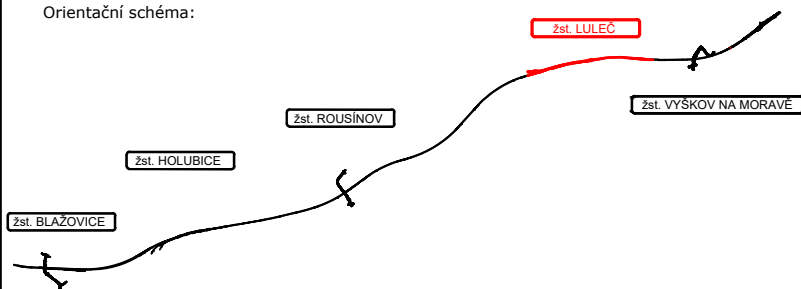




Jiná ověření:

Paré:

Orientační schéma:



Razítko oprávněné osoby:

Podpis:

Datum:

Revize:	Datum:	Popis:	Kontroloval:
000	14. 5. 2022	Definitivní odevzdání dokumentace	Ing. Michal Botlů, PhD.

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



Zhotovitel 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 Blazovice - Vyškov**

Označení investora: S621500587

Označení zhotovitele: 21064-01-0722

Název části: Mosty, propustky, zdi

Označení části: D.2.1.4

Název objektu/dílní části: **žst. Luleč, železniční most v km 38,592**

Označení objektu/komplexu: **SO 28-20-01**

Název přílohy: Statický výpočet

Číslo přílohy: **3.001**

Název dílní části přílohy: -

Odpovědný projektant: Zpracovatel přílohy: Ing. László Székora Ing. Igor Niko, PhD.

Měřítko: -  
Formáty: -

Stupeň dokumentace: **DÚR**

Kraj: Jihomoravský Katastrální území: Tučapy u Vyškova [771236] Nemojany [703184]

TUDU: 2301 E1

Smluvní datum zpracování: **14. 7. 2022**

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

## OBSAH ZPRÁVY

<b>1. ÚVODNÍ ÚDAJE O STAVBĚ .....</b>	<b>2</b>
1.1. IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE STAVBY .....	2
1.2. ÚDAJE O STAVEBNÍKOVÍ .....	2
1.3. ÚDAJE O ZPRACOVATELI DOKUMENTACE .....	3
1.4. IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE OBJEKTU .....	3
<b>2. ZDŮVODNĚNÍ OBJEKTU STAVBY .....</b>	<b>4</b>
<b>3. ÚZEMNÍ PODMÍNKY .....</b>	<b>4</b>
<b>4. POPIS NAVRŽENÉHO TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ OBJEKTU .....</b>	<b>4</b>
4.1. ZÁKLADNÍ ÚDAJE .....	4
4.2. POPIS NAVRŽENÉHO TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ .....	5
<b>5. STATICKÝ VÝPOČET .....</b>	<b>7</b>
5.1. MATERIÁLY .....	7
5.2. VÝPOČETNÍ MODEL A METODIKA VÝPOČTU .....	8
<i>Metodika výpočtu .....</i>	<i>8</i>
<i>Výpočetní modely .....</i>	<i>8</i>
5.3. ZATÍŽENÍ .....	10
<i>Stálé zatížení .....</i>	<i>10</i>
<i>Proměnné dopravní zatížení .....</i>	<i>11</i>
<i>Mimořádné zatížení .....</i>	<i>16</i>
5.4. POSOUZENÍ HLAVNÍ NOSNÍ KONSTRUKCE .....	18
<i>Klasifikace průřezu .....</i>	<i>18</i>
<i>Kombinace .....</i>	<i>19</i>
5.5. POSOUZENÍ PRŮŘEZU DESKY .....	27
5.6. POSOUZENÍ SPODNÍ STAVBY A ZALOŽENÍ .....	29
5.7. KOMBINOVANÁ ODEZVA KONSTRUKCE A KOLEJE .....	39
<b>6. ZÁVĚR .....</b>	<b>48</b>
6.1. ZATÍŽITELNOST .....	48
6.2. VÝPOČETNÍ POMŮCKY .....	49
6.3. POUŽITÁ LITERATURA, NORMY, PŘEDPISY, VZOROVÉ LISTY .....	50

**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, Pozoří, Sivice, 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 28-20-01 žst. Luleč, železniční most v km 38,592
Stávající vlastník objektu:	-
Nový vlastník objektu:	Správa železnic, státní organizace
Správce objektu:	Správa železnic, státní organizace
Hlavní inženýr projektu:	Ing. Radoslav Molák
Odpovědný projektant objektu:	Ing. László Szíkora
Zpracovatel objektu	Ing. Igor Niko, PhD.
Kraj:	Jihomoravský
Pověřená obec:	Tučapy u Vyškova, Nemojany
Katastrální území:	Tučapy u Vyškova [771236], Nemojany [703184]
Staničení mostu – evidenční:	-
Staničení mostu – nové:	38,592
Bod křížení	X = 1157785,114
- s polní cestou	Y = 575419,461
Úhel křížení	106,21 g
Bod křížení	X = 1157775,710
- s vodotečí Rakovec	Y = 575407,984
Úhel křížení	61,31 g
Bod křížení	X = 1157709,720
- se stávající komunikací	Y = 575323,844
Úhel křížení	45,51 g
Traťový úsek:	TÚ 2301
Definiční úsek:	DÚ E1
Situování mostního objektu v terénu:	Objekt se nachází v staničním obvodu žst. Luleč
Účel objektu:	Mostní objekt převádí železniční trať
Počet kolejí na mostě stávající:	-
Počet kolejí na mostě nový:	2
Směrové vedení kol. na mostě – stávající:	kolej č.1 – kolej č.2 –

Směrové vedení kol.na mostě – nové:	kolej č.1 – oblouk – 2850 m, přechodnice L = 200 m
	kolej č.2 – oblouk – 2854,2 m + 3000 m, přechodnice L = 200 m
Výškové vedení koleje na mostě – stávající:	kolej č.1 –
	kolej č.2 –
Výškové vedení koleje na mostě – nové:	kolej č.1 – klesá 5,000 ‰, vodorovná 0,000 ‰
	kolej č.2 – klesá 4,993 ‰, vodorovná 0,000 ‰
Rychlost v traťovém úseku – stávající:	- km/h
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. ZDŮVODNĚNÍ OBJEKTU STAVBY

Nová mostní konstrukce je součástí dokumentace pro umístění stavby (DÚR) „Modernizace trati Brno – Přerov, 2.stavba Blažovice – Vyškov“, ve které je řešeno nahrazení stávající (rušené) jednokolejné trati novou dvoukolejnou tratí v rozdílné trase. Tato akce aktualizuje řešení navržená v rámci přípravné dokumentace (PD) akce „Modernizace trati Brno – Přerov, I. etapa Blažovice – Nezamyslice“ z roku 2009.

Maximální rychlost je 200 km/h a osová vzdálenost kolejí bude 4,2 m. Trať je vedena v nové trase. Nové přemostění je navrženo o 10-ti shodných polích s rozpětím 58,4 m, s délkou nosné konstrukce 599,85 m.

## 3. ÚZEMNÍ PODMÍNKY

Na základě dosud provedených průzkumných prací a jejich vyhodnocení je pro stavební objekt stanovena 3. geotechnická kategorie, (geotechnické konstrukce, ve smyslu ČSN EN 1997-1 – Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla).

## 4. POPIS NAVRŽENÉHO TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ OBJEKTU

### 4.1. Základní údaje

Délka přemostění:	596,20 m
Délka mostu:	632,92 m
Rozpětí nosné konstrukce:	598,60 m
Stavební výška:	7,35 - 10,35 m
Výška mostu:	cca 31,00 m
Volná výška pod mostem:	cca 22,50 m
Omezení volné výšky:	-
Světlost kolmá:	58,00 m
Šikmost mostu-pravá/levá, velikost úhlu šikmosti:	kolmý
Šikmá světlost:	-
Prostorové uspořádání na mostě:	2 x VMP 3,5
Šířka mostu (příp. šířka chodníku):	12,22 – 13,02 m (+ 0,30 m v místě trakce)
Volná šířka mostu:	12,22 - 13,32 m
Šířka mezi zábradlím:	11,57 – 12,37 m
Údaje zatížitelnosti objektu:	1,21 Z <sub>LM71</sub>
Údaje přechodnosti objektu:	-

Návrhové zatížení:

LM 71 dle ČSN EN 1991-2, klas. součinitel 1,21

SW/2 dle ČSN EN 1991-2

#### 4.2. Popis navrženého technického řešení

Nová mostní estakáda je navržena jako spřažená dvoukolejná mostní konstrukce. Ze statického hlediska je mostní konstrukce navržena jako soustava 1 x 10 prostých nosníků o rozpětí jednotlivých polí 10 x 60,0 m. Rozdělení mostní konstrukce na prostá pole je vzhledem k možným nerovnoměrným sedáním podpěr nejlepším řešením. Délka všech nosných konstrukcí je 59,9 m. Celková délka mostu je 632,92 m a šířka mostu je po délce proměnná od 12,44 do 12,98 m. Typem nosné konstrukce se jedná o spřažené ocelobetonové konstrukce tvořené příhradovými ocelovými nosníky se zakřiveným dolním pásem a s horní ŽB deskou mostovky. Stavební výška nosných konstrukcí je 10,35 m v polovině rozpětí a 7,35 m v místě uložení.

Ocelové příhradové nosníky bezsvislicové kosoúhlé soustavy jsou navrženy ve vzájemné vzdálenosti 5,5 m. Horní i dolní pasy příhradového nosníku jsou navrženy z uzavřeného truhlíkového (obdélníkového) průřezu s přesahující horní resp. dolní pásnicí. Diagonály jsou navrženy z uzavřeného truhlíkového (obdélníkového) průřezu, které jsou do horních a dolních pasů připojené přes styčnickové plechy vybíhající z jejich stěn. Nad ložisky jsou příhradové nosníky zakončeny podporovou svislicí uzavřeného průřezu. Modulární šířka jednoho příhradového nosníku je navržena na 0,7 m. Hlavní nosníky jsou v úrovni dolních pasů ztuženy kombinací rámového a příhradového ztužení. V příčném řezu jsou hlavní nosníky ztuženy nad podporami kombinací rámového a příhradového ztužení a také ve třetinách příčnický truhlíkového průřezu. Hlavní nosníky každé nosné konstrukce jsou natočeny ve směru spojnice průsečíků osy dané koleje a os uložení na jednotlivých podpěrách. Výška ocelových nosníků je 5,78 m v místě uložení a 8,78 m v polovině rozpětí jednotlivých polí. Na ztužení dolních pasů jsou posazeny revizní lávky šířky 4,65 m. Madla lávek jsou uchycena na diagonálách hlavního nosníku.

Ocelové nosníky budou provedeny jako celosvařované z oceli S355.

Pro uložení nosných konstrukcí jsou uvažována ocelová kalotová ložiska.

Výroba nosné ocelové konstrukce, včetně ložisek, je navržena v třídě provedení EXC3 dle ČSN EN 1990-2.

Výroba ocelových částí mostního vybavení (zábradlí a revizní zařízení) je navržena v třídě provedení EXC2 dle ČSN EN 1990-2.

Protikorozi ochrana všech ocelových konstrukcí bude provedena kombinovaným povlakem (žárově stříkaný kovový povlak + ochranný nátěrový systém) dle zásad uvedených v předpisech TKP SSD kap. 25B, SŽDC (ČD) S5/4 a v souboru norem ČSN EN 12944. Stupeň korozi agresivity atmosféry je pro SO 28-20-01 stanoven C4 dle ČSN EN ISO 12944-2. Barevný odstín PKO bude upřesněn v dalším projektovém stupni.

ŽB deska mostovky je s hlavními nosníky spojena pomocí spřahovacích trnů na horní pásnici horního pasu. Vzhledem k výškovému vedení koleje je deska vyspádována v podélném i v příčném směru. V úseku konstantní vzdáleností kolejí č.1 a č.2 (tedy 4,200 m) je deska mostovky vyspádována příčně směrem k ose koleje ve sklonu 2 ‰ a v nejtenčím místě má tloušťku 0,60 m. V podélném směru je povrch vyspádován střežovitě k jednotlivým odvodňovačům. Vykonzolování desky mostovky je vzhledem k rozdílnému natočení hlavních nosníků pod jednotlivými nosnými konstrukcemi proměnné na vnější i vnitřní straně.

Na vnějších konzolách mostovky jsou nasazeny monolitické ŽB římsy, které tvoří boční stěny žlabu kolejového lože. V římsách je také navrženo prostor pro kabelové žlaby o světlé šířce 0,5 m. V místech stožárů TV budou římsy rozšířeny. Podél koleje č.2 je na levé rímse umístěna protihluková stěna výšky 2,5 m nad TK. Šířka levé římsy je kvůli umístění PHS zvětšena na 0,64 m. Pravá římsa má standardní šířku 0,50 m a je na ní umístěno standardní úhelníkové trojmadlové zábradlí výšky 1,1 m.

Izolace desky mostovky je navržena dle zásad uvedených v TKP SSD kap.22 a ČSN 73 6280. Izolace se stává z natavovaných asfaltových pásů s tvrdou ochranou o celkové tloušťce 0,05 m.

Deska mostovky je navržena z betonu C35/45.

Na desce mostovky je zavěšen podélný odvodňovací systém, tvořený z nerezových horizontálních a svislých plastových potrubí o průměru DN 200. Systém odvodnění je sveden k pilířům, kterými je voda odvedena dolů k povrchu terénu.

Příčné mostní závěry jsou uvažovány jako lamelové, shora zakryté.

Všechny podpěry spodní stavby jsou, dle závěrečných technických doporučení z geotechnického průzkumu (viz. kap. Přílohy), založeny na vrtaných velkopřůměrových pilotách průměru  $D = 1200$  mm různé délky. Z hlediska geotechnické kategorie, spadá zakládání SO 28-20-01 do nejnáročnější 3. kategorie. Velkopřůměrové piloty budou prováděny těžkou vrtnou soupravou. Rozhodující část pilot bude prováděna pod hladinou podzemní vody. V nesoudržných zeminách a zvětralých úrovních horninového prostředí budou piloty paženy ocelovými výpažnicemi. V jílovitých soudržných zeminách již nebudou paženy.

Pro vrtání pilot budou zhotoveny dočasné ŽB šablony. Vrtání pilot bude probíhat z úrovně stávajícího terénu. Hlava piloty bude přebetonována min. o 600 mm a zbývající délka hluchého vrtání bude zasypana. Pro vrtání pilot pod základy pilířů P2 a P3 bude nutné vytvořit vyrovnané pracovní plošiny ve svahu stávajícího násypového tělesa. Toto vyžaduje zhotovení pažících stěn s víceúrovňovým kotvením.

Základy pilířů jsou po výšce jednou odstupňovány tak, aby bylo zatížení rozneseno na větší plochu. Půdorysné rozměry základu  $d \times š = 8,00$  m  $\times$  13,00 m (1. úroveň) a 11,50 m  $\times$  15,80 m (2. úroveň). Všechny pilíře jsou uvažovány jako plné železobetonové, čtyřstěnné, rozměrově shodné (liší se pouze výškou). Dřívky jsou tvořeny z dvou stojek a rozměry jsou 2,40 m  $\times$  4,80 m. Ve hlavě pilířů jsou navržena žebra výšky 1,50 m. Nejvyšším pilíř P4 dosahuje výšky 24,57 m od základové spáry po vrchol úložného prahu.

Opěry jsou navrženy s integrovanými rovnoběžnými křídly a dříkem vystupujícím ze závěrné zdi. Základ je společný a v podélném směru přesahuje dřík opěry. Rozšířená hlava závěrné zdi respektuje tvar kolejového lože na nosná konstrukci. Pro osazení mostního závěru bude v hlavě závěrné zdi ponechána kapsa. Vrchol závěrné zdi a křídel je opatřen římsami, které se v prvních metrech směrem od závěrné zdi sledují podélný sklon trati a dále klesají ve klonu 12 % tak, aby bylo dosaženo plynulého přechodu mezi otevřeným kolejovým ložem v trati a uzavřeným kolejovým ložem na mostní konstrukci. Na levé straně opěr je na římsách osazena PHS a na pravé straně standardní trojmadlové zábradlí železničního typu.

Výška opěr OP1 a OP2 je od úrovně ZS po vrchol říms cca 16,70 m resp. 14,60 m. Šířka opěr mezi lícovými plochami říms je 12,220 m (OP1) a 13,02 m (OP2). Opěry mají od líce předsazeného dříku po konce křídel délku 20,12 m (OP1) a 19,16 m (OP2). Na mostě bude do betonu opěr vyznačený rok výstavby otiskem v betonu.

Přechodové oblasti za opěrami jsou řešeny dle zásad uvedených v předpisu SŽDC S4 kap. 24. Délka přechodových oblastí je 61,35 m (OP1) a 52,50 m (OP2). Zásyp přechodových oblastí je navržen z nesoudržných nakupovaných materiálů, tak aby konstrukčně navazoval na konstrukci nového železničního tělesa.

Odvodnění rubu spodní stavby je řešeno pomocí horní a dolní úrovně rubové drenáže. Horní úroveň je umístěna na pláni železničního spodku a odvádí vodu na svahy nového železničního tělesa. Drenáž je v místě výstupu na terén osazena do betonového čelního bloku. Dolní úroveň drenáže je posazena na vrstvě spádového betonu, který je vyspádován směrem k závěrné zdi opěry. V závěrné zdi a dříku opěry je vytvořen otvor pro průchod drenáže, která je vyvedena na nový odlážděný terén před opěrou.

Isolace rubu spodní stavby je navržena dle zásad uvedených v TKP SSD kap. 22 a ČSN 73 6280. Isolace se stává z natavovaných asfaltových pásů, desek z extrudovaného polystyrenu a z měkké ochranné vrstvy geotextilie. Isolace horního povrchu hlavy závěrné zdi odpovídá izolačnímu systému desky mostovky. Veškeré plochy spodní stavby v kontaktu se zemínou jsou opatřeny asfaltovým nátěrem proti zemní vlhkosti.

Nosné konstrukce jsou na opěrách a pilířích uloženy na dvojici hrncových ložisek.

Příčné mostní závěry jsou navrženy lamelové vodonepropustné odvodněné do podélného žlabu.

Na pravé římsě mostu bude osazeno ocelové úhelníkové zábradlí výšky 1,10 m. V římsách na každé straně NK jsou umístěny kabelové žlaby.

