


ČÁST D.2

VÝŠKOVÝ SYSTÉM Bpv

SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM S-JTSK

Číslo změny:	Obsah změny:	Datum změny:
00	-	-
01	-	-
02	-	-

Objednatel:	 SPRÁVA ŽELEZNIČNÍ DOPRAVNÍ CESTY	Správa železniční dopravní cesty, s.o. Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1 Stavební správa západ Sokolovská 278/1955, 190 00 Praha 9
-------------	---	---

Generální projektant:	 SUDOP PRAHA	SUDOP PRAHA a.s. Olšanská 1a, 130 00 Praha 3 tel.: +420 267 094 111 fax: +420 224 230 316 e-mail: praha@sudop.cz	Hlavní inženýr projektu: ING. MARTIN VLASÁK Garant profese: ING. MARTIN VLASÁK
-----------------------	--	--	---

Středisko: SUDOP PRAHA a.s., STŘEDISKO - MOSTŮ			
Vedoucí střediska:	Odpovědný projektant SO:	Vypracoval:	Kontroloval:
ING. DANA WANGLER	ING. JAKUB GÖRINGER, Ph.D.	ING. JAKUB GÖRINGER, Ph.D.	ING. TOMÁŠ MARTINEK

Název akce:	Číslo smlouvy:	
REKONSTRUKCE MOSTU V KM 41,791 TRATI TÁBOR - PÍSEK	17 186 209	
	Projektový stupeň: DUSP+PDPS	
Část: INŽENÝRSKÉ OBJEKTY MOSTY, PROPUSTKY A ZDI SO 20-01 ŽELEZNIČNÍ MOST PŘES VD ORLÍK	Datum: 10/2019	
	Číslo částí: D.2.1.4	
Název přílohy:	Měřítko:	Počet formátů:
	-	x A4
STATICKÝ VÝPOČET SPODNÍ STAVBA A NOSNÁ KONSTRUKCE	Číslo přílohy:	009.2

Obsah

1	Identifikační údaje mostu	4
2	Základní údaje o objektu	5
2.1	Založení	6
2.2	Opěry	6
2.3	Pilíře	6
2.4	Nosná konstrukce	6
2.4.1	Oblouk	6
2.4.2	Trám	6
2.5	Uložení NK	6
2.6	Mostní závěry	Chyba! Záložka není definována.
2.7	Materiály	6
2.7.1	Beton	7
2.7.2	Betonářská výztuž	7
2.7.3	Předpínací výztuž	7
3	Úvod	8
3.1	Rozsah a účel statického výpočtu	8
3.2	Metodika výpočtu	8
3.3	Použité programové vybavení	8
4	Statický výpočet	9
4.1	Výpočet zatížení	9
4.1.1	Úvod	9
4.1.2	Skupina zatížení G0 – stálé – vlastní tíha	9
4.1.3	Skupina zatěžovacích stavů G1 – ostatní stálé	10
4.1.4	Skupina zatěžovacích stavů W – zatížení větrem	10
4.1.5	Skupina zatěžovacích stavů T – zatížení teplotou	14
4.1.6	Skupina zatěžovacích stavů MVL – svislá dopravní zatížení	15
4.1.7	Skupina zatěžovacích stavů R – Zatížení bočním rázem	16
4.1.8	Skupina zatěžovacích stavů B – Zatížení rozjezdovými a brzdnými silami	16
4.1.9	Skupina zat. stavů K – zatížení teplotním rozdílem mezi kolejí a NK	16
4.1.10	Skupina zat. stavů S – účinky nerovnoměrného sedání opěr	16
4.1.11	Rozsah dopravy pro posouzení na únavu	17
4.1.12	Skupina zatěžovacích stavů EQ – Zatížení zemětřesením – mimořádné	17
4.1.13	Zatížení v rámci fází výstavby	17
4.1.13.1	Betonážní vozík	17
4.1.13.2	Skruž mostovky	17
4.2	Model konstrukce	18
4.2.1	Popis modelu	18
4.2.2	Podélná tuhost konstrukce	22
4.2.3	22	
4.2.4	Fáze výstavby uvažované modelem	22
4.2.4.1	Grafické řešení fází výstavby	25
5	Mostovka	35
5.1	Posouzení nosné konstrukce v podélném směru	35
5.1.1	Schéma vedení kabelů	35
5.1.2	Vnitřní síly	36
5.1.3	Mezní stav použitelnosti – omezení napětí	39
5.1.3.1	Časový vývoj materiálových vlastností betonu	39

5.1.3.2	Ověření stanovených požadavků na omezení napětí – lineární dotvarování.....	40
5.1.3.3	Ověření stanovených požadavků na omezení napětí – uvedení do provozu.....	42
5.1.4	Mezní stav únosnosti	45
5.1.4.1	Únosnost M+N+V+T	45
5.2	Návrh uložení mostu	45
5.2.1	Návrh vrubových kloubů.....	46
6	Oblouk	48
6.1.1	Vnitřní síly.....	48
6.1.2	Mezní stav použitelnosti	51
6.1.3	Mezní stav únosnosti	52
6.1.3.1	Únosnost M+N+V+T	52
7	Spodní stavba	54
7.1	Pilíře.....	54
7.1.1	Návrh výztuže – silné pilíře	54
7.1.2	Návrh výztuže – štíhlé pilíře	55
8	Založení	57
8.1	Opěry	57
8.2	Pilíře – samostatně stojící	57
8.2.1	Pilíř P1 a P11	57
8.2.2	Pilíř P2 a P10	60
8.3	Pilíře – základ oblouku.....	63
9	Závěr	67
10	Předpisy, normy, použité podklady	68
10.1	Normy	68
10.2	Použitá literatura	68
10.3	Použitý software.....	69

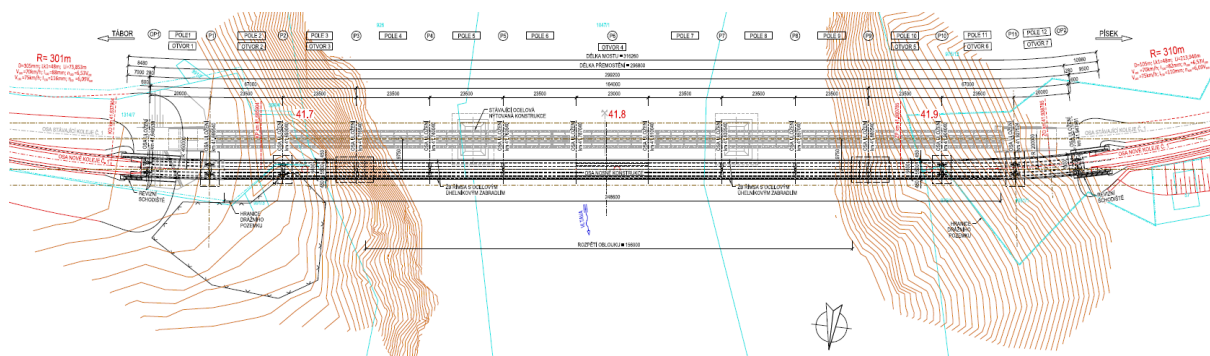
1 Identifikační údaje mostu

Název stavby	Rekonstrukce mostu v km 41,791 trati Tábor - Písek
Objekt č.	SO 20-01 Železniční most přes VD Orlík
Katastrální území	Oslov
Kraj	Jihočeský
Objednatel stavby	Správa železniční dopravní cesty, státní organizace Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1 - Nové Město IČ: 709 94 234
Projektant	SUDOP PRAHA, a.s.; Olšanská 1a; 130 80 Praha 3 IČ 257 933 49
Zpracovatelský útvar	SUDOP PRAHA, a.s.; středisko 209 – mostů
Hlavní inženýr projektu	Ing. Martin Vlasák, tel: 267 094 462, martin.vlasak@sudop.cz
Odpovědný projektant objektu	Ing. Jakub Göringer, Ph.D., tel: 267 094 128, jakub.goringer@sudop.cz
Stupeň dokumentace	Projekt stavby
Druh přemostované překážky	vodní dílo Orlík

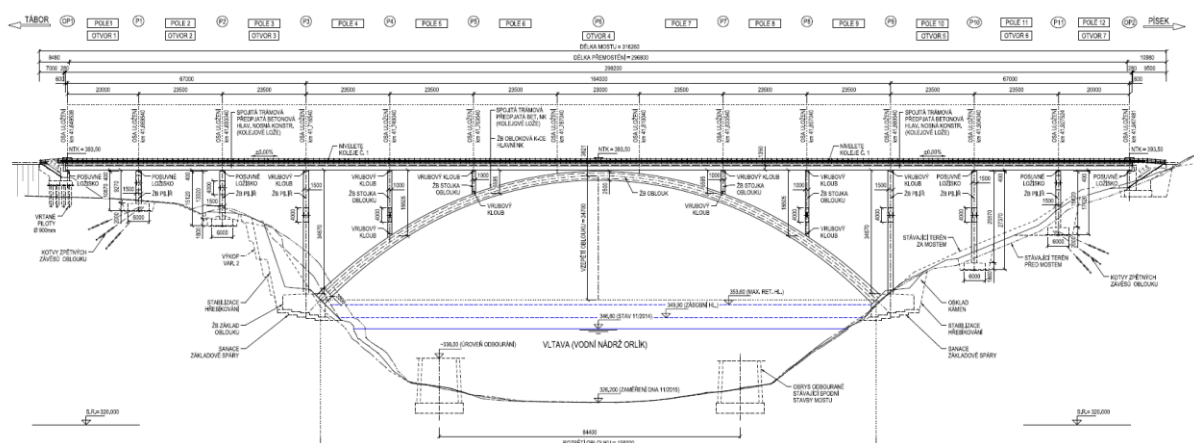
2 Základní údaje o objektu

Jedná se o trvalý mostní objekt, který je tvořen komorovým železobetonovým obloukem o rozpětí 156,0 m a vzezření 34,7 m. Vodorovná nosná konstrukce je tvořena předpjatým dvourámem o 13 polích s rozpětími 20,0 + 11 x 23,5 + 20,0 m. Střední pole, které se nachází nad vrcholem oblouku je po celé délce spojeno s konstrukcí oblouku a je navrženo železobetonové. Výška dvourámové konstrukce je navržena 1,4 m. Uložení nosné konstrukce je v břehových částech realizováno přes kalotová ložiska, v případě pilířů, které jsou součástí obloukové konstrukce je využito vrubových kloubů. Pilíře přímo na oblouku jsou pak řešeny jako kyvné stojky. Založení mostu je navrženo plošné na žulovém podkladu.

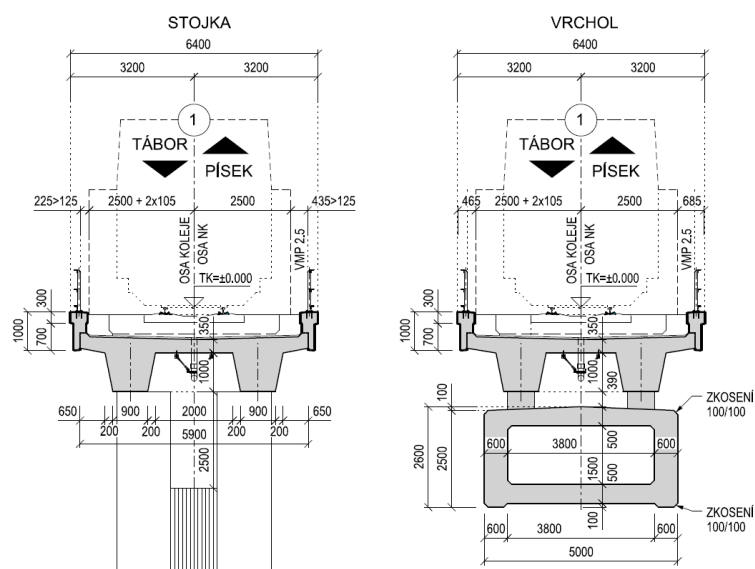
Obrázek 2-1: Nový stav – půdorys



Obrázek 2-2: Nový stav – podélný řez NK



Obrázek 2-3: Nový stav – příčný řez NK



2.1 Založení

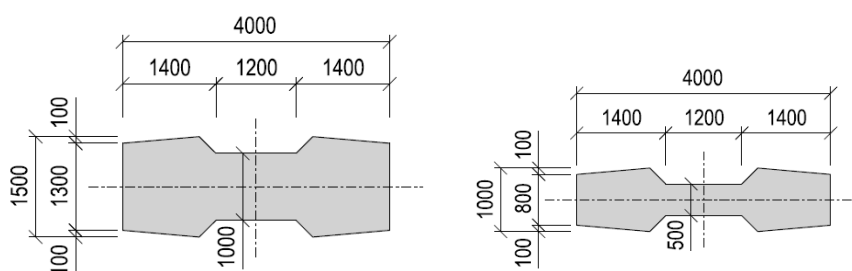
Všechny podpěry, mimo opěr, jsou založeny plošně na základové spáře vyrubané do žulového masivu. Opěry jsou založeny v násypu a jejich založení je tedy navrženo hlubinné na vrtaných pilotách vetknutých do žulového masivu.

