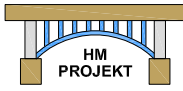


SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM: S-JTSK

VÝŠKOVÝ SYSTÉM: Bpv

OBJEDNATEL:	SPRÁVA A ÚDRŽBA SILNIC PLZEŇSKÉHO KRAJE, p.o. KOTEROVSKÁ 462/162, 326 00 PLZEŇ	 MARTIN HEJDUK LÁBKOVÁ 844/57 318 00 PLZEŇ IČO: 06730949 GSM.: +420 734 829 515 e-mail: martin.hejduk@hmprojekt.cz www.hmprojekt.cz			
KATASTR. ÚZEMÍ:	OSTROVEC U TEREŠOVA (716162)				
ZODP. PROJEKTANT: MARTIN HEJDUK	<i>Hejduk</i>	VYPRACOVAL: ING. JAN MOUREK	<i>Mourek</i>	ZAK. ČÍSLO:	045HM2021
NÁZEV AKCE: MOST EV. Č. 23515-1 POD OBCÍ OSTROVEC				DATUM:	11/2022
				ÚČEL PD:	PDPS
				MĚŘÍTKO:	-
OBJEKT:	SO201 - MOST EV. Č. 23515-1			FORMÁT:	54xA4
NÁZEV PŘÍLOHY:	STATICKÝ VÝPOČET			Č. PŘÍLOHY:	PARÉ:
				D.1.1.19	

15.11.2022	Kontrola	Ing. Mourek	Hejduk
Datum	Změna	Vypracoval	Kontrola

OBSAH:

1	ZÁKLADNÍ ÚDAJE	4
1.1	Grafické podklady.....	5
1.2	Autor statického výpočtu	7
1.3	Zpracování statického výpočtu.....	7
2	PODKLADY A VÝPOČETNÍ POMŮCKY	8
2.1	Dokumenty	8
2.2	Normy	8
2.3	Ostatní podklady	8
2.4	Výpočetní pomůcky	8
3	MATERIÁLY	9
3.1	Beton	9
3.2	Ocel	9
4	VÝPOČETNÍ MODEL NOSNÉ KONSTRUKCE	10
4.1	Globální analýza konstrukce	10
4.2	Lokální analýza – vrubový kloub	12
4.3	Okrajové podmínky	12
4.4	Etapizace výpočetního modelu	13
5	ZATÍŽENÍ.....	13
5.1	Stálá a ostatní stálá zatížení	14
5.2	Poklesy a posuny podpor	14
5.3	Reologické změny betonu	14
5.4	Proměnná zatížení	14
5.4.1	Zatížení dopravou dle [8].....	14
5.4.1.1	Počet a šířka jízdních pruhů	14
5.4.1.2	Souprava LM1	15
5.4.1.3	Souprava LM3	17
5.4.1.4	Brzdné a rozjezdové síly	17
5.4.2	Zatížení teplotou dle [5].....	17
5.4.2.1	Rovnoměrná složka	17
5.4.2.2	Teplotní gradient.....	17
5.4.3	Zatížení větrem dle [4].....	18
6	KOMBINACE ZATÍŽENÍ	18
6.1	Mezní stav únosnosti (MSÚ)	18
6.2	Mezní stav použitelnosti (MSP)	18
6.3	Mimořádné návrhové situace	18
6.4	Dílčí součinitele zatížení pro MSÚ dle jiných norem	18
6.5	Hodnoty kombinačních součinitelů.....	19
6.5.1	Návrhové hodnoty zatížení (EQU) – Soubor A	20
6.5.2	Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO) – soubor B.....	21
6.5.3	Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO) – soubor C	22
6.5.4	Návrhové hodnoty zatížení v mimořádných situacích	22

6.5.5	Návrhové hodnoty zatížení MSP	22
6.6	Zatěžovací stavy	23
6.7	Kombinace zatížení	23
7	STATICKÉ POSOUZENÍ KONSTRUKCE	25
7.1	Vnitřní síly	25
7.1.1	Mezní stav únosnosti - MSÚ	25
7.1.2	Charakteristická kombinace	26
7.1.3	Častá kombinace	27
7.1.4	Kvazi-stálá kombinace	28
7.2	Omezení průhybů od užitého zatížení	28
7.3	Deska uprostřed rozpětí	30
7.4	Deska u vrubového kloubu	31
7.5	Deska 625mm od vrubového kloubu	31
7.6	Vrubový kloub	32
	Výsledky:	33
	Závěr:	36
7.7	Schéma vyztužení	36
7.8	Založení	36
7.8.1	OP01 svislá MP	36
7.8.2	OP01 šikmá MP	40
7.8.3	OP02 svislá MP	44
7.8.4	OP02 šikmá MP	48
8	ZÁVĚR	52
9	PŘÍLOHY	53
9.1	Kontrola výpočetního modelu	53

1 ZÁKLADNÍ ÚDAJE

Most se nachází v Plzeňském kraji v okrese Rokycany, v katastrálním území Ostrovec u Terešova (716162). Mostní objekt je situovaný v extravilánu, v místě, kde trasa komunikace III/23515 kříží Vejvanovský potok.

Nosnou konstrukci stávajícího mostu tvoří sestava ocelových válcovaných nosníků I300 a I260, které jsou uloženy na kamenných opěrách. Staticky tvoří sestava nosníků prostou desku. Nosníky jsou na vrchní straně překryty mostinami ZORES. Do bočních ocelových válcovaných profilů tvaru „U“ je kotveno ocelové zábradelní svodidlo nevyhovujících parametrů. Na mostě zcela chybí mostní římsy. Opěry jsou masivní kamenné, složené z volně ložených kamenů prolitých řídkým betonem. Lícni pohledové plochy obou opěr jsou tvořeny kameny pravidelného tvaru (kvádr) tl. 0,15 - 0,25 m. Svahy kolem mostu jsou nepevněné, koryto pod mostem je rovněž nepevněné. Při patách obou kamenných opěr jsou provedeny ochranné betonové prahy.

Současný stavební stav mostu vykazuje závažné poruchy, které způsobuje především pravděpodobná absence izolačního systému mostovky. Znamky zatékání vody do konstrukce jsou patrné především v místech podhledu nosné konstrukce. Válcované profily a mostiny jsou silně napadeny korozí, místy je viditelná i plátkující se ocel. Opěry jsou v dobrém stavu bez jakýchkoliv známek poruch spodní stavby či založení. Ochranné betonové prahy podél opěr jsou místy podepřené.

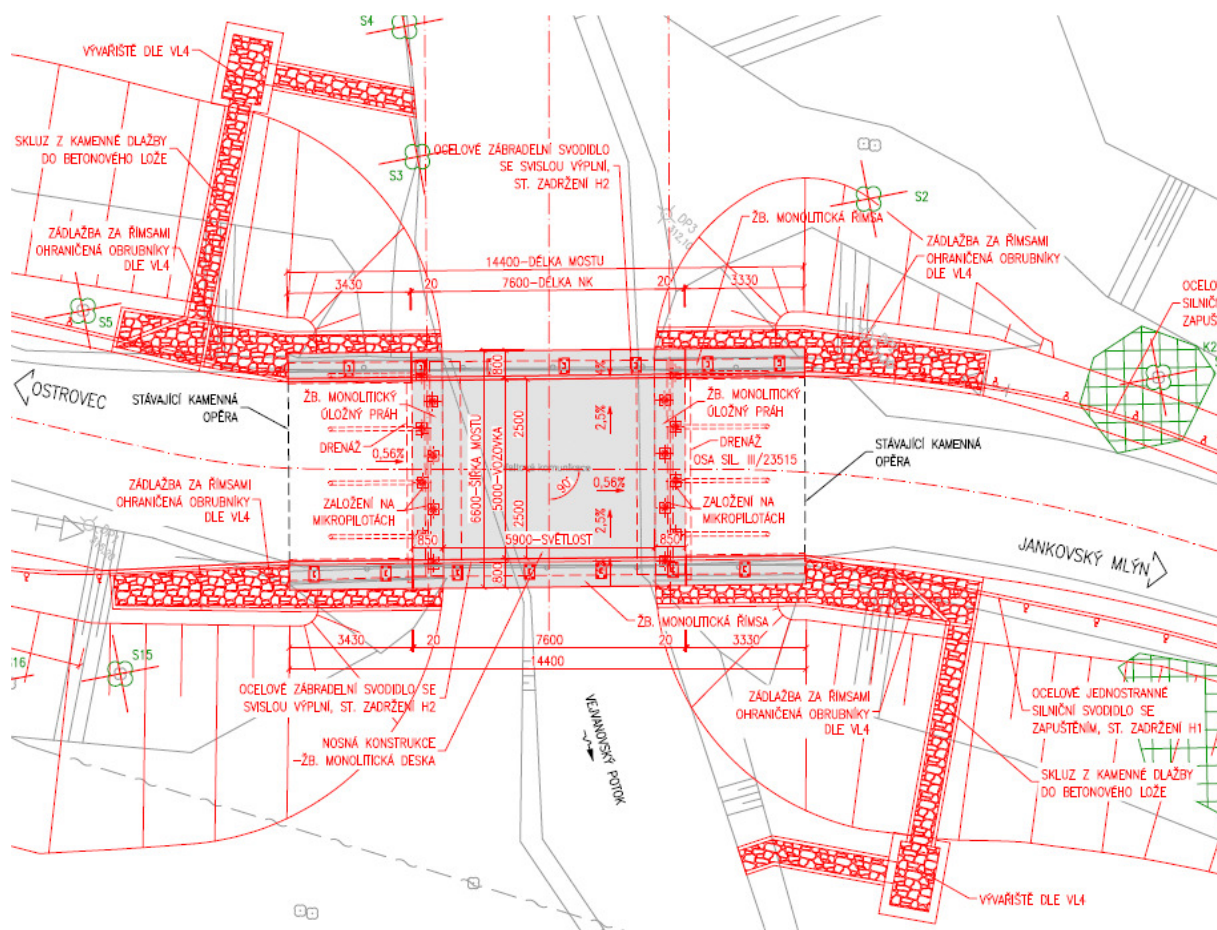
Na základě výše uvedených skutečností bylo investorem rozhodnuto o rekonstrukci mostního objektu.

Vzhledem k současnému špatnému stavu nosné konstrukce, nevyhovujícímu zádržnému systému a absenci mostních říms bylo rozhodnuto o celkové rekonstrukci mostu. Rekonstrukce mostu bude řešena s ponecháním spodní stavby mostu, konkrétně s ponecháním větší části masivních kamenných opěr.

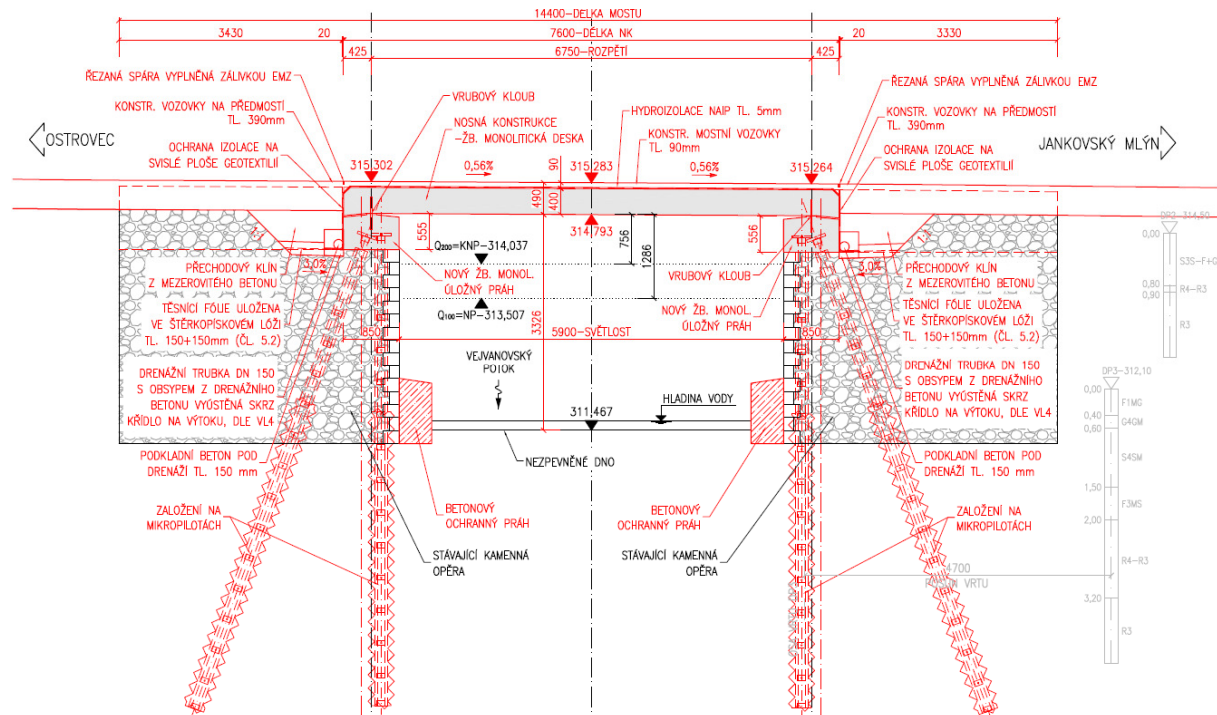
Cílem rekonstrukce mostu bude provedení nového mikropilotového založení, dále zřízení nových úložných prahů, nové nosné konstrukce a hydroizolačního systému pro zamezení zatékání povrchové vody do konstrukce mostu. Následně budou provedeny nové žb. monolitické římsy se zádržným systémem v podobě ocelových zábradelních svodidel. Původní část konstrukce v podobě kamenných opěr bude očištěna a přespárována. Koryto toku pod mostem bude ponecháno v nepevněném stavu. Podél opěr budou provedeny nové ochranné betonové prahy.

Cílem rekonstrukce mostu bude zřízení nových úložných prahů a křídel, nové nosné konstrukce a nového hydroizolačního systému, pro zamezení zatékání povrchové vody do konstrukce mostu. Zároveň bude stávající mostní objekt upraven k jednosměrnému střídavému provozu na stávající komunikaci v místě mostu. Původní část konstrukce bude očištěna a přespárována.

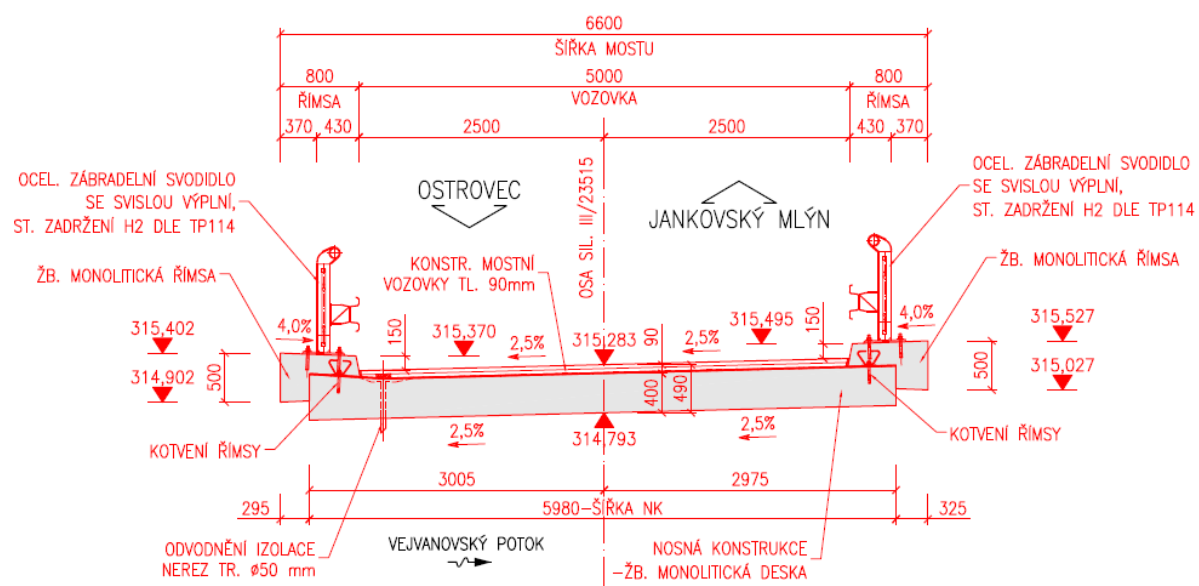
1.1 Grafické podklady



Obrázek 1 Půdorys mostu



Obrázek 2 Podélný řez mostem



Obrázek 3 Vzorový příčný řez mostem

1.2 Autor statického výpočtu

Originály tohoto statického výpočtu jsou v celkovém počtu 53 stran archivovány u autora výpočtu na adrese Perlová 14, 301 00 Plzeň. Data budou archivována po dobu 5-ti let v tištěné a digitální podobě.

