevhovuje
12	Dřík opěry	-	Ohyb	1	M	26.5	1.17	26.5	1.45	79	1.99	Z _{LM71} > 1 Vyhovuje
13		-	Tlak	1	N+M	26.5	1.17	26.5	1.45	79	5.13	Z _{LM71} > 1 Vyhovuje
14		-	Smyk	1	V	26.5	1.17	26.5	1.45	79	12.60	Z _{LM71} > 1 Vyhovuje

12 Přílohy

Příloha 1 – Posouzení stávající spodní stavby (za předpokladu nové nosné konstrukce)

Příloha 2 – Posouzení nové spodní stavby (zpracoval Ing. Jiří Hořejší a Ing. Martin Baláž)

Příloha 3 – Posouzení pažení

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.

Finální verze výkresové dokumentace bude předložena statikovi ke kontrole.

Dodavatel montážních prací nese plnou zodpovědnost za stabilitu a tuhost konstrukce.

V případě zjištění jiných skutečností, než které jsou předpokládány v posudku, je nezbytné tyto skutečnosti zohlednit a nový stav znovu posoudit!

V Brně, leden 2023

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	2,56
3	0,00	3,06
4	0,50	5,52
5	0,50	6,92
6	0,50	8,22
7	-3,40	8,22
8	-3,40	6,92
9	-2,40	5,52
10	-2,40	2,56

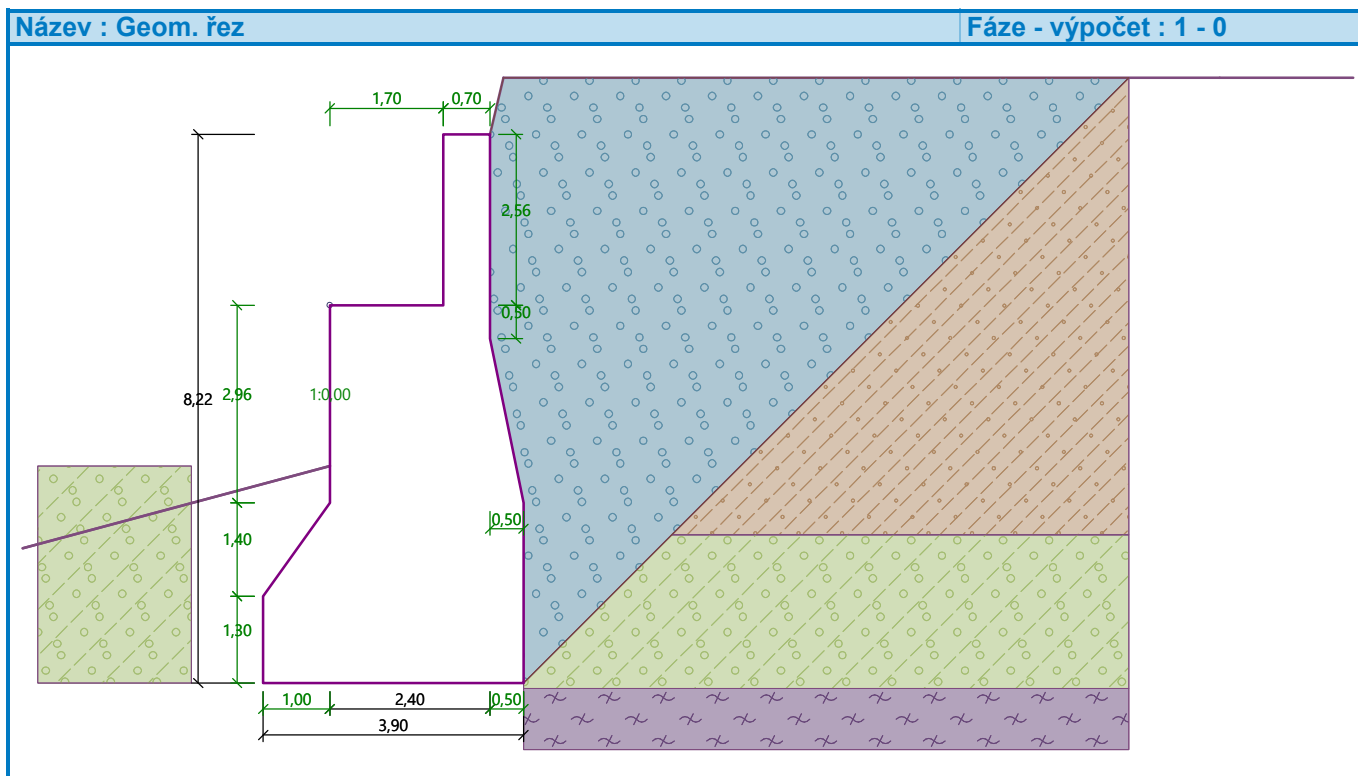
Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
11	-0,70	2,56
12	-0,70	0,00

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

Plocha řezu zdi = 19,34 m².

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 zemín

Štěrkodrt'

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 :

$\delta = 0,00^\circ$

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 :	soudržná
Poissonovo číslo :	$\nu = 0,30$
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 :	$\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Fluviální písčité jíly

Objemová tíha :	$\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} = 22,00^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 10,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina :	$\delta = 8,00^\circ$
Zemina :	soudržná
Poissonovo číslo :	$\nu = 0,35$
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 zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	6,00	0,00 .. 6,00	hlína písčitá	
2	2,30	6,00 .. 8,30	štěrk špatně zrněný	
3	-	8,30 .. ∞	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: klidový

Zemina na líci konstrukce - štěrk špatně zrněný

Výška zeminy před zdí $h = 3,25$ m

Sklon zeminy před zdí $\beta = -15,00$ °

Nastavení výpočtu fáze

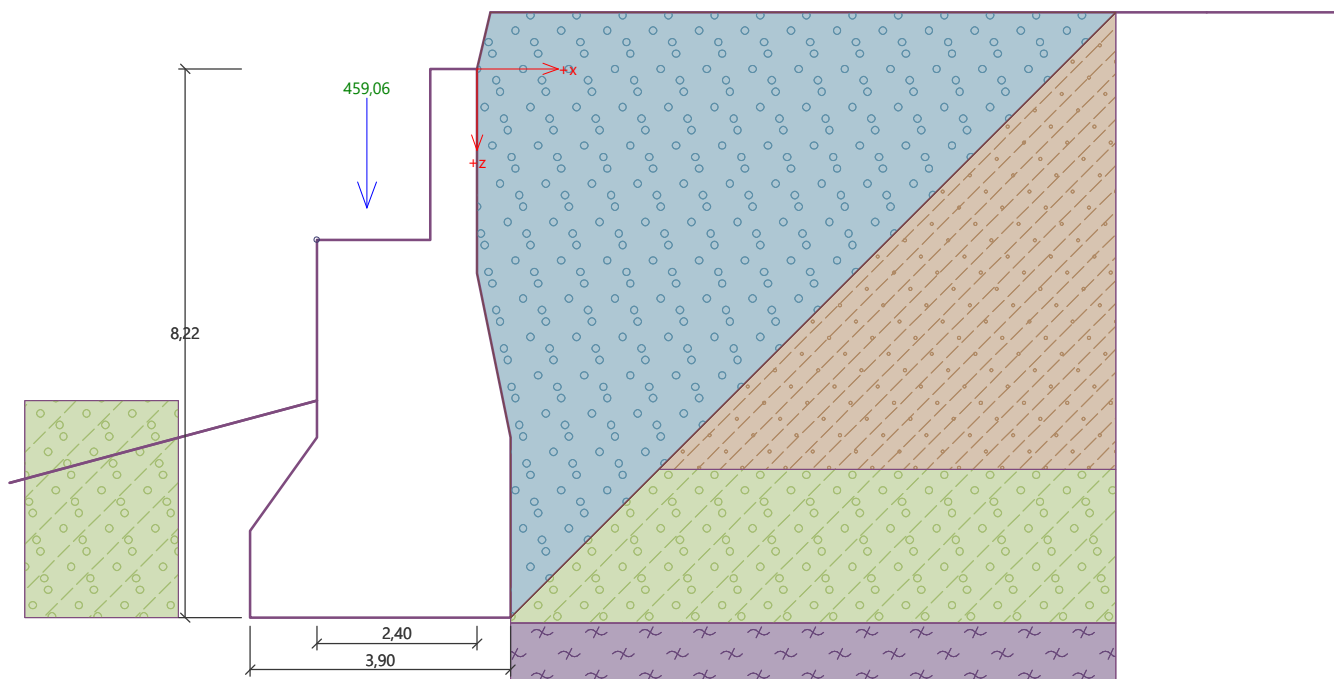
Návrhová situace : trvalá

Zed' i dřík zdi jsou zatíženy zvýšeným aktivním tlakem.

Vstupní data (Fáze budování 2)

Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla		Název	Působ.	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
	nová	změna							
1	Ano		Most_Stale	stálé	0,00	459,06	0,00	-1,65	2,08



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	-1,96	237,77	1,45	1,350	1,350	1,000
Odpor na líci	-1,14	-0,18	0,00	0,00	1,000	1,000	1,000
Zvýšený aktivní tlak	151,13	-1,97	23,00	2,67	1,350	1,350	1,350
Reakce mostu	0,00	-2,96	0,00	0,00	-	-	-
Reakce přech.desky	0,00	-5,52	0,00	2,40	-	-	-
Most_Stale	0,00	-3,44	459,06	0,75	1,350	1,350	1,000

Dimenzace dříku opěry - vstupní data:

Spára je navržena z prostého betonu; výp.šířka 1m.

Vnitřní síly : $M = 798,99$ kNm/m; $N = 971,77$ kN/m; $V = 202,89$ kN/m

Výška průřezu $h = 2,90$ m

Dimenzace dříku opěry - výsledky:

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 1551,13$ kN/m $> 202,89$ kN/m $= V_{Ed}$

Tlaková síla na mezi únosnosti $N_{Rd} = 13392,83$ kN/m $> 971,77$ kN/m $= N_{Ed}$

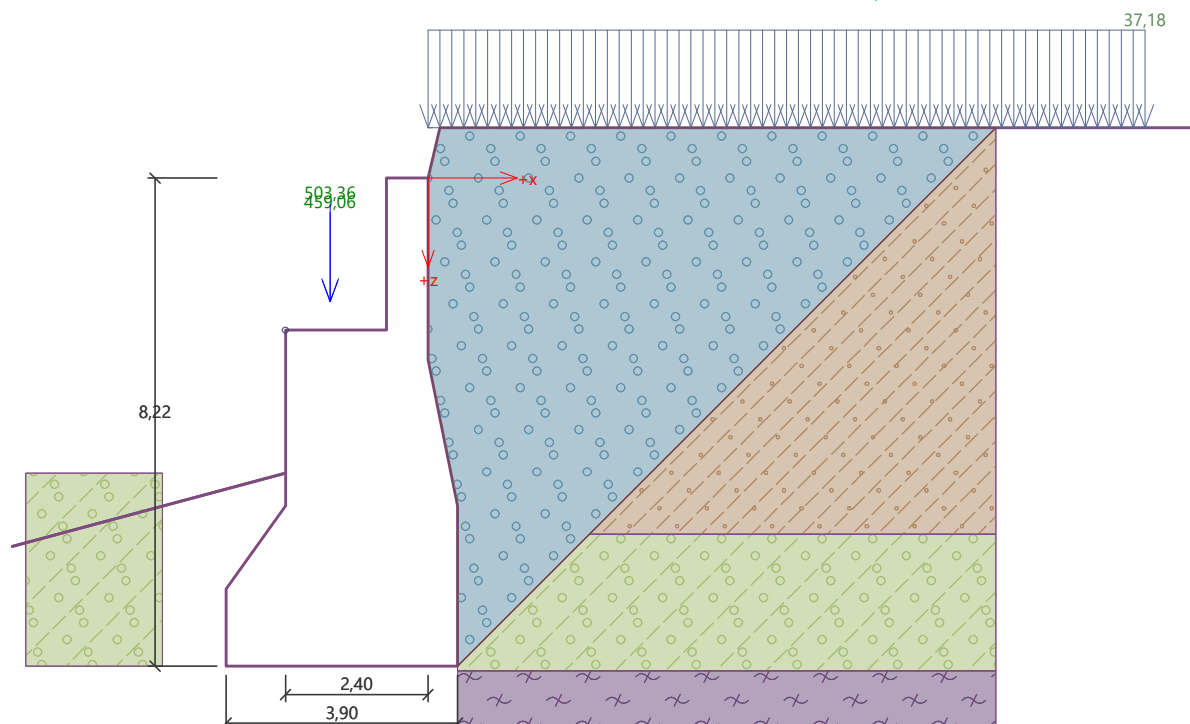
Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 1620,90$ kNm/m $> 798,99$ kNm/m $= M_{Ed}$

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	459,06	0,00	-1,65	2,08
2	Ano		Most_Proměnné	proměnné	0,00	503,36	0,00	-1,65	2,08



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	-2,94	483,53	2,25	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-37,32	-1,03	17,97	-0,59	1,000	1,000	1,350
Zvýšený aktivní tlak	296,21	-3,01	23,02	3,67	1,350	1,350	1,350
Vlak	110,35	-4,14	14,23	3,65	1,450	1,450	1,450
Reakce mostu	0,00	-5,66	0,00	1,00	-	-	-
Reakce přech.desky	0,00	-8,22	0,00	3,40	-	-	-
Most_Stale	0,00	-6,14	459,06	1,75	1,000	1,000	1,350
Most_Proměnné	0,00	-6,14	503,36	1,75	0,000	0,000	1,450

Posouzení mostní opěry

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 1479,82$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 1829,15$ kNm/m

Zed' na překlpení NEVYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 644,35$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 522,56$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - OPĚRA NEVYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 2111,86 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	1860,54	2078,32	509,50	0,230	985,18
2	1731,30	1012,26	522,56	0,439	2111,86

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	1338,65	1501,16	369,23
2	1237,98	997,80	369,23

Dimenzace 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. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Tíh.- zed'	0,00	-1,96	237,77	1,45	1,350	1,350	1,000
Odpor na líci	-1,14	-0,18	0,00	0,00	1,000	1,000	1,000
Zvýšený aktivní tlak	151,13	-1,97	23,00	2,67	1,350	1,350	1,350
Vlak	75,41	-2,72	14,22	2,65	1,450	1,450	1,450
Reakce mostu	0,00	-2,96	0,00	0,00	-	-	-
Reakce přech.desky	0,00	-5,52	0,00	2,40	-	-	-
Most_Stale	0,00	-3,44	459,06	0,75	1,350	1,350	1,000
Most_Proměnné	0,00	-3,44	503,36	0,75	1,450	1,450	0,000

Dimenzace dříku opěry - vstupní data:

Spára je navržena z prostého betonu; výp.šířka 1m.

Vnitřní síly : M = 1584,43 kNm/m; N = 1722,26 kN/m; V = 312,23 kN/m

Výška průřezu h = 2,90 m

Dimenzace dříku opěry - výsledky:

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 1690,33 \text{ kN/m} > 312,23 \text{ kN/m} = V_{Ed}$

Tlaková síla na mezi únosnosti $N_{Rd} = 11307,09 \text{ kN/m} > 1722,26 \text{ kN/m} = N_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 2358,22 \text{ kNm/m} > 1584,43 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Únosnost průřezu VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 4)

Zatěžovací stav, zatížení od mostu

Název : Stálé+Doprava.

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 zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	6,00	0,00 .. 6,00	hlína písčitá	

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
2	2,30	6,00 .. 8,30	šterk špatně zrněný	
3	-	8,30 .. ∞	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.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m²]	Vel.2 [kN/m²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ne	Ne	proměnné	37,18				na terénu

Číslo	Název
1	Vlak

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: klidový

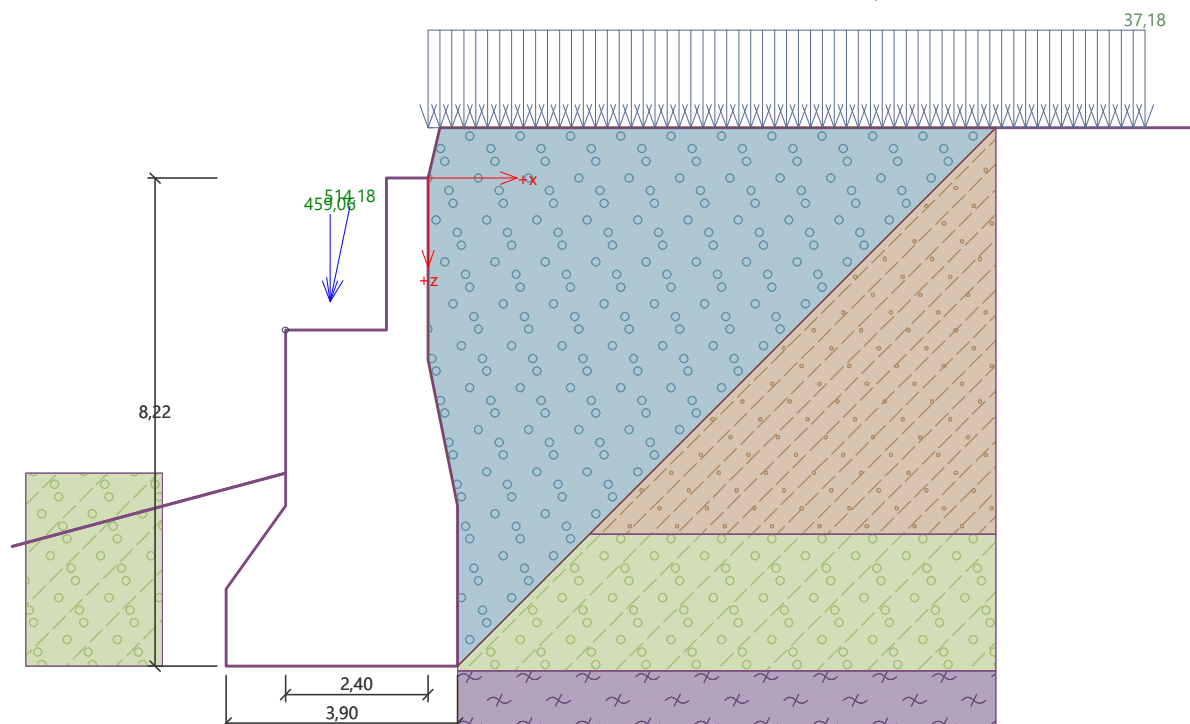
Zemina na líci konstrukce - šterk špatně zrněný

Výška zeminy před zdí $h = 3,25$ m

Sklon zeminy před zdí $\beta = -15,00$ °

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	459,06	0,00	-1,65	2,08
2	Ne	Ano	Most_Proměnné	proměnné	-104,94	503,36	0,00	-1,65	2,08



Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Zed' i dřík zdi jsou zatíženy zvýšeným aktivním tlakem.

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	-2,94	483,53	2,25	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-37,32	-1,03	17,97	-0,59	1,000	1,000	1,350
Zvýšený aktivní tlak	296,21	-3,01	23,02	3,67	1,350	1,350	1,350
Vlak	110,35	-4,14	14,23	3,65	1,450	1,450	1,450
Reakce mostu	0,00	-5,66	0,00	1,00	-	-	-
Reakce přech.desky	0,00	-8,22	0,00	3,40	-	-	-
Most_Stale	0,00	-6,14	459,06	1,75	1,000	1,000	1,350
Most_Proměnné	104,94	-6,14	503,36	1,75	1,450	0,000	1,450

Posouzení mostní opěry

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 2392,16$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 2763,43$ kNm/m

Zed' na překlopení NEVYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 644,35$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 522,56$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - OPĚRA NEVYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 2591,40 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	2794,82	2078,32	661,66	0,345	1716,91
2	2811,56	1742,13	522,56	0,414	2591,40

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	1982,98	1501,16	474,17
2	1982,98	1501,16	369,23

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)

Omezení deformační zóny : procentem Sigma, Or

Koef. omezení deformační zóny : 10,0 [%]

Patky

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Výpočet pro odvozené podmínky : EC 7-1 (EN 1997-1:2003)

Posouzení tažené patky : standardní postup



Dovolená excentricita : 0,333




Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

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

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce svislé únosnosti :	$\gamma_{Rvs} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce vodorovné únosnosti :	$\gamma_{Rhs} =$	1,10 [-]	

Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	ϕ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	štěrkodrt'		35,00	0,00	20,00	10,00	0,00
2	hlína písčitá		29,00	8,00	20,00	10,00	15,00

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
3	šterk špatně zrněný		35,00	0,00	20,00	10,00	20,00
4	Pararula		30,00	100,00	20,00	10,00	0,00
5	Fluviální písčité jíly		22,00	10,00	20,00	10,00	8,00

Parametry zemin pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	φ_{ef} [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	šterkodrt'		nesoudržná	35,00	-	-	-
2	hlína písčitá		soudržná	-	0,30	-	-
3	šterk špatně zrněný		nesoudržná	35,00	-	-	-
4	Pararula		nesoudržná	30,00	-	-	-
5	Fluviální písčité jíly		soudržná	-	0,35	-	-

Parametry zemin

šterkodrt'

Objemová tíha : $\gamma = 20,00$ kN/m³
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 35,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00$ kPa
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 90,00$ MPa
Poissonovo číslo : $\nu = 0,20$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00$ kN/m³

hlína písčitá

Objemová tíha : $\gamma = 20,00$ kN/m³
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 29,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 8,00$ kPa
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 90,00$ MPa
Poissonovo číslo : $\nu = 0,30$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00$ kN/m³

šterk špatně zrněný

Objemová tíha : $\gamma = 20,00$ kN/m³
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 35,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00$ kPa
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 90,00$ MPa
Poissonovo číslo : $\nu = 0,20$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00$ kN/m³

Pararula

Objemová tíha : $\gamma = 20,00$ kN/m³
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 100,00$ kPa
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 90,00$ MPa

Poissonovo číslo : $\nu = 0,20$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Fluviální písčité jíl

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 22,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 10,00 \text{ kPa}$
Edometrický modul : $E_{\text{oed}} = \text{MPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Založení

Typ základu: základový pas

Hloubka od původního terénu $h_z = 8,22 \text{ m}$
Hloubka základové spáry $d = 3,25 \text{ m}$
Tloušťka základu $t = 1,30 \text{ m}$
Sklon upraveného terénu $s_1 = 15,00^\circ$
Sklon základové spáry $s_2 = 0,00^\circ$

Nadloží

Typ: zadat objemovou tíhu
Objemová tíha zeminy nad základem = $20,00 \text{ kN/m}^3$

Geometrie konstrukce

Typ základu: základový pas

Celková délka pasu = $5,00 \text{ m}$
Šířka pasu (x) = $3,90 \text{ m}$
Šířka sloupu ve směru x = $0,10 \text{ m}$

Zadané zatížení je uvažováno na 1bm délky pasu.

Objem pasu = $5,07 \text{ m}^3/\text{m}$
Objem výkopu = $12,68 \text{ m}^3/\text{m}$
Objem zásypu = $7,41 \text{ m}^3/\text{m}$

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 $f_{\text{ck}} = 20,00 \text{ MPa}$
Pevnost v tahu $f_{\text{ctm}} = 2,20 \text{ MPa}$
Modul pružnosti $E_{\text{cm}} = 30000,00 \text{ MPa}$




Ocel podélná: B500B

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

Ocel příčná: B500B

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

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	6,00	0,00 .. 6,00	hlína písčitá	
2	2,30	6,00 .. 8,30	štěrk špatně zrněný	
3	-	8,30 .. ∞	Pararula	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN/m]	M _y [kNm/m]	H _x [kN/m]
	nové	změna					
1	Ano		ZS 1	Návrhové	1803,37	1934,66	-661,66
2	Ano		ZS 2	Návrhové	1467,18	2132,23	-522,56
3	Ano		ZS 3	Užitné	1226,21	1366,56	-474,17
4	Ano		ZS 4	Užitné	1226,21	1502,98	-369,23

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvozené podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e _x [m]	e _y [m]	σ [kPa]	R _d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
ZS 1	Ano	-1,34	0,00	1716,91	1396,08	122,98	Ne
ZS 1	Ne	-1,34	0,00	1716,91	1396,08	122,98	Ne
ZS 2	Ano	-1,61	0,00	2591,40	1308,32	198,07	Ne
ZS 2	Ne	-1,61	0,00	2591,40	1308,32	198,07	Ne

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu G = 126,75 kN/m

Spočtená tíha nadloží Z = 148,20 kN/m

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (ZS 2)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy z_{sp} = 6,19 m

Dosah smykové plochy l_{sp} = 18,72 m

Výpočtová únosnost zákl. půdy R_d = 1308,32 kPa

Extrémní kontaktní napětí σ = 2591,40 kPa

Svislá únosnost NEVYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky e_x = 0,414 > 0,333

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

Max. prostorová excentricita e_t = 0,414 > 0,333

Excentricita zatížení základu NEVYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (ZS 1)

Zemní odpor: není uvažován

Horizontální únosnost základu R_{dh} = 1322,96 kN

Extrémní horizontální síla H = 661,66 kN

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu NEVYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

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

Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 126,75 \text{ kN/m}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 148,20 \text{ kN/m}$

Sednutí středu délkové hrany $= 0,0 \text{ mm}$

Sednutí středu šířkové hrany 1 $= 0,0 \text{ mm}$

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

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

Sednutí a natočení základu - výsledky

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,339 > 0,333$

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

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,339 > 0,333$

Excentricita zatížení základu NEVYHOVUJE

Sednutí nebylo spočteno, základ NEVYHOVUJE

Dimenzace čís. 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení podélné výztuže základu ve směru x

4 ks profil 16,0 mm, krytí 40,0 mm

Šířka průřezu $= 1,00 \text{ m}$

Výška průřezu $= 1,30 \text{ m}$

Stupeň vyztužení $\rho = 0,06 \% < 0,13 \% = \rho_{\min}$

Průřez NEVYHOVUJE ; nutno přidat výztuž.

Posouzení základu na protlačení

Normálová síla v sloupu $= 1803,37 \text{ kN}$

Maximální únosnost na obvodu sloupu

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy $= 46,24 \text{ kN}$

Síla přenesená smykovou pevností patky $= 1757,13 \text{ kN}$

Uvažovaný obvod sloupu $u_0 = 2,00 \text{ m}$

Smykové napětí na obvodu sloupu $V_{Ed,max} = 7,02 \text{ MPa}$

Únosnost na obvodu sloupu $V_{Rd,max} = 2,94 \text{ MPa}$

$V_{Ed,max} > V_{Rd,max} \Rightarrow$ Je potřeba zvětšit tloušťku základu nebo zlepšit beton

Základ na protlačení NEVYHOVUJE

Dimenzace 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. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Tíh.- zed'	0,00	-1,96	237,77	1,45	1,350	1,350	1,000
Odpor na líci	-1,14	-0,18	0,00	0,00	1,000	1,000	1,000
Zvýšený aktivní tlak	151,13	-1,97	23,00	2,67	1,350	1,350	1,350
Vlak	75,41	-2,72	14,22	2,65	1,450	1,450	1,450
Reakce mostu	0,00	-2,96	0,00	0,00	-	-	-
Reakce přech.desky	0,00	-5,52	0,00	2,40	-	-	-
Most_Stale	0,00	-3,44	459,06	0,75	1,350	1,350	1,000
Most_Proměnné	104,94	-3,44	503,36	0,75	1,450	1,450	1,450

Dimenzace dříku opěry - vstupní data:

Spára je navržena z prostého betonu; výp.šířka 1m.