2.2 Opěry

Opěry jsou tvořeny základovou deskou nasazenou na pilotách, masivním dřikem s úložnými prahy, závěrnou zídou s rovnoběžnými křídly. Základové desky jsou navrženy tl. 1200 mm.

2.3 Pilíře

Pilíře jsou tvořeny základovou deskou na podkladním betonu. Základové desky jsou navrženy tl. 1800 - 2000 mm. Dříky pilířů jsou ve tvaru činky s šířkou 4,0 m a délkou dle jejich pozice. Břehové pilíře jsou navrženy masivnějšího průřezu s maximální tloušťkou 1,5 m, kyvné stojky na oblouku jsou navrženy subtilní s maximální tl. 1,0 m.



2.4 Nosná konstrukce

2.4.1 Oblouk

Oblouk je navržen jako komorová, železobetonová konstrukce s proměnnou výškou. Ve vetknutí oblouku do základu je výška komory navržena 3,3 m, ve vrcholu je navržena 2,5 m. S ohledem na zjednodušení provádění je navržena konstantní vnitřní světlá výška 1,5 m. Stěny jsou konstantní tloušťky 600 mm. Rozpětí oblouku je navrženo 156,0 m při vzepětí 34,7 m.

2.4.2 Trám

Vodorovná nosná konstrukce je navržena jako předpjatý dvoutrám o 13 polích s rozpětím 20,0 + 11 x 23,5 + 20,0 m. Střední pole, které je nad vrcholem oblouku a je v celé délce podpíráno je navrženo jako železobetonové. Výška trámu je navržena 1,4 m. Šířka nosné konstrukce činí 5,9 m s vyložením konzol 0,85 m. Mostovka má tloušťku od 350 mm do 370 mm ve vetknutí do trámů, u konzol pak od 300 mm do 400 mm. Mostovka je spádována do středu při sklonu 2,5%. V mostovce jsou umístěny odvodňovače, které svádí vodu z mostu do systému odvodnění.

2.5 Uložení NK

Nosná konstrukce je na břehových pilířích a na opěrách uložena vždy na dvojici kalotových ložisek. S pilíři na oblouku, včetně břehového pilíře oblouku je spojena pomocí vrubových kloubů (elektroizolační provedení).

2.6 Materiály

V následujícím souhrnu jsou uvedeny pouze materiály, které vstupují do jednotlivých posouzení. Doprovodné materiály (beton říms apod.) jsou vynechány.

2.6.1 Beton

Tabulka 2-1: Použité betony

Konstrukční část stavby	Min. třída betonu	Stupeň vlivu prostředí
Základ opěr a pilířů	C30/37	XA2
Dříky opěr, křídla, ZZ	C30/37	XC4, XF3
Dříky pilířů	C35/45	XC4, XF1
Nosná konstrukce – oblouk	C45/55	XC4, XF1
Nosná konstrukce – trám	C35/45	XC3, XF3

2.6.2 Betonářská výztuž

Výztuž je navržena prutová z žebírkové oceli B 500B.

2.6.3 Předpínací výztuž

Podélné předpětí je navrženo z 15-ti lanových kabelů Y1860S7 - 15,7 - A s následujícími parametry:

modul pružnosti 195 GPa (lineární pracovní diagram), koeficient tření v oblouku $\mu = 0,13 \text{ rad}^{-1}$, úhel nepředvídaného zakřivení $0,0075 \text{ rad/m}$, pokluz v kotvě 6 mm, kotevní napětí $\sigma_{p,in} = 1425 \text{ MPa}$ podržení napětí $t=300 \text{ s}$ a následné zakotvení při napínacím napětí.

3 Úvod

3.1 Rozsah a účel statického výpočtu

Tento statický výpočet je nedílnou součástí projektové dokumentace SO 20-01. Statický výpočet je nutno považovat za závazný pro provádění mostního objektu.

Statický výpočet byl zpracován bez znalosti konkrétního zhotovitele SO 20-01. Případné změny, které by vyplynuly z realizační dokumentace zhotovitele, musí být odsouhlaseny odpovědným projektantem objektu a schváleny objednatelem.

Cílem statického výpočtu je posouzení prvků **nosného systému mostu** a jeho detailů v rozsahu dokumentace Projekt stavby.

3.2 Metodika výpočtu

Statický výpočet byl proveden s ohledem na platný soubor norem ČSN a ČSN EN:

- dle metodiky mezních stavů

Ve statickém výpočtu jsou posouzeny tyto mezní stavy:

- mezní stavy únosnosti
 - únosnost průřezů na kombinaci namáhání M+N+V (nosná konstrukce a spodní stavba)
 - únosnost průřezu v příčném směru (nosná konstrukce)
 - únosnost při únavovém zatížení (nosná konstrukce)
 - posouzení podkotevních oblastí
 - posouzení podložiskových oblastí
 - únosnost pilot
- mezní stavy použitelnosti
 - omezení napětí od charakteristického zatížení
 - ověření šířky trhliny pro časté zatížení
 - ověření dekomprese pro kvazistálé zatížení
 - sedání základů

3.3 Použité programové vybavení

Pro globální analýzu nosné konstrukce včetně spojení s pilíři vrubovými klouby byl využit 3D prutový model v MKP software MIDAS Civil 2019 (v1.1). Pro analýzu detailů – podkotevní oblasti, byl využit MKP SW SCIA Enginner 2008 (v8.1.238). Pro posouzení jednotlivých průřezů byly využity produkty IDEA StatiCa a posudky v tabulkovém procesoru MS Excel. Posouzení založení bylo provedeno v modulech programu GEO5 (Patky, Piloty).

4 Statický výpočet

4.1 Výpočet zatížení

4.1.1 Úvod

Most je navržen na zatížení dopravou dle evropské normy ČSN EN 1991-2 „Zatížení konstrukcí, Část 2: Zatížení dopravou“.

Uvažovaná zatěžovací schémata vycházejí ze zařazení do 3. třídy trati dle kategorizace tratí z hlediska mostů, pro předpjatou nosnou konstrukci je zohledněn požadavek investora na zvýšení klasifikačního součinitele α na hodnotu 1,21:

Oblouk a spodní stavba:

zatěžovací schéma **71** (dle ČSN EN 1991-2) klasifikované součinitelem $\alpha=1,1$ (dle NA k ČSN EN 1991-2), které reprezentuje statický účinek běžné železniční dopravy;

zatěžovací schéma **SW/0** (dle ČSN EN 1991-2) klasifikované součinitelem $\alpha=1,1$ (dle NA k ČSN EN 1991-2), které reprezentuje statický účinek normální železniční dopravy na spojitých mostech;

Nosná konstrukce – trám:

zatěžovací schéma **71** (dle ČSN EN 1991-2) klasifikované součinitelem $\alpha=1,21$ (dle NA k ČSN EN 1991-2), které reprezentuje statický účinek běžné železniční dopravy;

zatěžovací schéma **SW/0** (dle ČSN EN 1991-2) klasifikované součinitelem $\alpha=1,21$ (dle NA k ČSN EN 1991-2), které reprezentuje statický účinek normální železniční dopravy na spojitých mostech;

Dynamické účinky pohyblivého zatížení jsou uvažovány dle ČSN EN 1991-2 čl. 6.4.5 pro standardně udržovanou kolej (tj. dynamický součinitel δ_3). Parciální součinitele zatížení jsou uvažovány dle téže normy. Roznos zatížení šterkovým ložem je uvažován ve sklonu 4:1 dle ČSN EN 1991-2 čl. 6.3.6.3.

Obecná zatížení (tíha materiálů aj.) bylo uvažováno dle ČSN EN 1991-1-1.

Zatížení větrem bylo uvažováno dle ČSN EN 1991-1-4.

Zatížení teplotou bylo uvažováno dle ČSN EN 1991-1-5.

Kombinace zatížení byly použity dle ČSN EN 1990 ed. 2./A2 včetně sestav zatížení.

4.1.2 Skupina zatížení G0 – stálé – vlastní tíha

Zatížení vlastní tíhou je automaticky generováno použitým programem MIDAS Civil. Pro dílčí ověření geometrické správnosti zadaného modelu je zde provedena kontrola generovaného zatížení.

Kontrola generovaného stavu									
Označ.	Popis	b	h	n	A	γ	q	L	Celkem - R _z
		[m]	[m]	[ks]	[m ²]	[kN/m ³]	[kN/m]	[m]	[kN]
G0	Deska NK	-	-	1.00	4.40	26.00	114.28	299.20	34191.92
G0	Pilíře 1500	-	-	1.00	5.05	25.00	126.13	132.72	16739.31
G0	Pilíře 1000	-	-	1.00	3.01	25.00	75.13	50.30	3778.79
G0	Spojení 1/2L	0.75	-	2.00	12.90	25.00	-	-	483.75
G0	Oblouk	-	-	-	-	-	-	-	34204.00
Celkem NK									89397.77
Celkem MIDAS									88620.00
Poměr									0.99 OK

4.1.3 Skupina zatěžovacích stavů G1 – ostatní stálé

Uvažovaná zatížení jsou zadávána jejich náhradami (plošnými, liniovými, bodovými), tak aby jejich působení odpovídalo co nejvíce skutečnosti.

V rámci vozovkového souvrství byla zadávána střední hodnota zatížení odpovídající skladbě vozovky. Následně v kombinacích byla zohledněna odchylka $\pm 20\%$ pro zatížení vozovkovým souvrstvím v souladu s čl. 5.2.3 (3) ČSN EN 1991-1-1.

Plošná zatížení				
Označ.	Popis	tl.	γ	q
		[m]	[kN/m ³]	[kN/m ²]
G1	Štěrkové lože	0.56	23.00	12.98
G1	Ochrana izolace 40 mm	0.04	24.00	0.96
G1	Izolace 5 mm	0.01	24.00	0.12

Liniová a bodová zatížení										
Označ.	Popis	š	A	γ	Q	q	Q_{m2}	q_{m2}	r	M
		[m]	[m ²]	[kN/m ³]	[kN]	[kN/m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[m]	[kNm/m]
G1	Římsa levá	-	0.30	25.00	-	7.50	-	-	3.00	22.50
G1	Římsa pravá	-	0.30	25.00	-	7.50	-	-	-3.00	-22.50
G1	Zábradlí levé	-	-	-	-	1.00	-	-	2.98	2.98
G1	Zábradlí pravé	-	-	-	-	1.00	-	-	-2.98	-2.98

4.1.4 Skupina zatěžovacích stavů W – zatížení větrem

S ohledem na rozsah a typ konstrukce je zatížení větrem jedním ze zásadních účinků, které se na konstrukci vyskytují. Zatížení bylo zadáváno liniově na jednotlivé prvky se zohledněním výšky dotčeného prvku nad terénem / hladinou vody. Pro získání účinků od větru byla využita data poskytnutá ČHMÚ – pobočka Plzeň (viz obrázek níže). Účinky větru vypočtené na základě poskytnutých dat byla porovnána s výsledky dle normativního přístupu. S ohledem na vyšší hodnoty normativního přístupu byl zvolen přístup dle normy (ČSN EN 1991-1-4 ed.2).