Protikoroziní ochrana nových ocelových konstrukcí je navržena na stupeň koroziní agresivity C5-I velmi vysoká (průmyslová) dle SŽDC (ČD) S5/4, Tab. 2/1.

Požadovaná životnost pro nátěrové systémy je velmi vysoká dle SŽDC (ČD) S5/4, Tab. 1.

Požadovaná životnost pro kovové povlaky je velmi dlouhá dle SŽDC (ČD) S5/4, Tab. 1.

Jako ochrana proti účinkům bludných proudů jsou na mostě navržena ochranná opatření pro stupeň č. 4. Je třeba postupovat v souladu s předpisem SŽDC (ČD) SR 5/7 (S) „Ochrana železničních mostních objektů proti účinkům bludných proudů“ a TKP staveb železničních drah v ČR v případě železničních objektů. Na mostních objektech budou umístěny kontrolní měřicí body (KMB), které se vodivě propojí s ocelovou výztuží. Vybudování kontrolních měřících bodů na mostních objektech bude začleněno do projektu těchto objektů. Vzhledem k tomu, že projektem řešená novostavba tratě bude elektrifikována střídavou trakcí, není nutné provádět koroziní průzkum na ostatních kovových úložných zařízeních, které nejsou ve správě SŽDC s.o. Na nově vybudovaných železobetonových objektech bude po uvedení stavby do

zkušebního provozu proveden korozní průzkum. Tato měření musí být dlouhodobá s elektronickým záznamem naměřených hodnot. U železobetonových staveb je rozsah průzkumů a měření dán projektovou dokumentací jednotlivých objektů (viz počet dilatačních celků a navržených KMB).

## 5. STATICKÝ VÝPOČET

### 5.1. Materiály

#### A. konstrukční ocel – S355+N

mez kluzu charakteristická $t \leq 16 \text{ mm}$	$f_{y,a,k}$	=	355	MPa
mez kluzu návrhová - $\gamma_{M0} = 1.0$ – trvalá či dočasná návrhová situace	$f_{y,a,d}$	=	355	MPa
mez kluzu návrhová - $\gamma_{M1} = 1.1$ – trvalá či dočasná návrhová situace	$f_{y,a,d}$	=	322,7	MPa
mez kluzu charakteristická $16 < t \leq 40 \text{ mm}$	$f_{y,a,k}$	=	345	MPa
mez kluzu návrhová - $\gamma_{M0} = 1.0$ – trvalá či dočasná návrhová situace	$f_{y,a,d}$	=	345	MPa
mez kluzu návrhová - $\gamma_{M1} = 1.1$ – trvalá či dočasná návrhová situace	$f_{y,a,d}$	=	313,6	MPa
mez kluzu charakteristická $40 < t \leq 63 \text{ mm}$	$f_{y,a,k}$	=	335	MPa
mez kluzu návrhová - $\gamma_{M0} = 1.0$ – trvalá či dočasná návrhová situace	$f_{y,a,d}$	=	335	MPa
mez kluzu návrhová - $\gamma_{M1} = 1.1$ – trvalá či dočasná návrhová situace	$f_{y,a,d}$	=	304,5	MPa
modul pružnosti v tahu a tlaku	$E_a$	=	210000	MPa
modul pružnosti ve smyku	$G_a$	=	810000	MPa
součinitel příčné deformace (Poissonův součinitel)	$\nu_a$	=	0,3	
součinitel tepelné roztažnosti	$\alpha_a$	=	0,000012	
objemová tíha	$\rho_a$	=	78,500	kN/m <sup>3</sup>

#### Beton

Pevnostní a deformační charakteristiky jsou určeny podle ČSN EN 1992-1-1, tab. 3.1. Pevnostní třída betonu pro tento most je navržena C35/45 dle ČSN EN 206-1,  $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$ . Návrhová pevnost betonu v tlaku se stanoví ze vztahu:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 30 / 1,5 = 17,0 \text{ MPa} \quad \text{pro základní kombinaci zatížení}$$

	$f_{ck}$ [MPa]	$f_{ck,cube}$ [MPa]	$f_{cm}$ [MPa]	$f_{ctm}$ [MPa]	$f_{ctk,0.05}$ [MPa]	$f_{ctk,0.95}$ [MPa]	$E_{cm}$ [GPa]
<b>BETÓN</b>	35,0	45,0	43,0	3,5	2,2	4,6	34
<b>C35/45</b>	$\epsilon_{c1}$ [‰]	$\epsilon_{cu1}$ [‰]	$\epsilon_{c2}$ [‰]	$\epsilon_{cu2}$ [‰]	$n$	$\epsilon_{c3}$ [‰]	$\epsilon_{cu3}$ [‰]
	2,25	3,50	2,00	3,50	2,00	1,75	3,50



**• Betonářská výztuž**

Na mostě bude použita betonářská výztuž B500B,  $f_{yk} = 500$  MPa. Návrhová mez kluzu betonářské výztuže se stanoví ze vztahu:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 434,8 \text{ MPa} \quad \text{pro základní kombinaci zatížení}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,00 = 500,0 \text{ MPa} \quad \text{pro mimořádnou kombinaci zatížení}$$

**5.2. Výpočetní model a metodika výpočtu****Metodika výpočtu**

1. 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).

**Výpočetní modely**

Pro zjištění vnitřních sil, napětí, reakcí na ložiska a ostatních účinků zatížení byl vytvořen prostorový deskostěnový a prutový výpočetní model v programu MIDAS Civil 2021

Tento model byl dle potřeby zatížen veškerým uvažovaným zatížením.

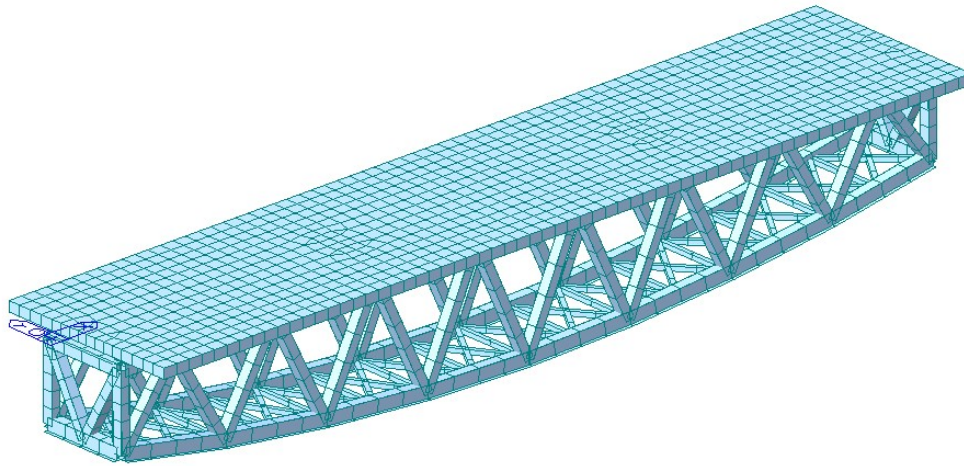
Ve výpočetním modelu byl most modelován deskostěnovými prvky, obdélníkovými a trojúhelníkovými. Pruty ocelové konstrukce byli modelovány prutovými prvky. Pruty byli napojeny rámově.

Veškerá zatížení stálá, proměnná i mimořádná byla modelována ve své reálné poloze a přesně dle požadavků ČSN EN 1991.

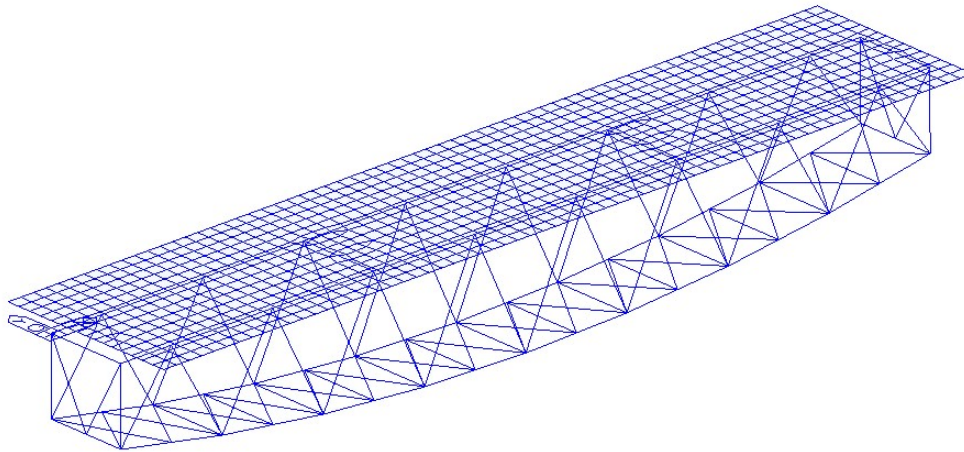
V modelu bylo zohledněno smršťování a dotvarování.

Konstrukce byla modelována po fázích odpovídajících postupu výstavby spřažené konstrukce, včetně stavu na konci životnosti (100let).

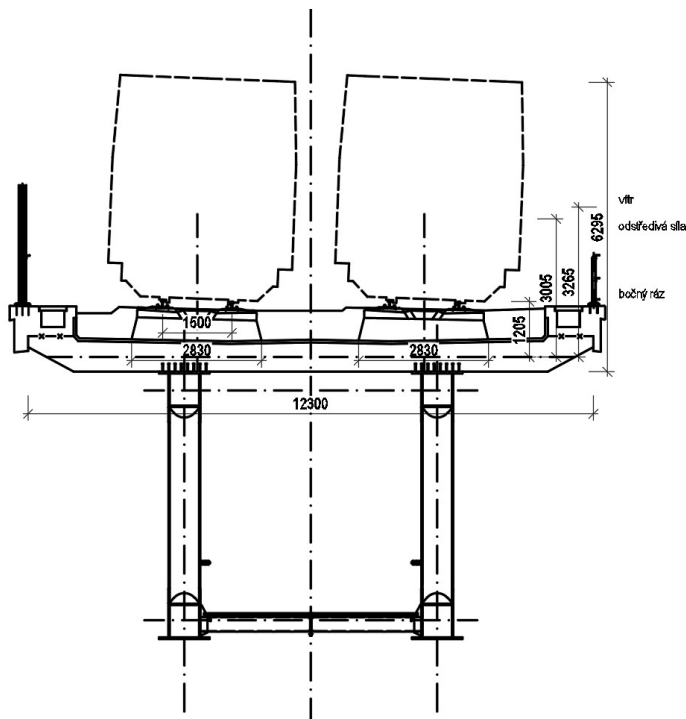
PostCS



PostCS



### 5.3. Zatížení



Obr. 1 Příčný rez konstrukce se zakótovanými vzdálenostmi pro výpočet zatížení

Zatěžovací šířka byla určena roznosem 4:1 od pražce po hranu desky.

ZŠ = 2,830 m

no.	Kategorie	Označení	Popis	$V_{G,sup}$	$V_{G,inf}$
ZS01	Stále	G.vl	Vlastní tíha	1.35	1.00
ZS02		G.SVI	Izolace	1.35	1.00
ZS03		G.KL	Kolajové lože	1.35	1.00
ZS04		G.KR	Kolajový rošt	1.35	1.00
ZS05		G.MV	Mostné vybavení	1.35	1.00
ZS06	Premenné dopravní	Q.LM71	LM71	1.45	0.00
ZS07		Q.SW/2	SW/2	1.20	0.00
ZS08		Q.BR	Boční ráz	1.45	0.00
ZS09	Premenné ostatní	T.N	Teplota	1.50	0.00
ZS10		Q.W	Vítr	1.50	0.00
ZS11		Q.FP	Údržba (lávka)	1.50	0.00
ZS12	Mimořádné	Q.A	Zatížení vykojením vlaku	1.40	0.00

#### Stálé zatížení

##### Vlastní tíha

Vlastní tíha prvků ocelové nosné konstrukce a betonové desky zadaných v modelu je generována přímo programem na základě zadané průřezové plochy a měrné hmotnosti oceli.

Objemová tíha oceli v programu: 7850 kg/m<sup>3</sup>

Objemová tíha ŽB v programu: 2500 kg/m<sup>3</sup>

## Izolace

Izolace bezešvá

skladebná tloušťka maximální	$t_{SVI}$	=	0.01	m
objemová tíha charakteristická	$r_{SVI,k}$	=	15.0	kN/m <sup>3</sup>
zatížení SVI nosné konstrukce, plošné, char. hodnota	$g_{SVI,0,k}$	=	0.15	kN/m <sup>2</sup>

Zatížení SVI bylo modelováno plošně na šířku spodního plechu mezi hlavní nosníky.

## Kolajové lože

objemová tíha charakteristická	$r_{KL,k}$	=	20.0	kN/m <sup>3</sup>
priemerná hrúbka kolejového lože	$h_{KL}$	=	0.740	m
zatížení nosné konstrukce kolejovým ložem, charakteristická hodnota	$g_{KL,k}$	=	14.80	kN/m <sup>2</sup>

 Zatížení kolejového lože bylo modelováno plošně na šířku desky mezi římsou. Odchylka +-30% zatížení kolejovým ložem je v modelu zohledněna součinitelem 1,30 v kombinaci Stale<sub>sup</sub> a 0,70 v kombinaci Stale<sub>inf</sub>.

## Kolejový rošt

přítížení kolejového lože betonovými pražci s upevňovacími	$g_{kra,k}$	=	1.5	kN/m koleje
tíha páru kolejnic UIC-60	$g_{krb,k}$	=	1.2	kN/m koleje
celkem na m koleje	$g_{kr,k}$	=	2.7	kN/m koleje
celkem na zařazovací šířku	$g_{kr,ZS,k}$	=	1.9	kN/m <sup>2</sup>

Zatížení kolejovým roštem bylo modelováno liniově

### Ostatní stále zatažení

Římsa byla modelována jako liniové zatažení. 20kN/m

Zatažení od PHS byla modelována liniově 1.5kN/m

### Proměnné dopravní zatížení

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 brzdní síly, a zatížení od trakčního vedení a od jiné železniční infrastruktury a zařízení. Pro mimořádné návrhové situace se uvažuje účinek vykojené železniční dopravy.

Zatěžovací soupravy uvažovány byly LM71 a SW/2.

### Zatížení železniční dopravou LM71

Třída trati dle předpisu 18/1986-PMK – 1.

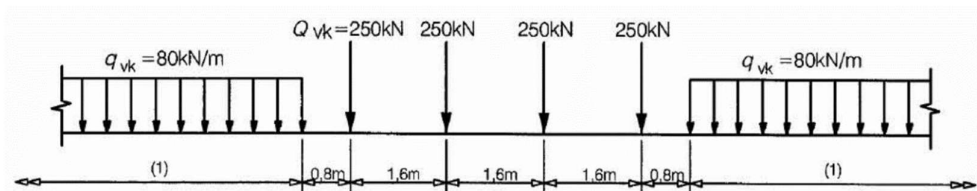
 Klasifikační součinitel  $\alpha = 1,21$  [-]

Je uvažována excentricita zatížení vlivem nerovnoměrného naložení vozů dle ČSN EN 1991-2 o velikosti +/- 80 mm.

Zatížení bylo umístěné so zohledněním posunu koleje +-100 mm.

$$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_0} - 0,2} + 0,82 [-]$$

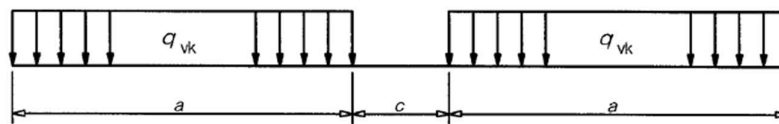
Svislé zatížení je reprezentováno modelem zatížení LM71 s klasifikačním součinitelem  $\alpha = 1,21$  (ČSN EN 1991-2 čl. 6.3.2).



Obr. 2 Model zatížení LM 71 a charakteristické hodnoty svislých zatížení

### Model zatížení SW/2

ČSN EN 1991-2 čl. 6.3.3



Obrázek 6.2 – Modely zatížení SW/0 a SW/2

Tabulka 6.1 – Charakteristické hodnoty svislého zatížení pro modely zatížení SW/0 a SW/2

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. 3 Model zatížení SW/2 a charakteristické hodnoty svislých zatížení

### Excentricita svislého zatížení

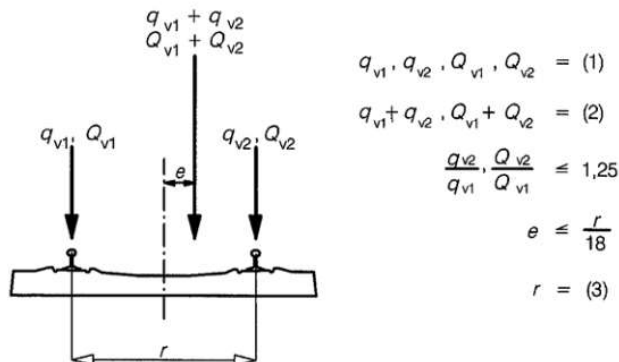
ČSN EN 1991-2 čl. 6.3.5

### 6.3.5 Excentricita svislých zatížení (model zatížení 71 a SW/0)

(1)P Účinek bočního (příčného) posunutí svislých zatížení se musí uvažovat poměrem kolových zatížení u všech náprav až do 1,25 : 1,00 na kterékoli koleji. Výsledná excentricita  $e$  je uvedena na obrázku 6.3.

Excentricitu svislých zatížení lze při posuzování na únavu zanedbat.

POZNÁMKA Požadavky pro uvažování polohy a tolerance polohy kolejí jsou uvedeny v 6.8.1.



#### Legenda

- (1) rovnoměrné zatížení a osamělé síly na každé kolejnici
- (2) LM71 (a SW/0, kde se požaduje)
- (3) příčná vzdálenost mezi kolovými zatíženími

Obrázek 6.3 – Excentricita svislých zatížení

$e = 80 \text{ mm}$

Excentricita svislých zatížení byla zohledněna formou přitažení, resp. odlehčení NK, v obou možných směrech.

