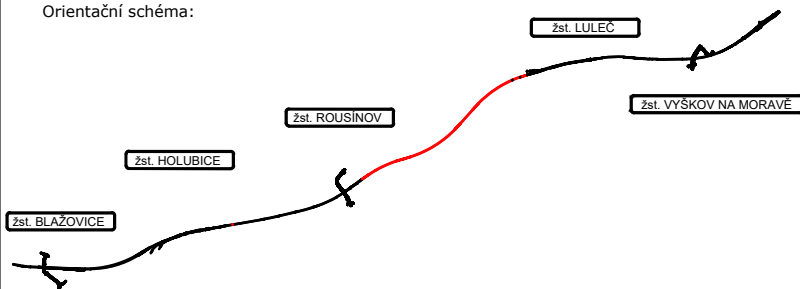




Jiná ověření:

Paré:

Orientační schéma:






Razítko oprávněné osoby:

Podpis:

Datum:

Revize:	Datum:	Popis:	Kontroloval:
000	14. 5. 2022	Definitivní odevzdání dokumentace	Ing. Ľubomír Macura

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

Zhotovitel díla:	Společnost AFRY CZ + SUDOP B	
Adresa:	Magistrů 1275/13, 140 00 Praha 4	
Kontakt:	T: +420 277 005 500 E: afrycz@afry.com	
Zhotovitel objektu:	AFRY CZ s.r.o.	
Adresa:	Magistrů 1275/13	
Kontakt:	140 00 Praha 4 T: +420 277 005 500 E: afrycz@afry.com	
Hlavní projektant (HIP):	Ing. Radoslav Molák	Specialista: Ing. László Székora

Název stavby/akce:	Modernizace trati Brno - Přerov, 2. stavba Blážovice - Vyškov		Označení investora:	S621500587
			Označení zhotovitele:	21064-01-0722
Název části:	Mosty, propustky, zdi		Označení části:	D.2.1.4
Název objektu/dílčí části:	t.ú. Rousínov - Luleč, železniční most v km 37,060		Označení objektu/komplexu:	SO 27-20-03
Název přílohy:	Statický výpočet		Číslo přílohy:	3.001
Název dílčí části přílohy:	-			
Odpovědný projektant:	Zpracovatel přílohy:	Měřítko: -	Stupeň dokumentace:	DÚR
Ing. Vladimír Piták	Ing. Vladimír Piták	Formáty: 62xA4		
Kraj:	Katastrální území:	TUDU:	Smluvní datum zpracování:	14. 7. 2022
Jihomoravský	viz textová část	viz textová část		

Označení investora:	Stupeň dokumentace:	Část:	Objekt:	Podobojekt:	Příloha:	Revize:
S 6 2 1 5 0 0 5 8 7	-	D Ú R X	-	D 2 1 0 4	-	S O 2 7 2 0 0 3
						- X X
						- 3 - 0 0 1 - 0 0 0



OBSAH ZPRÁVY

1. ÚVODNÍ ÚDAJE O STAVBĚ	3
1.1. IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE STAVBY.....	3
1.2. ÚDAJE O STAVEBNÍKOVÍ	3
1.3. ÚDAJE O ZPRACOVATELI DOKUMENTACE	4
1.4. IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE OBJEKTU	4
2. TECHNICKÁ ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU.....	5
2.1. TECHNICKÉ ŘEŠENÍ	5
2.2. PŘEDPOKLADY VÝPOČTU.....	5
2.2.1. Nosná konstrukce	5
2.2.2. Ložiska.....	5
2.2.3. Spodní stavba	5
2.2.4. Zatížení mostu	6
3. POUŽITÉ PODKLADY A NORMY	6
4. DISPOZIČNÍ ŘEŠENÍ	7
5. STATICKÝ VÝPOČET NOSNÉ OCELOBETONOVÉ KONSTRUKCE	7
5.1. VÝPOČTOVÝ MODEL NOSNÉ KONSTRUKCE	8
5.1.1. Metodika výpočtu	8
5.1.2. Opis výpočtového modelu	8
5.1.3. Charakteristika materiálů.....	9
5.2. VÝPOČET ZATÍŽENÍ NA NOSNOU KONSTRUKCI	9
5.2.1. Zatížení stále	9
5.2.2. Zatížení proměnné dlouhodobé.....	10
5.2.3. Zatížení proměnné krátkodobé	11
5.2.4. Zatížení teplotou	14
5.2.5. Zatížení větrem	15
5.2.6. Mimořádné zatížení.....	17
5.2.7. Dynamické účinky.....	17
5.2.8. Ověření požadavky na statickou nebo dynamickou analýzu	18
5.3. VÝPOČET VNITŘNÍCH SIL	20
5.3.1. Kombinace zatížení	20
5.4. POSOUZENÍ NOSNÉ KONSTRUKCE	22
5.4.1. Posouzení mostovky.....	22
5.4.2. Posouzení ocelových nosníků.....	25
5.5. POSOUZENÍ DEFORMACÍ NOSNÉ KONSTRUKCE	32
5.5.1. Průhyb nosné konstrukce.....	32
5.5.2. Zatížitelnost z průhybu.....	34
6. STATICKÝ VÝPOČET SPODNÍ STAVBY A ZALOŽENÍ.....	35
6.1. POSOUZENÍ PILÍŘE Č.3	35
6.1.1. Zatížení pilíře	35
6.1.2. Výpočtový model	35



6.1.3. Posouzení sloupu pilíře	36
6.1.4. Posouzení skupiny pilot	37
6.1.5. Posouzení opěry	44
6.2. KOMBINOVANÁ ODEZVA KONSTRUKCE A KOLEJE	53
6.2.1. Tuhost spodní stavby	54
6.2.2. Posouzení	58
7. ZATÍŽITELNOST	60
7.1. PŘEHLED ZATÍŽITELNOSTI	60
8. ZÁVĚR	61

1. ÚVODNÍ ÚDAJE O STAVBĚ

1.1. Identifikační údaje stavby

Název stavby:	Modernizace trati Brno – Přerov, 2. stavba Blažovice – Vyškov
Stupeň dokumentace:	Dokumentace pro územní rozhodnutí (DUR)
Charakteristika stavby:	Liniová železniční stavba, rekonstrukce
Číslo ISPROFOND:	5003520003
Číslo SoD objednatele:	E617-S-1770/2021
Číslo SoD zhotovitele:	2021/0106
Místo stavby:	Stavba je součástí elektrizované celostátní dráhy Brno – Přerov č. 300, řešený je úsek trati v rozsahu žst. Blažovice – žst. Vyškova na Moravě.
Kraj:	Jihomoravský
Obec / Městská část:	Šlapanice u Brna, Ponětovice, Jiříkovice, Balažovice, Holubice, Velešovice, Rousínov u Vyškova, Habrovany, Komořany na Moravě, Tučapy u Vyškova, Nemojany, Luleč, Drnovice u Vyškova, Vyškov
Katastrální území:	Židenice, Černovice, Slatina, Pozořice, Sívce, Křenovice u Slavkova, Slavkov u Brna, Šlapanice u Brna, Ponětovice, Jiříkovice, Blažovice, Holubice, Velešovice, Rousínov u Vyškova, Královopolské Vážany, Habrovany, Komořany na Moravě, Tučapy u Vyškova, Nemojany, Luleč, Drnovice u Vyškova, Vyškov, Dědice u Vyškova
Pověřené městské úřady:	Rousínov, Šlapanice, Slavkov u Brna, Vyškov
Obce s rozšířenou působností:	Šlapanice, Slavkov u Brna, Vyškov
Začátek stavby:	km 23,925 (t.ú. Šlapanice – Blažovice) kabelová vedení km 158,177 (žst. Brno Židenice)
Konec stavby:	km 46,088 (žst. Vyškov na Moravě) kabelová vedení km 21,667 (t.ú. Vyškov na Moravě – Ivanovice na Hané)

1.2. Údaje o stavebníkovi

Zadavatel:	Správa železnic, státní organizace, Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1 IČ: 70994234 DIČ: CZ70994234 Zapsaná v OR vedeném u Městského soudu v Praze, oddíl A, vložka 48384
Organizační složka objednatele:	Stavební správa východ Nerudova 1 779 00 Olomouc
Nadřízený orgán:	Ministerstvo dopravy Nábřeží L. Svobody 12 110 00 Praha 1



1.3. Údaje o zpracovateli dokumentace

Zhotovitel dokumentace:	AFRY CZ s.r.o. Magistrů 1275/13, 140 00 Praha 4 IČO: 45306605 DIČ: CZ45306605 Zapsaný v OR vedeném u Městského soudu v Praze, spisová značka C 8073
Hlavní inženýr projektu:	Ing. Radoslav Molák
Garanti profesí:	Mosty, propustky a zdi AFRY: Ing. Jozef Gajdošík (AFRY CZ s.r.o.)

1.4. Identifikační údaje objektu

Objekt:	SO 27-20-03
Nový vlastník objektu:	Správa železnic, státní organizace
Správce objektu:	Správa železnic, státní organizace
Hlavní inženýr projektu:	Ing. Radoslav Molák
Odpovědný projektant objektu:	Ing. Vladimír Piták
Zpracovatel objektu	Ing. Vladimír Piták
Kraj:	Jihomoravský
Pověřená obec:	Tučapy u Vyškova
Katastrální území:	Tučapy u Vyškova
Staničení mostu – evidenční:	-
Staničení mostu – nové:	37,059 500
Bod křížení	$X = 1\,158\,902,365$ $Y = 576\,251,260$
Úhel křížení	90°
Traťový úsek:	TÚ 2301
Definiční úsek:	DÚ 10
Situování mostního objektu v terénu:	Objekt se nachází v mezistaničním úseku - VMP 3,5
Účel objektu:	Mostní objekt převádí železniční trať Mostní objekt převádí železniční trať přes údolí a občasnou vodoteč Habrůvka, a obsluhuje pozemní komunikaci
Počet kolejí na mostě stávající:	-
Počet kolejí na mostě nový:	2
Směrové vedení kol.na mostě – stávající:	-
Směrové vedení kol.na mostě – nové:	kolej č.1 – přímá, přechodnice kolej č.2 – přímá, přechodnice
Výškové vedení koleje na mostě – stávající:	-
Výškové vedení koleje na mostě – nové:	kolej č.1 – stoupá 10,0‰ kolej č.2 – stoupá 10,0‰
Rychlost v traťovém úseku – stávající:	-
Rychlost v traťovém úseku – nová:	200 km/h
Rychlost na nové koleji č. 1:	200 km/h
Rychlost na nové koleji č. 2:	200 km/h

2. TECHNICKÁ ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU

Předmětem tohoto statického výpočtu je návrh hlavních částí železničního mostu, přes údolí a obslužnou komunikaci v traťovém úseku Rousínov – Luleč.

Při návrhu a posouzení nosné konstrukce jsou použity v současnosti platné předpisy pro navrhování a posuzování ocelobetonových a betonových mostních konstrukcí a pro posuzování zakládání staveb.

2.1. Technické řešení

Vzhledem na směrové a výškové vedení byla navržena šest polová spřažená ocelobetonová konstrukce s horní mostovkou. Nosná konstrukce je rozdělena na dva dilatační celky v podélném směru. V příčném směru se jedná o jednu konstrukci se dvěma ocelovými nosníky.

Obě koleje na mostě jsou navrženy v podélném sklonu 10‰. Koleje jsou navrženy v přímé, v koncové části v přechodnici. Osová vzdálenost kolejí je navržena 4,2 m. Na mostě je navržena železniční svršek na betonových podvalech uložených v průběžném kolejovém loži. Stanovená délka nosné konstrukce vyplývá z překlenutí údolí, s občasnou vodotečí Habrůvky, a obslužné komunikace, což vedlo k návrhu šesti polovej konstrukce s rozpětím jednotlivých polí $NK1=30+40+30$ m a $NK2=30+40+30$ m. Prostorové uspořádání nosné konstrukce respektuje směrové a výškové vedení železniční tratě.

Hlavní údaje o navrhovaném objektu:

- Traťová rychlost:	200 km/h
- Směrové poměry:	traťový úsek, v přímé, v přechodnici
- Sklonové poměry:	niveleta stoupá 10,0‰ ve směru staničení
- Svršek:	UIC60-B91
- Překážka:	údolí, občasná vodoteč Habrůvka, obslužná komunikace
- Počet mostních polí:	3+3
- Světlost mostního otvoru:	27,6+37+27,175 m, 27,175+37+27,6 m
- Rozpětí mostního pole:	NK1: 30+40+30 m, NK2: 30+40+30 m
- Celková délka mostu:	227,635 m
- Výška nosné konstrukce:	17,45 m
- Volná výška pod mostem:	12,06 m

2.2. Předpoklady výpočtu

2.2.1. Nosná konstrukce

Přemostění je navrženo dvěma třemi pólovými konstrukcemi. Jedná se o dvoukolejnou spřaženou ocelobetonovou konstrukci s horní mostovkou a průběžným kolejovým ložem. Rozpětí mostních polí jsou 30+40+30 m. vyložení nosné konstrukce za uložení je navrženo 0,70 m. Celková délka ocelové konstrukce jednoho dilatačního celku přemostění je 101,40 m. Pevné uložení NK1 je uvažováno na pilíři P3 a pevné uložení NK2 je uvažováno na pilíři P5, z čeho vyplývá dilatační délka 70,7 m a 30,7 m.

Ocelobetonové spřažené konstrukce jsou navrženy z ocelových svářených nosníků výšky 3900 mm z ocele pevnostní třídy S355 a betonu C35/45 vyztuženého betonářskou ocelí B 500B.

Nosníky jsou navrženy tvaru I v osové vzdálenosti 5500 mm, a budou plnostěnné svařované s proměnnou šířkou pásnic po délce nosníků. Rozšíření spodní pásnice je navrženo v místě uložení na ložiskách a horní pásnice se rozšiřuje nad pásnicemi. Průřez stěny trámu je vyztužen plnostěnnými výztuhami z plechu. Výztuhy nosníků jsou situovány v osových vzdálenostech 2000 mm z vnitřní strany stěny.

Spřahující železobetonová deska, z betonu C35/45, má proměnnou tloušťku po šířce průřezu, což vyplývá z navrhovaného způsobu odvodnění. Vyložení desky na římsové straně je 3030 mm od os nosníků. Deska je po obou stranách ukončena římsami, s prostorem pro kabelová vedení, čím se vytvoří požadovaný prostor pro šterkové lože.

2.2.2. Ložiska

Nosná konstrukce se osadí na všech podpěrách na normalizovaná a nenormalizovaná kalotová ložiska. Pevné uložení bude na pilíři P3 a P5. Ložiska budou uloženy na spodní stavbě standardně pomocí trnů. Na nosnou konstrukci budou uchyceny na spodní pásnici pomocí šroubů.

2.2.3. Spodní stavba

Spodní stavbu mostu tvoří krajní podpěry O1 a O7, a mezilehlé pilíře P2-P6. Podpěry mostu jsou navrženy jako železobetonové z betonu C30/37 s betonářskou výztuží B 500B.

Krajní podpěry jsou navrženy jako gravitační se základovým blokem založeným na velkorozměrových pilotách, které zabezpečí bezpečné přenesení do podkladních vrstev. Dřik opěry plynule přechází do úložního prahu, s horní hranou ve sklonu 4% směrem od závěrné zdi.

Mezilehlé pilíře jsou řešeny jednotně. Jsou navrženy jako dvoudříkové s úložním prahem. Základový blok je navržena odstupňovaný, se založením na velkorozměrových pilotách, které zabezpečí bezpečné přenesení do podkladních vrstev.

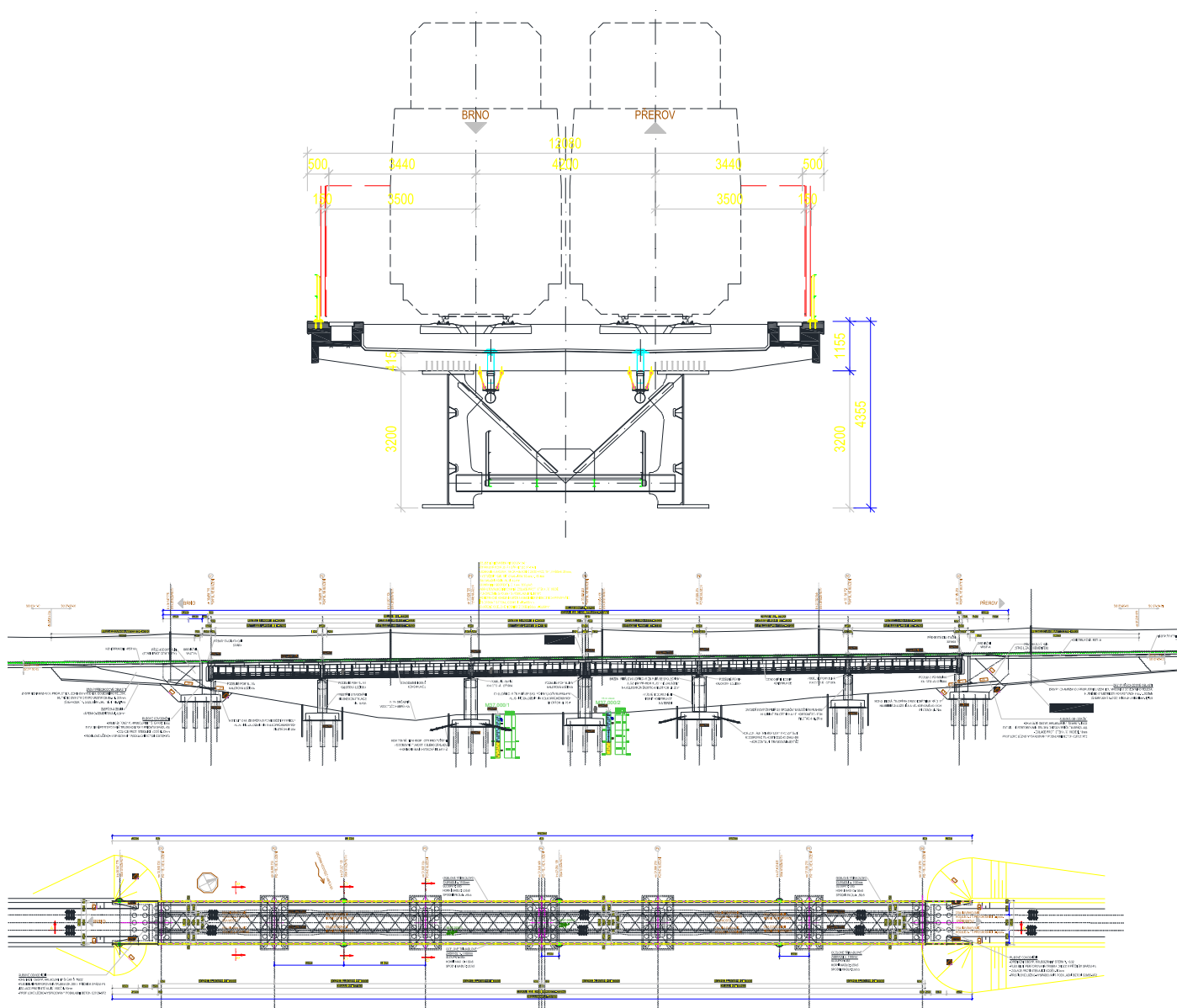
2.2.4. Zatížení mostu

Most je navržený na účinky zatěžovacího vlaku LM71, SW0 a SW/2 dle ČSN EN 1991-2 Zatížení mostů dopravou.

3. POUŽITÉ PODKLADY A NORMY

- [1] ČSN 73 6320 Prostorová průchodnost na dráze celostátní, dráhách regionálních a místních a vlečkách normálního rozchodu – Národní požadavky
- [2] ČSN 73 6201 projektování mostních objektů
- [3] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí + národní přílohy, opravy a změny
- [4] ČSN EN 1991 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí + národní přílohy, opravy a změny
- [5] ČSN EN 1992 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí + národní přílohy, opravy a změny
- [6] ČSN EN 1993 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí + národní přílohy, opravy a změny
- [7] ČSN EN 1994 Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí + národní přílohy, opravy a změny
- [8] ČSN EN 1997 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí + národní přílohy, opravy a změny
- [9] ČSN EN 13670 Provádění betonových konstrukcí
- [10] ČSN EN 1090-2 Provádění ocelových konstrukcí a hliníkových konstrukcí - Část 1: Požadavky na posouzení shody konstrukčních dílců
- [11] ČSN EN 1090-2 Provádění ocelových konstrukcí a hliníkových konstrukcí - Část 2: Technické požadavky na ocelové konstrukce
- [12] ČSN EN 206+A2 Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- [13] ČSN EN 73 0037 Zemní tlak na stavební konstrukce
- [14] MVL 102 Přečty mezi nosnými konstrukcemi, mezi nosnou konstrukcí a opěrou, mezi spodní stavbou a tělesem železničního spodka
- [15] MVL 150 Kombinovaná odezva mostu a koleje
- [16] MVL 720 Zábradlí pro železniční mosty
- [17] S3 Železniční svršek
- [18] S4 Železniční spodek

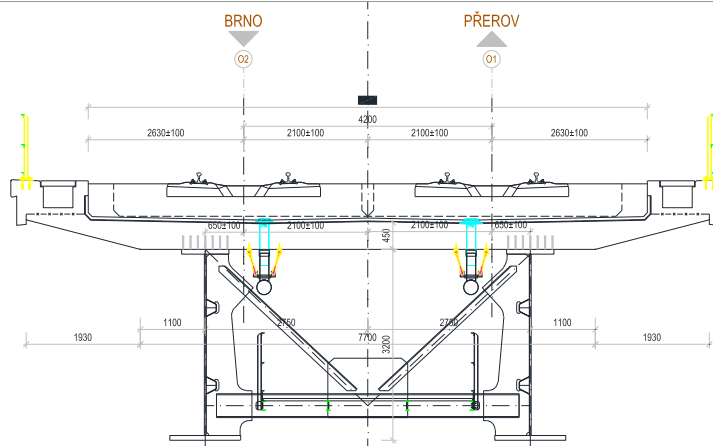
4. DISPOZIČNÍ ŘEŠENÍ



5. STATICKÝ VÝPOČET NOSNÉ OCELOBETONOVÉ KONSTRUKCE

Vzhledem k možné změně polohy koleje na mostě od projektované polohy, je potřebné uvažovat zatěžovací stavy vyvolávající nejnepříznivější vnitřní síly.

Pro potřeby statického výpočtu byly zavedené určité zjednodušení a předpoklady. V případě geometrie mostovky jde hlavně o zanedbání vypádování dna vany, kde se uvažovalo s průměrnou tloušťkou 420 mm, zakřivení oblouku, ...



Obr. 1 Navrhované a uvažované krajní polohy koleje

Vzhledem k možné změně polohy koleje na mostě od projektované polohy, je potřebné uvažovat zatěžovací stavy vyvolávající nejnepříznivější vnitřní síly. V souladu s ČSN EN 1991-2 je uvažováno s nejkrajnější možnou polohou koleje. V případě analyzované konstrukce je tak počítáno ne s projektovanou polohou, ale s polohou koleje vzdálenou cca 550 mm od projektované polohy nosníku.

Z dispozičního řešení vyplývá plocha šterkového lože $5,43 \text{ m}^2/\text{bm}$, co představuje průměrní tloušťku 575 mm. Tuhle průměrní tloušťku šterkového lože po celé šířce a délce mostu budeme uvažovat pro určení zatížení s možným rozptylem $\pm 30\%$ dle ČSN EN.

5.1. Výpočtový model nosné konstrukce

5.1.1. Metodika výpočtu

Hlavní nosná konstrukce (hlavní nosníky a spodní stavba (založení) mostu jsou navrženy dle teorie mezních stavů proti překročení 1. mezního stavu únosnosti a 2. mezního stavu použitelnosti. Při posouzení 1. mezního stavu se uvažuje s pružným působením nebo plastickým působením, při posouzení 2. mezního stavu se uvažuje vždy pouze s pružným působením.

1. mezní stav – únosnost:

Stav, který by mohl být dosažen při extrémních podmínkách zatížení a kvality materiálu zcela výjimečně. Stanovení vnitřních sil se provádí z charakteristických hodnot zatížení vynásobených součinitelem zatížení (extrémní návrhové zatížení se součiniteli $\gamma_F \geq 1$). Únosnost průřezu se stanoví z charakteristických hodnot materiálů vydělených součinitelem materiálů (návrhová pevnost se součiniteli $\gamma_M \geq 1$).

2. mezní stav použitelnosti:

Stav, který může být dosažen od maxima běžného provozu. Při dosažení tohoto stavu by měla i „plasticky“ navrhovaná konstrukce zůstat ve všech částech pružná. Stanovení vnitřních sil se provádí z charakteristických hodnot zatížení vynásobených součinitelem zatížení. Únosnost průřezu se stanoví z charakteristických hodnot materiálů vydělených součinitelem materiálů.

Veškeré zatížení je uvažováno dle platných ČSN EN 1991.