Autorem výpočtu (Ing. Jan Mourek) je autorizovaný inženýr dle zákona č. 360/1992 Sb. v oboru „Mosty a inženýrské konstrukce“ s uděleným číslem autorizované osoby 0202333.

Vypracoval:

.....
Ing. Jan Mourek

V Plzni dne 15.11.2022

Kontakt:

Ing. Jan Mourek

Adresa: Perlová 14, 301 00 Plzeň

Telefon: +420 608 478 802

1.3 Zpracování statického výpočtu

Tento statický výpočet je zpracován ve stupni projektové dokumentace pro provádění stavby (PDPS). Tento statický výpočet není určený pro realizaci díla. V rámci posudku je provedeno posouzení rozhodujících částí mostní konstrukce a navržen způsob a rozsah jejich vyztužení pro mezní stav použitelnosti (MSP) a mezní stav únosnosti (MSÚ).

Statický výpočet obsahuje:

- Výpočet vnitřních sil
- Posouzení rozhodujících průřezů konstrukce a návrh výztuže
- Kontrola průhybu od užitého zatížení
- Nelineární analýza vrubového kloubu
- Posouzení hlubinného založení

2 PODKLADY A VÝPOČETNÍ POMŮCKY

2.1 Dokumenty

- | | | |
|-----|--|--|
| [a] | Projektová dokumentace PDPS
11/2022 | HM Projekt
Lábkova 844/57, 318 00 Plzeň |
| [b] | Inženýrsko-geologický průzkum
06/2021 | INSET s.r.o.
Lucemburská 1170/7, 130 00 Praha 3 |

2.2 Normy

- | | | |
|------|-----------------|--|
| [1] | ČSN 73 6201 | Projektování mostních objektů |
| [2] | ČSN EN 1990 | Zásady navrhování konstrukcí |
| [3] | ČSN EN 1991-1-1 | Objemové tíhy |
| [4] | ČSN EN 1991-1-4 | Zatížení větrem |
| [5] | ČSN EN 1991-1-5 | Zatížení teplotou |
| [6] | ČSN EN 1991-1-6 | Zatížení během provádění |
| [7] | ČSN EN 1991-1-7 | Mimořádná zatížení |
| [8] | ČSN EN 1991-2 | Zatížení mostů dopravou |
| [9] | ČSN EN 1992-1-1 | Navrhování betonových konstrukcí
Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby |
| [10] | ČSN EN 1992-2 | Navrhování betonových konstrukcí
Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady |
| [11] | ČSN 73 6214 | Navrhování betonových mostních konstrukcí |

2.3 Ostatní podklady

- | | | |
|-----|---|---|
| [I] | - | - |
|-----|---|---|

2.4 Výpočetní pomůcky

Program	Autor	Verze	Použití
Midas Civil	Midas IT, Ltd.	2020 (v2.1)	Výpočetní model konstrukce
IDEA StatiCa RCS	IDEA StatiCa	20.0.104.57553	Posouzení průřezů
ZW CAD	ZWSOFT CO.	2020.11.11	Geometrie konstrukce pro FEA model
GEO5	FINE	v. 2021	Posouzení hlubinného založení
MS Office	Microsoft Corp.	ProPlus	Vypracování statického výpočtu
Atena 3D	Cervenka consulting	-	Nelineární analýza vrubového kloubu

3 MATERIÁLY

V této kapitole jsou shrnuty vlastnosti všech materiálů použitých ve statickém výpočtu.

3.1 Beton

Prahy a nosná konstrukce

Třída		C30/37 – XD1, XF2	
Charakteristická pevnost v tlaku	f_{ck}	30,0	MPa
Redukční součinitel pevnosti betonu	α_{cc}	0,9	
Návrhová pevnost v tlaku	f_{cd}	$= 0,9 \cdot 30 / 1,5 = 18,0$	MPa
Pevnost v tahu, střední hodnota	f_{ctm}	2,9	MPa
Modul pružnosti pro krátkodobá zatížení	E_{cs}	32,0	GPa
Poissonův součinitel	ν	0,2	
Objemová tíha	γ_c	25,0	kN/m ³
Součinitel teplotní roztažnosti	α	$10 \cdot 10^{-6}$	K ⁻¹

3.2 Ocel

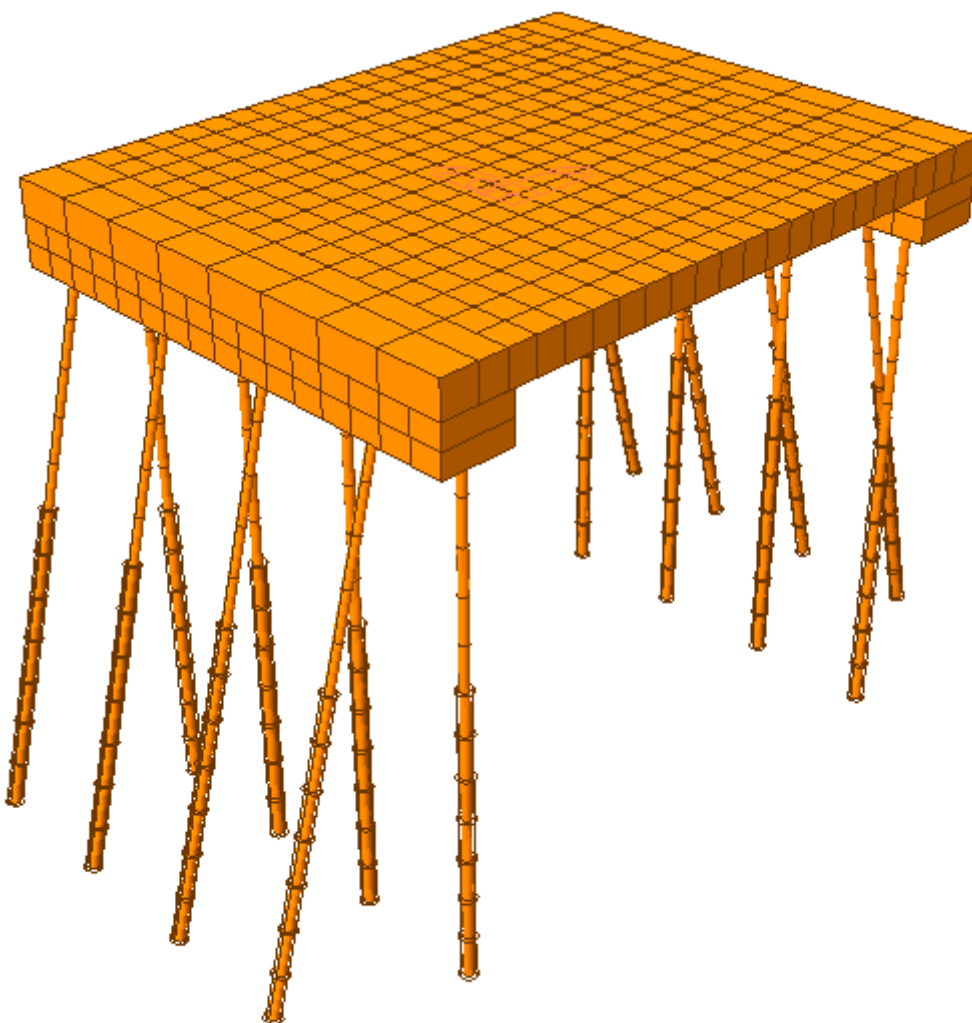
Betonářská výztuž

Třída		B500B	
Charakteristická mez kluzu	f_{yk}	500,0	MPa
Návrhová mez kluzu	f_{yd}	$= 500 / 1,15 = 435,0$	MPa
Modul pružnosti v tahu a tlaku	E_s	210,0	GPa
Objemová tíha	γ_s	78,5	kN/m ³
Součinitel teplotní roztažnosti	α	$10 \cdot 10^{-6}$	K ⁻¹

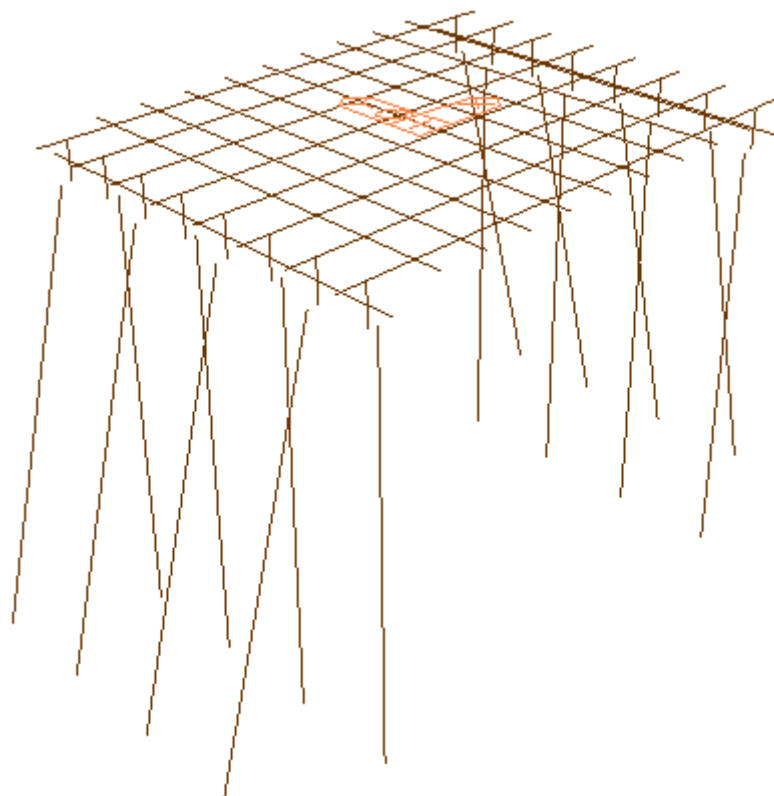
4 VÝPOČETNÍ MODEL NOSNÉ KONSTRUKCE

4.1 Globální analýza konstrukce

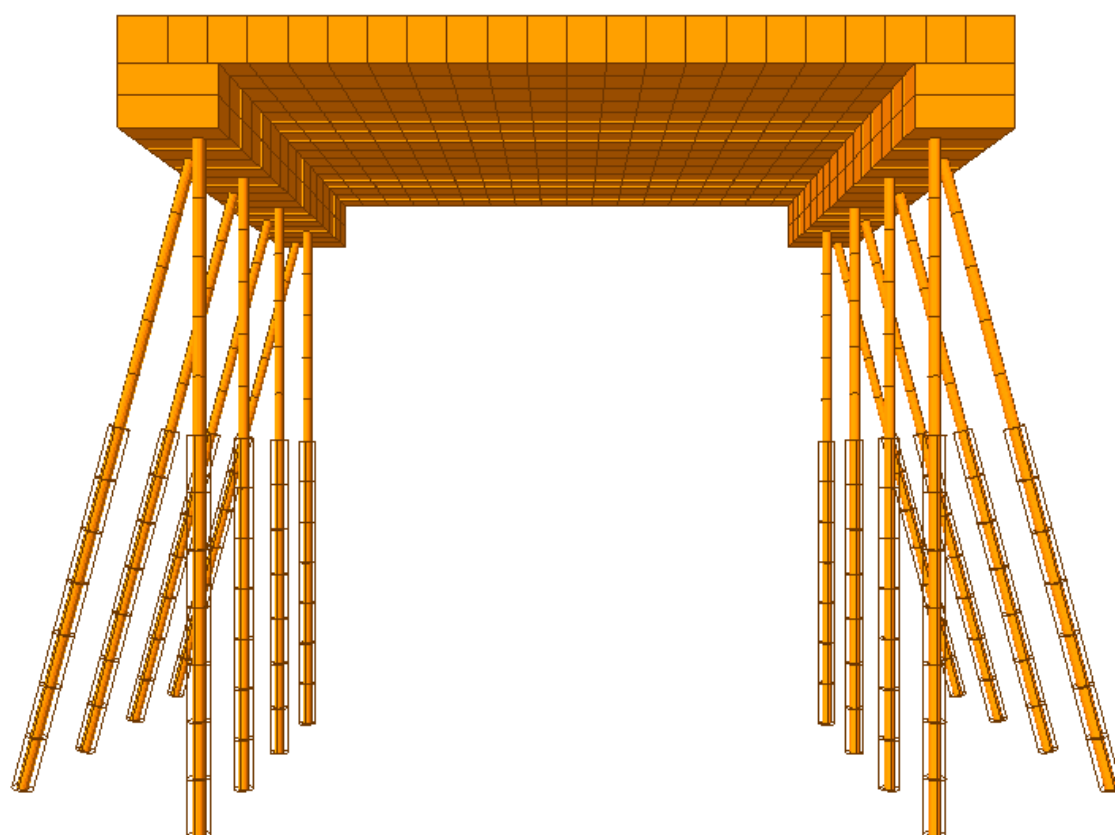
Výpočetní model nosné konstrukce mostu je vytvořen tak, aby maximálně vystihoval a popisoval reálnou odezvu konstrukce. V programovém prostředí MIDAS byl vytvořen prutový (roštový) výpočetní model. Na tomto výpočetním modelu jsou stanoveny hodnoty vnitřních sil a napětí na konstrukci pro oba mezní stavy v souladu s požadavky ČSN EN. Geometrie konstrukce byla do programu vložena importem z připraveného DXF souboru. Časová závislost průběhu vnitřních sil a reologické vlivy materiálu jsou vzhledem k jednoduchosti navržené konstrukce zanedbány.



Obrázek 4 Axonometrie výpočetního modelu



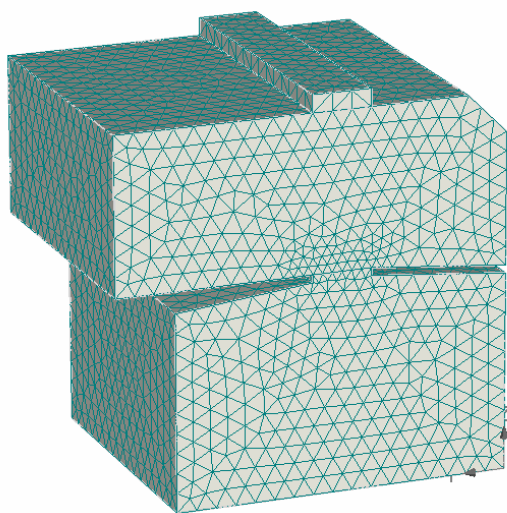
Obrázek 5 Axonometrie střednic



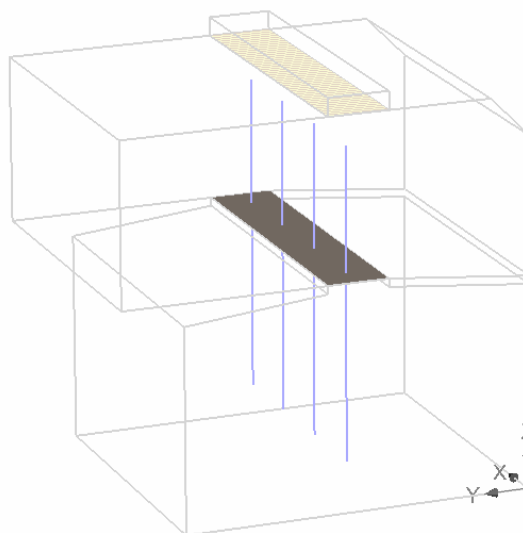
Obrázek 6 Boční pohled na konstrukci modelu

4.2 Lokální analýza – vrubový kloub

Nelineární posouzení vrubového kloubu bylo provedeno v programu Atena 3D za účelem ověření jeho funkčnosti. Vytvořený 3D model představuje 750 mm dlouhý výsek vrubového kloubu, který se skládá ze 3 makroprvků. Makroprvky jsou základový práh, výsek nosné konstrukce a prvek pro vnášení zatížení. Základový práh a nosná konstrukce jsou z betonu třídy C30/37 a mezi nimi je vytvořen kontakt se součinitelem tření 0,5. Do vrubového kloubu je vložena betonářská výztuž $\varnothing 20/200$ typu B500B. Model je zobrazen na obrázcích 1 a 2.



výpočetní model se sítí konečných prvků



vyztužení modelu a kontakty

Obrázek 7 Výpočetní model nelineární analýzy

Ve výpočtu jsou použity 4 materiálové modely. První materiálový model je přiřazen betonovým prvkům – základovému prahu a části nosné konstrukce. Jedná se o nelineární materiálový model typu „CC3DNonLincementitious2“. Další použitý materiálový model je přiřazen výztužným prutům. Jedná se o materiálový model typu „CCReinforcement“. Další materiálový model byl přiřazen prvku pro vnášení svislé síly, jednalo se o lineární elastický materiálový model s modulem pružnosti oceli ($E = 200 \text{ GPa}$). Poslední materiálový model byl materiálový model kotaktu. Jednalo se o typ „CC3DInterface“. Jde o nelineární materiálový model.