#### Odstředivá síla LM71

Kolej na mostě je v směrovém oblouku, je nutno zohlednit vliv odstředivé síly ČSN EN 1991-2 čl. 6.5.1. V ZS byl zohledněn i vliv excentricity, v kombinaci s odstředivou silou.

$$Q_{zk} = \frac{v^2}{g \times r} (f \times Q_{vk}) = \frac{V^2}{127r} (f \times Q_{vk}) \quad (6.17)$$

$$q_{zk} = \frac{v^2}{g \times r} (f \times q_{vk}) = \frac{V^2}{127r} (f \times q_{vk}) \quad (6.18)$$

kde  $Q_{zk}, q_{zk}$  jsou charakteristické hodnoty odstředivých sil [kN, kN/m];

$Q_{vk}, q_{vk}$  charakteristické hodnoty svislých zatížení stanovených v 6.3 (kromě případného zvýšení pro dynamické účinky) pro modely zatížení 71, SW/0, SW/2 a "nezatížený vlak". Pro model zatížení HSLM se má charakteristická hodnota odstředivé síly stanovit použitím modelu zatížení 71;

$f$  je redukční součinitel (viz dále);

$v$  maximální rychlost podle 6.5.1(5) [m/s];

$V$  maximální rychlost podle 6.5.1(5) [km/h];

$g$  gravitační zrychlení [9,81 m/s<sup>2</sup>];

$r$  poloměr zakřivení oblouku [m].

#### Rozjezdové a brzdné síly

ČSN EN 1991-2 čl. 6.5.3



### Boční ráz

ČSN EN 1991-2 čl. 6.5.2

Hodnota bočního rázu je uvažovaná  $Q_{sk} = 100$  kN. Nenásobí se dynamickým součinitelem, násobí se součinitelem  $\alpha$ . Vzdálenosti viz. Obr. 1.

### Teplota

ČSN EN 1991-1-5 čl. 6.1.4

Hodnoty nerovnoměrné složky teploty mostu pro 1. typ – ocelová konstrukce:

Typ nosné konstrukce	Horní povrch teplejší než dolní	Dolní povrch teplejší než horní
	$\Delta T_{M,heat} (^{\circ}C)$	$\Delta T_{M,cool} (^{\circ}C)$
1. ocelová nosná konstrukce	18	13
2. ocelobetonová nosná konstrukce	15	18
3. betonová nosná konstrukce		
– betonový komorový nosník	10	5
– betonový nosník	15	8
– betonová deska	15	8
POZNÁMKA 1 Hodnoty uvedené v tabulce jsou horními mezními hodnotami lineárně proměnné složky teploty pro reprezentativní vzorek geometrie mostů.		
POZNÁMKA 2 Hodnoty uvedené v tabulce pro mosty pozemních a drážních komunikací vycházejí z 50 mm tloušťky mostního svršku. Pro jiné tloušťky mostního svršku lze tyto hodnoty vynásobit součinitelem $k_{sur}$ . Doporučené hodnoty součinitele $k_{sur}$ jsou uvedené v tabulce 6.2.		

Obr. 4 Doporučené hodnoty lineárních teplotních rozdílů pro různé typy nosných konstrukcí (ČSN EN 1991-1-5)

Mosty pozemních komunikací, lávky pro chodce a mosty drážních komunikací						
Tloušťka mostního svršku	1. typ		2. typ		3. typ	
	horní povrch teplejší než dolní	dolní povrch teplejší než horní	horní povrch teplejší než dolní	dolní povrch teplejší než horní	horní povrch teplejší než dolní	dolní povrch teplejší než horní
[mm]	$k_{sur}$	$k_{sur}$	$k_{sur}$	$k_{sur}$	$k_{sur}$	$k_{sur}$
bez svršku	0,7	0,9	0,9	1,0	0,8	1,1
vodotěsný nátěr <sup>1)</sup>	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,2	1,0	1,0	0,7	1,0
150	0,7	1,2	1,0	1,0	0,5	1,0
podloží (750 mm)	0,6	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0
<sup>1)</sup> Tyto hodnoty představují horní mezní hodnoty pro tmavé barvy.						

Obr. 5 Doporučené hodnoty součinitele  $k_{sur}$  (ČSN EN 1991-1-5)

Nerovnoměrná složka pro zkrácení  $\Delta T_{M,cool} = 8 \cdot 1,4 = 11,2$  °C

Nerovnoměrná složka pro prodloužení  $\Delta T_{M,heat} = 15 \cdot 0,6 = 9$  °C

### Vítr na vlak

ČSN EN 1991-4 čl. 6.5.4 čl. 4.

ČSN EN 1991-4 čl. 6.5.4 čl. 8.

### rychlost větru a dynamický tlak - základní hodnoty

kategorie terénu

II

místo stavby			Vyškov	
výchozí rychlost větru	$V_{b,0}$	=	25.00	m/s
výška horní hrany nejvýše položeného nosného prvku mostní konstrukce nad nejnižším bodem terénu	$Z$	=	28.40	m
součinitel směru větru	$C_{dir}$	=	1.00	-
součinitel ročního období	$C_{season}$	=	1.00	-
základní rychlost větru	$V_b$	=	$C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0}$	
		=	25.00	
<b>střední rychlost větru</b>				
součinitel orografie	$C_{0(z)}$	=	1.00	-
minimální výška	$Z_{min}$	=	2.00	m
parametr drsnosti terénu	$Z_0$	=	0.05	m
parametr drsnosti terénu pro kategorii terénu II	$Z_{0,II}$	=	0.05	m
maximální výška	$Z_{max}$	=	200.00	m
součinitel terénu	$k_r$	=	$0,19 \cdot (Z_0/Z_{0,II})^{0,07}$	
		=	0.19	-
součinitel drsnosti terénu pro $Z_{min} < Z < Z_{max}$	$C_{r(z)}$	=	$k_r \cdot \ln(Z/Z_0)$	
		=	1.21	-
střední rychlost větru	$V_m$	=	$C_{r(z)} \cdot C_{0(z)} \cdot V_b$	
		=	30.13	m/s
<b>turbulence větru</b>				
součinitel turbulence	$k_l$	=	1.00	-
intenzita turbulence pro $Z_{min} < Z < Z_{max}$	$I_v$	=	$k_l / (C_{0(z)} \cdot \ln(Z/Z_0))$	
		=	0.16	-
<b>maximální dynamický tlak</b>				
měrná hmotnost vzduchu	$\rho$	=	1.25	kg/m <sup>3</sup>
základní dynamický tlak větru	$q_b$	=	$0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2$	
		=	390.63	Pa
maximální dynamický tlak větru	$q_p(z)$	=	$[1+7 \cdot I_v(z)] \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot v_m^2(z)$	
		=	1193.24	Pa
součinitel expozice	$C_e$	=	$q_p(z)/q_b$	
		=	3.05	-
<b>statické zatížení větrem</b>				
vzhledem k malé pohledové ploše nosné konstrukce jednoznačně rozhoduje působení větru na dopravu				
<b>příčný vítr na zatážovací plochu</b>				
návětrná výška	$d_{tot}$	=	6.8	m
celková šířka mostu	$b$	=	10.400	m
poměr $b/d_{tot}$	$b/d_{tot}$	=	1.53	-
součinitel síly bez vlivu proudění volných konců (zatížený vlak)	$C_{fx,0}$	=	2.08	-
součinitel sil pro zatížení větrem ve směru x	$C_{f,x}$	=	$C_{fx,0}$	
		=	2.08	-



součinitel zatížení větrem	C	=	$C_e \cdot C_{f,x}$	
		=	6.35	-
tlak větru, na nosnou konstrukci, charakteristická hodnota	$q_{px}$	=	$0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C$	
		=	2.48	kN/m <sup>2</sup>
zatížení působí na nosnou konstrukci v jejím těžišti její pohledové plochy, kolmo na osu koleje				
návětrná plocha	$A_{f,x}$	=	6.80	m <sup>2</sup> /m
výška působíště zatížení větrem nad vztáznou rovinou pro posouzení NK				
(v polovině výšky ocelových nosníků $h_{st}/2$ )	$x_h$	=	3.80	m
zatížení větrem, na nosnou konstrukci				
vodorovná složka, charakteristická hodnota	$f_{wx}$	=	$q_{px} \cdot A_{f,x}$	
		=		
		=	16.88	kN/m

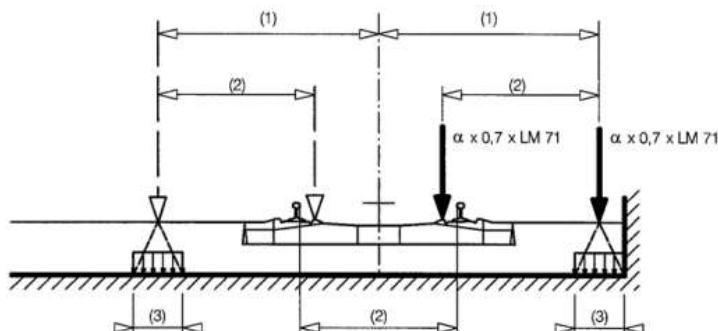
### Údržba

Proměnlivé zatažení od obslužné lávky byli modelovány plošně na desku. Hodnoty charakteristického zatížení byli 5 kN/m<sup>2</sup> jako pochůzná plocha.

### Mimořádné zatížení

#### Zatížení vykolejením vlaku

ČSN EN 1991-2 čl. 6.7



#### 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).

velikost zatížení odpovídá rovnoměrnému zatížení

návrhového zatěžovacího schématu LM71,

klasifikovaného součinitelem  $\alpha$

$$\alpha = 1.21$$

velikost zatížení se upravuje součinitelem působení k

$$k = 1.40$$

dynamický součinitel se neuvažuje

rovnoměrné přímkové zatížení, charakteristická hodnota

$$q_{dr,v,k} = \alpha \cdot 1,40 \cdot 80$$

$$= 123.2 \text{ kN/m koleje}$$

rovnoměrné přímkové zatížení, charakteristická hodnota

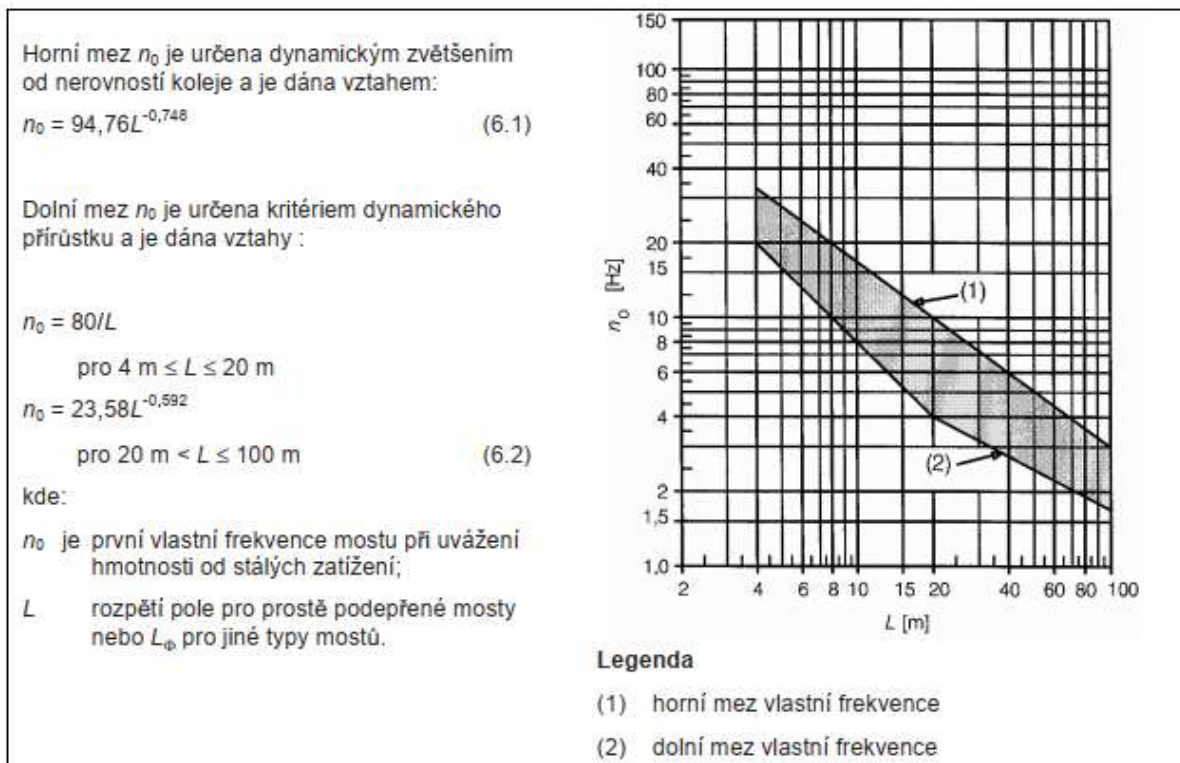
$$q_{dr,v,k} = \alpha \cdot 1,40 \cdot 80$$

$$= 385,0 \quad \text{kN}$$

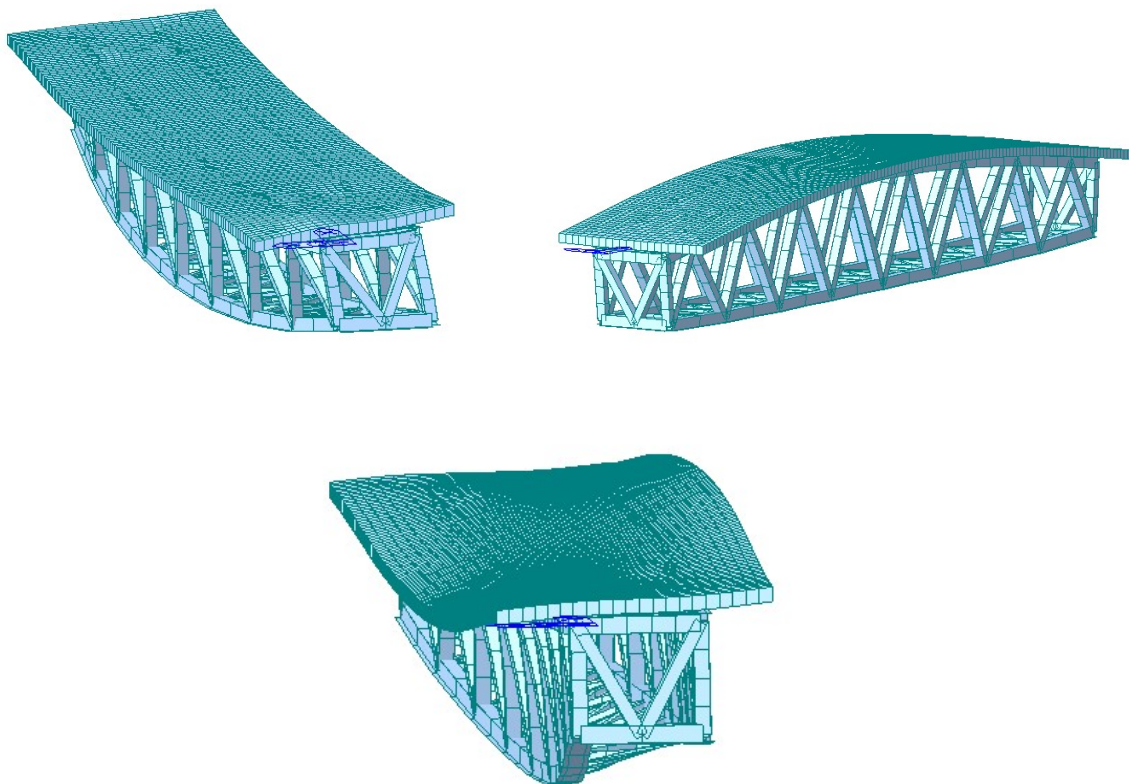
## DYNAMIKA

ČSN EN 1991-2 čl. 6.4.5

Stálé zatížení od kolejového lože bylo uvaženo s horní mezí, tj. se součinitelem 1.3.



Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
EIGENVALUE ANALYSIS							
	Mode No	Frequency		Period	Tolerance		
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)			
	1	14.295101	2.275136	0.439534	0.0000e+000		
	2	14.416805	2.294506	0.435824	0.0000e+000		
	3	19.995967	3.182457	0.314223	0.0000e+000		
	4	29.489173	4.693348	0.213068	1.1656e-069		
	5	29.761482	4.736687	0.211118	7.6055e-069		
	6	36.548069	5.816806	0.171916	1.1407e-056		
	7	38.773678	6.171022	0.162048	2.4203e-055		
	8	47.917274	7.626271	0.131126	3.5184e-043		
	9	51.618344	8.215315	0.121724	3.4076e-037		
	10	52.351819	8.332051	0.120018	1.9302e-037		
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT							



$$L_{\varphi} = 58,6 \text{ m}$$

$$\text{Dolní mez: } n_0 = 80/11,3 = 2,12$$

$$\text{Horní mez: } n_0 = 94,76 \cdot 11,28^{-0,748} = 4,51$$

$$\rightarrow n_0 = 2,21 \leq f = 2,28 \leq n_0 = 4,51 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

→ FREKVENCE JE V MEZÍCH GRAFU – DYNAMICKÁ ANALÝZA NENÍ POŽADOVÁNA

#### 5.4. Posouzení hlavní nosní konstrukce

##### Klasifikace průřezu

ČSN EN 1993-1-1 čl. 5.5

##### **Klasifikace stojiny při namáhání tlakovou silou**

délka vnitřní části	c	=	700	mm
tloušťka	t	=	30	mm
štíhlost části	c/t	=	23	-
mez kluzu oceli	f <sub>yk</sub>	=	355	MPa
vliv meze kluzu	ε	=	0,81	-

Limitní hodnoty  
 štíhlosti  
 třída  
 průřezu

1	$\epsilon * 33$	=	27
2	$\epsilon * 38$	=	31
3	$\epsilon * 42$	=	34

$c/t < 27$   
 $23 < 27$   
**třída 1**  
 =>

#### Klasifikace převislého konce pásnice při namáhání tlakovou silou

délka vnitřní

části	c	=	200	mm
tloušťka	t	=	40	mm
štíhlost části	c/t	=	5	-
mez kluzu				
oceli	f.yk	=	355	MPa
vliv meze kluzu	$\epsilon$	=	0,81	-

 Limitní hodnoty  
 štíhlosti  
 třída  
 průřezu

1	$\epsilon * 9$	=	7.3
2	$\epsilon * 10$	=	8.1
3	$\epsilon * 14$	=	11.3

$c/t < 7.3$   
 $5 < 7.3$   
**třída 1**  
 =>

#### Kombinace

ČSN EN 1990

#### Kombinace pro mezní stav únosnosti

Kombinační vztah 6.10a

Vztah je dán rovnicí:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Kombinační vztah 6.10b

Vztah je dán rovnicí:

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Kombinační vztah pro mimořádné návrhové situace

Vztah je dán rovnicí:

$$\Sigma G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ nebo } \psi_{2,1}) Q_{k1} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{ki}$$

Kombinační vztah pro posouzení křehkého lomu

$$E_d = E \{ A [T_{ed}] + \Sigma G_K + \psi_1 Q_{K1} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{Ki} \}$$

Kombinace pro mezní stav použitelnosti

Kombinační vztah pro charakteristickou kombinaci

Vztah je dán rovnicí:  $\Sigma G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \Sigma \psi_{0,i} Q_{k,i}$

### Součinitele zatížení

Kombinace a použité součinitele zatížení jsou v souladu s ČSN EN 1990

Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Předpětí	Hlavní proměnné zatížení (*)	Vedlejší proměnná zatížení (*)		Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Předpětí	Hlavní proměnné zatížení (*)	Vedlejší proměnná zatížení (*)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní		Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
(Výraz (6.10))	$\gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{G,int} G_{k,int}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$	(Výraz (6.10a))	$\gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{G,int} G_{k,int}$	$\gamma_P P$		$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Výraz (6.10b))	$\xi \gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{G,int} G_{k,int}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$							

(\*) Proměnná zatížení jsou ta, která jsou uvedena v tabulkách A2.1 až A2.3.