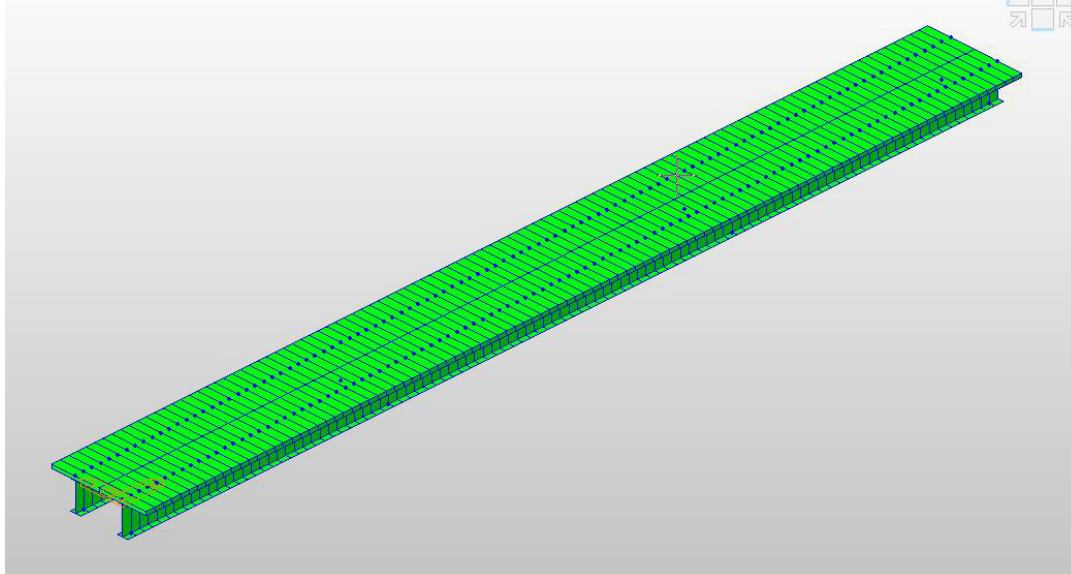
Kombinace zatížení dopravou je uvažována dle ČSN EN 1991-2, kombinace s ostatním zatížením dále dle ČSN EN 1990.

Most navržen dle ČSN EN 1991-2 na účinky zatěžovacího (LM71, SW/2).

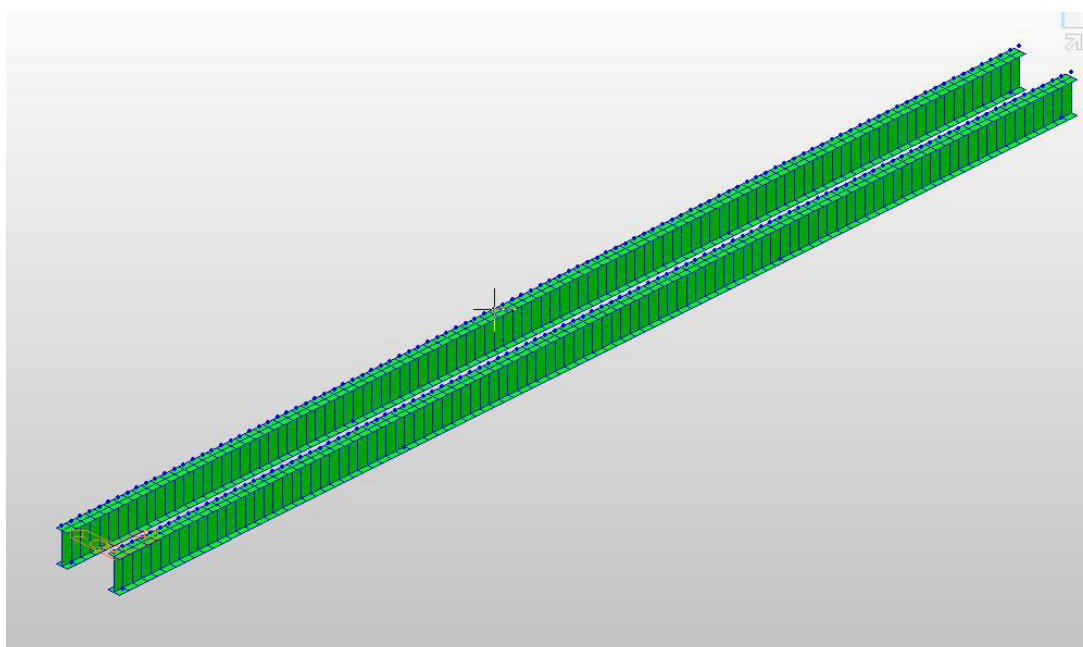
5.1.2. Opis výpočtového modelu

Pro zjištění vnitřních sil, napětí, reakcí na ložiska a ostatních účinků zatížení byl vytvořen prutový výpočetní model v programu MIDAS Civil 2021. výpočetní model byl dle potřeby zatížen veškerým uvažovaným zatížením.

Ve výpočetním modelu byl most modelován prutovými kompozitními prvky, které byli tvořené ocelovým nosníkem a železobetonovou deskou. Jako základní materiál byl zadán beton C35/45 s modulem pružnosti $E=33,5 \text{ GPa}$ a ocel S355 s modulem pružnosti $E=210 \text{ GPa}$. Tloušťka desky byla zadána průměrnou hodnotou 420 mm. Veškerá zatížení stálá, proměnná i mimořádná byla modelována ve své reálné poloze a přesně dle požadavků ČSN EN 1991. Uložení nosné konstrukce v modelu bylo dle dispozičního řešení, přičemž respektovalo možné posunutí a pootočení podle ložisek.



Obr. 2 Geometrická schéma výpočtového modelu



Obr. 3 Ocelový nosník

5.1.3. Charakteristika materiálů

Tab. 1 Materiály použité ve výpočtovém modelu

Název	Typ	Měrná hmotnost [kg/m³]	E modul [MPa]	Poissonův součinitel	G modul [MPa]	Tepelná roztažnost [m/mK]	Poznámka
C35/45	Beton	2500	34 000	0,2	14 208,0	0,00	Spřahující deska
B 500B	Ocel	7850	200 000,0	0,3	80 769,23	0,00	Spřahující deska
S355	Ocel	8164	210 000,0	0,3	80 769,23	0,00	Hl. nosník
S355	Ocel	7850	210 000,0	0,3	80 769,23	0,00	Příčné stužení

5.2. Výpočet zatížení na nosnou konstrukci

5.2.1. Zatížení stáله

Vlastní váha nosné konstrukce

Vlastní váha nosné konstrukce je generována výpočtovým programem Midas Civil, na základě zadaných tlouštěk průřezu konstrukce. Objemová hmotnost zadaného železobetonu C 35/45 je uvažována

hodnotou 2500 kg/m^3 ($\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$). Tíha ocelových nosníků byla zvýšená o 4% přírážku (8164 kg/m^3), čím se aproximovala tíha, výtuh, svarů apod.

5.2.2. Zatížení proměnné dlouhodobé

a) Doplněk k vlastní váze

Modelována je tíha ŽB římsy (po odbednění působí na spřaženu konstrukci). ŽB římsa působí přibližně na vnějším okraji namodelované desky

běžná tíha římsy: $0,7495 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 11,99 \text{ kN/m}$

římsa v místě trakčních podpěr: $1,2931 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 32,33 \text{ kN/m}$

b) Vybavení mostu

Představuje tíhu zábradlí, a působí přibližně na vnějším okraji výčetního modelu ocelové zábradlí: $0,5 \text{ kN/m}$

c) Izolace

Představuje tíhu izolace tl. 10 mm a ochranné betonové vrstvy tl. 50 mm. Celková délka izolace je 10,27 m a působí cca na namodelované šířce desky 9,58 m.

pro mezní stavy použitelnosti a únavy:

$(0,05 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 + 0,01 \text{ m} \cdot 14 \text{ kN/m}^3) \cdot 10,27 \text{ m} / 9,58 \text{ m} = 1,49 \text{ kN/m}^2$

Pro mezní stavy únosnosti bereme charakteristickou hodnotu o $\pm 20\%$ z nominální tloušťky s doporučeními ČSN EN 1990:

$1,2 \cdot 1,49 \text{ kN/m}^2 = 1,788 \text{ kN/m}^2$ resp. $0,8 \cdot 1,49 \text{ kN/m}^2 = 1,192 \text{ kN/m}^2$

d) Tíha štěrkového lože

V tomto zatěžovacím stavu je tíha štěrkového lože s plochou $5,43 \text{ m}^2$ v rámci šířky mostu. Průměrná tíha působící na dno vany šířky 9,58 m je tak:

pro mezní stavy použitelnosti a únavy:

$5,43 \text{ m}^2 / 9,58 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 11,34 \text{ kN/m}^2$

Pro mezní stavy únosnosti bereme charakteristickou hodnotu o $\pm 20\%$ z nominální tloušťky s doporučeními ČSN EN 1990:

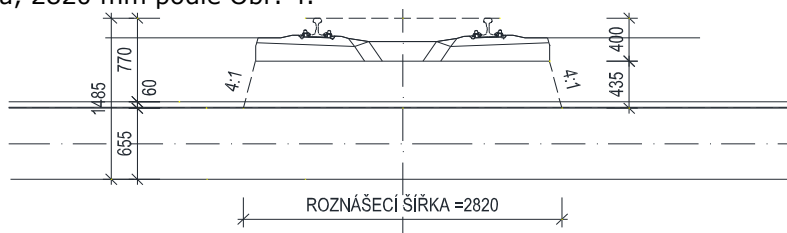
$1,3 \cdot 11,34 \text{ kN/m}^2 = 14,742 \text{ kN/m}^2$ resp. $0,7 \cdot 11,34 \text{ kN/m}^2 = 7,938 \text{ kN/m}^2$

e) Tíha kolejového svršku

Podvaly a upevňovací 3,6 kN/m

Kolejnice 1,2 kN/m

Roznos zatížení je na mostě uvažován ve sklonu 4:1 v štěrkovém loži a 1:1 v železobetonové desce. Na základě toho je uvažována roznášecí šířka nosné konstrukce, která vzdoruje zatížení z kolejového roštu uvažována hodnotou, 2820 mm podle Obr. 4.



Obr. 4 Roznášecí šířka

Výpočet roznášecí šířky

průměrná výška štěrkového lože	$h =$	0,44 m
šířka podvalu	$b_p =$	2,60 m
převýšení koleje v oblouku	$D =$	0,00 mm
roznášecí šířka v úrovni horního povrchu	$b = b_p + 2 \cdot h / 4 =$	2,82 m
$(3,6 \text{ kN/m} + 1,2 \text{ kN/m}) / 2,82 \text{ m} = 1,70 \text{ kN/m}^2$		

f) Pokles podpěr

Jelikož se jedná o spojitou konstrukci je uvažované s nerovnoměrným poklesem podpěr. Celkový pokles podpěr je uvažovaný hodnotou:

$U = 10,0 \text{ mm}$

g) Zatížení trakční podpěrou (odhad)

Zatížení trakční podpěrou je uvažované ve vzdálenosti 3,79m od osy koleje. Je uvažované po obou stranách nosné konstrukce

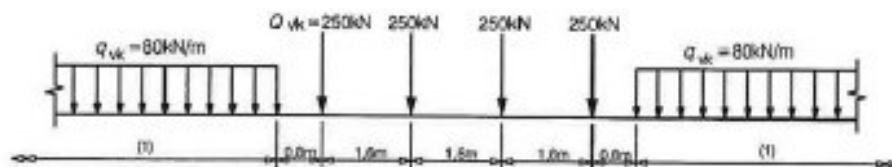
Svislý směr (vlastní tíha sloupu a sestavy)	$F_z = 15 \text{ kN}$
Podélný směr	$M_y = 12 \text{ kNm}$
	$F_y = 1,42 \text{ kN}$
Příčný směr	$M_z = 70 \text{ kNm}$
	$F_x = 8,24 \text{ kN}$

5.2.3. Zatížení proměnné krátkodobé

Představuje zatížení kolejovou dopravou a jiná zatížení specifická pro železniční mosty. Tato zatížení jsou definována normou ČSN EN 1991-2, kde pro zatížení od železniční dopravy jsou uvedena: svislá zatížení, svislé zatížení pro zemní těleso, dynamické účinky, odstředivé síly, boční ráz, rozjezdové a brzdící síly, aerodynamické zatížení od projíždějících vlaků a od jiné železniční infrastruktury a zařízení. Pro mimořádné návrhové situace se uvažuje účinek vykojené železniční dopravy.

5.4.1.1 Svislé účinky železniční dopravy

Svislé zatížení je reprezentováno modelem zatížení LM71, SW/0 a SW/2. Zatížení LM71 a SW/0 je uvažováno s klasifikačním součinitelem $\alpha = 1,21$ (čl. 6.3.2).



Obr. 5 Model zatížení LM71

Model zatížení	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Obr. 6 Model zatížení SW/0 a SW/2

V příčném směru na most uvažujeme roznos přes šterkové lože pod uhlím 4:1. Při modelu LM71 a SW/0 uvažujeme aj so zohľadněním možné excentricity „e“ (nerovnoměrné rozmístění tíhy na jednotlivé kolejnice). Hodnota plošného rovnoměrného zatížení pod pražcem je daná vztahem

$$p_v = \frac{q_{vk}}{b} \cdot \left(1 \pm 6 \cdot \frac{h-e}{b}\right)$$

Výpočet roznosu svislého zatížení

výška působíště odstředivé síly	$H =$	2,64 m
	$h_1 =$	0,00 m
osová vzdálenost kolejnicových pásů	$r =$	1500,00 mm
excentricita koleje	$e =$	83,33 mm

Zatěžovací schéma LM71

nápravová síla	$Q_{71,1,k} =$	250,000 kN
	$q_{71,1,k} = 4 \cdot Q_{71,1,k} / 6,4 \text{ m} =$	156,250 kN/m
rovnoměrné zatížení	$q_{71,2,k} =$	80,000 kN/m

$$p_{71,v,k} = q_{71,k} / b \cdot (1 \pm 6 \cdot (h_1 - e) / b) =$$



$$\begin{array}{lcl}
 & p_{71,1,vL,k} & p_{71,1,vP,k} \\
 p \cdot \alpha = & 67,10 & 67,10 \text{ kN/m}^2 \\
 (p+e) \cdot \alpha = & 79,01 & 55,19 \text{ kN/m}^2 \\
 (p-e) \cdot \alpha = & 55,19 & 79,01 \text{ kN/m}^2
 \end{array}$$

$$\begin{array}{lcl}
 & p_{712,vL,k} & p_{712,vP,k} \\
 p \cdot \alpha = & 34,36 & 34,36 \text{ kN/m}^2 \\
 (p+e) \cdot \alpha = & 40,45 & 28,26 \text{ kN/m}^2 \\
 (p-e) \cdot \alpha = & 28,26 & 40,45 \text{ kN/m}^2
 \end{array}$$

Zatěžovací schéma SW/0

rovnomořné zatížení

$$q_{SW/0,k} = 133,000 \text{ kN/m}$$

$$p_{SW/0,v,k} = q_{SW/0,k} / b \cdot (1 \pm 6 \cdot (h_1 - e) / b) =$$

$$\begin{array}{lcl}
 & p_{SW/0,vL,k} & p_{SW/0,vP,k} \\
 p \cdot \alpha = & 57,12 & 57,12 \text{ kN/m}^2 \\
 (p+e) \cdot \alpha = & 67,25 & 46,98 \text{ kN/m}^2 \\
 (p-e) \cdot \alpha = & 46,98 & 67,25 \text{ kN/m}^2
 \end{array}$$

Zatěžovací schéma SW/2

rovnomořné zatížení

$$q_{SW/2,k} = 150,000 \text{ kN/m}$$

$$p_{SW/2,v,k} = q_{SW/2,k} / b \cdot (1 \pm 6 \cdot (h_1 - e) / b) =$$

$$\begin{array}{lcl}
 & p_{SW/2,vL,k} & p_{SW/2,vP,k} \\
 p = & 53,24 & 53,24 \text{ kN/m}^2
 \end{array}$$

5.4.1.2 Boční rázy

Uvažujeme sílu $Q_{Sk} = 100 \text{ kN}$. Uvažujeme s její roznosem v příčném směru ve sklonu 4:1 na roznášecí šířku a podélném směru mostu na délku 1,6m (co odpovídá rovnoměrnému roznosu na 3 podvaly se zanedbáním sklonu 4:1 v podélném směru). Hodnoty plošných zatížení uvažovaných na povrchu nosné konstrukce určíme ze vztahu:

$$p_{s,z} = \pm \frac{Q_{tk} \cdot h_{s,6}}{b \cdot 1,6} \quad \text{pro „motýlkový“ průběh plošného svislého zatížení (odlehčení)}$$

$$p_{s,y} = \frac{Q_{Sk}}{b \cdot 1,6} \quad \text{pro horizontální plošné zatížení působící napříč mostu}$$

Vodorovné síly - boční ráz

uvažuje se bez dynamického součinitele, klasifikované součinitelem α

horizontální síla

$$Q_{Sk,0} = 100,000 \text{ kN}$$

rameno působíště síly

$$r = 0,84 \text{ m}$$

$$p_{sz,k} = \pm (Q_{Sk,0} \cdot r \cdot 6) / (b^2 \cdot 1,6) =$$

$$\begin{array}{lcl}
 & p_{sz,L,k} & p_{sz,P,k} \\
 p \cdot \alpha = & 47,73 & -47,73 \text{ kN/m}^2
 \end{array}$$

$$p_{sy,k} \cdot \alpha = Q_{Sk} / (b \cdot 1,6) = 26,84 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení se uvažuje v nejnepříznivější poloze.

5.4.1.3 Odstředivé síly

Odstředivé síly vyjádříme jako:

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} \cdot Q_{vk} \cdot f \quad \text{resp.} \quad q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} \cdot q_{vk} \cdot f$$

Uvažujeme odstředivou sílu pro poloměr $R=2850\text{m}$. Odstředivá síla působí na části nosné konstrukce (uvažujeme odstředivou sílu v přechodnici plnou hodnotou). Návrhová rychlost na mostě je $V=200\text{km/h}$. Je potřebné však uvažovat i s rychlostí $V=120\text{km/h}$. Pro model SW/2 se uvažuje s rychlostí $V=80\text{km/h}$.

Každý prvek má jinou hodnotu „ f “, což je velmi náročné na určení kombinací. Zatěžovací stav LM 71 bychom měli uvažovat s alternativními svislými zatíženími jako:

$$Q_v \cdot (\alpha=1,21) + Q_t=0$$

$$Q_v \cdot (\alpha=1,21) + Q_{t(120\text{km/hod})} \cdot (f=1,0) \cdot (\alpha=1,21)$$

$$Q_v \cdot (\alpha=1,21) + Q_{t(200\text{km/hod})} \cdot (f=0,813) \cdot (\alpha=1,0)$$

Vzhledem na fakt, že v třetím případě vynecháním součinitele „ α “ pro svislé zatížení je na straně nebezpečné, uvažujeme pro konstrukci konzervativní alternativu na bezpečné straně.

Vodorovné síly - odstředivé síly

poloměr zakřivení oblouku	$R=$ 2850,000 m
maximální rychlost	$V=$ 200,000 km/h
gravitační zrychlení	$g=$ 9,81 m/s ²
přičiňující délka zatížené části koleje v oblouku	$L_f=$ 30,000 m
redukční součinitel	

$$f=[1-(V-120)/1000 \cdot (814/V+1,75) \cdot (1-(2,88/L_f)^{0,5})]=$$
 0,68

Zatěžovací schéma LM71

úsek délky 6,4m	$q_{tk,1}=V^2/(127R) \cdot (f \cdot q_{71,1,k})=$	11,72 kN/m
ostatní úseky	$q_{tk,2}=V^2/(127R) \cdot (f \cdot q_{71,2,k})=$	6,00 kN/m

$$p_{t71,1,z,k}=q_{tk,1} \cdot h_t \cdot 6/b^2=$$

$$p_{tk,z} \cdot \alpha =$$

$p_{t71,1,zL,k}$	$p_{t71,1,zP,k}$
28,24	-28,24 kN/m ²

$$p_{ty,k} \cdot \alpha = q_{tk}/b =$$
 5,03 kN/m²

$$p_{t71,2,z,k}=q_{tk,2} \cdot h_t \cdot 6/b^2=$$

$$p_{tk,z} \cdot \alpha =$$

$p_{t71,2,zL,k}$	$p_{t71,2,zP,k}$
14,46	-14,46 kN/m ²

$$p_{ty,k} \cdot \alpha = q_{tk}/b =$$
 2,58 kN/m²

Zatěžovací schéma SW/0

$$q_{tk,1}=V^2/(127R) \cdot (f \cdot q_{SW/0,k})=$$
 9,98 kN/m

$$p_{tSW/0,z,k}=q_{tk,1} \cdot h_t \cdot 6/b^2=$$

$$p_{tk,z} \cdot \alpha =$$

$p_{tSW/0,zL,k}$	$p_{tSW/0,zP,k}$
24,04	-24,04 kN/m ²

$$p_{ty,k} \cdot \alpha = q_{tk,1}/b =$$
 4,28 kN/m²

Zatěžovací schéma SW/2

$$q_{tk,1}=V^2/(127R) \cdot (f \cdot q_{SW/2,k})=$$
 16,58 kN/m

$$p_{tSW/2,z,k}=q_{tk,1} \cdot h_t \cdot 6/b^2=$$

$$p_{tk,z} \cdot \alpha =$$

$p_{tSW/2,zL,k}$	$p_{tSW/2,zP,k}$
39,95	-39,95 kN/m ²

$$p_{ty,k} \cdot \alpha = q_{tk,1}/b =$$
 7,12 kN/m²

Zatížení se uvažuje na stejné délce jako svislé účinky vlaku.



5.4.1.4 Brzdní a rozjezdové síly

Vodorovné síly - brzdní a rozjezdové síly

roznášecí šířka:	$b =$	2,82 m
klasifikační součinitel:	$\alpha =$	1,21 LM71, SW/0
	$\alpha =$	1,00 SW/2
příčiňující délka:	$L_{a,b} =$	101,40 m

R: rozjezdová síla pro zařazovací schéma LM71, SW/0 a SW/2

char. hodnota rozjezdové síly:	$Q_{la,k} =$	33,00 kN
	$Q_{la,k,max} =$	1000,00 kN
max. příčiňující délka:	$L_{a,b,max} =$	30,30 m
příčiňující délka:	$L_{a,b} =$	30,30 m
součinitel přenosu zatížení:	$\xi =$	1,00
zatížení na jednu kolej:	$\alpha \cdot q_{k,1} =$	39,93 kN/m
plošné zatížení na jednu kolej:	$\alpha \cdot q_{k,1} =$	14,17 kN/m ²

B: brzdná síla pro zařazovací schéma LM71, SW/0

char. hodnota rozjezdové síly:	$Q_{lb,k} =$	20,00 kN
	$Q_{lb,k,max} =$	6000,00 kN
max. příčiňující délka:	$L_{a,b,max} =$	300,00 m
příčiňující délka:	$L_{a,b} =$	101,40 m
součinitel přenosu zatížení:	$\xi =$	1,00
zatížení na jednu kolej:	$\alpha \cdot q_{k,1} =$	24,20 kN/m
plošné zatížení na jednu kolej:	$\alpha \cdot q_{k,1} =$	8,59 kN/m ²

B: brzdná síla pro zařazovací schéma SW/2

char. hodnota rozjezdové síly:	$Q_{lb,k} =$	35,00 kN
	$Q_{lb,k,max} =$	6000,00
max. příčiňující délka:	$L_{a,b,max} =$	171,43 m
příčiňující délka:	$L_{a,b} =$	101,40 m
součinitel přenosu zatížení:	$\xi =$	1,00
zatížení na jednu kolej:	$\alpha \cdot q_{k,1} =$	35,00 kN/m
plošné zatížení na jednu kolej:	$\alpha \cdot q_{k,1} =$	12,42 kN/m ²

5.2.4. Zatížení teplotou

Zatížení teplotou

TR - Rovnoměrná složka teploty

maximální teplota vzduchu	$T_{max} =$	38,10 °C
minimální teplota vzduchu	$T_{min} =$	-34,00 °C
	$T_{e,max} =$	39,60 °C
	$T_{e,min} =$	-26,00 °C
základní montážní teplota	$T_0 =$	10,00 °C
oteplení konstrukce	$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 =$	29,60 °C
ochlazení konstrukce	$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} =$	36,00 °C

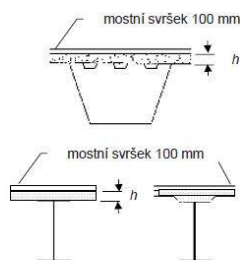
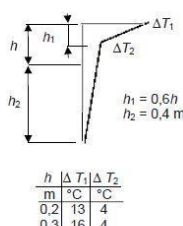
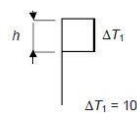
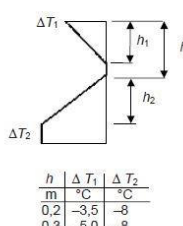
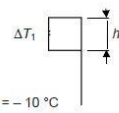
TN - Rozdílová složka teploty - postup 2

nadmořská výška

284,00 m.n.m.

typ nosné konstrukce

2.typ: ocelobetonová nosná konstrukce

Typ konstrukce	Rozdíly teplot ΔT																			
	(a) oteplení	(b) ochlazení																		
	<p>Běžný postup</p>  <table><thead><tr><th>h m</th><th>ΔT_1 °C</th><th>ΔT_2 °C</th></tr></thead><tbody><tr><td>0,2</td><td>13</td><td>4</td></tr><tr><td>0,3</td><td>16</td><td>4</td></tr></tbody></table> <p>Zjednodušený postup</p>  <p>$\Delta T_1 = 10 \text{ °C}$</p>	h m	ΔT_1 °C	ΔT_2 °C	0,2	13	4	0,3	16	4	 <table><thead><tr><th>h m</th><th>ΔT_1 °C</th><th>ΔT_2 °C</th></tr></thead><tbody><tr><td>0,2</td><td>-3,5</td><td>-8</td></tr><tr><td>0,3</td><td>-5,0</td><td>-8</td></tr></tbody></table>  <p>$\Delta T_1 = -10 \text{ °C}$</p>	h m	ΔT_1 °C	ΔT_2 °C	0,2	-3,5	-8	0,3	-5,0	-8
h m	ΔT_1 °C	ΔT_2 °C																		
0,2	13	4																		
0,3	16	4																		
h m	ΔT_1 °C	ΔT_2 °C																		
0,2	-3,5	-8																		
0,3	-5,0	-8																		
2. Betonová mostovka na ocelových komorových, příhradových nebo plnostěnných nosnících	POZNÁMKA Pro ocelobetonové mosty lze použít výše uvedený zjednodušený postup, který poskytuje horní mez účinků teploty. Hodnoty ΔT jsou informativní, mohou se použít, jestliže nejsou v národní příloze uvedeny konkrétní hodnoty.																			