Modelové výpočty požadovaných veličin v lokalitě Červená nad Vltavou		
49°22'53.4"N, 14°15'09.2"E, 349 m n. m., výška 22.5 m, drsnost 0 m		
Směr větru	v_{50} [m/s]	IHT [%]
S	15.2	22.5
SV	7.0	52.4
V	8.1	58.0
JV	19.1	27.6
J	23.7	16.4
JZ	14.3	53.8
Z	12.0	75.0
SZ	21.8	25.2
49°22'53.4"N, 14°15'09.2"E, 349 m n. m., výška 45 m, drsnost 0 m		
Směr větru	v_{50} [m/s]	IHT [%]
S	16.7	21.9
SV	9.0	39.3
V	10.9	42.4
JV	21.5	22.8
J	25.2	18.3
JZ	18.9	36.6
Z	17.1	49.9
SZ	24.2	24.5

Vysvětlivky: v_{50}50letá rychlost větru
IHT.....Intenzita horizontální turbulence

ČESKÝ HYDROMETEOROLOGICKÝ ÚSTAV

Charakteristiky zatížení větrem - ČHMÚ

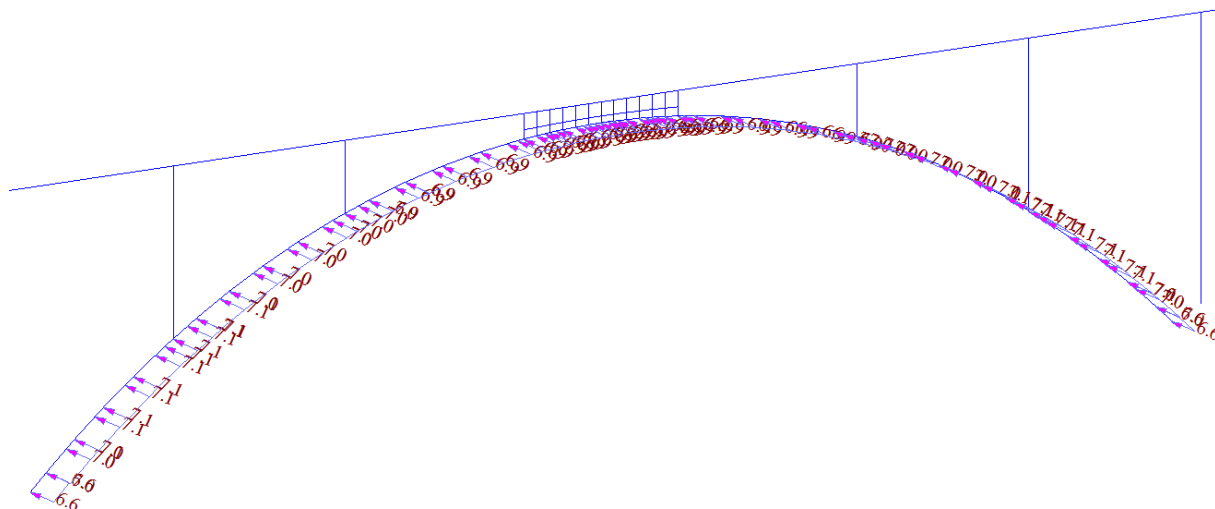
výchozí rychlost větru	$v_{b,0} =$	25.00	m/s	posuzovaná výška	$z =$	45.00	m
kategorie terénu	kat	I	m/s	$z_0 =$	0.01	m	$z_{min} =$ 1.00 m
základní rychlost větru	$v_b =$	25.00	m/s				
součinitel směru větru	$c_{dir} =$	1.00	-				
součinitel ročního období	$c_{season} =$	1.00	-				
střední rychlost větru	$v_m(z) =$	24.20	m/s				
součinitel drsnosti terénu	$c_r(z) =$	1.43	-				
			součinitel terénu	$k_r =$	0.17	-	
turbulence větru	$I_v(z) =$	0.25	-				
			souč. turbulence	$k_l =$	1.00	-	
			souč. orografie	$c_0 =$	1.00	-	
maximální dynamický tlak	$q_p(z) =$	993.76	Pa				
			souč. expozice	$c_e =$	2.54	-	

Charakteristiky zatížení větrem - ČSN EN 1991-1-4 ed.2

výchozí rychlost větru	$v_{b,0} =$	25.00	m/s	posuzovaná výška	$z =$	45.00	m
kategorie terénu	kat	I	m/s	$z_0 =$	0.01	m	$z_{min} =$ 1.00 m
základní rychlost větru	$v_b =$	25.00	m/s				
součinitel směru větru	$c_{dir} =$	1.00	-				
součinitel ročního období	$c_{season} =$	1.00	-				
střední rychlost větru	$v_m(z) =$	35.70	m/s				
součinitel drsnosti terénu	$c_r(z) =$	1.43	-				
			součinitel terénu	$k_r =$	0.17	-	
turbulence větru	$I_v(z) =$	0.12	-				
			souč. turbulence	$k_l =$	1.00	-	
			souč. orografie	$c_0 =$	1.00	-	
maximální dynamický tlak	$q_p(z) =$	1459.34	Pa				
			souč. expozice	$c_e =$	3.74	-	

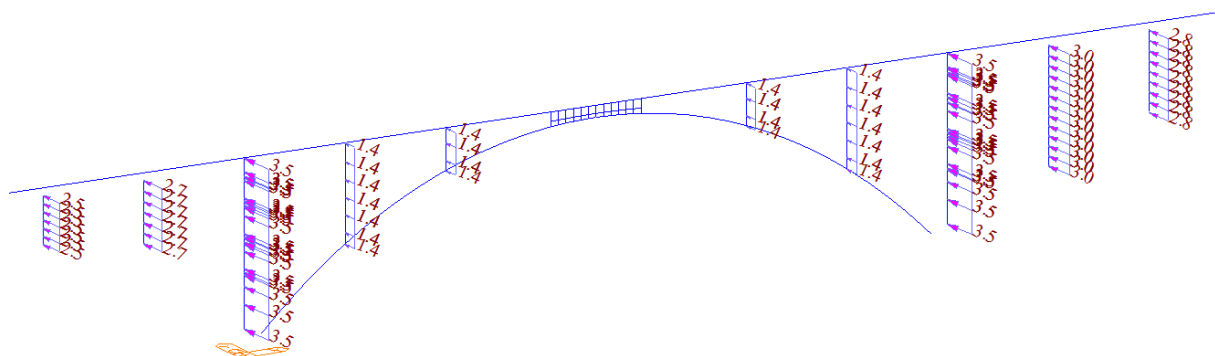
Účinky větru na jednotlivé prvky byly zadány dle schémat níže. Pro oblouk bylo s ohledem na proměnnou výšku průřezu zohledněna mimo výšky nad hladinou vody i působící výška průřezu. Maximální účinek větru tak působí cca okolo 1/4 rozpětí.

Obrázek 4-1: Zatížení větrem - oblouk

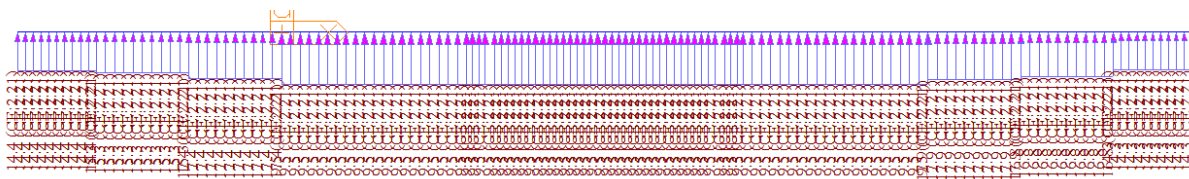


V rámci pilířů byla zohledněna zjednodušeně vždy pouze maximální výška nad terénem a zde působící zatížení od větru bylo konzervativně aplikováno na celou výšku pilířů.

Obrázek 4-2: Zatížení větrem – pilíře



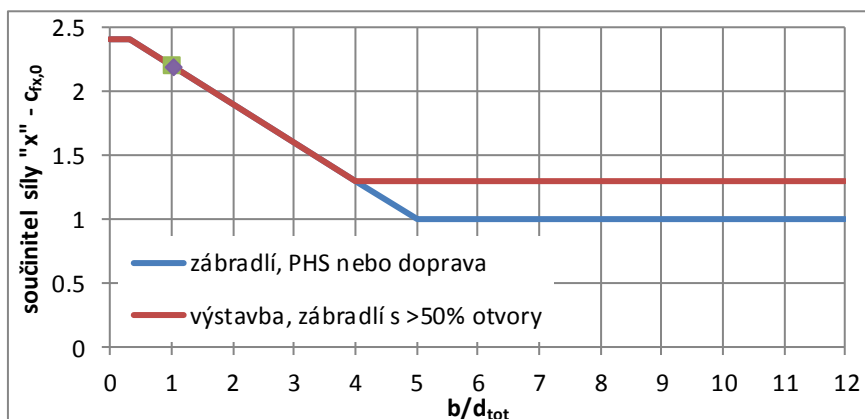
Obrázek 4-3: Zatížení větrem – mostovka vč. pásu dopravního zatížení



Síly větru podle směrů na NK

Ve směru X

výška konstrukce	$d_{tot}=$	6.10	m		$NK=2.1\text{ m}$
šířka konstrukce	$b=$	6.40	m	vyber	
souč. síly pro mosty - x	$C_{fx,0}=$	2.19	-	A	<i>zábradlí, PHS nebo doprava</i>
souč. síly pro mosty - x	$C_{fx,0}=$	2.19	-		<i>výstavba, zábradlí s >50% otvory</i>
souč. zatížení větrem - x	$C=$	8.16	-		
tlak větru ve směru - x	$q_{px}=$	3189.02	Pa		

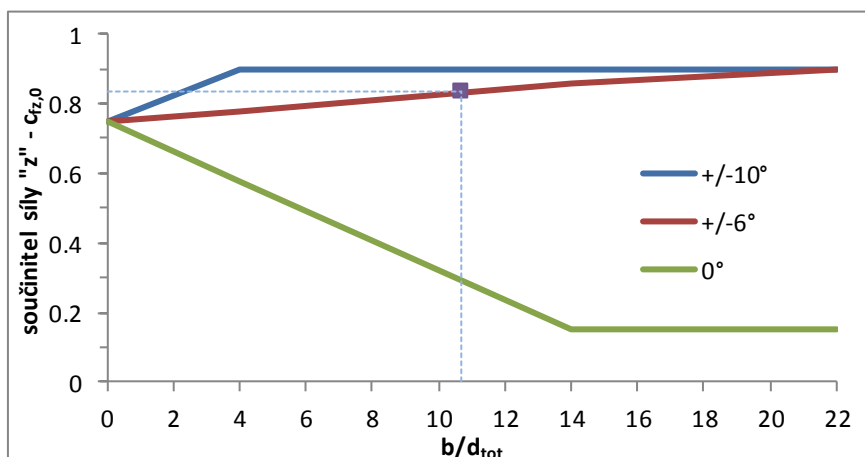


Ve směru Y

tlak větru ve směru - y	$q_{py}=$	4.86	kN/m		25% účinku od směru "x"
-------------------------	-----------	------	------	--	-------------------------

Ve směru Z

výška konstrukce	$d_{tot}=$	0.60	m		$NK=1.9\text{ m}$
šířka konstrukce	$b=$	6.40	m		
příčný sklon konstrukce	$\beta=$	1.15	°		2.00%
úhel větru od vodorovné	$\alpha=$	5.00	°		
úhel větru ke konstrukci	$\theta=$	6.15	°		
souč. síly pro mosty - z	$C_{fz,0}=$	0.83	-		<i>pro záporná θ je hodnota záporná</i>
souč. zatížení větrem - z	$C=$	3.11	-		
tlak větru ve směru - z	$q_{pz}=$	1214.04	Pa		



4.1.5 Skupina zatěžovacích stavů T – zatížení teplotou

Pro návrh NK byly uvažovány vlivy rovnoměrného oteplení, resp. ochlazení a lineární průběh teploty dle tab. 6.1 a redukcemi v souladu s tab. 6.2 v ČSN EN 1991-1-5. Teplota provádění NK byla uvažována 10°C.

S ohledem na ustanovení čl. 6.1.4.3 v ČSN EN 1991-1-5 bylo řešeno nerovnoměrné oteplení v příčném směru, kdy se uvažuje oslunění z jedné strany a rozdílová teplot na krajích mostu je uvažován jako gradient 5°C.

Zároveň byl s ohledem na ustanovení čl. 6.1.6 v ČSN EN 1991-1-5 zohledněn rozdíl teploty mezi nosnými prvky, konkrétně mezi mostovkou a obloukem o 15°C.

Kombinování účinků teplot bylo řešeno v souladu s čl. 6.1.5 v ČSN EN 1991-1-5. Řešení vztahy byly vypočteny tak, aby maximální, resp. minimální teplota při kombinaci nepřesáhla maximální a minimální teplotu stanovenou dle kapitoly 6.1.3 v ČSN EN 1991-1-5.