4.3 Okrajové podmínky

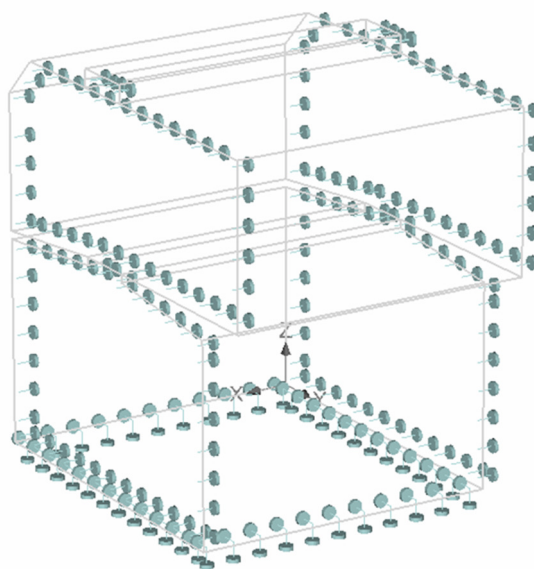
Okrajové podmínky jsou řešeny ve shodě se skutečným působením konstrukce. Založení objektu je navrženo jako hlubinné. Kořeny mikropilot jsou ve výpočetním modelu opatřeny pružinami s tuhostí odpovídající průměru kořene mikropiloty ve vztahu k deformačnímu modulu zeminy E_{def} a v patě jsou opatřeny kloubovou podporou.

Tabulka 1 Základní charakteristiky zastižených zemin v IGP

Označení geotypu / strukturní složení zemin a stupeň zvětrání a rozpukání hornin f – fluviální sediment d – deluviální sediment k – konstrukce vozovky	zatřídění dle ČSN 73 1001	objemová tíha γ [kN.m-3]	přetvárné charakteristiky			efektivní smyk. pevnost		těžitelnost podle ČSN 73 6133 / 73 3050
			modul přetvárnosti E_{def} [MPa]	pevnost v prostém tlaku σ_c [MPa]	Poissonovo číslo ν [°]	Soudržnost c_{ef} [kPa]	úhel vnitřního tření ϕ_{ef} [°]	
Q1f / hlína písčité	F3CS	18,0 18,5	5 8	0,5 1,0	0,35	10 18	22 27	I / 2
Q2f, k / písek hlinitý	S4SM	18,0 18,5	5 15	0,5 1,5	0,30	0 8	28 30	I / 2
Q3f, d / šterky hlinité, písčité	G4GM	19,0 19,5	60 80	1,0 1,5	0,30 0,25	0 8	30 35	I / 3
V1 / andezity mírně až slabě zvětralé - značně rozpukané	R4 R3	24,5 25,5	300 1200	10,0 30,0	0,25 0,20	50 150	30 44	I-II / 5
V2 / andezity slabě zvětralé - středně rozpukaný	R3 R2	25,5 26,5	1500 5000	30,0 60,0	0,20 0,15	400 1200	39 50	II / 5-6

V místě kontaktu úložného prahu s prvky nosné desky (mostovky) je uvolněna vnitřní vazba otočení kolem příčné osy, čímž je simulován vrubový kloub konstrukce.

Výpočetní model pro lokální analýzu byl podepřen na spodní ploše základového prahu, kdy mu bylo bráněno v pohybu ve směrech osy Z a Y. Podepření ve směru osy X bylo realizováno na plochách, kde je posuzovaná část oddělena od zbytku konstrukce.



Obrázek 8 Okrajové podmínky modelu

4.4 Etapizace výpočetního modelu

Vzhledem k jednoduchosti konstrukce není výpočetní model etapizován.

5 ZATÍŽENÍ

Zatížení konstrukce bylo uvažované v normových velikostech a směrech působení. Proměnné zatížení dopravou je uvažované dle [8]. Podrobnější popis zatížení je uveden v konkrétních částech statického výpočtu. Plochy příčných řezů byly odměřeny v CAD programu.

5.1 Stálá a ostatní stálá zatížení

STÁLÁ A OSTATNÍ STÁLÁ ZATÍŽENÍ				
- Pozn.: Deska je modelována pruty šířky 750mm				
Zdroj zatížení	Typ	Výpočet zatížení	Výsledek	Jednotka
Vlastní tíha desky	f	$25 \cdot 0,4 \cdot 0,75$	7,5	kN/m
Vlastní tíha prahu	f	$25 \cdot 0,85 \cdot 0,75$	15,9	kN/m
Ostatní stálá zatížení				
- Krajní pruty	f_1	$0,27 \cdot 25 + 1,0$	7,3	kN/m
- Střední pruty	f_2	$1,1 \cdot 26 \cdot 0,09 \cdot 0,75$	1,9	kN/m
Mikropiloty – volná délka	f	$3,14 \cdot 0,11 \cdot 0,11 \cdot 0,25 \cdot 25$	0,2	kN/m
Mikropiloty - dřík	f	$3,14 \cdot 0,2 \cdot 0,2 \cdot 0,25 \cdot 25$	0,8	kN/m

5.2 Poklesy a posuny podpor

Konstrukce je staticky určitá a pokles podpor nemá vliv na její napjatost.

5.3 Reologické změny betonu

Vzhledem k jednoduchosti navržené konstrukce je zatížení smrštěním modelováno jako ochlazení nosné konstrukce (desky) o -15°C .

5.4 Proměnná zatížení

5.4.1 Zatížení dopravou dle [8]

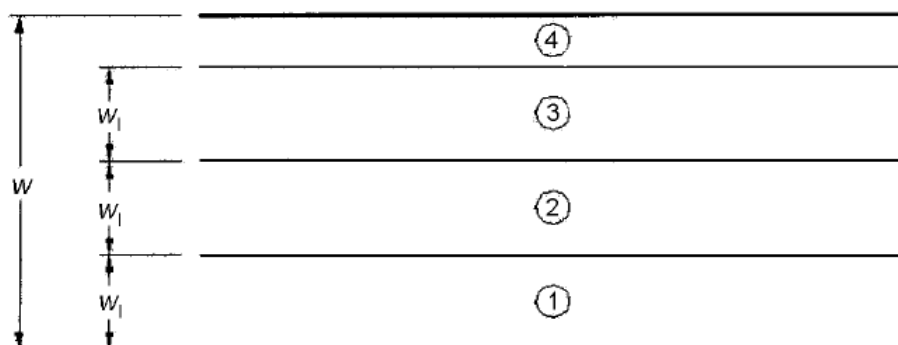
Skupina pozemních komunikací 2.

Tabulka NA.2.1 – Hodnoty regulačních součinitelů α pro ČR

Skupina pozemních komunikací	α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Q3}	α_{Q1}	α_{Q2}	$\alpha_{Qi} (i > 2)$ a α_{Qr}
1	1	1	1	1	2,4	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45 ¹⁾	1,6	1,6

5.4.1.1 Počet a šířka jízdních pruhů

Jízdní pruhy budou na konstrukci umístěny tak, aby byla zohledněna poloha zbývajících ploch u levé i pravé římsy.



Legenda

w šířka vozovky

w_l šířka zatěžovacího pruhu

1 zatěžovací pruh č. 1

2 zatěžovací pruh č. 2

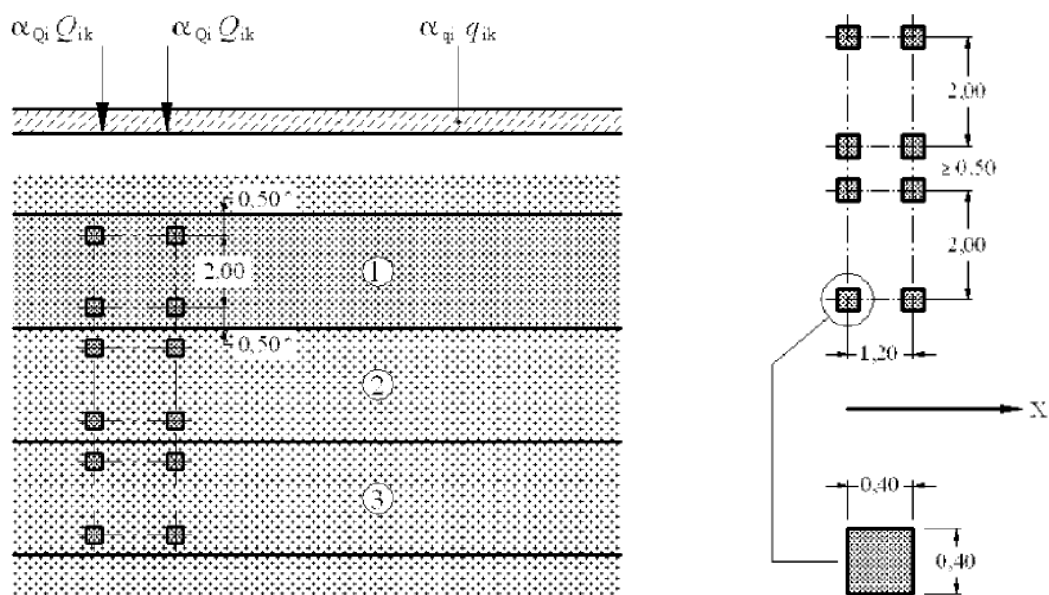
3 zatěžovací pruh č. 3

4 zbývající plocha

Celková šířka komunikace			= 5,0 m
Počet jízdních pruhů	$w = 3,0\text{m}$	$= \text{int}(5,0/3,0)$	= 1 ks
Zbývající šířka		$= 5,0-3,0$	= 2,0 m

5.4.1.2 Souprava LM1

Umístění	Dvojnáprava (TS)	Rovnoměrné zatížení (UDL)
	nápravové síly $Q_{\text{řk}}$ [kN]	$q_{\text{řk}}$ (nebo $q_{\text{řk}}$) [kN/m ²]
Pruh č. 1	300	9
Pruh č. 2	200	2,5
Pruh č. 3	100	2,5
Ostatní pruhy	0	2,5
Zbývající plocha ($q_{\text{řk}}$)	0	2,5



Výsledné hodnoty při zohlednění součinitelů alfa:

Zatěžovací pruh	TS	UDL
Pruh č.1	240 kN	4,0 kN/m ²
Zbývající plocha	-	4,0 kN/m ²

5.4.1.3 Souprava LM3

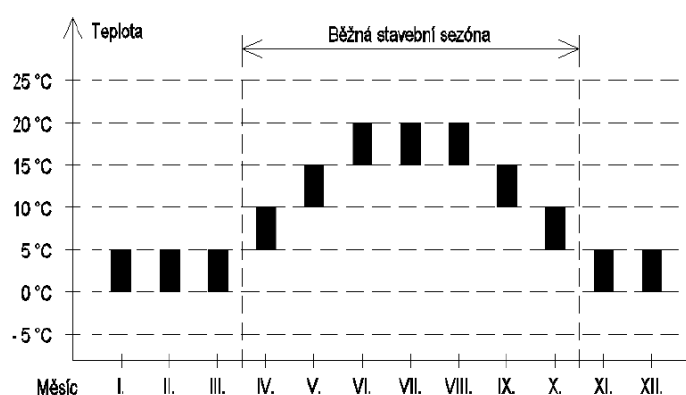
Vzhledem k třídě komunikace není se zatížením soupravou LM3 na požadavek investora uvažováno.

5.4.1.4 Brzdné a rozjezdové síly

L		= 7,6m
Q_{lk}	= $0,6 \cdot 1,0 \cdot 2 \cdot 240 + 0,1 \cdot 0,45 \cdot 3,0 \cdot 9,0 \cdot 7,6$	= 297,2 kN
q_{lk}	= $297,2 / (7,6 \cdot 8)$	= 4,9 kN/m

5.4.2 Zatížení teplotou dle [5]

Typ konstrukce 3.c – betonový nosník. Referenční teplota je uvažována dle následujícího grafu hodnotou $T_0=10^\circ\text{C}$.



5.4.2.1 Rovnoměrná složka

Lokalita	Ostrovec	
T_0	- referenční teplota	= 10°C
T_{max}		= 40°C
T_{min}		= -34°C
$T_{e,max}$	= $40 + 1,5$	= $41,5^\circ\text{C}$
$T_{e,min}$	= $-34 + 8$	= $-26,0^\circ\text{C}$
$\Delta T_{N,CON}$	= $-24-10$	= $-36,0^\circ\text{C}$
$\Delta T_{N,EXP}$	= $39,5-10$	= $31,5^\circ\text{C}$

5.4.2.2 Teplotní gradient

Pro vyčíslení zatížení teplotním gradientem je uvažováno s tloušťkou mostního svršku 90 mm. Zatížení bylo uvažováno dle postupu č. 1 dle čl. 6.1.4.1 normy z důvodu jednoduchého působení mostní konstrukce.

k_{sur}	- horní povrch teplejší	= 0,7
	- dolní povrch teplejší	= 1,0
$T_{m,heat}$	- horní povrch teplejší	= $0,7 \cdot 15$ = $10,5^\circ\text{C}$

$T_{m,cool}$

- dolní povrch teplejší

=1,0*8

= 8,0 °C

5.4.3 Zatížení větrem dle [4]

Vzhledem k charakteru konstrukce a její výšce nad terénem je zatížení větrem zanedbáno.

6 KOMBINACE ZATÍŽENÍ

Popsaná zatížení jsou kombinována ve smyslu normy ČSN 1990.