5.2.5. Zatížení větrem

Uvažovali jsme jenom zatížení napříč mostem. Podélný vítr není uvažován. Zatížení uvažujeme podle ČSN EN 1991-4. mostní objekt se nachází v místě s fundamentální hodnotou základné rychlosti větru $v_{b,0}=27,5\text{m/s}$. Jedná se o most nad údolím v nezastavěné oblasti, proto bezpečně uvažujeme kategorií terénu I.

Tlak větru na most (bez dopravy) - ve směru Y

výchozí rychlost větu	$v_{b0} =$	27,50 m/s
kategorie terénu	kat.	I.
větrná oblast		III.
výška nad terénem	$z =$	17,00 m
	$z_0 =$	0,05 m
	$z_{min} =$	2,00 m
	$z_{max} =$	200,00 m
základní rychlost větru	$v_b = v_{b0} \cdot C_{dir} \cdot C_{season} =$	27,50 m/s
součinitel směru větru	$C_{dir} =$	1,00
součinitel ročního období	$C_{season} =$	1,00
součinitel drsnosti terénu	$c_r(z) =$	1,11
turbulentní složka větru	$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_l =$	5,23
střední rychlost větru	$v_m(z) =$	30,46 m/s
součinitel terénu	$k_r =$	0,19
turbulence větru	$I_v(z) =$	0,17
součinitel turbulence	$k_l =$	1,00
součinitel orografie	$c_0 =$	1,00
maximální dynamický tlak	$q_p(z) =$	1,28
šířka mostu	$b =$	12,08 m



výška mostu	$d_{tot} =$	4,36 m
	$b/d_{tot} =$	2,77
součinitel sil	$c_{fx} =$	1,70
příčné zatížení větrem	$p_{wk} =$	2,17 kN/m ²
	$w_{k,deska} =$	9,45 kN/m
svislé přetížení mostovky od příčného větru	$w_{k,deska} =$	1,15 kN/m ²

Tlak větru na most (včetně dopravy) - ve směru Y

výchozí rychlost větu	$v_{b0} =$	27,50 m/s
kategorie terénu	kat.	I.
větrná oblast		III.
výška nad terénem	$z =$	21,00 m
	$z_0 =$	0,05 m
	$z_{min} =$	2,00 m
	$z_{max} =$	200,00 m
základní rychlost větru	$v_b = v_{b0} \cdot c_{dir} \cdot c_{season} =$	27,50 m/s
součinitel směru větru	$c_{dir} =$	1,00
součinitel ročního období	$c_{season} =$	1,00
součinitel drsnosti terénu	$c_r(z) =$	1,15
turbulentní složka větru	$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_l =$	5,23
střední rychlost větru	$v_m(z) =$	31,56 m/s
součinitel terénu	$k_r =$	0,19
turbulence větru	$I_v(z) =$	0,17
součinitel turbulence	$k_l =$	1,00
součinitel orografie	$c_0 =$	1,00
maximální dynamický tlak	$q_p(z) =$	1,34
maximální dynamický tlak	$q_p(z) =$	1,34
šířka mostu	$b =$	12,08 m
výška mostu	$d_{tot} =$	8,36 m
	$b/d_{tot} =$	1,44
součinitel sil	$c_{fx} =$	2,10
příčné zatížení větrem	$p_{wk} =$	2,82 kN/m ²
výška vlaku	$h_w =$	4,00 m
výška težiště od mostovky	$e_{w,vlak} =$	2,43 m

průběh svislého přetížení (odlehčení)

$$p_{w,z} = \pm \frac{p_{w,vlak} \cdot h_{w,vlak} \cdot e_{w,vlak} \cdot 6}{b^2} = \mathbf{20,58} \quad \text{kN/m}^2$$

průběh plošného zatížení napříč mostem

$$p_{w,y} = \frac{p_{w,vlak} \cdot h_{w,vlak}}{b} = \mathbf{4,00} \quad \text{kN/m}^2$$

5.2.6. Mimořádné zatížení

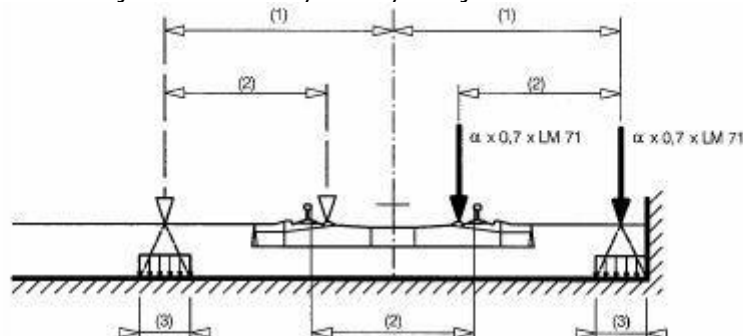
Dle ČSN EN 1991-2, kapitoly 6.7. je uvažována mimořádná situace – vykolejení železničních vozidel.

Návrhová situace I: vykolejení železničních vozidel, kdy vykolejená vozidla zůstanou v prostoru koleje na nosné konstrukci a vozidla jsou zadržena sousední kolejnicí nebo postranní stěnou nebo okrajovým nosníkem

Návrhová situace II: Vykolejení žel. vozidel, kdy vykolejená vozidla jsou zachycena na okraji mostu a zatěžují okraj nosné konstrukce (kromě nenosných prvků jako chodník pro pěší).

Návrhová situace I:

Při návrhové situaci I musí být vyloučeno zřízení hlavní částí nosné konstrukce. Místní poškození lze však tolerovat. Části dotčených konstrukcí se musí navrhovat na následující zatížení: $\alpha \times 1,4 \times LM71$ (osamělé síly Q_{A1d} a rovnoměrné zatížení q_{A1d}) rovnoběžně s kolejí v nejnepříznivější poloze uvnitř oblasti o šířce 1,5násobku rozchodu koleje na obě strany od osy koleje



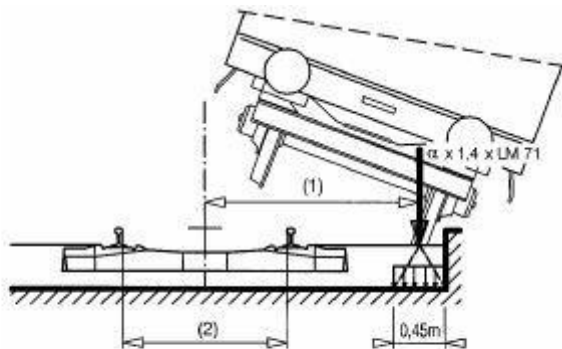
Legenda

- (1) maximálně 1,5s nebo méně, pokud je tam stěna
- (2) rozchod koleje s
- (3) pro mosty s kolejovým ložem lze předpokládat, že osamělé síly působí na čtverci o straně 450 mm na horním povrchu nosné konstrukce mostu (mostovky).

Obr. 7 Návrhová situace I

Návrhová situace II:

Vykolejení železničních vozidel, kdy vykolejená vozidla jsou zachycena na okraji mostu a zatěžují okraj nosné konstrukce. Pro určení celkové stability se musí na maximální celkové délce 20 m uvažovat: $q_{A2d} = \alpha \times 1,4 \times LM71$ jako rovnoměrně rozdělené svislé liniové zatížení působící na okraji uvažované konstrukce, podle obr.:



Legenda

- (1) zatížení působící na okraji konstrukce
- (2) rozchod koleje s

Obr. 8 Návrhová situace II

5.2.7. Dynamické účinky

Dynamický součinitel Φ zvyšuje účinky statického zatížení. V tomto případě se uvažuje s dynamickým součinitelem pro standardně udržovanou kolej.

5.4.1.5 Hlavní nosníky (podélný směr)

$$L_{\Phi} = k \cdot \frac{1}{n} \cdot (L_1 + L_2 + L_3) = 1,3 \cdot \frac{1}{3} \cdot (30 + 40 + 30) = 43,33m - \text{náhradní délka}$$

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,73 = \frac{2,16}{\sqrt{43,33 - 0,2}} + 0,73 = 1,07$$

5.4.1.6 Spřahující deska (podélný směr)

$$L_\Phi = 3 \cdot a = 3 \cdot 5,5 = 16,5 \text{ m}$$

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,73 = \frac{2,16}{\sqrt{16,5 - 0,2}} + 0,73 = 1,29$$

5.4.1.7 Spřahující deska (příčný směr)

Rozpětí příčně na hlavní nosníky

$$L_\Phi = 3 \cdot a = 3 \cdot 5,5 = 16,5 \text{ m}$$

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,73 = \frac{2,16}{\sqrt{16,5 - 0,2}} + 0,73 = 1,29$$

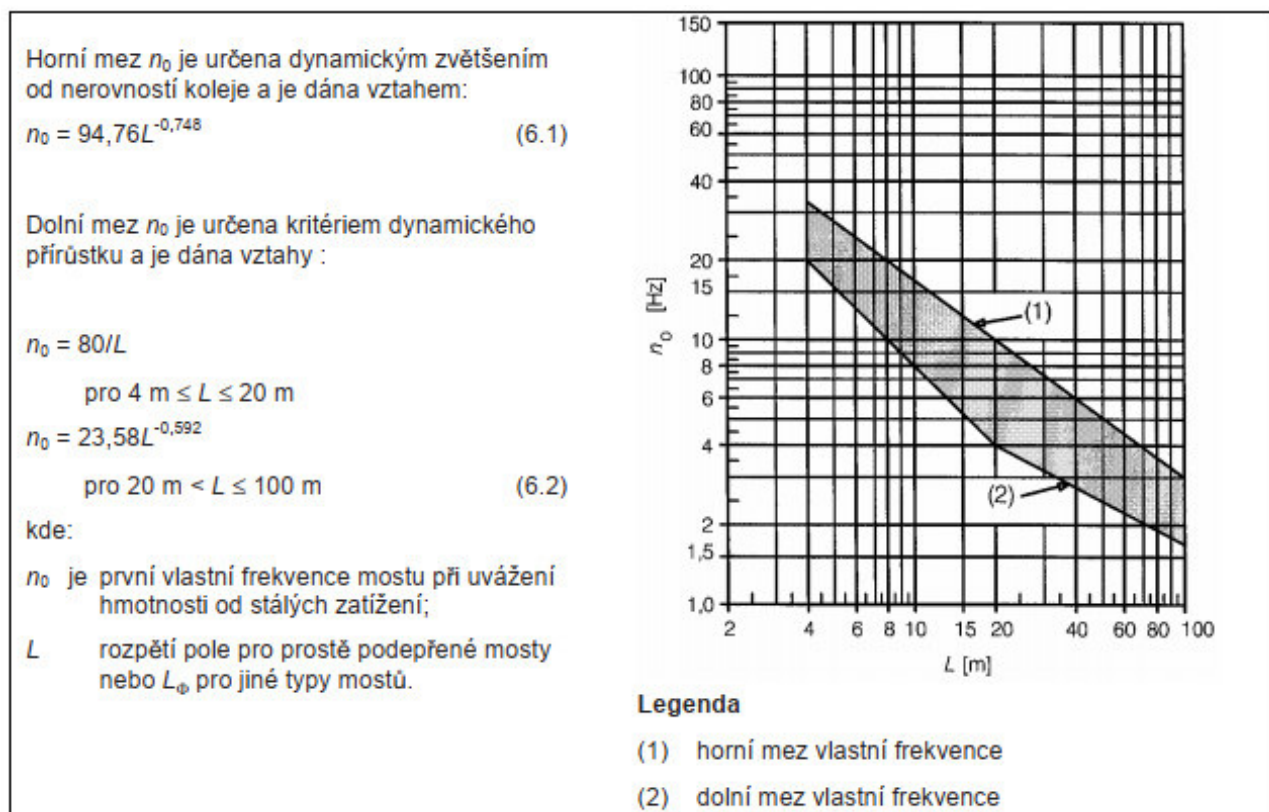
Příčné konzoly

$$L_\Phi = 3 \cdot a = 3 \cdot 5,5 = 16,5 \text{ m}$$

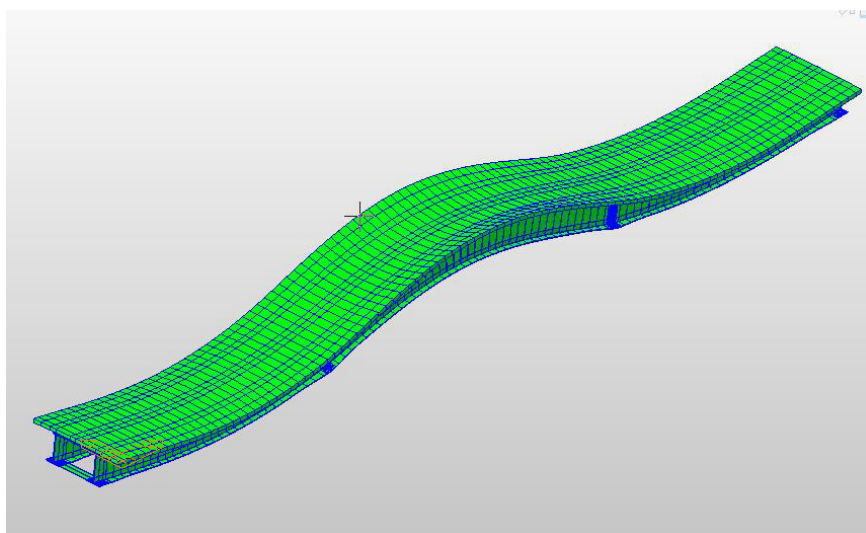
$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,73 = \frac{2,16}{\sqrt{16,5 - 0,2}} + 0,73 = 1,29$$

5.2.8. Ověření požadavky na statickou nebo dynamickou analýzu

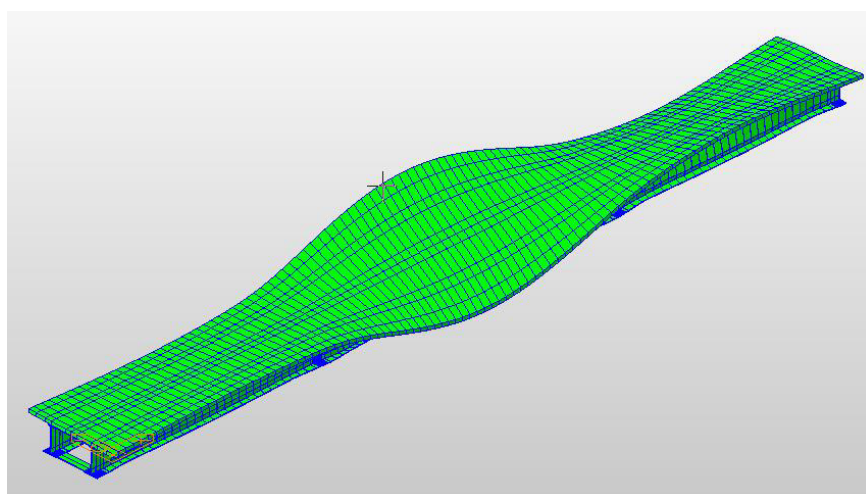
Ověření požadavky na statickou nebo dynamickou analýzu je zpracováno dle čl. 6.4.4 normy ČSN EN 1991-2/Z4.



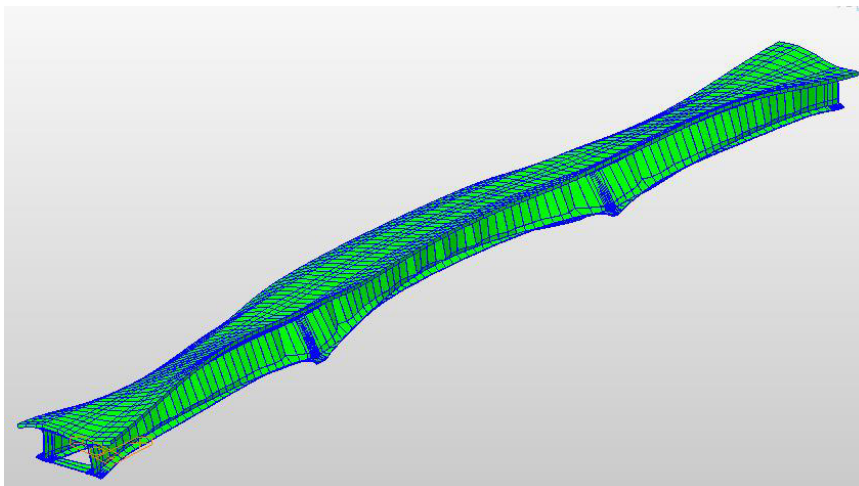
Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
EIGENVALUE ANALYSIS							
	Mode No	Frequency		Period	Tolerance		
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)			
	1	25,557067	4,067534	0,245849	0		
	2	27,197986	4,328694	0,231017	0		
	3	30,340437	4,828831	0,207089	0		
	4	36,146688	5,752924	0,173825	0		
	5	36,805606	5,857794	0,170713	0		
	6	38,673635	6,1551	0,162467	0		
	7	39,377606	6,267141	0,159562	0		
	8	39,456312	6,279667	0,159244	0		
	9	39,599609	6,302473	0,158668	0		
	10	41,225731	6,561279	0,152409	0		
	11	48,048201	7,647109	0,130768	0		
	12	48,049378	7,647296	0,130765	0		
	13	49,681559	7,907066	0,126469	0		
	14	49,766774	7,920628	0,126253	0		
	15	52,257533	8,317045	0,120235	0		
	16	53,925325	8,582482	0,116516	0		
	17	54,263914	8,63637	0,115789	0		
	18	54,878047	8,734112	0,114494	0		
	19	55,281799	8,798372	0,113657	0		
	20	56,444955	8,983494	0,111315	0		
	21	56,872735	9,051577	0,110478	0		
	22	58,827179	9,362636	0,106808	0		
	23	60,162895	9,575222	0,104436	0		
	24	61,684868	9,817452	0,101859	0		
	25	62,260969	9,909141	0,100917	0		
	26	63,848463	10,161799	0,098408	0		
	27	64,282057	10,230807	0,097744	0		
	28	64,419438	10,252672	0,097536	0		
	29	66,321074	10,555327	0,094739	0		
	30	66,870549	10,642778	0,09396	0		



Obr. 9 1.vlastní frekvence



Obr. 10 2.vlastní frekvence



Obr. 11 3.vlastní frekvence

Náhradní délka nosné konstrukce $L_{\Phi} = 43,33 \text{ m}$

první vlastní ohybová frekvence mostu zatíženého stálými zatíženími

$n_0 = 4,06 \text{ Hz}$

horní mez n_0 je určena dynamickým zvětšením od nerovností koleje:

$n_{0, \text{hor}} = 94,76 \cdot L^{-0,748} = 5,65 \text{ Hz}$

dolní mez n_0 je určena kritériem dynamického přírůstku:

$n_0 = 80/L$ pre $4\text{m} \leq L \leq 20\text{m} = 1,85 \text{ Hz}$

$n_0 = 23,58 \cdot L^{-0,592}$ pro $20\text{m} < L \leq 100\text{m} = 2,53 \text{ Hz}$

$n_{0, \text{dol}} = 2,53$

$n_{0, \text{dol}} \leq n_0 \leq n_{0, \text{hor}}$
2,53 < 4,06 < 5,65

**dynamická analýza
není požadována**

5.3. Výpočet vnitřních sil

Výpočet vnitřních sil byl realizován na výpočtovém modelu spřažené ocelobetonové konstrukce) pomocí programu MidasCivil (Obr. 2, Obr. 3), jako desko stěnová konstrukce.

5.3.1. Kombinace zatížení

Kombinace zatížení respektují požadavky ČSN EN.

Kombinování stálých zatížení „G“

Základní kombinační pravidlo pro stálé zatížení udává následovní tabulka. Kromě součinitelů jsou v případě šterkového lože a izolace uváděny horní a dolní hranice pro určení charakteristické hodnoty.



Tab. 2 kombinování stálých zatížení

STÁLE „G“	koef. charakter. hodnoty		součinitel zatížení		
	Max	Min	$\gamma_{F,ult,MAX}$	$\gamma_{F,ult,MIN}$	$\gamma_{F,serv}$
Vlastní tíha	1,00		1,35	1,00	1,00
Doplňk k vlastní tíži	1,00		1,35	1,00	1,00
ŽB římsa	1,00		1,35	1,00	1,00
Izolace	1,20	0,80	1,35	1,00	1,00
Štěrkové lože	1,30	0,70	1,35	1,00	1,00
Svršek	1,00		1,35	1,00	1,00
Zábradlí	1,00		1,35	1,00	1,00
Trakce	1,00		1,35	1,00	1,00
Sednutí	1,00		1,20	1,00	1,00

Skupiny zatížení od železniční dopravy „Q“

Tab. 3 Skupiny zatížení železniční dopravou

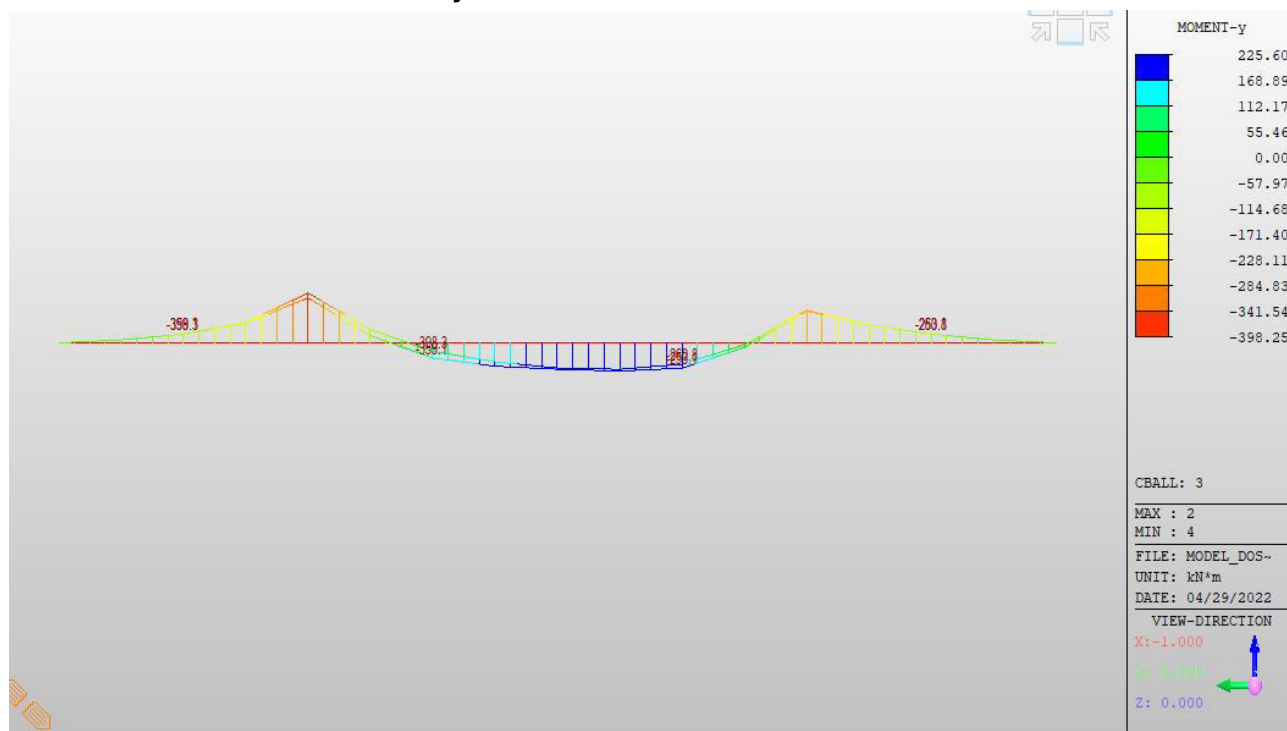
Železniční zatížení		Součinitele				Uvažované alternativy skupin	
		α	δ	f	γ_F		
LM71	Q_v	1,21	δ	-	1,45	1	1
	Q_t		-	1,0		0,5	1
	Q_s			-		0,5	1
	Q_{la}/Q_{lb}			-		1	0,5
SW/0	Q_v	1,21	δ	-	1,45	1	1
	Q_t		-	1,0		0,5	1
	Q_s			-		0,5	1
	Q_{la}/Q_{lb}			-		1	0,5
SW/2	Q_v	1,0	δ	-	1,2	1	1
	Q_t		-	1,0		0,5	1
	Q_s			-		0,5	1
	Q_{la}/Q_{lb}			-		1	0,5

Kombinační pravidla

Při kombinaci s ostatními zatíženími platilo pravidlo, že dominantním zatížením je zatížení železniční dopravou.

5.4. Posouzení nosné konstrukce

5.4.1. Posouzení mostovky



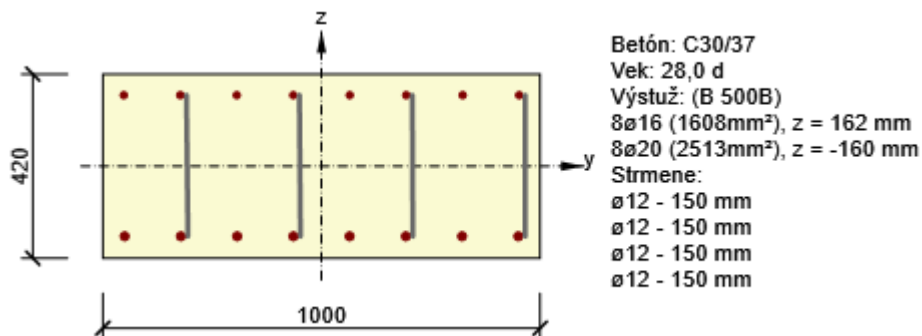
Obr. 12 Vnitřní síly na mostovce

Posouzení mostovky bylo provedeno pomocí programu IDEA RS.