POZNÁMKA 1 Volba mezi (6.10), nebo (6.10a) a (6.10b) je uvedena v národní příloze. V případě použití (6.10a) a (6.10b) může národní příloha upravit (6.10a) tak, že zahrnuje pouze stálá zatížení.<sup>NP20)</sup>

POZNÁMKA 2 Hodnoty součinitelů  $\gamma$  a  $\xi$  lze stanovit v národní příloze. Při použití výrazů (6.10), nebo (6.10a) a (6.10b) jsou doporučené hodnoty součinitelů  $\gamma$  a  $\xi$  následující:<sup>NP20)</sup>

$\gamma_{G,sup} = 1,35$ <sup>1)</sup>

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

$\gamma_Q = 1,35$ , pokud Q reprezentuje nepříznivé působící zatížení od silniční dopravy nebo od chodců; (0 pro příznivá);

$\gamma_Q = 1,45$ , pokud Q reprezentuje nepříznivé působící zatížení od železniční dopravy, pro sestavy zatížení 11 až 31 (s výjimkou 16, 17, 26<sup>3)</sup> a 27<sup>3)</sup>), model zatížení 71, SW/0 a HSLM a skutečné vlaky, pokud se uvažují jako jednotlivá hlavní zatížení dopravou; (0 pro příznivá);

$\gamma_Q = 1,20$ , pokud Q reprezentuje nepříznivé působící zatížení od železniční dopravy, pro sestavy zatížení 16 a 17 a SW/2; (0 pro příznivá);

$\gamma_Q = 1,50$  pro ostatní zatížení dopravou a pro další proměnná zatížení;<sup>2)</sup>

$\xi = 0,85$  (takže  $\xi \gamma_{G,sup} = 0,85 \times 1,35 \approx 1,15$ ).

$\gamma_{Gset} = 1,20$  v případě pružné lineární analýzy a  $\gamma_{Gset} = 1,35$  v případě nelineární analýzy, pro návrhové situace, kdy nerovnoměrné sedání může mít nepříznivé účinky. Pro návrhové situace, kdy zatížení způsobená nerovnoměrným sedáním mohou mít příznivé účinky, se tato zatížení neuvažují.

Viz také EN 1991 až EN 1999 pro hodnoty  $\gamma$ , které se použijí pro vynucená přetvoření.

$\gamma_P$  = doporučené hodnoty definované v příslušných Eurokódech pro navrhování.

Obr. 6: ČSN EN 1990\_zm.A1\_2007, (odst. A2.3) – Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO) (soubor B)

### Skupiny zatažení od železniční dopravy a kombinační součinitele

ČSN EN 1991-2 čl. 6.8.2

**Tabulka 6.11 – Stanovení sestav zatížení železniční dopravou  
(charakteristické hodnoty vicesložkových zatížení)**

Počet kolejí na konstrukci			Sestavy zatížení			Svislé síly			Vodorovné síly			Poznámka
1	2	3	odkazy EN 1991-2	odkazy EN 1991-2	odkazy EN 1991-2	6.3.2/ 6.3.3	6.3.3	6.3.4	6.5.3	6.5.1	6.5.2	
		≥	počet zatížených kolejí	sestava zatížení	zatížená kolej	LM7 <sup>(1)</sup> SW/D <sup>(1),(2)</sup> HSLM <sup>(6),(7)</sup>	SW/2 <sup>(1),(3)</sup>	nezatížený vlak	rozjezd, brzdění <sup>(1)</sup>	odstředivá síla <sup>(1)</sup>	boční ráz <sup>(1)</sup>	
			1	gr11	T <sub>1</sub>	1			1 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup>	max. svislá 1 s max. podélnou
			1	gr 12	T <sub>1</sub>	1			0,5 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	max. svislá 2 s max. příčnou
			1	gr 13	T <sub>1</sub>	1 <sup>(4)</sup>			1	0,5 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup>	max. podélná
			1	gr 14	T <sub>1</sub>	1 <sup>(4)</sup>			0,5 <sup>(5)</sup>	1	1	max. boční
			1	gr 15	T <sub>1</sub>			1		1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	boční stabilita s „nezatíženým vlakem“
			1	gr 16	T <sub>1</sub>		1		1 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup>	SW/2 s max. podélnou
			1	gr 17	T <sub>1</sub>		1		0,5 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	SW/2 s max. příčnou
			2	gr 21	T <sub>1</sub> T <sub>2</sub>	1 1			1 <sup>(5)</sup> 1 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	max. svislá 1 s max. podélnou
			2	gr 22	T <sub>1</sub> T <sub>2</sub>	1 1			0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup> 1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup> 1 <sup>(5)</sup>	max. svislá 2 s max. příčnou
			2	gr 23	T <sub>1</sub> T <sub>2</sub>	1 <sup>(4)</sup> 1 <sup>(4)</sup>			1 1	0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	max. podélná
			2	gr 24	T <sub>1</sub> T <sub>2</sub>	1 <sup>(4)</sup> 1 <sup>(4)</sup>			0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	1 1	1 1	max. boční
			2	gr 26	T <sub>1</sub> T <sub>2</sub>	1 1	1		1 <sup>(5)</sup> 1 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	SW/2 s max. podélnou
			2	gr 27	T <sub>1</sub> T <sub>2</sub>	1 1	1		0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup> 1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup> 1 <sup>(5)</sup>	SW/2 s max. příčnou
			≥ 3	gr 31	T <sub>1</sub>	0,75			0,75 <sup>(5)</sup>	0,75 <sup>(5)</sup>	0,75 <sup>(5)</sup>	přídavný zatěžovací případ

- (1) všechny odpovídající součinitele ( $\alpha$ ,  $\Phi$ ,  $f$ , ...) se musí uvažovat.
- (2) SW/D se musí uvažovat jen pro spojitě trémové konstrukce.
- (3) SW/2 je třeba uvažovat jen pro určené tratě.
- (4) Při příznivém účinku se může součinitel redukovat na 0,5, nemůže být nula.
- (5) V příznivých případech se tyto nedominantní hodnoty musí uvažovat rovné nule.
- (6) HSLM a skutečné vlaky, pokud se požadují podle 6.4.4 a 6.4.6.1.1.
- (7) Pokud se požaduje dynamická analýza podle 6.4.4, viz také 6.4.6.5(3) a 6.4.6.1.2.
- (8) Viz také tabulka A2.3 v EN 1990

ČSN EN 1990 příl. A2



Tabulka A2.3 – Doporučené hodnoty součinitelů  $\psi$  železničních mostů

Zatížení		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2^{4)}$
Jednotlivé složky zatížení dopravou <sup>5)</sup>	LM 71	0,80	<sup>1)</sup>	0
	SW/0	0,80	<sup>1)</sup>	0
	SW/2	0	1,00	0
	Nezatížený vlak	1,00	–	–
	HSLM	1,00	1,00	0
	Rozjezdové a brzděné síly Odštědivé síly Síly interakce způsobené deformací od svislého zatížení	U jednotlivých složek zatížení dopravou v návrhových situacích, kde se zatížení dopravou uvažuje jako jedno vícesměrné hlavní zatížení a nikoli jako sestava zatížení, se mají použít stejné hodnoty součinitelů $\psi$ jako u vedlejších svislých zatížení		
	Boční ráz	1,00	0,80	0
	Zatížení na neveřejných lávkách	0,80	0,50	0
	Skutečné vlaky	1,00	1,00	0
	Vodorovný zemní tlak způsobený přitížením od zatížení dopravou	0,80	<sup>1)</sup>	0
	Aerodynamické účinky	0,80	0,50	0
Nejúčinnější zatížení dopravou (sestavy zatížení)	gr11 (LM71 + SW/0)	Max. svislé 1 a max. podélné	0,8	0
	gr12 (LM71 + SW/0)	Max. svislé 2 a max. příčné		
	gr13 (brzdění/rozjezd)	Max. podélné		
	gr14 (odštědivé/boční ráz)	Max. příčné		
	gr15 (nezatížený vlak)	Příčná stabilita s „nezatíženým“ vlakem		
	gr16 (SW/2)	SW/2 a max. podélné	0,80	0,70
	gr17 (SW/2)	SW/2 a maximální příčné		
	gr21 (LM71 + SW/0)	Max. svislé 1 a max. podélné		
	gr22 (LM71 + SW/0)	Max. svislé 2 a max. příčné		
	gr23 (brzdění/rozjezd)	Max. podélné		
	gr24 (odštědivé/boční ráz)	Max. příčné		
	gr26 (SW/2)	SW/2 a max. podélné		
	gr27 (SW/2)	SW/2 a maximální příčné		
	gr31 (LM71 + SW/0)	Doplňkové zatěžovací stavy		
			0,80	0,60
	Ostatní provozní zatížení	Aerodynamické účinky	0,80	0,50
		Obecná zatížení pro údržbu na neveřejných lávkách	0,80	0,50
	Zatížení větrem <sup>2)</sup>	$F_{wk}$	0,75	0,50
		$F_{w''}$	1,00	0
Zatížení teplotou <sup>3)</sup>	$T_k$	0,60	0,60	0,50
Zatížení sněhem	$Q_{s,k}$ (během provádění)	0,80	–	0
Staveništní zatížení	$Q_c$	1,0	–	1,0

<sup>1)</sup> 0,8 pro zatížení pouze 1 koleje;  
 0,7 pro současně zatížené 2 koleje;  
 0,6 pro 3 a více současně zatížených kolejí.  
<sup>2)</sup> Pokud zatížení větrem působí současně se zatížením dopravou, nemá se zatížení větrem  $\psi_0 F_{wk}$  uvažovat větší než  $F_{w''}$  (viz EN 1991-1-4). Viz A2.2.4(4).  
<sup>3)</sup> Viz EN 1991-1-5.  
<sup>4)</sup> Pokud se v trvalých a dočasných návrhových situacích ověřují přetvoření, součinitel  $\psi_2$  pro zatížení kolejovou dopravou se má uvažovat hodnotou 1,00. Pro seismické návrhové situace viz tabulka A2.5.  
<sup>5)</sup> Minimální hodnota současně příznivě působícího svislého zatížení s jednotlivými složkami zatížení železniční dopravou (např. odštědivými, rozjezdovými nebo brzdovými) je 0,5 LM71, atd.

POZNÁMKA 5 Pro zvláštní návrhové situace (např. výpočet nadvýšení mostu z hlediska estetického a hlediska odvodnění, výpočet průjezdního průřezu, apod.) lze požadavky na kombinace zatížení stanovit pro konkrétní projekt.

POZNÁMKA 6 Pro železniční mosty se občasné hodnoty proměnných zatížení neuvažují.

EE

## Mezní stav 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.

Hodnoty meze kluzu jsou uvažovány dle dodacích norem v souladu s ČSN EN 1993-2/Z1. Mez kluzu oceli fy dle dodacích norem ČSN EN 10025-3.

Steel grade	Minimum yield strength Reh MPa							
	Nominal thickness mm							
	≤16	>16 ≤40	>40 ≤63	>63 ≤80	>80 ≤100	>100 ≤150	>150 ≤200	>200 ≤250
S355N	355	345	335	325	315	295	285	275

Součinitele spolehlivosti materiálu oceli dle ČSN EN 1993-2 čl. 6.1.

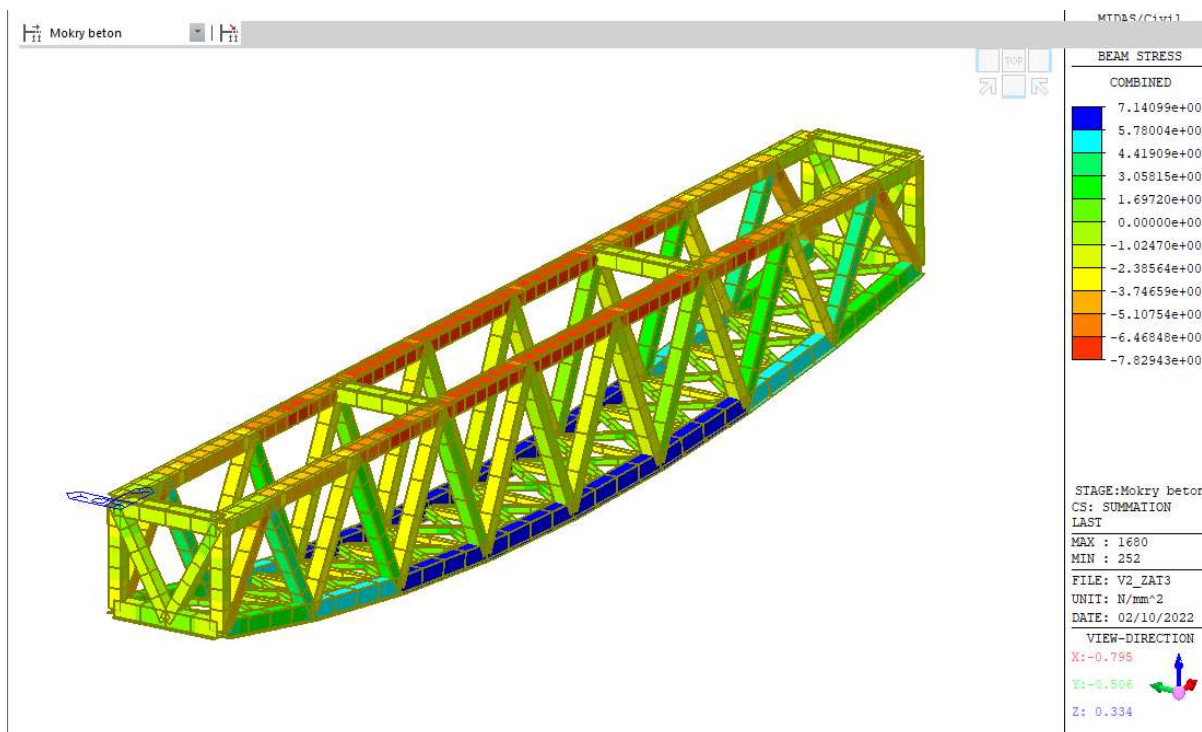
Deska nosné konstrukce, pilíře a opory jsou navrženy z betonu C35/45 a betonářské výztuže B500B. Návrh dle ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-2.

## Posouzení na MSÚ

Maximální napětí na spodním páse

Začátek životnosti (mokrý beton)

Montážní fáze, ocelová konstrukce zatížená mokrým betonem desky.

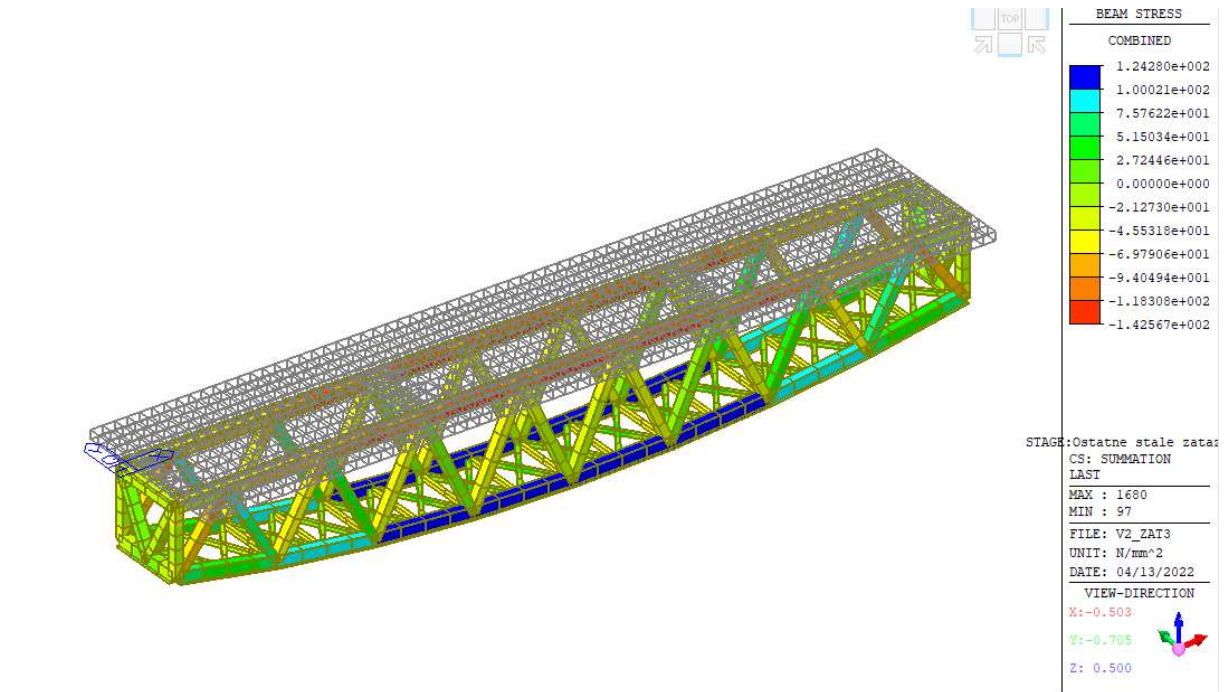


78 < 335 MPa –NAPĚTÍ **VYHOVUJE**



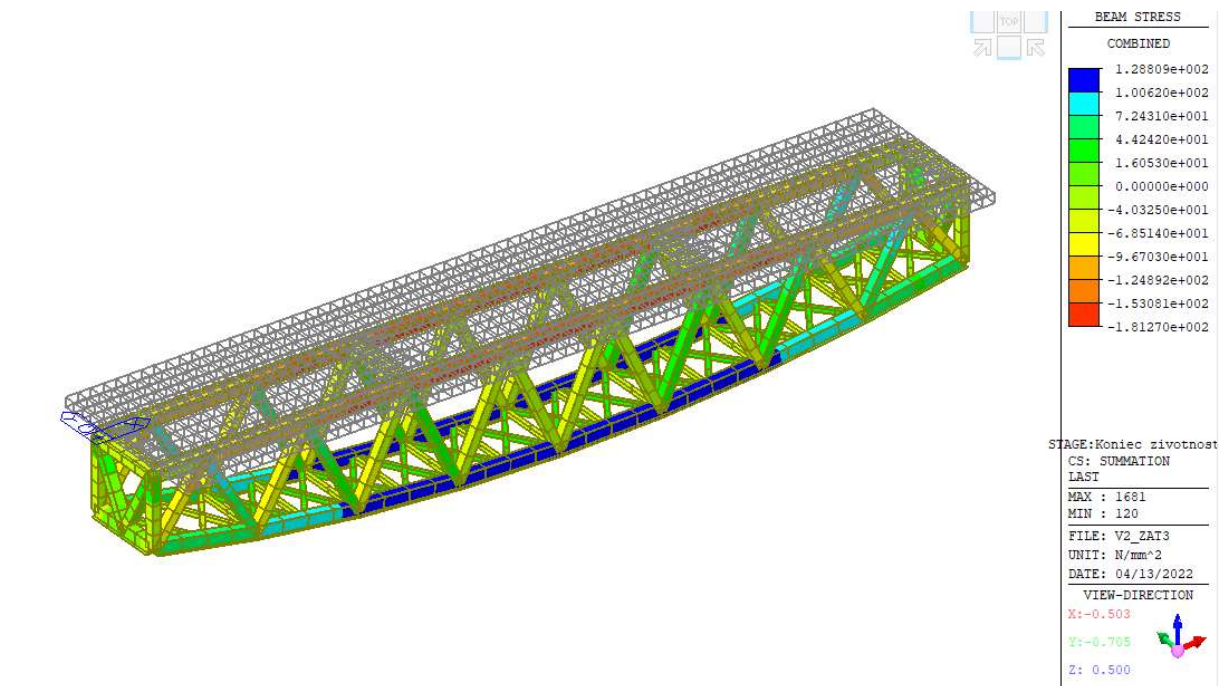
### Začátek životnosti

Spřažený průřez, všechno stále zatížení v čase 28 dní.