Vnitřní síly : $M = 2107,85 \text{ kNm/m}$; $N = 1722,26 \text{ kN/m}$; $V = 464,40 \text{ kN/m}$

Výška průřezu $h = 2,90 \text{ m}$

Dimenzace dříku opěry - výsledky:

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 1580,55 \text{ kN/m} > 464,40 \text{ kN/m} = V_{Ed}$

Tlaková síla na mezi únosnosti $N_{Rd} = 4823,57 \text{ kN/m} > 1722,26 \text{ kN/m} = N_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 2358,22 \text{ kNm/m} > 2107,85 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Únosnost průřezu VYHOVUJE

Rekonstrukce traťového úseku Příbyslav - Pohled

SO 12-20-07 Železniční most v km 107,032

Statický výpočet založení

OBSAH

1	Identifikační údaje	3
2	Úvod	3
3	Podklady	3
4	Geologické podmínky lokality.....	4
	4.1 IG poměry	4
	4.2 HG poměry	4
5	Návrh technického řešení.....	5
	5.1 Opěra Žďárská (Ž)	5
	5.2 Opěra Havlíčkovobrodská (HB)	5
	5.3 Materiály	6
6	Výpočet	6
	6.1 Předpoklady výpočtu	6
	6.2 Zatížení	6
	6.3 Zatěžovací kombinace	7
	6.4 Výsledky výpočtu a posouzení.....	7
7	Závěr	7

1 Identifikační údaje

Úsek trati: Příbyslav - Pohled

Staničení trati: km 102,540 - 111,400

Název objektu: Železniční most v km 107,032

Číslo objektu: SO 12-20-07

2 Úvod

V této části dokumentace je předložen statický návrh založení železničního mostu v km 107,032 (SO 12-20-07) - 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 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 107,032 (K-GEO, s.r.o., 08/2016) [1];
- Rekonstrukce traťového úseku Příbyslav – Pohled, E.1.4, SO 12-20-07; žel. most v ev. km 107,032 (PD, ELTODO, a.s., 02/2017) [2];
- Most v km 107,032, Závěrečná zpráva IG a GT průzkumu: Příbyslav – Pohled, doplňkový IG průzkum, (K- GEO, s.r.o., 10/2021) [3];
- 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

- GEO5 - Tízná zeď, verze 2022.26
- GEO5 - Patky, verze 2022.29
- Tabulkový procesor Excel

4 Geologické podmínky lokality

Inženýrskogeologické (IG) a geotechnické (GT) poměry v zájmové lokalitě jsou podrobně popsány v [1] a [3].

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 438 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 4,3 m p.t. (433,6 m n. m.) u Ž opěry a 1,8 m p.t. (436,0 m n. m.) u HB opěry. Jedná se o ortoruly, které jsou shora rozložené až zcela zvětralé, směrem do hloubky se kvalita hornin zlepšuje. U Ž opěry byl od hloubky 6,8 m p.t. (431,1 m n. m.) zastižen navětralý až vysoce odolný kompaktní migmatit.

Kvartérní pokryv je shora tvořen navážkami o mocnosti 0,2 - 1,8 m. V jejich podloží se u Ž opěry vyskytují zeminy fluvialního původu - písčité jíly až hlíny, s organickou příměsí, konzistence na rozhraní tuhé až měkké, mocnosti cca 0,9 m. V podloží jílu (do hloubky 4,3 m p.t.) byly ověřeny fluvialní štěrky s příměsí jemnozrnné zeminy, drobné až střední, středně ulehlé, zvodněné. V prostoru HB opěry byly v přímém podloží navážek zastiženy horniny předkvartérního podloží.

4.2 HG poměry

Podzemní vody mělkého oběhu (kvartérní) jsou vázány především na prūlinově propustné štěrkovité sedimenty fluvialního původu. HPV předpokládáme napjatou, sezónně je 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 CO₂. Na betonové konstrukce nevykazuje podzemní voda agresivitu [3].

Sondou RV-8 byla hladina podzemní vody zastižena v hloubce 1,8 m p.t. (436,0 m n.m.), vrtem J-12 (2016) byla úroveň hladiny ověřena v hloubce 1,4 m p.t. (436,5 m n.m.).

5 Návrh technického řešení

Rozpětí sprážené nosné konstrukce nového mostu je 26,50 m.

Dle závěrů stavebně-technického průzkumu stávajících základů a IG průzkumu prostředí zasahují základové spáry stávajících základů do hloubky cca 4,0 m pod terénem. Základové konstrukce jsou proměnlivé kvality.

Základové podmínky jsou složité, z důvodu přítomnosti podzemní vody, která trvale ovlivňuje základové poměry. Prostor prostředí nevykazuje agresivitu na betonové konstrukce.

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 Havlíčkovobrodské (HB) je návrh plošného založení, jehož součástí je:

- odstranění horní části původního základového bloku na úroveň základové spáry nového bloku;
- částečné zachování původního základového bloku;
- zlepšení zemního prostředí podzákladí včetně okolí původního základu (homogenizace) tryskovou injektáží;
- 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 435,1 m n.m.; původní základ - beton - 2,1 m, (v okolí základu G3); skalní mat. R6/R5 – 1,5 m; R3/R2 - 1,3 m; níže R2/R1.

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:	4,60 * 1,20 * 5,10 [m]
Hloubka založení základového bloku:	Hzs:	2,0 m
Železobetonová opěra (včetně závěrné zídky):	Bo * ho * L:	2,45 * 5,60 * 5,10 [m]

Detailní schéma základové konstrukce obsaženo v příloze výpočtu.

5.2 Opěra Havlíčkovobrodská (HB)

Předpokládaný geologický profil pod ZS: ZS 435,1 m n.m.; původní základ - beton - 1,5 m, (v okolí základu drobná rula, písek s balvany); skalní mat. R4/R3 - 1,0 m; níže skalní mat. R2/R1.

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:	Bz * hz * L:	4,60 * 1,20 * 5,10 [m]
Hloubka založení základového bloku:	Hzs:	2,0 m
Železobetonová opěra (včetně závěrné zídky):	Bo * ho * L:	2,45 * 5,60 * 5,10 [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.

6 Výpočet

6.1 Předpoklady výpočtu

Výpočet základové konstrukce je proveden za následujících předpokladů:

- systém opěry a jejího plošného základu působí jakožto tížná konstrukce;
- výpočet je proveden pro konstrukci o délce 1bm (ve směru kolmém na osu koleje);
- šířka opěry je konstantní;
- nově zřízená opěra spolupůsobí jako jeden celek se základovou konstrukcí, přes pracovní spáru probíhá výztuž;
- charakteristiky materiálů v podzákladí jsou zlepšeny (trysková injektáž) na předepsané hodnoty. Požadovaná minimální pevnost při zkoušce v prostém tlaku $\sigma_{a,ucs} = 7 \text{ MPa}$ (dle ČSN 73 1001 při $r = 7$ a $p = 1,2$ je $R_d = \text{cca } 800 \text{ kPa}$);
- 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.

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, redukováný na hodnotu minimálního dimenzačního tlaku $0,2 \cdot \sigma_{a,z}$.

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 přitížení 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 a posouzení

Výpočty, jejich výsledky a posouzení jsou obsaženy v přílohách. Jsou vypočteny a posouzeny:

V rámci MSÚ:

- stabilita opěrné konstrukce - pootočení kolem přední hrany základu, posunutí v základové spáře;
- poloha výslednice sil (excentricita) v základové spáře ($\max e = 1/3 \cdot B_z$);
- poměry v základové spáře základové desky, kontaktní napětí, únosnost ZS (předpoklad $R_{d,min} = 800 \text{ kPa}$);
- 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

Konstrukce opěr žďárské (Ž) a havlíčkobrodské (HB) jsou navrženy na plošných základech. Navržené rozměry předpokládají zlepšení vlastností zemin, případně degradovaných (rozložených či zvětralých) hornin pomocí tryskových injektáží a redukci bočních tlaků za použití výztužných geosyntetik (vyztužené balené vrstvy zásypu 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 předepsané pro základovou spáru musí být před realizací základových konstrukcí ověřeny zkouškami in-situ.

V Praze, březen 2022

Vypracovali: Ing. Jiří Hořejší

Ing. Martin Baláž

Přílohy:

Opěra Žďárská (Ž)

- 1.1 Schéma založení
- 1.2 Zatížení konstrukce (Excel)
- 1.3 Výpočet opěrné konstrukce - MSÚ (GEO5)
- 1.4 Výpočet opěrné konstrukce - MSP - sedání, naklonění (GEO5)
- 1.5 Přehled vypočtených deformací konstrukce (Excel)
- 1.6 Návrh a posouzení žlb. průřezů základu a opěry (Excel)

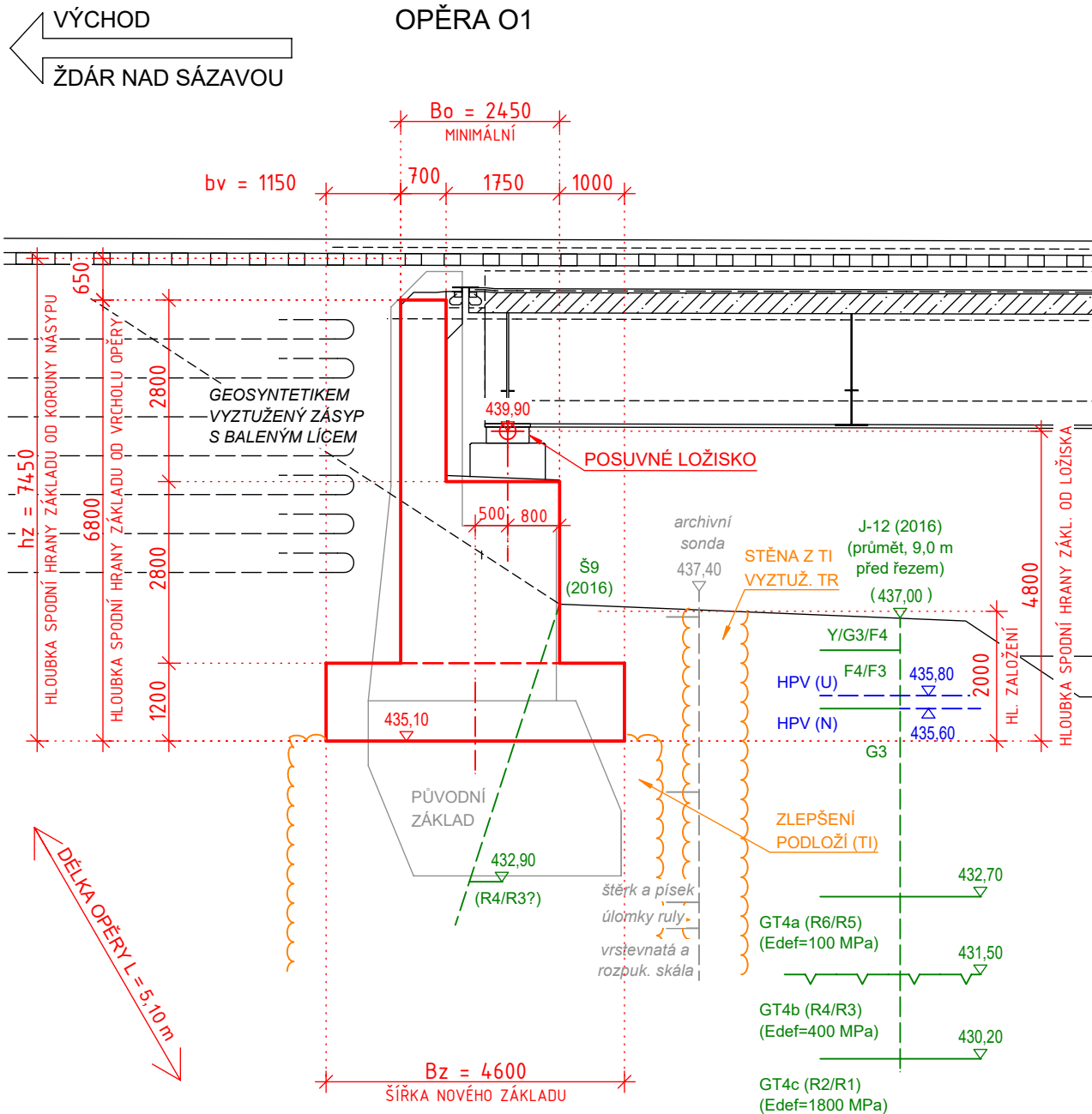
Opěra Havlíčkovobrodská (HB)

- 2.1 Schéma založení
- 2.2 Zatížení konstrukce (Excel)
- 2.3 Výpočet opěrné konstrukce - MSÚ (GEO5)
- 2.4 Výpočet opěrné konstrukce - MSP - sedání, naklonění (GEO5)
- 2.5 Přehled vypočtených deformací konstrukce (Excel)
- 2.6 Návrh a posouzení žlb. průřezů základu a opěry (Excel)

SCHÉMA ZALOŽENÍ

SO 12-20-07 (km 107,032)

OPĚRA O1



MATERIÁLY

OPĚRA + ZÁKL. BLOK
BETON: C30/37 XC4, XA2, XF3
VÝZTUŽNÁ OCEL: B 500B

SROVNÁVACÍ ROVINA 425,00 m n. m.

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]		7,45	6,25
Šířka výpočetního řezu	bv	[m]		4,60	2,45
Šířka výpočetního řezu za rubem opěry	br	[m]		1,15	0,00
Hloubka spodní hrany zákl. od od koruny násypu	hz	[m]		7,45	7,45
Výška závěrné zídky	hzav	[m]		2,80	2,80
Výška opěry bez závěrné zídky	ho	[m]		2,80	2,80
Výška základu	Hz	[m]		1,20	1,20
Hloubka spodní hrany zákl. od ložiska	Z1	[m]		4,80	4,80
Hloubka ložiska od koruny násypu	Z2	[m]	hz-Z1	2,65	2,65
Šířka základu (rozměr rovnoběžně ke koleji)	Bz	[m]		4,60	4,60
Šířka opěry (rozměr rovnoběžně ke koleji)	Bo	[m]		2,45	2,45
Šířka závěrné zídky	bzav	[m]		0,70	0,70
Vzdálenost ložiska od líce opěry	X1	[m]		0,80	0,80
Vzdálenost ložiska od rubu opěry	X2	[m]	Bo-X1	1,65	1,65
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	49	49
Poloha působíště od středu výpočetního řezu	a1zav	[m]	((bv-bzav)/2)-br	0,80	0,88
Tíha opěry (bez závěrné zídky)	G2o	[kN/bm]	Bo*ho*GAc	172	172
Poloha působíště od středu výpočetního řezu	a2o	[m]	((bv-Bo)/2)-br	-0,08	0,00
Tíha základu	G3z	[kN/bm]	Bz*Hz*GAc	138	0
Vlastní tíha celková	Noz,k	[kN/bm]	$\sum Gi$	359	221
Excentricita celková	eo	[m]	$(\sum Gi*ai)/Noz,k$	0,07	0,19
Moment	Moz,k	[kNm/bm]	Noz,k*eo	26	43

2) STÁLÉ ZATÍŽENÍ OD MOSTU - SVISLÉ

Stálé zat. od mostu na opěru - 1 kolej	Ng1,k	[kN]		2295	2295
Stálé zat. od mostu na opěru - bm	Ng,k	[kN/bm]	Ng1,k / L	450	450
Excentricita zatížení	eg	[m]	(bv/2)-br-X2	-0,50	-0,43
Moment	Mg,k	[kNm/bm]	Ng,k*eg	-225	-191

3) PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ VLAKEM NA MOSTĚ - SVISLÉ

Proměnné zat. od mostu na opěru - 1 kolej	Nq1,k	[kN]		2517	2517
Proměnné zat. od mostu na opěru - bm	Nq,k	[kN/bm]	Nq1,k / L	494	494
Excentricita zatížení	eq	[m]	= eg	-0,50	-0,43
Moment	Mq,k	[kNm/bm]	Nq,k*eq	-247	-210

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)	-4,80	-3,60
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	6,25	6,25
Objemová tíha zeminy	GAMAz	[kN/m ³]		19,0	19,0
Svislá výslednice tlaku zeminy na základ	Nzv,k	[kN/bm]	br*hzu*GAMAz	137	0
Excentricita zatížení	ezv	[m]	(Bz/2)-(br/2)	1,73	2,30
Moment	Mzv,k	[kNm/bm]	Nzv,k*ezv	236	0

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	28	24
Výslednice bočního tlaku od zeminy	H _z ,k	[kN/bm]	fz*hv*0,5	105	74
Excentricita zatížení	ez	[m]	- hv/3	-2,5	-2,1
Moment	M _z ,k	[kNm/bm]	H _z ,k*ez	-262	-155

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 _{nap}	[kN/m]	(Q/a)*ALFA	189	189
Náhradní plošné zatížení	q _{nap,v}	[kPa]	q _{nap} / L	37	37
Boční tlak od dopravy po roznosu	q _{nap,h}	[kPa]	q _{nap,v} * k	7	7
Horizontální síla (výslednice) - oblast náprav	H _{nap,k}	[kN/bm]	q _{nap,h} * hv	55	46
Excentricita zatížení	e _{nap}	[m]	- hv/2	-3,73	-3,13
Moment - oblast náprav	M _{nap,k}	[kNm/bm]	H _{nap,k} * e _{nap}	-206	-145

7.2) Oblast spojitého zatížení

Spojitě zatížení	q _{spoj}	[kN/m]	Model 71	80	80
Spojitě zatížení - klasifikované	q _{spoj,alfa}	[kN/m]	q _{spoj} * ALFA	97	97
Náhradní plošné zatížení	q _{spoj,v}	[kPa]	q _{spoj,alfa} / L	19	19
Boční tlak od dopravy po roznosu	q _{spoj,h}	[kPa]	q _{spoj,v} * k	4	4
Horizontální síla (výslednice) - oblast spojitého zat.	H _{spoj,k}	[kN/bm]	q _{spoj,h} * hv	28	24
Excentricita zatížení	e _{spoj}	[m]	- hv/2	-3,73	-3,13
Moment - oblast spojitého zatížení	M _{spoj,k}	[kNm/bm]	H _{spoj,k} * e _{spoj}	-105	-74

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 přitížení - oblast náprav	GAMAnap	[-]		0,00	0,00
- proměnné přitížení - oblast spoj. zatíž.	GAMAspoj	[-]		0,00	0,00

Návrhové hodnoty:

- svislá síla N1d = SUMA (Ni,k*GAMAi)	N1d	[kN/bm]		495	221
- horizontální síla H1d = SUMA (Hi,k*GAMAi)	H1d	[kN/bm]		105	74
- moment M1d = SUMA (Mi,k*GAMAi)	M1d	[kNm/bm]		0	-112
- excentricita e1d = M1d / N1d	e1d	[m]		0,0	0,5

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 $N2d = \sum (N_i, k \cdot GAMAi)$	N2d	[kN/bm]		945	671
- horizontální síla $H2d = \sum (H_i, k \cdot GAMAi)$	H2d	[kN/bm]		188	144
- moment $M2d = \sum (M_i, k \cdot GAMAi)$	M2d	[kNm/bm]		-534	-520
- excentricita $e2d = M2d / N2d$	e2d	[m]		0,6	0,8

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 $N3Ld = \sum (N_i, k \cdot GAMAi)$	N3Ld	[kN/bm]		1439	1164
- horizontální síla $H3Ld = \sum (H_i, k \cdot GAMAi)$	H3Ld	[kN/bm]		148	110
- moment $M3Ld = \sum (M_i, k \cdot GAMAi)$	M3Ld	[kNm/bm]		-630	-624
- excentricita $e3Ld = M3Ld / N3Ld$	e3Ld	[m]		0,4	0,5

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 $N3Ud = \sum (N_i, k \cdot GAMAi)$	N3Ud	[kN/bm]		1968	1645
- horizontální síla $H3Ud = \sum (H_i, k \cdot GAMAi)$	H3Ud	[kN/bm]		148	110
- moment $M3Ud = \sum (M_i, k \cdot GAMAi)$	M3Ud	[kNm/bm]		-823	-781
- excentricita $e3Ud = M3Ud / N3Ud$	e3Ud	[m]		0,4	0,5

Výpočet tížné zdi

Vstupní data

Projekt

Popis : VÝPOČET OPĚRNÉ KONSTRUKCE - MSÚ
Datum : 18.03.2022

Nastavení

Dílčí součinitelé bezpečnosti jsou aplikovány přímo na spočtené síly (viz dále).

Standardní - bez redukce

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$

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

Beton: C 30/37

Válcová pevnost v tlaku

$$f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$$

Pevnost v tahu

$$f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$$

Ocel podélná: B500B

Mez kluzu

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

Geometrie konstrukce

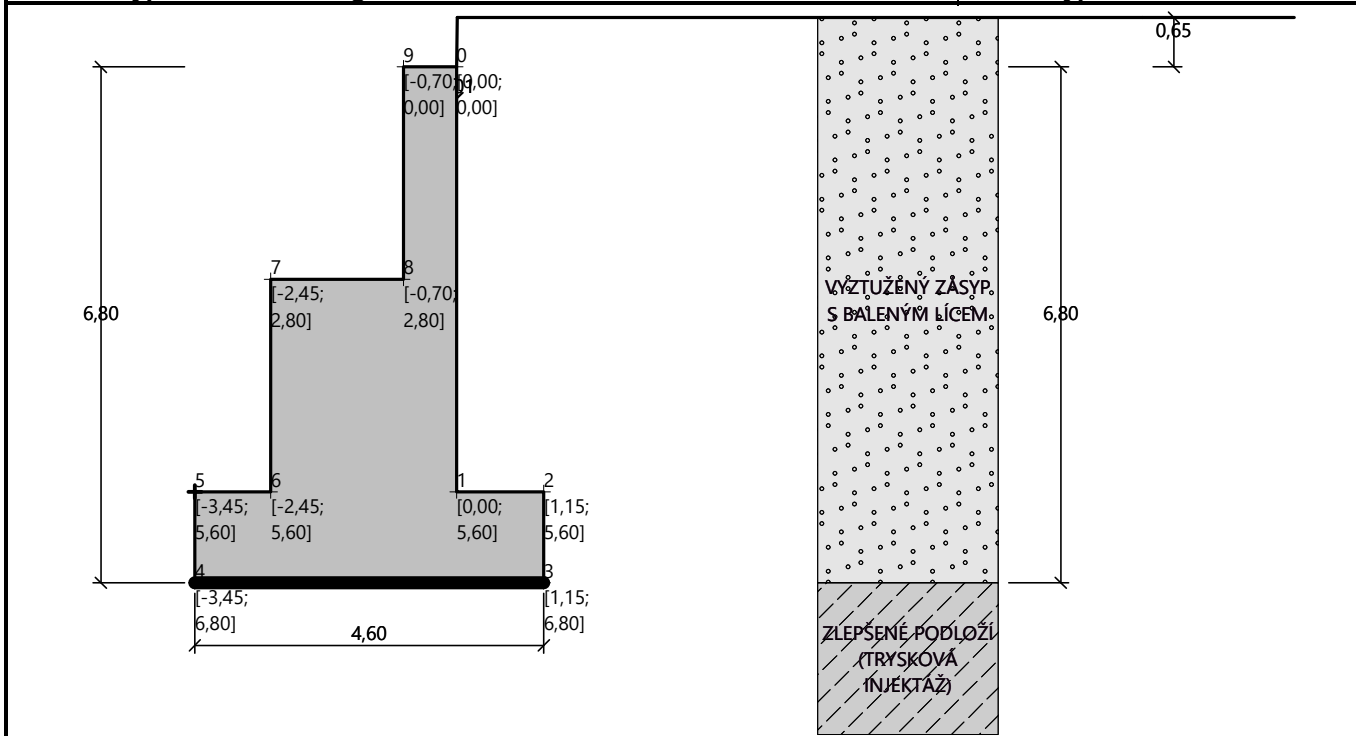
Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	5,60
3	1,15	5,60
4	1,15	6,80
5	-3,45	6,80
6	-3,45	5,60
7	-2,45	5,60
8	-2,45	2,80
9	-0,70	2,80
10	-0,70	0,00

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

Plocha řezu zdi = 14,34 m².

Název : Výpočetní model - geometrie

Fáze - výpočet : 1 - 0



Parametry zemin

VYZTUŽENÝ ZÁSYP S BALENÝM LÍCEM

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 33,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 0,00^\circ$
 Zemina : zadat
 Součinitel tlaku v klidu : $K_r = 0,20$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

ZLEPŠENÉ PODLOŽÍ (TRYSKOVÁ INJEKTÁŽ)

Objemová tíha : $\gamma = 24,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 40,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 50,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 0,00^\circ$
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,20$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 24,50 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	6,80	0,00 .. 6,80	VYZTUŽENÝ ZÁSYP S BALENÝM LÍCEM	
2	-	6,80 .. ∞	ZLEPŠENÉ PODLOŽÍ (TRYSKOVÁ INJEKTÁŽ)	

Založení

Typ založení : zemina - zadat parametry kontaktu

Parametry

Součinitel tření základ-zemina $\mu = 0,50$

Soudržnost základ-zemina $a = 0,00$ kPa

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je ve sklonu 1: 0,02 (úhel sklonu je 89,12 °).

Výška náspu je 0,65 m, délka náspu je 0,01 m.

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce není uvažován.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Zed' se nemůže přemístit, je počítána na zatížení tlakem v klidu.

Posouzení čís. 1 (Fáze budování 1)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zed'	0,00	-2,21	358,50	2,37	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-4,32	136,50	4,03	1,000
Tlak v klidu	105,45	-2,48	0,00	4,60	1,000

Tlak v klidu = minimální dimenzační tlak (nominální hodnota, $\gamma_{aF} = 1,0$).