5.4.1.1 Posouzení mostovky mezi nosníky

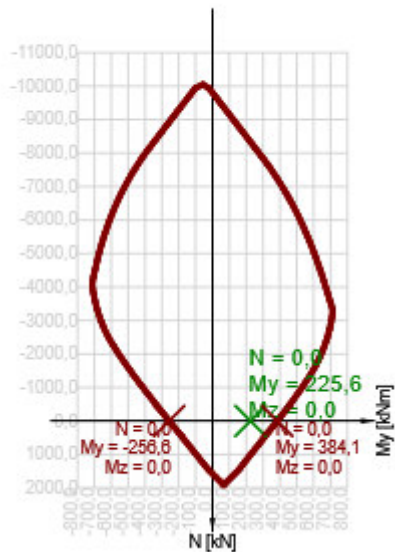
Průřez: š. = 1000 mm, tl. = 420 mm (uvažována je průměrná tloušťka nosné konstrukce)

Návrh: 8φ 20 mm/m, á 125 mm, beton C35/45

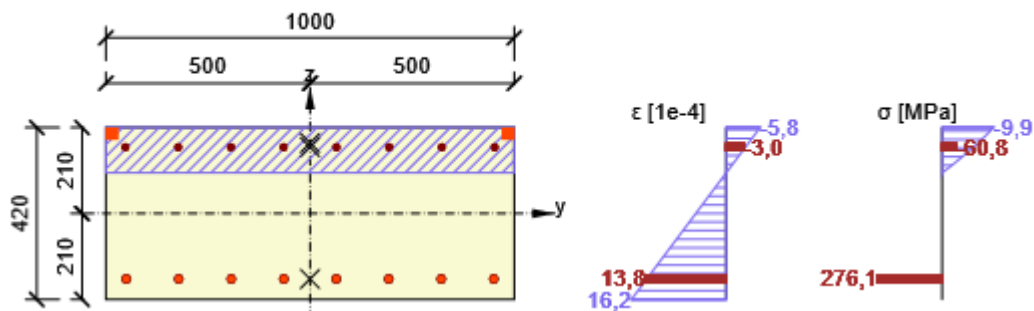


Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Využitie [%]	Posudok
Únosnosť N-M-M	0,0	225,6	0,0			58,7	OK
Šmyk	0,0			19,2	0,0	4,8	OK
Krútenie					0,0	0,0	OK
Interakcia	0,0	225,6	0,0	19,2	0,0	59,3	OK
Únava	0,0	115,5	0,0			96,0	OK
Obmedzenie napätia	0,0	0,0	0,0			0,0	OK
Šírka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	OK
Ohybová štíhlosť	0,0	0,0	0,0			0,0	OK

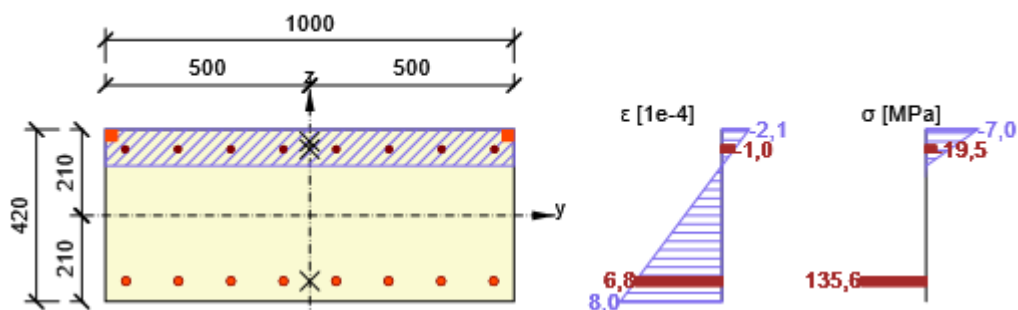
Rez N - My



Priebeh napätia a pomerného pretvorenia v priereze



Priebeh napätia a pomerného pretvorenia v priereze - Základná kombinácia na únavu

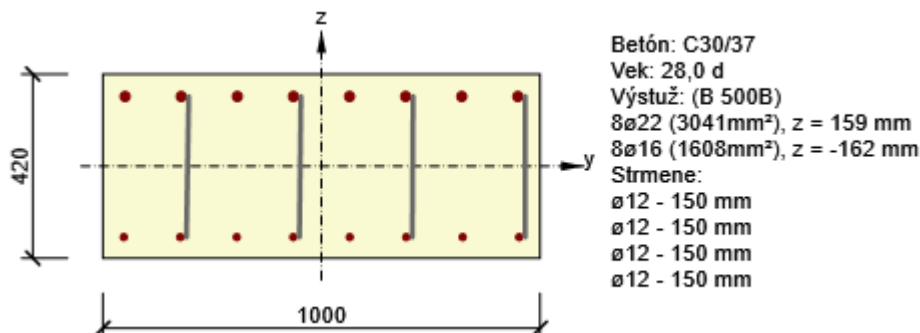


5.4.1.2 Posouzení mostovky nad nosníky

Průřez: š. = 1000 mm, tl. = 420 mm (uvažována je průměrná tloušťka nosné konstrukce)

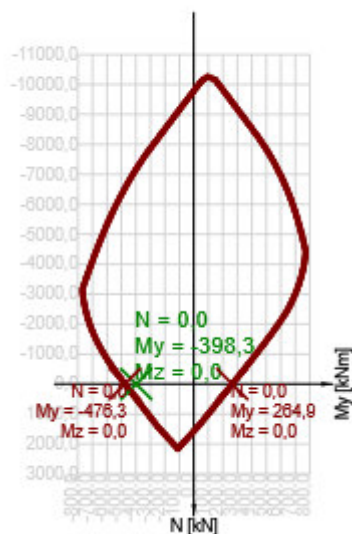
Návrh: 8 ϕ 22 mm/m, á 125 mm, beton C35/45

ϕ 12 mm, á 250x150 mm

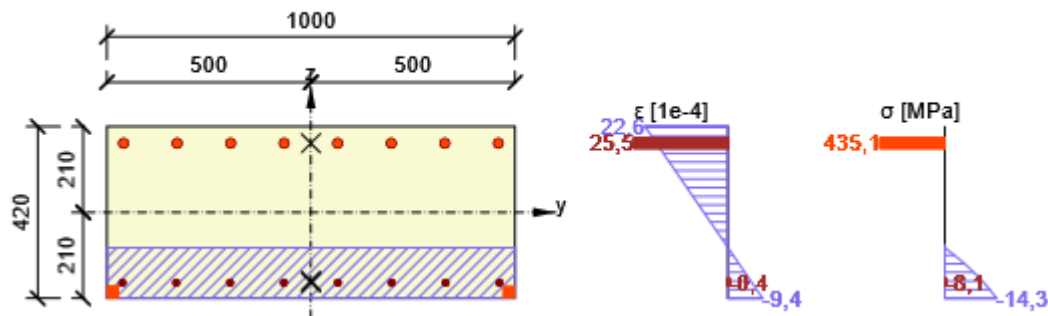


Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Využití [%]	Posudok
Únosnost N-M-M	0,0	-398,3	0,0			83,6	OK
Šmyk	0,0			336,4	0,0	92,9	OK
Krútenie					0,0	0,0	OK
Interakcia	0,0	-398,3	0,0	336,4	0,0	93,4	OK
Únava	0,0	-113,1	0,0			80,6	OK
Obmedzenie napätia	0,0	0,0	0,0			0,0	OK
Šírka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	OK
Ohybová štíhlosť	0,0	0,0	0,0			0,0	OK

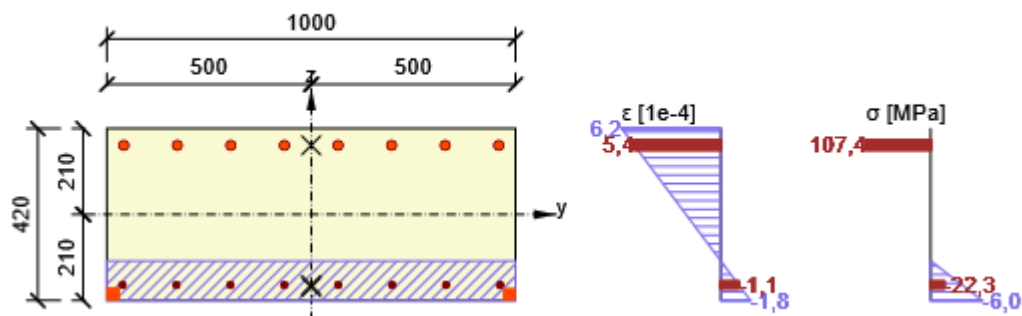
Rez N - My



Priebeh napätia a pomerného pretvorenia v priereze



Priebeh napätia a pomerného pretvorenia v priereze - Základná kombinácia na únavu





5.4.2. Posouzení ocelových nosníků

5.4.2.1 Zatřídění ocelového průřezu

Ocel': **S355**

$f_{yk} =$	355MPa	$f_u =$	510MPa	$t \leq 40\text{mm}$
$f_{yk} =$	335MPa	$f_{uk} =$	470MPa	$40 < t \leq 80\text{mm}$
$E_s =$	210 GPa			

Tlačená pásnice nad podpěrou:

Přechnívající část pásnic - tlačená část

tloušťka pásnice	$t_f =$	80,000 mm
přechnívající pásnice	$c_f =$	585,000 mm
třída oceli		S355
meza kluzu oceli	$f_y =$	335,00 MPa
meza pevnosti oceli	$f_u =$	470,00 MPa
	$\varepsilon = (235/f_y)^{0,5} =$	0,84
	$c_f/t_f =$	7,31

Třída průřezu

$9.\varepsilon =$	7,54	
$10.\varepsilon =$	8,38	→ 1 tr.
$14.\varepsilon =$	11,73	

Tlačená pásnice v poli:

Přechnívající část pásnic - tlačená část

tloušťka pásnice	$t_f =$	80,000 mm
přechnívající pásnice	$c_f =$	385,000 mm
třída oceli		S355
meza kluzu oceli	$f_y =$	335,00 MPa
meza pevnosti oceli	$f_u =$	470,00 MPa
	$\varepsilon = (235/f_y)^{0,5} =$	0,84
	$c_f/t_f =$	4,81

Třída průřezu

$9.\varepsilon =$	7,54	
$10.\varepsilon =$	8,38	→ 1 tr.
$14.\varepsilon =$	11,73	

Tlačená pásnice v poli před podpěrou:

Přechnívající část pásnic - tlačená část

tloušťka pásnice	$t_f =$	80,000 mm
přechnívající pásnice	$c_f =$	585,000 mm
třída oceli		S355
meza kluzu oceli	$f_y =$	335,00 MPa
meza pevnosti oceli	$f_u =$	470,00 MPa
	$\varepsilon = (235/f_y)^{0,5} =$	0,84
	$c_f/t_f =$	7,31

Třída průřezu

$$\begin{aligned} 9.\varepsilon &= \mathbf{7,54} \\ 10.\varepsilon &= \mathbf{8,38} \quad \rightarrow \quad 1 \text{ tr.} \\ 14.\varepsilon &= \mathbf{11,73} \end{aligned}$$

Tlačená pásnice v poli při podpěře:
Přečnávající část pásnic - tlačená část

tloušťka pásnice	$t_f =$	80,000 mm
přečnávající pásnice	$c_f =$	585,000 mm
třída oceli		S355
meza kluzu oceli	$f_y =$	335,00 MPa
meza pevnosti oceli	$f_u =$	470,00 MPa
	$\varepsilon = (235/f_y)^{0,5} =$	0,84
	$c_f/t_f =$	7,31

Třída průřezu

$$\begin{aligned} 9.\varepsilon &= \mathbf{7,54} \\ 10.\varepsilon &= \mathbf{8,38} \quad \rightarrow \quad 1 \text{ tr.} \\ 14.\varepsilon &= \mathbf{11,73} \end{aligned}$$

Stěna nosníků:
Vnitřní část průřezu - ohýbaná část

tloušťka stěny	$t =$	30,000 mm
vnitřní tlačené části	$c =$	3040,000 mm
třída oceli		S355
meza kluzu oceli	$f_y =$	355,00 MPa
meza pevnosti oceli	$f_u =$	510,00 MPa
	$\varepsilon = (235/f_y)^{0,5} =$	0,81
	$c/t =$	101,33

Třída průřezu

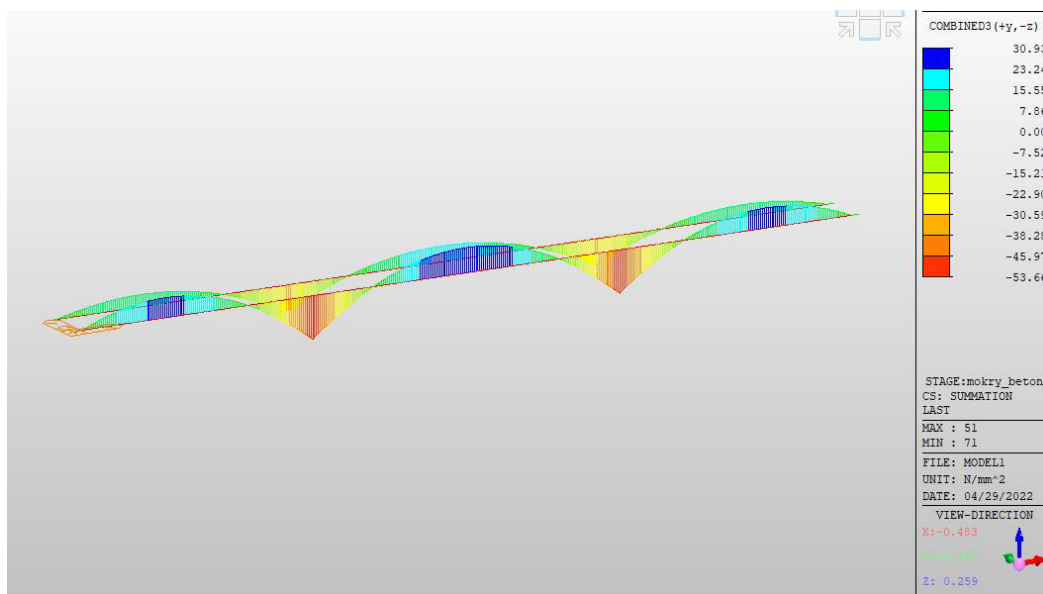
$$\begin{aligned} 72.\varepsilon &= \mathbf{58,58} \\ 83.\varepsilon &= \mathbf{67,53} \quad \rightarrow \quad 4 \text{ tr.} \\ 124.\varepsilon &= \mathbf{100,89} \end{aligned}$$

5.4.2.2 Posouzení v mezním stavu únosnosti

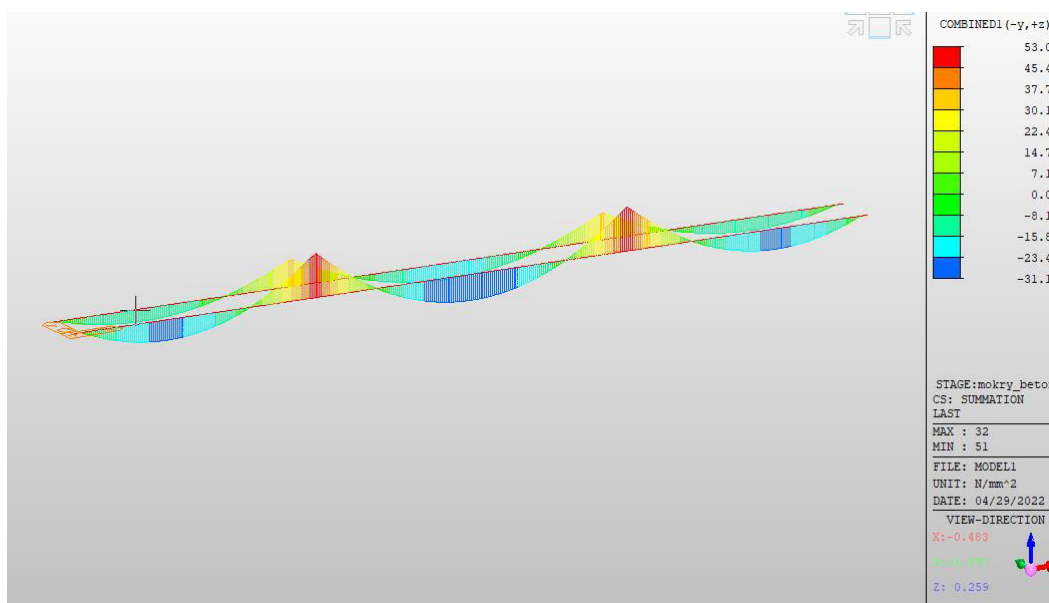
Ocelová konstrukce je posouzena dle normy ČSN EN 1993-2 a ČSN EN 1993-1-1 za předpokladu plastického působení v mezním stavu únosnosti.

5.4.2.2.1 Posouzení nosní konstrukce na začátku životnosti

Je uvažováno zatížení čerstvým betonem na ocelové nosníky.



Obr. 13 Průběh napětí v spodní pásnici

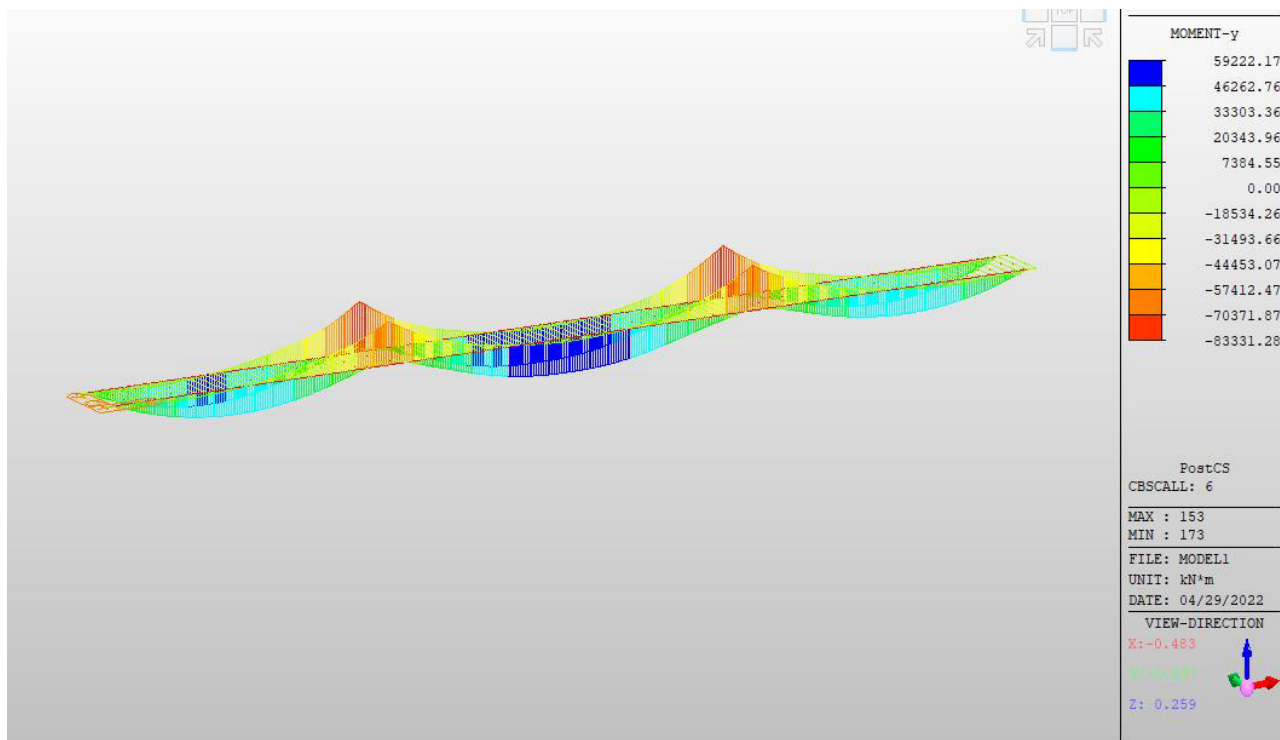


Obr. 14 Průběh napětí v horní pásnici

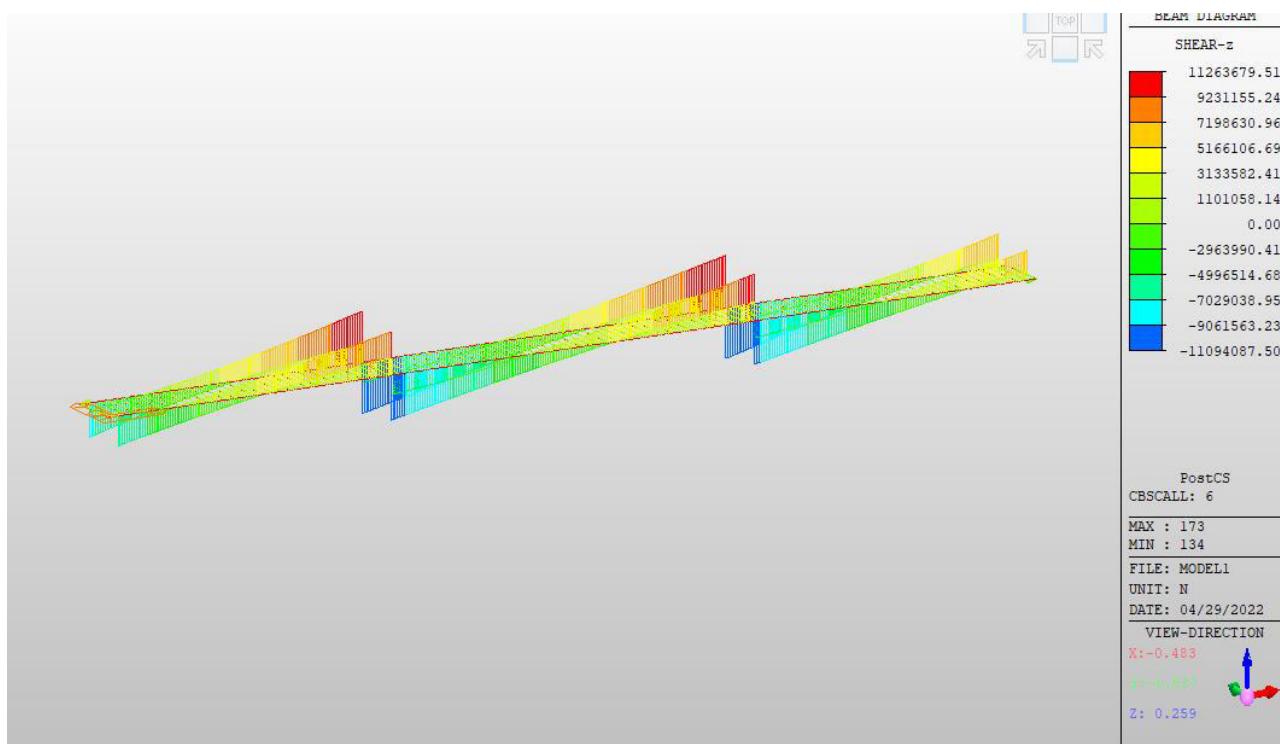
Posouzení napětí:

Napětí v horní pásnici:	53,06 MPa < 335 MPa – napětí v pásnici vyhovuje
	31,14 MPa < 335 MPa – napětí v pásnici vyhovuje
Napětí v spodní pásnici:	53,66 MPa < 335 MPa – napětí v pásnici vyhovuje
	30,93 MPa < 335 MPa – napětí v pásnici vyhovuje

5.4.2.2.2 Posouzení nosní konstrukce na konci životnosti



Obr. 15 Průběh ohybových momentů na spřaženém nosníku na konci životnosti



Obr. 16 Průběh smykové síly na spřaženém nosníku na konci životnosti

Posouzení spřaženého průřezu v poli:

Betón:	C35/45	Oceľ:	S355		
f_{ck} =	35 MPa	f_{yk} =	355MPa	f_u =	510MPa
ε_{cu3} =	3,5 ‰	f_{yk} =	335MPa	f_{uk} =	470MPa
f_{ctm} =	3,2 MPa	E_s =	210 GPa		
					$t \leq 40\text{mm}$
					$40 < t \leq 80\text{mm}$