Teplota - rovnoměrná										
Označ.	Popis	T_{max}	T_{min}	$T_{e,max}$	$T_{e,min}$	$T_{n,exp}$	$T_{n,con}$	Typ NK III		
		[°C]	[°C]	[°C]	[°C]	[°C]	[°C]			
T	rovnoměrná teplota	40.0	-34.0	41.5	-26.0	31.5	-36.0	-	-	-

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. typ: ocelová nosná konstrukce	18	13
2. typ: ocelobetonová nosná konstrukce	15	18
3. typ: 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 komunikací, lávky a pro železniční mosty vycházejí z 50 mm tloušťky mostního svršku. Pro jiné tloušťky mostního svršku se mají tyto hodnoty vynásobit součinitelem k_{sur} . Doporučené hodnoty součinitele k_{sur} jsou uvedené v tabulce 6.2.

4.1.6 Skupina zatěžovacích stavů MVL – svislá dopravní zatížení

Pro vyhodnocení svislých pohyblivých zatížení od dopravy byl využit modul „moving load“ programu MIDAS Civil. Pro kolej byla definována dráha, která kopíruje její směrové vedení.

Excentricita pohyblivého zatížení byla zadána v souladu s čl. 6.3.5 v ČSN EN 1991-2 ed. 2 hodnotou 83 mm.

Dynamické součinitele byly uvažovány dle ČSN EN 1991-2 ed. 2. Vliv možného použití dynamického součinitele pro pečlivě udržovanou kolej v rámci mezních stavů použitelnosti je v tomto případě zanedbatelný. Z tohoto důvodu byl použit součinitel pro standardně udržovanou kolej bez výjimky.

Dynamický součinitel

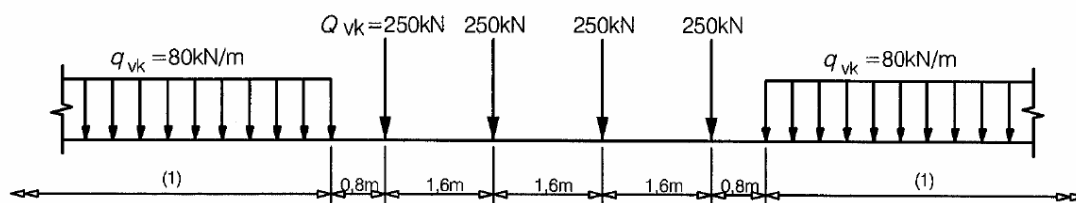
pro standardně udržovanou kolej	$\Phi_3 = 2,16/(L_\Phi^{0,5-0,2})+0,73$	< 2,00
pro pečlivě udržovanou kolej	$\Phi_2 = 1,73/(L_\Phi^{0,5-0,2})+0,82$	< 1,67

Náhradní délky prvků NK

			Φ_3	Φ_2
hlavní nosná konstrukce - mostovka	$L =$	m		
	$L_\Phi = L/13 \cdot 1,5$	m		
	$L_\Phi = 34,44$	m	1.111	1.074
oblouk	$L =$	m		
	$L_\Phi = L/2$	m		
	$L_\Phi = 78,00$	m	1.000	1.000

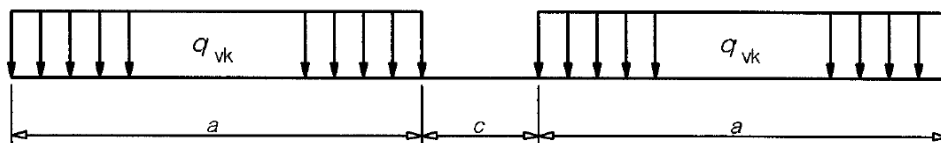
Zatěžovací schéma LM71 klasifikované součinitelem α , s osamělými nápravovými silami

klasifikační součinitel	$\alpha = 1,21$	-
nápravová síla, char. hodnota	$Q_{71,1,k} = \alpha \cdot 250$	kN
	$= 302,5$	kN
rovnoměrné zatížení, char. hodnota	$q_{71,2,k} = \alpha \cdot 80$	kN/m
	$= 96,8$	kN/m



Zatěžovací schéma SW/0 (klasifikované součinitelem α)

Zatěžovací schéma SW/2 (bez klasifikace souč. α)



Obrázek 6.2 – 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

4.1.7 Skupina zatěžovacích stavů R – Zatížení bočním rázem

Boční ráz byl zadán v souladu s ČSN EN 1991-2 ed.2. Nicméně s ohledem na účinky ostatních zatížení působících v příčném směru (např. vítr) nebyl dále vyhodnocován.

charakteristické zatížení bočním rázem, klasifikované součinitelem α

$$Q_{sk,0} = 100.00 \text{ kN}$$

$$\alpha = 1.21$$

$$Q_{sk} = 121.00 \text{ kN}$$

4.1.8 Skupina zatěžovacích stavů B – Zatížení rozjezdovými a brzdnými silami

Rozjezdové a brzdné síly byly zadávány s jednotným klasifikačním součinitelem. Rozdíl účinku na oblouk v MSÚ je do cca 3%, v mezních stavech použitelnosti (charakteristická kombinace) pak pouze do cca 5%.

R: rozjezdová síla pro zatěžovací schéma LM-71, klasifikované součinitelem α

$$\begin{aligned} \text{char. hodnota rozjezdové} \quad q_{la,71,k} &= 33 \cdot 1,21 \text{ kN/m} \\ &= 39.9 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{Přičiňující délka NK1} \quad L_{R,1} = 300.00 \text{ m}$$

$$\text{Součinitel přenosu zat.} \quad \xi_{R,1} = 1.00 \quad \text{dilatační zařízení}$$

Zatížení v ose hlavního nosníku T.L/ T.P (1 kolej)

$$\text{zatížení na jednu kolej} \quad q_{K,1} = 39.9 \text{ kN/m}$$

B: brzdná síla pro zatěžovací schéma LM-71, klasifikované součinitelem α

$$\begin{aligned} \text{char. hodnota brzdné síly} \quad q_{lb,71,k} &= 20 \cdot 1,21 \text{ kN/m} \\ &= 24.2 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{Přičiňující délka NK1} \quad L_{B,1} = 300.00 \text{ m}$$

$$\text{Součinitel přenosu zat.} \quad \xi_{B,1} = 1.00$$

Zatížení v ose hl .nosníku T.L/ T.P (1 kolej)

$$\text{zatížení na jednu kolej} \quad q_{K,1} = 24.2 \text{ kN/m}$$

$$\text{plošné zatížení} \quad q_{K,1} = 9.31 \text{ kN/m}^2$$

kontrola reakcí R_x :

$$\text{Reakce } R_{x,1} \text{ (R)} \quad R_{x,1} = 1210 \text{ kN}$$

$$\text{Reakce } R_{x,2} \text{ (B)} \quad R_{x,2} = 7260 \text{ kN}$$

4.1.9 Skupina zat. stavů K – zatížení teplotním rozdílem mezi kolejí a NK

Vzhledem k využití mostního dilatačního zařízení na obou stranách nosné konstrukce je účinek teplotního rozdílu mezi kolejí a NK nulový (viz vztah 6.29 v ČSN EN 1991-2 ed.2).

4.1.10 Skupina zat. stavů S – účinky nerovnoměrného sedání opěr

Účinky nerovnoměrného sedání podpěr byly zohledněny celkovou hodnotou +/-2,5 mm pro vzájemné posuny jednotlivých podpor.

4.1.11 Rozsah dopravy pro posouzení na únavu

Pro posouzení na únavu byly využity výhledové rozsahy dopravy dle části B.02 – Provozní a dopravní technologie.

Tabulka 4-1: Rozsah dopravy pro jednotlivé koleje

Kolej	T_f (mil. hr. t / rok)
1	3,0

4.1.12 Skupina zatěžovacích stavů EQ – Zatížení zemětřesením – mimořádné

S ohledem na umístění konstrukce je možno vliv zemětřesení zanedbat.

ZATŘÍDĚNÍ OBLASTI KONSTRUKCE S OHLEDEM NA SEISMICKÉ ZATÍŽENÍ

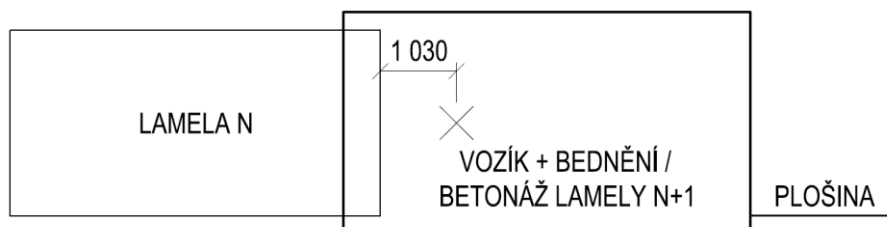
Oblast konstrukce					
Třída významu mostu:	III	~CC3	Součinitel významu mostu:	$\gamma_I =$	1.30 -
Seismická oblast	Písek		Ref. špičkové zrychlení A:	$a_{gR} =$	0.00 -
Specifikace základové půdy					
Typ základové půdy:	A		$v_{s,30}$ [m/s]	N_{SPT} [úderů/30 cm]	c_u [kPa]
Popis základové půdy:			>800	-	-
Skalní horninový masiv nebo geologická formace typu skalních hornin při nadloží z měkčího materiálu v maximální mocnosti do 5 m					
Vlastnosti spektra pružné odezvy					
Tvar spektra pruž. odezvy:	Spektrum 2		$\gamma_{S,0}$	S	T_B
				[s]	T_C
				[s]	T_D
Návrhové zrychlení podloží:	$a_g =$	0.000	g [m/s ²]	H	1.00
Návrhové svislé zrychlení:	$a_{vg} =$	0.000	g [m/s ²]	V	0.05
Poměrný viskózní útlum:	$\xi =$	2.00	%		0.15
Oblast seismicity	$a_{gS} =$	0.000	g [m/s ²]		1.00
				Korekční součinitel útlumu:	$\eta =$
					1.20 -
Velmi malá seizmicita - ČSN EN 1998 se zanedbá					

4.1.13 Zatížení v rámci fází výstavby

S ohledem na použité technologie a jejich nezanedbatelné hmotnosti byly do modelu implementovány zatížení od uložení (kotvení) betonážního vozíku lamel oblouku a od skruže pro betonáž mostovky.

4.1.13.1 Betonážní vozík

Zatížení od betonážního vozíku bylo zadáváno na konstrukci jako silový a momentový účinek na konci předchozí lamely. Tímto způsobem byla zadávána jak samotná hmotnost vozíku, tak i tíha čerstvého betonu při betonáži lamely. Hmotnost vozíku včetně bednění byla uvažována 70 t, vzdálenost těžiště od konce hotové lamely 1,03 m.



4.1.13.2 Skruž mostovky

Zatížení od posuvné skruže pro betonáž mostovky bylo zadáváno v předpokládaných pozicích jako bodové zatížení. Celková tíha skruže byla uvažován 100 t. S rozdělením na dvě stojky. Přední stojka je umístěna na následujícím pilíři, zadní stojka je uvažována ve vzdálenosti 1,5 m od konce

vykonzolování předchozího pole. Poměr přenosu zatížení od tíhy skruže – přední : zadní = 0,625 : 0,375; od tíhy čerstvého betonu: přední : zadní = 0,65 : 0,35.

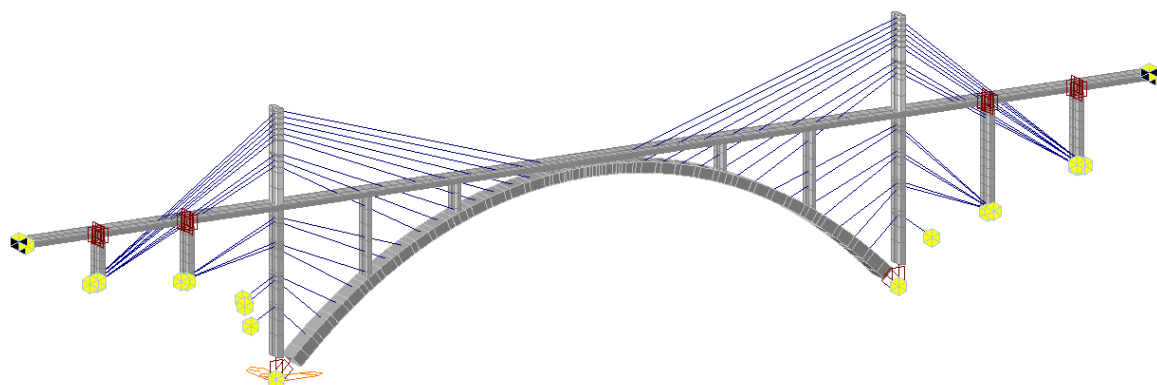
4.2 Model konstrukce

Výpočet vnitřních sil byl proveden na 3D prutovém modelu v MKP SW MIDAS Civil 2019 (v1.1). Vnitřní síly byly využity pro posouzení mezních stavů únosnosti v programu IDEA StatiCa – RCS (v9.1.51.51750). Mezní stavy použitelnosti byly posouzeny na základě vykreslení napětí v SW MIDAS Civil.