6.1 Mezní stav únosnosti (MSÚ)

Základní kombinace:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.10)$$

Alternativně:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.10a)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.10b)$$

6.2 Mezní stav použitelnosti (MSP)

Charakteristická kombinace:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.14b)$$

Častá kombinace:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.15b)$$

Kvazistálá kombinace:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.16b)$$

Občasná kombinace:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,infq} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{1,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.15b)$$

6.3 Mimořádné návrhové situace

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ nebo } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.11b)$$

6.4 Dílčí součinitele zatížení pro MSÚ dle jiných norem

Předpětí	- globální analýza	ČSN EN 1992-1-1	$\gamma_{p,fav}$	1,00
	- stabilita	ČSN EN 1992-1-1	$\gamma_{p,unfav}$	1,30
	- lokální analýza (kotvení)	ČSN EN 1992-1-1	$\gamma_{p,unfav}$	1,20

Smršťování

ČSN EN 1992-1-1

 γ_{SH}

1,00

6.5 Hodnoty kombinačních součinitelů

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

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

6.5.1 Návrhové hodnoty zatížení (EQU) – Soubor A

Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Předpětí	Hlavní proměnné zatížení (*)	Vedlejší proměnná zatížení (*)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
(Výraz 6.10)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	γ_{FP}	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$
(*) Proměnná zatížení jsou ta, která jsou uvažována v tabulkách A2.1 až A2.3.						
<p>POZNÁMKA 1 Hodnoty γ pro trvalé a dočasné návrhové situace mohou být stanoveny v národní příloze. ^{NP19)}</p> <p>Pro trvalé návrhové situace je doporučený soubor hodnot γ:</p> <p>$\gamma_{G,sup} = 1,05$ $\gamma_{G,inf} = 0,95^{(1)}$ $\gamma_Q = 1,35$ pro nepříznivá zatížení silniční dopravou a chodci, (0 pro příznivá); $\gamma_Q = 1,45$ pro nepříznivá zatížení železniční dopravou, (0 pro příznivá); $\gamma_Q = 1,50$ pro všechna ostatní nepříznivá proměnná zatížení v trvalých návrhových situacích (0 pro příznivá); γ_{FP} = doporučené hodnoty jsou definovány v příslušných Eurokódech pro navrhování.</p> <p>Pro dočasné návrhové situace, při kterých vzniká nebezpečí ztráty statické rovnováhy, vyjadřuje $Q_{k,1}$ hlavní destabilizující proměnné zatížení a $Q_{k,i}$ vyjadřuje příslušné vedlejší destabilizující proměnné zatížení.</p> <p>Pokud je postup výstavby kontrolován odpovídajícím způsobem, jsou doporučené hodnoty souboru součinitelů γ:</p> <p>$\gamma_{G,sup} = 1,05$ $\gamma_{G,inf} = 0,95^{(1)}$ $\gamma_Q = 1,35$ pro nepříznivá staveništní zatížení (0 pro příznivá); $\gamma_Q = 1,50$ pro všechna ostatní nepříznivá proměnná zatížení (0 pro příznivá).</p> <p>⁽¹⁾ Tam, kde se používá protizávaží, lze variabilitu jeho charakteristik zohlednit např. pomocí jednoho nebo obou následujících doporučených pravidel:</p> <ul style="list-style-type: none"> – použití dílčího součinitele $\gamma_{G,inf} = 0,8$ tam, kde není vlastní tíha dobře definována (např. kontejner); – uvažováním odchylek v umístění protizávaží oproti projektu, které je stanoveno úměrně k rozměrům mostu, přičemž velikost protizávaží je definována. U ocelových mostů se v průběhu vysouvání odchylka v umístění protizávaží zpravidla uvažuje hodnotou ± 1 m. 						
<p>POZNÁMKA 2 Pro ověření zdvihání v místě ložisek u spojitých mostů nebo v případech, kdy ověření statické rovnováhy také zahrnuje odolnost nosných prvků (např. tam, kde ztrátě statické rovnováhy je zabráněno stabilizačním systémem nebo zařízením, např. kotvením, podpěrami nebo zvláštními stojkami), lze kromě dvou oddělených postupů ověření podle tabulek A2.4(A) a A2.4(B) provést kombinované ověření podle tabulky A2.4(A). Soubor hodnot γ lze definovat v národní příloze. Doporučují se následující hodnoty γ: ^{NP20)}</p> <p>$\gamma_{G,sup} = 1,35$ $\gamma_{G,inf} = 1,25$ $\gamma_Q = 1,35$ pro nepříznivá zatížení silniční dopravou a chodci, (0 pro příznivá); $\gamma_Q = 1,45$ pro nepříznivá zatížení železniční dopravou, (0 pro příznivá); $\gamma_Q = 1,50$ pro všechna ostatní nepříznivá proměnná zatížení v trvalých návrhových situacích (0 pro příznivá); $\gamma_Q = 1,35$ pro všechna ostatní nepříznivá proměnná zatížení (0 pro příznivá); za předpokladu, že použitím $\gamma_{G,inf} = 1,00$ jak pro příznivou, tak pro nepříznivou část stálých zatížení nevznikne účinek nepříznivější.</p>						

6.5.2 Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO) – soubor B

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

(*) 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.^{NP27)}

POZNÁMKA 2 Hodnoty součinitelů γ a ξ lze stanovit v národní příloze. Při použití výrazů (6.10), nebo (6.10a) a (6.10b) jsou doporučené hodnoty součinitelů γ a ξ následující:^{NP20)}

$\gamma_{G,sup} = 1,35$ ¹⁾

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

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

$\gamma_Q = 1,45$, pokud Q reprezentuje nepříznivě působící zatížení od železniční dopravy, pro sestavy zatížení 11 až 31 (s výjimkou 16, 17, 26³⁾ a 27³⁾), model zatížení 71, SW/0 a HSI M a skutečné vlaky, pokud se uvažují jako jednotlivá hlavní zatížení dopravy; (0 pro příznivá);

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

$\gamma_Q = 1,50$ pro ostatní zatížení dopravy a pro další proměnná zatížení; ²⁾

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

$\gamma_{Gset} = 1,20$ v případě pružné lineární analýzy a $\gamma_{Gset} = 1,35$ v případě nelineární analýzy, 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 γ , které se použijí pro vynucená přetvoření.

γ_P = doporučené hodnoty definované v příslušných Eurokódech pro navrhování.

1) Tyto hodnoty zahrnují: vlastní tíhu nosných a nenosných částí, kolejové lože, zeminu, podzemní vodu a volně tekoucí vodu, odstranitelné zatížení, apod.

2) Tyto hodnoty zahrnují: průměrný vodorovný zemní tlak, podzemní vodu, volně tekoucí vodu, zvýšení složky zemního tlaku od dopravy, aerodynamická zatížení od dopravy, zatížení větrem, teplotou apod.

3) Pro zatížení železniční dopravy u sestav zatížení 26 a 27 lze součinitel $\gamma_Q = 1,20$ použít pro jednotlivé složky zatížení dopravy související s SW/2 a součinitel $\gamma_Q = 1,45$ lze použít pro jednotlivé složky zatížení dopravy související s modely zatížení 71, SW/0 a HSLM, apod.

POZNÁMKA 3 Charakteristické hodnoty všech stálých zatížení z jednoho zdroje se násobí součinitelem $\gamma_{G,sup}$, pokud celkový výsledný účinek je nepříznivý a součinitelem $\gamma_{G,inf}$, pokud celkový výsledný účinek je příznivý. Např. všechna zatížení mající původ od vlastní tíhy konstrukce lze uvažovat jako pocházející z jednoho zdroje; toto lze použít i v případě, kdy se jedná o různé materiály. Nicméně viz A2.3.1(2).

POZNÁMKA 4 Pro zvláštní ověření lze hodnoty γ_Q a γ_Q rozdělit na γ_Q a γ_Q a na součinitel γ_{sa} zahrnující nejistoty modelování. Hodnota γ_{sa} je v oboru 1,0 – 1,15 a lze ji použít v nejobecnějších případech a také ji lze upravit v národní příloze.^{NP27)}

POZNÁMKA 5 Tam, kde zatížení vodou nejsou zahrnuta v EN 1997 (např. proudící voda), lze pro konkrétní projekt stanovit kombinace zatížení, které se mají použít.

6.5.3 Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO) – soubor C

Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Předpětí	Hlavní proměnné zatížení (*)	Vedlejší proměnná zatížení (*)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
(Výraz 6.10)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(*) Proměnná zatížení jsou uvedena v tabulkách A2.1 až A2.3.						
POZNÁMKA Hodnoty γ mohou být stanoveny v národní příloze. Doporučený soubor hodnot γ : NP28)						
$\gamma_{G,sup} = 1,00$						
$\gamma_{G,inf} = 1,00$						
$\gamma_{G,set} = 1,00$						
$\gamma_Q = 1,15$ pro nepříznivá zatížení silniční dopravou a chodci; (0 pro příznivá);						
$\gamma_Q = 1,25$ pro nepříznivá zatížení železniční dopravou; (0 pro příznivá);						
$\gamma_Q = 1,30$ pro proměnnou část vodorovného zemního tlaku od zeminy, podzemní vody, volné vody a štěrkového lože, pro zvýšení horizontální složky zemního tlaku od dopravy (působící nepříznivě); (0 pro příznivá zatížení);						
$\gamma_Q = 1,30$ pro všechna ostatní nepříznivá proměnná zatížení, (0 pro příznivá);						
$\gamma_{G,set} = 1,00$ v případě lineární pružné nebo nelineární analýzy, pro návrhové situace, při kterých mohou mít zatížení způsobená nerovnoměrným sedáním nepříznivý účinek. U návrhových situací, při kterých mohou mít zatížení od nerovnoměrného sedání příznivý účinek, se tato zatížení do výpočtu nezahrnují.						
γ_P = doporučené hodnoty jsou definovány v příslušných Eurokódech pro navrhování.						

6.5.4 Návrhové hodnoty zatížení v mimořádných situacích

Návrhová situace	Stálá zatížení		Předpětí	Mimořádná nebo seizmická situace	Vedlejší proměnná zatížení (**)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
Mimořádná (*) (Výraz 6.11a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	A_d	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$ nebo $\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Seizmická (***) (Výraz 6.12a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$A_{Ed} = \gamma_1 A_{Ek}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	

(*) Pro mimořádné návrhové situace lze nejúčinnější proměnné zatížení uvažovat častou hodnotou, nebo, jako v případě seizmické návrhové situace, kvazistálou hodnotou. V závislosti na uvažované mimořádné návrhové situaci jsou hodnoty uvedeny v národní příloze. NP29)

(**) Proměnná zatížení jsou uvedena v tabulkách A2.1 až A2.3.

(***) Zvláštní seizmické návrhové situace mohou být specifikovány v národní příloze nebo pro konkrétní projekt. U železničních mostů lze zatížit pouze jednu kolej a model zatížení SW/2 se může zanedbat.

POZNÁMKA Návrhové hodnoty zatížení v této tabulce A2.5 lze změnit v národní příloze. Pro všechna zatížení jiná než seizmická se doporučuje hodnota $\gamma = 1,0$. NP30)

6.5.5 Návrhové hodnoty zatížení MSP

Kombinace	Stálá zatížení G_d		Předpětí	Proměnná zatížení Q_d	
	Nepříznivá	Příznivá		Hlavní	Ostatní
Charakteristická	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Častá	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Kvazistálá	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

6.6 Zatěžovací stavy

Č.	Název	Typ	Popis
1	G0_Deska	Dead Load (D)	Vlastní tíha desky
2	G0_Práh	Dead Load (D)	Vlastní tíha prahu
3	G0_Mikropiloty	User Defined Load (USER)	Vlastní tíha mikropilot
4	G_Ostatní stálá	Dead Load of Component and Attachments (DC)	Ostatní stálá zatížení
5	BR_brzdné X+	User Defined Load (USER)	Brzdné síly ve směru X+
6	BR_brzdné X-	User Defined Load (USER)	Brzdné síly ve směru X-
7	T_Tn,exp	User Defined Load (USER)	Rovnoměrné oteplení
8	T_Tn,con	User Defined Load (USER)	Rovnoměrné ochlazení
9	T_Tm,heat	User Defined Load (USER)	Nerovnoměrné oteplení
10	T_Tm,cool	User Defined Load (USER)	Nerovnoměrné ochlazení
11	S_Smrštění	User Defined Load (USER)	Zatížení smrštěním
12	ZERO	User Defined Load (USER)	Nulový zatěžovací stav

6.7 Kombinace zatížení

1 G+G0 Active Add
 G0_Deska(1.000) + G0_Práh(1.000) + G0_Mikropiloty(1.000)
 + G_Ostatní stálá(1.000)

2 REO_F Active Add
 S_Smrštění(1.000)

3 T1 Active Add
 T_Tn,exp(1.000) + T_Tm,heat(0.750)

4 T2 Active Add
 T_Tn,exp(0.350) + T_Tm,heat(1.000)

5 T3 Active Add
 T_Tn,exp(1.000) + T_Tm,cool(0.750)

6 T4 Active Add
 T_Tn,exp(0.350) + T_Tm,cool(1.000)

7 T5 Active Add
 T_Tn,con(1.000) + T_Tm,cool(0.750)

8 T6 Active Add
 T_Tn,con(0.350) + T_Tm,cool(1.000)

9 T7 Active Add
 T_Tn,con(1.000) + T_Tm,heat(0.750)

10 T8 Active Add
 T_Tn,con(0.350) + T_Tm,heat(1.000)

11 T_ENV Active Envelope
 T_Tn,exp(1.000) + T_Tn,con(1.000) + T_Tm,heat(1.000)
 + T_Tm,cool(1.000) + T1(1.000) + T2(1.000)
 + T3(1.000) + T4(1.000) + T5(1.000)
 + T6(1.000) + T7(1.000) + T8(1.000)
 + ZERO(1.000)

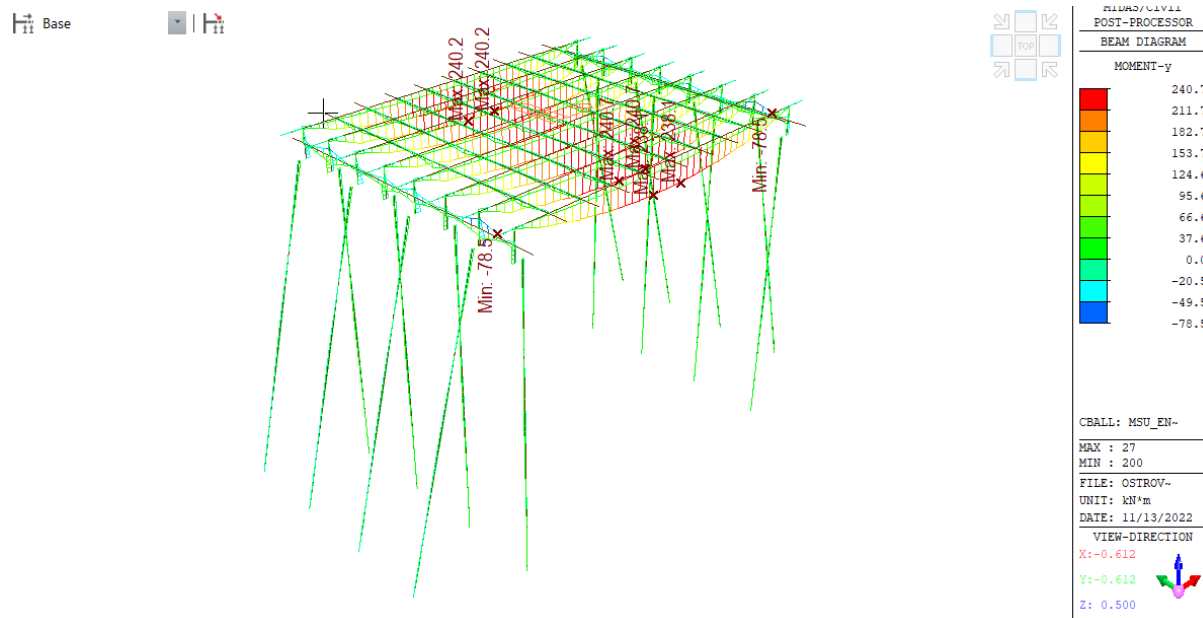
12 LM1_CHAR Active Envelope

	LM1-L_CHAR(1.000) +	LM1-P_CHAR(1.000)		
13	LM1_FREQ Active LM1-L_FREQ(1.000) +	Envelope LM1-P_FREQ(1.000)		
14	gr1a_CHAR Active LM1_CHAR(1.000)	Add		
15	gr1a_FREQ Active LM1_FREQ(1.000)	Add		
16	BR_ENV Active BR_brzdné X+(0.100) +	Envelope BR_brzdné X-(0.100) +	ZERO(1.000)	
17	gr2_CHAR Active LM1_FREQ(1.000) +	Add BR_ENV(1.000)		
18	TRAF_CHAR Active gr1a_CHAR(1.000) +	Envelope gr2_CHAR(1.000) +	ZERO(1.000)	
19	TRAF_FREQ Active gr1a_FREQ(1.000) +	Envelope ZERO(1.000)		
20	MSU-1 Active G+G0(1.350) + + T_ENV(0.900)	Add REO_F(1.000) +	TRAF_CHAR(1.350)	
21	MSU-2 Active G+G0(1.000) + + T_ENV(0.900)	Add REO_F(1.000) +	TRAF_CHAR(1.350)	
22	MSU-3 Active G+G0(1.350) + + T_ENV(1.500)	Add REO_F(1.000) +	TRAF_FREQ(1.350)	
23	MSU-4 Active G+G0(1.000) + + T_ENV(1.500)	Add REO_F(1.000) +	TRAF_FREQ(1.350)	
24	MSU_ENV Active MSU-1(1.000) + + MSU-4(1.000)	Envelope MSU-2(1.000) +	MSU-3(1.000)	
25	CHAR Active G+G0(1.000) + + T_ENV(0.600)	Add REO_F(1.000) +	TRAF_CHAR(1.000)	
26	FREQ Active G+G0(1.000) + + T_ENV(0.500)	Add REO_F(1.000) +	TRAF_FREQ(1.000)	
27	QUASI Active G+G0(1.000) +	Add REO_F(1.000) +	T_ENV(0.500)	