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

$$E_{cm} = 34 \text{ GPa}$$

Ekvivalentné rozpätie a spolupôsobiaci šírka dosky:

$$L_e = 28 \text{ m}$$

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

$$\beta_i = 1,000$$

$$b_{eff} = b_o + \sum \beta_i \cdot b_{ei} = 5,500 \text{ m}$$

$$b_{e1} = 2,450 \text{ m}$$

$$b_{e2} = 2,450 \text{ m}$$

Prierezové charakteristiky betónovej dosky:

$$h_c = 0,42 \text{ m}$$

$$A_c = 2,31000 \text{ m}^2$$

$$I_c = 0,03396 \text{ m}^4$$

Prierezové charakteristiky ocelového nosníka:

$$b_{f1} = 0,8 \text{ m}$$

$$t_{f1} = 0,08 \text{ m}$$

$$b_{f2} = 1,2 \text{ m}$$

$$t_{f2} = 0,08 \text{ m}$$

$$t_w = 0,03 \text{ m}$$

$$h_w = 3,04 \text{ m}$$

$$A = 0,25120 \text{ m}^2$$

$$e = 0,199 \text{ m}$$

$$Z_{3a} = 1,79873 \text{ m}$$

$$Z_{4a} = 1,40127 \text{ m}$$

$$I_y = 0,44978 \text{ m}^4$$

$$W_{y3a} = 0,25005 \text{ m}^3$$

$$W_{y4a} = 0,32098 \text{ m}^3$$

$$h_1 = 2,05333333 \text{ m}$$

$$h_2 = 0,98666667 \text{ m}$$

$$W_{pl,y,a} = 0,31038 \text{ m}^3$$

Pozdĺžna výstuha:

$$b_{st1} = 0 \text{ m}$$

$$t_{st1} = 0 \text{ m}$$

$$15.e.t_w = 0,36613 \text{ m}$$

$$a = 4 \text{ m}$$

$$y = 0,000 \text{ m}$$

$$I_{sl,y} = 0,00000000 \text{ m}^4$$

$$I_{sl,z} = 0,00000000 \text{ m}^4$$

$$k_{\tau s,l,min} = 2,1/t \cdot (I_{sl,z}/h_w)^{1/3} = 0,000$$

$$k_{\tau sl} = 9 \cdot (h_w/a)^2 \cdot (I_{sl,z}/(t^3 \cdot h_w))^{3/4} = 0,000$$

$$\alpha = a/h_w = 1,316$$

$$\lambda = h_w/t_w = 101,333$$

$$\sigma_E = 190000/\lambda^2 = 18,503 \text{ MPa}$$

$$\lambda_w = 0,76 \cdot (f_{yd}/\tau_{cr})^{0,5} = 1,204$$

$$\lambda_w \leq 0,83/\eta = 0,83$$

$$\lambda_w < 1,08 < 1,08$$

$$\lambda_w \geq 1,08 > 1,08$$

$$\rightarrow \chi_w = \eta = 1,000$$

$$\rightarrow \chi_w = 0,83/\lambda_w = 0,690$$

$$\rightarrow \chi_w = 1,37/(0,7 + \lambda_w) = 0,895$$

$$k_{\tau} = 5,34 + 4/a^2 + k_{\tau sl} = 7,650$$

$$k_{\tau} = 4 + 5,34/a^2 + k_{\tau sl} = 7,084$$

$$k_{\tau} = 7,650$$

$$f_{yw} = 355 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = k_{\tau} \cdot \sigma_E = 141,558 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1$$

$$V_{pl,Rd} = \chi_w \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_{yd} / (3)^{1/2} = 16,738 \text{ MN}$$

$$0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 8,369 \text{ MN}$$

$$V_{Ed} = 2,939 \text{ MN}$$

$$\rho = (2 \cdot V_{Ed} / V_{pl,Rd} - 1)^2 = 0$$

$$x = 0,128 \text{ m}$$

$$M_{pl,Rd} = 113,160 \text{ MN}$$

$$M_{Ed} = 59,222 \text{ MN}$$

$$M_{Ed}/M_{pl,Rd} = 0,523$$

$$< 1 \quad \text{vyhovuje}$$

 Nie je potrebné redukovať $M_{pl,Rd}$

Neutálna os v nosníku

Posouzení průřezu nad vnitřní podpěrou:

 Betón: **C35/45**

 Ocel: **S355**

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cu3} = 3,5 \text{ ‰}$$

$$f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 335 \text{ MPa}$$

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

$$f_u = 510 \text{ MPa}$$

$$f_{uk} = 470 \text{ MPa}$$

$$t \leq 40 \text{ mm}$$

$$40 < t \leq 80 \text{ mm}$$

$$f_{ctk\ 0,05} = 2,2 \text{ MPa} \quad G = 81 \text{ GPa}$$

$$E_{cm} = 34 \text{ GPa}$$

Ekvivalentné rozpätie a spolupôsobiaci šírka dosky:

$$L_e = 17,5 \text{ m}$$

$$b_o = 0,7 \text{ m} \quad b_{e1} = 2,188 \text{ m}$$

$$\beta_i = 1,000 \quad b_{e2} = 2,188 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b_o + \sum \beta_i \cdot b_{ei} = 5,075 \text{ m}$$

Prierezové charakteristiky betónovej dosky:

$$h_c = 0,42 \text{ m}$$

$$A_c = 2,13150 \text{ m}^2$$

$$I_c = 0,03133 \text{ m}^4$$

Prierezové charakteristiky oceľového nosníka:

$$b_{f1} = 1,2 \text{ m} \quad A = 0,28320 \text{ m}^2 \quad h_1 = 1,52 \text{ m}$$

$$t_{f1} = 0,08 \text{ m} \quad e = 0,000 \text{ m} \quad h_2 = 1,52 \text{ m}$$

$$b_{f2} = 1,2 \text{ m} \quad Z_{3a} = 1,60000 \text{ m} \quad W_{pl,y,a} = 0,36883 \text{ m}^3$$

$$t_{f2} = 0,08 \text{ m} \quad Z_{4a} = 1,60000 \text{ m} \quad I_z = 0,02305 \text{ m}^4$$

$$t_w = 0,03 \text{ m} \quad I_y = 0,53759 \text{ m}^4 \quad I_t = 0,0006554 \text{ m}^4$$

$$h_w = 3,04 \text{ m} \quad W_{y3a} = 0,33599 \text{ m}^3 \quad I_w = 0,0532316 \text{ m}^6$$

$$W_{y4a} = 0,33599 \text{ m}^3$$

Stanovenie účinnej šírky prierezu tr.4:

$$\psi = -d_t/d_c = -0,35100$$

$$\psi = 1 \rightarrow k_\sigma = 4$$

$$1 > \psi > 0 \rightarrow k_\sigma = 8,2 / (1,05 + \psi) = 11,731$$

$$\psi = 0 \rightarrow k_\sigma = 7,81$$

$$0 > \psi > -1 \rightarrow k_\sigma = 7,81 - 6,29 \cdot \psi + 9,78 \cdot \psi^2 = 11,223 \quad k_\sigma = 11,223$$

$$\psi = -1 \rightarrow k_\sigma = 23,9$$

$$-1 > \psi \geq -3 \rightarrow k_\sigma = 5,98 \cdot (1 - \psi)^2 = 10,915$$

$$\lambda_p = (h_w/t_w) / (28,4 \cdot \epsilon \cdot k_\sigma^{0,5}) = 1,327 \quad \lambda_p' = 0,823$$

$$\lambda_p \leq \lambda_p' \rightarrow \rho = 1,000 \quad \rho = 0,671$$

$$\lambda_p > \lambda_p' \rightarrow \rho = (\lambda_p - 0,055 \cdot (3 + \psi)) / \lambda_p^2 = 0,671$$

$$\psi = 1 \rightarrow b_{eff} = \rho \cdot d_c = 1,019 \text{ m}$$

$$1 > \psi > 0 \rightarrow b_{eff} = \rho \cdot d_c = 1,019 \text{ m} \quad b_{eff} = 0,755 \text{ m}$$

$$\psi < 0 \rightarrow b_{eff} = \rho \cdot d_c / (1 - \psi) = 0,755 \text{ m}$$

$$b_{e1} = 0,302 \text{ m} \quad b_{otv} = d_c - b_{eff} = 0,765 \text{ m}$$

$$b_{e2} = 0,453 \text{ m}$$

Efektívne prierezové charakteristiky oceľového nosníka:

ťažisko "diery" od ťažiska plného prierezu:

$$s = b_{e2} + 0,5 \cdot (d_c - b_{eff}) = 0,835 \text{ m}$$

vzdialenosť ťažiska účinného prierezu od ťažiska plného prierezu:

$$e = s \cdot t_w \cdot (d_c - b_{eff}) / (A - t_w \cdot (d_c - b_{eff})) = 0,074 \text{ m}$$

$$A_{eff} = 0,26024 \text{ m}^2$$

$$e = -0,034 \text{ m}$$

$$Z_{3a,eff} = 1,56623 \text{ m}$$

$$Z_{4a,eff} = 1,63377 \text{ m}$$

$$I_{y,eff} = 0,51903 \text{ m}^4$$

$$W_{y3a,eff} = 0,33139 \text{ m}^3$$



$$\begin{aligned}
W_{y4a,eff} &= 0,31769 \text{ m}^3 \\
h/b_f &= 2,533 \rightarrow \alpha_{lt} = 0,760 \\
k_z &= 1,000 \quad \psi_f = (I_{fc} - I_{ft}) / (I_{fc} + I_{ft}) = 0,000 \\
k_w &= 1,000 \quad h_f = h_s = 3,120 \text{ m} \\
I_{fc} &= 0,01152 \text{ m}^4 \quad z_j = 0,45 \cdot \psi_f \cdot h_s \cdot (1 + c / (2h_f)) = 0,000 \text{ m} \\
I_{ft} &= 0,01152 \text{ m}^4 \quad z_g = z_a - z_s = 2,020 \text{ m} \\
c &= 0 \text{ m} \quad \kappa_w = \pi / (k_w \cdot L) \cdot (E \cdot I_w / (G \cdot I_t))^{0,5} = 11,397 \\
z_a &= 2,020 \text{ m} \quad \zeta_g = \pi \cdot z_g / (k_z \cdot L) \cdot (E \cdot I_z / (G \cdot I_t))^{0,5} = 15,148 \\
z_s &= 0,000 \text{ m} \quad \zeta_j = \pi \cdot z_j / (k_z \cdot L) \cdot (E \cdot I_z / (G \cdot I_t))^{0,5} = 0,000 \\
L &= 4,000 \text{ m} \\
C_1 &= 1 \quad C_2 = 0 \quad C_3 = 1 \\
\mu_{cr} &= C_1 / k_z [(1 + \kappa_w^2 + (C_2 \zeta_g - C_3 \zeta_j)^2)^{0,5} - (C_2 \zeta_g - C_3 \zeta_j)] = 11,440 \\
M_{cr} &= \mu_{cr} \cdot \pi \cdot (E \cdot I_z \cdot G \cdot I_t)^{0,5} / L = 4554,650 \text{ MN} \\
\lambda_1 &= 93,9 \cdot \varepsilon = 78,646 \quad \lambda'_{LT,0} = 0,400 \\
\lambda'_{LT} &= (W_{y4a,eff} \cdot f_y / M_{cr})^{0,5} = 0,156 \quad \beta = 0,750 \\
\Phi_{LT} &= 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\lambda'_{LT} - \lambda'_{LT,0}) + \beta \lambda'^2_{LT}] = 0,416 \\
\chi_{LT} &= 1 / (\Phi_{LT} + (\Phi_{LT}^2 - \beta \lambda'^2_{LT})^{0,5}) = 1,234 \\
\chi_{LT} &\leq 1 \\
\chi_{LT} &\leq 1 / \lambda'^2_{LT} \rightarrow \chi_{LT} = 1,000
\end{aligned}$$

Posúdenie prierezu od extrémneho zaťaženia na namáhanie ohybom:

$$\begin{aligned}
M_{Ed} &= 83,331 \text{ MNm} \\
\eta_{1,h} &= M_{Ed} \cdot z_{3a,eff} / (\chi_{LT} \cdot I_{y,eff} \cdot f_{yd}) = 0,751 \quad \eta_{1,h} \leq 1,0 \text{ vyhovuje} \\
\eta_{1,d} &= M_{Ed} \cdot z_{4a,eff} / (\chi_{LT} \cdot I_{y,eff} \cdot f_{yd}) = 0,783 \quad \eta_{1,d} \leq 1,0 \text{ vyhovuje}
\end{aligned}$$

Posúdenie prierezu na šmyk :

Pozdĺžna výstuha:

$$\begin{aligned}
b_{st1} &= 0,4 \text{ m} \quad y_{NO} = 0,056 \text{ m} \\
t_{st1} &= 0,02 \text{ m} \quad I_{sl,z} = 3,824E-04 \text{ m}^4 \\
15 \cdot \varepsilon \cdot t_w &= 0,36613 \text{ m} \quad I_{sl,y} = 1,064E-03 \text{ m}^4 \\
a &= 4 \text{ m} \\
k_{\tau s,l,min} &= 2,1 / t \cdot (I_{sl,z} / h_w)^{1/3} = 3,507 \quad k_{\tau} = 5,34 + 4 / \alpha^2 + k_{\tau sl} = 28,751 \\
k_{\tau sl} &= 9 \cdot (h_w / a)^2 \cdot (I_{sl,z} / (t^3 \cdot h_w))^{3/4} = 16,486 \quad k_{\tau} = 4 + 5,34 / \alpha^2 + k_{\tau sl} = 29,731 \\
\alpha &= a / h_w = 1,316 \quad k_{\tau} = 28,751 \\
\lambda &= h_w / t_w = 101,333 \quad f_{yw} = 355 \text{ MPa} \\
\sigma_E &= 190000 / \lambda^2 = 18,503 \text{ MPa} \quad \tau_{cr} = k_{\tau} \cdot \sigma_E = 531,986 \text{ MPa} \\
\lambda_w &= 0,76 \cdot (f_{yd} / \tau_{cr})^{0,5} = 0,621 \quad \eta = 1 \\
\lambda_w &\leq 0,83 / \eta = 0,83 \rightarrow \chi_w = \eta = 1,000 \\
\lambda_w &< 1,08 < 1,08 \rightarrow \chi_w = 0,83 / \lambda_w = 1,337 \rightarrow \chi_w = 1,000 \\
\lambda_w &\geq 1,08 > 1,08 \rightarrow \chi_w = 1,37 / (0,7 + \lambda_w) = 0,895 \\
\eta_3 &= V_{Ed} \cdot (3)^{1/2} / ((h_w \cdot t_w) \cdot f_{yd} \cdot \chi_w) = 0,594 \\
\eta_3 &\leq 1,0 \text{ vyhovuje} \\
\eta_3 &\leq 0,5 \text{ je potrebné redukovať ohybovú odolnosť}
\end{aligned}$$

Interakcia medzi priečnou silou a ohybovým momentom:

$$W_{pl,y,f} = (b_{f1f} \cdot t_{f1} + b_{f2f} \cdot t_{f2}) \cdot (h_w + t_{f1}/2 + t_{f2}/2) = \mathbf{0,300 \text{ m}^3}$$

$$M_{f,Rd} = W_{pl,y,f} \cdot f_{yd} = \mathbf{100,339 \text{ MNm}}$$

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y,f} \cdot f_{yd} = \mathbf{123,559 \text{ MNm}}$$

$$\eta_{1,h}' = \eta_{1h} + (1 - M_{f,Rd}/M_{pl,Rd}) \cdot (2 \cdot \eta_3 - 1)^2 = \mathbf{0,757} \quad \eta_{1,h}' \leq 1 \text{ vyhovuje}$$

$$\eta_{1,d}' = \eta_{1d} + (1 - M_{f,Rd}/M_{pl,Rd}) \cdot (2 \cdot \eta_3 - 1)^2 = \mathbf{0,790} \quad \eta_{1,d}' \leq 1 \text{ vyhovuje}$$

Obmedzenie dýchania steny:

$$\sigma_{x,Ed,1} = \mathbf{205,900 \text{ MPa}} \quad \sigma_E = 190000(t_w/h_w)^2 = \mathbf{18,503 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{x,Ed,2} = \mathbf{-72,300 \text{ MPa}} \quad k_\tau = \mathbf{28,751}$$

$$\tau_{Ed} = \mathbf{11,26859 \text{ MPa}}$$

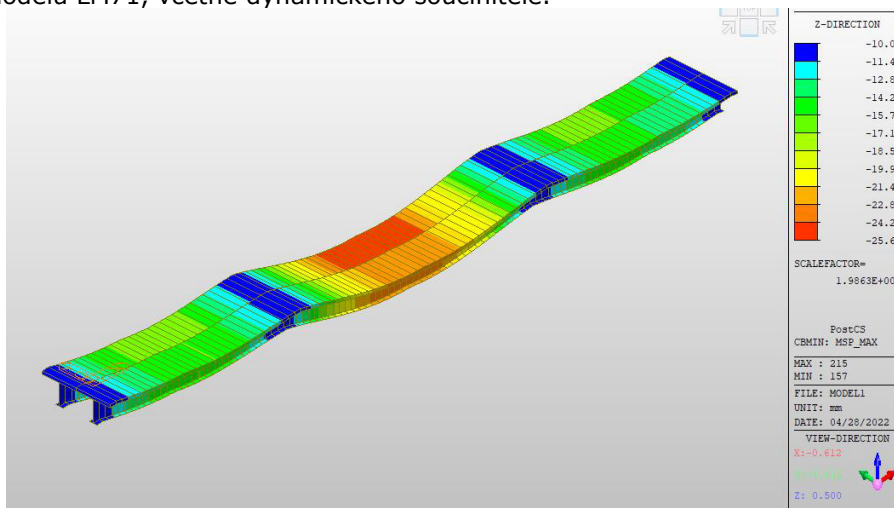
$$\psi = \sigma_1/\sigma_2 = \mathbf{-0,35114} \rightarrow k_\sigma = \mathbf{11,223}$$

$$((\sigma_{x,Ed,ser}/(k_\sigma \cdot \sigma_E))^2 + (1 + 1 \cdot \tau_{x,Ed,ser}/(k_\tau \cdot \sigma_E))^2)^{1/2} = \mathbf{0,992} < 1,1 \text{ vyhovuje}$$

5.5. Posouzení deformací nosné konstrukce

5.5.1. Průhyb nosné konstrukce

Průhyby od stálých a dlouhodobých složek zatížení, jako i jejich případné zvětšování vlivem dotvarování jsou eliminovány výši šterkového lože, resp. Správnou kontrolou a podbíjením koleje. Potřebné je ověřit průhyb od proměnného zatížení. Odezva konstrukce na zatížení dopravou se stanovuje od zatěžovacího modelu LM71, včetně dynamického součinitele.



Obr. 17 Průhyb nosné konstrukce

5.5.1.1 Pole s rozpětím 30,0m

Maximální průhyb od klasifikovaného charakteristického svislého zatížení umístěného na mostě

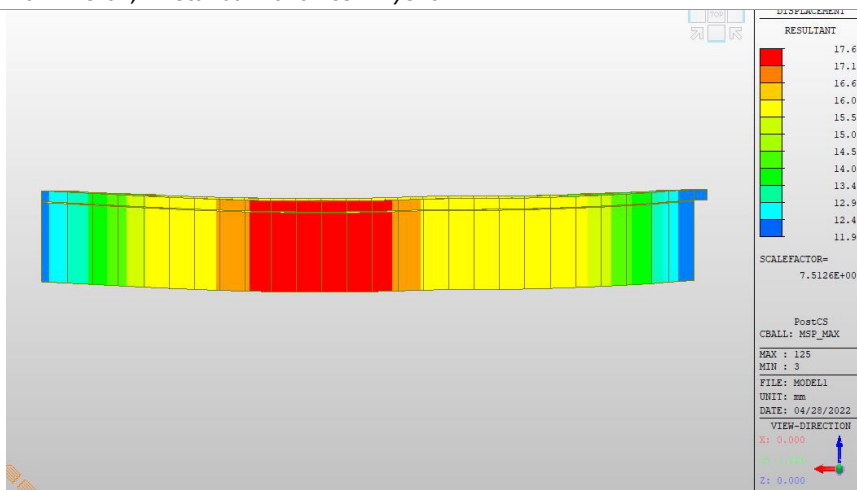
$$f_{lim} = \frac{L}{600} = \frac{30000}{600} = 50,0 \text{ mm}$$

$$f_{LM71} \cdot \alpha \cdot \delta = 17,64 \cdot 1,21 \cdot 1,07 = 22,84 \text{ mm} < f_{lim} = 50,0 \text{ mm} \Rightarrow \text{vyhovuje}$$

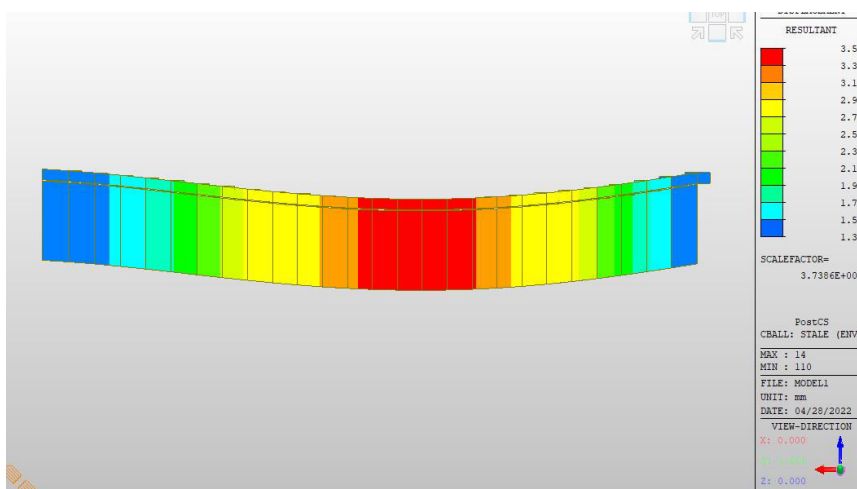
Ověření pohodlí cestujících – průhyb od zatěžovacího modelu LM71 včetně dynamického součinitele ($\alpha=1$)

$$f_{lim} = \frac{L}{1300 \cdot 0,9} = \frac{30000}{1300 \cdot 0,9} = 25,64 \text{ mm}$$

$$f_{LM71} \cdot \delta = 17,64 \cdot 1,07 = 18,88 \text{ mm} < f_{lim} = 25,64 \text{ mm} \Rightarrow \text{vyhovuje}$$



Obr. 18 Průhyb nosné konstrukce od zatěžovacího modelu LM71 v 1. poli



Obr. 19 Průhyb nosné konstrukce od stálého a dlouhodobého zatížení v 1. poli

Výrobní nadvýšení nosné konstrukce v poli s rozpětím 30,0m:

$$n = f_{g1} + f_{g2} + 0,25 \cdot f_p = 3,54 + 0,25 \cdot 7,05 = 5,30 \text{ mm}$$

5.5.1.2 Pole s rozpětím 40,0m

Maximální průhyb od klasifikovaného charakteristického svislého zatížení umístěného na mostě

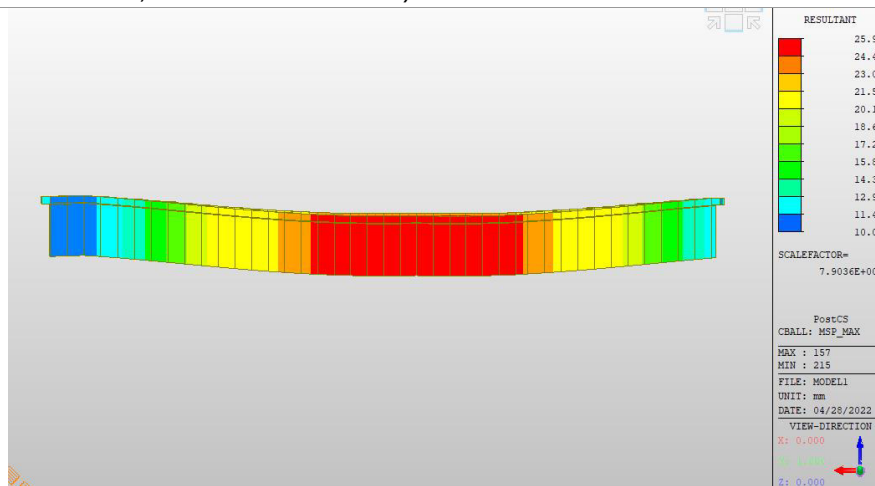
$$f_{lim} = \frac{L}{600} = \frac{40000}{600} = 66,67 \text{ mm}$$

$$f_{LM71} \cdot \alpha \cdot \delta = 25,94 \cdot 1,21 \cdot 1,07 = 33,59 \text{ mm} < f_{lim} = 66,67 \text{ mm} \Rightarrow \text{vyhovuje}$$

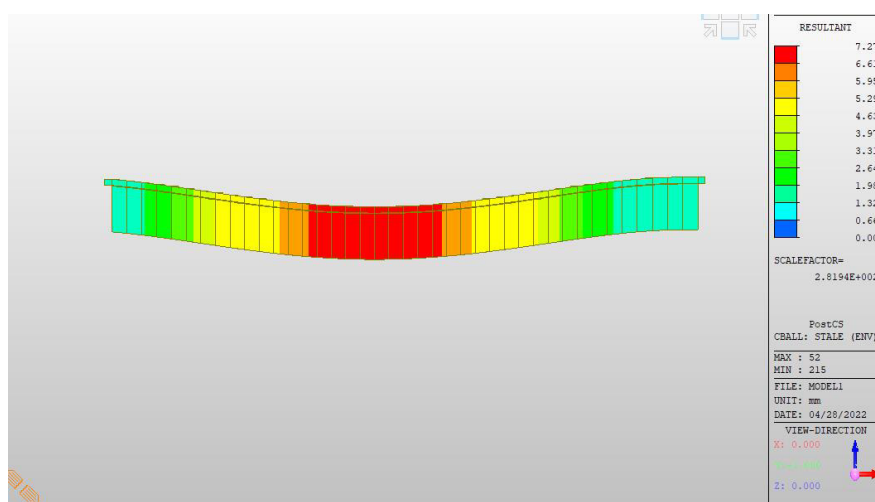
Ověření pohodlí cestujících – průhyb od zatěžovacího modelu LM71 včetně dynamického součinitele ($\alpha=1$)

$$f_{lim} = \frac{L}{1450,0,9} = \frac{40000}{1450,0,9} = 30,65 \text{ mm}$$

$$f_{LM71} \cdot \delta = 25,94 \cdot 1,07 = 27,76 \text{ mm} < f_{lim} = 30,65 \text{ mm} \Rightarrow \text{vyhovuje}$$