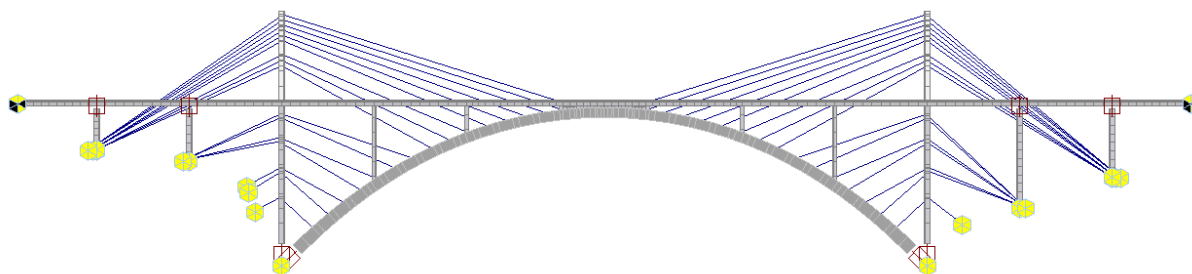
4.2.1 Popis modelu

Nosná konstrukce byla modelována pomocí prutových náhrad, které vystihují tvar jednotlivých konstrukcí. Pro zohlednění postupu výstavby bylo vytvořeno celkem 114 po sobě jdoucích konstrukčních fází. Systém výstavby letmou betonáží s vyvěšováním byl modelován pomocí použití lanových prvků, které byly v jednotlivých fázích výstavby napínány pro zajištění požadovaného tvaru oblouku a zajištění dimenzovatelných vnitřních sil na vyvěšené konzole ve fázích výstavby. Spojení mostovky s pilíři pomocí vrubových kloubů bylo realizováno pomocí uvolněných momentových vazeb v podélném směru. Pro zahrnutí vlivu uložení na dvojice ložisek nad břehovými pilíři byly použity soustavy pružných spojení, která zohlednila působení dvojice sil na krutící účinky zatížení. Základy pilířů byly modelovány pružnými podporami s tuhostmi získanými z modulu Patky SW GEO 5.

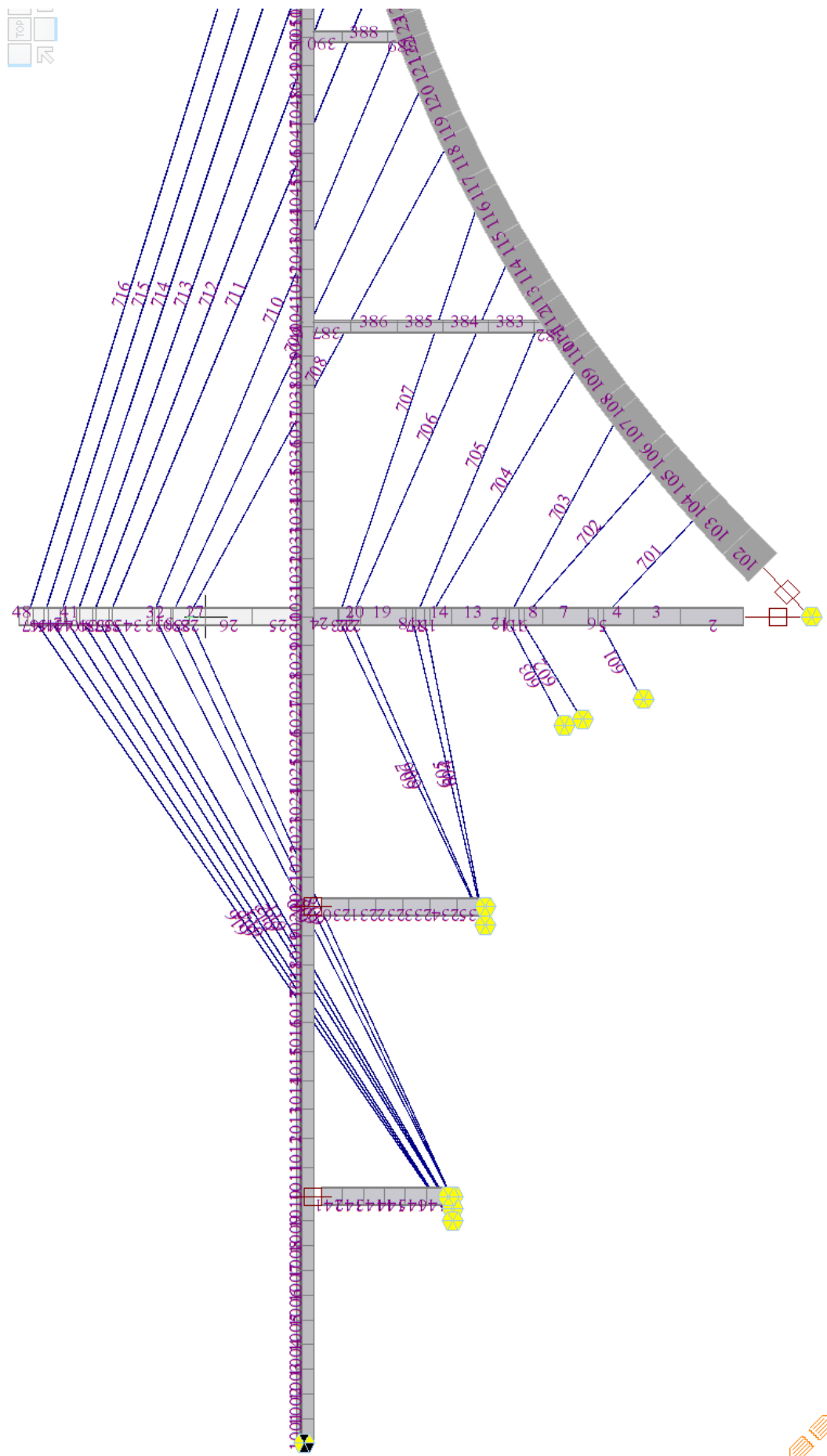
Obrázek 4-4: Model konstrukce – axonometrie



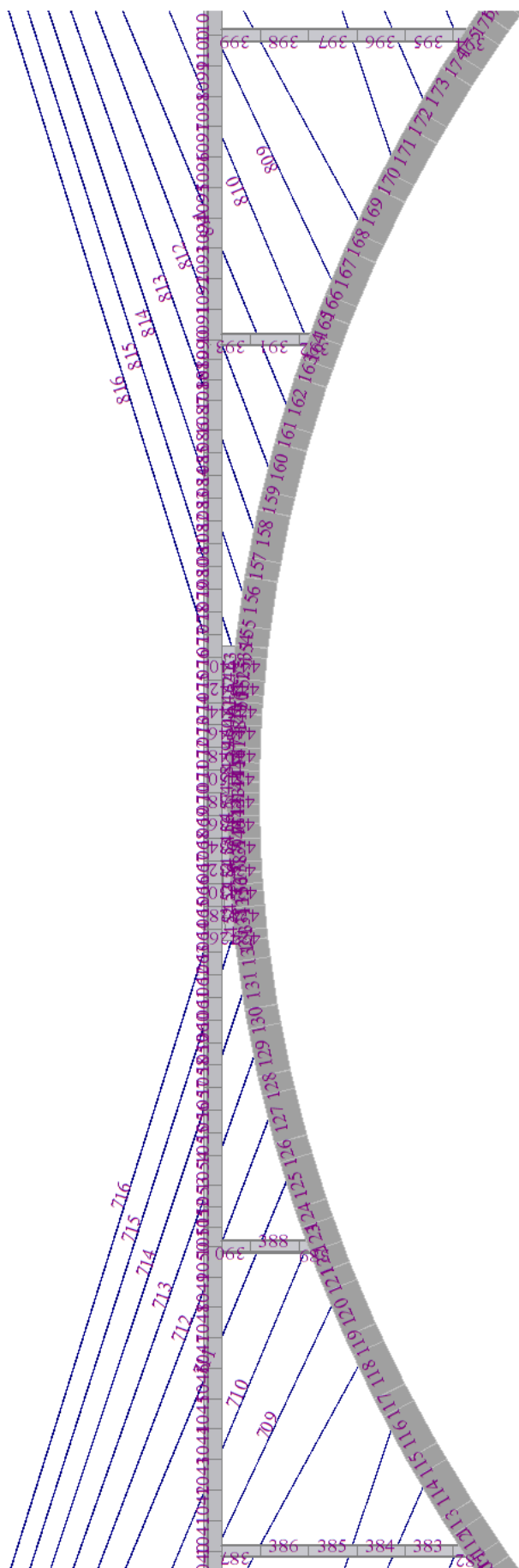
Obrázek 4-5: Model konstrukce – pohled



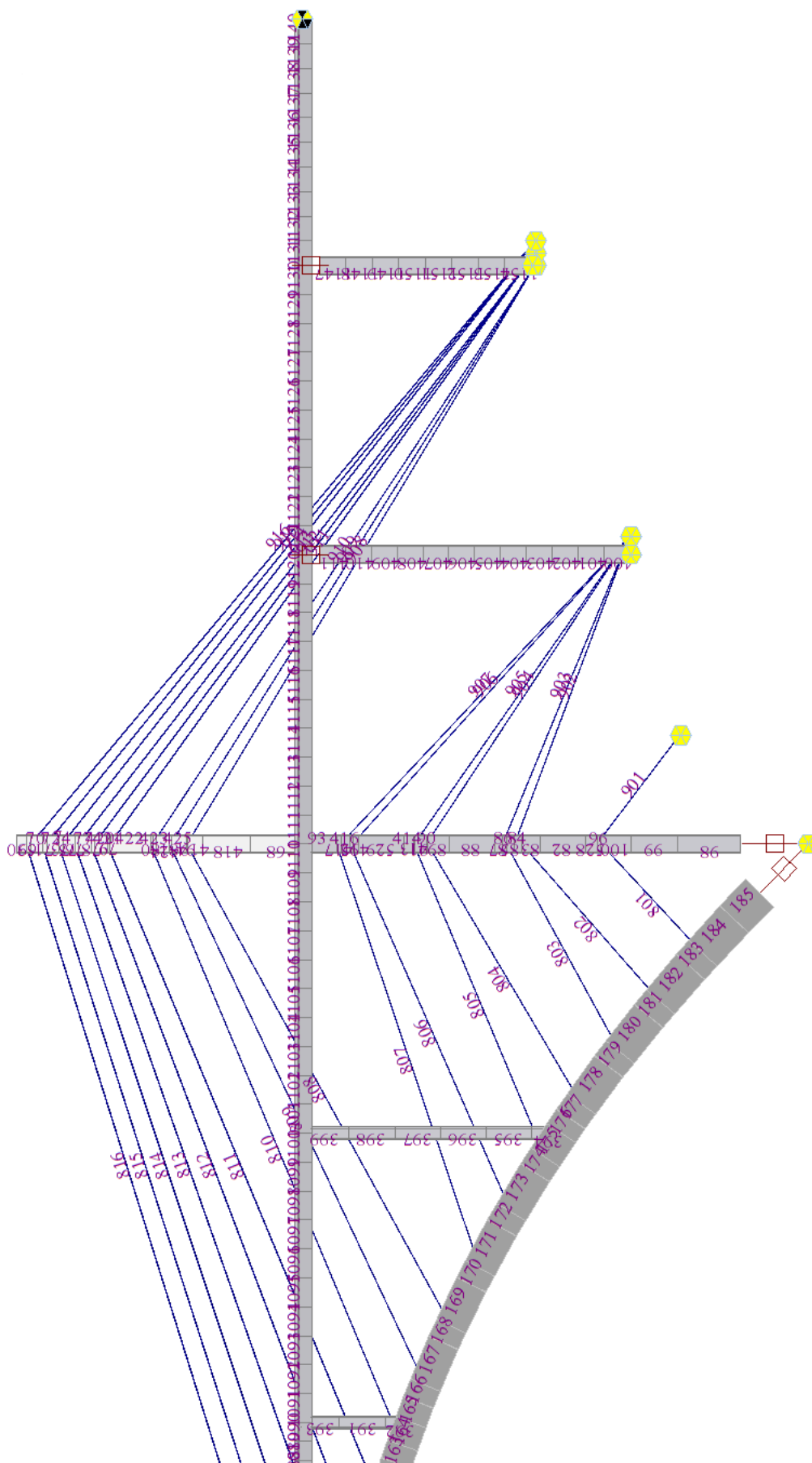
Obrázek 4-6: Model konstrukce – pohled, levá část



Obrázek 4-7: Model konstrukce – pohled, střední část



Obrázek 4-8: Model konstrukce – pohled, pravá část



4.2.2 Podélná tuhost konstrukce

V rámci výpočtu byly porovnány dva přístupy pro zohlednění podélné tuhosti desky mostovky s vlivem smykového ochabnutí – se zahrnutím smykového ochabnutí a bez jeho zahrnutí. Smykové ochabnutí se s ohledem na rozměry nosné konstrukce projevuje dle kap. 5.3.2.1 v ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 pouze v oblasti nad vnitřními podporami. Smykové ochabnutí nebylo s ohledem na níže předložené výsledky uvažováno. Vliv na ohybovou tuhost průřezu byl stanoven do velikosti 1%.