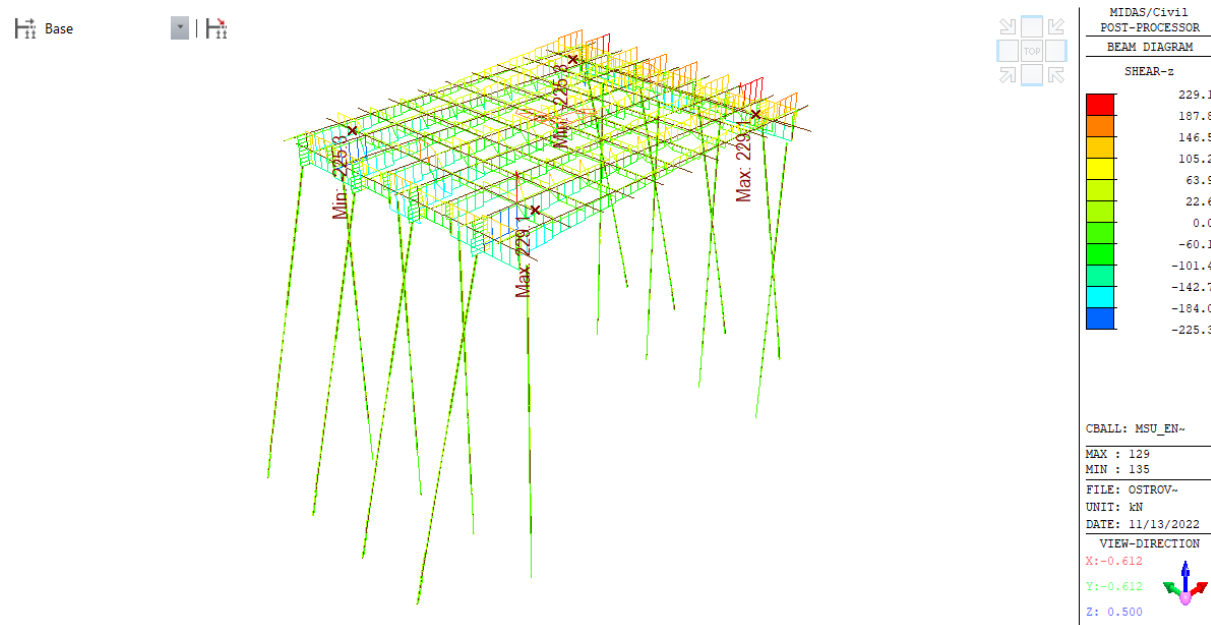
7 STATICKÉ POSOUZENÍ KONSTRUKCE

7.1 Vnitřní síly

7.1.1 Mezní stav únosnosti - MSÚ

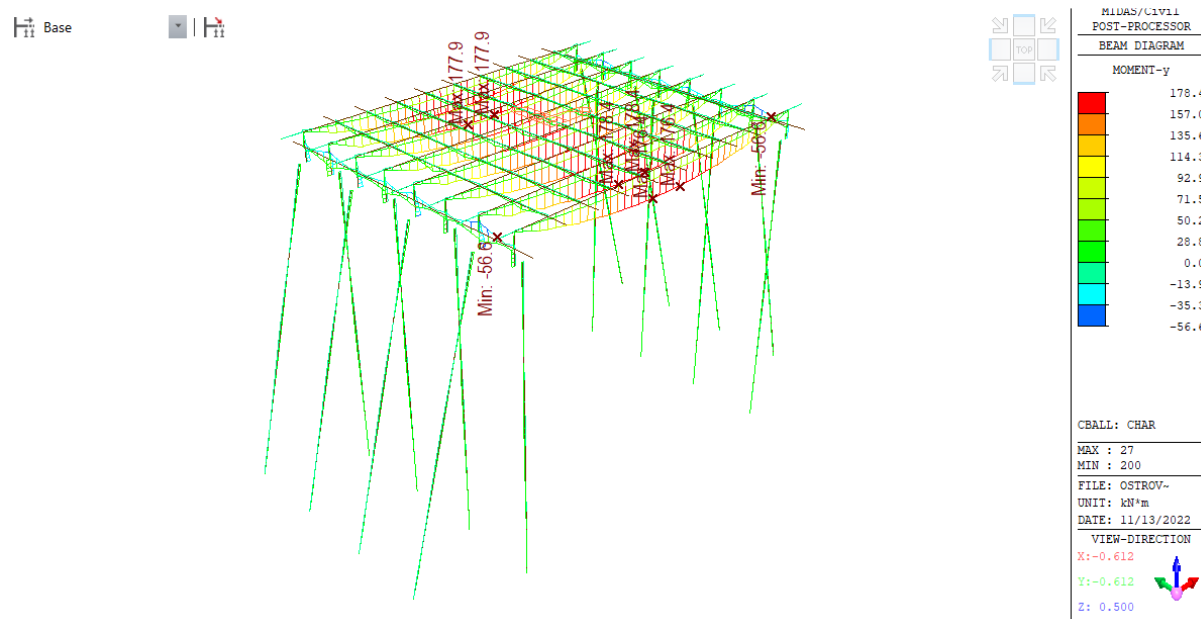


Obrázek 9 MSU - My

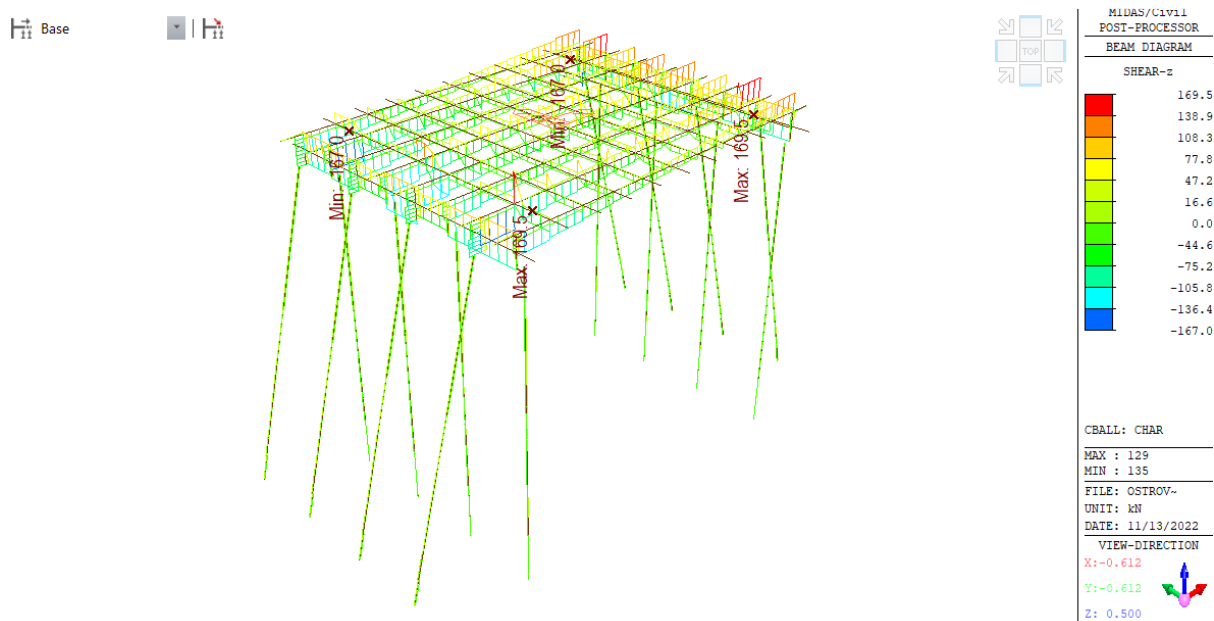


Obrázek 10 MSU - Fz

7.1.2 Charakteristická kombinace



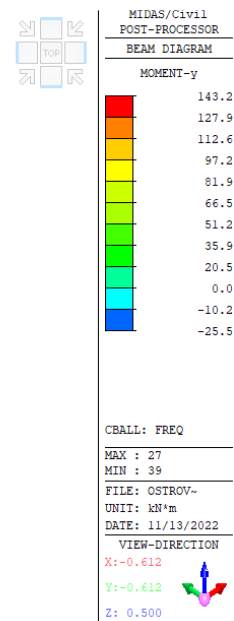
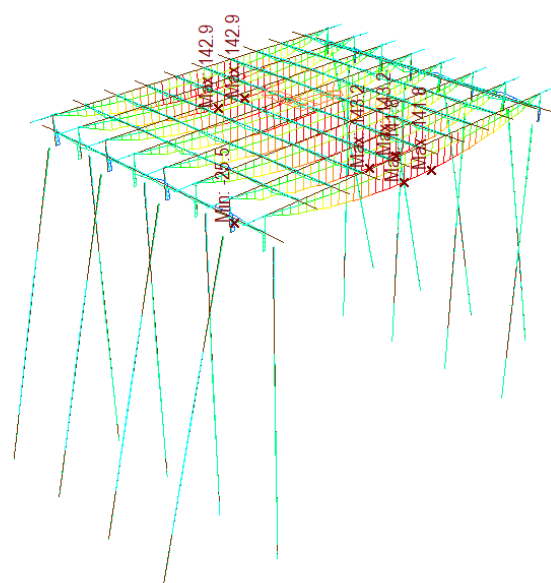
Obrázek 11 CHAR - My



Obrázek 12 CHAR - Fz

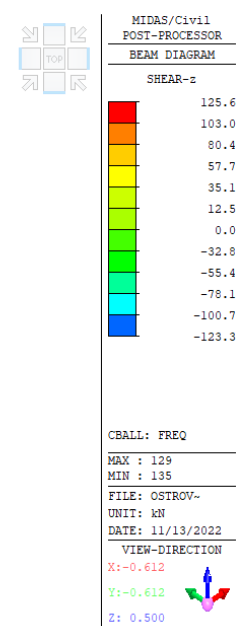
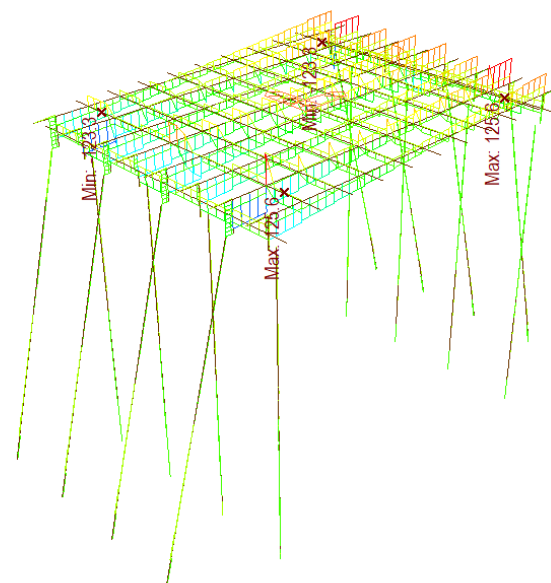
7.1.3 Častá kombinace

Base



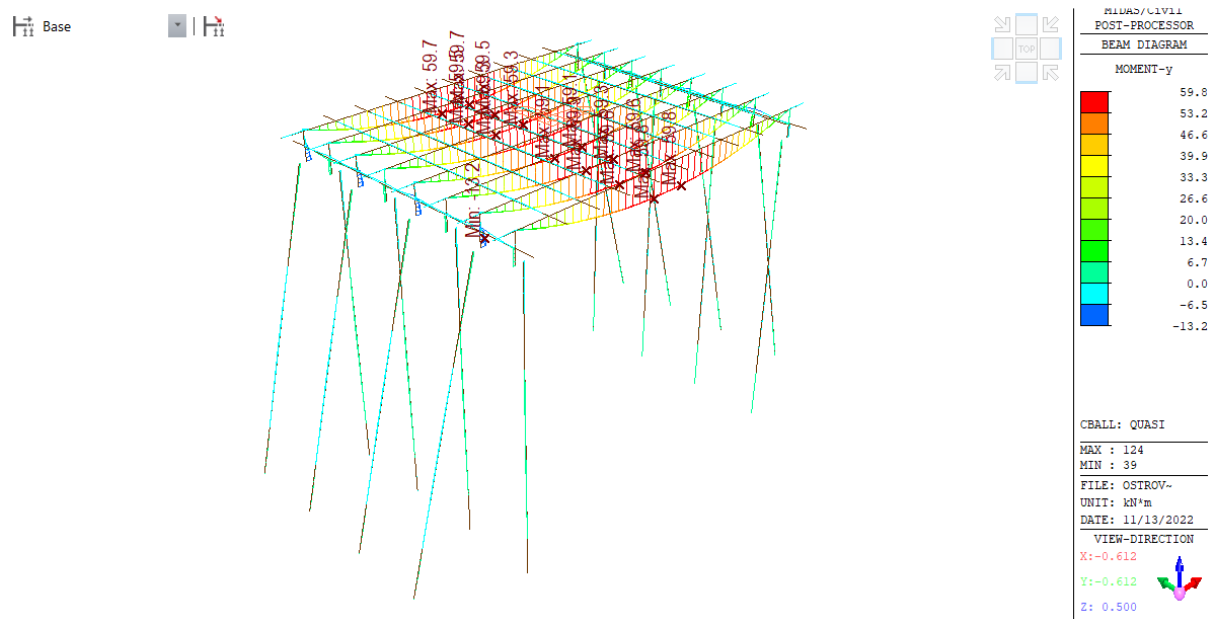
Obrázek 13 FREQ - My

Base

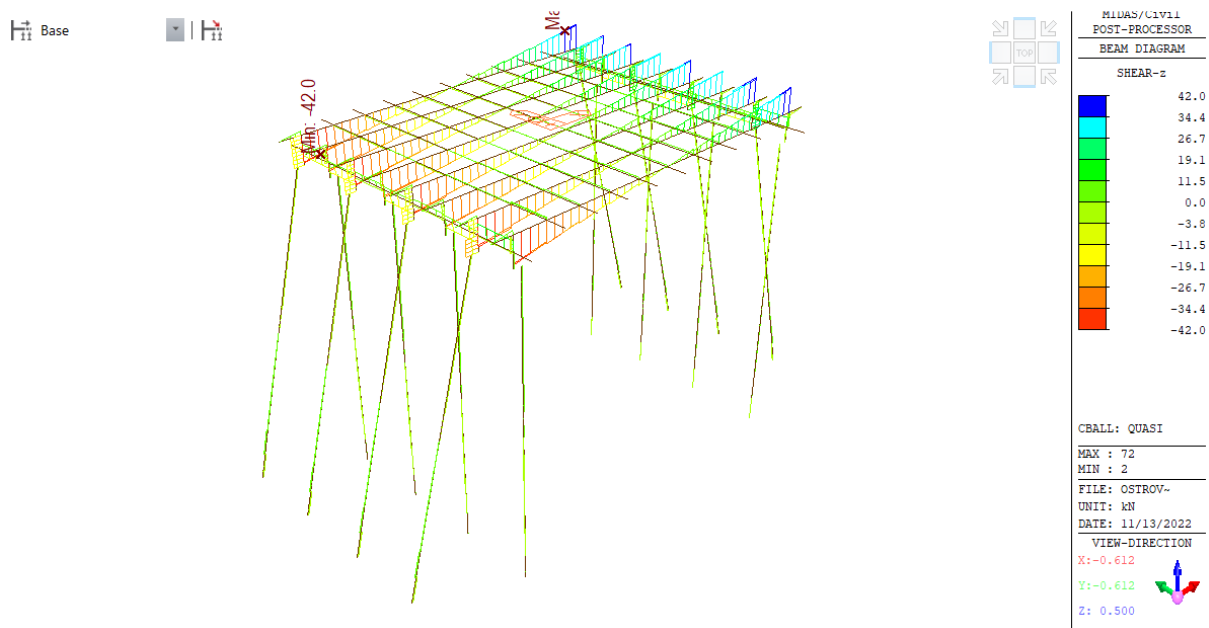


Obrázek 14 FREQ - Fz

7.1.4 Kvazi-stálá kombinace



Obrázek 15 QUASI - My



Obrázek 16 QUASI - Fz

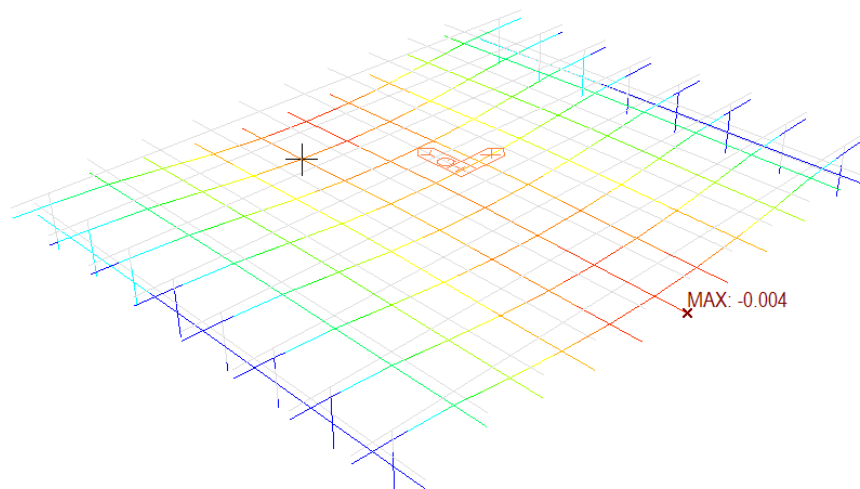
7.2 Omezení průhybů od užitého zatížení

Dle normy ČSN 73 6214 je nutné provést posouzení průhybu konstrukce od užitého zatížení. Omezení průhybu od užitého zatížení je uvedeno na následující tabulce převzaté z normového podkladu. Navržená konstrukce prostý nosník o jednom poli.