Obr. 20 Průhyb nosné konstrukce od zatěžovacího modelu LM71 v 2. poli



Obr. 21 Průhyb nosné konstrukce od stálého a dlouhodobého zatížení v 2. poli

Výrobní nadvýšení nosné konstrukce v poli s rozpětím 40,0m:

$$n = f_{g1} + f_{g2} + 0,25 \cdot f_p = 7,27 + 0,25 \cdot 11,07 = 10,04 \text{ mm}$$

5.5.2. Zátížitelnost z průhybu

5.5.1.3 Pole s rozpětím 30,0m

Svislé deformace:

 maximální průhyb $f_{LM,71} = 19,380 \text{ mm}$

 limitní průhyb $f_{lim} = 50,000 \text{ mm}$

$$Z_{LM71} = f_{lim} / f_{LM,71} = 2,58$$

Skroucení nosné konstrukce

 maximální skroucení $t_{LM,71} = 2,480 \text{ mm}$

 limitní skroucení $t_{lim} = 3,000 \text{ mm}$

$$Z_{LM71} = t_{lim} / t_{LM,71} = 1,21$$

5.5.1.4 Pole s rozpětím 40,0m

Svislé deformace:

 maximální průhyb $f_{LM,71} = 26,740 \text{ mm}$

 limitní průhyb $f_{lim} = 66,670 \text{ mm}$

$$Z_{LM71} = f_{lim} / f_{LM,71} = 2,49$$

Skroucení nosné konstrukce

 maximální skroucení $t_{LM,71} = 1,870 \text{ mm}$

 limitní skroucení $t_{lim} = 3,000 \text{ mm}$

$$Z_{LM71} = t_{lim} / t_{LM,71} = 1,60$$

6. STATICKÝ VÝPOČET SPODNÍ STAVBY A ZALOŽENÍ

6.1. Posouzení pilíře č.3

6.1.1. Zatížení pilíře

Ze statického výpočtu prutového modelu jsme dostali tyto návrhové reakce na spodní stavbu:

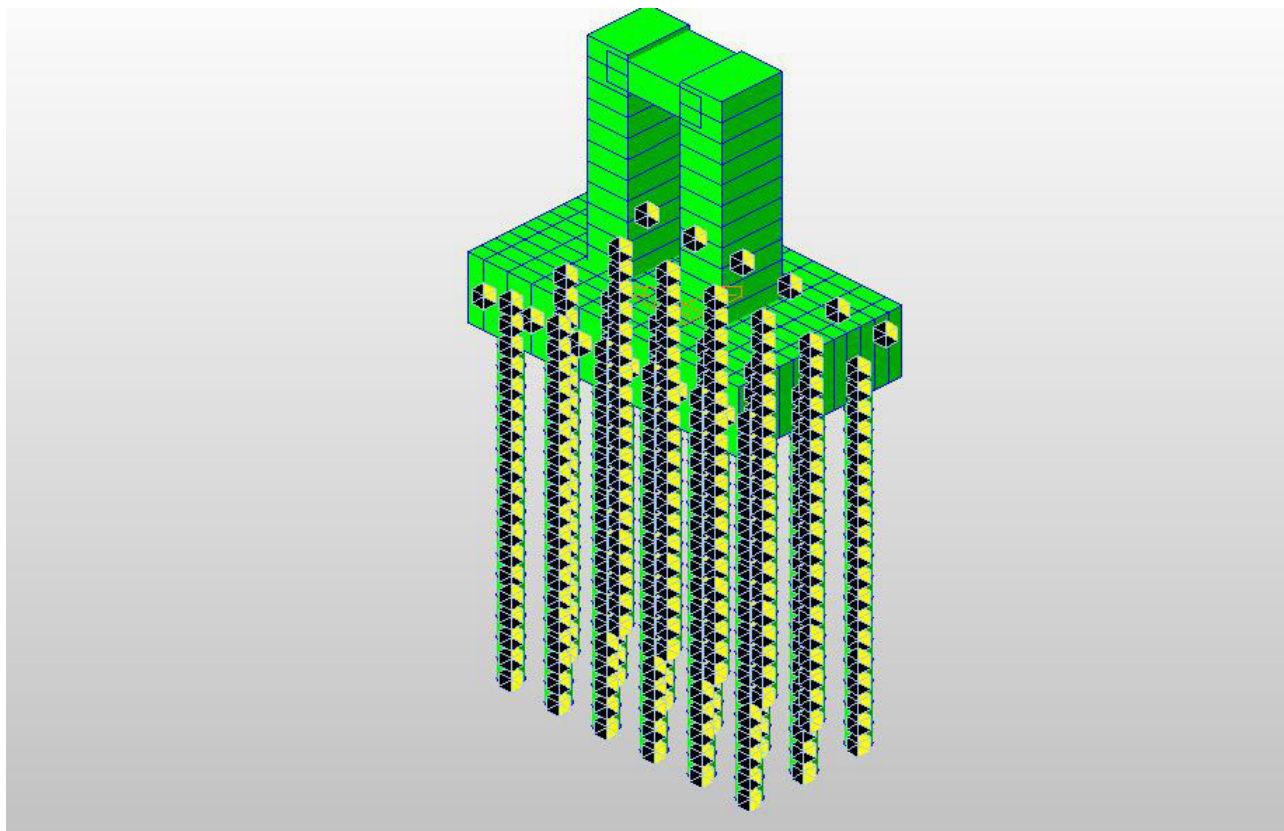
Tab. 4 Reakce

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
211	soubor_C(max)	0,00	66,20	5662,05
212	soubor_C(max)	0,00	0,00	6611,54
213	soubor_C(max)	0,00	-64,45	14435,39
214	soubor_C(max)	0,00	0,00	16788,15
215	soubor_C(max)	4377,13	-117,17	14545,96
216	soubor_C(max)	4339,40	0,00	16913,50
217	soubor_C(max)	0,00	143,29	5471,44
218	soubor_C(max)	0,00	0,00	6365,57
211	soubor_C(min)	0,00	-464,10	717,00
212	soubor_C(min)	0,00	0,00	1048,61
213	soubor_C(min)	0,00	-808,14	4976,69
214	soubor_C(min)	0,00	0,00	5354,02
215	soubor_C(min)	-3877,59	-647,55	4953,69
216	soubor_C(min)	-4649,12	0,00	5374,36
217	soubor_C(min)	0,00	-395,55	1120,53
218	soubor_C(min)	0,00	0,00	1363,51
211	soubor_C(all)	0,00	-464,10	5662,05
212	soubor_C(all)	0,00	0,00	6611,54
213	soubor_C(all)	0,00	-808,14	14435,39
214	soubor_C(all)	0,00	0,00	16788,15
215	soubor_C(all)	4377,13	-647,55	14545,96
216	soubor_C(all)	-4649,12	0,00	16913,50
217	soubor_C(all)	0,00	-395,55	5471,44
218	soubor_C(all)	0,00	0,00	6365,57

6.1.2. Výpočtový model

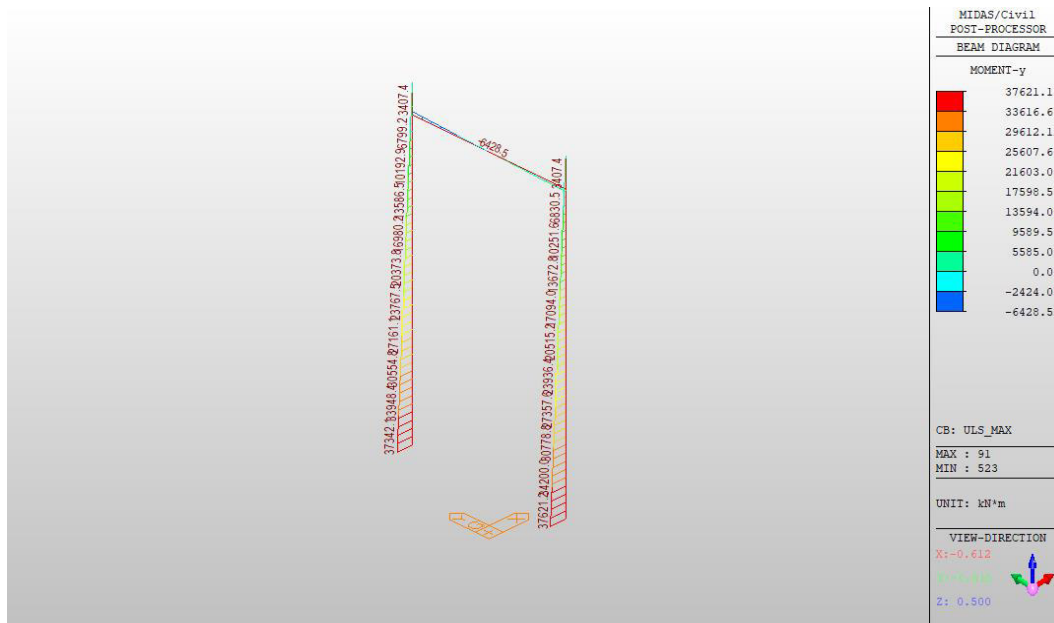
Výpočtový model byl modelován v programovém prostředí MidasCivil. Základový blok byl uvažován jako deska, do které byly vetknuté prutové prvky (sloupy a piloty). Podepření pilíře bylo uvažováno pomocí

pružin na základě výsledků geologického průzkumu. Horizontální mikropiloty byli obdobně řešeny jako horizontální pružiny na základě výsledků geologického průzkumu.

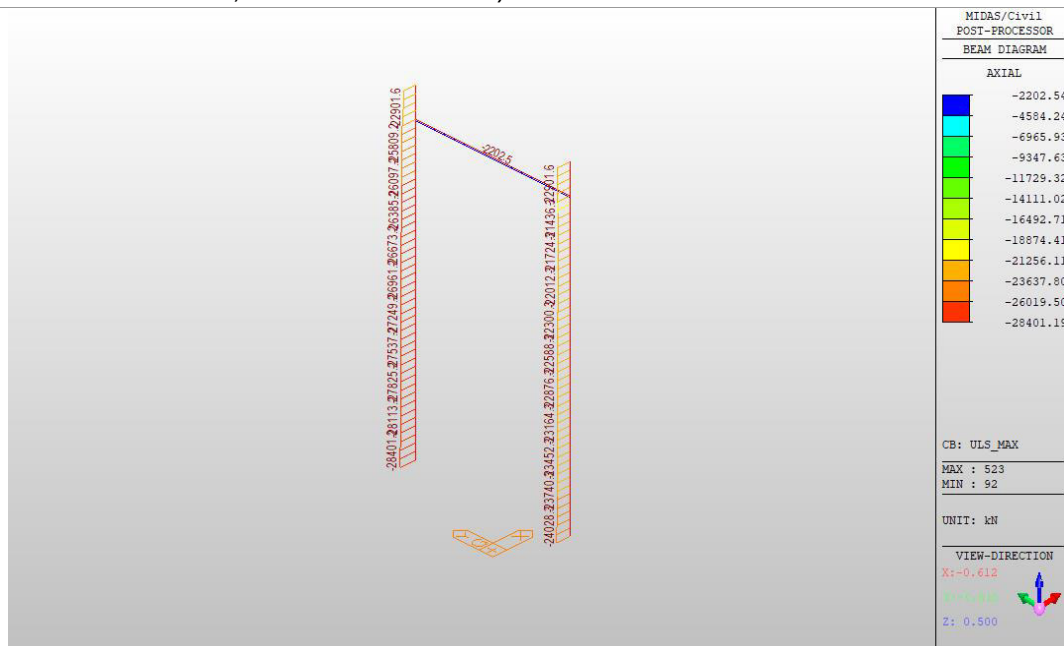


Obr. 22 Výpočtový model spodní stavby

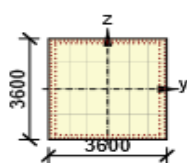
6.1.3. Posouzení sloupu pilíře



Obr. 23 Průběh ohybových momentů M_y

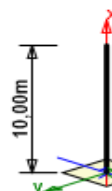


Obr. 24 Průběh normálových sil



Betón: C30/37
 Věk: 28,0 d
 Výstuž: (B 500B)
 25ø28 (15394mm²), z = 1734 mm
 2ø28 (1232mm²), z = 1731 mm
 21ø28 (12931mm²), z = 1636 mm
 2ø28 (1232mm²), z = 1591 mm
 2ø28 (1232mm²), z = 1566 mm
 2ø28 (1232mm²), z = 1459 mm
 2ø28 (1232mm²), z = 1409 mm
 2ø28 (1232mm²), z = 1326 mm
 2ø28 (1232mm²), z = 1253 mm
 2ø28 (1232mm²), z = 1194 mm
 2ø28 (1232mm²), z = 1096 mm
 2ø28 (1232mm²), z = 1061 mm
 2ø28 (1232mm²), z = 940 mm
 2ø28 (1232mm²), z = 928 mm

Strmene:
 ø12 - 120 mm
 ø12 - 120 mm
 ø12 - 120 mm
 ø12 - 120 mm
 ø12 - 120 mm
 ø12 - 120 mm
 ø12 - 120 mm
 ø12 - 120 mm
 ø12 - 120 mm
 Krytie:
 Ostatné povrchy: 40 mm



Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Využitie [%]	Posudok
Únosnosť N-M-M	28401,2	7598,1	38549,8			98,4	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Využitie [%]	Posudok
Únosnosť N-M-M	28401,2	7598,1	38549,8			98,4	OK
Šmyk	28401,2			4674,1	0,0	93,5	OK
Krútenie					0,0	0,0	OK
Interakcia	28401,2	7598,1	38549,8	4674,1	0,0	96,5	OK
Obmedzenie napätia	0,0	0,0	0,0			0,0	OK
Os				l ₀ [m]	λ [-]	λ _{lim} [-]	
Štíhlosť y [⊥]				20,00	28,87	32,87	
Štíhlosť z [⊥]				20,00	19,25	32,87	

6.1.4. Posouzení skupiny pilot

Vstupní data

Projekt

Akce : Brno-Přerov 2. stavba

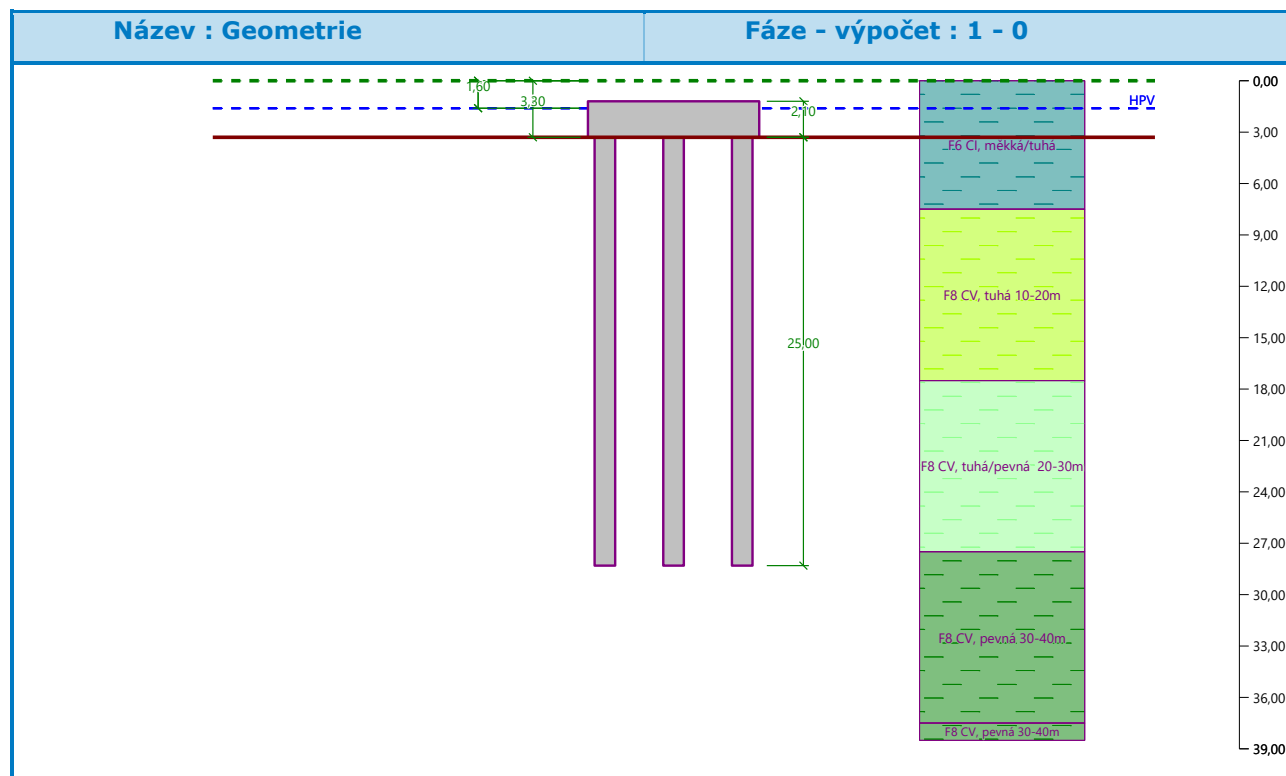
Část : SO 27-20-03



Popis : Založení pilíře P3

Vypracoval : Ing. Andrej Fratrič

Datum : 10. 2. 2022



Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Ocelové konstrukce : EN 1993-1-1 (EC3)

Dílkový součinitel únosnosti ocelového průřezu : $\gamma_{M0} = 1,00$

Skupina pilot

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Výpočet pro odvodněné podmínky : ČSN 73 1002

Výpočet pro neodvodněné podmínky : Masopust

Účinnost skupiny pilot : La Barré (ČSN 73 1002)



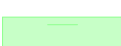

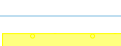
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

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

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

Parametry zemín

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída F6, konzistence tuhá		23,00	12,00	19,60	9,60	
2	F8 CV, tuhá 10-20m		23,00	20,00	20,00	10,00	
3	F8 CV, tuhá/pevná 20-30m		23,00	28,00	20,00	10,00	
4	F8 CV, pevná 30-40m		22,00	32,00	20,00	10,50	
5	Třída S3, středně ulehlá		28,00	0,00	17,50	7,50	

F6 CI, měkká/tuhá

Objemová tíha :	γ	=	19,60	kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	23,00	°
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	12,00	kPa
Edometrický modul :	E_{oed}	=	5,00	MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	19,60	kN/m ³

F8 CV, tuhá 10-20m

Objemová tíha :	γ	=	20,00	kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	23,00	°
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	20,00	kPa
Edometrický modul :	E_{oed}	=	10,20	Mpa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	20,00	kN/m ³

F8 CV, tuhá/pevná 20-30m

Objemová tíha :	γ	=	20,00	kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	23,00	°
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	28,00	kPa
Edometrický modul :	E_{oed}	=	25,50	Mpa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	20,00	kN/m ³

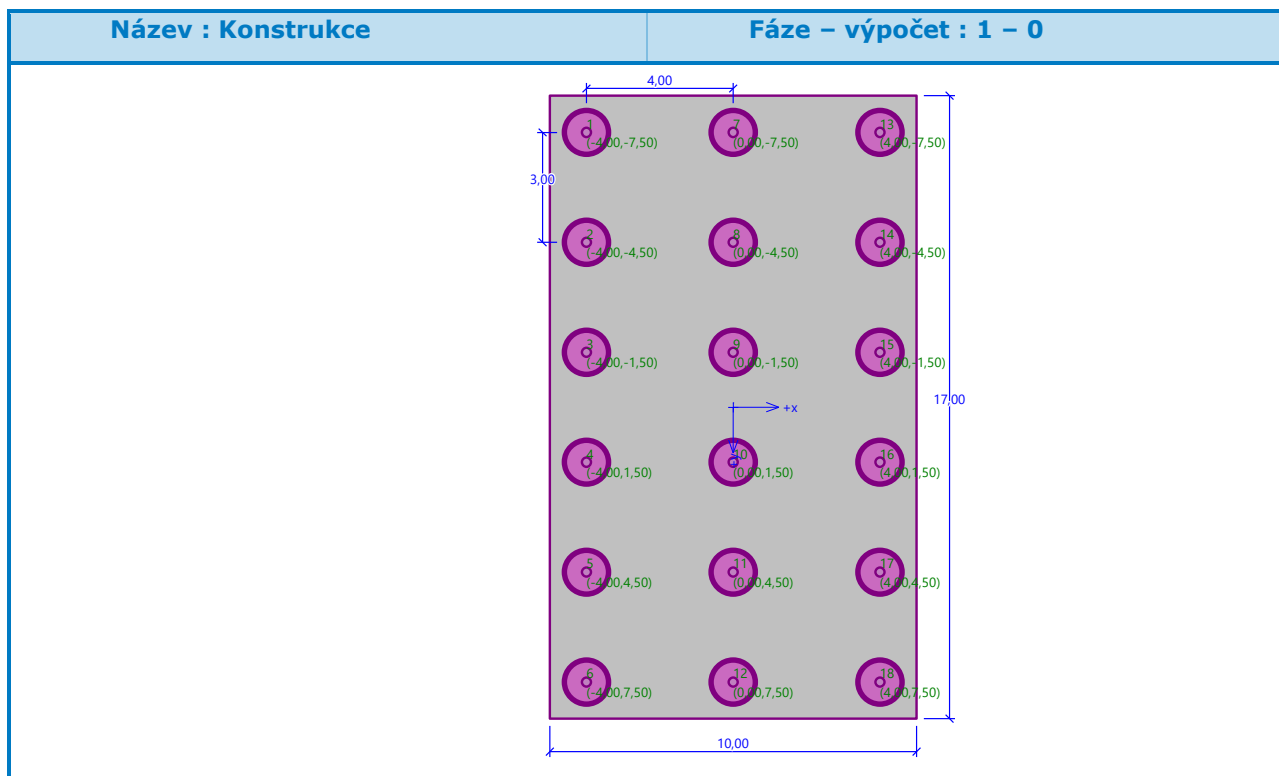


F8 CV, pevná 30-40m

Objemová tíha :	γ	=	20,00	kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	22,00	°
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	32,00	kPa
Edometrický modul :	E_{oed}	=	51,00	Mpa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	20,50	kN/m ³

Konstrukce

Šířka základové desky	b_x	=	10,00	m
	b_y	=	17,00	m
Průměr piloty	d	=	1,20	m
Počet pilot	n_x	=	3	
	n_y	=	6	
Osová vzdálenost	s_x	=	4,00	m
	s_y	=	3,00	m



Geometrie

Hloubka založení	h_z	=	3,30	m
Vysazení piloty	h	=	0,00	m
Tloušťka základové desky	t	=	2,10	m
Délka pilot	l	=	25,00	m

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 25,00$ kN/m³

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





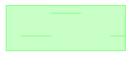


Beton: C 20/25

Válcová pevnost v tlaku	f_{ck}	=	20,00	Mpa
Pevnost v tahu	f_{ctm}	=	2,20	Mpa
Modul pružnosti	E_{cm}	=	30000,00	Mpa
Modul pružnosti ve smyku	G	=	12500,00	Mpa

Ocel: B500B

Mez kluzu	f_{yk}	=	500,00	Mpa
-----------	----------	---	--------	-----

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	7,50	0,00 .. 7,50	F6 CI, měkká/tuhá	
2	10,00	7,50 .. 17,50	F8 CV, tuhá 10-20m	
3	10,00	17,50 .. 27,50	F8 CV, tuhá/pevná 20-30m	
4	10,00	27,50 .. 37,50	F8 CV, pevná 30-40m	
5	-	37,50 .. ∞	F8 CV, pevná 30-40m	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]	M_z [kNm]
	nové	změna								
1	Ano		MSÚ - Nmax	Návrhové	33590,00	0,00	42600,00	-3408,00	0,00	0,00
2	Ano		MSÚ - Hmax	Návrhové	25955,00	0,00	45613,00	-3649,00	0,00	0,00
3	Ano		MSÚ 3	Návrhové	25070,00	39813,00	43875,00	-3510,00	-3185,00	0,00
4	Ano		MSP kvazi stála	Užitné	21941,00	0,00	44100,00	-3528,00	0,00	0,00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 1,60 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : analytické řešení

Typ podloží : nesoudržná zemina

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení svislé únosnosti - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepriznivějších zatěžovacích stavů.

Souč. vlivu technologie - orientační hodnoty podle Sedleckého : $k = 1,50$

(1.5 - bet. do vrtu chráněného folií PVC, PE tl. > 0.25 mm, ocelovou vypažnicí)

Posouzení svislé únosnosti skupiny pilot v nesoudržné zemině

Max. svislá síla se uvažuje včetně tíhy základové desky.