SPOLUPŮSOBÍCÍ ŠÍŘKA

geometrie konstrukce							
délka počátečního pole	$L_1 =$	20.0	m	šířka trámu	$B_w =$	1.30	m
délka vnitřního pole (a)	$L_{2a} =$	23.5	m	šířka konzoly 1	$B_1 =$	0.90	m
délka vnitřního pole (b)	$L_{2b} =$	23.5	m	šířka konzoly 2	$B_2 =$	0.75	m
délka koncového pole	$L_3 =$	20.0	m	celková šířka	$B =$	2.95	m
Vzdálenosti nulových ohybových momentů							
inflexní body - pole	$l_{0,1} =$	17.00	m		$l_{0,1-2a} =$	6.53	m
	$l_{0,2a} =$	16.45	m		$l_{0,2a-2a} =$	7.05	m
	$l_{0,2b} =$	16.45	m	inflexní body - podpory	$l_{0,2a-2b} =$	7.05	m
	$l_{0,3} =$	17.00	m		$l_{0,2b-2b} =$	7.05	m
					$l_{0,2b-3} =$	6.53	m

Spolupůsobící šířky

Umístění	$b_{eff,1}$ [m]	$b_{eff,2}$ [m]	b_{eff} [m]	Umístění	$b_{eff,1}$ [m]	$b_{eff,2}$ [m]	b_{eff} [m]
Pole 1	0.90	0.75	2.95	Podpora 2 (p-a)	0.83	0.75	2.88
Pole vnitřní (a)	0.90	0.75	2.95	Podpora vnitřní (a)	0.89	0.75	2.94
pole vnitřní (b)	0.90	0.75	2.95	Podp. vnitřní (a-b)	0.89	0.75	2.94
Pole n	0.90	0.75	2.95	Podpora vnitřní (b)	0.89	0.75	2.94
				Podpora n (b-k)	0.83	0.75	2.88

4.2.3

4.2.4 Fáze výstavby uvažované modelem

Pro zohlednění vlivu reologických jevů byly do modelu zaneseny fáze výstavby.

Upozornění: číslování polí v názvu fází v modelu je založeno na starším označení a je u polí mostovky o 1 nižší (uvažuje se číslování pro polovinu mostu).

Tabulka 4-2: Fáze výstavby

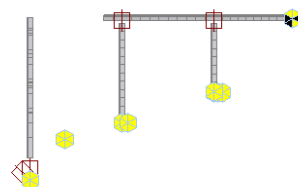
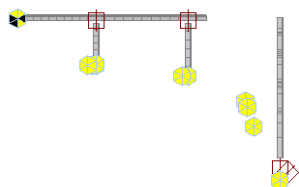
Fáze	Model	Trvání [den]	Konečný čas [den]
Pilíře P1, P2, P10, P11, opěry OP1, OP2	1-supp_P0_P1	51	51
Betonáž pole 1 a pole 12	2-D0	7	58
Betonáž pole 2 a pole 11	3-D1	0	58
Pilíř P3 a P9	4-P2	0	58
Betonáž zárodku oblouku	5-O_0	1	59
Instalace vozíku na zárodek	6-O_F1	5	64
Betonáž lamely 1	7-O_C1	3	67
Přidání lamely 1 do matice tuhosti	8-O_1	0	67
Aktivace závěsů 1. lamely	9-O_1C	1	68
Přesun vozíku pro betonáž lamely 2	10-O_F2	5	73
Betonáž lamely 2	11-O_C2	3	76
Přidání lamely 2 do matice tuhosti	12-O_2	0	76

Fáze	Model	Trvání [den]	Konečný čas [den]
Aktivace závěsů 2. lamely	13-O_2C	1	77
Přesun vozíku pro betonáž lamely 3	14-O_F3	5	82
Betonáž lamely 3	15-O_C3	3	85
Přidání lamely 3 do matice tuhosti	16-O_3	0	85
Aktivace závěsů 3. lamely	17-O_3C	1	86
Přesun vozíku pro betonáž lamely 4	18-O_F4	5	91
Betonáž lamely 4	19-O_C4	3	94
Přidání lamely 4 do matice tuhosti	20-O_4	0	94
Aktivace závěsů 4. lamely	21-O_4C	1	95
Přesun vozíku pro betonáž lamely 5	22-O_F5	5	100
Betonáž lamely 5	23-O_C5	3	103
Přidání lamely 5 do matice tuhosti	24-O_5	0	103
Aktivace závěsů 5. lamely	25-O_5C	1	104
Přesun vozíku pro betonáž lamely 6	26-O_F6	5	109
Betonáž lamely 6	27-O_C6	3	112
Přidání lamely 6 do matice tuhosti	28-O_6	0	112
Aktivace závěsů 6. lamely	29-O_6C	1	113
Přesun vozíku pro betonáž lamely 7	30-O_F7	5	118
Betonáž lamely 7	31-O_C7	3	121
Přidání lamely 7 do matice tuhosti	32-O_7	0	121
Aktivace závěsů 7. lamely	33-O_7C	1	122
Přesun vozíku pro betonáž lamely 8	34-O_F8	5	127
Betonáž pole 3 a pole 10	35-D2	0	127
Výstavba provizorního pylonu	36-P2_supp	0	127
Betonáž lamely 8	37-O_C8	3	130
Přidání lamely 8 do matice tuhosti	38-O_8	0	130
Aktivace závěsů 8. lamely	39-O_8C	1	131
Přesun vozíku pro betonáž lamely 9	40-O_F9	5	136
Betonáž lamely 9	41-O_C9	3	139
Přidání lamely 9 do matice tuhosti	42-O_9	0	139
Aktivace závěsů 9. lamely	43-O_9C	1	140
Přesun vozíku pro betonáž lamely 10	44-O_F10	5	145
Betonáž lamely 10	45-O_C10	3	148
Přidání lamely 10 do matice tuhosti	46-O_10	0	148
Aktivace závěsů 10. lamely	47-O_10C	1	149
Přesun vozíku pro betonáž lamely 11	48-O_F11	5	154
Betonáž lamely 11	49-O_C11	3	157
Přidání lamely 11 do matice tuhosti	50-O_11	0	157
Aktivace závěsů 11. lamely	51-O_11C	1	158
Přesun vozíku pro betonáž lamely 12	52-O_F12	5	163
Betonáž lamely 12	53-O_C12	3	166
Přidání lamely 12 do matice tuhosti	54-O_12	0	166
Aktivace závěsů 12. lamely	55-O_12C	1	167
Přesun vozíku pro betonáž lamely 13	56-O_F13	5	172
Betonáž lamely 13	57-O_C13	3	175
Přidání lamely 13 do matice tuhosti	58-O_13	0	175
Aktivace závěsů 13. lamely	59-O_13C	1	176
Přesun vozíku pro betonáž lamely 14	60-O_F14	5	181
Betonáž lamely 14	61-O_C14	3	184
Přidání lamely 14 do matice tuhosti	62-O_14	0	184
Aktivace závěsů 14. lamely	63-O_14C	1	185

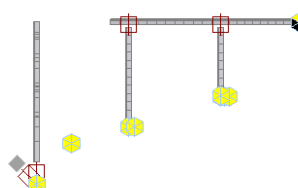
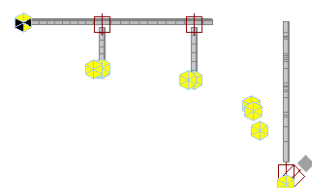
Fáze	Model	Trvání [den]	Konečný čas [den]
Přesun vozíku pro betonáž lamely 15	64-O_F15	5	190
Betonáž lamely 15	65-O_C15	3	193
Přidání lamely 15 do matice tuhosti	66-O_15	0	193
Aktivace závěsů 15. lamely	67-O_15C	1	194
Přesun vozíku pro betonáž lamely 16	68-O_F16	5	199
Betonáž lamely 16	69-O_C16	3	202
Přidání lamely 16 do matice tuhosti	70-O_16	0	202
Aktivace závěsů 16. lamely - prázdné	71-O_16C	1	203
Přesun vozíku pro betonáž lamely 17	72-O_F17	5	208
Rozepření mezi koncovými lamelami	73-O_F17_jack	0	208
Betonáž spojení oblouku	74-O_C17	3	211
Zmonolitnění oblouku do matice tuhosti	75-O_17	14	225
Betonáž spojovacích krčků nad korunou oblouku	76-Joint	14	239
Odstranění skupiny závěsů lamely 16 - prázdné	77-Cable_min1	1	240
Odstranění skupiny závěsů lamely 15	78-Cable_min2	1	241
Odstranění skupiny závěsů lamely 14	79-Cable_min3	1	242
Odstranění skupiny závěsů lamely 13	80-Cable_min4	0	242
Odstranění skupiny závěsů lamely 12	81-Cable_min5	0	242
Odstranění skupiny závěsů lamely 11	82-Cable_min6	0	242
Odstranění skupiny závěsů lamely 10	83-Cable_min7	0	242
Odstranění skupiny závěsů lamely 9	84-Cable_min8	0	242
Odstranění skupiny závěsů lamely 8	85-Cable_min9	0	242
Zhotovení pilíře nad obloukem (P4, P8)	86-P3	0	242
Zhotovení pilíře nad obloukem (P5, P9)	87-P4	0	242
Posun skruže pro betonáž pole 4	88-SS-F3-A	3	245
Posun skruže pro betonáž pole 9	89-SS-F3-Z	3	248
Betonáž pole 4	90-SS-Fc3-A	3	251
Betonáž pole 9	91-SS-Fc3-Z	3	254
Předepnutí, přidání polí do matice tuhosti	92-D3	2	256
Posun skruže pro betonáž pole 5	93-SS-F4-A	3	259
Posun skruže pro betonáž pole 8	94-SS-F4-Z	3	262
Betonáž pole 5	95-SS-Fc4-A	3	265
Betonáž pole 8	96-SS-Fc4-Z	3	268
Předepnutí, přidání polí do matice tuhosti	97-D4	30	298
Posun skruže pro betonáž pole 6	98-SS-F5-A	3	301
Posun skruže pro betonáž pole 7	99-SS-F5-Z	3	304
Betonáž pole 6	100-MSS-Fc5-A	3	307
Betonáž pole 7	101-MSS-Fc5-Z	3	310
Předepnutí, přidání polí do matice tuhosti	102-D5	30	340
Odstranění skruže z pole 7	103-MSS-F5-Z-rem	1	341
Posun skruže nad korunu oblouku	104-MSS-F6-A	3	344
Betonáž pole nad korunou oblouku	105-MSS-Fc6-A	3	347
Přidání pole do matice tuhosti	106-D6	30	377
Odstranění skruže z koruny oblouku	107-MSS-F6-A-rem	1	378
Odstranění skupiny závěsů lamely 7,6,5,4	108-Cable_min4	1	379
Odstranění skupiny závěsů lamely 3,2,1	109-Cable_min5	1	380
Zhotovení říms a vybavení	110-G1_access	14	394
Zhotovení štěrkového lože a svršku	111-G1_wear	30	424
Uvedení do provozu	112-UP	0	424
Provoz	113-Provoz	36200	36624
Konec životnosti	114-INF	0	36624

4.2.4.1 Grafické řešení fází výstavby

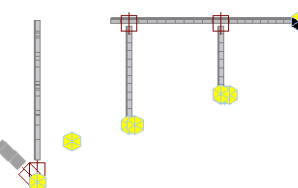
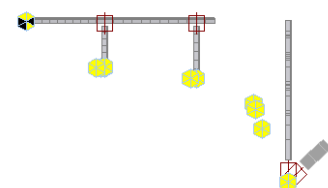
1. Pilíře P1, P2, P10, P11, opěry OP1, OP2
2. Betonáž pole 1 a pole 12
3. Betonáž pole 2 a pole 11
4. Pilíř P3 a P9