Konstrukce	Připustný průhyb
Konstrukce železobetonové z prostých nosníků o více polích	$L/500$
Konstrukce železobetonové – prosté nosníky o jednom poli	$L/350$
Konstrukce železobetonové – spojitě a rámové konstrukce	$L/350$
Konstrukce z předpjatého betonu	$L/600$

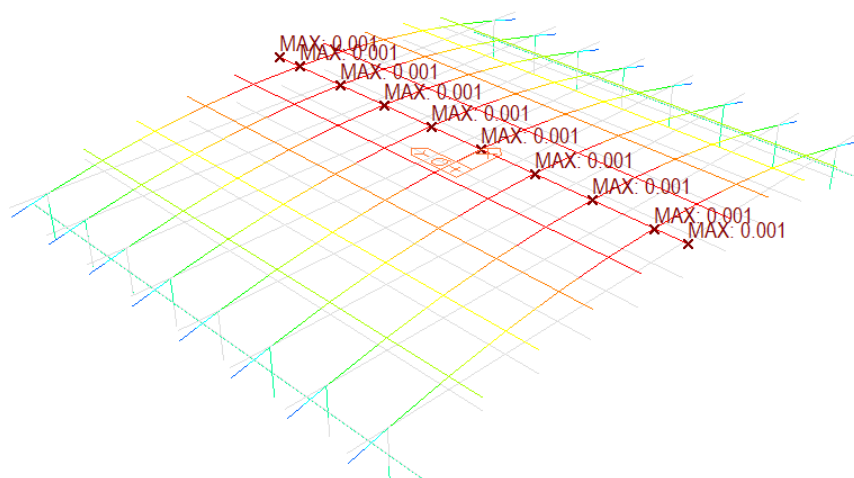
Pro navrženou konstrukci platí, že rozpětí jednoho pole má hodnotu 6750 mm. Omezující průhyb konstrukce je tedy definován hodnotou $6750/350 = 19$ mm.

Dle globálního výpočetního modelu nosné konstrukce je vypočtený průhyb:

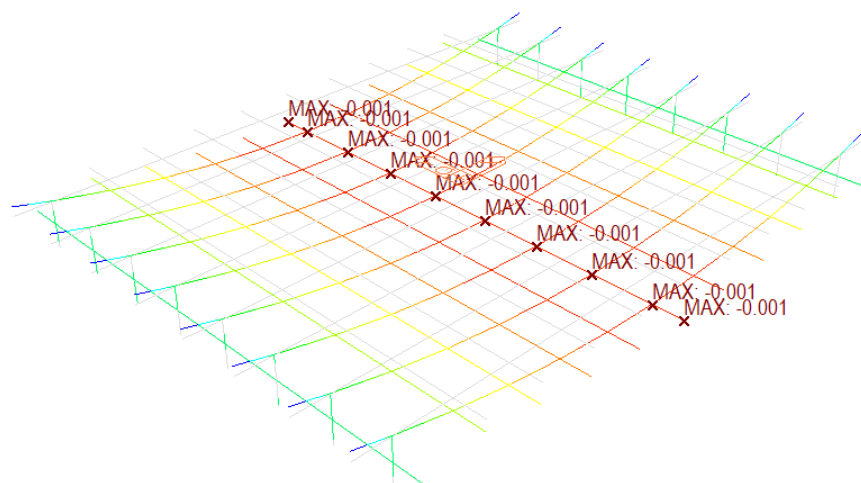


Obrázek 17 Obálka maximálního průhybu od charakteristického zatížení dopravou

Z vyobrazené deformační čáry konstrukce je patné, že maximální dosažený průhyb, při nejnepříznivější poloze zatížení, dosahuje maximální hodnoty 4 mm. Při porovnání s omezujícím průhybem o hodnotě 19 mm je patné, že konstrukce vyhovuje podmínce omezení průhybu od užitého zatížení.



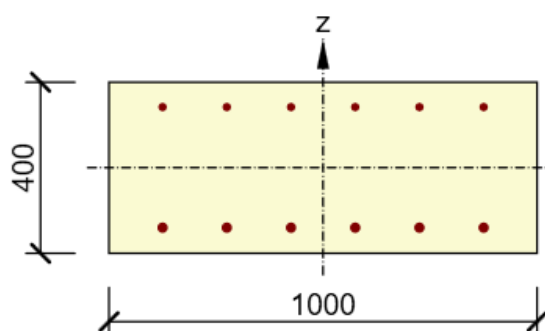
Obrázek 18 Deformace konstrukce od oteplení



Obrázek 19 Deformace konstrukce vlivem ochlazení

7.3 Deska uprostřed rozpětí

Vyztužený průřez: R 1



Beton: C30/37

Stáří: 28.0 d

Výztuž: (B 500B)

ø16-150 mm (1340mm²), z = 142 mm

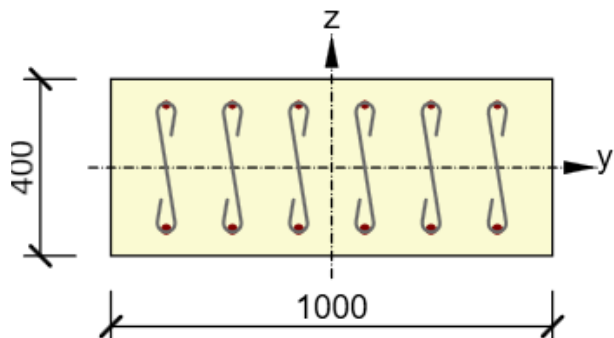
ø20-150 mm (2094mm²), z = -140 mm

Rozhodující 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	-11.0	243.0	0.0			82.8	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	-11.0	243.0	0.0			82.8	OK
Smyk	-11.0			65.0	0.0	33.9	OK
Interakce	-11.0	243.0	0.0	65.0	0.0	82.3	OK
Omezení napětí	-8.0	180.0	0.0			76.6	OK
Šířka trhliny	5.0	62.0	0.0			40.5	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

7.4 Deska u vrubového kloubu

Vyztužený průřez: R 2



Beton: C30/37

Stáří: 28.0 d

Výztuž: (B 500B)

Ø16-150 mm (1340mm²), z = 142 mm

Ø20-150 mm (2094mm²), z = -140 mm

Spony:

6.67Ø8 - 150 mm

Krytí:

Horní povrch: 50 mm

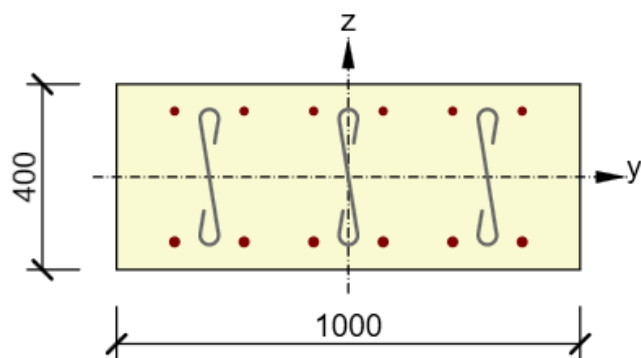
Dolní povrch: 50 mm

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	104.0	180.0	0.0	179.0	0.0	77.6	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	104.0	180.0	0.0			66.8	OK
Smyk	104.0			179.0	0.0	65.9	OK
Interakce	104.0	180.0	0.0	179.0	0.0	77.6	OK
Omezení napětí	78.0	133.0	0.0			57.9	OK
Šířka trhliny	6.0	24.0	0.0			16.2	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

7.5 Deska 625mm od vrubového kloubu

Vyztužený průřez: R 3



Beton: C30/37

Stáří: 28.0 d

Výztuž: (B 500B)

Ø16-150 mm (1340mm²), z = 142 mm

Ø20-150 mm (2094mm²), z = -140 mm

Spony:

3.33Ø8 - 150 mm

Krytí:

Horní povrch: 50 mm

Dolní povrch: 50 mm

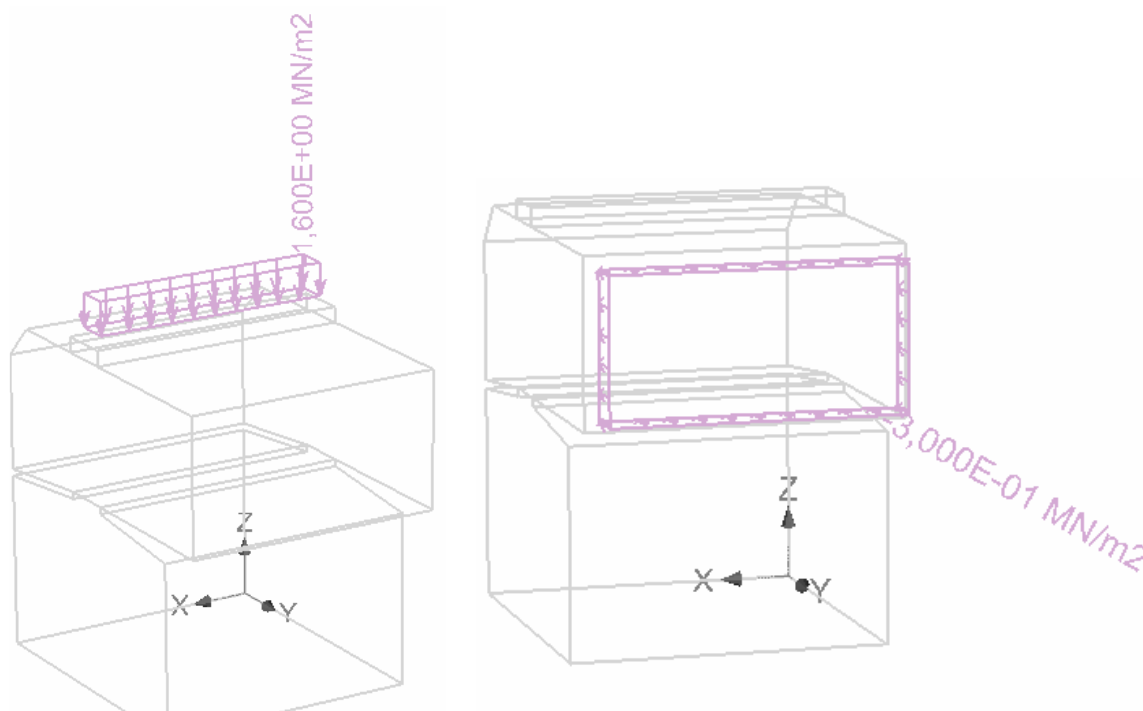
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-224.0	20.0	0.0	152.0	0.0	80.3	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-224.0	20.0	0.0			4.6	OK
Smyk	-224.0			152.0	0.0	80.3	OK
Interakce	-224.0	20.0	0.0	152.0	0.0	80.3	OK
Omezení napětí	-10.0	20.0	0.0			5.4	OK
Šířka trhliny	-10.0	20.0	0.0			0.0	OK
Konstrukční zásady	-224.0	20.0	0.0			78.5	Nevyhovuje

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

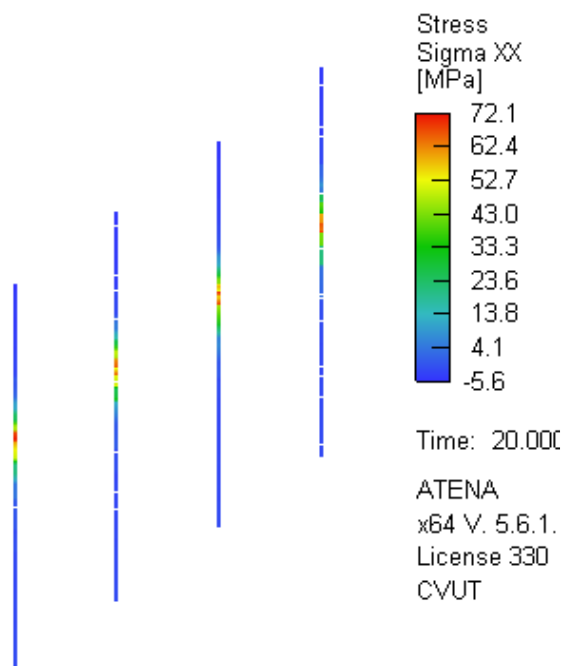
7.6 Vrubový kloub

Zatížení:

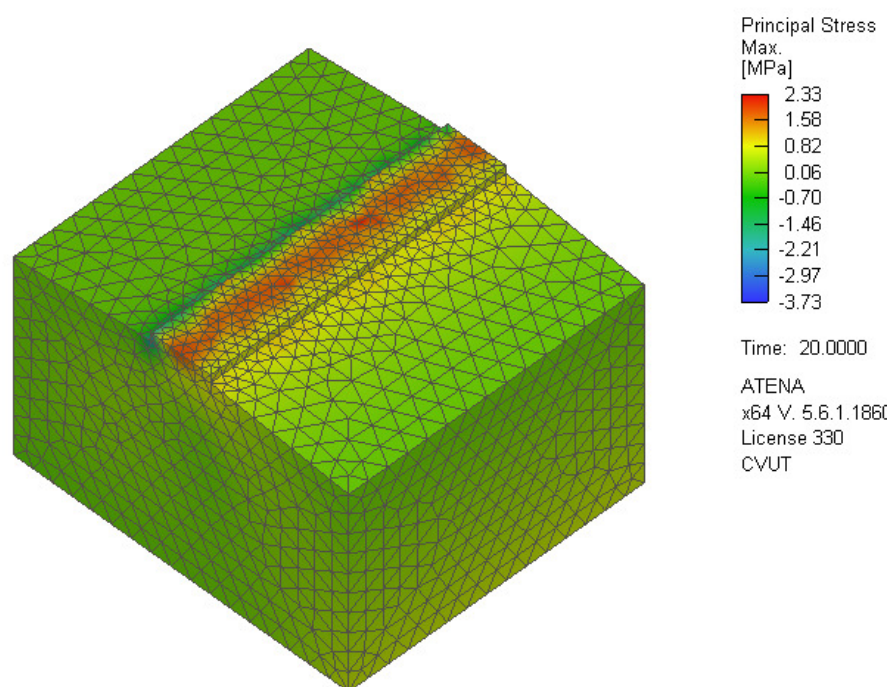
Zatížení modelu bylo provedeno pomocí dvojice sil – normálové síly o velikosti 180 kN, která stlačuje vrubový kloub a posouvající síly o velikosti 90 kN, která vrubový kloub namáhá stříhem. Síly byly na model aplikovány jako plošné zatížení. Svislá síla je roznášena pomocí elastického roznášecího makroprvku, aby působila dostředně. Vodorovná síla je aplikována na plochu, kde je přerušena nosná konstrukce. Síly byly převzaty z globálního výpočetního modelu.