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 1400,34$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 261,88$ kNm/m

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 247,50$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 105,45$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Únosnost základové půdy (Fáze budování 1)

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	0,04	495,00	105,45	0,000	107,61

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	0,04	495,00	105,45

Posouzení únosnosti základové půdy

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,000$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

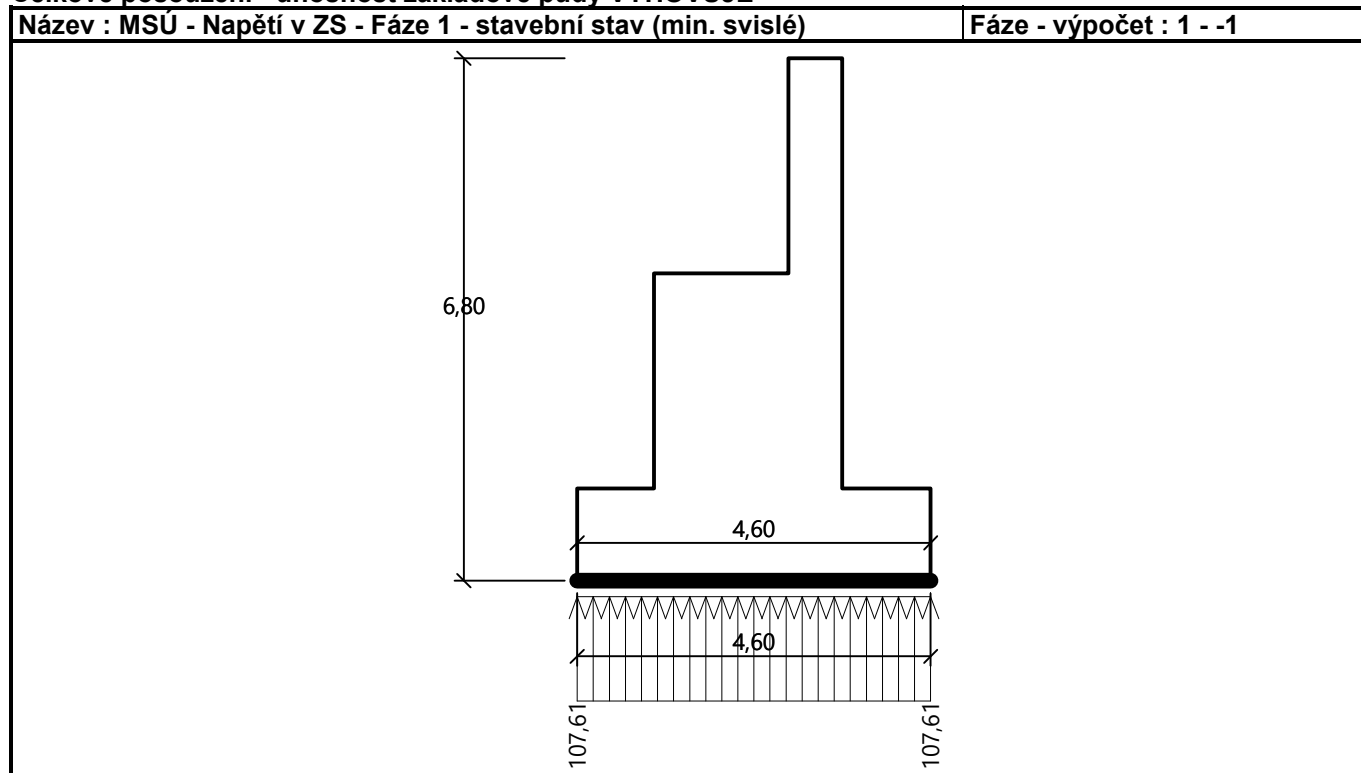
Posouzení únosnosti základové spáry

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 107,61 \text{ kPa}$

Návrhová únosnost základové půdy $R_d = 800,00 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy **VYHOVUJE**

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE



Vstupní data (Fáze budování 2)

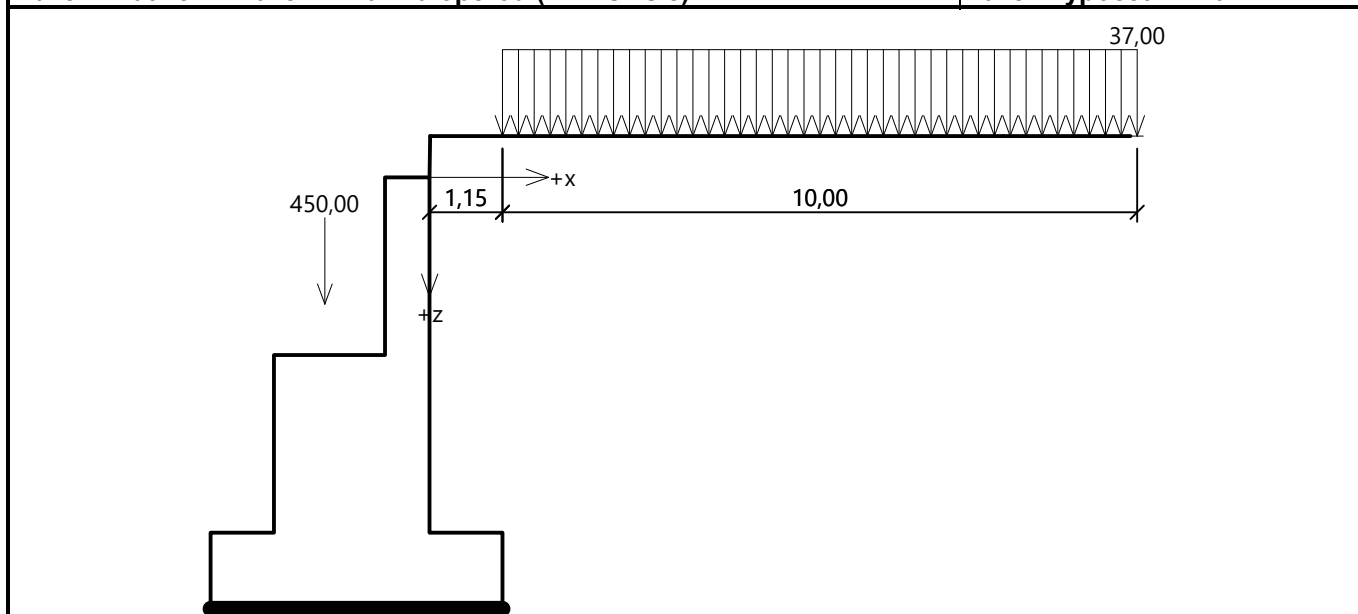
Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		proměnné	37,00		1,15	10,00	na terénu

Číslo	Název
1	Proměnné přitížení za opěrou - oblast náprav

Název : Zatížení - Fáze 2 - vlak za opěrou (min. svislé)

Fáze - výpočet : 2 - 0



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	Stálé zatížení od mostu	stálé	0,00	450,00	0,00	-1,65	2,00

Posouzení 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]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zeď	0,00	-2,21	358,50	2,37	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-4,32	136,50	4,03	1,000
Tlak v klidu	105,45	-2,48	0,00	4,60	1,000
Proměnné přetížení za opěrou - oblast náprav	55,13	-3,72	0,00	4,60	1,500
Proměnné přetížení za opěrou - oblast náprav	0,00	-6,80	0,00	4,60	0,000
Stálé zatížení od mostu	0,00	-4,80	450,00	1,80	1,000

Tlak v klidu = minimální dimenzační tlak (nominální hodnota, $\gamma_{aF} = 1,0$).

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 2210,34$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 569,92$ kNm/m

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 472,50$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 188,15$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Únosnost základové půdy (Fáze budování 2)

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	533,08	945,00	188,15	0,123	272,19

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	533,08	945,00	188,15

Posouzení únosnosti základové půdy

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,123$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

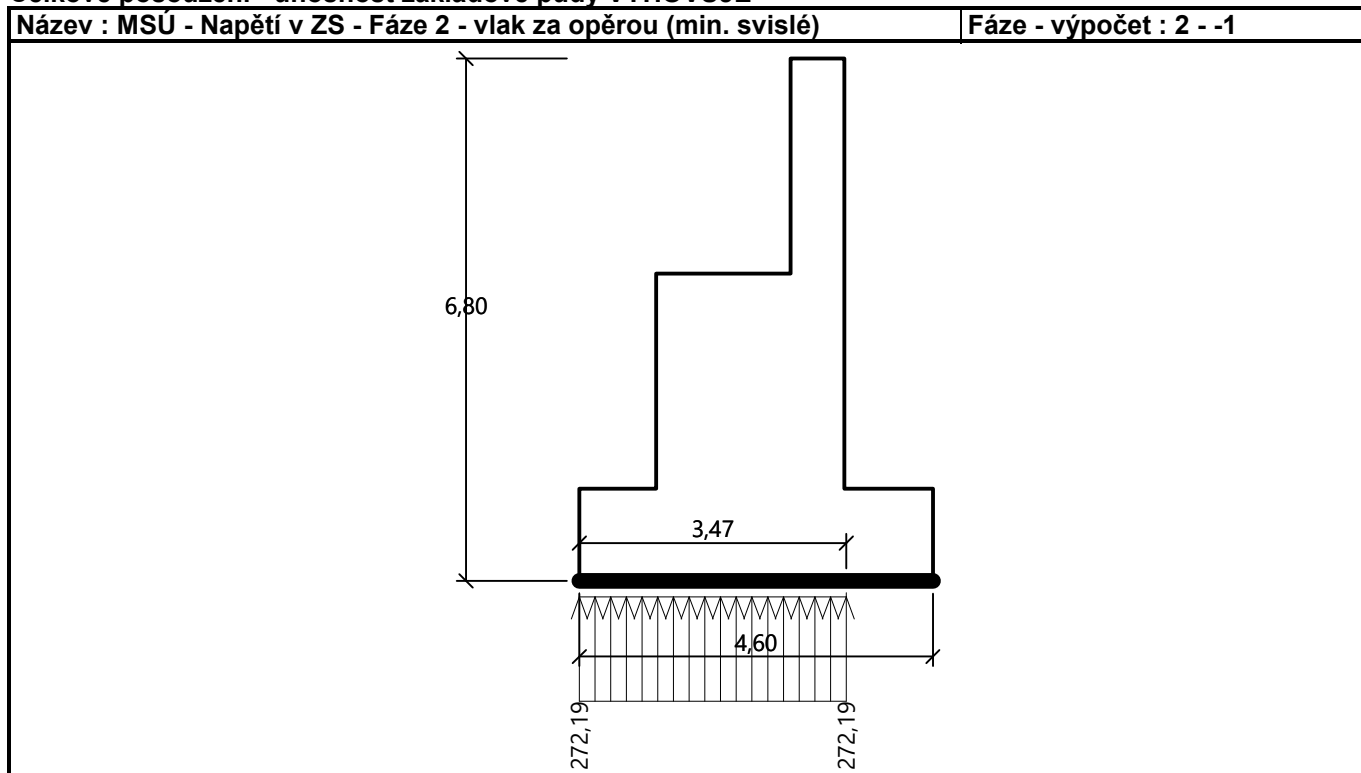
Posouzení únosnosti základové spáry

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 272,19$ kPa

Návrhová únosnost základové půdy $R_d = 800,00$ kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

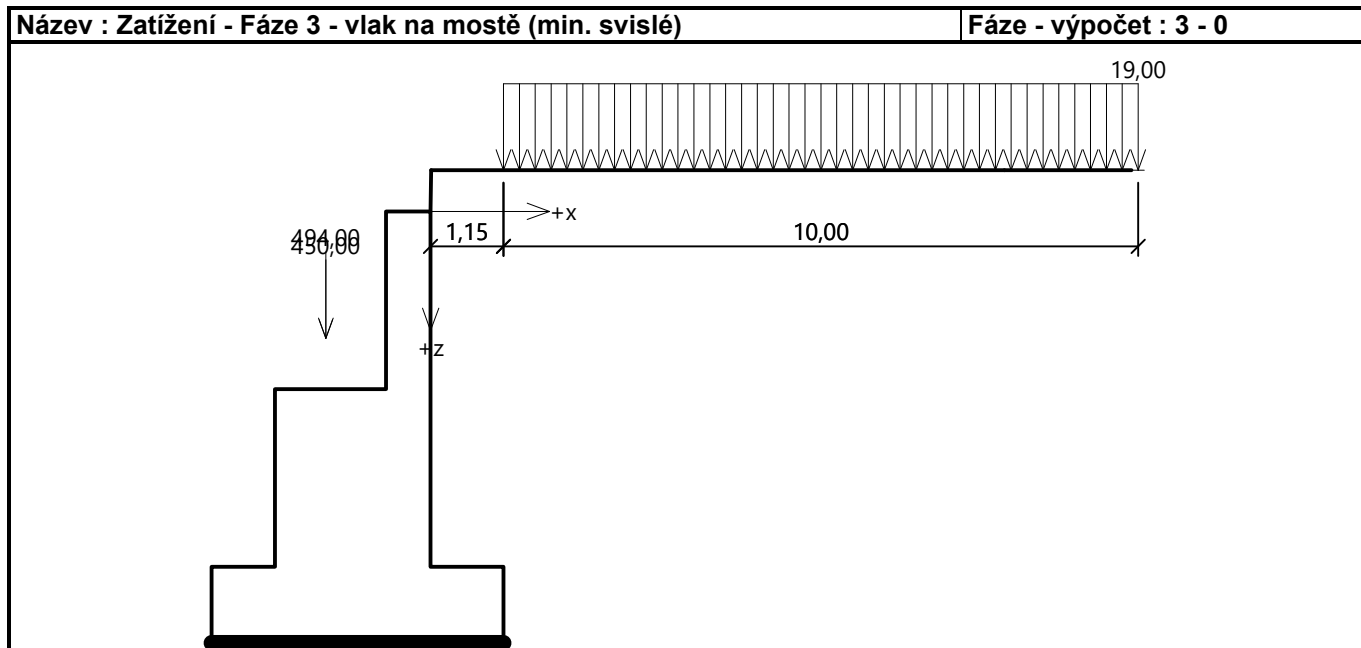


Vstupní data (Fáze budování 3)

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ne	Ano	proměnné	19,00		1,15	10,00	na terénu

Číslo	Název
1	Proměnné přetížení za opěrou - oblast spojitého zatížení



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	Ne	Ne	Stálé zatížení od mostu	stálé	0,00	450,00	0,00	-1,65	2,00
2	Ano		Proměnné zatížení vlakem na mostě	proměnné	0,00	494,00	0,00	-1,65	2,00

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]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zed'	0,00	-2,21	358,50	2,37	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-4,32	136,50	4,03	1,000
Tlak v klidu	105,45	-2,48	0,00	4,60	1,000
Proměnné přetížení za opěrou - oblast spojitého zatížení	28,31	-3,73	0,00	4,60	1,500
Proměnné přetížení za opěrou - oblast spojitého zatížení	0,00	-6,80	0,00	4,60	0,000
Stálé zatížení od mostu	0,00	-4,80	450,00	1,80	1,000
Proměnné zatížení vlakem na mostě	0,00	-4,80	494,00	1,80	1,000

Tlak v klidu = minimální dimenzační tlak (nominální hodnota, $\gamma_{aF} = 1,0$).

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 3099,54$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 420,06$ kNm/m

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 719,50 \text{ kN/m}$

Vodor. síla posunující $H_{act} = 147,92 \text{ kN/m}$

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

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	630,22	1439,00	147,92	0,095	386,40

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	630,22	1439,00	147,92

Posouzení únosnosti základové půdy

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,095$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 386,40 \text{ kPa}$

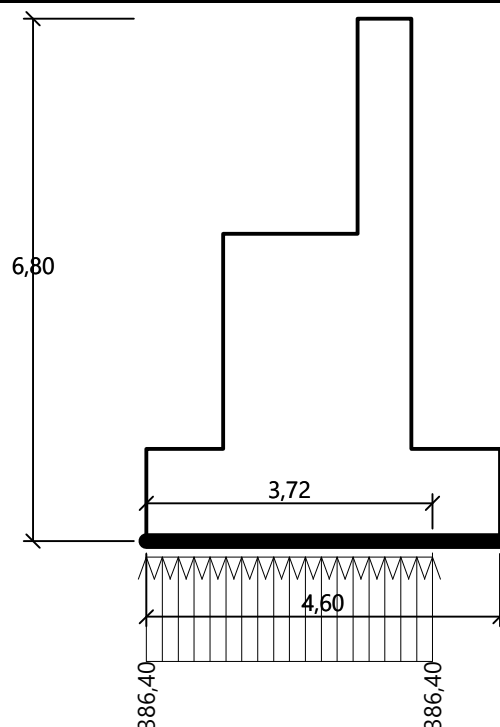
Návrhová únosnost základové půdy $R_d = 800,00 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

Název : MSÚ - Napětí v ZS - Fáze 3 - vlak na mostě (min. svislé)

Fáze - výpočet : 3 - -1



Vstupní data (Fáze budování 4)

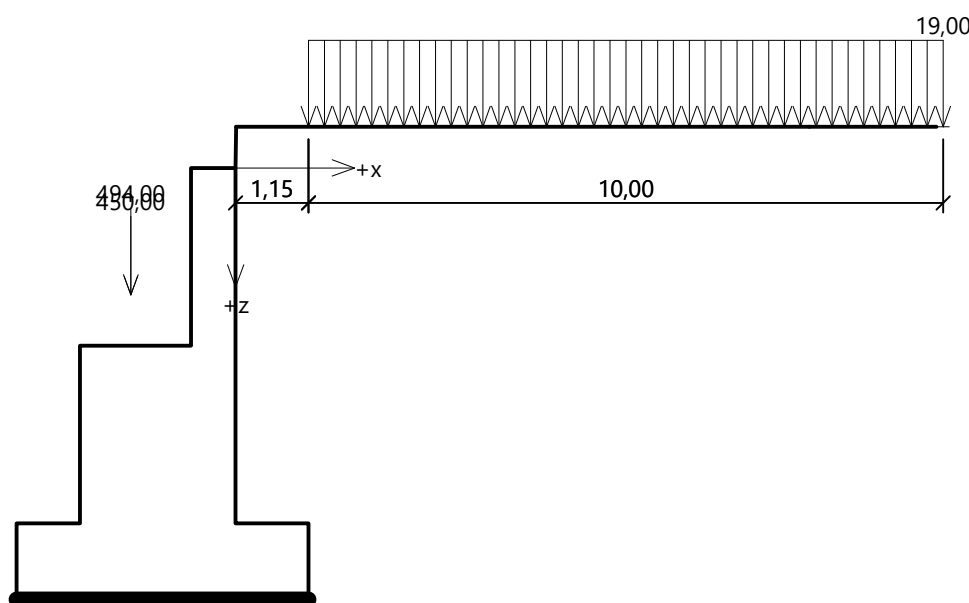
Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ne	Ne	proměnné	19,00		1,15	10,00	na terénu

Číslo	Název
1	Proměnné přitížení za opěrou - oblast spojitého zatížení

Název : Zatížení - Fáze 4 - vlak na mostě (max. svislé)

Fáze - výpočet : 4 - 0



Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla		Název	Působ.	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
1	Ne	Ne	Stálé zatížení od mostu	stálé	0,00	450,00	0,00	-1,65	2,00
2	Ne	Ne	Proměnné zatížení vlakem na mostě	proměnné	0,00	494,00	0,00	-1,65	2,00

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]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zed'	0,00	-2,21	358,50	2,37	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-4,32	136,50	4,03	1,000
Tlak v klidu	105,45	-2,48	0,00	4,60	1,000
Proměnné přetížení za opěrou - oblast spojitého zatížení	28,31	-3,73	0,00	4,60	1,500
Proměnné přetížení za opěrou - oblast spojitého zatížení	0,00	-6,80	0,00	4,60	0,000
Stálé zatížení od mostu	0,00	-4,80	450,00	1,80	1,350
Proměnné zatížení vlakem na mostě	0,00	-4,80	494,00	1,80	1,500

Tlak v klidu = minimální dimenzační tlak (nominální hodnota, $\gamma_{aF} = 1,0$).

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 4125,45$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 420,06$ kNm/m

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 984,49$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 147,92$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE

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	823,26	1968,98	147,92	0,091	523,14

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	823,26	1968,98	147,92

Posouzení únosnosti základové půdy

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,091$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

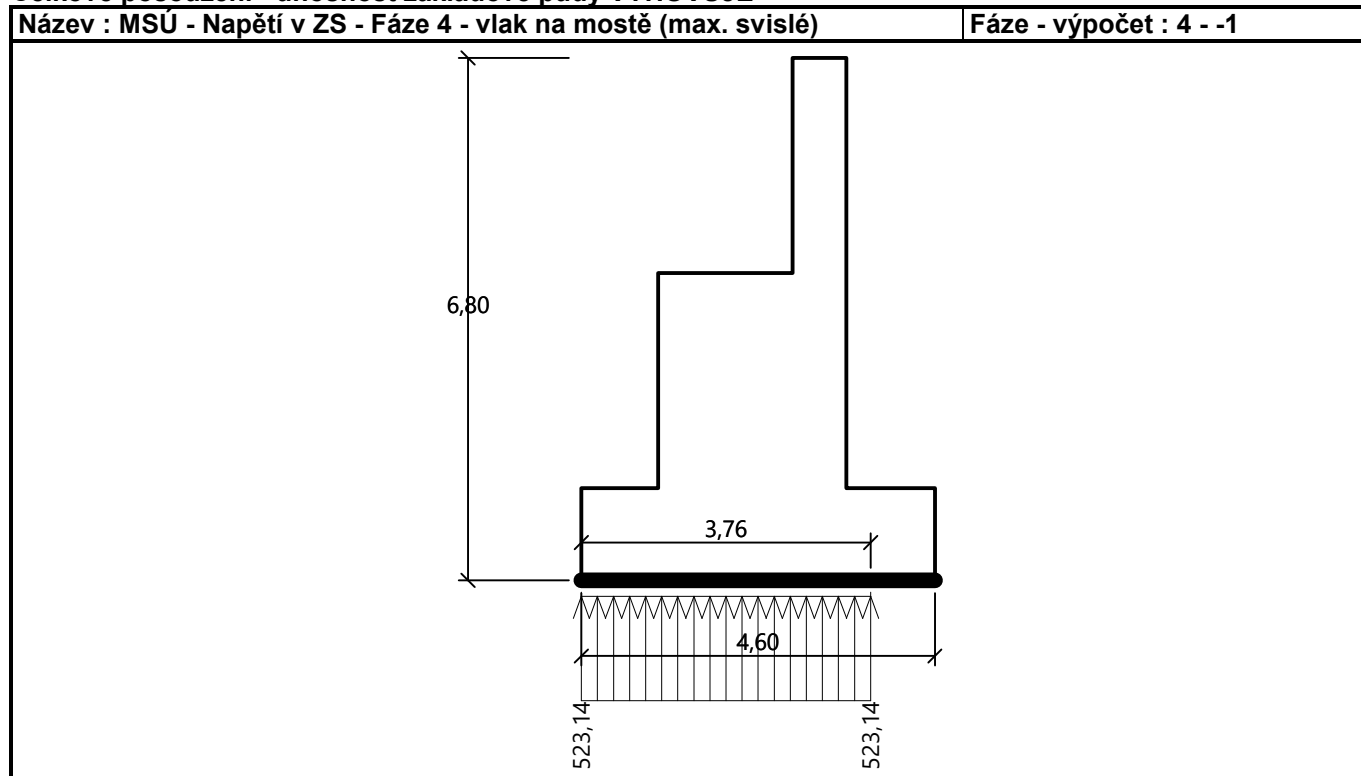
Posouzení únosnosti základové spáry

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 523,14 \text{ kPa}$

Návrhová únosnost základové půdy $R_d = 800,00 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE



Posouzení plošného základu

Vstupní data

Projekt

Popis : VÝPOČET OPĚRNÉ KONSTRUKCE - MSP - sedání, naklonění
Datum : 18.03.2022

Nastavení

Standardní - bez redukce

Materiály a normy

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

Sedání

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

Patky

Metodika posouzení : mezní stavy
Posouzení tažené patky : standardní postup
Dovolená excentricita : 0,333

Parametry zemin

ZLEPŠENÉ PODLOŽÍ (TRYSKOVÁ INJEKTÁŽ)

Objemová tíha : $\gamma = 24,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 40,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 50,00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 400,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,20$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 24,50 \text{ kN/m}^3$

Založení

Typ základu: základový pas

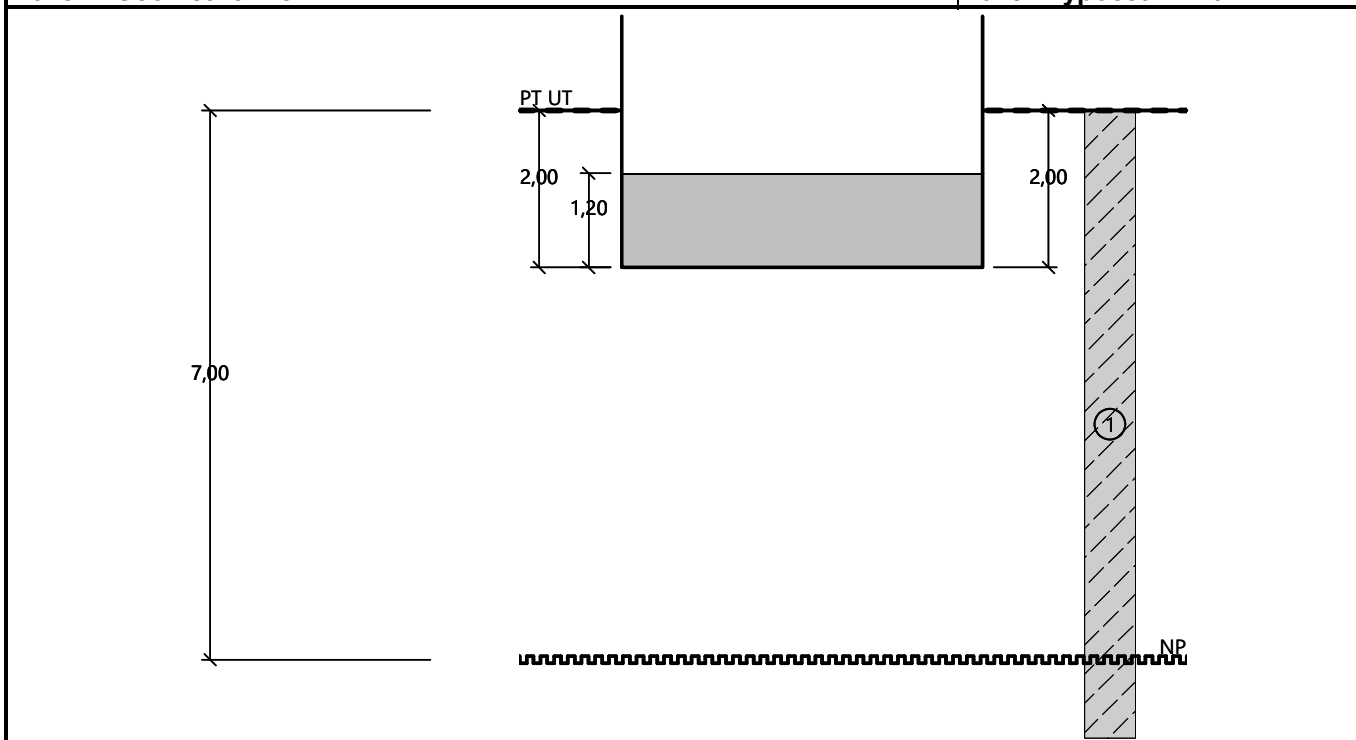
Hloubka od původního terénu $h_z = 2,00 \text{ m}$
Hloubka základové spáry $d = 2,00 \text{ m}$
Tloušťka základu $t = 1,20 \text{ m}$
Sklon upraveného terénu $s_1 = 0,00^\circ$
Sklon základové spáry $s_2 = 0,00^\circ$

Nadloží

Typ: zadat objemovou tíhu
Objemová tíha zeminy nad základem = $0,00 \text{ kN/m}^3$

Název : Geometrie - řez

Fáze - výpočet : 1 - 0



Geometrie konstrukce

Typ základu: základový pas

Čelková délka pasu = 10,00 m

Šířka pasu (x) = 4,60 m

Šířka sloupu ve směru x = 4,60 m

Zadané zatížení je uvažováno na 1bm délky pasu.

Objem pasu = 5,52 m³/m

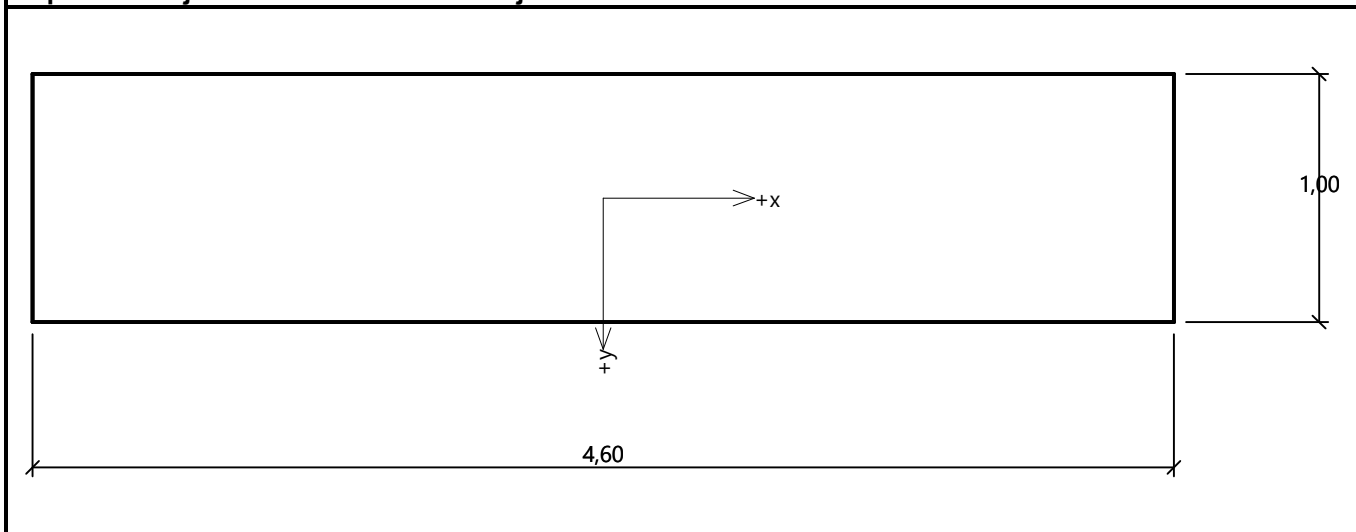
Objem výkopu = 9,20 m³/m

Objem zásypu = 0,00 m³/m

Název : Geometrie - půdorys

Fáze - výpočet : 1 - 0

Popis : osa x je rovnoběžná s osou koleje



Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 0,00 \text{ kN/m}^3$

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

Beton: C 30/37

Válcová pevnost v tlaku

$f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu

$f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$

Modul pružnosti

$E_{cm} = 33000,00 \text{ MPa}$

Ocel podélná: B500B

Mez kluzu


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

Ocel příčná: B500B

Mez kluzu

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

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	0,00 .. ∞	ZLEPŠENÉ PODLOŽÍ (TRYSKOVÁ INJEKTÁŽ)	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN/m]	M_y [kNm/m]	H_x [kN/m]
	nové	změna					
1	Ano		Fáze 2 - vlak za opěrou (min. svislé)	Návrhové	945,00	534,00	0,00
2	Ano		Fáze 4 - vlak na mostě (max. svislé)	Návrhové	1968,00	823,00	0,00
3	Ano		Fáze 2 - vlak za opěrou (min. svislé) - provozní	Užitné	675,00	381,43	0,00
4	Ano		Fáze 4 - vlak na mostě (max. svislé) - provozní	Užitné	1405,71	587,86	0,00

Nestlačitelné podloží

Nestlačitelné podloží je v hloubce 7,00 m od původního terénu.

Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden pro zatěžovací stav číslo 4. (Fáze 4 - vlak na mostě (max. svislé) - provozní)

Napětí v základové spáře uvažováno od původního terénu.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 0,00 \text{ kN/m}$

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

Sednutí středu délkové hrany $= 1,1 \text{ mm}$

Sednutí středu šířkové hrany 1 $= 1,7 \text{ mm}$

Sednutí středu šířkové hrany 2 $= 0,9 \text{ mm}$

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

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 400,00 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky tuhý ($k=1,46$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=142,56$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,091 < 0,333$

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

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,091 < 0,333$

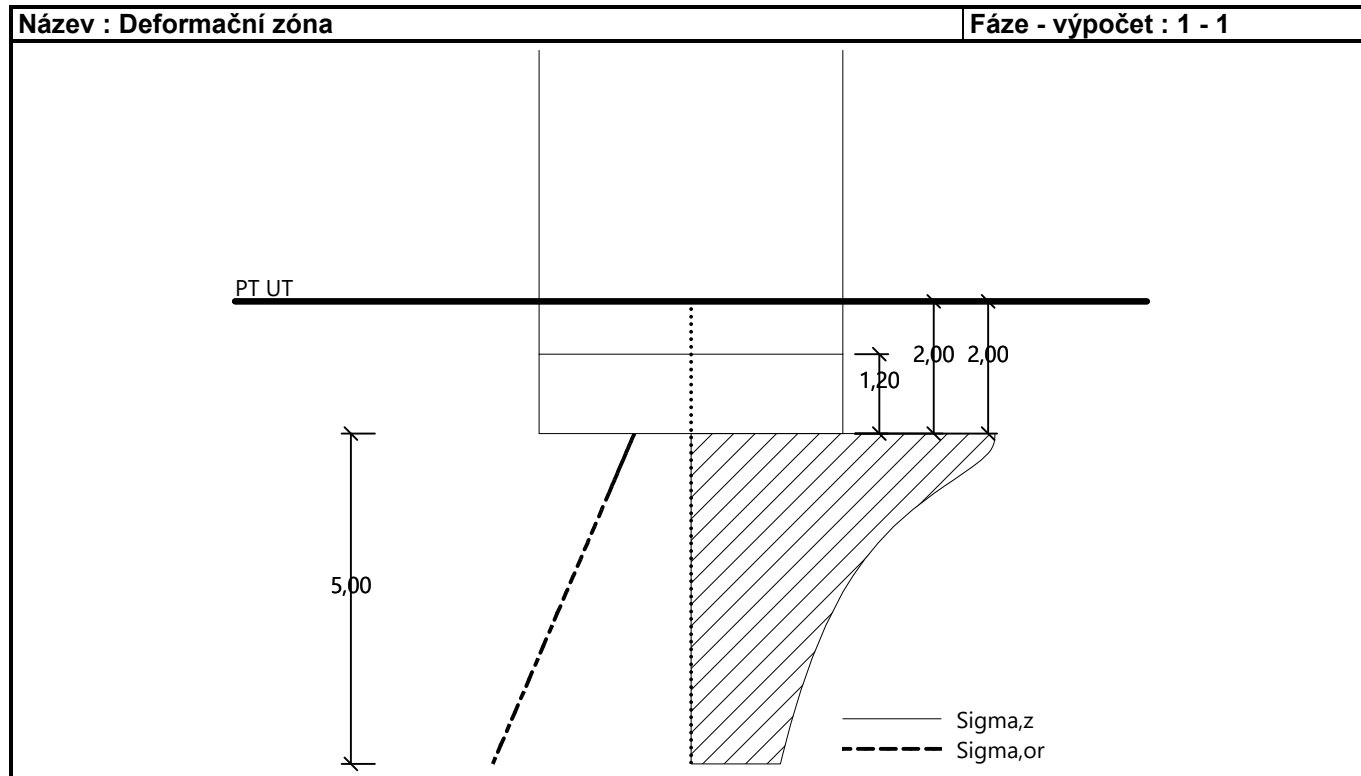
Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 1,6 mm

Hloubka deformační zóny = 5,00 m

Natočení ve směru šířky = 0,191 (tan*1000); (1,1E-02 °)



PŘEHLED VÝPOČTENÝCH DEFORMACÍ KONSTRUKCE

Šířka základové desky	B	[m]	4,6	4,6
-----------------------	---	-----	-----	-----

Hloubka spodní hrany základu od vrcholu opěry	h	[m]	6,8	6,8
---	---	-----	-----	-----

Deformace od **charakteristických** hodnot zatížení (**MSP**)

Fáze výpočtu

Fáze 2

Fáze 4

Kombinace

CO2-L

CO3-U

Sednutí hrany základu	wz1	[mm]	0,8	1,7
Sednutí charakteristického bodu	wz2	[mm]	0,6	1,6
Naklonění základu	Ry	[-]	0,0002	0,0002

Vod. posun vrcholu opěry od Ry; $u_{x,h,r}=R_y \cdot h$	$u_{x,h,r}$	[mm]	1,2	1,3
---	-------------	------	-----	-----

Mezní naklonění pro tuhé žlb. kce (EC7, Tab. NA.1)	$R_{y,lim}$	[-]	0,0030	0,0030
$R_y < R_{y,lim}$?			OK	OK

NÁVRH A POSOUZENÍ ŽLB. PRŮŘEZŮ ZÁKLADU A OPĚRY

1) 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]	1200	2450

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]	D20/125	D25/125
------------------------------	--	--	----------------	---------	---------

Profil výztuže	D	[mm]		20	25
Plocha jednoho prutu	A1	[mm ²]	(PI()*(D^2))/4	314	491
Počet prutů na šířku průřezu	n	[-]		8,0	8,0
Plocha výztuže	As	[mm ²]	n*A1	2513	3927
Krytí	c	[mm]		70	70
Síla ve výztuži	Fa	[kN]	fyd*As	1093	1707

Únosnost žlb. průřezu - prostý ohyb

Statická výška průřezu	d0	[mm]	h-c-(D/2)	1120	2368
Výška tlacené zóny průřezu	x	[mm]	Fa / (0,8*b*fcd)	85	133
Rameno vnitřních sil	z	[mm]	d0 - 0,4*x	1086	2314
Moment únosnosti průřezu	MRd	[kNm]	Fa * z	1187	3951

Moment od zatížení

Návrh. napětí v zákl. spáře	SIGd	[kPa]		523	
Délka konzole	Lkonz	[m]	přídavek dle Obr. 2.10c [2]	1,60	
Návrh. moment od zatížení	MEd	[kNm]	(1/2)*SIGd*b*(Lkonz^2)	669	781
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 ²]	0,26*(fctm/fyk)*b*d0	1689	3570
- kritérium 2	As,min2	[mm ²]	0,0013*b*d0	1456	3078
MAX(As,min1;Asmin2)	As,min	[mm ²]		1689	3570
Posouzení As >= As,min ?				OK	OK

Max. plocha tahové i tlakové výztuže	As,max	[mm ²]	0,04*b*h, Kap. 9.2.1.1 [1]	48000	98000
Celková plocha výztuže	As,celk	[mm ²]	2*As	5027	7854
Posouzení As,celk <= As,max ?				OK	OK

2) VÝSTUPEK ZÁKLADU - SMYKOVÁ ÚNOSNOST

Průřez

Šířka průřezu - smyk	bw	[mm]	obdelníkový průřez		1000	1000	1000
Výška průřezu	h	[mm]			1200	1200	1200
Účinná výška průřezu	d	[mm]			1100	1100	1100

Beton

Třída betonu			Tab. 3.1 [1]		C30/37	C30/37	C30/37
Char. pevnost betonu v tlaku	fck	[MPa]	Tab. 3.1 [1]		30,00	30,00	30,00
Součinitel α_{cc}	ALFA _{cc}	[-]	Kap. 3.1.6 [1]		0,80	0,80	0,80
Dílčí souč. bezpečnosti betonu	GAMAc	[-]	Tab. 2.1N [1]		1,50	1,50	1,50
Návrh. pevnost betonu v tlaku	fcd	[MPa]	ALFA _{cc} *fck / GAMAc [1]		16,00	16,00	16,00

Hlavní ohybová výztuž

Průměr ohybové výztuže	Dsl	[mm]			20	20	20
Počet prutů ohyb. výztuže	nsl	[ks]			8	8	8
Plocha ohybové výztuže	Asl	[mm ²]	$nsl \cdot \pi \cdot (D^{sl})^2 / 4$		2513	2513	2513

Výpočet smykové únosnosti žlb. - bez smykové výztuže

[2]

a) ve vzdálenosti od líce podpory $x \geq 2 \cdot d$ normálová síla $N = 0$

Součinitel CRd,c	CRd,c	[-]	$0,18 / \gamma_c$	(5.31)	0,12	0,12	0,12
Součinitel k	k	[-]	$1 + ((200/d)^{1/2}) \leq 2,0$	(5.32)	1,43	1,43	1,43
Stupeň vyztužení ohyb. výztuží	pl	[-]	$Asl / (bw \cdot d) \leq 0,02$	(5.33)	0,0023	0,0023	0,0023
Únosnost - pomocná hodnota 1	VRd,cm'	[kN]	**) $(CRd,c \cdot k \cdot ((100 \cdot pl \cdot fck)^{1/3}) \cdot bw \cdot d$	(5.30)	358	358	358

**) $(CRd,c \cdot k \cdot ((100 \cdot pl \cdot fck)^{1/3}) \cdot bw \cdot d$

Min. ekvivalentní smyk. pevnost	vmin	[MPa]	$0,035 \cdot (k^{3/2}) \cdot (fck^{1/2})$	(5.35)	0,33	0,33	0,33
Únosnost - minimální	VRd,cm,min	[kN]	$vmin \cdot bw \cdot d$	(5.34)	359	359	359

Smyk. únosnost (pro $x \geq 2 \cdot d$)	VRd,cm	[kN]	***) $MAX(VRd,cm'; VRd,cm,min)$	(5.30)	359	359	359
--	--------	------	---------------------------------	--------	-----	-----	-----

***) $MAX(VRd,cm'; VRd,cm,min)$

b) ve vzdálenosti od líce podpory $x < 2 \cdot d$ přímé spojitě (rovnoměrné) zatížení

Vzd. průřezu od líce podpory	x	[mm]			0	500	1000
Součinitel BETA	BETA	[m]	$(2 \cdot d) / x \leq 4,0$	(5.40)	4,00	4,00	2,20
Únosnost - pomocná hodnota 2	VRd'	[kN]	$BETA \cdot VRd,cm$	(5.41)	1437	1437	790

Souč. v	v	[-]	$0,6 \cdot (1 - (fck/250))$	(5.42)	0,53	0,53	0,53
Únosnost - maximální	VRd,max	[kN]	$0,5 \cdot v \cdot fcd \cdot bw \cdot d$	(5.41)	4646	4646	4646

Smyk. únosnost (pro $x < 2 \cdot d$)	VRd	[kN]	$MIN(VRd'; VRd,max)$	(5.41)	1437	1437	790
---------------------------------------	-----	------	----------------------	--------	------	------	-----

Posouvající síla od zatížení

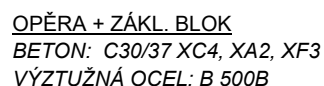
Návrh. napětí v zákl. spáře	SIGd	[kPa]			523	523	523
Délka vyložení výstupku	Lv	[mm]			1000	1000	1000
Vzd. průřezu od líce podpory	x	[m]	viz výše		0	500	1000
Návrh. posouvající síla od zat.	VEd	[kN]	$SIGd \cdot (Lv - x)$		523	262	0
Posouzení $VRd \geq VEd$?					OK	OK	OK

[1] ČSN 1992-1-1, 2019

[2] Procházka a kol.: Navrhování betonových konstrukcí 1,
prvky z prostého a železového betonu (ČBS, 2005)

ZÁPAD

Havlíčkův Brod



Průběžná strana: 31 z 52

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]		7,45	6,25
Šířka výpočetního řezu	bv	[m]		4,60	2,45
Šířka výpočetního řezu za rubem opěry	br	[m]		1,15	0,00
Hloubka spodní hrany zákl. od od koruny násypu	hz	[m]		7,45	7,45
Výška závěrné zídky	hzav	[m]		2,80	2,80
Výška opěry bez závěrné zídky	ho	[m]		2,80	2,80
Výška základu	Hz	[m]		1,20	1,20
Hloubka spodní hrany zákl. od ložiska	Z1	[m]		4,80	4,80
Hloubka ložiska od koruny násypu	Z2	[m]	hz-Z1	2,65	2,65
Šířka základu (rozměr rovnoběžně ke koleji)	Bz	[m]		4,60	4,60
Šířka opěry (rozměr rovnoběžně ke koleji)	Bo	[m]		2,45	2,45
Šířka závěrné zídky	bzav	[m]		0,70	0,70
Vzdálenost ložiska od líce opěry	X1	[m]		0,80	0,80
Vzdálenost ložiska od rubu opěry	X2	[m]	Bo-X1	1,65	1,65
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	49	49
Poloha působíště od středu výpočetního řezu	a1zav	[m]	((bv-bzav)/2)-br	0,80	0,88
Tíha opěry (bez závěrné zídky)	G2o	[kN/bm]	Bo*ho*GAc	172	172
Poloha působíště od středu výpočetního řezu	a2o	[m]	((bv-Bo)/2)-br	-0,08	0,00
Tíha základu	G3z	[kN/bm]	Bz*Hz*GAc	138	0
Vlastní tíha celková	Noz,k	[kN/bm]	$\sum Gi$	359	221
Excentricita celková	eo	[m]	$(\sum Gi*ai)/Noz,k$	0,07	0,19
Moment	Moz,k	[kNm/bm]	Noz,k*eo	26	43

2) STÁLÉ ZATÍŽENÍ OD MOSTU - SVISLÉ

Stálé zat. od mostu na opěru - 1 kolej	Ng1,k	[kN]		2295	2295
Stálé zat. od mostu na opěru - bm	Ng,k	[kN/bm]	Ng1,k / L	450	450
Excentricita zatížení	eg	[m]	(bv/2)-br-X2	-0,50	-0,43
Moment	Mg,k	[kNm/bm]	Ng,k*eg	-225	-191

3) PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ VLAKEM NA MOSTĚ - SVISLÉ

Proměnné zat. od mostu na opěru - 1 kolej	Nq1,k	[kN]		2517	2517
Proměnné zat. od mostu na opěru - bm	Nq,k	[kN/bm]	Nq1,k / L	494	494
Excentricita zatížení	eq	[m]	= eg	-0,50	-0,43
Moment	Mq,k	[kNm/bm]	Nq,k*eq	-247	-210

4) BRZDNÁ SÍLA - VODOROVNÉ

Brzdná síla - 1 kolej (bez redukce)	Hbr1',k	[kN]	pevné ložisko	875	875
Redukční součinitel pro bezstykovou kolej	KSI	[-]		0,60	0,60
Brzdná síla - 1 kolej	Hbr1,k	[kN]	Hbr1',k * KSI	525	525
Brzdná síla - 1 bm	Hbr,k	[kN/bm]	Hbr1,k / L	103	103
Excentricita zatížení	ebr	[m]	-(hv-Z2)	-4,80	-3,60
Moment	Mbr,k	[kNm/bm]	Hbr,k*ebr	-494	-370

5) SVISLÝ TLAK ZEMINY NA ZÁKLAD

Hloubka horní hrany základu od koruny násypu	hzu	[m]	hz-Hz	6,25	6,25
Objemová tíha zeminy	GAMAz	[kN/m ³]		19,0	19,0
Svislá výslednice tlaku zeminy na základ	Nzv,k	[kN/bm]	br*hzu*GAMAz	137	0
Excentricita zatížení	ezv	[m]	(Bz/2)-(br/2)	1,73	2,30
Moment	Mzv,k	[kNm/bm]	Nzv,k*ezv	236	0

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	28	24
Výslednice bočního tlaku od zeminy	H _z ,k	[kN/bm]	fz*hv*0,5	105	74
Excentricita zatížení	ez	[m]	- hv/3	-2,5	-2,1
Moment	M _z ,k	[kNm/bm]	H _z ,k*ez	-262	-155

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 _{nap}	[kN/m]	(Q/a)*ALFA	189	189
Náhradní plošné zatížení	q _{nap,v}	[kPa]	q _{nap} / L	37	37
Boční tlak od dopravy po roznosu	q _{nap,h}	[kPa]	q _{nap,v} * k	7	7
Horizontální síla (výslednice) - oblast náprav	H _{nap,k}	[kN/bm]	q _{nap,h} * hv	55	46
Excentricita zatížení	e _{nap}	[m]	- hv/2	-3,73	-3,13
Moment - oblast náprav	M _{nap,k}	[kNm/bm]	H _{nap,k} * e _{nap}	-206	-145

7.2) Oblast spojitého zatížení

Spojitě zatížení	q _{spoj}	[kN/m]	Model 71	80	80
Spojitě zatížení - klasifikované	q _{spoj,alfa}	[kN/m]	q _{spoj} * ALFA	97	97
Náhradní plošné zatížení	q _{spoj,v}	[kPa]	q _{spoj,alfa} / L	19	19
Boční tlak od dopravy po roznosu	q _{spoj,h}	[kPa]	q _{spoj,v} * k	4	4
Horizontální síla (výslednice) - oblast spojitého zat.	H _{spoj,k}	[kN/bm]	q _{spoj,h} * hv	28	24
Excentricita zatížení	e _{spoj}	[m]	- hv/2	-3,73	-3,13
Moment - oblast spojitého zatížení	M _{spoj,k}	[kNm/bm]	H _{spoj,k} * e _{spoj}	-105	-74

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	GAMAnap	[-]		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]		495	221
- horizontální síla H1d = SUMA (Hi,k*GAMAi)	H1d	[kN/bm]		105	74
- moment M1d = SUMA (Mi,k*GAMAi)	M1d	[kNm/bm]		0	-112
- excentricita e1d = M1d / N1d	e1d	[m]		0,0	0,5

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 $N2d = \sum (N_i, k \cdot GAMAi)$	N2d	[kN/bm]		945	671
- horizontální síla $H2d = \sum (H_i, k \cdot GAMAi)$	H2d	[kN/bm]		188	144
- moment $M2d = \sum (M_i, k \cdot GAMAi)$	M2d	[kNm/bm]		-534	-520
- excentricita $e2d = M2d / N2d$	e2d	[m]		0,6	0,8

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 $N3Ld = \sum (N_i, k \cdot GAMAi)$	N3Ld	[kN/bm]		1439	1164
- horizontální síla $H3Ld = \sum (H_i, k \cdot GAMAi)$	H3Ld	[kN/bm]		302	264
- moment $M3Ld = \sum (M_i, k \cdot GAMAi)$	M3Ld	[kNm/bm]		-1371	-1180
- excentricita $e3Ld = M3Ld / N3Ld$	e3Ld	[m]		1,0	1,0

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 $N3Ud = \sum (N_i, k \cdot GAMAi)$	N3Ud	[kN/bm]		1968	1645
- horizontální síla $H3Ud = \sum (H_i, k \cdot GAMAi)$	H3Ud	[kN/bm]		302	264
- moment $M3Ud = \sum (M_i, k \cdot GAMAi)$	M3Ud	[kNm/bm]		-1563	-1336
- excentricita $e3Ud = M3Ud / N3Ud$	e3Ud	[m]		0,8	0,8

Výpočet tížné zdi

Vstupní data

Projekt

Popis : VÝPOČET OPĚRNÉ KONSTRUKCE - MSÚ
Datum : 18.03.2022

Nastavení

Dílčí součinitelé bezpečnosti jsou aplikovány přímo na spočtené síly (viz dále).

Standardní - bez redukce

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$

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

Beton: C 30/37

Válcová pevnost v tlaku

$$f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$$

Pevnost v tahu

$$f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$$

Ocel podélná: B500B

Mez kluzu

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

Geometrie konstrukce

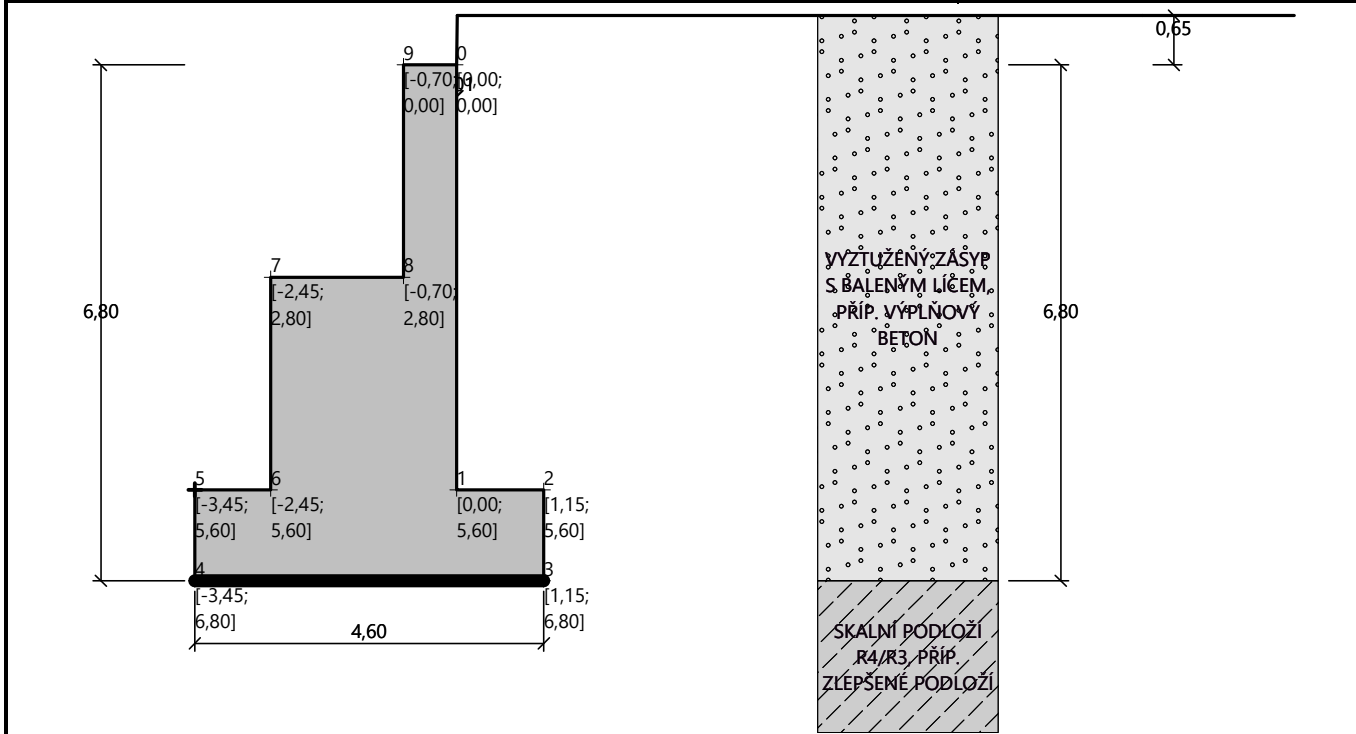
Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	5,60
3	1,15	5,60
4	1,15	6,80
5	-3,45	6,80
6	-3,45	5,60
7	-2,45	5,60
8	-2,45	2,80
9	-0,70	2,80
10	-0,70	0,00

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

Plocha řezu zdi = 14,34 m².

Název : Výpočetní model - geometrie

Fáze - výpočet : 1 - 0



Parametry zemín

VYŽTUŽENÝ ZÁSYP S BALENÝM LÍCEM, PŘÍP. VÝPLŇOVÝ BETON

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 33,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 0,00^\circ$
 Zemina : zadat
 Součinitel tlaku v klidu : $K_r = 0,20$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

SKALNÍ PODLOŽÍ R4/R3, PŘÍP. ZLEPŠENÉ PODLOŽÍ

Objemová tíha : $\gamma = 24,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 40,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 50,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 0,00^\circ$
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,20$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 24,50 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	6,80	0,00 .. 6,80	VYŽTUŽENÝ ZÁSYP S BALENÝM LÍCEM, PŘÍP. VÝPLŇOVÝ BETON	
2	-	6,80 .. ∞	SKALNÍ PODLOŽÍ R4/R3, PŘÍP. ZLEPŠENÉ PODLOŽÍ	

Založení

Typ založení : zemina - zadat parametry kontaktu

Parametry

Součinitel tření základ-zemina $\mu = 0,50$

Soudržnost základ-zemina $a = 0,00$ kPa

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je ve sklonu 1: 0,02 (úhel sklonu je 89,12 °).

Výška náspu je 0,65 m, délka náspu je 0,01 m.

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce není uvažován.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Zed' se nemůže přemístit, je počítána na zatížení tlakem v klidu.

Posouzení čís. 1 (Fáze budování 1)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zed'	0,00	-2,21	358,50	2,37	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-4,32	136,50	4,03	1,000
Tlak v klidu	105,45	-2,48	0,00	4,60	1,000

Tlak v klidu = minimální dimenzační tlak (nominální hodnota, $\gamma_{aF} = 1,0$).