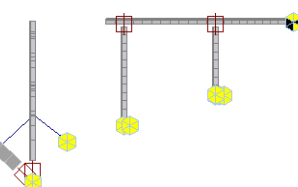
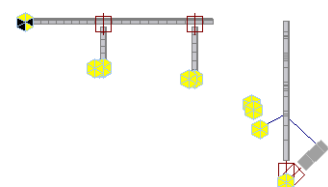
5. Betonáž zárodku oblouku
6. Instalace vozíku na zárodek



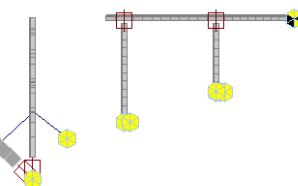
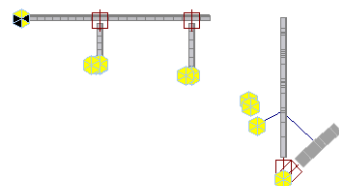
7. Betonáž lamely 1
8. Přidání lamely 1 do matice tuhosti



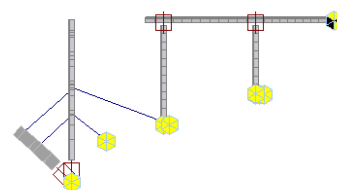
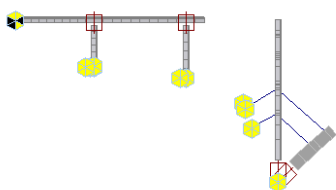
9. Aktivace závěsů 1. lamely
10. Přesun vozíku pro betonáž lamely 2
11. Betonáž lamely 2



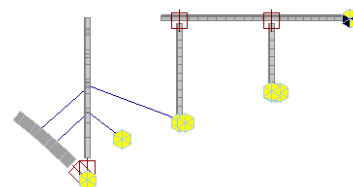
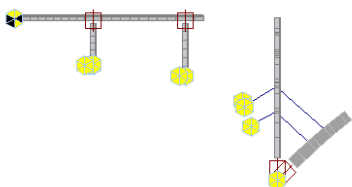
12. Přidání lamely 2 do matice tuhosti



13. Aktivace závěsů 2. lamely
14. Přesun vozíku pro betonáž lamely 3
15. Betonáž lamely 3



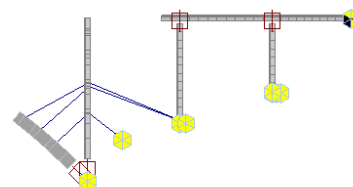
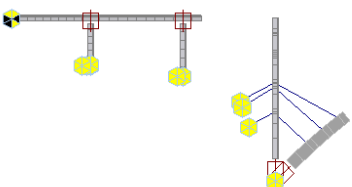
16. Přidání lamely 3 do matice tuhosti



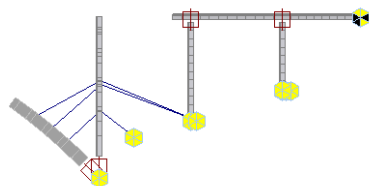
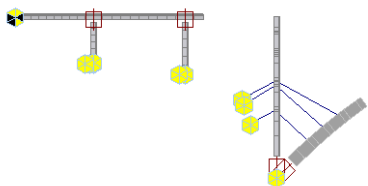
17. Aktivace závěsů 3. lamely

18. Přesun vozíku pro betonáž lamely 4

19. Betonáž lamely 4



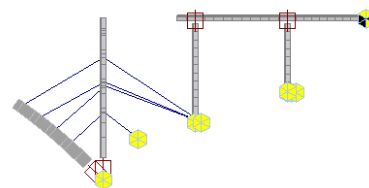
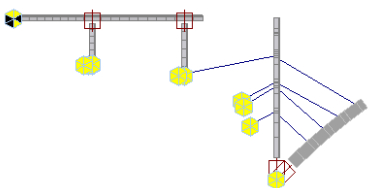
20. Přidání lamely 4 do matice tuhosti



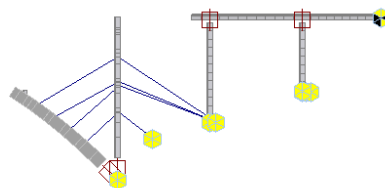
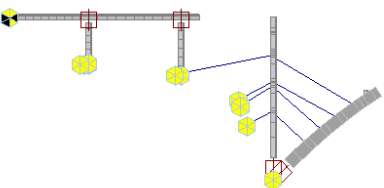
21. Aktivace závěsů 4. lamely

22. Přesun vozíku pro betonáž lamely 5

23. Betonáž lamely 5



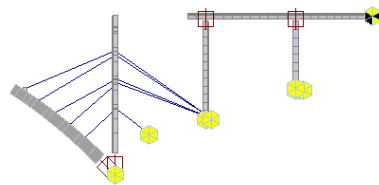
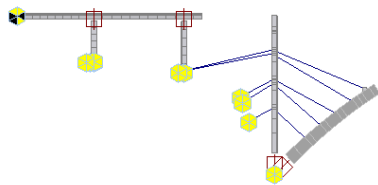
24. Přidání lamely 5 do matice tuhosti



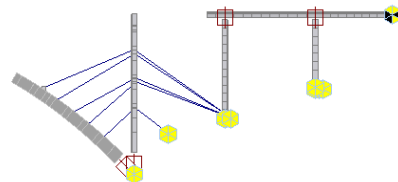
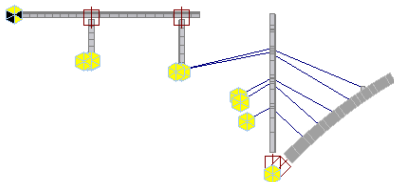
25. Aktivace závěsů 5. lamely

26. Přesun vozíku pro betonáž lamely 6

27. Betonáž lamely 6



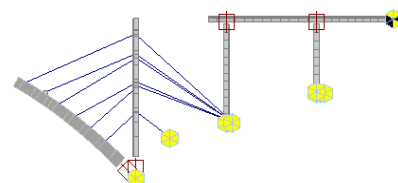
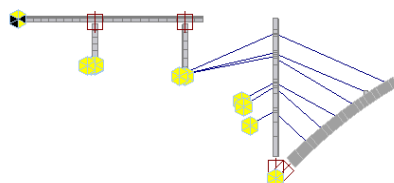
28. Přidání lamely 6 do matice tuhosti



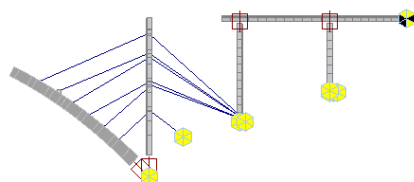
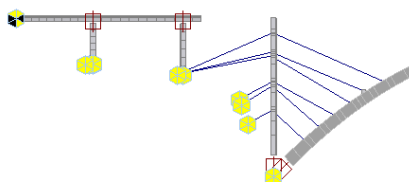
29. Aktivace závěsů 6. lamely

30. Přesun vozíku pro betonáž lamely 7

31. Betonáž lamely 7

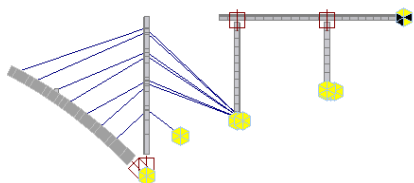
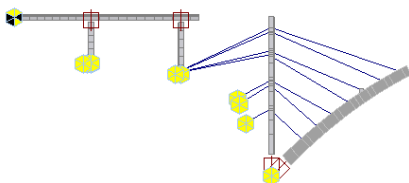


32. Přidání lamely 7 do matice tuhosti



33. Aktivace závěsů 7. lamely

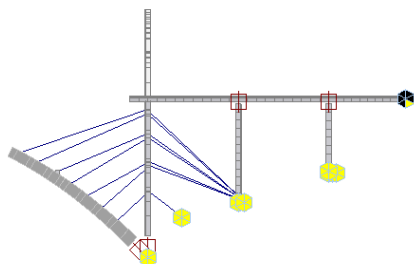
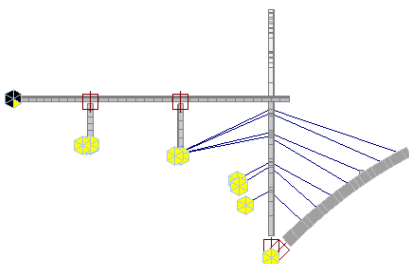
34. Přesun vozíku pro betonáž lamely 8



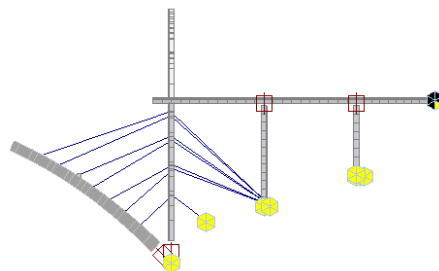
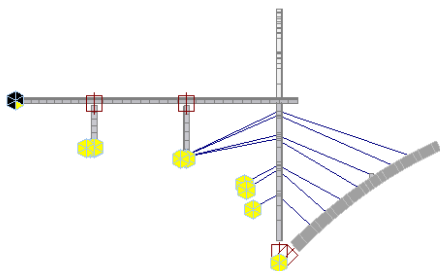
35. Betonáž pole 3 a pole 10

36. Výstavba provizorního pylonu

37. Betonáž lamely 8



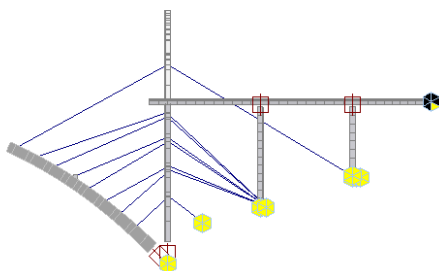
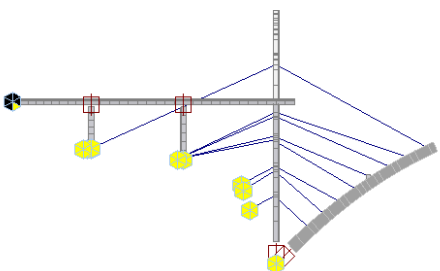
38. Přidání lamely 8 do matice tuhosti



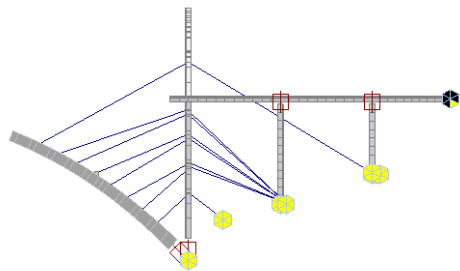
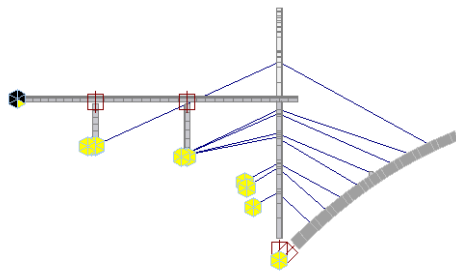
39. Aktivace závěsů 8. lamely

40. Přesun vozíku pro betonáž lamely 9

41. Betonáž lamely 9



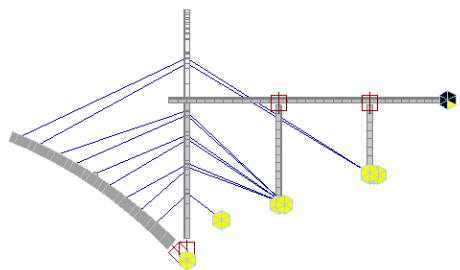
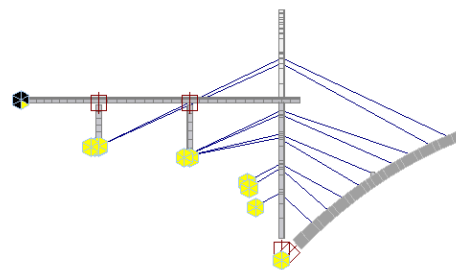
42. Přidání lamely 9 do matice tuhosti