Únosnost piloty na plášti R_s = 4412,32 kN

Únosnost piloty v patě R_b = 3434,57 kN

Svislá únosnost osamělé piloty	R_c	=	7846,89	kN
Svislá únosnost skupiny pilot	R_g	=	96694,15	kN
Maximální svislá síla	V_d	=	62815,41	kN

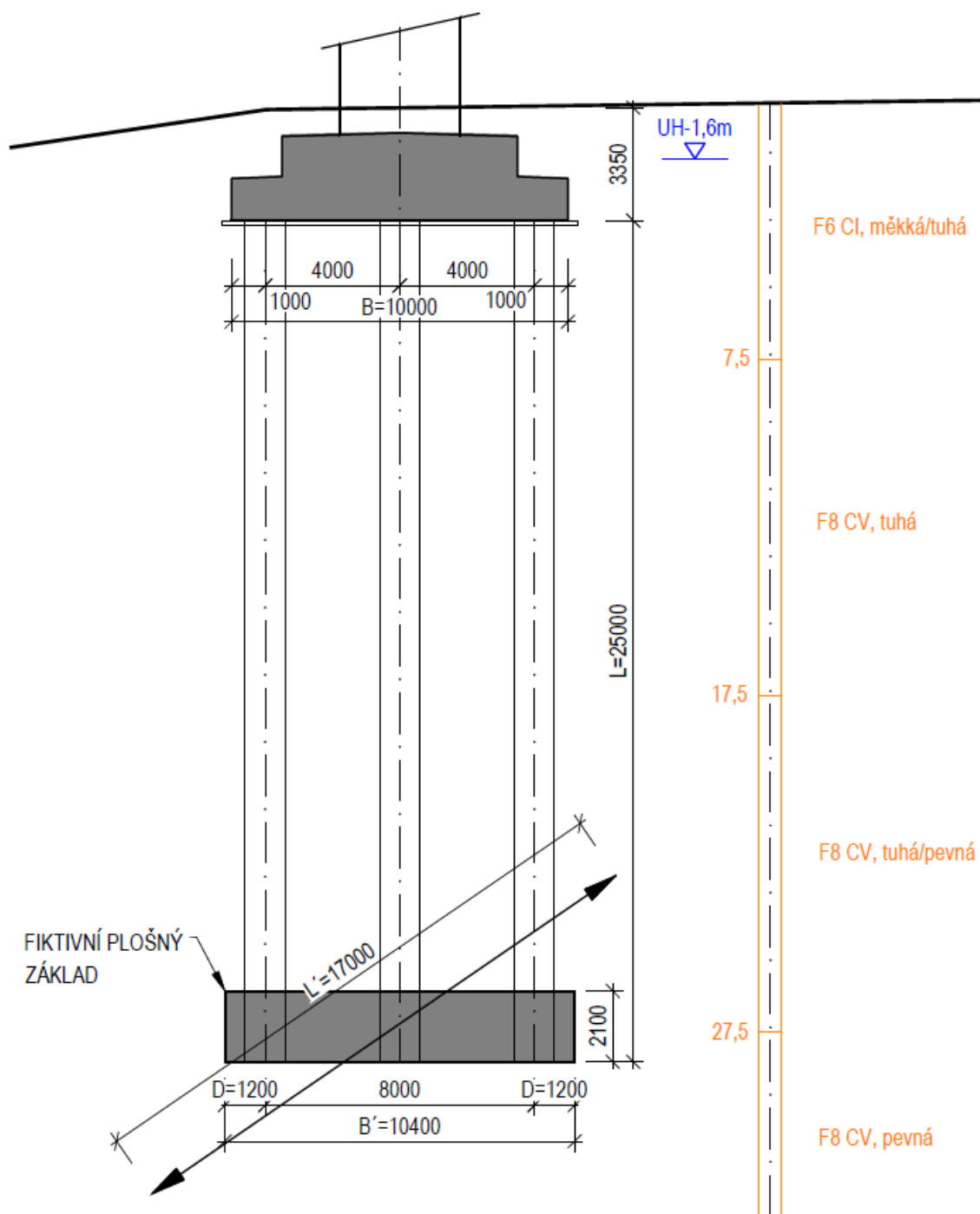
$$R_g = 96694,15 \text{ kN} > 62815,41 \text{ kN} = V_d$$

Svislá únosnost skupiny pilot VYHOVUJE

Výpočet sedání

Výpočet sedání pilotové skupiny je proveden jako fiktivní plošný základ.

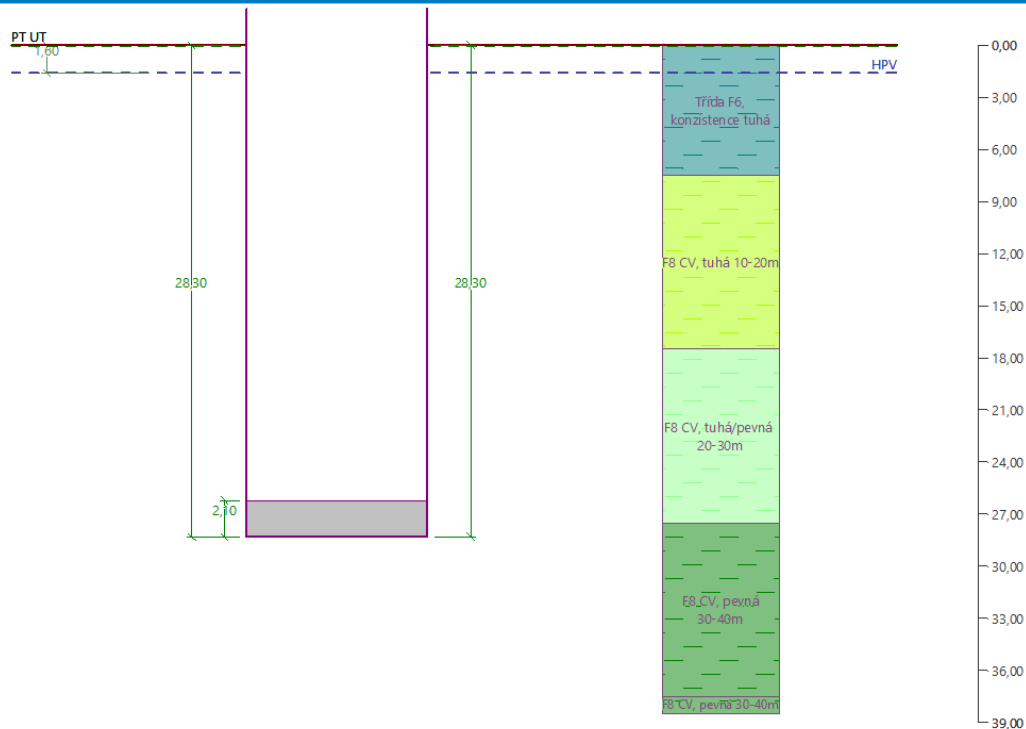
Geotechnický model





Název : Založení

Fáze : 1

**Tuhost základu:**

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{\text{def}} = 19,98 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky tuhý ($k=12,36$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=2,64$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,128 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,128 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE**Celkové sednutí a natočení základu:**

Sednutí základu = 27,6 mm

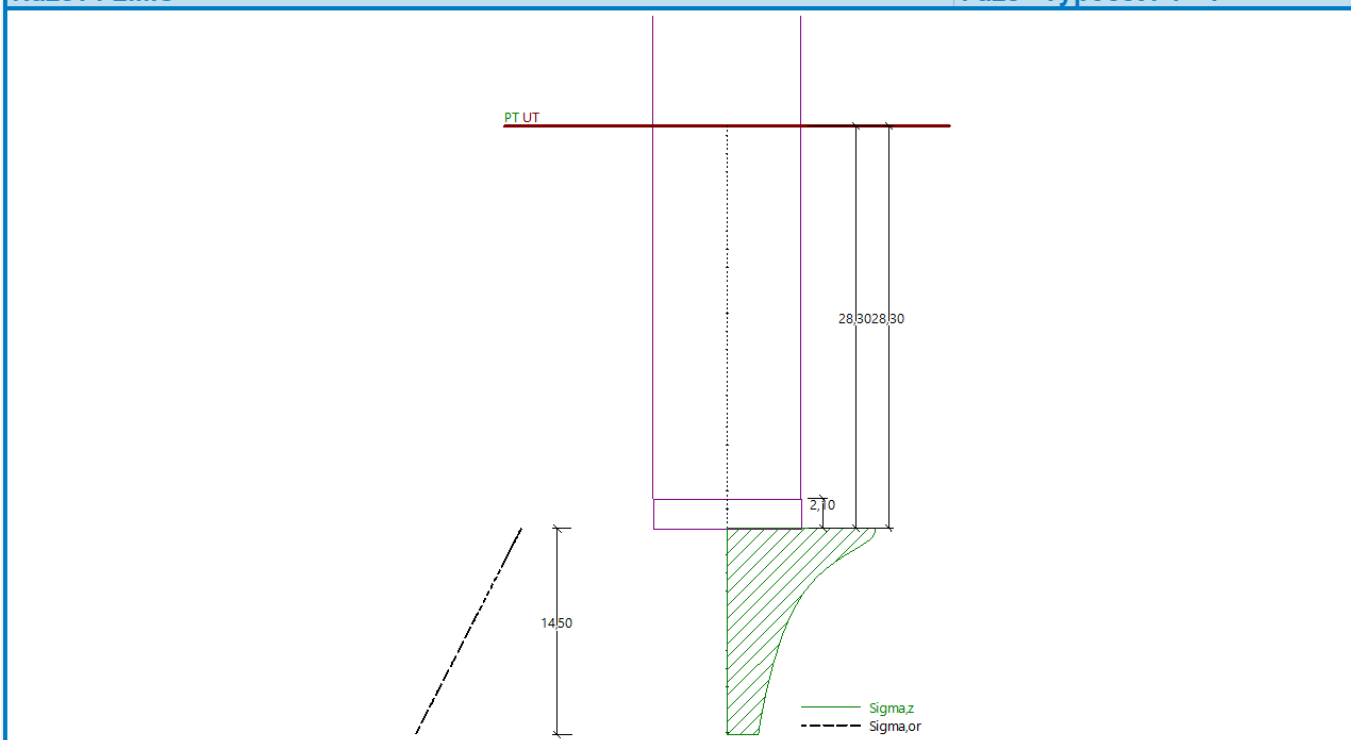
Hloubka deformační zóny = 14,50 m

Natočení ve směru x = 3,322 ($\tan \cdot 1000$); ($1,9\text{E}-01^\circ$)

Natočení ve směru y = 0,000 ($\tan \cdot 1000$); ($0,0\text{E}+00^\circ$)

Název : 2.MS

Fáze - výpočet : 1 - 1



6.1.5. Posouzení opěry

Materiály a normy

Mostní opěry : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Výpočet zdí

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

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)

Trvalá návrhová situace

		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)

Trvalá návrhová situace

Součinitel redukce odporu na překlopení :	$\gamma_{Rv} =$	1,40 [-]
Součinitel redukce odporu na posunutí :	$\gamma_{Rh} =$	1,10 [-]
Součinitel redukce odporu základové půdy :	$\gamma_{Re} =$	1,40 [-]

Kombinační součinitele pro proměnná zatížení

Trvalá návrhová situace

Součinitel kombinační hodnoty :	$\psi_0 =$	0,70 [-]
Součinitel časté hodnoty :	$\psi_1 =$	0,50 [-]



Kombinační součinitele pro proměnná zatížení		
Trvalá návrhová situace		
Součinitel kvazistálé hodnoty :	$\psi_2 =$	0,30 [-]

Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	5,10
3	0,00	8,68
4	5,75	8,68
5	5,75	10,68
6	-4,85	10,68
7	-4,85	8,68
8	-3,00	8,68
9	-3,00	5,10
10	-1,00	5,10
11	-1,00	0,00

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.

Plocha řezu zdi = 37,04 m².

Délka mostní opěry = 11,88 m

Délka základu opěry = 11,88 m

Křídla opěry - zavěšená symetrická

Tloušťka křídla = 1,50 m

Délka křídla za závěr. zídou = 10,58 m

Výška křídla = 8,67 m

Vzdál. oříznutí křídla od z.z. = 5,75 m

Hloubka oříznutí křídla = 8,66 m

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23,00$ kN/m³

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

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 30,00$ MPa

Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2,90$ MPa

Ocel podélná : B500

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

Parametry zemín

F6/CI

Objemová tíha : $\gamma = 21,00$ kN/m³

Napjatost : efektivní

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 31,10^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 8,00$ kPa

Třecí úhel ke-zemina : $\delta = 10,00^\circ$

Zemina : soudržná

Poissonovo číslo : $\nu = 0,40$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00$ kN/m³

F8/CH

Objemová tíha : $\gamma = 20,50$ kN/m³

Napjatost : efektivní

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 15,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 10,00$ kPa

Třecí úhel ke-zemina : $\delta = 7,00^\circ$

Zemina : soudržná

Poissonovo číslo : $\nu = 0,42$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,50$ kN/m³



Třída G3, středně ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 32,50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 11,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Zásyp za konstrukcí

Přiřazená zemina : Třída G3, středně ulehlá

Sklon = $45,00^\circ$

Zatěžovací stav, zatížení od mostu

Typ zatěžovacího stavu : provozní stav.

Sily od mostu

Svislá síla $F_s = 13001,50 \text{ kN}$
 Vodorovná síla $F_v = 0,00 \text{ kN}$
 Umístění $a_1 = 0,70 \text{ m}$
 Výška $v = 0,00 \text{ m}$

Sily 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	6,92	0,00 .. 6,92	Třída G3, středně ulehlá	
2	7,50	6,92 .. 14,42	F6/CI	
3	4,50	14,42 .. 18,92	F8/CH	
4	-	18,92 .. ∞	F8/CH	

Založení

Typ založení : pilotový základ

Objemová tíha $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$

Geometrie

Délka $l = 25,00 \text{ m}$
 Odsazení $d = 1,20 \text{ m}$
 Průměr $x = 2,00 \text{ m}$
 Rozestup $b = 2,80 \text{ m}$

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 8,42 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 8,42 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

Vztlak v základové spáře od rozdílných tlaků není uvažován.

Odpor na lici konstrukce

Odpor na lici konstrukce: klidový

Zemina na lici konstrukce - F6/CI



Výška zeminy před zdí

$h = 3,00 \text{ m}$

Tvar terénu na lici konstrukce

Číslo	Souřadnice $x[m]$	Hloubka $z[m]$
1	0,00	0,00
2	0,00	-3,00
3	-1,50	-3,00
4	-6,50	-2,00
5	-7,50	-2,00
6	-8,50	-1,00
7	-9,50	-1,00

Počátek [0,0] je umístěn do levého spodního okraje konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Zed' se může přemístit, je počítána na zatížení aktivním tlakem.

Posouzení čís. 1

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	-3,40	632,12	4,39	1,000	1,000	1,350
Odpor na lici	-45,96	-1,09	0,02	0,92	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-5,40	404,29	6,79	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	224,18	-3,79	304,49	9,07	1,000	1,350	1,350
Tlak vody	0,00	-10,68	0,00	5,84	1,000	1,000	1,350
Křídla opěry	0,00	-6,74	464,88	9,60	1,000	1,000	1,350
Reakce mostu	0,00	-5,58	1094,40	2,55	-	-	-
Reakce přech.desky	0,00	-10,68	0,00	4,85	-	-	-

Posouzení mostní opěry

Posouzení na posunutí nebylo provedeno.

Celkové posouzení - OPĚRA VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 333,23 kPa

Únosnost základové půdy

Síly působící ve středu pilotového základu

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	-2667,51	3532,24	240,60
2	-1394,28	2900,21	256,69

Normové síly působící ve středu pilotového základu

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	-1394,28	2900,21	178,22

Vstupy pro výpočet založení

Podélný rozestup pilot $s = 2,20 \text{ m}$

Celkový počet řad pilot $n = 5$

Zatěžovací délka $l = 11,88 \text{ m}$

Materiály a normy

Betonové konstrukce :

EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 :

standardní

Ocelové konstrukce :

EN 1993-1-1 (EC3)



Dílicí součinitel únosnosti ocelového průřezu : $\gamma_{M0} = 1,00$

Skupina pilot

Výpočet pro odvodněné podmínky : ČSN 73 1002

Účinnost skupiny pilot : La Barré (ČSN 73 1002)

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

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

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

Konstrukce

Šířka základové desky $b_x = 10,60$ m

$b_y = 11,88$ m

Průměr piloty $d = 1,20$ m

Počet pilot $n_x = 4$

$n_y = 5$

Osová vzdálenost $s_x = 2,80$ m

$s_y = 2,20$ m

Geometrie

Hloubka založení $h_z = 0,00$ m

Vysazení piloty $h = 0,00$ m

Tloušťka základové desky $t = 2,00$ m

Délka pilot $l = 20,00$ m

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 0,00$ kN/m³

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

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 30,00$ MPa

Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2,90$ MPa

Modul pružnosti $E_{cm} = 33000,00$ MPa

Modul pružnosti ve smyku $G = 13750,00$ MPa

Ocel podélná : B500

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

Ocel příčná: B500

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

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	6,92	0,00 .. 6,92	Třída G3, středně ulehlá	
2	7,50	6,92 .. 14,42	F6/Cl	
3	4,50	14,42 .. 18,92	F8/CH	
4	-	18,92 .. ∞	F8/CH	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]	M _z [kNm]
	nové	změna								
1	Ano		ZS 1	Návrhové	41962,99	0,00	0,00	-2858,32	0,00	0,00
2	Ano		ZS 2	Návrhové	34454,46	0,00	0,00	-3049,43	0,00	0,00
3	Ano		ZS 3	Užitné	34454,46	0,00	0,00	-2117,27	0,00	0,00
4	Ano		ZS 1 - provozní	Užitné	29973,56	0,00	0,00	-2041,66	0,00	0,00
5	Ano		ZS 2 - provozní	Užitné	24610,33	0,00	0,00	-2178,16	0,00	0,00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 8,42 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : analytické řešení

Typ podloží : nesoudržná zemina

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1
Posouzení svislé únosnosti - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejneprůpříznivějších zatěžovacích stavů.

Souč. vlivu technologie - orientační hodnoty podle Sedleckého : $k = 1,50$

(1.5 - bet. do vrtu chráněného folií PVC, PE tl. > 0.25 mm, ocelovou vypažnicí)

Posouzení svislé únosnosti skupiny pilot v nesoudržné zemině

Max. svislá síla se uvažuje včetně tíhy základové desky.

Únosnost piloty na plášti $R_s = 3545,20 \text{ kN}$

Únosnost piloty v patě $R_b = 1607,65 \text{ kN}$

Svislá únosnost osamělé piloty $R_c = 5152,85 \text{ kN}$

Svislá únosnost skupiny pilot $R_g = 57547,50 \text{ kN}$

Maximální svislá síla $V_d = 41962,99 \text{ kN}$

$R_g = 57547,50 \text{ kN} > 41962,99 \text{ kN} = V_d$

Svislá únosnost skupiny pilot VYHOVUJE
Posouzení čís. 1
Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data

Vrstva a číslo	E_s [MPa]
1	15,00
2	15,00
3	15,00
4	15,00

Limitní sedání piloty $s_{lim} = 100,0 \text{ mm}$

Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky

Opravný součinitel tuhosti piloty $C_k = 0,95$

Opravný součinitel Poissonova čísla $C_v = 0,84$

Opravný součinitel tuhosti zeminy $C_b = 1,00$

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

Součinitel přenosu zatížení do paty $\beta = 0,06$

Příčinkové součinitele sedání :

Základní - závislý na poměru l/d $I_0 = 0,10$

Součinitel vlivu tuhosti piloty $R_k = 1,05$

Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy $R_h = 1,00$

Korekční součinitel Poissonova čísla $R_v = 0,93$

Výpočet sednutí skupiny pilot v nesoudržné zemině

Max. svislá síla se uvažuje včetně tíhy základové desky.



Součinitel skupinového účinku	$g_f =$	2,97
Zatížení na mezi mobilizace pláště tření	$R_{yu} =$	75737,85 kN
Velikost sedání odpovídající síle R_{yu}	$s_y =$	58,1 mm
Celková únosnost	$R_c =$	78700,20 kN
Limitní sedání	$s_{lim} =$	100,0 mm

Pro maximální užité svislé zatížení $V = 34454,46$ kN je sednutí skupiny pilot 26,4 mm.

Stabilitní výpočty

Výpočet zemětřesení : Standard

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)	
Trvalá návrhová situace	
Součinitel redukce odporu na smyk. ploše :	$\gamma_{Rs} =$ 1,10 [-]

Rozhraní

Číslo	Umístění rozhraní	Souřadnice bodů rozhraní [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		0,00	0,00	0,00	-5,10	0,00	-8,68
		5,75	-8,68				
2		-26,70	-9,68	-11,50	-9,68	-10,50	-8,68
		-9,50	-8,68	-4,50	-7,68	-3,00	-7,68
		-3,00	-5,10	-1,00	-5,10	-1,00	0,00
		0,00	0,00	14,43	0,00	32,04	0,00
3		-4,85	-10,68	-2,85	-10,68	-1,65	-10,68
		1,15	-10,68	2,35	-10,68	5,75	-10,68
		5,75	-8,68	7,51	-6,92	14,43	0,00
4		7,51	-6,92	32,04	-6,92		



Číslo	Umístění rozhraní	Souřadnice bodů rozhraní [m]					
		x	z	x	z	x	z
5		-26,70	-10,68	-4,85	-10,68	-4,85	-8,68
		-3,00	-8,68	-3,00	-7,68		
6		-26,70	-14,42	32,04	-14,42		
7		-26,70	-18,92	32,04	-18,92		

Parametry zemin - efektivní napjatost


Číslo	Název	Vzorek	Φ_{ef} [°]	C_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
1	F6/CI		31,10	8,00	21,00
2	F8/CH		15,00	10,00	20,50
3	Třída G3, středně ulehlá		32,50	0,00	19,00

Parametry zemin - vztlak

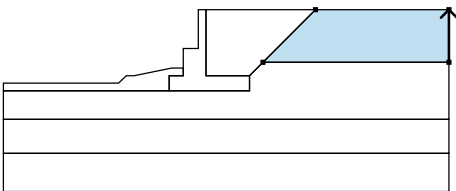
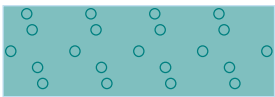
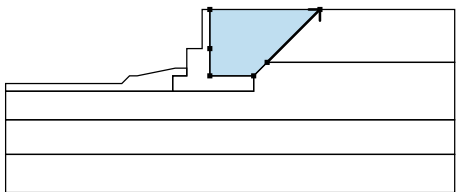
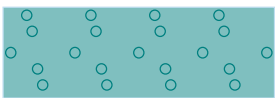
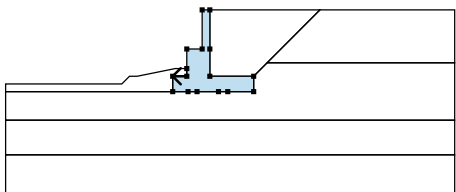
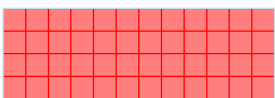
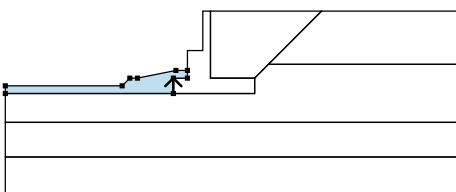

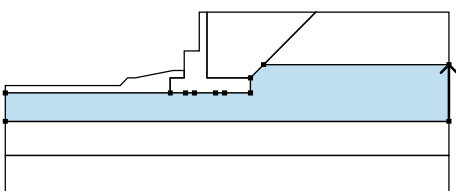

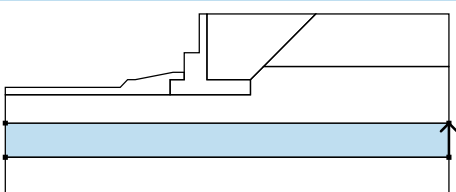

Číslo	Název	Vzorek	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	F6/CI		21,00		
2	F8/CH		20,50		
3	Třída G3, středně ulehlá		19,00		

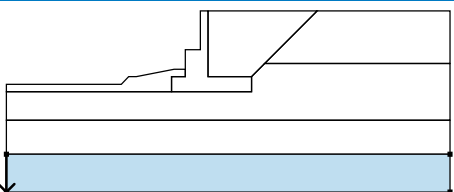


Tuhá tělesa

Číslo	Název	Vzorek	γ [kN/m ³]
1	Materiál konstrukce		23,00

Přiřazení a plochy

Číslo	Umístění plochy	Souřadnice bodů plochy [m]				Přiřazená zemina
		x	z	x	z	
1		32,04	-6,92	32,04	0,00	Třída G3, středně ulehlá 
		14,43	0,00	7,51	-6,92	
2		7,51	-6,92	14,43	0,00	Třída G3, středně ulehlá 
		0,00	0,00	0,00	-5,10	
		0,00	-8,68	5,75	-8,68	
3		-3,00	-8,68	-4,85	-8,68	Materiál konstrukce 
		-4,85	-10,68	-2,85	-10,68	
		-1,65	-10,68	1,15	-10,68	
		2,35	-10,68	5,75	-10,68	
		5,75	-8,68	0,00	-8,68	
		0,00	-5,10	0,00	0,00	
		-1,00	0,00	-1,00	-5,10	
4		-4,85	-10,68	-4,85	-8,68	F6/CI 
		-3,00	-8,68	-3,00	-7,68	
		-4,50	-7,68	-9,50	-8,68	
		-10,50	-8,68	-11,50	-9,68	
		-26,70	-9,68	-26,70	-10,68	
5		32,04	-14,42	32,04	-6,92	F6/CI 
		7,51	-6,92	5,75	-8,68	
		5,75	-10,68	2,35	-10,68	
		1,15	-10,68	-1,65	-10,68	
		-2,85	-10,68	-4,85	-10,68	
		-26,70	-10,68	-26,70	-14,42	
6		32,04	-18,92	32,04	-14,42	F8/CH 
		-26,70	-14,42	-26,70	-18,92	

Číslo	Umístění plochy	Souřadnice bodů plochy [m]				Přiřazená zemina
		x	z	x	z	
7		-26,70	-18,92	-26,70	-23,92	F8/CH
		32,04	-23,92	32,04	-18,92	

Přetížení

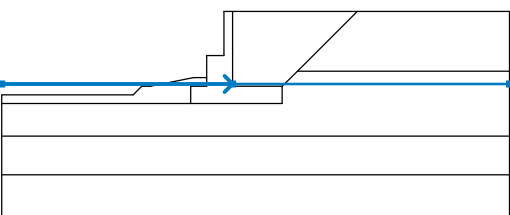
Číslo	Typ	Působení	Umístění z [m]	Počátek x [m]	Délka l [m]	Šířka b [m]	Sklon α [°]	Velikost	
								q, q ₁ , f, F	q ₂ jednotka
1	přímkové	stálé	z = -5,10	x = -2,30			0,00	1094,40	kN/m

Názvy přetížení

Číslo	Název
1	Most

Voda

Typ vody : HPV

Číslo	Umístění HPV	Souřadnice bodů HPV [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-26,70	-8,42	0,00	-8,42	32,04	-8,42

Kruhová smyková plocha

Parametry smykové plochy					
Střed :	x =	-9,65 [m]	Úhly :	α_1 =	-55,16 [°]
	z =	1,95 [m]		α_2 =	84,50 [°]
Poloměr :	R =	20,36 [m]			
Smyková plocha po optimalizaci.					