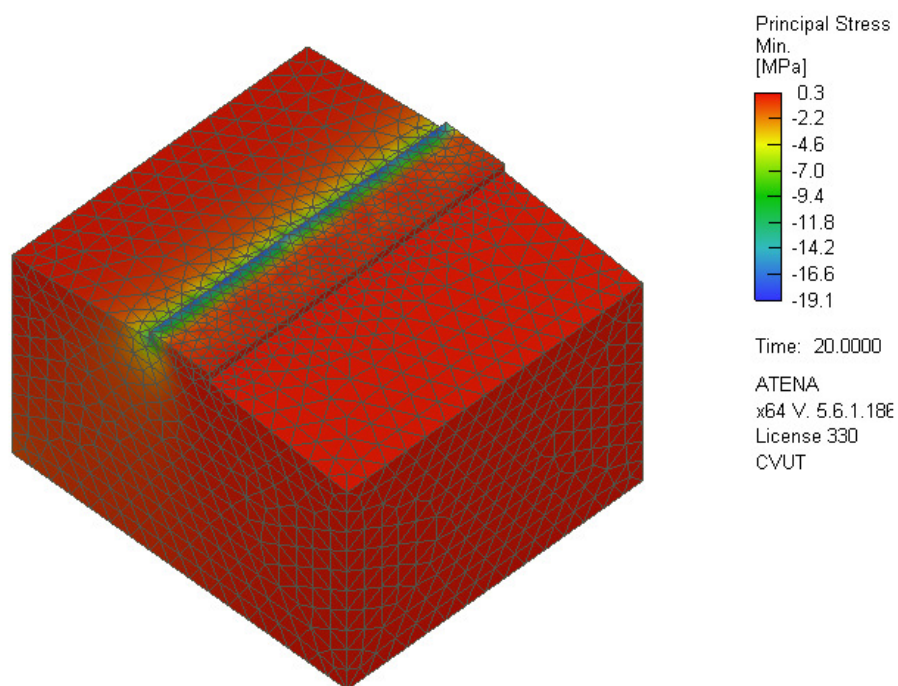
Obrázek 20 Aplikované plošné zatížení

Výsledky:

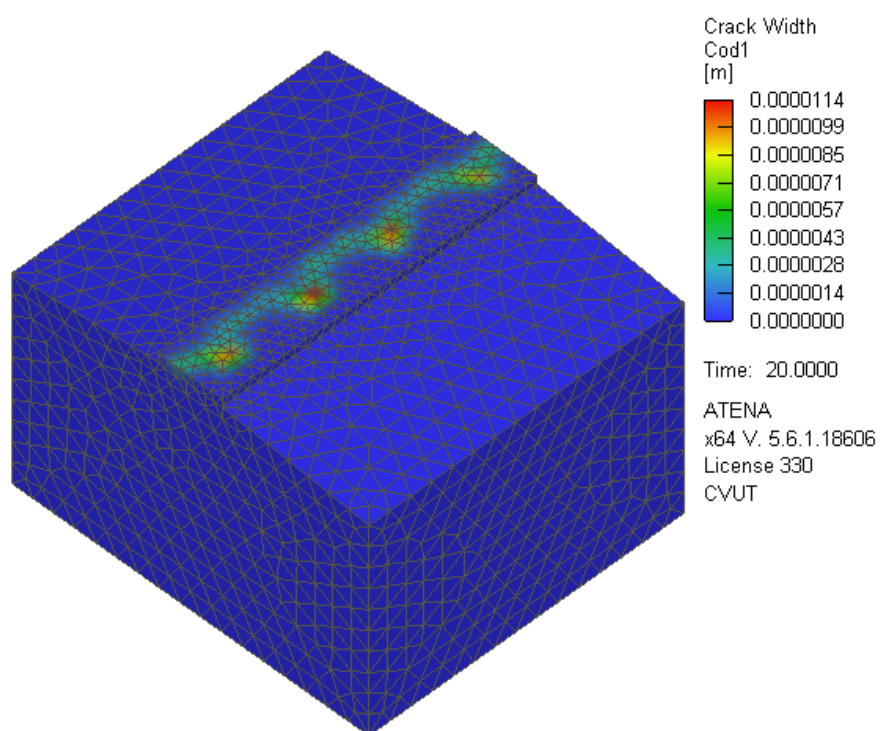
Obrázek 21 Napětí ve výztuži, maximum 72,1 MPa



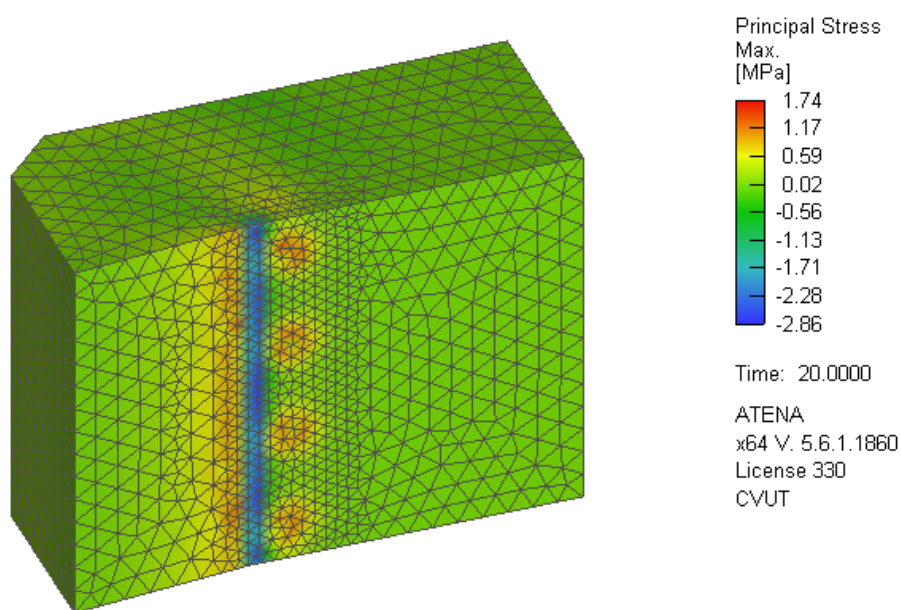
Obrázek 22 Hlavní tahové napětí na základovém prahu, maximum 2,33 MPa



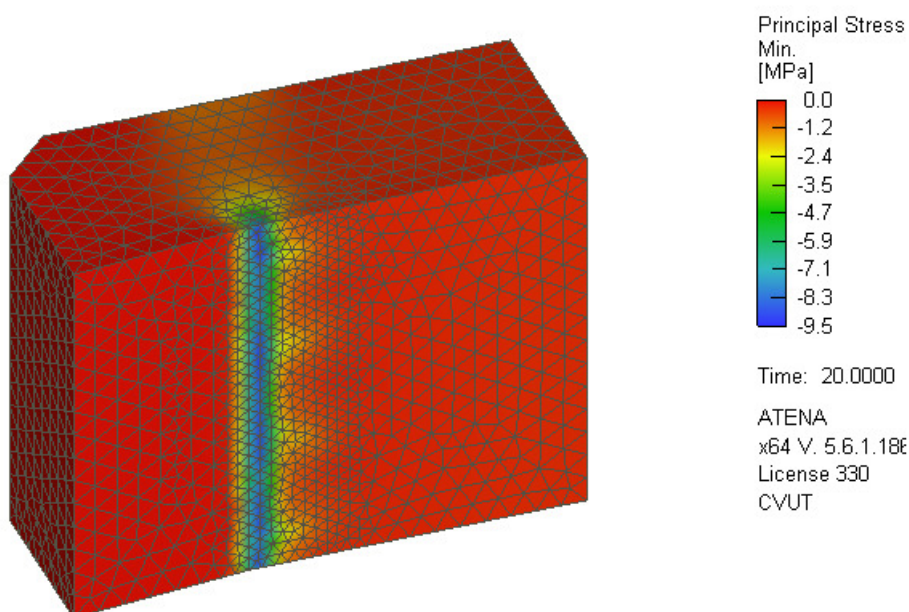
Obrázek 23 Hlavní tlakové napětí na základovém prahu, minimum -19,1 MPa



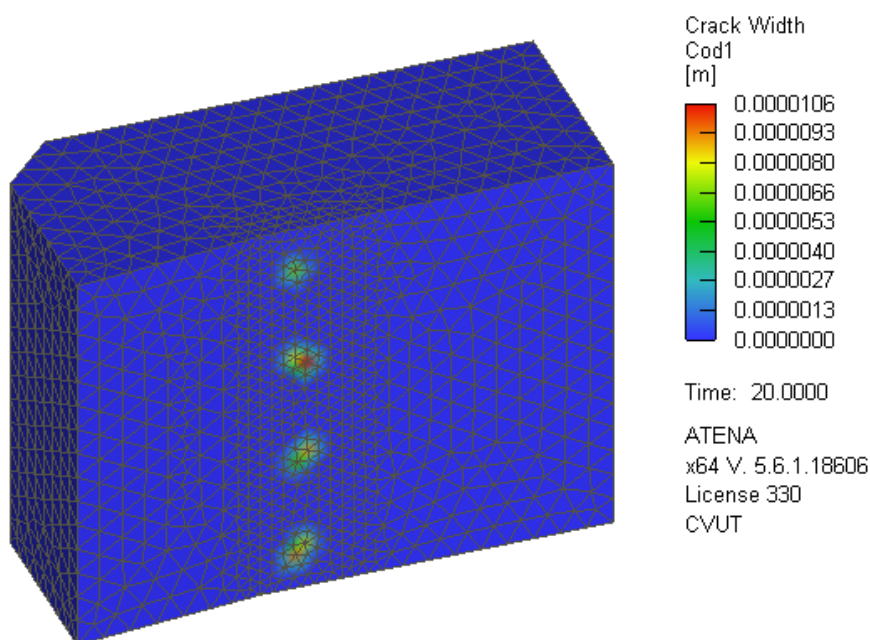
Obrázek 24 Trhliny na základovém prahu, maximální šíře 0,011 mm



Obrázek 25 Hlavní tahové napětí na nosné konstrukci, maximum 1,74 MPa



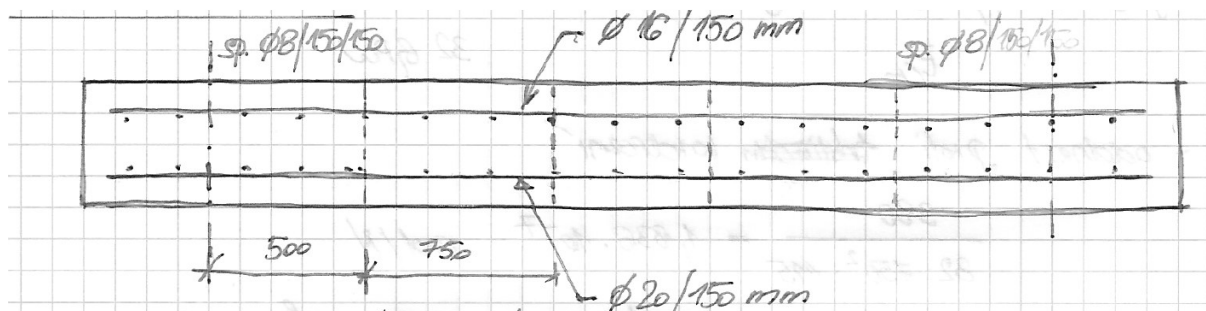
Obrázek 26 Hlavní tlakové napětí na nosné konstrukci, minimum -9,5 MPa



Obrázek 27 Trhliny na nosné konstrukci, maximální šíře 0,011 mm

Závěr:**Navržený vrubový kloub vyhovuje!****7.7 Schéma vyztužení**

Rozdělovací výztuž v desce je navržena $\varnothing 12/150$ mm. Dolní podélná výztuž $\varnothing 20/150$ mm a horní podélná výztuž $\varnothing 16/150$ mm. Smykové spony $\varnothing 8$ mm jsou ve vzdálenosti 0,5 m od osy uložení navrženy v rastru 150×150 mm, ve vzdálenosti 0,5 m až 1,25 m od osy uložení v rastru 150×300 mm a ve zbylé střední části pouze konstrukčně v počtu 9 ks/m². Prahy jsou vyztuženy tříminky $\varnothing 20/150$ mm. Dolní rozdělovací výztuž je navržena $\varnothing 20/150$ mm a u ostatních povrchů úložného prahu $\varnothing 16/150$ mm. Trny vrubového kloubu jsou navrženy $\varnothing 20/150$ mm.



Obrázek 28 Schéma vyztužení NK

7.8 Založení**7.8.1 OP01 svislá MP****Výpočet Mikropiloty****Vstupní data****Nastavení**

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

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

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

Mikropiloty

Výpočet únosnosti dříku : geometrická (Eulerova) metoda

Výpočet únosnosti kořene : metoda Lizziho

Metodika posouzení : mezní stavy

Součinitele redukce parametrů zemin			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_{m\phi} =$	1,25	[-]
Součinitel redukce soudržnosti :	$\gamma_{mc} =$	1,40	[-]
Součinitel redukce kritické síly :	$\gamma_{mf} =$	1,00	[-]
Součinitel spolehlivosti cementové směsi :	$\gamma_{sc} =$	1,50	[-]
Součinitel spolehlivosti oceli :	$\gamma_{ss} =$	1,50	[-]
Součinitel redukce únosnosti kořene :	$\gamma_r =$	1,50	[-]

Parametry zemin

Q1f-F3CS

Objemová tíha : $\gamma = 18,30 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 25,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 14,00 \text{ kPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18,30 \text{ kN/m}^3$

Q2f-S4SM

Objemová tíha : $\gamma = 18,30 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 29,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 4,00 \text{ kPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18,30 \text{ kN/m}^3$

Q3f-G4GM

Objemová tíha : $\gamma = 19,30 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 32,50^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 4,00 \text{ kPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,30 \text{ kN/m}^3$

V1-R4

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

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 37,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 100,00 \text{ kPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 25,00 \text{ kN/m}^3$

V2-R3

Objemová tíha : $\gamma = 26,00 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 45,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 800,00 \text{ kPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 26,00 \text{ kN/m}^3$

Geometrie

Průměr = 108,0 mm

Tloušťka stěny = 16,0 mm

Volná délka mikropiloty $l = 2,75 \text{ m}$

Délka kořene $l_r = 4,50 \text{ m}$

Průměr kořene $d_r = 0,30 \text{ m}$

Odklon mikropiloty od svislice $\alpha = 0,00^\circ$

Vysazení mikropiloty nad terén $l_a = 0,25 \text{ m}$

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 $f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$



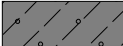
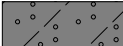
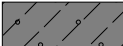


Modul pružnosti $E_{cm} = 33000,00 \text{ MPa}$

Ocel konstrukční: EN 10210-1 : S 355

Mez kluzu $f_y = 355,00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti $E = 210000,00 \text{ MPa}$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,10	0,00 .. 4,10	Q2f-S4SM	
2	0,60	4,10 .. 4,70	Q3f-G4GM	
3	0,30	4,70 .. 5,00	Q1f-F3CS	
4	0,30	5,00 .. 5,30	Q2f-S4SM	
5	0,40	5,30 .. 5,70	Q1f-F3CS	
6	0,10	5,70 .. 5,80	V1-R4	
7	-	5,80 ..	V2-R3	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Síla N [kN]	Moment M [kNm]
	nové	změna			
1	Ano		Zatížení č. 1	382,00	1,00

Posouzení čís. 1**Posouzení průřezu 1**

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepríznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení vnitřní stability průřezu: geometrická (Eulerova) metoda

Výpočet vzpěrné délky průřezu - uložení (kloub-kloub).

Modul reakce podloží $E_p = 10,00 \text{ MN/m}^3$

Spočtený počet půlvln $n = 1,58$

Vzpěrná délka $l_{cr} = 2,27 \text{ m}$

Kritická normálová síla $N_{crd} = 2136,96 \text{ kN}$

Maximální normálová síla $N_{max} = 382,00 \text{ kN}$

Vnitřní stabilita průřezu mikropiloty VYHOVUJE**Posouzení únosnosti spřaženého průřezu:**

Plocha ideálního průřezu $A_i = 5,34E+03 \text{ mm}^2$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu $J_i = 5,30E+06 \text{ mm}^4$

Štíhlost prutu $\lambda = 71,949$

Součinitel vzpěrnosti $\kappa = 0,741$

Úroveň neutrální osy $= -50,5 \text{ mm}$

Napětí v oceli $= 106,86 \text{ MPa}$

Výpočtová pevnost oceli $= 236,67 \text{ MPa}$

Spřažený průřez mikropiloty VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Posouzení kořene

Způsob výpočtu - metoda Lizziho.