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 1400,34$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 261,88$ kNm/m

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 247,50$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 105,45$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Únosnost základové půdy (Fáze budování 1)

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	0,04	495,00	105,45	0,000	107,61

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	0,04	495,00	105,45

Posouzení únosnosti základové půdy

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,000$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$

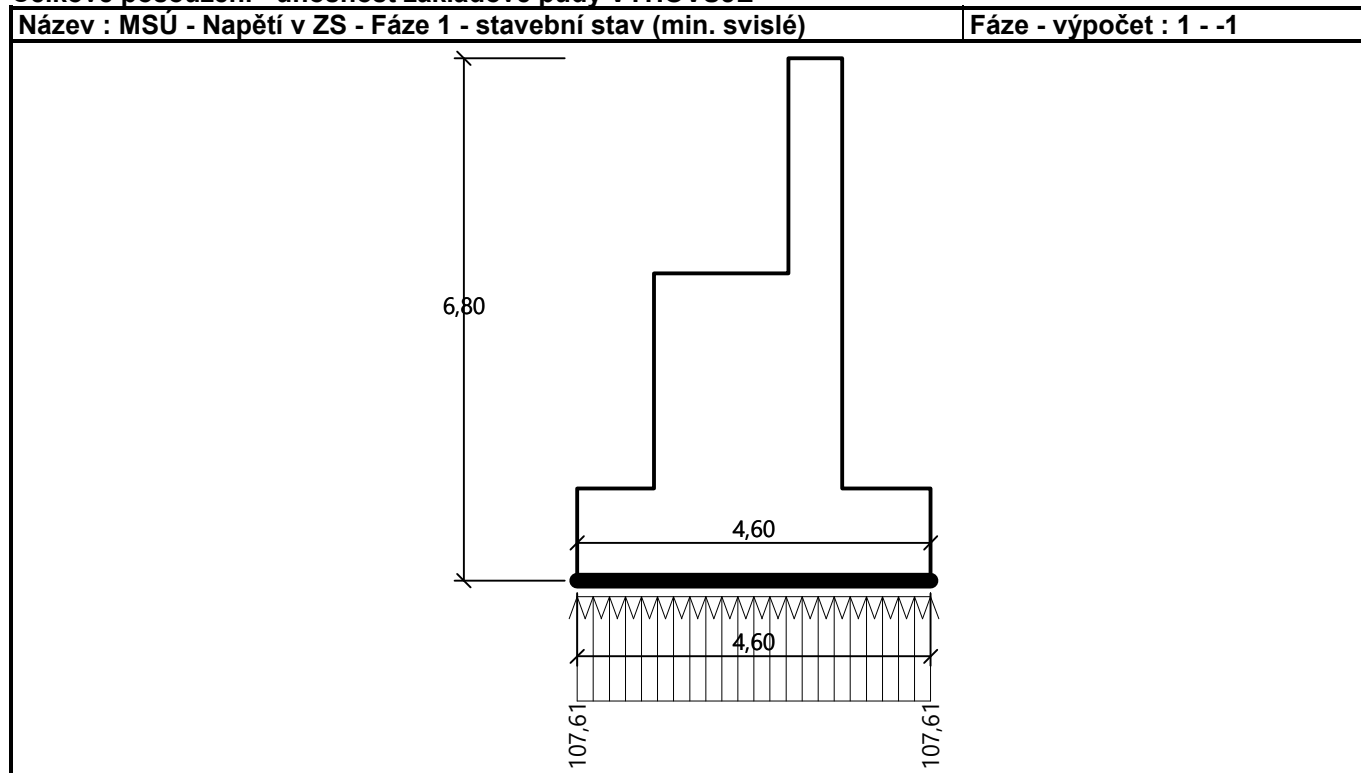
Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 107,61$ kPa
Návrhová únosnost základové půdy $R_d = 800,00$ kPa

Únosnost základové půdy **VYHOVUJE**

Celkové posouzení - únosnost základové půdy **VYHOVUJE**



Vstupní data (Fáze budování 2)

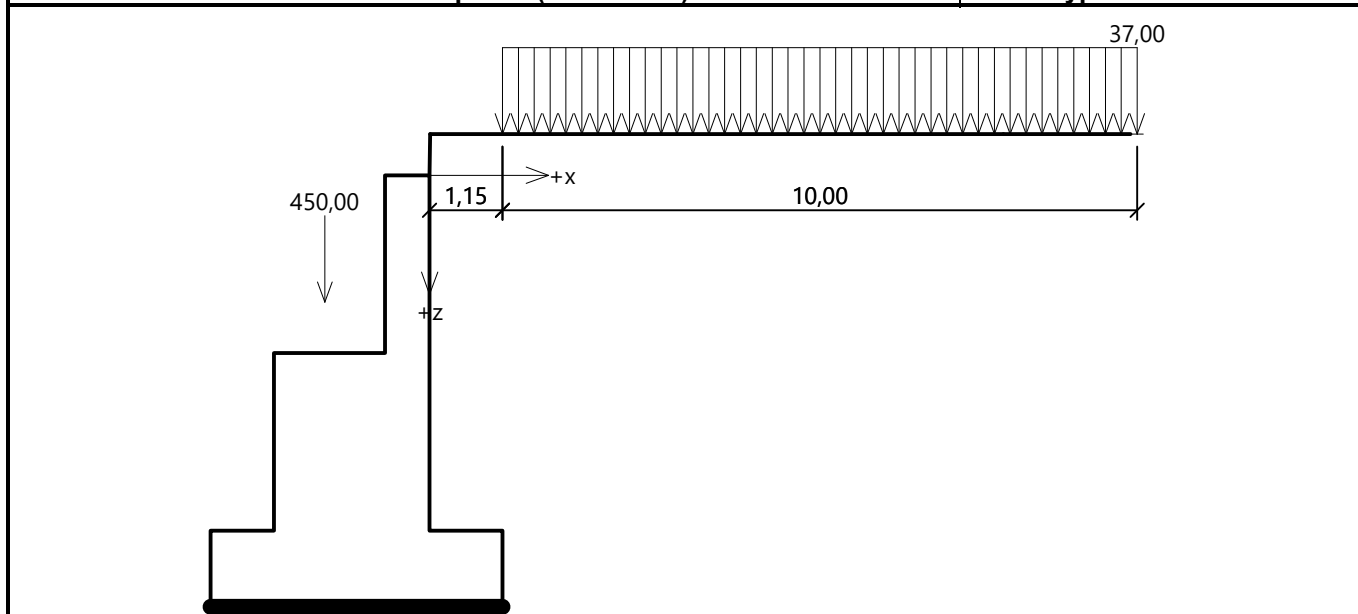
Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		proměnné	37,00		1,15	10,00	na terénu

Číslo	Název
1	Proměnné přitížení za opěrou - oblast náprav

Název : Zatížení - Fáze 2 - vlak za opěrou (min. svislé)

Fáze - výpočet : 2 - 0



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	Stálé zatížení od mostu	stálé	0,00	450,00	0,00	-1,65	2,00

Posouzení 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]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zed'	0,00	-2,21	358,50	2,37	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-4,32	136,50	4,03	1,000
Tlak v klidu	105,45	-2,48	0,00	4,60	1,000
Proměnné přetížení za opěrou - oblast náprav	55,13	-3,72	0,00	4,60	1,500
Proměnné přetížení za opěrou - oblast náprav	0,00	-6,80	0,00	4,60	0,000
Stálé zatížení od mostu	0,00	-4,80	450,00	1,80	1,000

Tlak v klidu = minimální dimenzační tlak (nominální hodnota, $\gamma_m F = 1,0$).

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 2210,34$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 569,92$ kNm/m

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 472,50$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 188,15$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Únosnost základové půdy (Fáze budování 2)

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	533,08	945,00	188,15	0,123	272,19

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	533,08	945,00	188,15

Posouzení únosnosti základové půdy

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,123$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

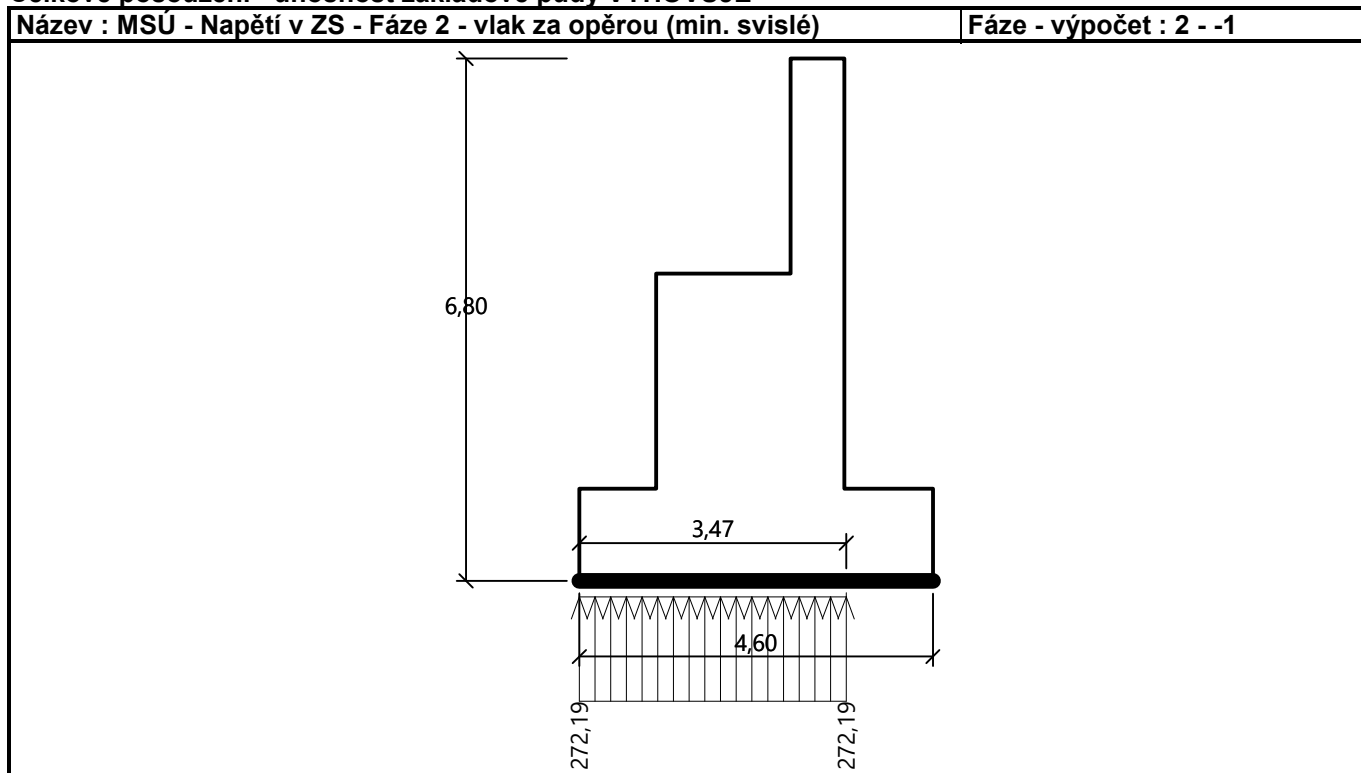
Posouzení únosnosti základové spáry

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 272,19$ kPa

Návrhová únosnost základové půdy $R_d = 800,00$ kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

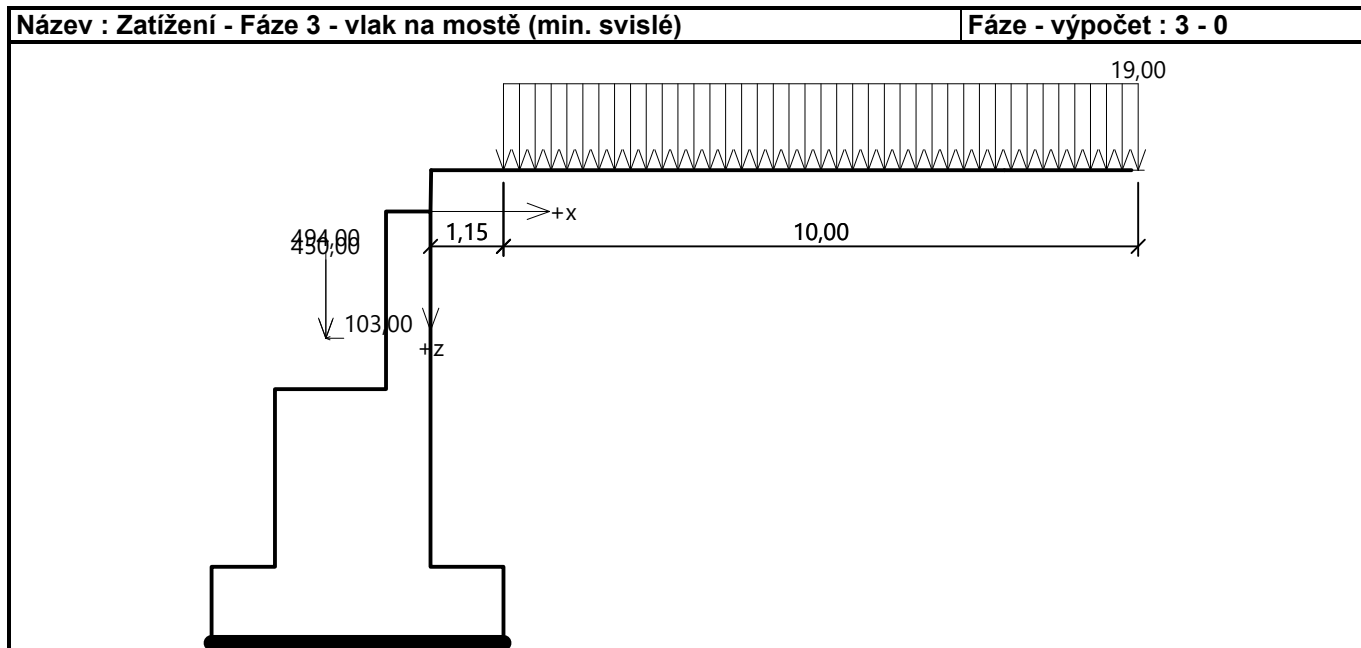


Vstupní data (Fáze budování 3)

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	nové	změna						
1	Ne	Ano	proměnné	19,00		1,15	10,00	na terénu

Číslo	Název
1	Proměnné přetížení za opěrou - oblast spojitého zatížení



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	Ne	Ne	Stálé zatížení od mostu	stálé	0,00	450,00	0,00	-1,65	2,00
2	Ano		Proměnné zatížení vlakem na mostě	proměnné	0,00	494,00	0,00	-1,65	2,00
3	Ano		Brzdná síla	proměnné	-103,00	0,00	0,00	-1,65	2,00

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]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zedř	0,00	-2,21	358,50	2,37	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-4,32	136,50	4,03	1,000
Tlak v klidu	105,45	-2,48	0,00	4,60	1,000
Proměnné přetížení za opěrou - oblast spojitého zatížení	28,31	-3,73	0,00	4,60	1,500
Proměnné přetížení za opěrou - oblast spojitého zatížení	0,00	-6,80	0,00	4,60	0,000
Stálé zatížení od mostu	0,00	-4,80	450,00	1,80	1,000
Proměnné zatížení vlakem na mostě	0,00	-4,80	494,00	1,80	1,000
Brzdná síla	103,00	-4,80	0,00	1,80	1,500

Tlak v klidu = minimální dimenzační tlak (nominální hodnota, $\gamma F = 1,0$).

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 3099,54 \text{ kNm/m}$

Moment klopící $M_{ovr} = 1161,66 \text{ kNm/m}$

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 719,50 \text{ kN/m}$

Vodor. síla posunující $H_{act} = 302,42 \text{ kN/m}$

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

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	1371,82	1439,00	302,42	0,207	534,28

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	1371,82	1439,00	302,42

Posouzení únosnosti základové půdy

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,207$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 534,28 \text{ kPa}$

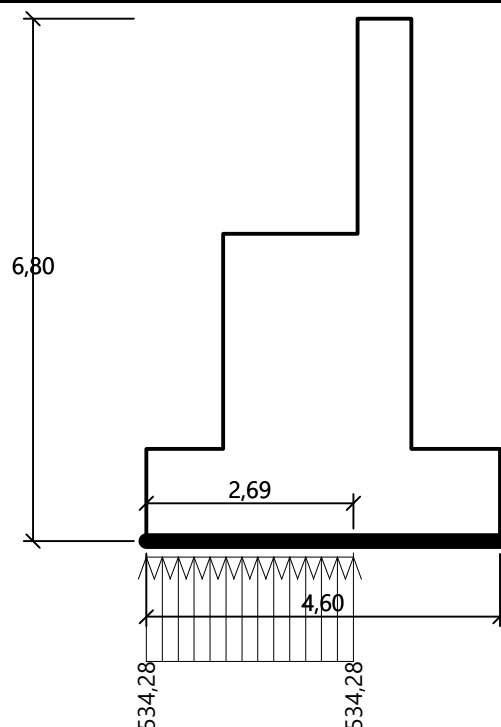
Návrhová únosnost základové půdy $R_d = 800,00 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

Název : MSÚ - Napětí v ZS - Fáze 3 - vlak na mostě (min. svislé)

Fáze - výpočet : 3 - -1



Vstupní data (Fáze budování 4)

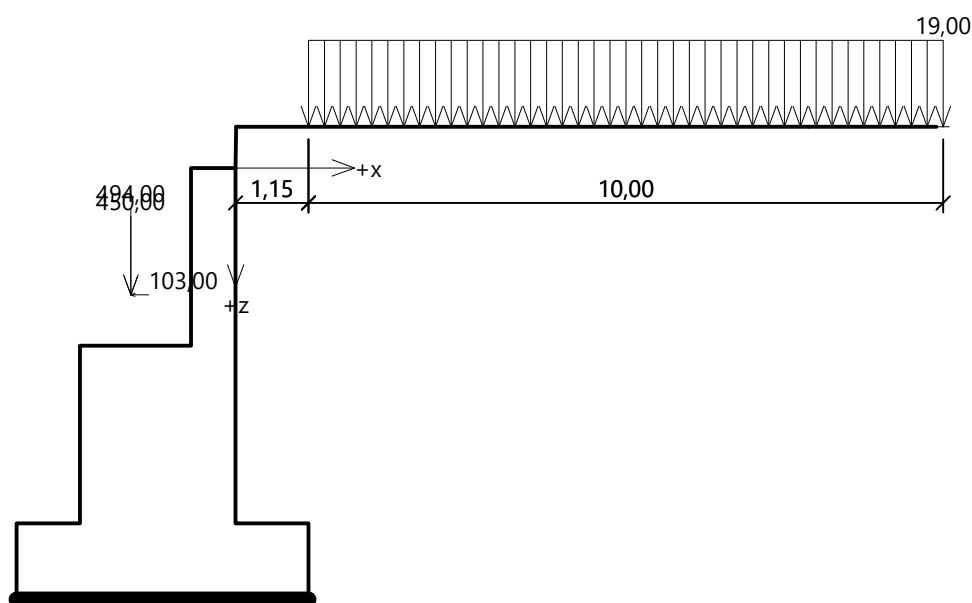
Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m²]	Vel.2 [kN/m²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ne	Ne	proměnné	19,00		1,15	10,00	na terénu

Číslo	Název
1	Proměnné přitížení za opěrou - oblast spojitého zatížení

Název : Zatížení - Fáze 4 - vlak na mostě (max. svislé)

Fáze - výpočet : 4 - 0



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	Ne	Ne	Stálé zatížení od mostu	stálé	0,00	450,00	0,00	-1,65	2,00
2	Ne	Ne	Proměnné zatížení vlakem na mostě	proměnné	0,00	494,00	0,00	-1,65	2,00
3	Ne	Ne	Brzdná síla	proměnné	-103,00	0,00	0,00	-1,65	2,00

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]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zed'	0,00	-2,21	358,50	2,37	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-4,32	136,50	4,03	1,000
Tlak v klidu	105,45	-2,48	0,00	4,60	1,000
Proměnné přetížení za opěrou - oblast spojitého zatížení	28,31	-3,73	0,00	4,60	1,500
Proměnné přetížení za opěrou - oblast spojitého zatížení	0,00	-6,80	0,00	4,60	0,000
Stálé zatížení od mostu	0,00	-4,80	450,00	1,80	1,350
Proměnné zatížení vlakem na mostě	0,00	-4,80	494,00	1,80	1,500
Brzdná síla	103,00	-4,80	0,00	1,80	1,500

Tlak v klidu = minimální dimenzační tlak (nominální hodnota, $\gamma_{aF} = 1,0$).

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 4125,45$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 1161,66$ kNm/m

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 984,49$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 302,42$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE

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	1564,86	1968,98	302,42	0,173	654,04

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	1564,86	1968,98	302,42

Posouzení únosnosti základové půdy

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,173$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

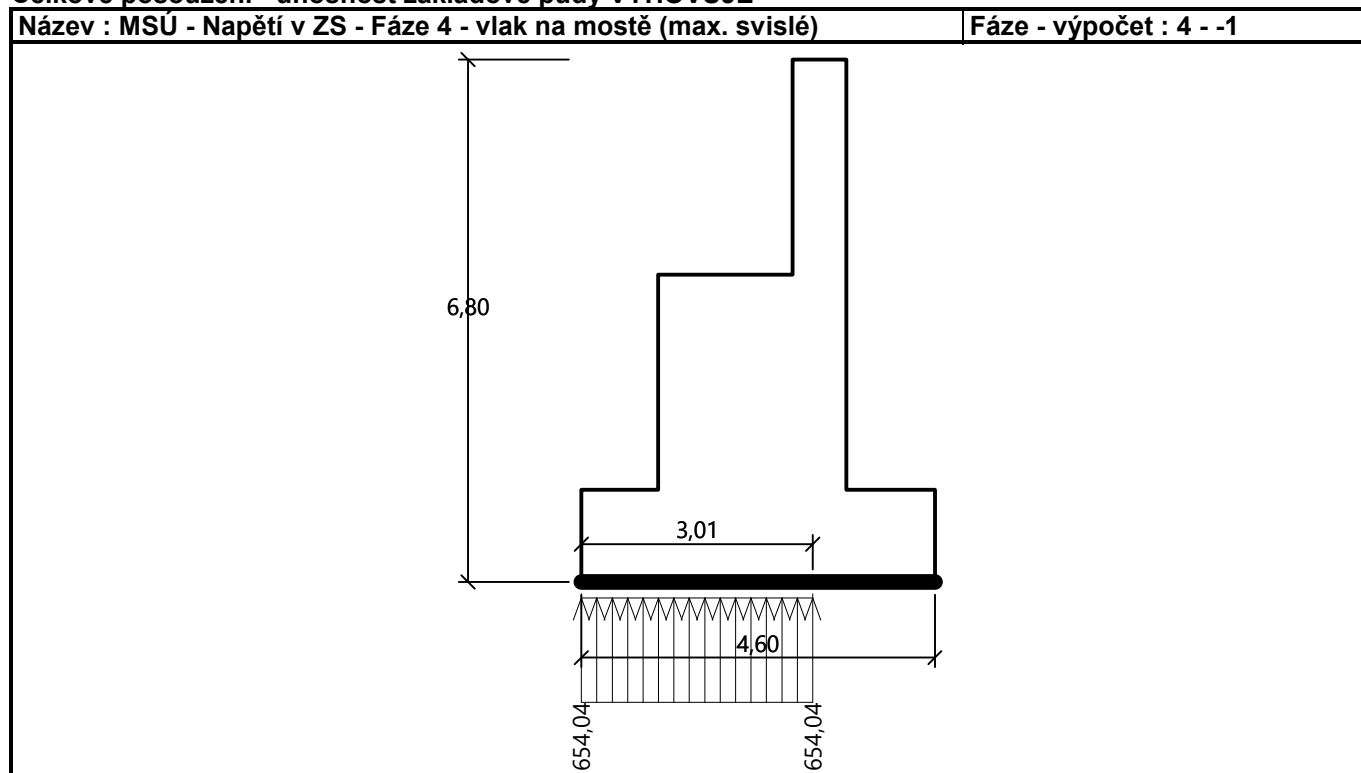
Posouzení únosnosti základové spáry

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 654,04 \text{ kPa}$

Návrhová únosnost základové půdy $R_d = 800,00 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE



Posouzení plošného základu

Vstupní data

Projekt

Popis : VÝPOČET OPĚRNÉ KONSTRUKCE - MSP - sedání, naklonění
Datum : 18.03.2022

Nastavení

Standardní - bez redukce

Materiály a normy

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

Sedání

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

Patky

Metodika posouzení : mezní stavy
Posouzení tažené patky : standardní postup
Dovolená excentricita : 0,333

Parametry zemin

SKALNÍ PODLOŽÍ R4/R3, PŘÍP. ZLEPŠENÉ PODLOŽÍ

Objemová tíha : $\gamma = 24,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 40,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 50,00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 400,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,20$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 24,50 \text{ kN/m}^3$

Založení

Typ základu: základový pas

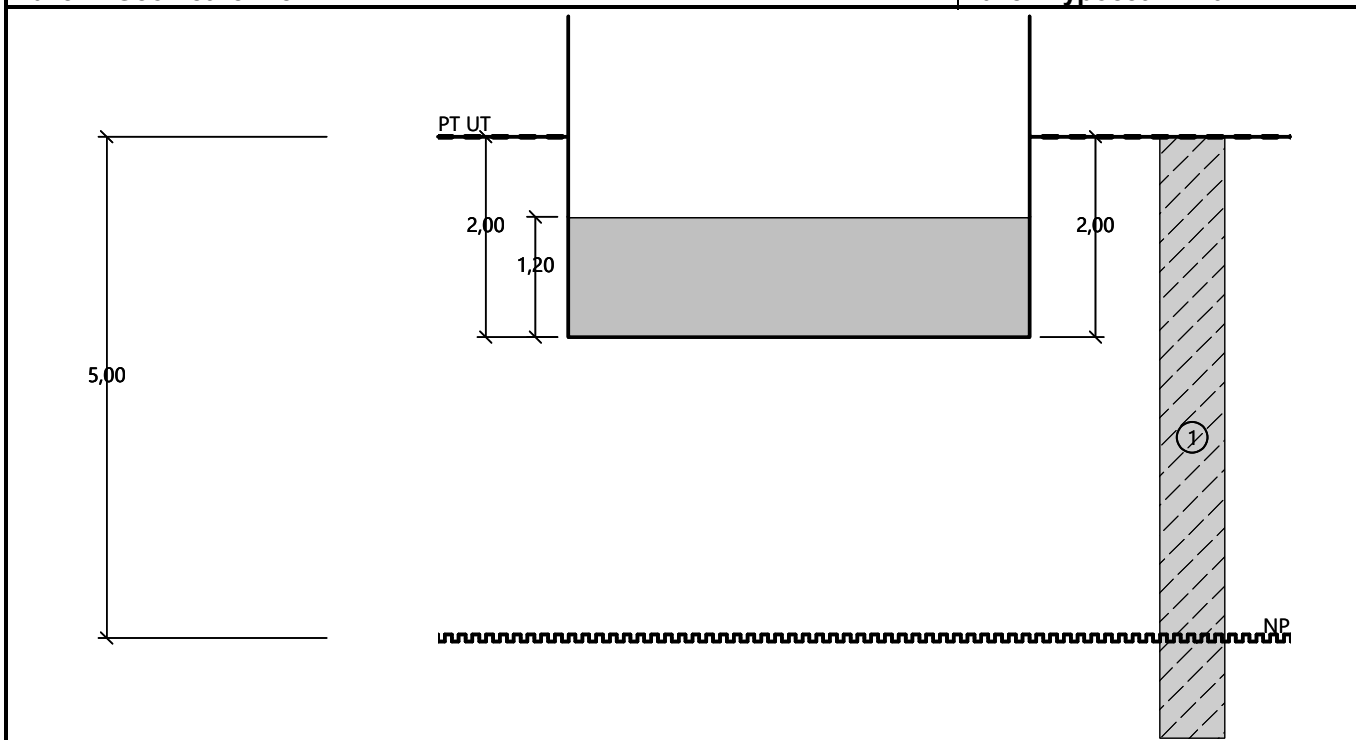
Hloubka od původního terénu $h_z = 2,00 \text{ m}$
Hloubka základové spáry $d = 2,00 \text{ m}$
Tloušťka základu $t = 1,20 \text{ m}$
Sklon upraveného terénu $s_1 = 0,00^\circ$
Sklon základové spáry $s_2 = 0,00^\circ$

Nadloží

Typ: zadat objemovou tíhu
Objemová tíha zeminy nad základem = $0,00 \text{ kN/m}^3$

Název : Geometrie - řez

Fáze - výpočet : 1 - 0



Geometrie konstrukce

Typ základu: základový pas

Čelková délka pasu = 10,00 m

Šířka pasu (x) = 4,60 m

Šířka sloupu ve směru x = 4,60 m

Zadané zatížení je uvažováno na 1bm délky pasu.

Objem pasu = 5,52 m³/m

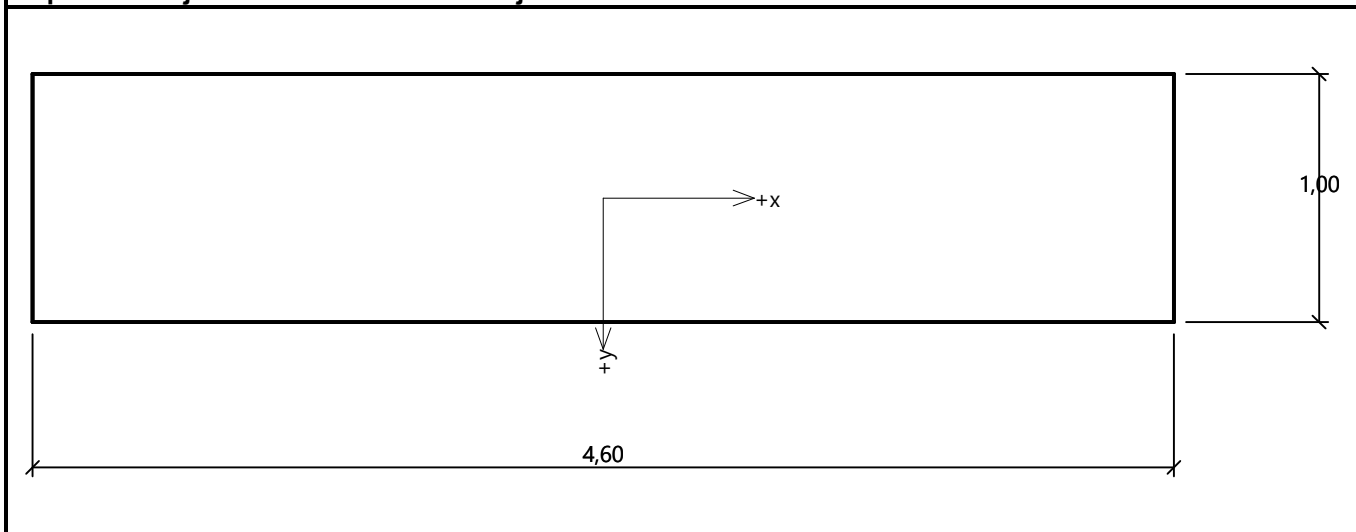
Objem výkopu = 9,20 m³/m

Objem zásypu = 0,00 m³/m

Název : Geometrie - půdorys

Fáze - výpočet : 1 - 0

Popis : osa x je rovnoběžná s osou koleje



Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 0,00 \text{ kN/m}^3$

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

Beton: C 30/37

Válcová pevnost v tlaku

$f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu

$f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$

Modul pružnosti

$E_{cm} = 33000,00 \text{ MPa}$

Ocel podélná: B500B

Mez kluzu


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

Ocel příčná: B500B

Mez kluzu

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

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	0,00 .. ∞	SKALNÍ PODLOŽÍ R4/R3, PŘÍP. ZLEPŠENÉ PODLOŽÍ	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN/m]	M_y [kNm/m]	H_x [kN/m]
	nové	změna					
1	Ano		Fáze 3 - vlak na mostě (min. svislé)	Návrhové	1436,00	1371,00	0,00
2	Ano		Fáze 4 - vlak na mostě (max. svislé)	Návrhové	1969,00	1565,00	0,00
3	Ano		Fáze 3 - vlak na mostě (min. svislé) - provozní	Užitné	1025,71	979,29	0,00
4	Ano		Fáze 4 - vlak na mostě (max. svislé) - provozní	Užitné	1406,43	1117,86	0,00

Nestlačitelné podloží

Nestlačitelné podloží je v hloubce 5,00 m od původního terénu.

Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden pro zatěžovací stav číslo 4. (Fáze 4 - vlak na mostě (max. svislé) - provozní)

Napětí v základové spáře uvažováno od původního terénu.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 0,00 \text{ kN/m}$

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

Sednutí středu délkové hrany $= 0,8 \text{ mm}$

Sednutí středu šířkové hrany 1 $= 1,5 \text{ mm}$

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

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

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 400,00 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky tuhý ($k=1,46$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=142,56$)

Posouzení excentricity zatížení

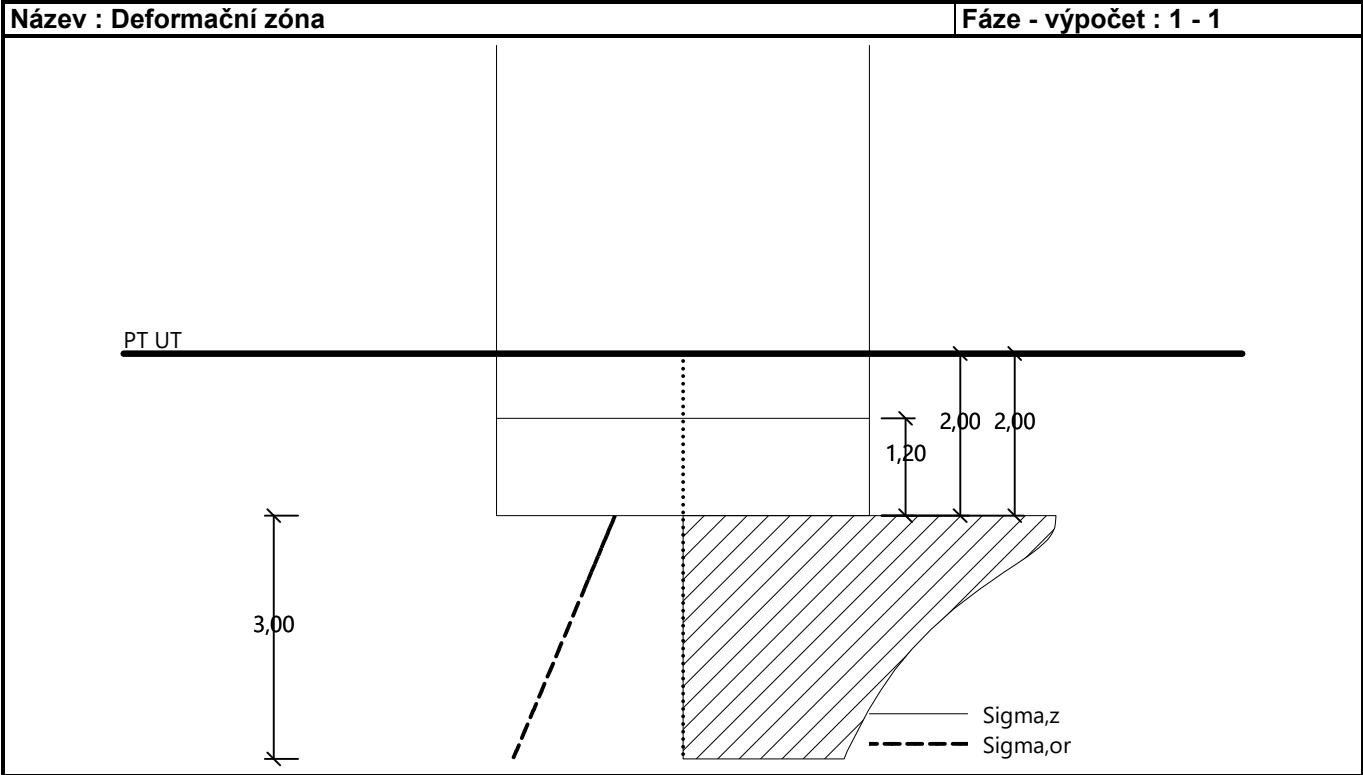
Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,173 < 0,333$

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

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,173 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:
Sednutí základu = 1,2 mm
Hloubka deformační zóny = 3,00 m
Natočení ve směru šířky = 0,342 (tan*1000); (2,0E-02 °)



PŘEHLED VYPOČTENÝCH DEFORMACÍ KONSTRUKCE

Šířka základové desky	B	[m]	4,6	4,6
-----------------------	---	-----	-----	-----

Hloubka spodní hrany základu od vrcholu opěry	h	[m]	6,8	6,8
---	---	-----	-----	-----

Deformace od **charakteristických** hodnot zatížení (**MSP**)

Fáze výpočtu

Fáze 3

Fáze 4

Kombinace

CO3-L

CO3-U

Sednutí hrany základu	wz1	[mm]	1,2	1,5
Sednutí charakteristického bodu	wz2	[mm]	0,9	1,2
Naklonění základu	Ry	[-]	0,0003	0,0003

Vod. posun vrcholu opěry od Ry; $u_{x,h,r}=R_y \cdot h$	$u_{x,h,r}$	[mm]	2,0	2,3
---	-------------	------	-----	-----

Mezní naklonění pro tuhé žlb. kce (EC7, Tab. NA.1)	$R_{y,lim}$	[-]	0,0030	0,0030
$R_y < R_{y,lim}$?			OK	OK

NÁVRH A POSOUZENÍ ŽLB. PRŮŘEZŮ ZÁKLADU A OPĚRY

1) PROSTÝ OHYB

Parametry průřezu

Posuzovaný žlb. průřez	<i>(V - výstupek základu; P - prac. spára opěra/základ)</i>		V	P
Šířka průřezu	b	[mm]	1000	1000
Výška průřezu	h	[mm]	1200	2450

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]	D20/125	D25/125
------------------------------	--	--	----------------	---------	---------

Profil výztuže	D	[mm]		20	25
Plocha jednoho prutu	A1	[mm ²]	$(\pi \cdot (D^2)) / 4$	314	491
Počet prutů na šířku průřezu	n	[-]		8,0	8,0
Plocha výztuže	As	[mm ²]	n*A1	2513	3927
Krytí	c	[mm]		70	70
Síla ve výztuži	Fa	[kN]	fyd*As	1093	1707

Únosnost žlb. průřezu - prostý ohyb

Statická výška průřezu	d0	[mm]	h-c-(D/2)	1120	2368
Výška tlačené zóny průřezu	x	[mm]	$Fa / (0,8 \cdot b \cdot fcd)$	85	133
Rameno vnitřních sil	z	[mm]	$d0 - 0,4 \cdot x$	1086	2314
Moment únosnosti průřezu	MRd	[kNm]	$Fa \cdot z$	1187	3951

Moment od zatížení

Návrh. napětí v zákl. spáře	SIGd	[kPa]		654	
Délka konzole	Lkonz	[m]	přídavek dle Obr. 2.10c [2]	1,60	
Návrh. moment od zatížení	MEd	[kNm]	$(1/2) \cdot SIGd \cdot b \cdot (Lkonz^2)$	837	1336
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 ²]	$0,26 \cdot (fctm/fyk) \cdot b \cdot d0$	1689	3570
- kritérium 2	As,min2	[mm ²]	$0,0013 \cdot b \cdot d0$	1456	3078
MAX(As,min1; As,min2)	As,min	[mm ²]		1689	3570
Posouzení As >= As,min ?				OK	OK

Max. plocha tahové i tlakové výztuže	As,max	[mm ²]	$0,04 \cdot b \cdot h$, Kap. 9.2.1.1 [1]	48000	98000
Celková plocha výztuže	As,celk	[mm ²]	2*As	5027	7854
Posouzení As,celk <= As,max ?				OK	OK

2) VÝSTUPEK ZÁKLADU - SMYKOVÁ ÚNOSNOST

Průřez

Šířka průřezu - smyk	bw	[mm]	obdelníkový průřez		1000	1000	1000
Výška průřezu	h	[mm]			1200	1200	1200
Účinná výška průřezu	d	[mm]			1100	1100	1100

Beton

Třída betonu			Tab. 3.1 [1]		C30/37	C30/37	C30/37
Char. pevnost betonu v tlaku	fck	[MPa]	Tab. 3.1 [1]		30,00	30,00	30,00
Součinitel acc	ALFAcc	[-]	Kap. 3.1.6 [1]		0,80	0,80	0,80
Dílčí souč. bezpečnosti betonu	GAMAc	[-]	Tab. 2.1N [1]		1,50	1,50	1,50
Návrh. pevnost betonu v tlaku	fcd	[MPa]	ALFAcc*fck / GAMAc [1]		16,00	16,00	16,00

Hlavní ohybová výztuž

Průměr ohybové výztuže	Dsl	[mm]			20	20	20
Počet prutů ohyb. výztuže	nsl	[ks]			8	8	8
Plocha ohybové výztuže	Asl	[mm ²]	$nsl \cdot \pi \cdot (D^{sl})^2 / 4$		2513	2513	2513

Výpočet smykové únosnosti žlb. - bez smykové výztuže

[2]

a) ve vzdálenosti od líce podpory $x \geq 2 \cdot d$ normálová síla $N = 0$

Součinitel CRd,c	CRd,c	[-]	$0,18 / \gamma_c$	(5.31)	0,12	0,12	0,12
Součinitel k	k	[-]	$1 + ((200/d)^{1/2}) \leq 2,0$	(5.32)	1,43	1,43	1,43
Stupeň vyztužení ohyb. výztuží	pl	[-]	$Asl / (bw \cdot d) \leq 0,02$	(5.33)	0,0023	0,0023	0,0023
Únosnost - pomocná hodnota 1	VRd,cm'	[kN]	**) $(CRd,c \cdot k \cdot ((100 \cdot pl \cdot fck)^{1/3}) \cdot bw \cdot d$	(5.30)	358	358	358

**) $(CRd,c \cdot k \cdot ((100 \cdot pl \cdot fck)^{1/3}) \cdot bw \cdot d$

Min. ekvivalentní smyk. pevnost	vmin	[MPa]	$0,035 \cdot (k^{3/2}) \cdot (fck^{1/2})$	(5.35)	0,33	0,33	0,33
Únosnost - minimální	VRd,cm,min	[kN]	$vmin \cdot bw \cdot d$	(5.34)	359	359	359

Smyk. únosnost (pro $x \geq 2 \cdot d$)	VRd,cm	[kN]	***) $\max(VRd,cm'; VRd,cm,min)$	(5.30)	359	359	359
--	--------	------	----------------------------------	--------	-----	-----	-----

***) $\max(VRd,cm'; VRd,cm,min)$

b) ve vzdálenosti od líce podpory $x < 2 \cdot d$ přímé spojitě (rovnoměrné) zatížení

Vzd. průřezu od líce podpory	x	[mm]			0	500	1000
Součinitel BETA	BETA	[m]	$(2 \cdot d) / x \leq 4,0$	(5.40)	4,00	4,00	2,20
Únosnost - pomocná hodnota 2	VRd'	[kN]	$BETA \cdot VRd,cm$	(5.41)	1437	1437	790

Souč. v	v	[-]	$0,6 \cdot (1 - (fck/250))$	(5.42)	0,53	0,53	0,53
Únosnost - maximální	VRd,max	[kN]	$0,5 \cdot v \cdot fcd \cdot bw \cdot d$	(5.41)	4646	4646	4646

Smyk. únosnost (pro $x < 2 \cdot d$)	VRd	[kN]	$\min(VRd'; VRd,max)$	(5.41)	1437	1437	790
---------------------------------------	-----	------	-----------------------	--------	------	------	-----

Posouvající síla od zatížení

Návrh. napětí v zákl. spáře	SIGd	[kPa]			654	654	654
Délka vyložení výstupku	Lv	[mm]			1000	1000	1000
Vzd. průřezu od líce podpory	x	[m]	viz výše		0	500	1000
Návrh. posouvající síla od zat.	VEd	[kN]	$SIGd \cdot (Lv - x)$		654	327	0
Posouzení $VRd \geq VEd$?					OK	OK	OK

[1] ČSN 1992-1-1, 2019

[2] Procházka a kol.: Navrhování betonových konstrukcí 1,
prvky z prostého a železového betonu (ČBS, 2005)

Posouzení pažící konstrukce

Vstupní data

Projekt

Datum : 07.01.2022

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

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

Výpočet tlaků

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)
Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
Metoda výpočtu : závislé tlaky
Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe
Modul reakce podloží : standardní
Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce stability kotvy :		$\gamma_{Ris} =$	1,10 [-]
Součinitel redukce zemního odporu :		$\gamma_{Re} =$	1,40 [-]

Kotvy

Metodika posouzení : mezní stavy

Součinitele redukce			
Součinitel spolehlivosti oceli :		$\gamma_s =$	1,35 [-]
Součinitel redukce na vytržení ze zeminy :		$\gamma_e =$	1,35 [-]
Součinitel redukce na vytržení ze zálivky :		$\gamma_c =$	1,35 [-]

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 12,00 m

Název průřezu : I-průřez : HE 200 B; a = 1,00 m
Spočtený koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 0,80
Plocha průřezu A = 7,81E-03 m²/m
Moment setrvačnosti I = 5,70E-05 m⁴/m

Modul pružnosti	E = 210000,00 MPa
Modul pružnosti ve smyku	G = 81000,00 MPa
Průřezový modul	W = 5,696E-04 m ³ /m
Plastický průřezový modul	W _{pl} = 6,425E-04 m ³ /m

Materiál konstrukce






Ocel konstrukční: EN 10210-1 : S 355

Mez kluzu	f _y = 355,00 MPa
Modul pružnosti	E = 210000,00 MPa
Modul pružnosti ve smyku	G = 81000,00 MPa

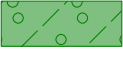




Modul reakce podloží

Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.




Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	Φ _{ef} [°]	C _{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ _{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	šterk s příměsí jemnozrnné zeminy		35,00	0,00	19,00	10,00	12,00
2	jíl písčitý, tuhý		20,00	12,00	20,00	11,00	6,00
3	Pararula zcela zvětralá		60,00	200,00	20,00	11,00	0,00
4	Pararula částečně zvětralá		70,00	400,00	20,00	11,00	0,00
5	Migmatit navětralý		80,00	500,00	20,00	11,00	0,00

Parametry zemín pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	Φ _{ef} [°]	v [-]	OCR [-]	K _r [-]
1	šterk s příměsí jemnozrnné zeminy		nesoudržná	35,00	-	-	-
2	jíl písčitý, tuhý		soudržná	-	0,25	-	-
3	Pararula zcela zvětralá		soudržná	-	0,20	-	-
4	Pararula částečně zvětralá		soudržná	-	0,20	-	-
5	Migmatit navětralý		soudržná	-	0,20	-	-

Parametry zemín pro výpočet modulu reakce podloží (Schmitt)

Číslo	Název	Vzorek	v [-]	E _{oed} [MPa]	E _{def} [MPa]
1	šterk s příměsí jemnozrnné zeminy		0,25	-	90,00
2	jíl písčitý, tuhý		0,25	-	5,00
3	Pararula zcela zvětralá		0,20	-	100,00

Číslo	Název	Vzorek	ν [-]	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]
4	Pararula částečně zvětralá		0,20	-	400,00
5	Migmatit navětralý		0,20	-	1000,00

Parametry zemín

Štěrk s příměsí jemnozrnné zeminy

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 35,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 12,00^\circ$
Zemina : nesoudržná
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 90,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,25$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Plášťové tření : $g_s = 150,00 \text{ kPa}$

Jíl písčitý, tuhý

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 20,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 12,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 6,00^\circ$
Zemina : soudržná
Poissonovo číslo : $\nu = 0,25$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 5,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,25$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$
Plášťové tření : $g_s = 40,00 \text{ kPa}$

Pararula zcela zvětralá

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 60,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 200,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 0,00^\circ$
Zemina : soudržná
Poissonovo číslo : $\nu = 0,20$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 100,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,20$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$
Plášťové tření : $g_s = 400,00 \text{ kPa}$

Pararula částečně zvětralá







Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 70,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 400,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 0,00^\circ$
Zemina : soudržná
Poissonovo číslo : $\nu = 0,20$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 400,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,20$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 21,00 \text{ kN/m}^3$
Plášťové tření : $g_s = 600,00 \text{ kPa}$

Migmatit navětralý

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 80,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 500,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 0,00^\circ$
Zemina : soudržná
Poissonovo číslo : $\nu = 0,20$
Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 1000,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,20$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 21,00 \text{ kN/m}^3$
Plášťové tření : $g_s = 800,00 \text{ kPa}$

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	8,00	0,00 .. 8,00	jíl písčitý, tuhý	
2	1,50	8,00 .. 9,50	jíl písčitý, tuhý	
3	2,50	9,50 .. 12,00	štěrk s příměsí jemnozrnné zeminy	
4	1,00	12,00 .. 13,00	Pararula zcela zvětralá	
5	3,00	13,00 .. 16,00	Pararula částečně zvětralá	
6	-	16,00 .. ∞	Migmatit navětralý	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,50 m.

Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,50	0,00
3	15,50	8,00
4	16,50	8,00

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 8,50 m
Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 8,50 m
Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		proměnné	72,70		0,30	2,60	na terénu

Plastové tření kotvy zadáno jako parametr zeminy.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	26.26
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	26.26
0.11	0.00	0.00	0.00	0.44	5.58	29.94
0.11	0.00	0.00	0.00	28.78	28.78	29.94
0.55	0.00	0.00	0.00	33.73	33.73	44.64
1.09	0.00	0.00	0.00	39.92	39.92	63.02
1.50	0.00	0.00	0.00	44.57	44.57	76.80
1.50	0.00	-0.00	-21.01	35.63	35.63	61.45
1.64	0.00	-0.73	-24.68	36.87	36.87	65.12
1.70	0.00	-1.08	-26.44	37.47	37.47	66.88
1.70	0.00	-1.08	-26.44	37.56	37.56	66.88
2.18	0.00	-3.64	-39.39	41.35	41.35	79.82
2.45	0.00	-5.07	-46.64	43.48	43.48	87.07
2.45	0.00	-5.08	-46.66	43.49	43.49	43.49
2.73	0.00	-6.55	-54.09	45.66	45.66	45.66
3.20	0.00	-9.08	-66.88	49.41	49.41	49.41
3.27	-0.51	-9.45	-68.80	49.97	49.97	49.97
3.50	-2.15	-10.67	-74.92	51.76	51.76	51.76
3.50	-2.16	-10.67	-74.95	51.77	51.77	51.77
3.82	-4.45	-12.36	-83.50	54.28	54.28	54.28
3.99	-5.67	-13.26	-88.04	55.61	55.61	55.61
3.99	-5.67	-13.26	-88.04	22.61	22.61	22.61
4.36	-8.39	-15.27	-98.21	26.34	26.34	26.34
4.91	-12.34	-18.18	-112.91	31.74	31.74	31.74
5.00	-12.98	-18.66	-115.32	32.63	32.63	32.63
5.00	-12.99	-18.66	-115.35	18.58	20.87	21.01
5.45	-16.28	-21.09	-127.61	20.56	21.29	21.29
6.00	-20.22	-24.00	-142.32	22.92	22.92	22.92
6.55	-24.16	-26.91	-157.02	25.29	25.29	25.29
7.09	-28.10	-29.82	-171.73	27.66	27.66	27.66
7.64	-32.04	-32.73	-186.43	30.02	30.02	30.02
8.00	-34.67	-34.67	-196.24	31.60	31.60	31.60
8.18	-35.64	-35.64	-201.14	32.39	32.39	32.39
8.50	-37.33	-37.33	-209.72	33.77	33.77	34.48
8.73	-38.00	-38.00	-213.09	34.31	34.31	37.85
9.27	-39.60	-39.60	-221.17	35.61	35.61	45.94
9.50	-40.27	-40.27	-224.54	36.16	36.16	49.31
9.50	-39.96	-51.51	-487.63	44.37	59.13	236.61
9.82	-40.80	-52.60	-497.90	44.99	59.89	239.91
10.36	-42.24	-54.46	-515.52	46.06	61.21	245.58
10.91	-43.69	-56.32	-533.13	47.12	62.54	251.25
11.45	-45.13	-58.18	-550.75	48.18	63.89	256.92
12.00	-46.57	-60.04	-568.36	49.25	65.25	262.59

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	7.54	26.26	-0.00	0.00
0.60	0.00	0.00	5.32	46.48	-21.82	5.94
1.00	0.00	0.00	3.75	59.96	-43.11	18.74
1.00	0.00	0.00	3.75	59.96	71.80	18.74
1.20	0.00	0.00	2.89	66.69	59.14	5.63
1.50	0.00	10.01	1.60	60.49	39.86	-8.92
1.50	0.00	8.01	1.56	48.16	39.43	-9.23
1.80	0.00	8.01	0.33	41.00	26.25	-18.90
2.40	8.01	0.00	-1.69	24.71	7.22	-28.47
3.00	8.01	0.00	-2.89	16.69	-4.84	-28.95
3.60	8.01	0.00	-3.23	15.51	-14.18	-23.21
4.20	8.01	0.00	-2.88	-12.76	-18.67	-12.25
4.80	8.01	0.00	-2.16	-4.25	-13.48	-2.86
5.40	8.01	0.00	-1.35	-11.30	-7.35	3.72
6.00	8.01	0.00	-0.64	-6.21	-2.16	6.42
6.60	8.01	0.00	-0.12	-2.63	0.41	6.84
7.20	0.00	0.00	0.20	-0.76	1.31	6.27
7.80	0.00	0.00	0.33	-2.49	2.29	5.24
8.40	0.00	0.00	0.30	-2.97	4.09	3.34
9.00	0.00	8.01	0.18	-2.38	5.37	0.49
9.60	0.00	377.81	0.05	37.01	4.53	-3.12
10.20	377.81	377.81	-0.01	-2.15	-4.27	-1.88
10.80	377.81	377.81	-0.01	-4.50	-1.35	-0.14
11.40	377.81	377.81	-0.01	-0.77	0.15	0.10
12.00	377.81	377.81	-0.01	1.10	0.00	0.00

Maximální posouvající síla = 71,80 kN/m

Maximální moment = 29,61 kNm/m

Maximální deformace = 7,5 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	3,7	300,00

Sednutí terénu za konstrukci

Sednutí terénu $\delta_{\max} = 0,2$ mm

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	0,2
2	10,56	0,0

Využití pasivního odporu

Maximální pasivní odpor $R_{\max} = 2344,64$ kN/m

Mobilizovaný pasivní odpor $R_{\text{mob}} = 384,17$ kN/m

Požadovaný stupeň bezpečnosti $SF_p = 1,50 < 6,10$

Celkové posouzení využití pasivního odporu VYHOVUJE

Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 201,94$ kN/m $\delta = 65,10^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy $H_0 = 1,15$ m

Řada kotev	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK _{MAX} [kN]
1	191,33	74,16	1072,52	167,92	-34,80		812,97	1090,04	2180,07

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	300,00	1981,89	Vyhovuje







Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{max} = 1981,89 \text{ kN} > 300,00 \text{ kN} = F_{zad}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 2)

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	8,00	0,00 .. 8,00	jíl písčitý, tuhý	
2	1,50	8,00 .. 9,50	jíl písčitý, tuhý	
3	2,50	9,50 .. 12,00	štěrk s příměsí jemnozrné zeminy	
4	1,00	12,00 .. 13,00	Pararula zcela zvětralá	
5	3,00	13,00 .. 16,00	Pararula částečně zvětralá	
6	-	16,00 .. ∞	Migmatit navětralý	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 4,00 m.

Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,50	0,00
3	15,50	8,00
4	16,50	8,00

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 8,50 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 8,50 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

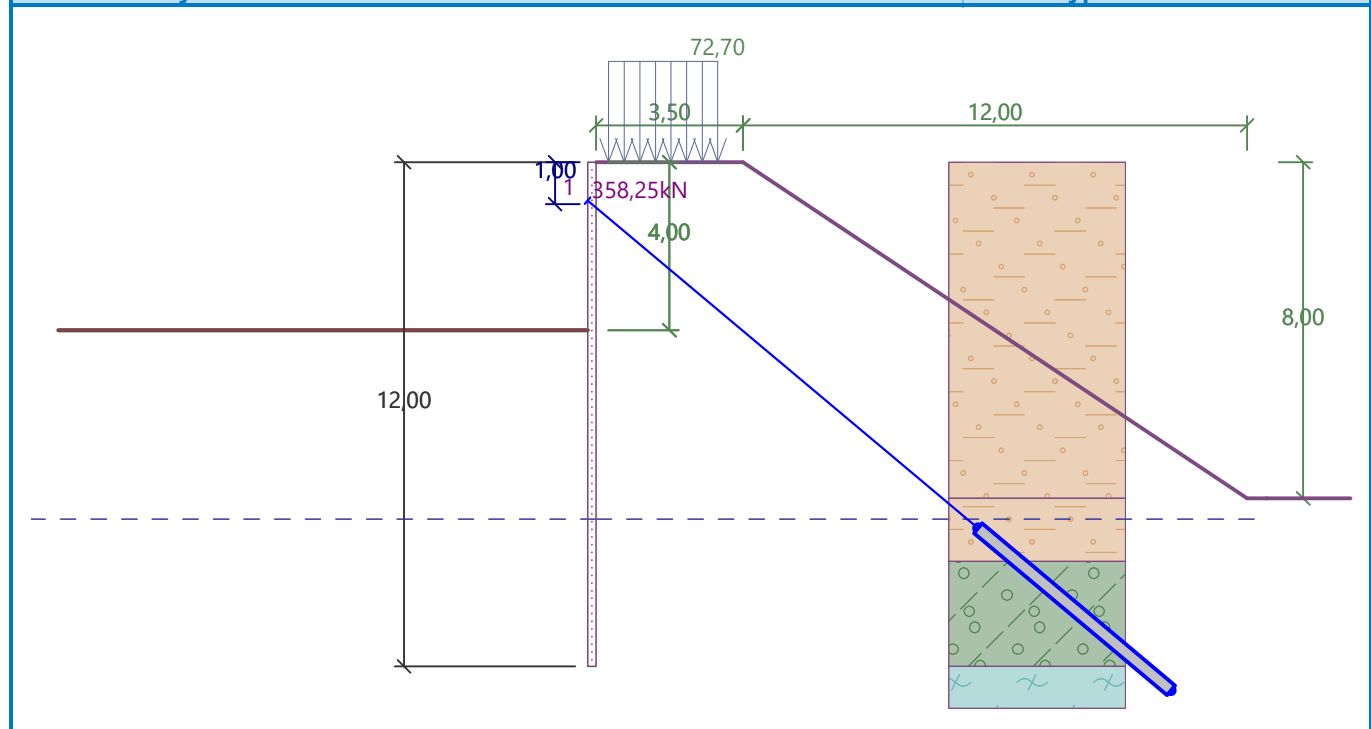
Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m²]	Vel.2 [kN/m²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		proměnné	72,70		0,30	2,60	na terénu

Číslo	Název
1	LM71

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,00	VSL dočasná kotva 0.6" S 1860 MPa		358,25

Fáze - výpočet : 2 - 0



Návrhová situace : trvalá

Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	26.26
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	26.26
0.11	0.00	0.00	0.00	0.44	5.58	29.94
0.11	0.00	0.00	0.00	28.80	28.80	29.94
0.55	0.00	0.00	0.00	33.75	33.75	44.64
1.09	0.00	0.00	0.00	39.93	39.93	63.02
1.64	0.00	0.00	0.00	46.12	46.12	81.40
1.70	0.00	0.00	0.00	46.86	46.86	83.60
1.70	0.00	0.00	0.00	46.92	46.92	83.60
2.18	0.00	0.00	0.00	51.67	51.67	99.78
2.45	0.00	0.00	0.00	54.33	54.33	108.84
2.45	0.00	0.00	0.00	54.34	54.34	54.34
2.73	0.00	0.00	0.00	57.06	57.06	57.06
3.27	0.00	0.00	0.00	62.46	62.46	62.46
3.50	0.00	0.00	0.00	64.71	64.71	64.71
3.50	0.00	0.00	0.00	64.72	64.72	64.72
3.82	0.00	0.00	0.00	67.85	67.85	67.85