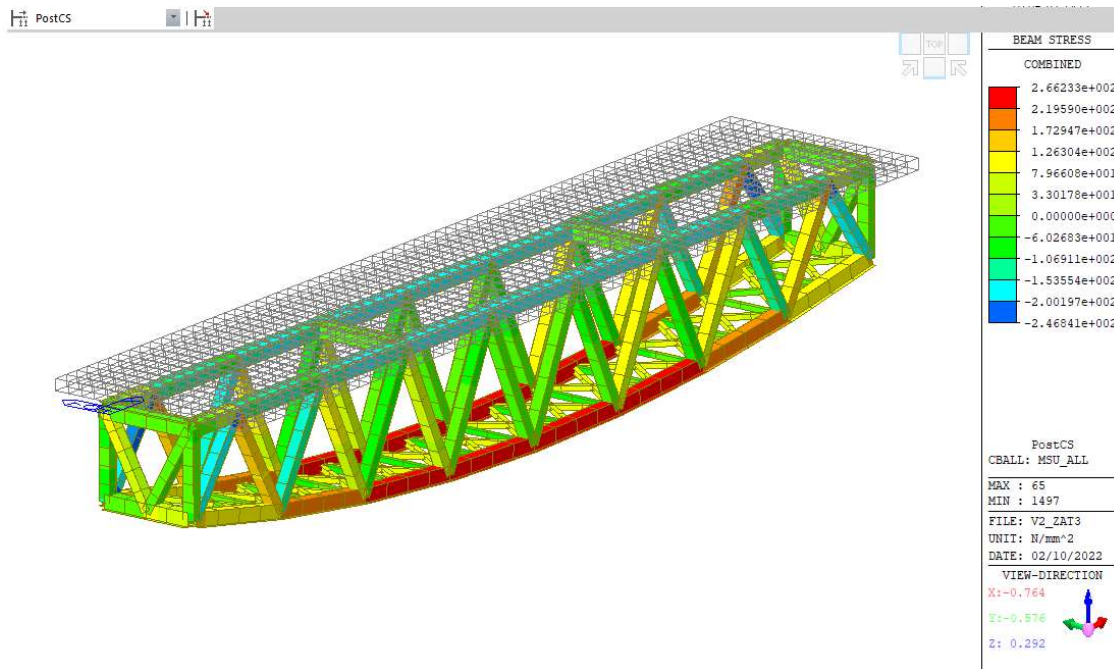
### Konec životnosti

Spřažený průřez, všechno stále zatížení v čase 100 let.



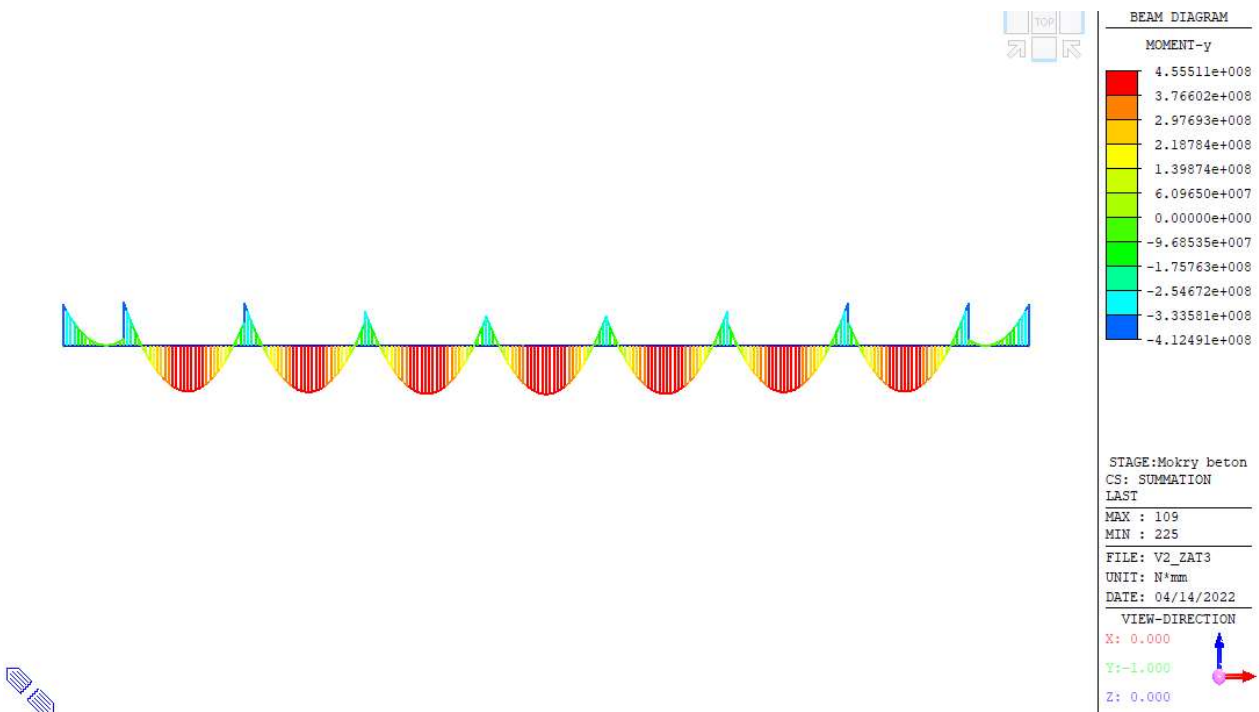
## Konec životnosti

Spřažený průřez, všechno stálé zatížení včetně proměnného zatížení v čase 100 let.



266 < 335 MPa –NAPĚTÍ **VYHOVUJE**

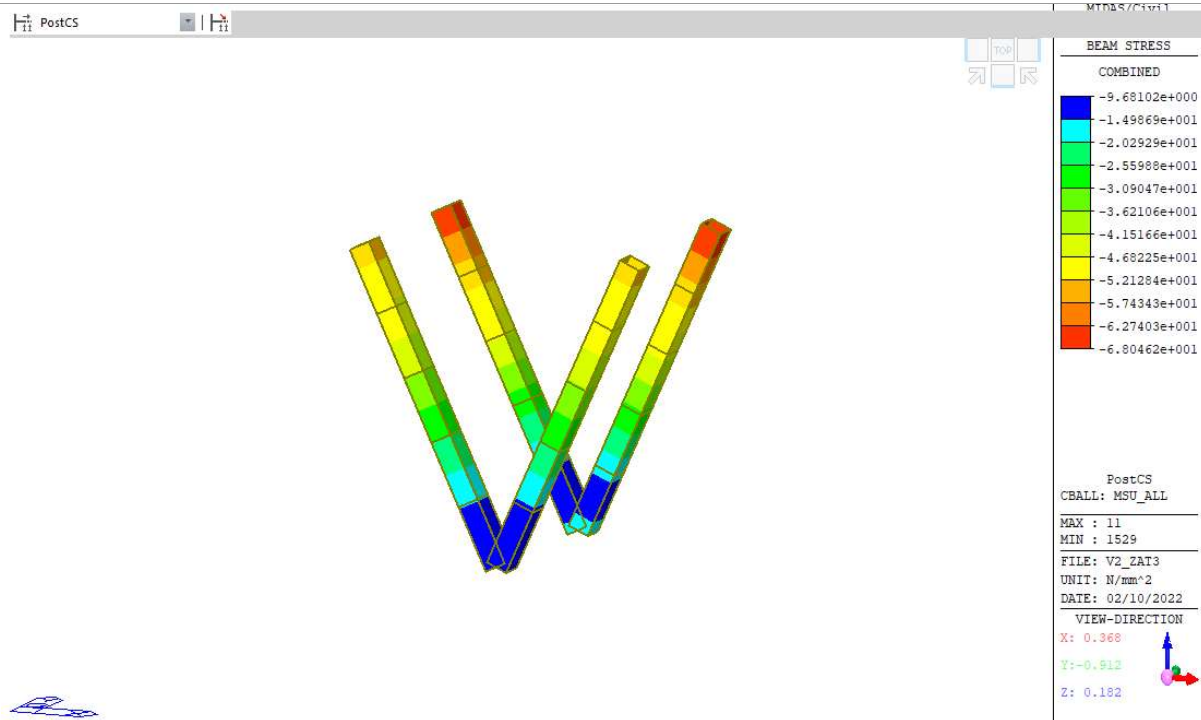
## Průběh ohybového momentu na horním páse



## Tlačená diagonála

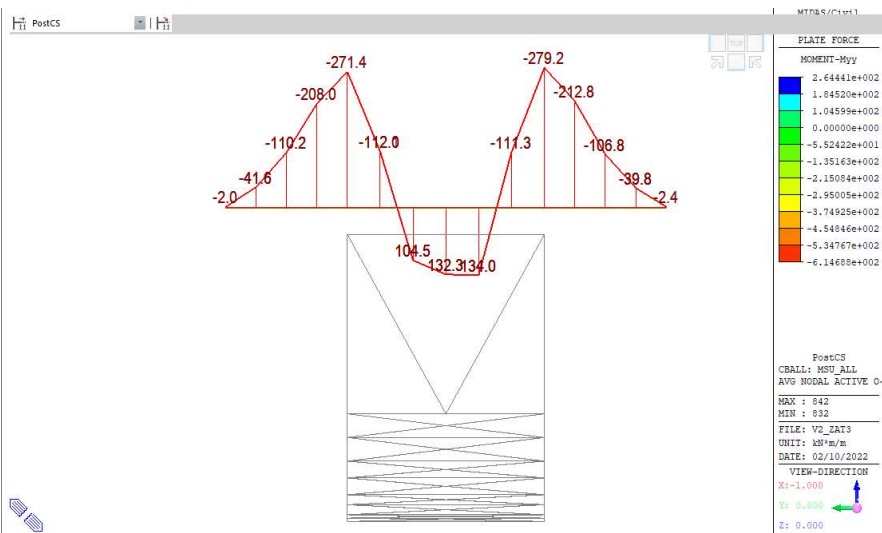
**VÝPOČET SÚČiniteľa VZPERU PODĽA STN EN 1993-1-1**

Riešený prvok:	Diagonála		
Vstupné údaje			
Dĺžka riešeného prvku		L =	8.61 m
Súčiniteľ vzpernej dĺžky	Kolmo k osi y	$\beta_y =$	1.00 -
	Kolmo k osi z	$\beta_z =$	1.00 -
Súčiniteľ vzpernej dĺžky	Kolmo k osi y	$L_{cr,y} =$	8.61 m
	Kolmo k osi z	$L_{cr,z} =$	8.61 m
Polomer zotrvačnosti	Kolmo k osi y	$i_y =$	0.22 m
	Kolmo k osi z	$i_z =$	0.27 m
Trieda prierezu		1	
Vzperná krivka	Kolmo k osi y	c	
	Kolmo k osi z	c	
Miera imperfekcie	Kolmo k osi y	$\alpha_y =$	0.49 -
	Kolmo k osi z	$\alpha_z =$	0.49 -
Výpočet súčiniteľa vzperu			
Odolnosť prierezu v tlaku		$N_{c,Rd} =$	31595.00 kN
Eulerova kritická sila	Kolmo k osi y	$N_{cr,y} =$	3956986.13 kN
	Kolmo k osi z	$N_{cr,z} =$	6101120.48 kN
Štíhlosť prúta	Kolmo k osi y	$\lambda_y =$	6.82 -
		$\lambda_y$	< 180
	Kolmo k osi z	$\lambda_z =$	5.50 -
		$\lambda_z$	< 180

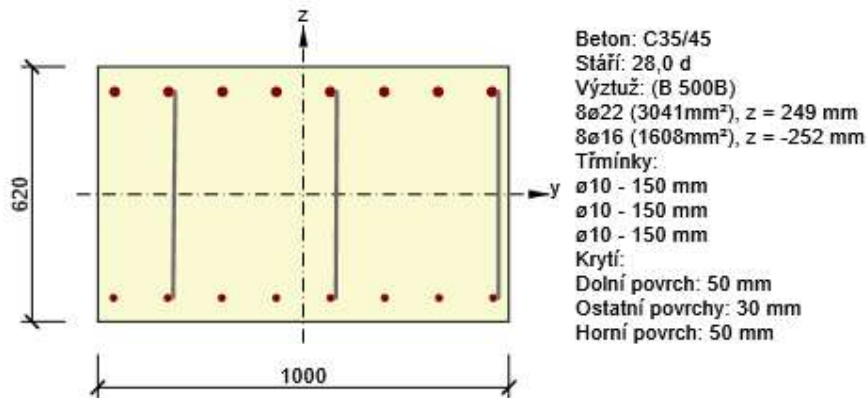


$68 < 335 \text{ MPa}$  –NAPĚTÍ **VYHOVUJE**

## 5.5. Posouzení průřezu desky



Návrh a posouzení výztuže desky bylo provedeno programem IDEA Statica.  
Průřez nad podepřením



Rozhodující typ posudku	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed,y</sub> [kNm]	M <sub>Ed,z</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	T <sub>Ed</sub> [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	80,0	270,0	0,0	250,0	0,0	85,8	OK
Typ posudku	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed,y</sub> [kNm]	M <sub>Ed,z</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	T <sub>Ed</sub> [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	80,0	270,0	0,0			71,1	OK
Smyk	80,0			250,0	0,0	76,0	OK
Interakce	80,0	270,0	0,0	250,0	0,0	85,8	OK
Omezení napětí	60,0	200,0	0,0			13,1	OK

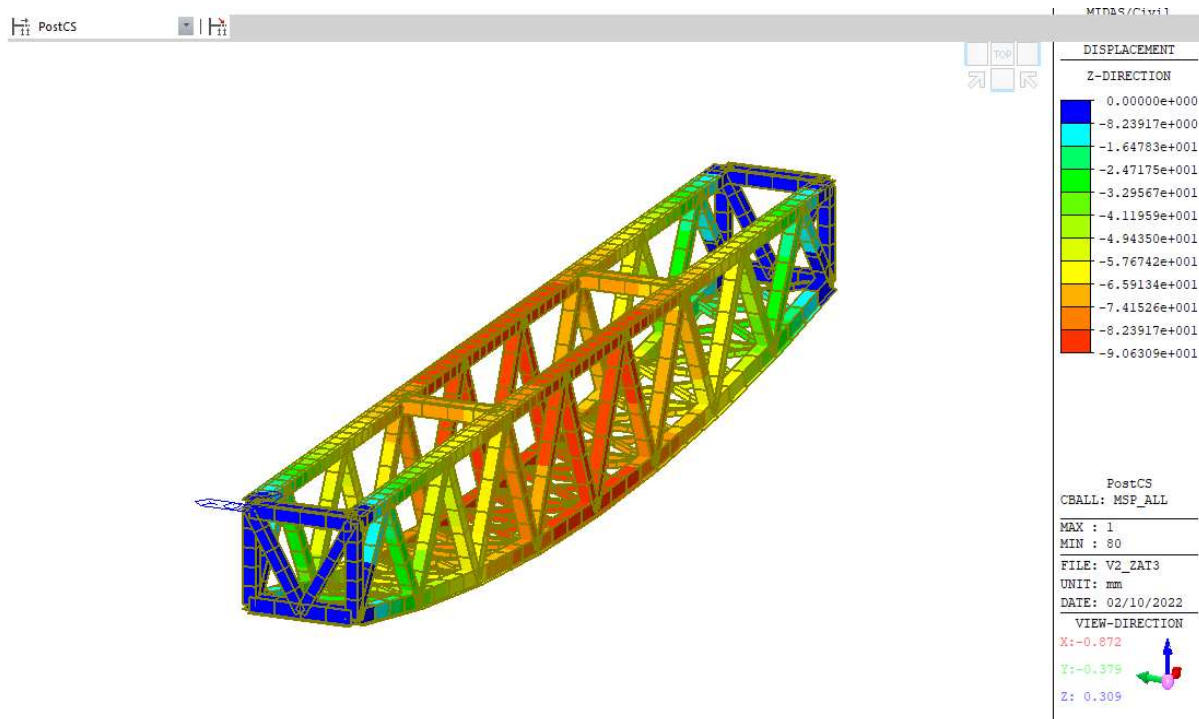
Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