Posouzení stability svahu (Bishop)

 Sumace aktivních sil : $F_a = 2599,48$ kN/m

 Sumace pasivních sil : $F_p = 2933,30$ kN/m

 Moment sesouvající : $M_a = 52925,39$ kNm/m

 Moment vzdorující : $M_p = 54292,68$ kNm/m

Využití : 97,5 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

6.2. Kombinovaná odezva konstrukce a koleje

Na posouzení interakce koleje a mostu byl zhotoven prutový výpočtový model. Kolejnice byly modelovány UIC60 s 12 mm opotřebením. Podélný plastický odpor koleje byl zohledněn pružným spojením mezi kolejí a podloží, resp. mezi kolejí a mostní konstrukcí. Tuhost podélného odporu byla odlišná v závislosti od toho, jestli byla kolej v daném místě zatížena nebo ne.

Zatížení koleje bylo aplikováno na přechodě mezi tělesem a mostem, rozhodující síla byla brzdná síla pro model SW/2.

**6.2.1. Tuhost spodní stavby**

Tuhost spodní stavby byla získaná z MKP modelu vytvořeného na základě modelu podloží.

F6 CI, měkká/tuhá

Objemová tíha :	γ	=	19,60	kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	23,00	°
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	12,00	kPa
Edometrický modul :	E_{oed}	=	5,00	MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	19,60	kN/m ³

F8 CV, tuhá 10-20m

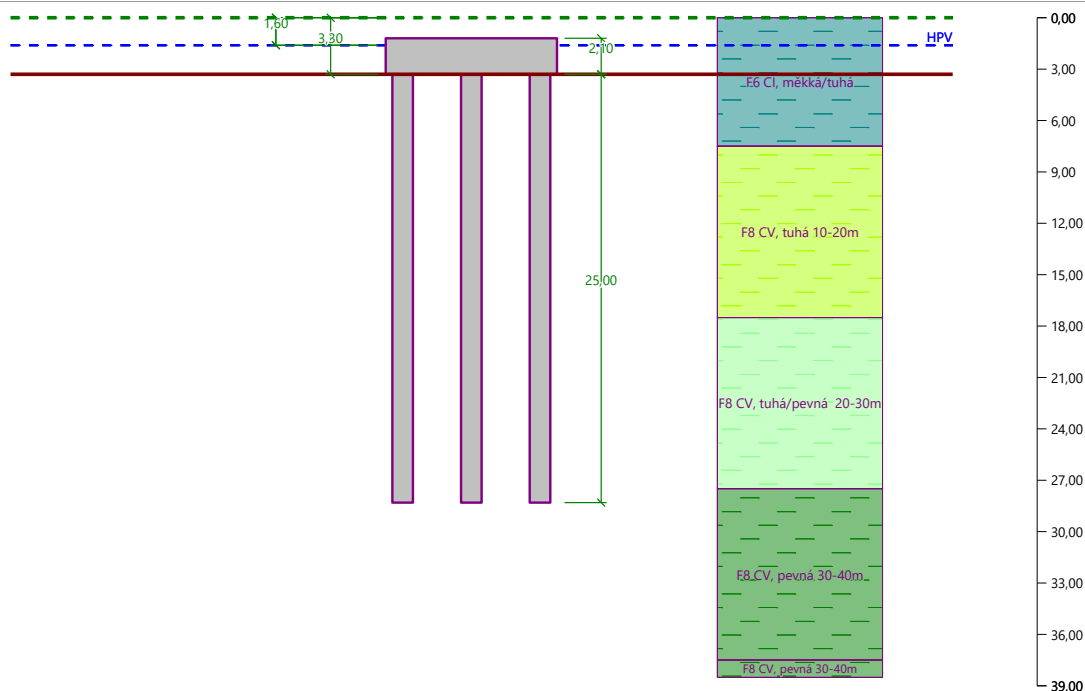
Objemová tíha :	γ	=	20,00	kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	23,00	°
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	20,00	kPa
Edometrický modul :	E_{oed}	=	10,20	Mpa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	20,00	kN/m ³

F8 CV, tuhá/pevná 20-30m

Objemová tíha :	γ	=	20,00	kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	23,00	°
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	28,00	kPa
Edometrický modul :	E_{oed}	=	25,50	Mpa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	20,00	kN/m ³

F8 CV, pevná 30-40m

Objemová tíha :	γ	=	20,00	kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	22,00	°
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	32,00	kPa
Edometrický modul :	E_{oed}	=	51,00	Mpa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	20,50	kN/m ³



Materiál konstrukce

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

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 $E_{cm} = 33000,00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti ve smyku $G = 13750,00 \text{ MPa}$

Ocel podélná: B500B

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

Ocel příčná: B500B

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

Stanovení svislých pružin

Typické zatížení (pro výpočet tuhosti svislých pružin): Zatížení č. 2 - provozní

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : pružinová metoda

Uložení pilot v patě : plovoucí piloty - tuhosti pružin dopočítat z parametrů zemin

Připojení pilot k desce : tuhé

Modul reakce podloží : podle ČSN 73 1004

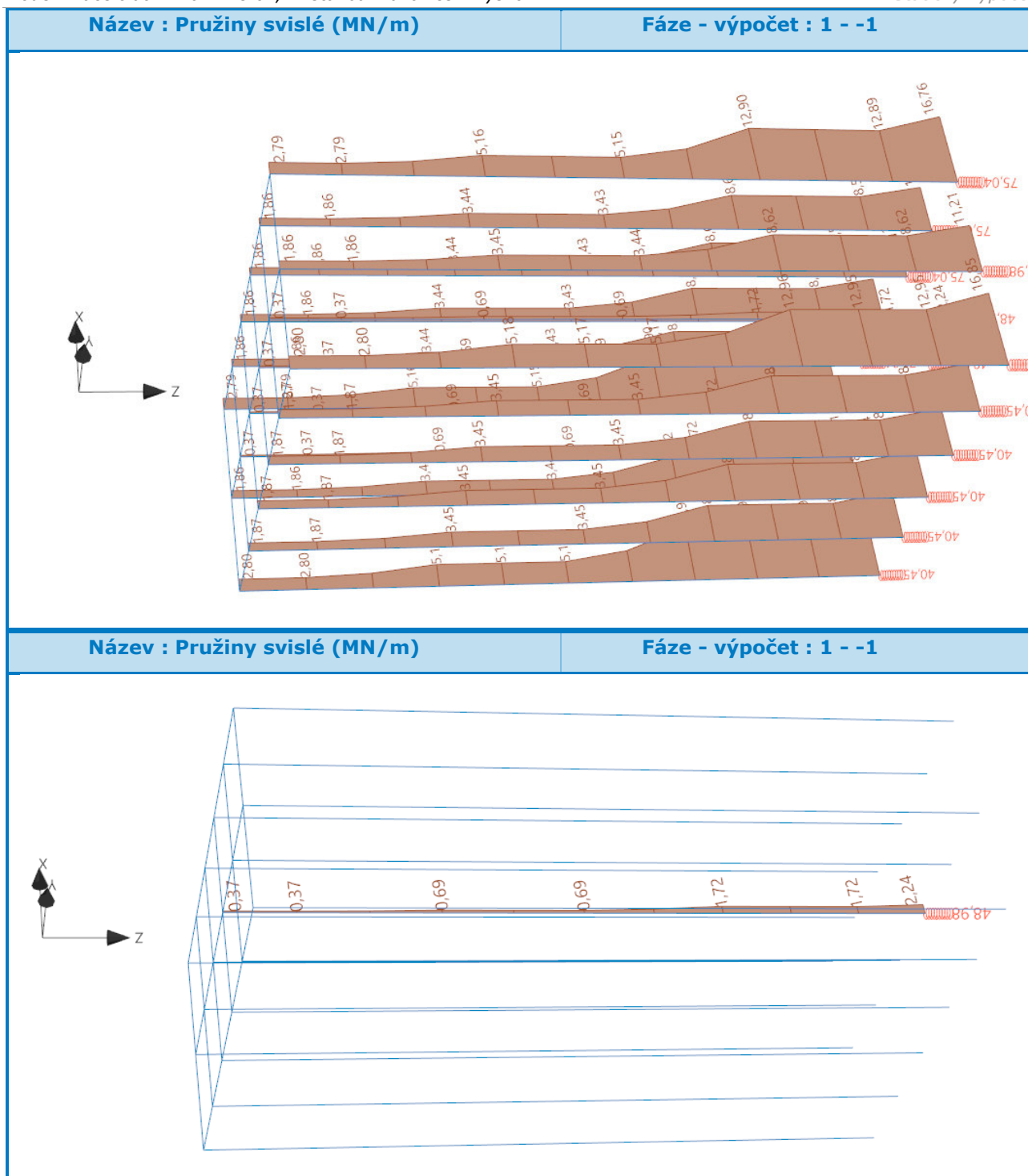
Posouzení skupiny pilot

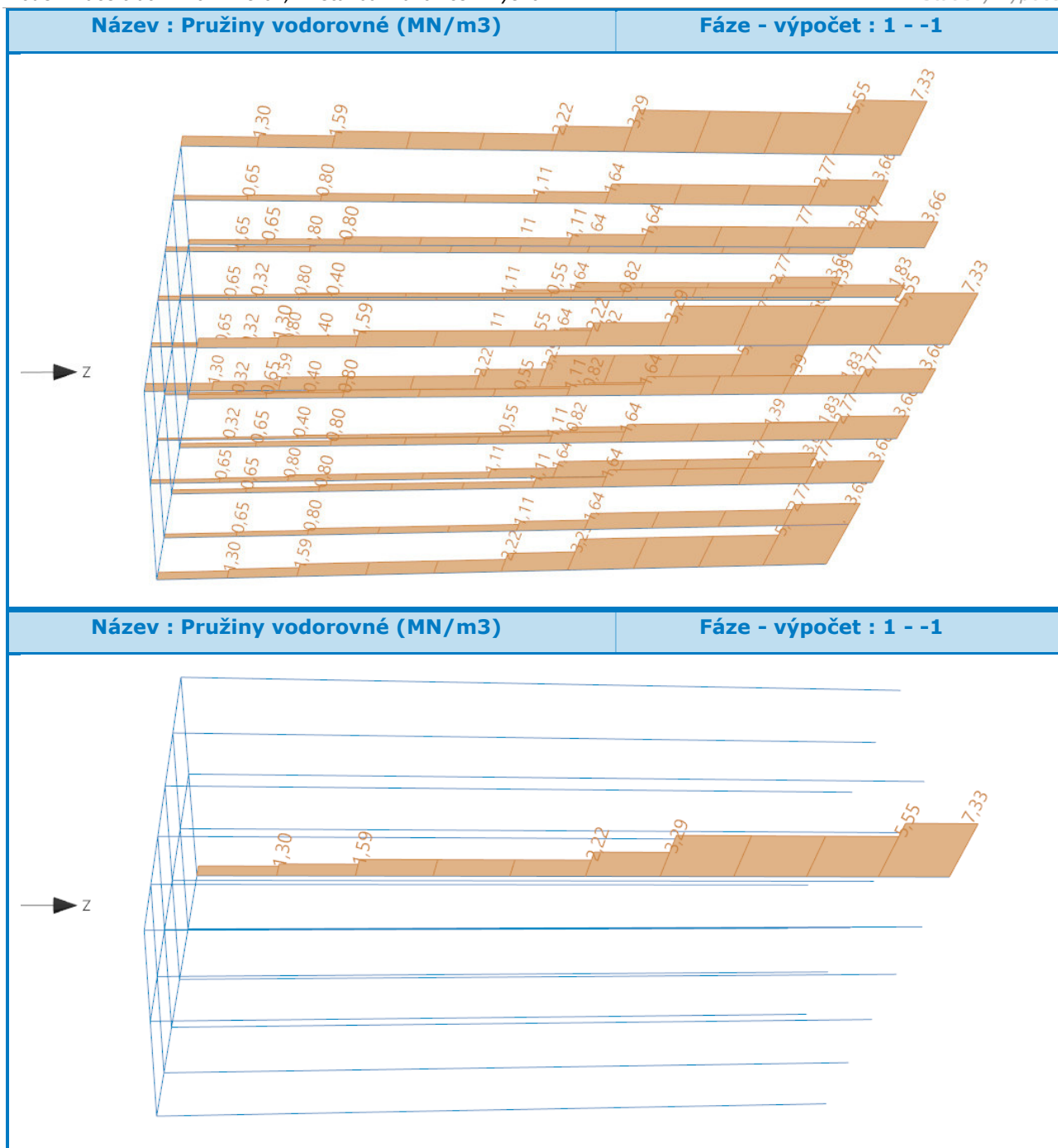
Vstupní data

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

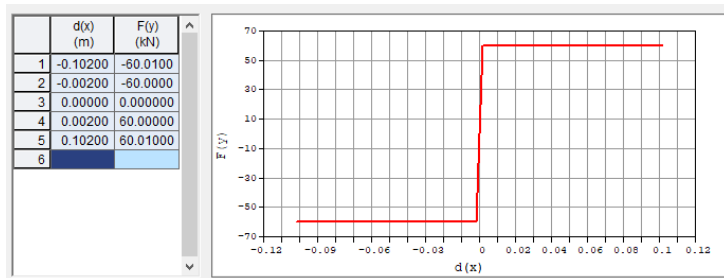
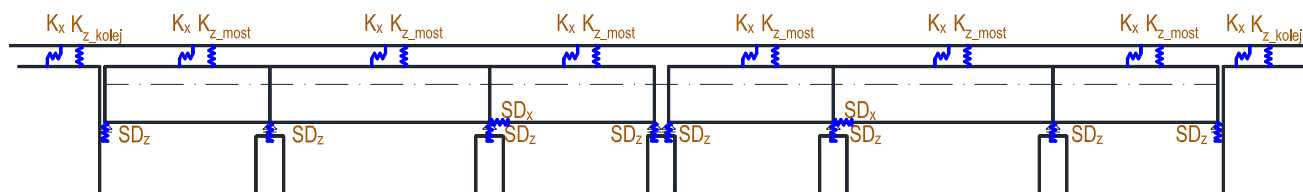
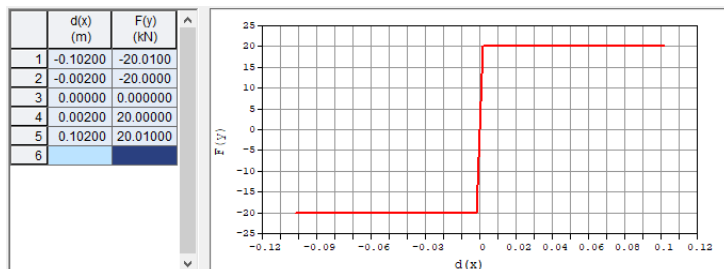
Výsledky výpočtu



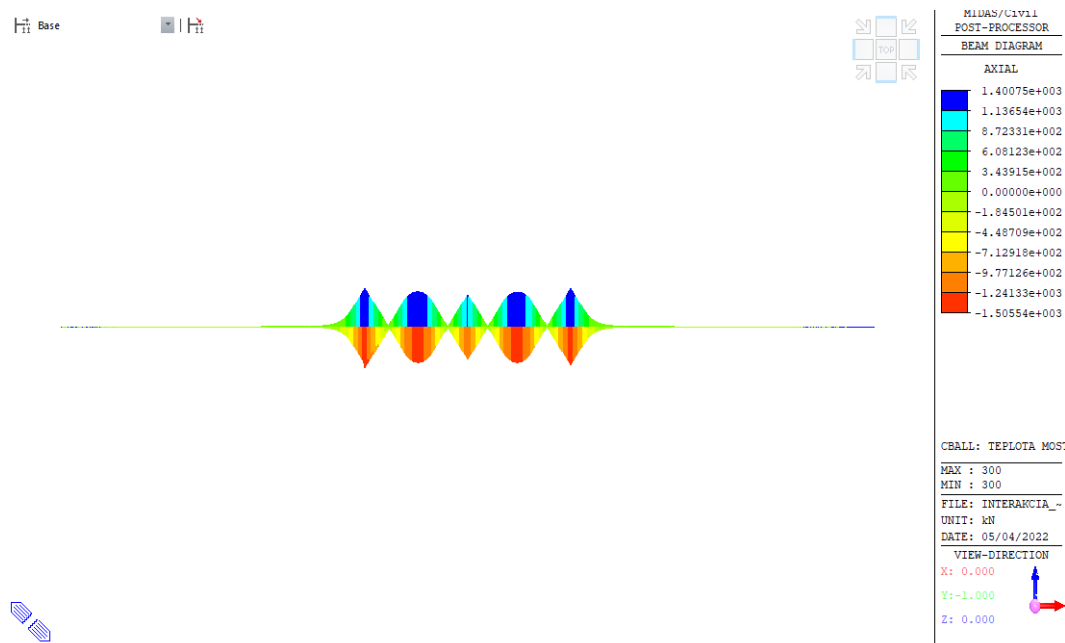


Tuhosti použity do modelu spodní stavby:

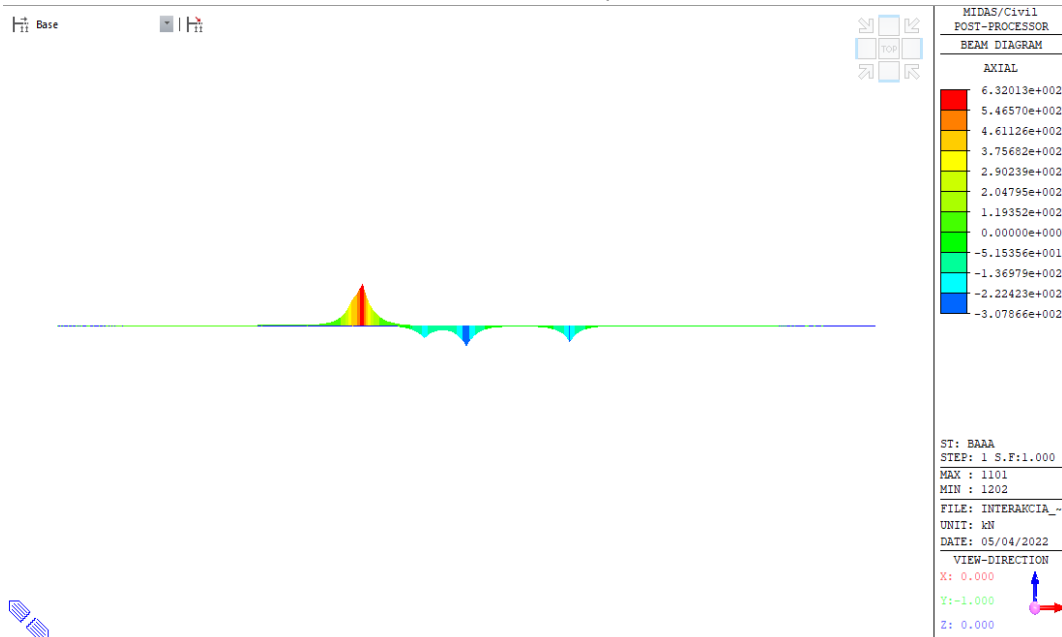
Vodorovní tuhost v horní třetině piloty:	1,59 MN/m
Vodorovní tuhost ve střední třetině:	3,29 MN/m
Vodorovní tuhost v dolní třetině:	7,33 MN/m
Svislá tuhost na pate piloty:	40,45 MN/m

Zatížená kolej

Nezatížená kolej


Obr. 25 Statická schéma modelu

6.2.2. Posouzení


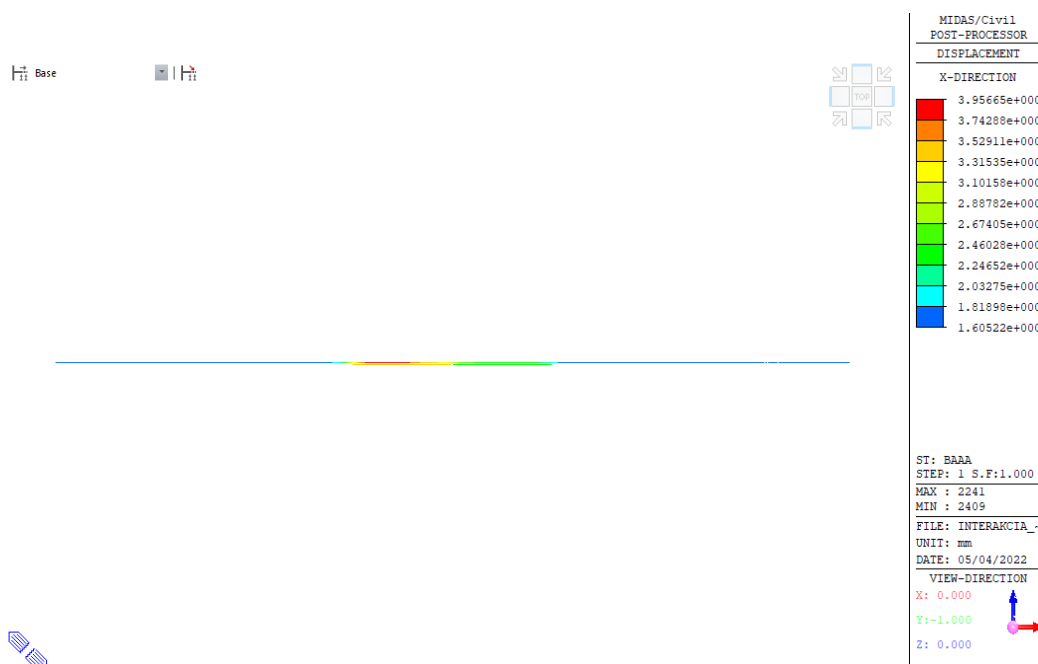
Obr. 26 Průběh osových sil při změně teploty v konstrukci



Obr. 27 Průběh osových sil při akceleraci/brzdění

Posouzení dle ČSN EN 1991-2 cl. 6.5.4.5.2

Vzájemný posun mezi sousedícími nosními konstrukcemi od rozjezdu a brzdění < 5 mm.



Obr. 28 Posun mezi konstrukcemi od brzdění

$\delta.B = 3,9 \text{ mm} < \delta.B.LIM = 5 \text{ mm}$

VYHOVUJE

7. ZATÍŽITELNOST

Statický propočet obsahuje pouze vybrané posouzení pro daný stupeň projektové dokumentace.

7.1. Přehled zatížitelnosti

A. Identifikace mostního objektu SO27-20-03 - t.ú. Rousínov - Luleč, železniční most v km 37,060

TÚ (číslo, název): TÚ 2301

DÚ: 10

km 37,060

B. Identifikace části mostního objektu (podchodu)

část mostu: nosná konstrukce mostu

pod koleji č. 1, 2

C. Doplnující data pro část mostu

Kategorie zatížitelnosti:

C

Výpočetní model:

desko stěnový model

Geometrie koleje v místě mostního objektu (ve směru staničení)

	na začátku	uprostřed	na konci
poloměr oblouku	0 [m]	0 [m]	2850 [m]
převýšení koleje	0 [mm]	0 [mm]	100 [mm]
excentricita vůči ose mostu	2100 [mm]	2100 [mm]	2100 [mm]

Popis závad uvažovaných ve výpočtu: Zatížitelnost vychází z projektovaného stavu a nezohledňuje proto žádné závady.

Datum zjištění technického stavu mostu:

SŽ, s.o.:

/ /

zpracovatelem přepočtu:

/ /

Poznámka k části mostu:

Přepočet je proveden pro novou nosnou konstrukci

Pof. č.	Prvek	Detail	Namáhání	k_i	typ	L_p	Φ	L_Φ	$\gamma_{Q,LM71}$	$\gamma_{Q,LM71,E}$	Viz č. str. přepoč.	Z_{LM71}	$Z_{LM71,E}$	Pozn.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	Nosná konstrukce	nosník (spodní pásnice)	normálové napětí				1,07	43,33	1,45			>1,21		
2	Nosná konstrukce	nosník (stěna)	smykové napětí				1,07	43,33	1,45			>1,21		
3	Nosná konstrukce	mostovka	ohybové				1,29	16,50	1,45			>1,21		
4	Nosná konstrukce	nosník	normálové napětí (únavu)				1,07	43,33	1,45			>1,21		
5	Nosná konstrukce	nosník (přetvoření)	svislý průhyb				1,07	43,33	1,45			>1,21		
6	Nosná konstrukce	deska (přetvoření)	skouzení desky				1,07	43,33	1,45			>1,21		
7	Spodní stavba	dřík	ohybové									>1,21		
8	Založení	pilota	ohybové									>1,21		

Dne: 18/02/2022 Zatížitelnost určil: Ing. Vladimír Piták

Dne: .../.../... do databáze zadal: ...

8. ZÁVĚR

Statický výpočet mostního objektu je vypracován ve smyslu platných norem a předpisů. Statickým výpočtem byla posouzená navrhnutá konstrukce mostu. Posouzení bylo vypracované na základě výsledku výpočtu maximálních účinků zatížení a podle geologického profilu. Po rekapitulaci výsledku je možné zkonstatovat, výpočtu že předmětný objekt bude za předpokládaných podmínek spolehlivě plnit svou funkci.

V Žiline, únor 2022

Ing. Vladimír Piták
Ing. Igor Niko, PhD.
Ing. Andrej Fratrič