--

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
3.99	0.00	0.00	0.00	69.59	69.59	69.59
4.00	0.00	-0.00	-21.01	22.75	22.75	22.75
4.36	0.00	-1.94	-30.81	26.34	26.34	26.34
4.91	0.00	-4.85	-45.51	31.74	31.74	31.74
5.00	0.00	-5.33	-47.92	32.63	32.63	32.63
5.00	0.00	-5.33	-47.95	18.58	20.87	21.01
5.45	0.00	-7.76	-60.22	20.56	21.29	21.29
5.70	0.00	-9.08	-66.88	21.63	22.03	22.03
6.00	-2.77	-10.67	-74.92	22.92	22.92	22.92
6.55	-7.83	-13.58	-89.63	25.29	25.29	25.29
7.09	-12.89	-16.48	-104.33	27.66	27.66	27.66
7.64	-17.96	-19.39	-119.04	30.02	30.02	30.02
8.00	-21.33	-21.33	-128.84	31.60	31.60	31.60
8.18	-22.30	-22.30	-133.74	32.39	32.39	32.39
8.50	-24.00	-24.00	-142.32	33.77	33.77	34.48
8.73	-24.67	-24.67	-145.69	34.31	34.31	37.85
9.27	-26.27	-26.27	-153.78	35.61	35.61	45.94
9.50	-26.93	-26.93	-157.15	36.16	36.16	49.31
9.50	-26.73	-34.46	-326.16	44.37	59.13	236.61
9.82	-27.57	-35.54	-336.44	44.99	59.89	239.91
10.36	-29.01	-37.40	-354.05	46.06	61.21	245.58
10.91	-30.46	-39.26	-371.67	47.12	62.54	251.25
11.45	-31.90	-41.12	-389.28	48.18	63.89	256.92
12.00	-33.34	-42.98	-406.89	49.25	65.25	262.59

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m³]	kh,z [MN/m³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	7.07	26.26	0.00	-0.00
0.60	0.00	0.50	0.35	34.54	-21.12	5.92
1.00	0.00	0.00	-4.22	38.90	-35.77	17.23
1.00	0.00	0.00	-4.22	38.90	101.45	17.23
1.20	0.00	0.00	-6.57	41.17	93.44	-2.26
1.80	0.00	0.00	-13.33	47.89	66.70	-50.51
2.40	0.00	0.00	-18.62	53.83	36.19	-81.55
3.00	0.00	0.00	-21.50	59.76	2.11	-93.22
3.60	0.00	0.00	-21.62	65.70	-35.53	-83.37
4.00	0.00	0.00	-20.32	28.38	-61.58	-64.06
4.00	0.00	0.00	-20.28	1.67	-61.70	-63.56
4.20	0.00	0.00	-19.30	-1.67	-61.70	-51.46
4.80	0.00	0.00	-15.44	-11.91	-57.62	-15.36
5.40	0.00	0.00	-11.09	-38.43	-41.05	15.15
6.00	8.01	0.00	-7.17	-45.20	-14.15	31.94
6.60	8.01	0.00	-4.18	-21.79	5.53	33.82
7.20	8.01	0.00	-2.18	-6.38	13.60	27.62
7.80	8.01	0.00	-1.00	2.42	14.51	18.93
8.40	8.01	0.00	-0.40	6.64	11.61	10.97
9.00	8.01	0.00	-0.14	8.39	7.02	5.33

--

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
9.60	377.81	0.00	-0.04	-5.94	2.81	2.60
10.20	377.81	377.81	-0.02	5.91	2.66	0.56
10.80	377.81	377.81	-0.03	2.02	0.19	-0.17
11.40	377.81	377.81	-0.03	-0.09	-0.24	-0.09
12.00	377.81	377.81	-0.03	-0.71	0.00	0.00

Maximální posouvající síla = 101,45 kN/m
 Maximální moment = 93,22 kNm/m
 Maximální deformace = 21,9 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	-4,2	358,25

Sednutí terénu za konstrukcí

Sednutí terénu $\delta_{\max} = 15,8$ mm

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	15,8
2	10,56	0,0

Využití pasivního odporu

Maximální pasivní odpor $R_{\max} = 1433,53$ kN/m
 Mobilizovaný pasivní odpor $R_{\text{mob}} = 341,70$ kN/m

Požadovaný stupeň bezpečnosti $SF_p = 1,50 < 4,20$

Celkové posouzení využití pasivního odporu VYHOVUJE

Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 274,82$ kN/m $\delta = 45,00^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy $H_0 = 2,16$ m

Řada kotev	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK _{MAX} [kN]
1	191,33	74,16	1452,04	148,01	-21,31		965,95	1197,87	2395,74

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	358,25	2177,95	Vyhovuje



Rozhodující řada kotev : 1





Max. dovolená síla $F_{\max} = 2177,95$ kN $> 358,25$ kN = F_{zad}

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 3)

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	8,00	0,00 .. 8,00	jíl písčitý, tuhý	
2	1,50	8,00 .. 9,50	jíl písčitý, tuhý	

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
3	2,50	9,50 .. 12,00	štěrk s příměsí jemnozrné zeminy	
4	1,00	12,00 .. 13,00	Pararula zcela zvětralá	
5	3,00	13,00 .. 16,00	Pararula částečně zvětralá	
6	-	16,00 .. ∞	Migmatit navětralý	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 4,00 m.

Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,50	0,00
3	15,50	8,00
4	16,50	8,00

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 8,50 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 8,50 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		proměnné	72,70		0,30	2,60	na terénu

Číslo	Název
1	LM71

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,00	VSL dočasná kotva 0.6" S 1860 MPa		323,58
2	Ano	3,50	VSL dočasná kotva 0.6" S 1860 MPa		300,00

Seznam nových kotev

VSL dočasná kotva 0.6" S 1860 MPa

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : VSL pramencová zemní kotva

Hloubka : z = 3,50 m

Volná délka : l = 7,00 m

Délka kořene : l_k = 6,00 m

Sklon : α = 40,00 °

Vzd. mezi : b = 2,00 m

Plocha pramence : A₁ = 150,00 mm²

Počet pramenců : n = 3

Modul pružnosti : E = 195000,00 MPa

Předpínací síla : F = 300,00 kN

Výpočtová pevnost materiálu : f_u = 1860,00 MPa

Únosnost na vytržení ze zeminy : plášťové tření z parametrů zemin

Průměr kořene : $d = 300,0 \text{ mm}$

Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu

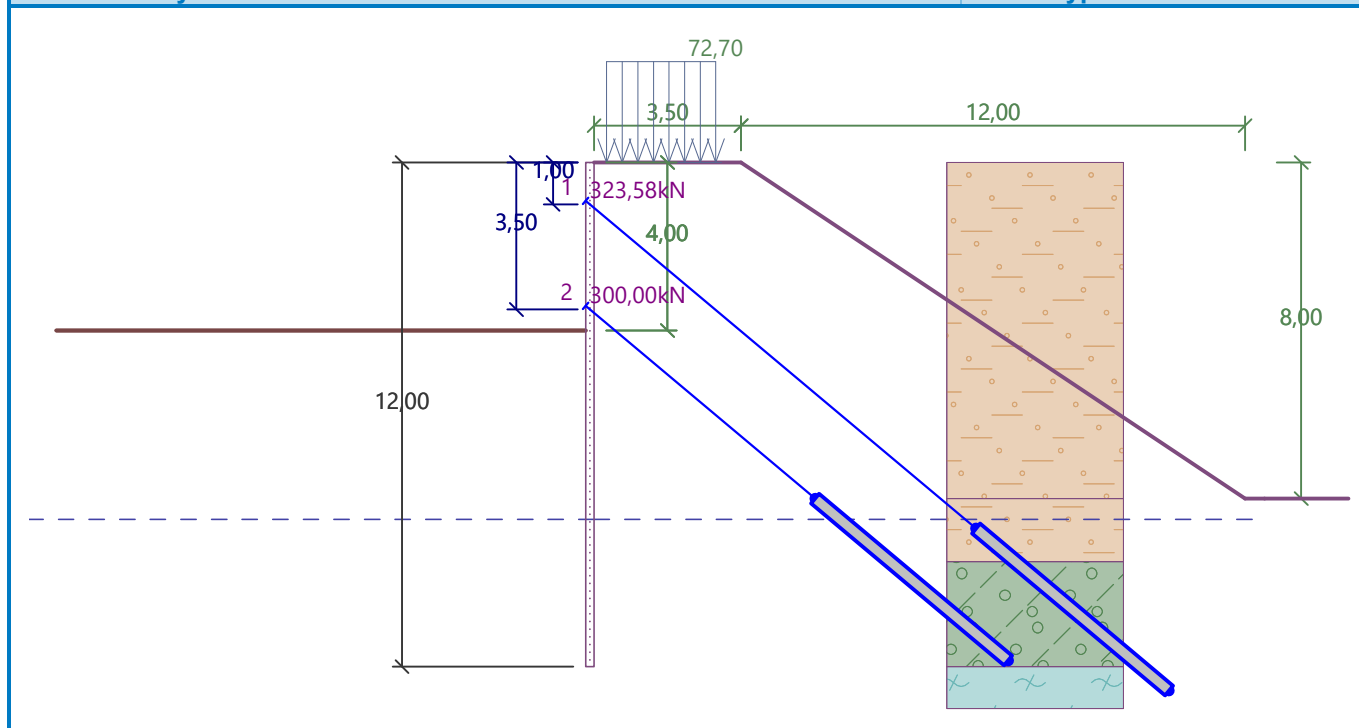
Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)

Pevnost betonu v tlaku : $f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$

Součinitel soudržnosti : $\eta_1 = 1,00$

Název : Kotvy

Fáze - výpočet : 3 - 0



Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	26.26
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	26.26
0.11	0.00	0.00	0.00	0.44	5.58	29.94
0.11	0.00	0.00	0.00	28.80	28.80	29.94
0.55	0.00	0.00	0.00	33.75	33.75	44.64
1.09	0.00	0.00	0.00	39.93	39.93	63.02
1.64	0.00	0.00	0.00	46.12	46.12	81.40
1.70	0.00	0.00	0.00	46.86	46.86	83.60
1.70	0.00	0.00	0.00	46.92	46.92	83.60
2.18	0.00	0.00	0.00	51.67	51.67	99.78
2.45	0.00	0.00	0.00	54.33	54.33	108.84
2.45	0.00	0.00	0.00	54.34	54.34	54.34
2.73	0.00	0.00	0.00	57.06	57.06	57.06
3.27	0.00	0.00	0.00	62.46	62.46	62.46
3.50	0.00	0.00	0.00	64.71	64.71	64.71
3.50	0.00	0.00	0.00	64.72	64.72	64.72

--

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
3.82	0.00	0.00	0.00	67.85	67.85	67.85
3.99	0.00	0.00	0.00	69.59	69.59	69.59
4.00	0.00	-0.00	-21.01	22.75	22.75	22.75
4.36	0.00	-1.94	-30.81	26.34	26.34	26.34
4.91	0.00	-4.85	-45.51	31.74	31.74	31.74
5.00	0.00	-5.33	-47.92	32.63	32.63	32.63
5.00	0.00	-5.33	-47.95	18.58	20.87	21.01
5.45	0.00	-7.76	-60.22	20.56	21.29	21.29
5.70	0.00	-9.08	-66.88	21.63	22.03	22.03
6.00	-2.77	-10.67	-74.92	22.92	22.92	22.92
6.55	-7.83	-13.58	-89.63	25.29	25.29	25.29
7.09	-12.89	-16.48	-104.33	27.66	27.66	27.66
7.64	-17.96	-19.39	-119.04	30.02	30.02	30.02
8.00	-21.33	-21.33	-128.84	31.60	31.60	31.60
8.18	-22.30	-22.30	-133.74	32.39	32.39	32.39
8.50	-24.00	-24.00	-142.32	33.77	33.77	34.48
8.73	-24.67	-24.67	-145.69	34.31	34.31	37.85
9.27	-26.27	-26.27	-153.78	35.61	35.61	45.94
9.50	-26.93	-26.93	-157.15	36.16	36.16	49.31
9.50	-26.73	-34.46	-326.16	44.37	59.13	236.61
9.82	-27.57	-35.54	-336.44	44.99	59.89	239.91
10.36	-29.01	-37.40	-354.05	46.06	61.21	245.58
10.91	-30.46	-39.26	-371.67	47.12	62.54	251.25
11.45	-31.90	-41.12	-389.28	48.18	63.89	256.92
12.00	-33.34	-42.98	-406.89	49.25	65.25	262.59

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m³]	kh,z [MN/m³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.50	3.62	1.82	0.00	-0.00
0.60	0.00	0.50	1.81	35.27	-17.71	4.68
1.00	0.00	0.50	0.52	41.28	-33.00	14.74
1.00	0.00	0.50	0.52	41.28	90.94	14.74
1.20	0.00	0.50	-0.17	44.37	82.38	-2.61
1.80	0.00	0.00	-2.01	86.91	37.64	-39.58
2.40	0.00	0.00	-2.74	107.13	-20.57	-45.31
3.00	0.00	0.00	-2.18	59.76	-57.85	-21.13
3.48	0.00	0.00	-1.25	64.51	-87.67	13.70
3.50	0.00	0.00	-1.22	64.71	-88.97	15.47
3.50	0.00	0.00	-1.22	64.71	25.94	15.47
3.60	0.00	0.00	-1.03	65.70	19.42	13.20
4.00	0.00	0.00	-0.41	28.38	-6.63	10.76
4.00	0.00	0.00	-0.40	1.67	-6.75	10.81
4.20	0.00	0.00	-0.15	-1.67	-6.75	12.14
4.80	0.00	0.00	0.37	-11.91	-2.67	15.28
5.40	0.00	0.00	0.44	-37.49	13.19	12.98
6.00	8.01	0.00	0.15	13.43	14.03	2.82
6.60	8.01	0.00	-0.24	9.70	7.10	-3.41

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
7.20	8.01	0.00	-0.54	6.72	2.24	-6.12
7.80	8.01	0.00	-0.66	5.16	-1.25	-6.37
8.40	8.01	0.00	-0.60	5.10	-4.26	-4.71
9.00	8.01	0.00	-0.39	6.35	-7.65	-1.18
9.60	377.81	0.00	-0.16	-50.55	-7.98	4.41
10.20	377.81	377.81	-0.04	-4.48	6.12	3.60
10.80	377.81	377.81	-0.02	7.83	2.97	0.54
11.40	377.81	377.81	-0.03	2.16	-0.07	-0.15
12.00	377.81	377.81	-0.03	-2.23	0.00	-0.00

Maximální posouvající síla = 90,94 kN/m

Maximální moment = 47,24 kNm/m

Maximální deformace = 3,6 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	0,5	323,58
2	3,50	-1,2	300,00

Sednutí terénu za konstrukcí

Sednutí terénu $\delta_{\max} = 1,1$ mm

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	-1,8
2	1,06	-1,2
3	2,11	-0,7
4	3,17	-0,3
5	4,22	0,0
6	5,28	0,2
7	6,34	0,4
8	7,39	0,4
9	8,45	0,4
10	9,51	0,2
11	10,56	0,0
12	10,56	0,0

Využití pasivního odporu

Maximální pasivní odpor $R_{\max} = 1433,53$ kN/m

Mobilizovaný pasivní odpor $R_{\text{mob}} = 288,20$ kN/m

Požadovaný stupeň bezpečnosti $SF_p = 1,50 < 4,97$

Celkové posouzení využití pasivního odporu VYHOVUJE

Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 390,44$ kN/m $\delta = 60,15^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy $H_0 = 2,16$ m

Řada kotev	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK _{MAX} [kN]
1	332,51	80,96	1452,04	148,01	-21,31	2	965,95	995,37	1990,74
2	346,76	73,15	1098,35	102,44	-26,19		755,85	954,53	1909,06

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	323,58	1809,77	Vyhovuje
2	300,00	1735,51	Vyhovuje







Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{\max} = 1809,77 \text{ kN} > 323,58 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 4)

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	8,00	0,00 .. 8,00	jíl písčitý, tuhý	
2	1,50	8,00 .. 9,50	jíl písčitý, tuhý	
3	2,50	9,50 .. 12,00	šterk s příměsí jemnozrné zeminy	
4	1,00	12,00 .. 13,00	Pararula zcela zvětralá	
5	3,00	13,00 .. 16,00	Pararula částečně zvětralá	
6	-	16,00 .. ∞	Migmatit navětralý	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 6,50 m.

Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,50	0,00
3	15,50	8,00
4	16,50	8,00

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 8,50 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 8,50 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

Zadaná plošná přitížení

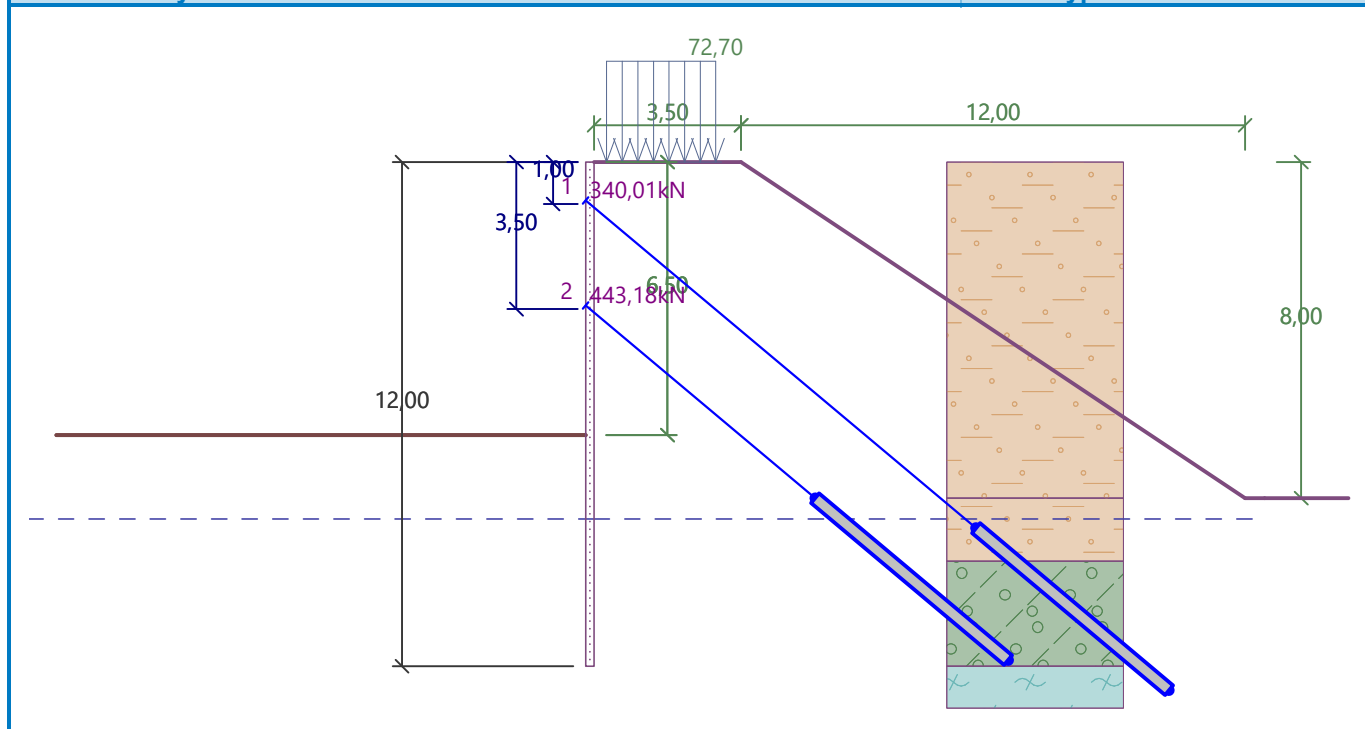
Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		proměnné	72,70		0,30	2,60	na terénu
Číslo	Název							
1	LM71							

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,00	VSL dočasná kotva 0.6" S 1860 MPa		340,01
2	Ne	3,50	VSL dočasná kotva 0.6" S 1860 MPa		443,18

Název : Kotvy

Fáze - výpočet : 4 - 0



Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky výpočtu (Fáze budování 4)

Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	26.26
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	26.26
0.11	0.00	0.00	0.00	0.44	5.58	29.94
0.11	0.00	0.00	0.00	28.80	28.80	29.94
0.55	0.00	0.00	0.00	33.75	33.75	44.64
1.09	0.00	0.00	0.00	39.93	39.93	63.02
1.64	0.00	0.00	0.00	46.12	46.12	81.40
1.70	0.00	0.00	0.00	46.86	46.86	83.60
1.70	0.00	0.00	0.00	46.93	46.93	83.60
2.18	0.00	0.00	0.00	51.67	51.67	99.78
2.45	0.00	0.00	0.00	54.33	54.33	108.84
2.45	0.00	0.00	0.00	54.33	54.33	54.33
2.73	0.00	0.00	0.00	57.05	57.05	57.05
3.27	0.00	0.00	0.00	62.44	62.44	62.44
3.50	0.00	0.00	0.00	64.68	64.68	64.68
3.50	0.00	0.00	0.00	64.69	64.69	64.69

--

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
3.82	0.00	0.00	0.00	67.82	67.82	67.82
3.97	0.00	0.00	0.00	69.37	69.37	69.37
3.97	0.00	0.00	0.00	28.12	28.12	28.12
4.36	0.00	0.00	0.00	32.93	32.93	32.93
4.91	0.00	0.00	0.00	39.68	39.68	39.68
5.00	0.00	0.00	0.00	40.78	40.78	40.78
5.00	0.00	0.00	0.00	23.23	26.09	26.26
5.45	0.00	0.00	0.00	25.69	26.62	26.62
6.00	0.00	0.00	0.00	28.65	28.65	28.65
6.50	0.00	0.00	0.00	31.36	31.36	31.36
6.50	0.00	-0.00	-21.01	25.09	26.30	25.09
6.55	0.00	-0.24	-22.23	25.29	25.29	25.29
7.09	0.00	-3.15	-36.94	27.66	27.66	27.66
7.64	0.00	-6.06	-51.64	30.02	30.02	30.02
8.00	0.00	-8.00	-61.44	31.60	31.60	31.60
8.18	0.00	-8.97	-66.35	32.39	32.39	32.39
8.20	0.00	-9.08	-66.88	32.48	32.48	32.52
8.50	-2.95	-10.67	-74.92	33.77	33.77	34.48
8.73	-4.19	-11.33	-78.29	34.31	34.31	37.85
9.27	-7.16	-12.93	-86.38	35.61	35.61	45.94
9.50	-8.39	-13.60	-89.75	36.16	36.16	49.31
9.50	-13.50	-17.40	-164.70	44.37	59.13	236.61
9.82	-14.34	-18.48	-174.97	44.99	59.89	239.91
10.36	-15.78	-20.34	-192.59	46.06	61.21	245.58
10.91	-17.22	-22.21	-210.20	47.12	62.54	251.25
11.45	-18.67	-24.07	-227.81	48.18	63.89	256.92
12.00	-20.11	-25.93	-245.43	49.25	65.25	262.59

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m³]	kh,z [MN/m³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	4.63	26.26	-0.00	-0.00
0.60	0.00	0.50	0.87	34.80	-21.13	5.92
1.00	0.00	0.33	-1.73	47.28	-36.24	17.29
1.00	0.00	0.33	-1.73	47.28	93.99	17.29
1.20	0.00	0.00	-3.09	66.69	81.84	-0.36
1.80	0.00	0.00	-6.97	86.91	35.76	-36.25
2.40	0.00	0.00	-9.85	107.13	-22.45	-40.84
3.00	0.00	0.00	-11.57	59.75	-59.72	-15.54
3.48	0.00	0.00	-12.59	64.48	-89.54	20.20
3.50	0.00	0.00	-12.64	64.68	-90.83	22.00
3.50	0.00	0.00	-12.64	64.68	78.92	22.00
3.60	0.00	0.00	-12.88	65.67	72.40	14.43
4.20	0.00	0.00	-14.38	30.90	38.58	-17.52
4.80	0.00	0.00	-15.39	38.33	17.81	-34.66
5.40	0.00	0.00	-15.39	25.40	0.32	-39.56
6.00	0.00	0.00	-14.23	28.65	-15.89	-34.98
6.48	0.00	0.00	-12.54	31.26	-30.27	-23.95

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
6.50	0.00	0.00	-12.44	4.00	-30.91	-23.22
6.60	0.00	0.00	-12.03	1.82	-31.19	-20.23
7.20	0.00	0.00	-9.24	-11.75	-28.22	-2.00
7.80	0.00	0.00	-6.37	-25.32	-17.10	12.00
8.40	8.01	0.00	-3.84	-7.57	-6.83	18.50
9.00	8.01	0.00	-1.87	7.89	-7.16	22.23
9.60	0.00	0.00	-0.57	-123.36	-6.79	28.40
10.20	377.81	0.00	-0.05	7.47	31.52	15.45
10.80	377.81	377.81	-0.00	39.04	10.41	1.92
11.40	377.81	0.00	-0.04	7.47	-0.04	-0.45
12.00	377.81	0.00	-0.08	-7.24	-0.00	0.00

Maximální posouvající síla = 93,99 kN/m

Maximální moment = 43,23 kNm/m

Maximální deformace = 15,5 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	-1,7	340,01
2	3,50	-12,6	443,18

Sednutí terénu za konstrukci

Sednutí terénu $\delta_{\max} = 12,9$ mm

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	-2,3
2	1,06	2,6
3	2,11	6,5
4	3,17	9,3
5	4,22	11,1
6	5,28	11,8
7	6,34	11,5
8	7,39	10,2
9	8,45	7,8
10	9,51	4,4
11	10,56	0,0

Využití pasivního odporu

Maximální pasivní odpor $R_{\max} = 690,92$ kN/m

Mobilizovaný pasivní odpor $R_{\text{mob}} = 248,30$ kN/m

Požadovaný stupeň bezpečnosti $SF_p = 1,50 < 2,78$

Celkové posouzení využití pasivního odporu VYHOVUJE

Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 453,57$ kN/m $\delta = 50,09^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy $H_0 = 2,80$ m

Řada kotev	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK _{MAX} [kN]
1	332,51	80,96	1713,98	138,82	-6,64	2	1097,93	835,13	1670,27
2	346,76	73,15	1280,96	92,23	-4,65		822,52	816,50	1633,01

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	340,01	1518,42	Vyhovuje
2	443,18	1484,55	Vyhovuje




Rozhodující řada kotev : 2

Max. dovolená síla $F_{\max} = 1484,55 \text{ kN} > 443,18 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 5)

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	8,00	0,00 .. 8,00	jíl písčitý, tuhý	
2	1,50	8,00 .. 9,50	jíl písčitý, tuhý	
3	2,50	9,50 .. 12,00	šterk s příměsí jemnozrné zeminy	
4	1,00	12,00 .. 13,00	Pararula zcela zvětralá	
5	3,00	13,00 .. 16,00	Pararula částečně zvětralá	
6	-	16,00 .. ∞	Migmatit navětralý	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 6,50 m.

Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,50	0,00
3	15,50	8,00
4	16,50	8,00

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 8,50 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 8,50 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		proměnné	72,70		0,30	2,60	na terénu

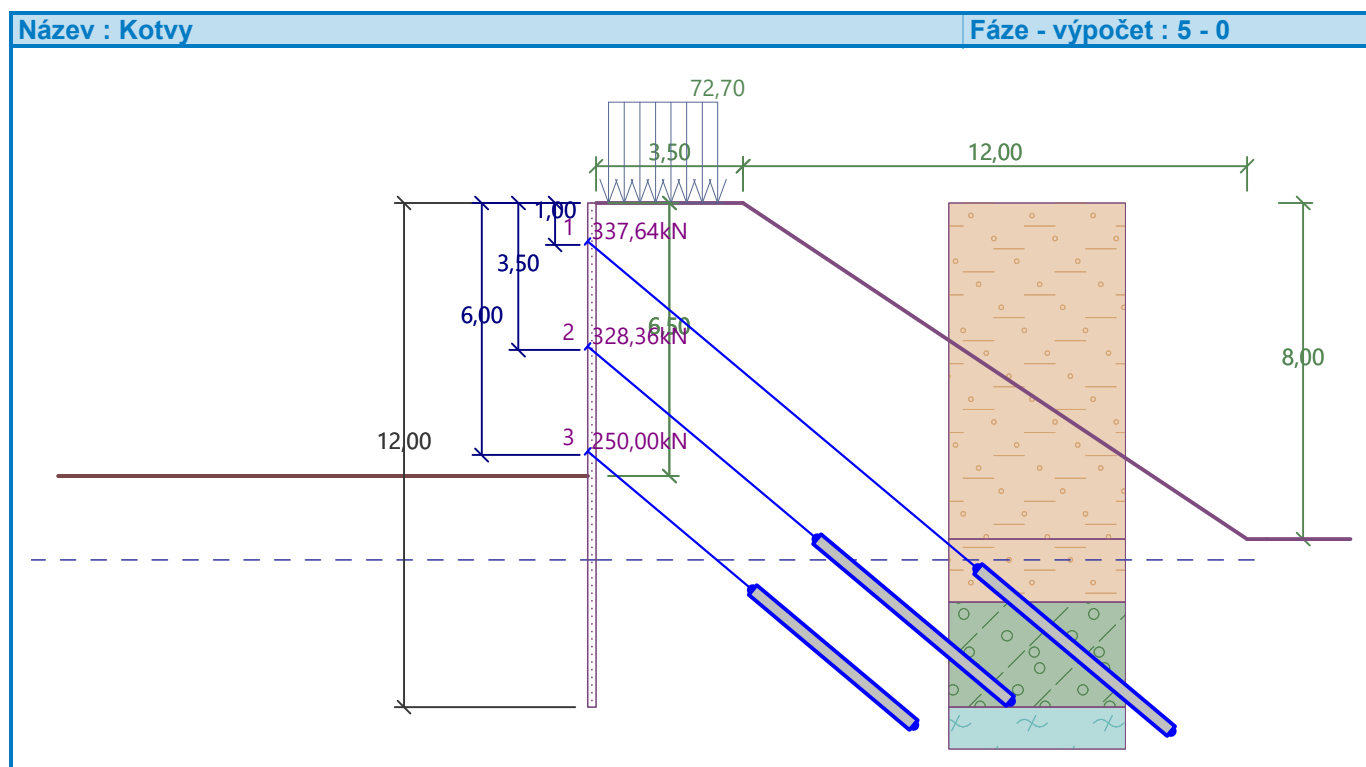
Číslo	Název
1	LM71

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,00	VSL dočasná kotva 0.6" S 1860 MPa		337,64
2	Ne	3,50	VSL dočasná kotva 0.6" S 1860 MPa		328,36
3	Ano	6,00	VSL dočasná kotva 0.6" S 1860 MPa		250,00

VSL dočasná kotva 0.6" S 1860 MPa

Hloubka :	z	=	6,00 m
Volná délka :	l	=	5,00 m
Délka kořene :	l_k	=	5,00 m
Sklon :	α	=	40,00 °
Vzd. mezi :	b	=	2,00 m
Plocha pramence :	A_1	=	150,00 mm ²
Počet pramenců :	n	=	2
Modul pružnosti :	E	=	195000,00 MPa
Předpínací síla :	F	=	250,00 kN
Výpočtová pevnost materiálu :	f_u	=	1860,00 MPa

Součinitel soudržnosti : $\eta_1 = 1,00$



Návrhová situace : trvalá

Výsledky výpočtu (Fáze budování 5)

Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	26.26
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	26.26
0.11	0.00	0.00	0.00	0.44	5.58	29.94
0.11	0.00	0.00	0.00	28.80	28.80	29.94
0.55	0.00	0.00	0.00	33.75	33.75	44.64
1.09	0.00	0.00	0.00	39.93	39.93	63.02
1.64	0.00	0.00	0.00	46.12	46.12	81.40
1.70	0.00	0.00	0.00	46.86	46.86	83.60
1.70	0.00	0.00	0.00	46.93	46.93	83.60
2.18	0.00	0.00	0.00	51.67	51.67	99.78
2.45	0.00	0.00	0.00	54.33	54.33	108.84
2.45	0.00	0.00	0.00	54.33	54.33	54.33
2.73	0.00	0.00	0.00	57.05	57.05	57.05
3.27	0.00	0.00	0.00	62.44	62.44	62.44
3.50	0.00	0.00	0.00	64.68	64.68	64.68
3.50	0.00	0.00	0.00	64.69	64.69	64.69
3.82	0.00	0.00	0.00	67.82	67.82	67.82
3.97	0.00	0.00	0.00	69.37	69.37	69.37
3.97	0.00	0.00	0.00	28.12	28.12	28.12
4.36	0.00	0.00	0.00	32.93	32.93	32.93
4.91	0.00	0.00	0.00	39.68	39.68	39.68
5.00	0.00	0.00	0.00	40.78	40.78	40.78
5.00	0.00	0.00	0.00	23.23	26.09	26.26
5.45	0.00	0.00	0.00	25.69	26.62	26.62
6.00	0.00	0.00	0.00	28.65	28.65	28.65
6.50	0.00	0.00	0.00	31.36	31.36	31.36
6.50	0.00	-0.00	-21.01	25.09	26.30	25.09
6.55	0.00	-0.24	-22.23	25.29	25.29	25.29
7.09	0.00	-3.15	-36.94	27.66	27.66	27.66
7.64	0.00	-6.06	-51.64	30.02	30.02	30.02
8.00	0.00	-8.00	-61.44	31.60	31.60	31.60
8.18	0.00	-8.97	-66.35	32.39	32.39	32.39
8.20	0.00	-9.08	-66.88	32.48	32.48	32.52
8.50	-2.95	-10.67	-74.92	33.77	33.77	34.48
8.73	-4.19	-11.33	-78.29	34.31	34.31	37.85
9.27	-7.16	-12.93	-86.38	35.61	35.61	45.94
9.50	-8.39	-13.60	-89.75	36.16	36.16	49.31
9.50	-13.50	-17.40	-164.70	44.37	59.13	236.61
9.82	-14.34	-18.48	-174.97	44.99	59.89	239.91
10.36	-15.78	-20.34	-192.59	46.06	61.21	245.58
10.91	-17.22	-22.21	-210.20	47.12	62.54	251.25
11.45	-18.67	-24.07	-227.81	48.18	63.89	256.92
12.00	-20.11	-25.93	-245.43	49.25	65.25	262.59

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.50	2.25	1.13	-0.00	-0.00
0.60	0.00	0.50	0.10	34.42	-17.28	4.56
1.00	0.00	0.50	-1.40	40.31	-32.20	14.37
1.00	0.00	0.50	-1.40	40.31	97.12	14.37
1.20	0.00	0.00	-2.20	66.69	87.36	-4.18
1.80	0.00	0.00	-4.32	86.91	41.28	-43.38
2.40	0.00	0.00	-5.21	107.13	-16.94	-51.29
3.00	0.00	0.00	-4.64	59.75	-54.21	-29.29
3.48	0.00	0.00	-3.53	64.48	-84.02	3.79
3.50	0.00	0.00	-3.48	64.68	-85.31	5.49
3.50	0.00	0.00	-3.48	64.68	40.46	5.49
3.60	0.00	0.00	-3.23	65.67	33.94	1.77
4.20	0.00	0.00	-1.72	30.90	0.12	-7.11
4.80	0.00	0.00	-0.03	38.33	-20.65	-1.17
5.40	0.00	0.00	1.66	26.57	-38.82	17.14
6.00	0.00	0.00	2.81	28.65	-55.35	45.32
6.00	0.00	0.00	2.81	28.65	40.41	45.32
6.48	0.00	0.00	2.94	31.26	26.03	29.33
6.50	0.00	0.00	2.92	4.00	25.39	28.71
6.60	0.00	0.00	2.87	1.82	25.11	26.29
7.20	0.00	0.00	2.12	-11.75	28.08	10.74
7.80	0.00	0.00	1.06	30.73	23.55	-6.72
8.40	8.01	0.00	0.18	25.10	6.62	-15.55
9.00	8.01	0.00	-0.27	27.64	-8.75	-15.01
9.60	0.00	377.81	-0.28	-15.52	-21.96	-5.11
10.20	377.81	0.00	-0.14	-26.74	-2.97	3.01
10.80	377.81	0.00	-0.07	0.23	3.31	2.11
11.40	377.81	0.00	-0.06	3.09	1.60	0.56
12.00	377.81	377.81	-0.07	3.75	0.00	-0.00

Maximální posouvající síla = 97,12 kN/m

Maximální moment = 52,56 kNm/m

Maximální deformace = 5,2 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	-1,4	337,64
2	3,50	-3,5	328,36
3	6,00	2,8	250,00

Sednutí terénu za konstrukcí

Sednutí terénu $\delta_{\max} = 1,3$ mm

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	-1,1
2	1,06	-0,5
3	2,11	-0,1
4	3,17	0,3

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
5	4,22	0,6
6	5,28	0,7
7	6,34	0,8
8	7,39	0,7
9	8,45	0,6
10	9,51	0,4
11	10,56	0,0
12	10,56	0,0

Využití pasivního odporu

Maximální pasivní odpor $R_{\max} = 690,92 \text{ kN/m}$

Mobilizovaný pasivní odpor $R_{\text{mob}} = 213,28 \text{ kN/m}$

Požadovaný stupeň bezpečnosti $SF_p = 1,50 < 3,24$

Celkové posouzení využití pasivního odporu VYHOVUJE

Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 549,79 \text{ kN/m}$ $\delta = 58,04^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy $H_0 = 2,80 \text{ m}$

Řada kotev	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK _{MAX} [kN]
1	449,98	83,33	1713,98	138,82	-6,64	2,3	1097,93	743,89	1487,78
2	461,50	77,42	1280,96	92,23	-4,65	3(42%)	822,52	745,19	1490,37
3	502,20	70,35	1041,87	71,30	-14,78		697,09	768,58	1537,17

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	337,64	1352,52	Vyhovuje
2	328,36	1354,89	Vyhovuje
3	250,00	1397,43	Vyhovuje






Rozhodující řada kotev : 1


Max. dovolená síla $F_{\max} = 1352,52 \text{ kN} > 337,64 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 6)

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	8,00	0,00 .. 8,00	jíl písčitý, tuhý	
2	1,50	8,00 .. 9,50	jíl písčitý, tuhý	
3	2,50	9,50 .. 12,00	šterk s příměsí jemnozrnné zeminy	
4	1,00	12,00 .. 13,00	Pararula zcela zvětralá	
5	3,00	13,00 .. 16,00	Pararula částečně zvětralá	

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
6	-	16,00 .. ∞	Migmatit navětralý	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 8,00 m.

Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,50	0,00
3	15,50	8,00
4	16,50	8,00

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 8,50 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 8,50 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

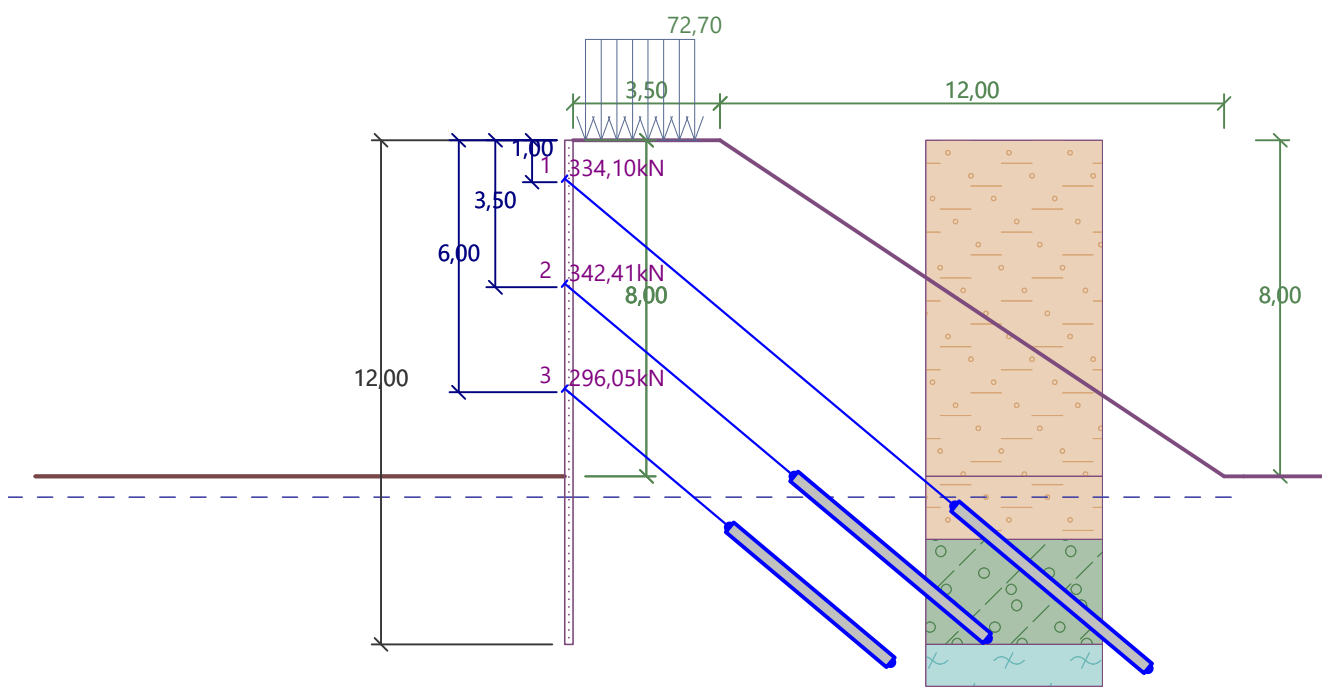
Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		proměnné	72,70		0,30	2,60	na terénu

Číslo	Název
1	LM71

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,00	VSL dočasná kotva 0.6" S 1860 MPa		334,10
2	Ne	3,50	VSL dočasná kotva 0.6" S 1860 MPa		342,41
3	Ne	6,00	VSL dočasná kotva 0.6" S 1860 MPa		296,05



Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky výpočtu (Fáze budování 6)

Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	26.26
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	26.26
0.11	0.00	0.00	0.00	0.44	5.80	29.94
0.11	0.00	0.00	0.00	28.80	28.80	29.94
0.52	0.00	0.00	0.00	33.48	33.48	43.84
1.04	0.00	0.00	0.00	39.40	39.40	61.42
1.57	0.00	0.00	0.00	45.31	45.31	79.00
1.70	0.00	0.00	0.00	46.86	46.86	83.60
1.70	0.00	0.00	0.00	46.93	46.93	83.60
2.09	0.00	0.00	0.00	50.73	50.73	96.58
2.45	0.00	0.00	0.00	54.33	54.33	108.84
2.45	0.00	0.00	0.00	54.33	54.33	54.33
2.61	0.00	0.00	0.00	55.88	55.88	55.88
3.13	0.00	0.00	0.00	61.03	61.03	61.03
3.50	0.00	0.00	0.00	64.68	64.68	64.68
3.50	0.00	0.00	0.00	64.69	64.69	64.69
3.65	0.00	0.00	0.00	66.18	66.18	66.18
3.97	0.00	0.00	0.00	69.37	69.37	69.37
3.97	0.00	0.00	0.00	28.12	28.12	28.12
4.17	0.00	0.00	0.00	30.58	30.58	30.58
4.70	0.00	0.00	0.00	37.04	37.04	37.04
5.00	0.00	0.00	0.00	40.78	40.78	40.78

--

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
5.00	0.00	0.00	0.00	23.23	26.11	26.26
5.22	0.00	0.00	0.00	24.41	26.30	26.30
5.74	0.00	0.00	0.00	27.24	27.24	27.24
6.26	0.00	0.00	0.00	30.07	30.07	30.07
6.78	0.00	0.00	0.00	32.90	32.90	32.90
7.30	0.00	0.00	0.00	35.73	35.73	35.73
7.83	0.00	0.00	0.00	38.56	38.56	38.56
8.00	0.00	0.00	0.00	39.50	39.50	39.50
8.00	0.00	-0.00	-21.01	31.60	31.60	31.60
8.35	0.00	-1.86	-30.38	33.11	33.11	33.11
8.50	0.00	-2.67	-34.48	33.77	33.77	34.48
8.87	0.00	-3.75	-39.96	34.65	34.65	39.96
9.39	0.00	-5.28	-47.70	35.90	35.90	47.70
9.50	0.00	-5.60	-49.31	36.16	36.16	49.31
9.50	-5.56	-7.16	-67.82	44.37	59.13	236.61
9.91	-6.65	-8.57	-81.15	45.18	60.12	240.90
10.43	-8.03	-10.35	-98.00	46.20	61.38	246.32
10.96	-9.41	-12.13	-114.85	47.21	62.66	251.74
11.48	-10.79	-13.91	-131.70	48.23	63.95	257.17
12.00	-12.17	-15.69	-148.55	49.25	65.25	262.59

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m³]	kh,z [MN/m³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.50	3.20	1.60	-0.00	-0.00
0.60	0.00	0.50	0.77	34.75	-17.52	4.64
1.00	0.00	0.50	-0.92	40.56	-32.56	14.57
1.00	0.00	0.50	-0.92	40.56	95.41	14.57
1.20	0.00	0.00	-1.81	66.69	85.61	-3.63
1.80	0.00	0.00	-4.23	86.91	39.53	-41.79
2.40	0.00	0.00	-5.47	107.13	-18.68	-48.65
3.00	0.00	0.00	-5.32	59.75	-55.95	-25.60
3.48	0.00	0.00	-4.63	64.48	-85.77	8.32
3.50	0.00	0.00	-4.60	64.68	-87.06	10.05
3.50	0.00	0.00	-4.60	64.68	44.09	10.05
3.60	0.00	0.00	-4.45	65.67	37.57	5.96
4.20	0.00	0.00	-3.60	30.90	3.75	-5.09
4.80	0.00	0.00	-2.62	38.33	-17.01	-1.34
5.40	0.00	0.00	-1.64	26.63	-35.17	14.79
6.00	0.00	0.00	-1.12	28.65	-51.59	40.76
6.00	0.00	0.00	-1.12	28.65	61.80	40.76
6.60	0.00	0.00	-1.52	31.91	43.63	9.03
7.20	0.00	0.00	-2.22	35.16	23.51	-11.21
7.80	0.00	0.00	-2.61	38.42	1.44	-18.79
8.00	0.00	0.00	-2.62	39.48	-6.19	-18.33
8.00	0.00	0.00	-2.62	10.50	-6.39	-18.28
8.40	0.00	0.00	-2.47	1.79	-8.80	-15.16
9.00	8.01	0.00	-1.87	15.83	-16.34	-7.94

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
9.60	0.00	0.00	-1.06	-26.48	-24.80	5.01
10.20	0.00	0.00	-0.38	-44.68	-3.45	14.03
10.80	377.81	0.00	-0.09	2.64	15.09	8.51
11.40	377.81	0.00	-0.05	15.96	6.55	1.63
12.00	377.81	0.00	-0.08	5.01	0.00	-0.00

Maximální posouvající síla = 95,41 kN/m
Maximální moment = 50,13 kNm/m
Maximální deformace = 5,6 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	-0,9	334,10
2	3,50	-4,6	342,41
3	6,00	-1,1	296,05

Sednutí terénu za konstrukcí

Sednutí terénu $\delta_{\max} = 4,1$ mm

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	-1,6
2	1,06	0,1
3	2,11	1,4
4	3,17	2,4
5	4,22	3,0
6	5,28	3,4
7	6,34	3,3
8	7,39	3,0
9	8,45	2,3
10	9,51	1,3
11	10,56	0,0

Využití pasivního odporu

Maximální pasivní odpor $R_{\max} = 326,23$ kN/m

Mobilizovaný pasivní odpor $R_{\text{mob}} = 174,33$ kN/m

Požadovaný stupeň bezpečnosti $SF_p = 1,50 < 1,87$

Celkové posouzení využití pasivního odporu VYHOVUJE

Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 604,26$ kN/m $\delta = 52,81^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy $H_0 = 3,08$ m

Řada kotev	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK _{MAX} [kN]
1	449,98	83,33	1810,52	0,00	2,18	2,3	1168,52	804,29	1608,59
2	461,50	77,42	1348,05	0,00	8,55	3(44%)	862,82	760,12	1520,25
3	502,20	70,35	1089,63	0,00	2,58		708,21	751,96	1503,91

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	334,10	1462,35	Vyhovuje
2	342,41	1382,04	Vyhovuje
3	296,05	1367,19	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 2

Max. dovolená síla $F_{\max} = 1382,04 \text{ kN} > 342,41 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Dimenzace čís. 1

Průběhy vnitřních sil po konstrukci

	Def. min [mm]	Def. max [mm]	Pos. síla min. [kN/m]	Pos. síla max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
0.00	2.25	7.54	-0.00	0.00	-0.00	0.00
0.60	0.10	5.32	-21.82	-17.28	4.56	5.94
1.00	-4.22	3.75	-43.11	-32.20	14.37	18.74
1.00	-4.22	3.75	71.80	101.45	14.37	18.74
1.20	-6.57	2.89	59.14	93.44	-4.18	5.63
1.50	-10.00	1.60	39.86	80.74	-27.99	-8.92
1.50	-10.09	1.56	39.43	80.38	-28.63	-9.23
1.80	-13.33	0.33	26.25	66.70	-50.51	-18.90
2.40	-18.62	-1.69	-22.45	36.19	-81.55	-28.47
3.00	-21.50	-2.18	-59.72	2.11	-93.22	-15.54
3.48	-21.81	-1.25	-89.54	-12.34	-87.17	20.20
3.50	-21.78	-1.22	-90.83	-12.65	-86.53	22.00
3.50	-21.78	-1.22	-29.02	78.92	-86.53	22.00
3.60	-21.62	-1.03	-35.53	72.40	-83.37	14.43
4.00	-20.32	-0.41	-61.58	46.35	-64.06	10.76
4.00	-20.28	-0.40	-61.70	45.95	-63.56	10.81
4.20	-19.30	-0.15	-61.70	38.58	-51.46	12.14
4.80	-15.44	0.37	-57.62	17.81	-34.66	15.28
5.40	-15.39	1.66	-41.05	13.19	-39.56	17.14
6.00	-14.23	2.81	-55.35	14.03	-34.98	45.32
6.00	-14.23	2.81	-15.89	61.80	-34.98	45.32
6.48	-12.54	2.94	-30.27	47.42	-23.95	34.32
6.50	-12.47	2.93	-30.77	46.92	-23.46	34.25
6.50	-12.44	2.92	-30.91	46.66	-23.22	34.22
6.60	-12.03	2.87	-31.19	43.63	-20.23	33.82
7.20	-9.24	2.12	-28.22	28.08	-11.21	27.62
7.80	-6.37	1.06	-17.10	23.55	-18.79	18.93
8.00	-5.50	0.73	-12.48	17.57	-18.33	16.15
8.00	-5.46	0.72	-12.31	17.33	-18.28	16.04
8.40	-3.84	0.30	-8.80	11.61	-15.55	18.50
9.00	-1.87	0.18	-16.34	7.02	-15.01	22.23
9.60	-1.06	0.05	-24.80	4.53	-5.11	28.40
10.20	-0.38	-0.01	-4.27	31.52	-1.88	15.45
10.80	-0.09	-0.00	-1.35	15.09	-0.17	8.51
11.40	-0.06	-0.01	-0.24	6.55	-0.45	1.63

	Def. min [mm]	Def. max [mm]	Pos. síla min. [kN/m]	Pos. síla max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
12.00	-0.08	-0.01	-0.00	0.00	-0.00	0.00

Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -21,9 mm
 Minimální deformace = 7,5 mm
 Maximální ohybový moment = 45,32 kNm/m
 Minimální ohybový moment = -93,22 kNm/m
 Maximální posouvající síla = 101,45 kN/m

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.
 Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

Dimenzační síly na 1 I-profil

$M_{\max} = 93,22 \text{ kNm}; \quad Q = 2,11 \text{ kN}$
 $Q_{\max} = 101,45 \text{ kN}; \quad M = 17,23 \text{ kNm}$

Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q$:

Posouzení ohybu:

$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,461 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0,006 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 139,11 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 1,14 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,154 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení max. posouvající síly $Q_{\max} + M$:

Posouzení ohybu:

$M/M_{c,Rd} = 0,085 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0,310 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 25,72 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 54,92 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,077 \leq 1$ **Vyhovuje**

Průřez VYHOVUJE

Posouzení převázky č. 1

Vstupní data

Ocel konstrukční: EN 10210-1 : S 355

Průřez : 2 x U(UPN) 200

Natočení α : natočení podle kotvy

Typ nosníku : prostý

Typ zatížení : bodové

Vzdálenost podpor : 1,00 m

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.
 Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

Dimenzační síly na 1 složený profil

$M_{\max} = 89,56 \text{ kNm}; \quad Q = 179,12 \text{ kN}$
 $Q_{\max} = 179,12 \text{ kN}; \quad M = 89,56 \text{ kNm}$

Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q$:

Posouzení ohybu:

$$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,660 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení smyku:

$$Q/V_{c,Rd} = 0,307 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení rovinné napjatosti:

$$\text{Normálové napětí } \sigma_{x,Ed} = 207,49 \text{ MPa}$$

$$\text{Smykové napětí } \tau_{Ed} = 44,84 \text{ MPa}$$

$$\text{Posudek: } (\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,389 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení max. posouvající síly $Q_{\max} + M$:**Posouzení ohybu:**

$$M/M_{c,Rd} = 0,660 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení smyku:

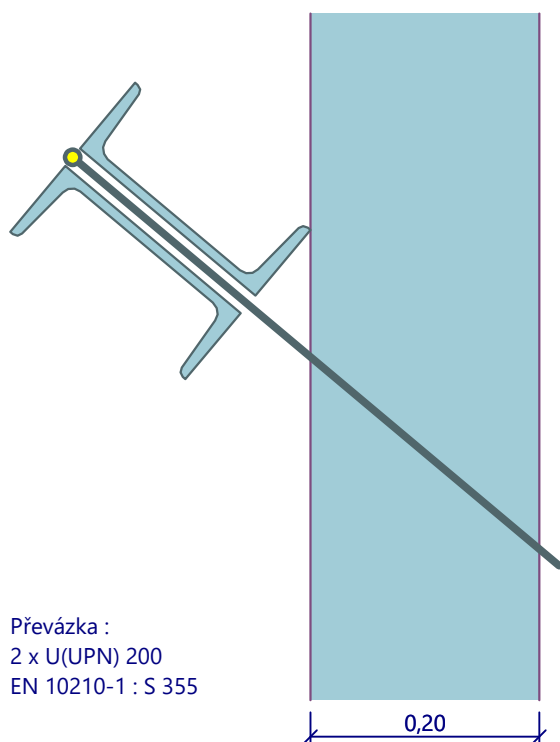
$$Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0,307 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení rovinné napjatosti:

$$\text{Normálové napětí } \sigma_{x,Ed} = 207,49 \text{ MPa}$$

$$\text{Smykové napětí } \tau_{Ed} = 44,84 \text{ MPa}$$

$$\text{Posudek: } (\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,389 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Průřez VYHOVUJE**Schéma převázky****Celkové posouzení únosnosti kotev**

Kotva	Fáze	Hloubka z [m]	Maximální síla F [kN]	Přetržení kotvy R _t [kN]	Vytržení ze zeminy R _e [kN]	Vytržení ze zálivky R _c [kN]	Posouzení
1	2	1,00	358,25	620,00	689,17	542,11	Vyhovuje (66,08 %)
1	4	1,00	340,01	620,00	689,17	542,11	Vyhovuje (62,72 %)
2	4	3,50	443,18	620,00	449,05	542,11	Vyhovuje (98,69 %)
1	5	1,00	337,64	620,00	689,17	542,11	Vyhovuje (62,28 %)
2	6	3,50	342,41	620,00	449,05	542,11	Vyhovuje (76,25 %)

Kotva	Fáze	Hloubka z [m]	Maximální síla F [kN]	Přetržení kotvy R _t [kN]	Vytržení ze zeminy R _e [kN]	Vytržení ze zálivky R _c [kN]	Posouzení
3	6	6,00	296,05	413,33	605,60	368,86	Vyhovuje (80,26 %)
1	6	1,00	334,10	620,00	689,17	542,11	Vyhovuje (61,63 %)

Maximálně využita je kotva č. 2. (Fáze 4; z = 3,50 m)
Využití je 98,69 %

Únosnost kotev VYHOVUJE