### Mezní stav použitelnosti

#### Svislá přetvoření nosné konstrukce

ČSN EN 1990 ed.2

A2.4.4.2.3



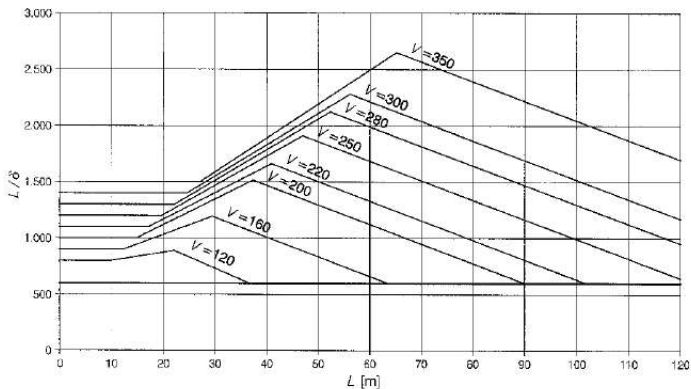
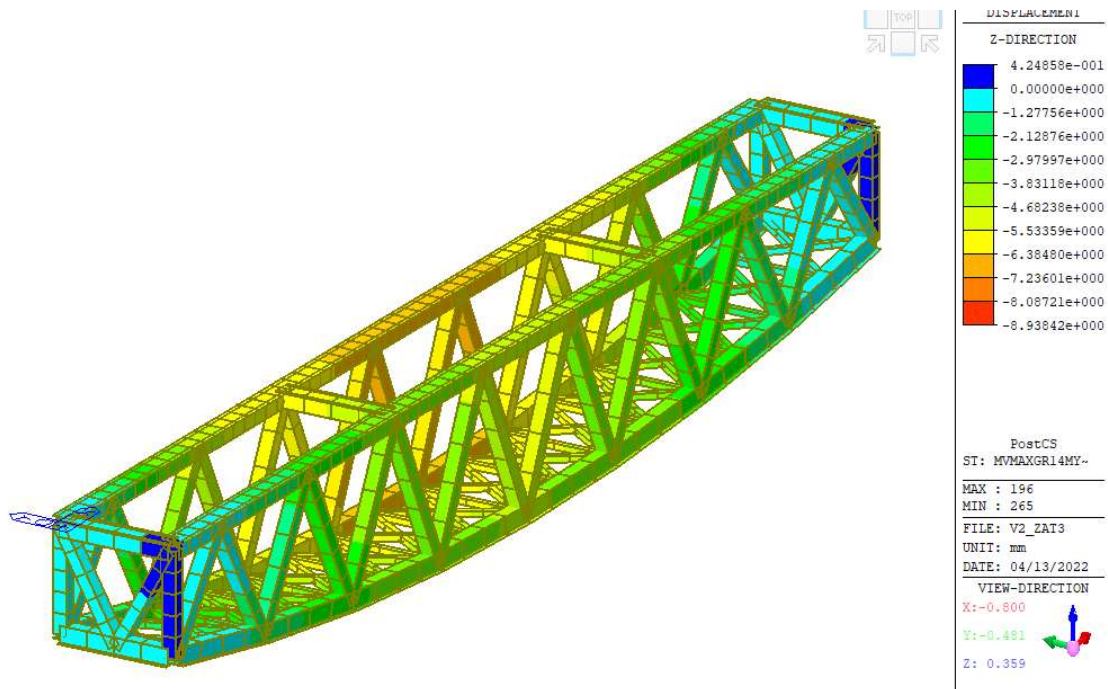
$$u_z = 90,6 \text{ mm} < u_{z, \text{lim}} = L/600 = 58600 / 600 = 97,7 \text{ mm} \rightarrow \textbf{VYHOVUJE}$$



## Svislá přetvoření z hlediska pohody cestujících

ČSN EN 1990 ed.2

### A2.4.4.3.2


 Součinitele uvedené v A2.4.4.3.2(5) se nemají používat pod hranici hodnot  $L/\delta = 600$ .


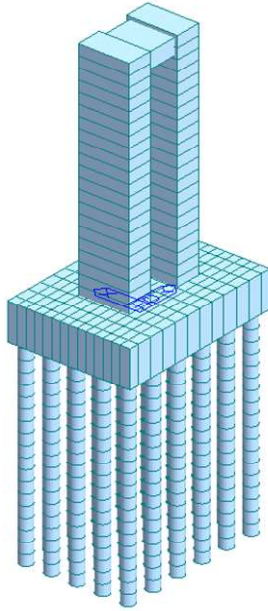
$$u_z = 8,9 \text{ mm} < u_{z, \text{lim}} = L/1200 = 58600 / 1200 = 48,8 \text{ mm} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

## 5.6. Posouzení spodní stavby a založení

### Posouzení Pilíř 3

Posouzený je nejvyšší pilíř P3 v programu Midas Civil podepřen pružinami na pilotách dle geologie.

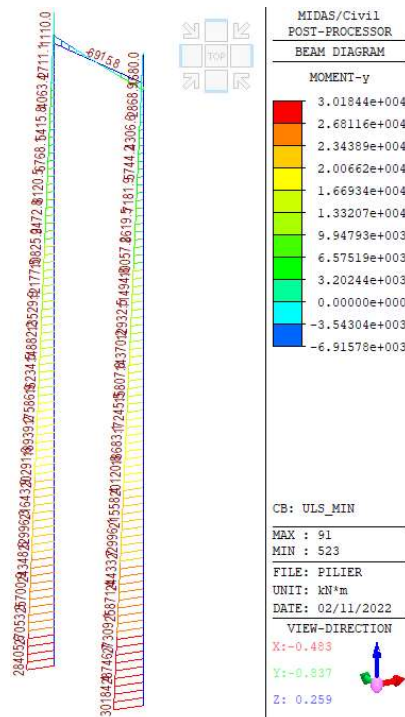
### Model


**Reakce z nosné konstrukce (kN)**

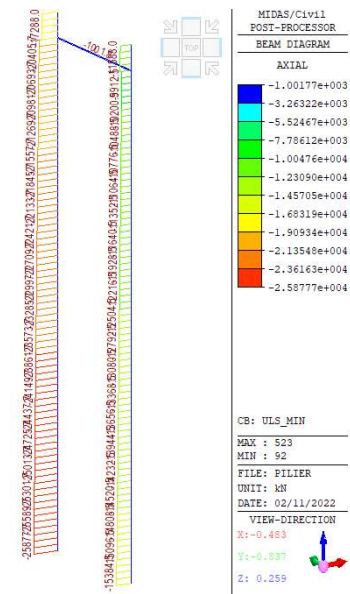
Node	Load	FX	FY	FZ
1	Subor C(max)	0,0	-155,2	11027,4
4	Subor C(max)	1043,8	-212,0	11083,0
20	Subor C(max)	0,0	0,0	14832,7
23	Subor C(max)	1613,7	0,0	15326,9
1	Subor C(min)	0,0	-790,7	5774,5
4	Subor C(min)	-1682,6	-904,2	5619,4
20	Subor C(min)	0,0	0,0	8461,9
23	Subor C(min)	-1114,2	0,0	8488,8
1	Subor C(all)	0,0	-790,7	11027,4
4	Subor C(all)	-1682,6	-904,2	11083,0
20	Subor C(all)	0,0	0,0	14832,7
23	Subor C(all)	1613,7	0,0	15326,9

## Vnitřní síly

### Průběh ohybových momentů $M_y$ [kNm]



### Průběh normálových sil $N$ [kN]

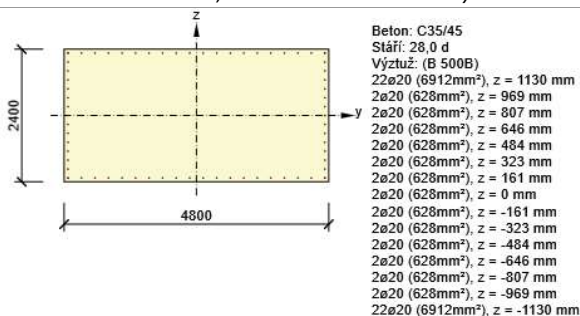


## Posouzení průřezu

Návrh a posouzení výztuže pilíře bylo provedeno programem IDEA Statica.

## Průřez ve vetknutí





Rozhodující typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-15400,0			1688,1	0,0	38,5	OK
Typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-15400,0	670,0	30180,0			21,3	OK
Smyk	-15400,0			1688,1	0,0	38,5	OK
Interakce	-15400,0	670,0	30180,0	1688,1	0,0	38,5	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

## Posouzení skupiny pilot

### Vstupní data

#### Projekt

Akce : Brno-Přerov 2. stavba  
 Část : SO 28-20-01  
 Popis : Založení piliře 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)  
 Dílčí 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

#### Třída F6, konzistence tuhá

Objemová tíha :	$\gamma$	=	19,60	kN/m <sup>3</sup>
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef}$	=	23,00	°
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$	=	12,00	kPa
Edometrický modul :	$E_{oed}$	=	5,00	MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	19,60	kN/m <sup>3</sup>

#### F8 CV, tuhá 10-20m

Objemová tíha :	$\gamma$	=	20,00	kN/m <sup>3</sup>
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef}$	=	23,00	°
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$	=	20,00	kPa
Edometrický modul :	$E_{oed}$	=	10,20	MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	20,00	kN/m <sup>3</sup>

#### F8 CV, tuhá/pevná 20-30m

Objemová tíha :	$\gamma$	=	20,00	kN/m <sup>3</sup>
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef}$	=	23,00	°
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$	=	28,00	kPa
Edometrický modul :	$E_{oed}$	=	25,50	MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	20,00	kN/m <sup>3</sup>

#### F8 CV, pevná 30-40m

Objemová tíha :	$\gamma$	=	20,00	kN/m <sup>3</sup>
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef}$	=	22,00	°
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$	=	32,00	kPa
Edometrický modul :	$E_{oed}$	=	51,00	MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	20,50	kN/m <sup>3</sup>

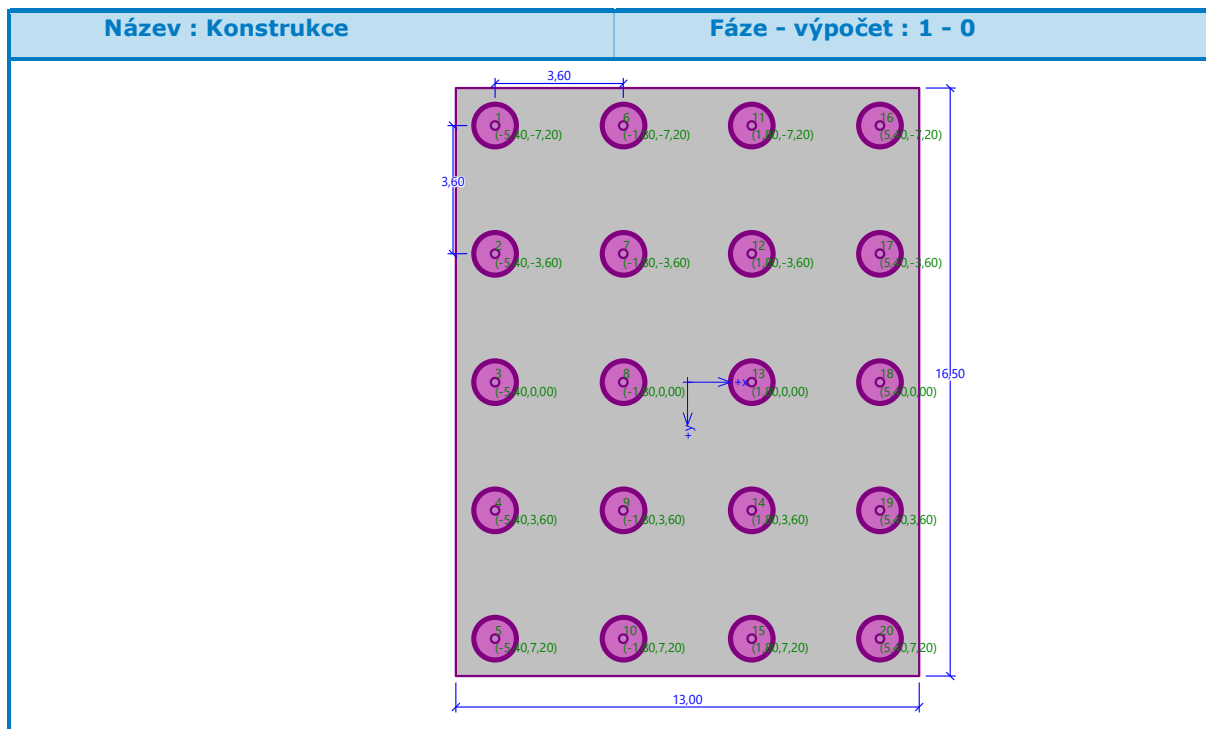
#### Třída S3, středně ulehlá

Objemová tíha :	$\gamma$	=	17,50	kN/m <sup>3</sup>
-----------------	----------	---	-------	-------------------

Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef}$	=	28,00	°
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$	=	0,00	kPa
Edometrický modul :	$E_{oed}$	=	16,00	MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	17,50	kN/m <sup>3</sup>

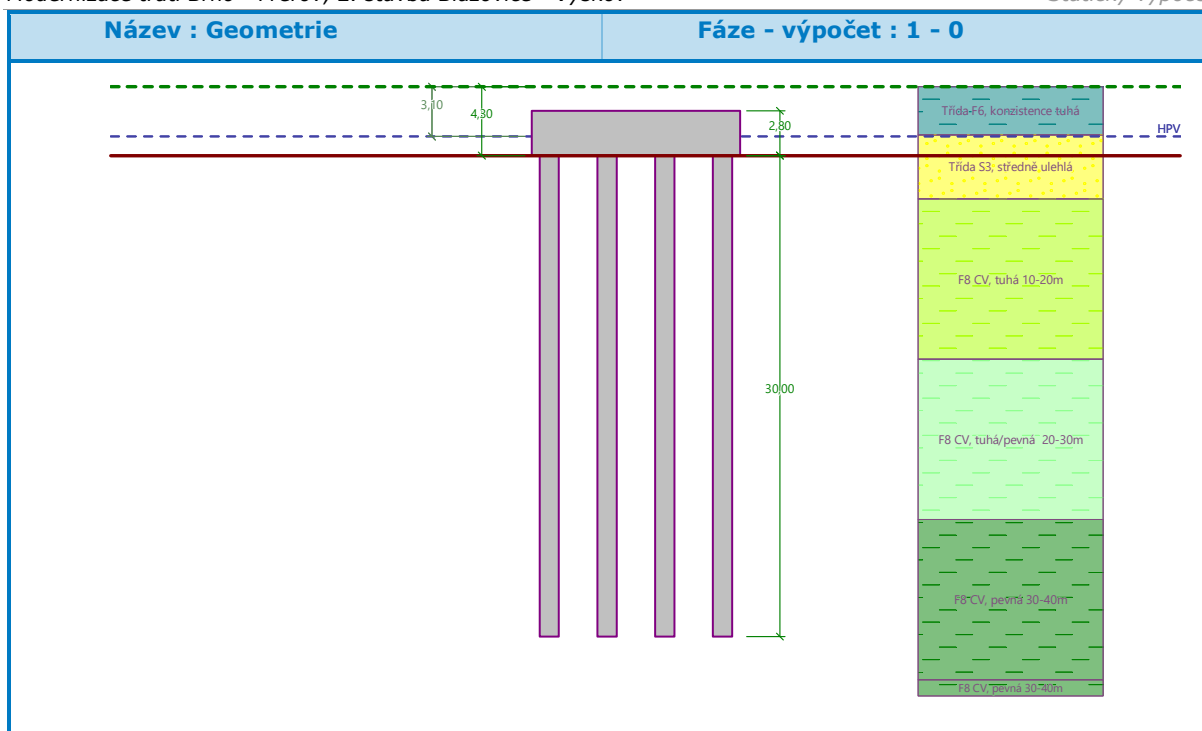
### Konstrukce

Šířka základové desky	$b_x$	=	13,00	m
	$b_y$	=	16,50	m
Průměr piloty	$d$	=	1,20	m
Počet pilot	$n_x$	=	4	
	$n_y$	=	5	
Osová vzdálenost	$s_x$	=	3,60	m
	$s_y$	=	3,60	m



### Geometrie

Hloubka založení	$h_z$	=	4,30	m
Vysazení piloty	$h$	=	0,00	m
Tloušťka základové desky	$t$	=	2,80	m
Délka pilot	$l$	=	30,00	m



#### 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	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: B500B

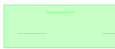

Mez kluzu	$f_{yk}$	=	500,00	MPa
-----------	----------	---	--------	-----

#### Ocel příčná: B500B

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

#### Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	3,00	0,00 .. 3,00	Třída F6, konzistence tuhá	
2	4,00	3,00 .. 7,00	Třída S3, středně ulehlá	
3	10,00	7,00 .. 17,00	F8 CV, tuhá 10- 20m	

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
4	10,00	17,00 .. 27,00	F8 CV, tuhá/pevná 20-30m	
5	10,00	27,00 .. 37,00	F8 CV, pevná 30- 40m	
6	-	37,00 .. ∞	F8 CV, pevná 30- 40m	

**Zatížení**

Zatížení	Zatížení značka	Název	Typ	N [kN]	N <sub>x</sub> [kN]	M <sub>y</sub> [kNm]	H <sub>x</sub> [kN]	M <sub>z</sub> [kNm]
		Zatížení č. 2	Návrhové	49000,00	0,00	20000,00	-1000,00	0,00
		Zatížení č. 2 - provozní	Užitné	35000,00	0,00	14285,71	-714,29	0,00

**Hladina podzemní vody**

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

**Celkové nastavení výpočtu**

Typ výpočtu : analytické řešení

Typ podloží : nesoudržná zemina

### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

### Posouzení čí. 1

#### Posouzení svislé únosnosti - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepríznivějších 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	$R_s$	=	5992,60	kN
Únosnost piloty v patě	$R_b$	=	3967,14	kN
Svislá únosnost osamělé piloty	$R_c$	=	9959,74	kN
Svislá únosnost skupiny pilot	$R_g$	=	135952,24	kN
Maximální svislá síla	$V_d$	=	67648,63	kN