Součinitel vlivu průměru kořene $= 0,80$

Průměrné mezní plášťové tření $q_{sav} = 180,00 \text{ kPa}$

Posouzení tlačené mikropiloty

Únosnost pláště mikropiloty $R_s = 610,73 \text{ kN}$

Výpočtová únosnost kořene mikropiloty $R_d = 407,15 \text{ kN}$

Maximální normálová síla $N_{max} = 382,00 \text{ kN}$

Únosnost tlačené mikropiloty VYHOVUJE

7.8.2 OP01 šikmá MP

Výpočet Mikropiloty

Vstupní data

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

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

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

Mikropiloty

Výpočet únosnosti dřívku : geometrická (Eulerova) metoda

Výpočet únosnosti kořene : metoda Lizziho

Metodika posouzení : mezní stavy

Součinitele redukce parametrů zemin			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_{m\phi} =$	1,25	[-]
Součinitel redukce soudržnosti :	$\gamma_{mc} =$	1,40	[-]
Součinitel redukce kritické síly :	$\gamma_{mf} =$	1,00	[-]
Součinitel spolehlivosti cementové směsi :	$\gamma_{sc} =$	1,50	[-]
Součinitel spolehlivosti oceli :	$\gamma_{ss} =$	1,50	[-]
Součinitel redukce únosnosti kořene :	$\gamma_r =$	1,50	[-]

Parametry zemin**Q1f-F3CS**

Objemová tíha : $\gamma = 18,30 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 25,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 14,00 \text{ kPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18,30 \text{ kN/m}^3$

Q2f-S4SM

Objemová tíha : $\gamma = 18,30 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 29,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 4,00 \text{ kPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18,30 \text{ kN/m}^3$

Q3f-G4GM

Objemová tíha : $\gamma = 19,30 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 32,50^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 4,00 \text{ kPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,30 \text{ kN/m}^3$

V1-R4

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

Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 37,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 100,00 \text{ kPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 25,00 \text{ kN/m}^3$

V2-R3

Objemová tíha : $\gamma = 26,00 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 45,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 800,00 \text{ kPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 26,00 \text{ kN/m}^3$

Geometrie

Průměr = 108,0 mm

Tloušťka stěny = 16,0 mm

Volná délka mikropiloty $l = 2,75 \text{ m}$

Délka kořene $l_r = 5,00 \text{ m}$

Průměr kořene $d_r = 0,30 \text{ m}$

Odklon mikropiloty od svislice $\alpha = 20,00^\circ$

Vysazení mikropiloty nad terén $l_a = 0,25 \text{ m}$

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 $f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$

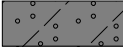

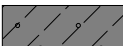
Modul pružnosti $E_{cm} = 33000,00 \text{ MPa}$


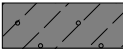


Ocel konstrukční: EN 10210-1 : S 355

Mez kluzu $f_y = 355,00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti $E = 210000,00 \text{ MPa}$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,10	0,00 .. 4,10	Q2f-S4SM	
2	0,60	4,10 .. 4,70	Q3f-G4GM	
3	0,30	4,70 .. 5,00	Q1f-F3CS	

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
4	0,30	5,00 .. 5,30	Q2f-S4SM	
5	0,40	5,30 .. 5,70	Q1f-F3CS	
6	0,10	5,70 .. 5,80	V1-R4	
7	-	5,80 .. ∞	V2-R3	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Síla N [kN]	Moment M [kNm]
	nové	změna			
1	Ano		Zatížení č. 1	340,00	1,00

Posouzení čís. 1**Posouzení průřezu 1**

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepriznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení vnitřní stability průřezu: geometrická (Eulerova) metoda

Výpočet vzpěrné délky průřezu - uložení (kloub-kloub).

Modul reakce podloží $E_p = 10,00 \text{ MN/m}^3$

Spočtený počet půlvln $n = 1,66$

Vzpěrná délka $l_{cr} = 2,27 \text{ m}$

Kritická normálová síla $N_{crd} = 2136,29 \text{ kN}$

Maximální normálová síla $N_{max} = 340,00 \text{ kN}$

Vnitřní stabilita průřezu mikropiloty VYHOVUJE**Posouzení únosnosti spřaženého průřezu:**

Plocha ideálního průřezu $A_i = 5,34E+03 \text{ mm}^2$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu $J_i = 5,30E+06 \text{ mm}^4$

Štíhlost prutu $\lambda = 71,960$

Součinitel vzpěrnosti $\kappa = 0,740$

Úroveň neutrálné osy $= -50,2 \text{ mm}$

Napětí v oceli $= 95,56 \text{ MPa}$

Výpočtová pevnost oceli = 236,67 MPa

Spřažený průřez mikropiloty VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Posouzení kořene

Způsob výpočtu - metoda Lizziho.

Součinitel vlivu průměru kořene = 0,80

Průměrné mezní plášťové tření $q_{sav} = 160,00$ kPa

Posouzení tlačené mikropiloty

Únosnost pláště mikropiloty $R_s = 603,19$ kN

Výpočtová únosnost kořene mikropiloty $R_d = 402,12$ kN

Maximální normálová síla $N_{max} = 340,00$ kN

Únosnost tlačené mikropiloty VYHOVUJE

7.8.3 OP02 svislá MP

Výpočet Mikropiloty

Vstupní data

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

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

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

Mikropiloty

Výpočet únosnosti dřívku : geometrická (Eulerova) metoda

Výpočet únosnosti kořene : metoda Lizziho

Metodika posouzení : mezní stavy

Součinitele redukce parametrů zemin			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_{m\phi} =$	1,25	[-]
Součinitel redukce soudržnosti :	$\gamma_{mc} =$	1,40	[-]
Součinitel redukce kritické síly :	$\gamma_{mf} =$	1,00	[-]
Součinitel spolehlivosti cementové směsi :	$\gamma_{sc} =$	1,50	[-]

Součinitele redukce parametrů zemin			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel spolehlivosti oceli :	$\gamma_{ss} =$	1,50	[-]
Součinitel redukce únosnosti kořene :	$\gamma_r =$	1,50	[-]

Parametry zemin**Q1f-F3CS**Objemová tíha : $\gamma = 18,30 \text{ kN/m}^3$ Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 25,00^\circ$ Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 14,00 \text{ kPa}$ Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18,30 \text{ kN/m}^3$ **Q2f-S4SM**Objemová tíha : $\gamma = 18,30 \text{ kN/m}^3$ Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 29,00^\circ$ Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 4,00 \text{ kPa}$ Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18,30 \text{ kN/m}^3$ **Q3f-G4GM**Objemová tíha : $\gamma = 19,30 \text{ kN/m}^3$ Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 32,50^\circ$ Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 4,00 \text{ kPa}$ Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,30 \text{ kN/m}^3$ **V1-R4**Objemová tíha : $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$ Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 37,00^\circ$ Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 100,00 \text{ kPa}$ Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 25,00 \text{ kN/m}^3$ **V2-R3**Objemová tíha : $\gamma = 26,00 \text{ kN/m}^3$ Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 45,00^\circ$ Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 800,00 \text{ kPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 26,00 \text{ kN/m}^3$

Geometrie

Průměr = 108,0 mm

Tloušťka stěny = 16,0 mm

Volná délka mikropiloty $l = 2,75 \text{ m}$

Délka kořene $l_r = 4,50 \text{ m}$

Průměr kořene $d_r = 0,30 \text{ m}$

Odklon mikropiloty od svislice $\alpha = 0,00^\circ$

Vysazení mikropiloty nad terén $l_a = 0,25 \text{ m}$

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 $f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$

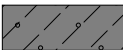


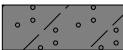

Modul pružnosti $E_{cm} = 33000,00 \text{ MPa}$



Ocel konstrukční: EN 10210-1 : S 355

Mez kluzu $f_y = 355,00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti $E = 210000,00 \text{ MPa}$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	3,10	0,00 .. 3,10	Q1f-F3CS	
2	0,40	3,10 .. 3,50	Q1f-F3CS	
3	0,20	3,50 .. 3,70	Q3f-G4GM	
4	0,90	3,70 .. 4,60	Q2f-S4SM	
5	0,50	4,60 .. 5,10	Q1f-F3CS	

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
6	1,20	5,10 .. 6,30	V1-R4	
7	-	6,30 ..	V2-R3	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Síla N [kN]	Moment M [kNm]
	nové	změna			
1	Ano		Zatížení č. 1	382,00	1,00

Posouzení čís. 1**Posouzení průřezu 1**

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepríznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení vnitřní stability průřezu: geometrická (Eulerova) metoda

Výpočet vzpěrné délky průřezu - uložení (kloub-kloub).

Modul reakce podloží $E_p = 10,00 \text{ MN/m}^3$

Spočtený počet půlvln $n = 1,58$

Vzpěrná délka $l_{cr} = 2,27 \text{ m}$

Kritická normálová síla $N_{crd} = 2136,96 \text{ kN}$

Maximální normálová síla $N_{max} = 382,00 \text{ kN}$

Vnitřní stabilita průřezu mikropiloty VYHOVUJE**Posouzení únosnosti spřaženého průřezu:**

Plocha ideálního průřezu $A_i = 5,34E+03 \text{ mm}^2$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu $J_i = 5,30E+06 \text{ mm}^4$

Štíhlost prutu $\lambda = 71,949$

Součinitel vzpěrnosti $\kappa = 0,741$

Úroveň neutrálné osy $= -50,5 \text{ mm}$

Napětí v oceli $= 106,86 \text{ MPa}$

Výpočtová pevnost oceli $= 236,67 \text{ MPa}$

Spřažený průřez mikropiloty VYHOVUJE**Posouzení čís. 1****Posouzení kořene**

Způsob výpočtu - metoda Lizziho.

Součinitel vlivu průměru kořene = 0,80

Průměrné mezní plášťové tření $q_{sav} = 200,00$ kPa

Posouzení tlačené mikropiloty

Únosnost pláště mikropiloty $R_s = 678,58$ kN

Výpočtová únosnost kořene mikropiloty $R_d = 452,39$ kN

Maximální normálová síla $N_{max} = 382,00$ kN

Únosnost tlačené mikropiloty VYHOVUJE

7.8.4 OP02 šikmá MP

Výpočet Mikropiloty

Vstupní data

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

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

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

Mikropiloty

Výpočet únosnosti dříku : geometrická (Eulerova) metoda

Výpočet únosnosti kořene : metoda Lizziho

Metodika posouzení : mezní stavy

Součinitele redukce parametrů zemin			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_{m\phi} =$	1,25	[-]
Součinitel redukce soudržnosti :	$\gamma_{mc} =$	1,40	[-]
Součinitel redukce kritické síly :	$\gamma_{mf} =$	1,00	[-]
Součinitel spolehlivosti cementové směsi :	$\gamma_{sc} =$	1,50	[-]
Součinitel spolehlivosti oceli :	$\gamma_{ss} =$	1,50	[-]
Součinitel redukce únosnosti kořene :	$\gamma_r =$	1,50	[-]

Parametry zemin

Q1f-F3CS

Objemová tíha : $\gamma = 18,30 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 25,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 14,00 \text{ kPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18,30 \text{ kN/m}^3$

Q2f-S4SM

Objemová tíha : $\gamma = 18,30 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 29,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 4,00 \text{ kPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18,30 \text{ kN/m}^3$

Q3f-G4GM

Objemová tíha : $\gamma = 19,30 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 32,50^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 4,00 \text{ kPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,30 \text{ kN/m}^3$

V1-R4

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

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 37,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 100,00 \text{ kPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 25,00 \text{ kN/m}^3$

V2-R3

Objemová tíha : $\gamma = 26,00 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 45,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 800,00 \text{ kPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 26,00 \text{ kN/m}^3$

Geometrie

Průměr = 108,0 mm

Tloušťka stěny = 16,0 mm

Volná délka mikropiloty $l = 2,75 \text{ m}$

Délka kořene $l_r = 5,00 \text{ m}$

Průměr kořene $d_r = 0,30 \text{ m}$

Odklon mikropiloty od svislice $\alpha = 20,00^\circ$

Vysazení mikropiloty nad terén $l_a = 0,25 \text{ m}$

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 $f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$

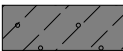
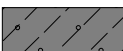
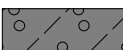
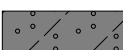



Modul pružnosti $E_{cm} = 33000,00 \text{ MPa}$

Ocel konstrukční: EN 10210-1 : S 355

Mez kluzu $f_y = 355,00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti $E = 210000,00 \text{ MPa}$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy $t \text{ [m]}$	Hloubka $z \text{ [m]}$	Přiřazená zemina	Vzorek
1	3,10	0,00 .. 3,10	Q1f-F3CS	
2	0,40	3,10 .. 3,50	Q1f-F3CS	
3	0,20	3,50 .. 3,70	Q3f-G4GM	
4	0,90	3,70 .. 4,60	Q2f-S4SM	
5	0,50	4,60 .. 5,10	Q1f-F3CS	
6	1,20	5,10 .. 6,30	V1-R4	
7	-	6,30 .. ∞	V2-R3	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Síla N [kN]	Moment M [kNm]
	nové	změna			
1	Ano		Zatížení č. 1	340,00	1,00

Posouzení čís. 1**Posouzení průřezu 1**

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepríznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení vnitřní stability průřezu: geometrická (Eulerova) metoda

Výpočet vzpěrné délky průřezu - uložení (kloub-kloub).

Modul reakce podloží $E_p = 10,00 \text{ MN/m}^3$

Spočtený počet půlvln $n = 1,66$

Vzpěrná délka $l_{cr} = 2,27 \text{ m}$

Kritická normálová síla $N_{crd} = 2136,29 \text{ kN}$

Maximální normálová síla $N_{max} = 340,00 \text{ kN}$

Vnitřní stabilita průřezu mikropiloty VYHOVUJE**Posouzení únosnosti spřaženého průřezu:**

Plocha ideálního průřezu $A_i = 5,34E+03 \text{ mm}^2$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu $J_i = 5,30E+06 \text{ mm}^4$

Štíhlost prutu $\lambda = 71,960$

Součinitel vzpěrnosti $\kappa = 0,740$

Úroveň neutrální osy $= -50,2 \text{ mm}$

Napětí v oceli $= 95,56 \text{ MPa}$

Výpočtová pevnost oceli $= 236,67 \text{ MPa}$

Spřažený průřez mikropiloty VYHOVUJE**Posouzení čís. 1****Posouzení kořene**

Způsob výpočtu - metoda Lizziho.

Součinitel vlivu průměru kořene $= 0,80$

Průměrné mezní plášťové tření $q_{sav} = 180,00 \text{ kPa}$

Posouzení tlačené mikropiloty

Únosnost pláště mikropiloty $R_s = 678,58 \text{ kN}$

Výpočtová únosnost kořene mikropiloty $R_d = 452,39 \text{ kN}$

Maximální normálová síla $N_{\max} = 340,00 \text{ kN}$

Únosnost tlačené mikropiloty VYHOVUJE

8 ZÁVĚR

Tímto statickým výpočtem byla prokázána statická spolehlivost rozhodujících částí konstrukce pro mezní stavy únosnosti (MSÚ) a použitelnosti (MSP). Byly posouzeny rozhodující průřezy nosné konstrukce. Konstrukce mostu vyhovuje pro soubor uvedených zatížení. Výsledky z posouzení částí NK jsou popsány ve statickém výpočtu. Statický výpočet byl zpracován v rozsahu pro projektový stupeň PDPS a neslouží k realizaci díla. V případě změny vstupů do zpracování statického výpočtu v rámci navazujícího stupně projektu je nutné kontaktovat autora statického výpočtu.

V Praze dne 15.11.2022

Ing. Jan Mourek

Autorizovaný inženýr pro obor:

Mosty a inženýrské konstrukce

ČKAIT 0202333

9 PŘÍLOHY

9.1 Kontrola výpočetního modelu

Charakteristická celková reakce dle výpočetního modelu:

Stálá zatížení	G+G0	= 846,6	kN
----------------	------	---------	----

Ruční výpočet celkové tíhy konstrukce:

Ostatní stálá	$2 \cdot 0,24 \cdot 7,6 \cdot 25 + 2 \cdot 1 \cdot 7,6 + 5 \cdot 0,09 \cdot 7,6 \cdot 26 \cdot 1,1$	= 204,2	kN
Prahy	$2 \cdot (0,446 \cdot 25 \cdot 6)$	= 133,8	kN
Deska	$0,4 \cdot 6 \cdot 7,6 \cdot 25$	= 456,0	kN
Mikropiloty	$8 \cdot (3,5 \cdot 0,8 + 2,6 \cdot 0,2)$	= 26,6	kN
Celkem	$204,2 + 133,8 + 456,0 + 26,6$	= 820,6	kN

Korelační součinitel μ :

Celkem	$846,6 / 820,6$	= 1,03	-
$\mu_{tot} = < \mu_{lim} = 1,05 \rightarrow \text{VYHOVUJE!}$			