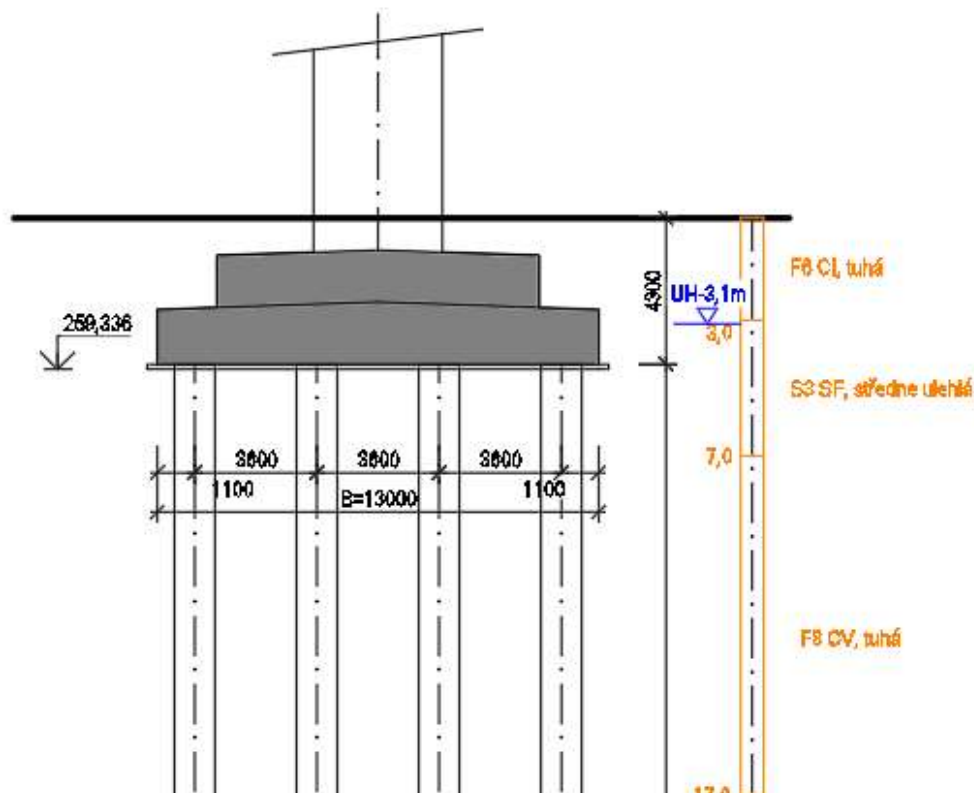
$$R_g = 135952,24 \text{ kN} > 67648,63 \text{ kN} = V_d$$

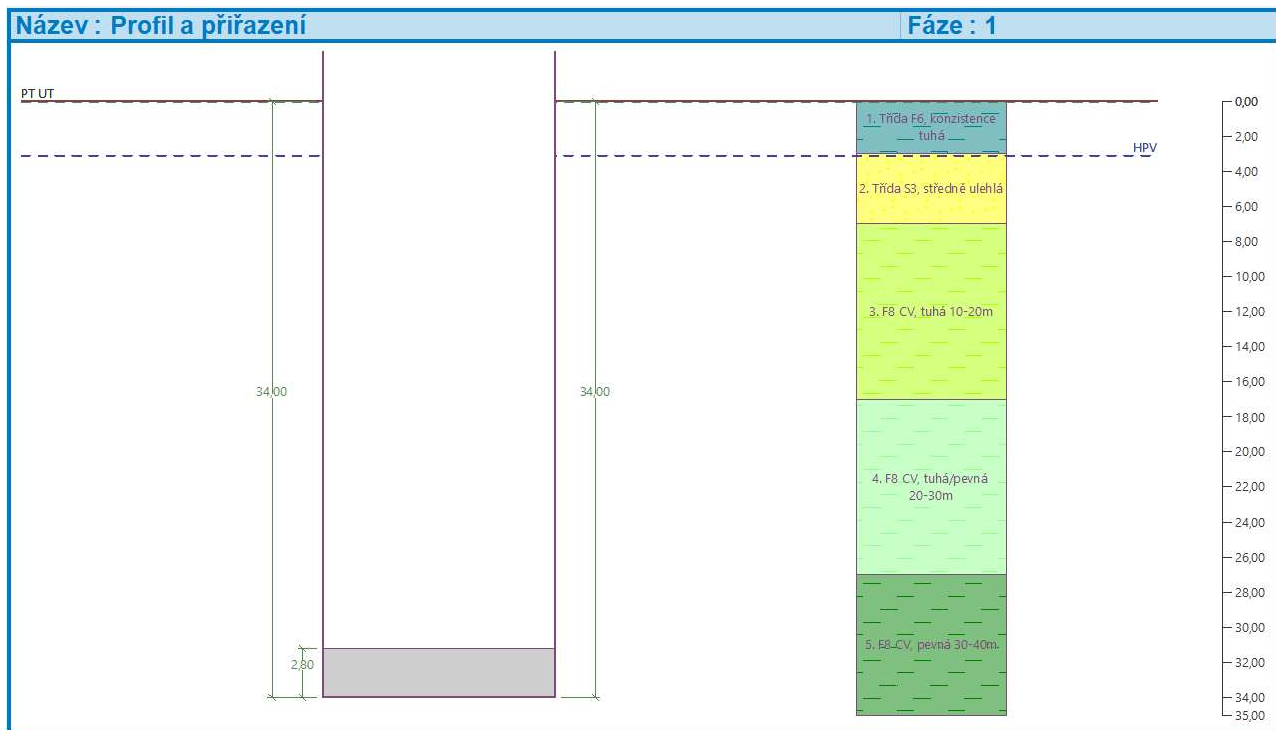
**Svislá únosnost skupiny pilot VYHOVUJE**

### Výpočet sedání

Výpočet sedání pilotové skupiny je proveden jako fiktivní plošný základ.

#### Geotechnický model





Napětí v základové spáře neuvažováno.

Spočtená vlastní tíha patky G = 8024,02 kN

Spočtená tíha nadloží Z = 0,00 kN

Sednutí středu hrany x - 1 = 19,8 mm

Sednutí středu hrany x - 2 = 19,8 mm

Sednutí středu hrany y - 1 = 24,1 mm

Sednutí středu hrany y - 2 = 19,2 mm

Sednutí středu základu	=	41,5	mm
Sednutí charakterist. bodu	=	26,3	mm

(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

### Sednutí a natočení základu - výsledky

#### Tuhost základu:

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

 Základ je ve směru délky tuhý ( $k=14,33$ )

 Základ je ve směru šířky tuhý ( $k=7,08$ )

#### Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky	$e_x$	=	0,029 < 0,333
Max. excentricita ve směru šířky patky	$e_y$	=	0,000 < 0,333
Max. prostorová excentricita	$e_t$	=	0,029 < 0,333

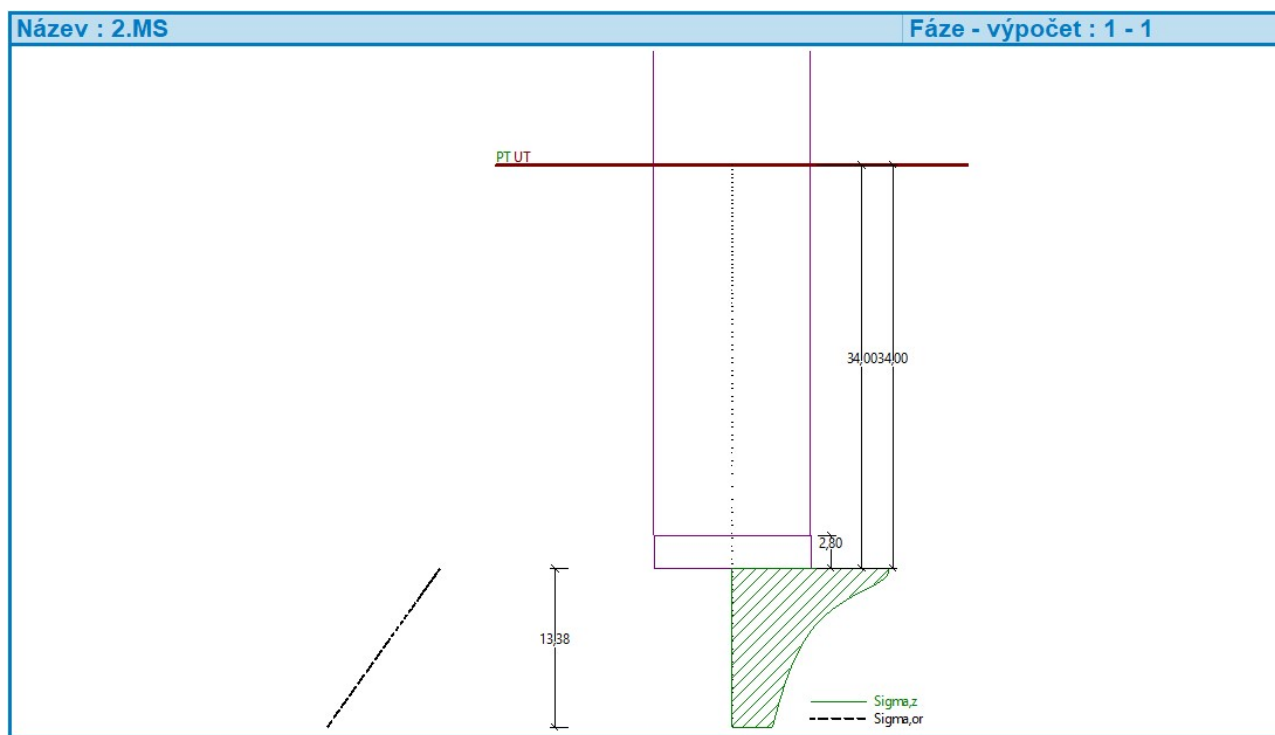
#### Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

#### Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu	=	26,3	mm
Hloubka deformační zóny	=	13,38	m

Natočení ve směru x = 0,370 (tan\*1000); (2,1E-02 °)

Natočení ve směru y = 0,000 (tan\*1000); (0,0E+00 °)



#### Projekt

Akce	:	Brno-Přerov 2. stavba
Část	:	SO 28-20-01
Popis	:	Založení pilíře
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)
Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu :	$\gamma_{M0} = 1,00$

### Parametry zemín

#### Třída F6, konzistence tuhá

Objemová tíha :	$\gamma$	=	19,60	kN/m <sup>3</sup>
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef}$	=	23,00	°
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$	=	12,00	kPa
Edometrický modul :	$E_{oed}$	=	5,00	MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	19,60	kN/m <sup>3</sup>
Typ zeminy :	soudržná			

#### Třída F8, 10-20m

Objemová tíha :	$\gamma$	=	20,00	kN/m <sup>3</sup>
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef}$	=	23,00	°
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$	=	20,00	kPa
Edometrický modul :	$E_{oed}$	=	10,20	MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	20,00	kN/m <sup>3</sup>
Typ zeminy :	soudržná			

#### Třída F8, 20-30m

Objemová tíha :	$\gamma$	=	20,00	kN/m <sup>3</sup>
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef}$	=	23,00	°
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$	=	28,00	kPa
Edometrický modul :	$E_{oed}$	=	25,50	MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	20,00	kN/m <sup>3</sup>
Typ zeminy :	soudržná			

#### Třída F8, 30-40

Objemová tíha :	$\gamma$	=	20,00	kN/m <sup>3</sup>
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef}$	=	22,00	°
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$	=	32,00	kPa
Edometrický modul :	$E_{oed}$	=	51,00	MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	20,50	kN/m <sup>3</sup>
Typ zeminy :	soudržná			

#### Třída S3, středně ulehlá

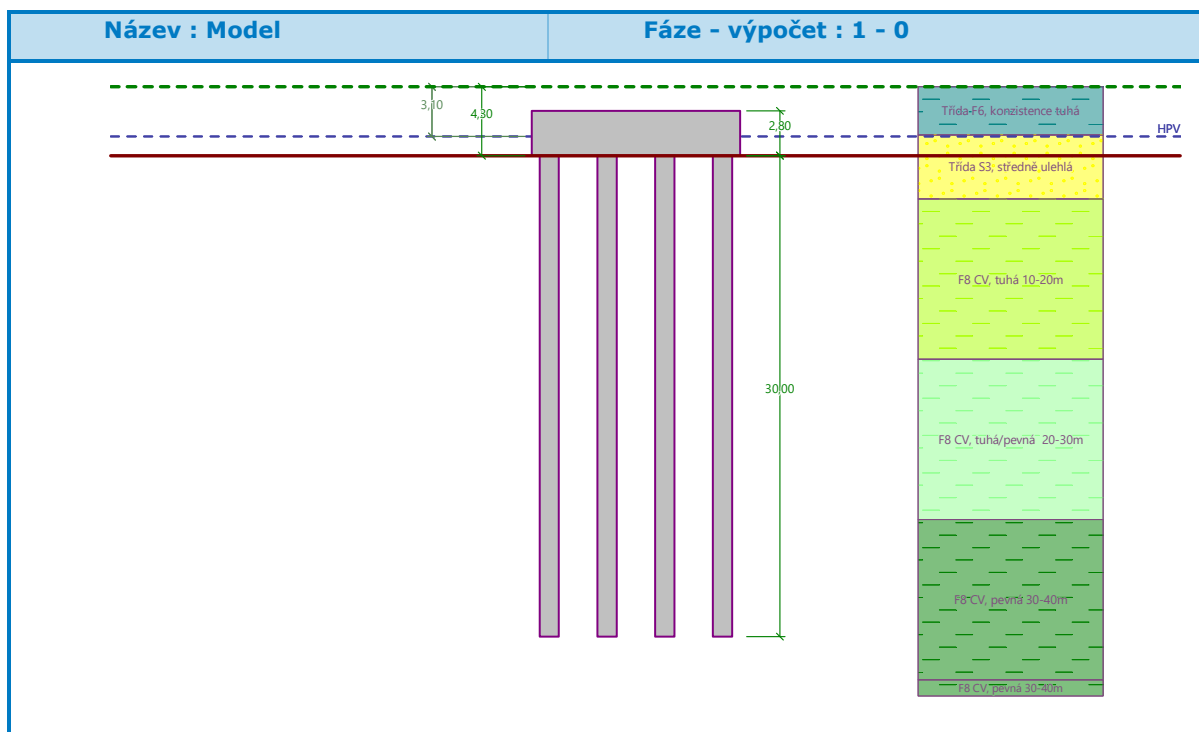
Objemová tíha :	$\gamma$	=	17,50	kN/m <sup>3</sup>
Úhel vnitřního tření :	$\phi_{ef}$	=	28,00	°
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$	=	0,00	kPa
Edometrický modul :	$E_{oed}$	=	16,00	MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	17,50	kN/m <sup>3</sup>
Typ zeminy :	soudržná			

### Konstrukce

Šířka základové desky	$b_x$	=	11,50	m
	$b_y$	=	14,30	m
Průměr piloty	$d$	=	1,20	m
Počet pilot	$n_x$	=	5	
	$n_y$	=	6	
Osová vzdálenost	$s_x$	=	2,40	m
	$s_y$	=	2,50	m

### Geometrie

Hloubka založení	$h_z$	=	4,30	m
Vysazení piloty	$h$	=	0,00	m
Tloušťka základové desky	$t$	=	2,00	m
Délka pilot	$l$	=	30,00	m
Účinnost skupiny pilot	$\eta_g$	=	1,00	



### Materiál konstrukce

Objemová tíha  $\gamma = 23,00$  kN/m<sup>3</sup>

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: B500B**

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

**Ocel příčná: B500B**

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

**Stanovení svislých pružin**

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

**Geologický profil a přiřazení zemin**

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	3,00	0,00 .. 3,00	Třída F6, konzistence tuhá	
2	4,00	3,00 .. 7,00	Třída S3, středně ulehlá	
3	10,00	7,00 .. 17,00	Třída F8, 10-20m	
4	10,00	17,00 .. 27,00	Třída F8, 20-30m	
5	10,00	27,00 .. 37,00	Třída F8, 30-40	
6	-	37,00 .. ∞	Třída F8, 30-40	

**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

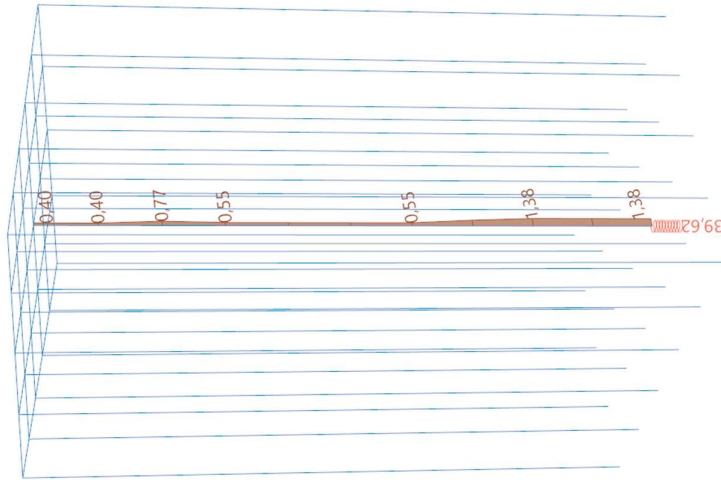
**Výsledky výpočtu**

---

43

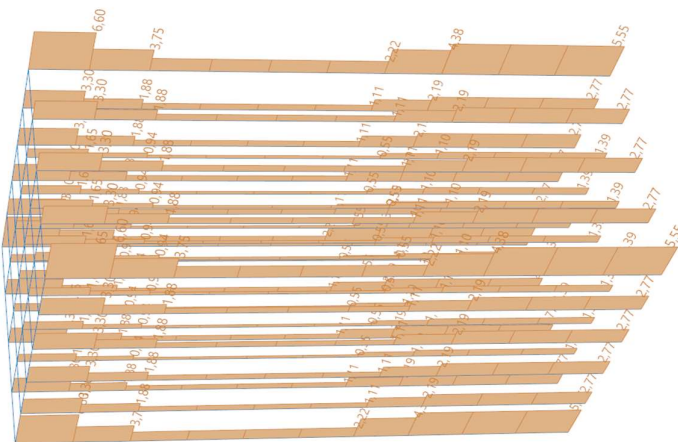
Název : Pružiny svislé (MN/m)

Fáze - výpočet : 1 - -1



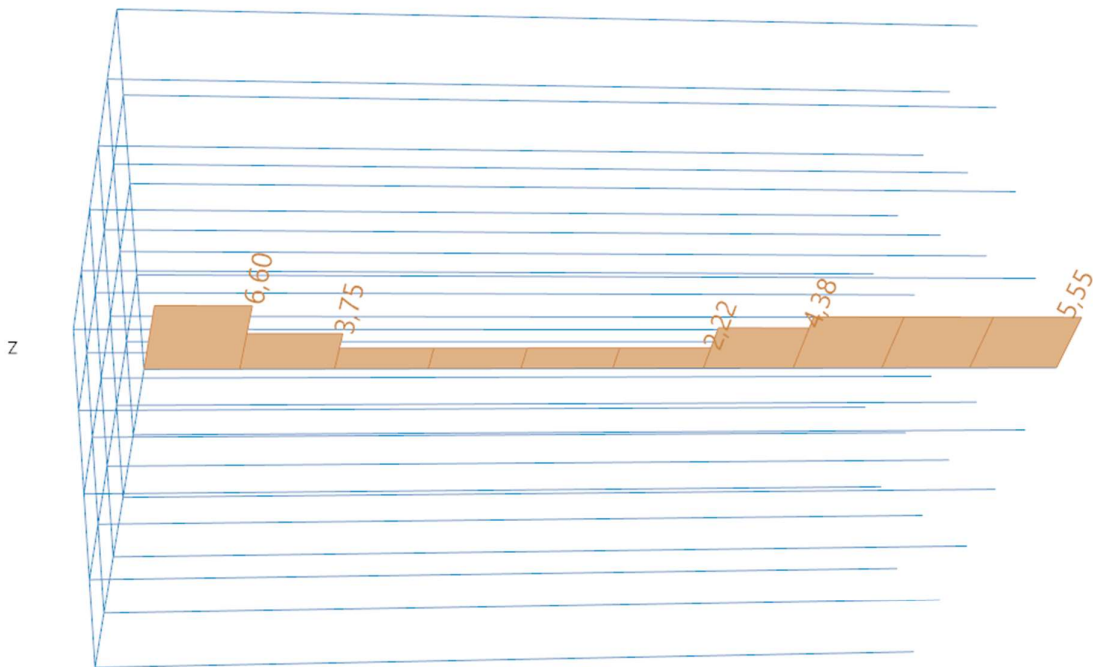
Název : Pružiny vodorovné (MN/m3)

Fáze - výpočet : 1 - -1



Název : Pružiny vodorovné (MN/m3)

Fáze - výpočet : 1 - -1



Tuhosti použity do modelu spodní stavby:

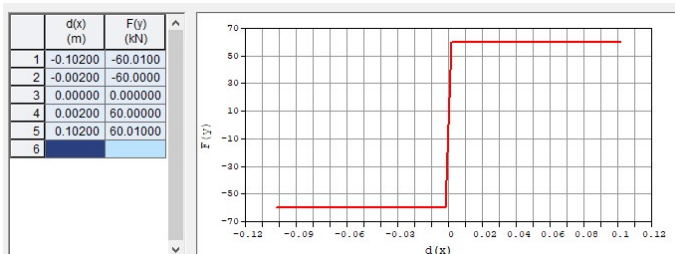
Vodorovná tuhost v horní třetině piloty: 2 MN/m

Vodorovná tuhost v střední třetině: 5 MN/m

Vodorovná tuhost v dolní třetině: 10 MN/m

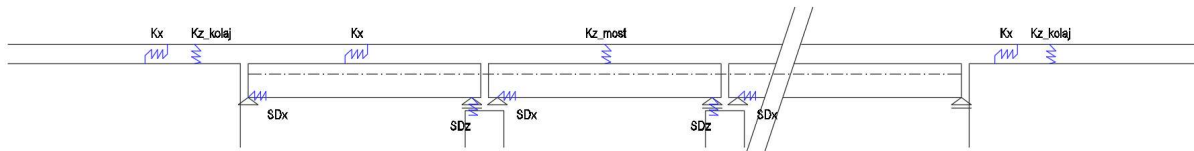
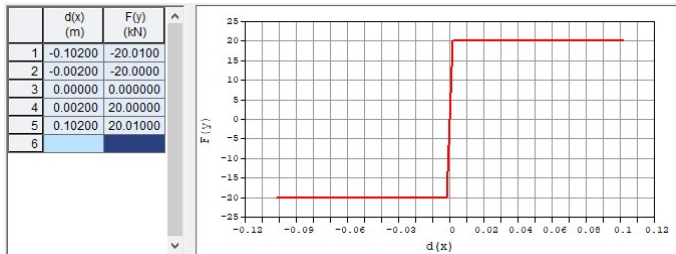
Svislá tuhost na pate piloty: 40 MN/m

Zatížená kolej



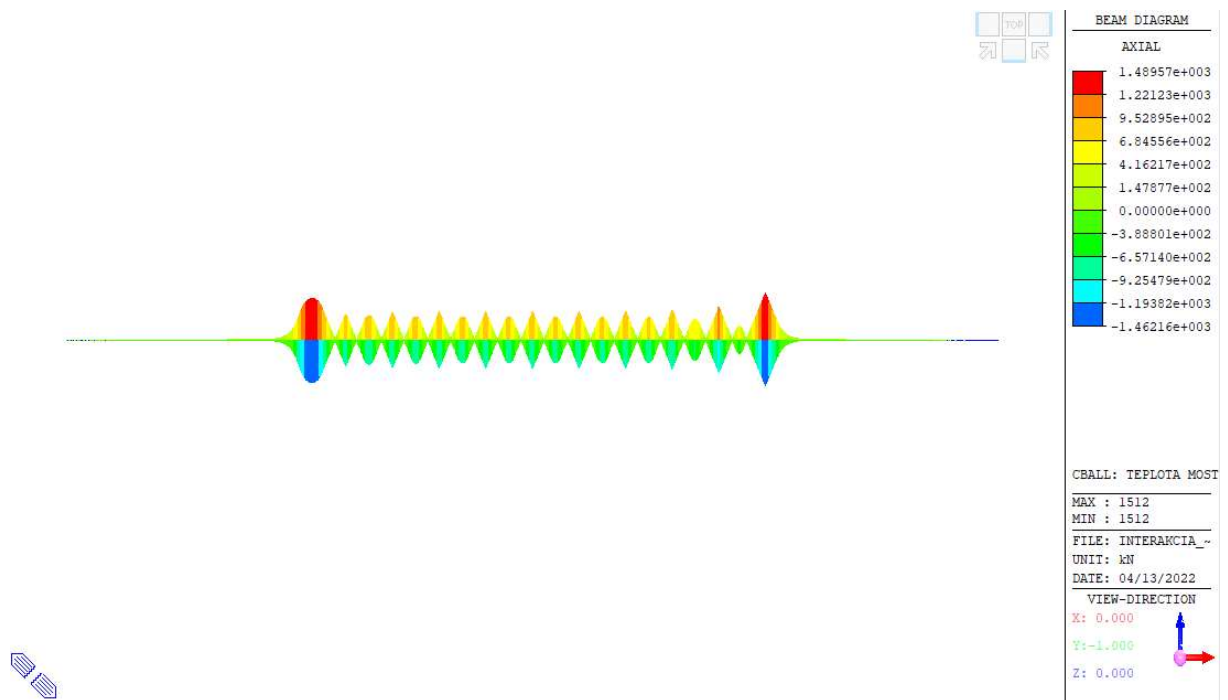


Nezatížená kolej

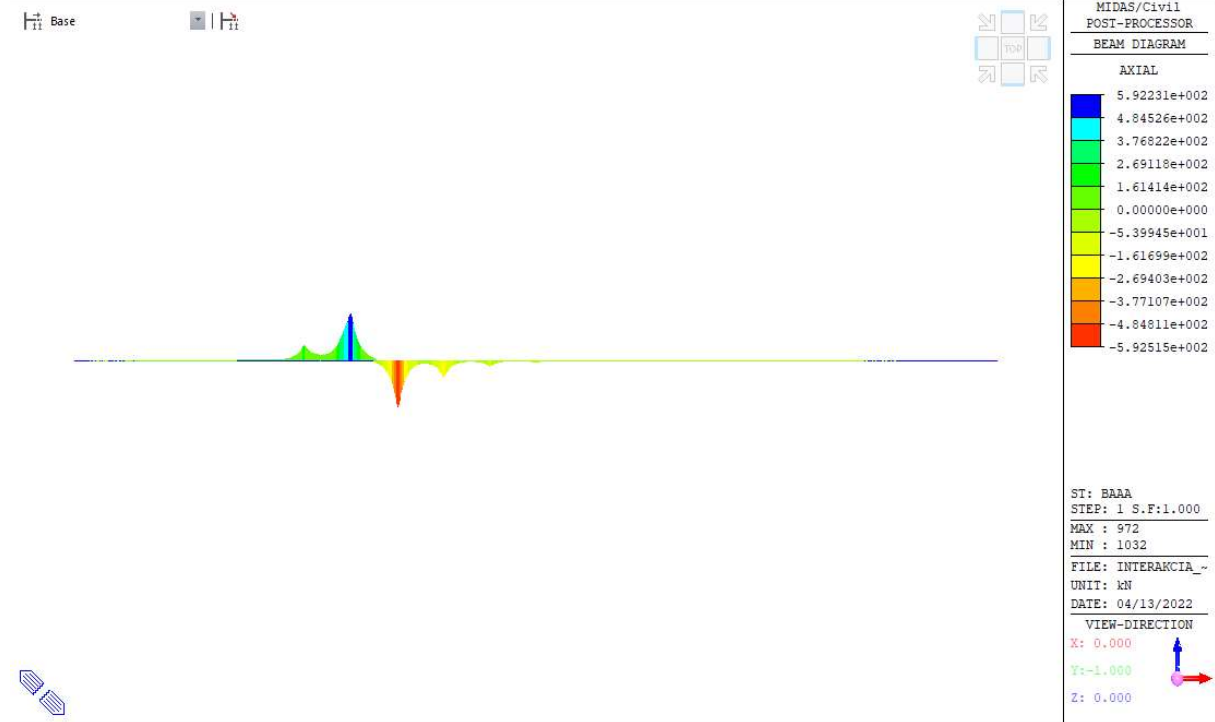


Statická schéma modelu

**Posouzení**



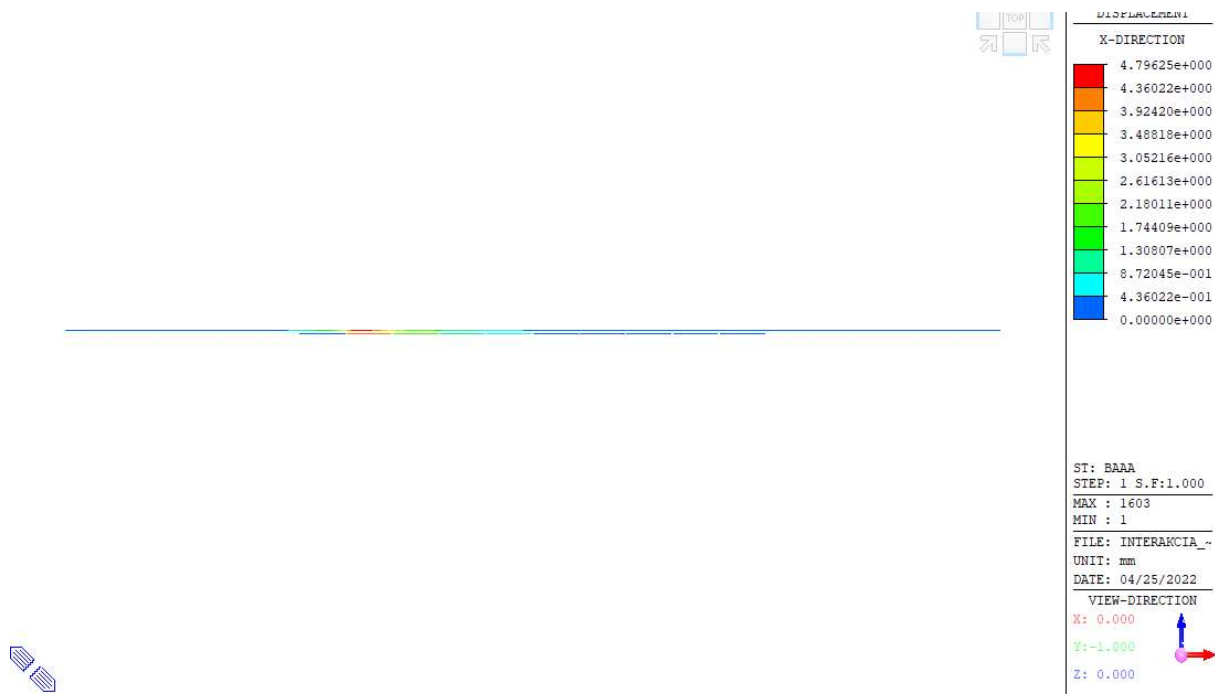
Průběh osových sil při změně teploty v konstrukci



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.



$\delta.B = 4,8 \text{ mm} < \delta.B.LIM = 5 \text{ mm}$

**VYHOVUJE**

## **6. ZÁVĚR**

### **6.1. Zatížitelnost**

Vzhledem k zařazení trati dle správy železnic do 1. třídy je klasifikační součinitel zatížení LM71  $\alpha = 1,21$  [-]. Tento násobek zatížení splňují všechny posuzované veličiny

## Přehled zatížitelnosti částí mostu

### A. Identifikace mostu **SO 28-20-01 - žst Luleč, železniční most v km 38,592**

TÚ (číslo, název) : **TÚ 2301** DÚ: **E1** km - **(stávající)**  
**km 38,592** **(nový)**

### B. Identifikace části mostu

část mostu: **Nosná konstrukce** poř. číslo (ve směru staničení): pod koleji č. **1**

### C. Doplnující data pro část mostu

Kategorie zatížitelnosti: **C** Výpočetní model: **prutový**

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

	na začátku	uprostřed	na konci
poloměr oblouku	<b>2850</b> [m]	<b>2850</b> [m]	- [m]
převýšení koleje	<b>100</b> [mm]	<b>100</b> [mm]	- [mm]
excentricita vůči ose mostu	<b>2100</b> [mm] (kolej 1 / 2)	<b>2140</b> [mm] (kolej 1 / 2)	<b>2500</b> [mm] (kolej 1 / 2)

Popis závad uvažovaných v přepočtu:

Datum zjištění technického stavu mostu: SŽ, s.o.: / /  
 zpracovatelem přepočtu: / /

Poznámka k části mostu: **Přepočet je proveden pro novou nosnou konstrukci.**

Poř. č.	Prvek	Detail	Namáhání	ki	typ	Lp	φ	Lφ	γQ.LM7I	γQ.LM7I.E	Viz č. str. přepoč.	ZLM7I	ZLM7I.E	Pozn.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
<b>1</b>	NK HLAVNÍ NOSNÍK	střed	M	-	-	-	<b>1.01</b>	<b>58.60</b>	1.45			<b>1.53</b>		
<b>2</b>	NK DESKA MOSTOVKY	podpěra	M	-	-	-	<b>1.19</b>	<b>16.50</b>	1.45			<b>1.62</b>		
<b>3</b>	SS PILÍŘ	dřík	M									<b>&gt;1,21</b>		
<b>4</b>	ZALOŽENÍ	přilota	M									<b>&gt;1,21</b>		

Dne: **14/02/2022** Zatížitelnost určil: **Ing. Igor Niko, PhD.**

### 6.2. Výpočetní pomůcky

- |                 |  |
|-----------------|--|
| 1) MS WORD      | - textová část   |
| 2) MS EXCEL     | - tabulkové výpočty (mj. zatížení, podrobné posudky)                                       |
| 3) AUTOCAD 2019 | - grafická část  |
| 4) MIDAS Civil  | - model mostu (výpočty – mj. zatěžovací stavy, kombinace, vnitřní síly, deformace, napětí) |
| 5) GEO 5        |  |
| 6) IDEA Statica |  |

### 6.3. Použitá literatura, normy, předpisy, vzorové listy

- 1) ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí (včetně A2 Příloha pro mosty),
- 2) ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí, Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb,
- 3) ČSN EN 1991-1-4 Zatížení konstrukcí, Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem,
- 4) ČSN EN 1991-1-5 Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou,
- 5) ČSN EN 1991-1-7 Zatížení konstrukcí – Část 1-7: Obecná zatížení – Mimořádná zatížení,
- 6) ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou,
- 7) ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby,
- 8) ČSN EN 1992-2 Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady,
- 9) ČSN EN 1993-1-1 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby,
- 10) ČSN EN 1993-1-9 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-9: Únava,
- 11) ČSN EN 1993-1-10 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-10: Houževnatost materiálu a vlastnosti napříč tloušťkou,
- 12) ČSN EN 1993-2 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 2: Ocelové mosty,
- 13) ČSN EN 10025-1 Výrobky válcované za tepla z konstrukčních ocelí – Část 1: Všeobecné technické dodací podmínky,
- 14) ČSN EN 10025-2 Výrobky válcované za tepla z konstrukčních ocelí – Část 2: Technické dodací podmínky pro nelegované konstrukční oceli,
- 15) ČSN EN 10025-3 Výrobky válcované za tepla z konstrukčních ocelí – Část 3: Technické dodací podmínky pro normalizačně žíhané/normalizačně válcované svařitelné jemnozrnné konstrukční oceli,
- 16) ČSN 73 0035 Zatížení stavebních konstrukcí,
- 17) ČSN 73 1001 Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy,
- 18) ČSN 73 1401 Navrhování ocelových konstrukcí,
- 19) ČSN 73 6200 Mostní názvosloví,
- 20) ČSN 73 6201 Projektování mostních objektů,
- 21) ČSN 73 6203 Zatížení mostů,
- 22) ČSN 73 6205 Navrhování ocelových mostních konstrukcí,
- 23) ČSN 73 6206 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí,
- 24) Ocelové konstrukce 30 - Ocelové mosty - pomůcka pro cvičení" – skriptum ROTTER, STUDNIČKA - ČVUT 1999
- 25) Ocelářské tabulky, skriptum STUDNIČKA, WALD - ČVUT 1997
- 26) Navrhování mostů – textové materiály - ČVUT 08/2008
- 27) Navrhování mostních konstrukcí podle eurokódu – ČKAIT 2010
- 28) SŽDC S5/1

V Bratislavě, 13.02.2022

Ing. Igor Niko, PhD.  
Ing. Monika Víteková  
Ing. Andrej Fratrič