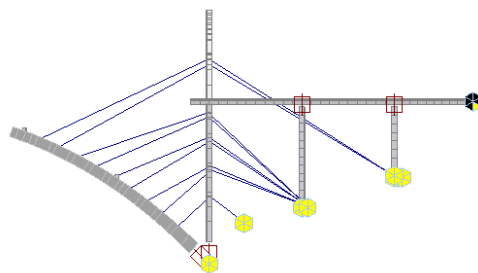
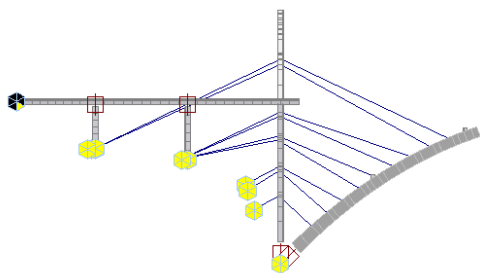
43. Aktivace závěsů 9. lamely

44. Přesun vozíku pro betonáž lamely 10

45. Betonáž lamely 10



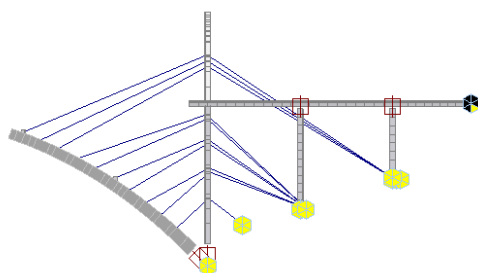
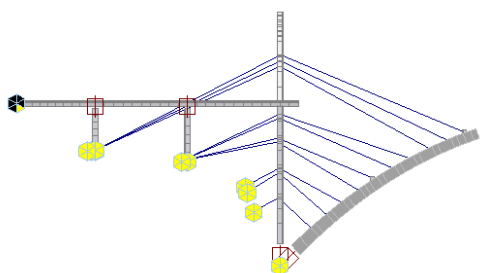
46. Přidání lamely 10 do matice tuhosti



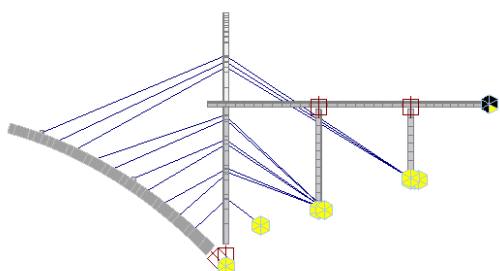
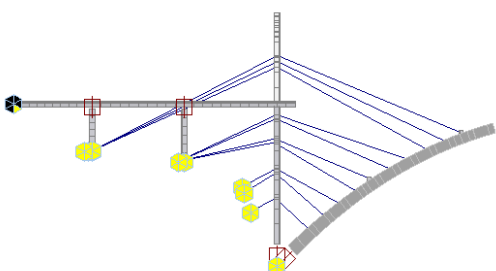
47. Aktivace závěsů 10. lamely

48. Přesun vozíku pro betonáž lamely 11

49. Betonáž lamely 11



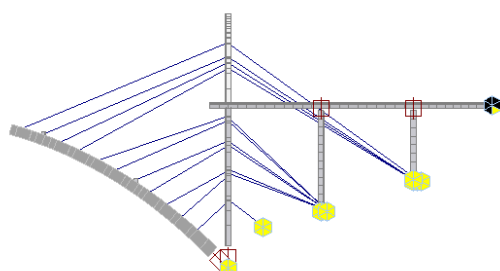
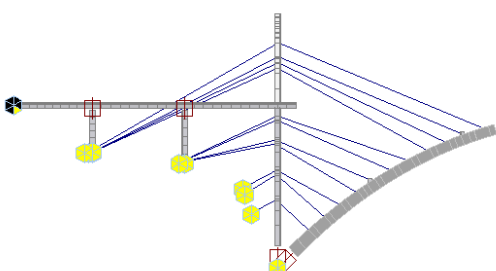
50. Přidání lamely 11 do matice tuhosti



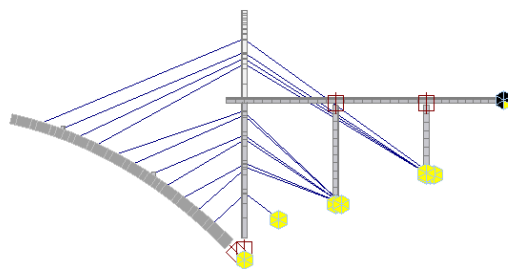
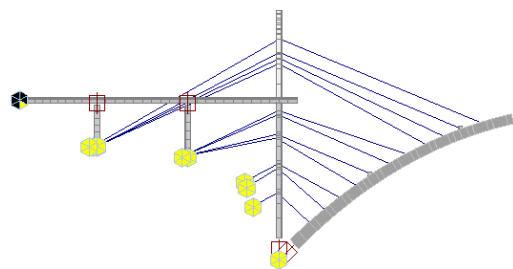
51. Aktivace závěsů 11. lamely

52. Přesun vozíku pro betonáž lamely 12

53. Betonáž lamely 12



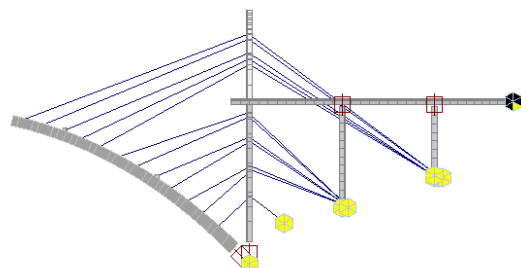
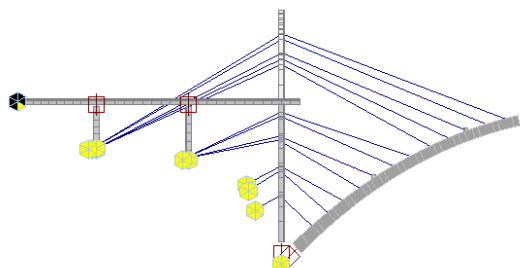
54. Přidání lamely 12 do matice tuhosti



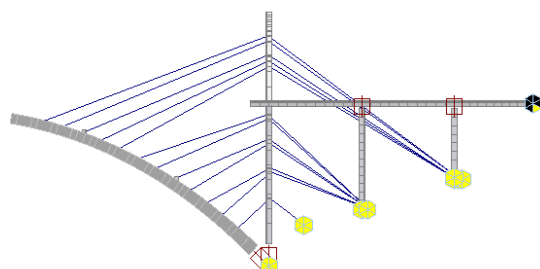
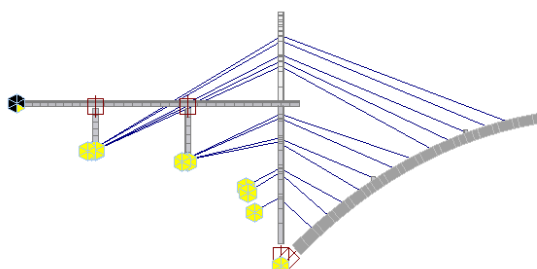
55. Aktivace závěsů 12. lamely

56. Přesun vozíku pro betonáž lamely 13

57. Betonáž lamely 13



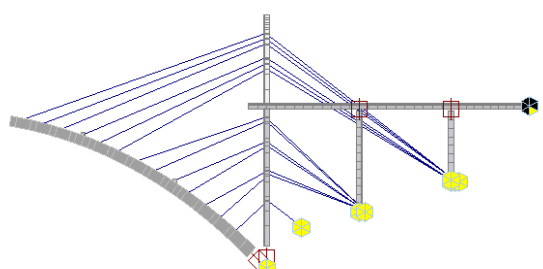
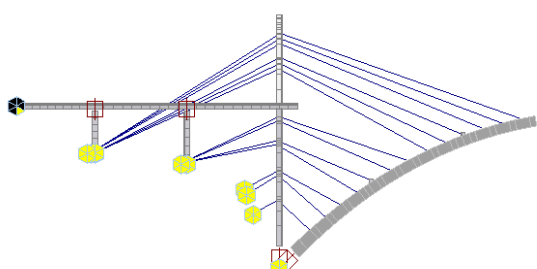
58. Přidání lamely 13 do matice tuhosti



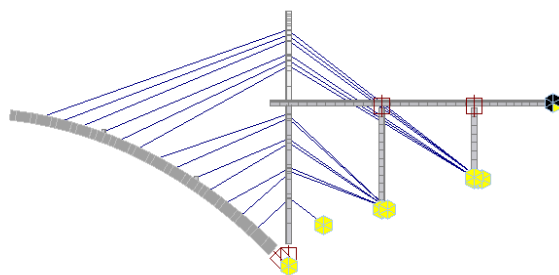
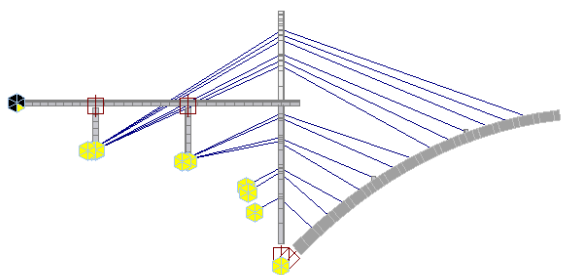
59. Aktivace závěsů 13. lamely

60. Přesun vozíku pro betonáž lamely 14

61. Betonáž lamely 14



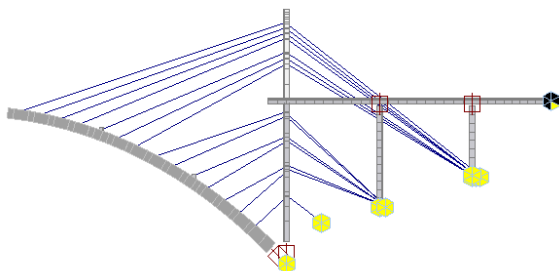
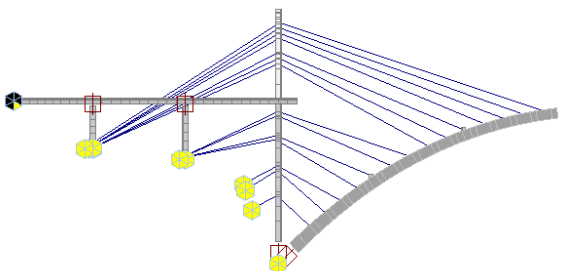
62. Přidání lamely 14 do matice tuhosti



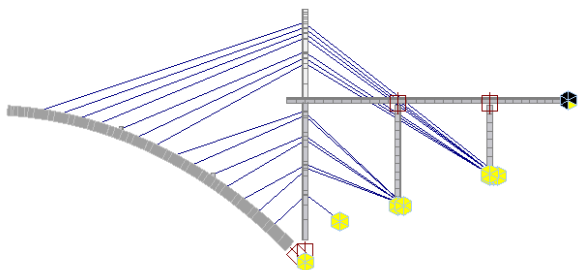
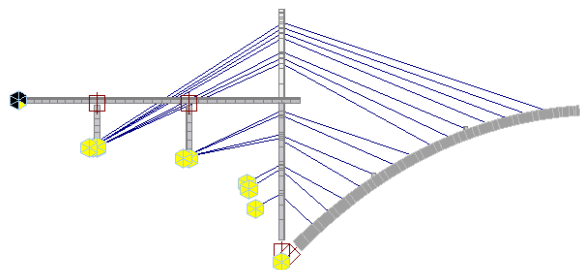
63. Aktivace závěsů 14. lamely

64. Přesun vozíku pro betonáž lamely 15

65. Betonáž lamely 15



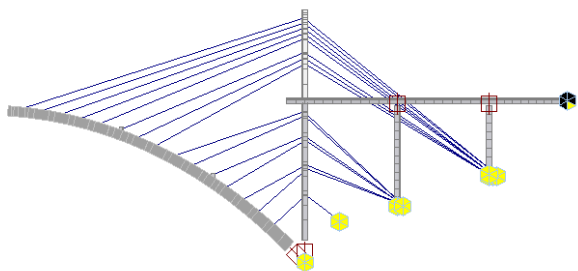
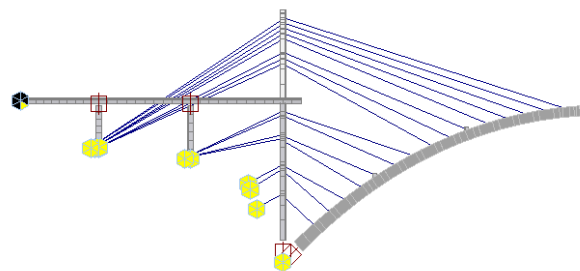
66. Přidání lamely 15 do matice tuhosti



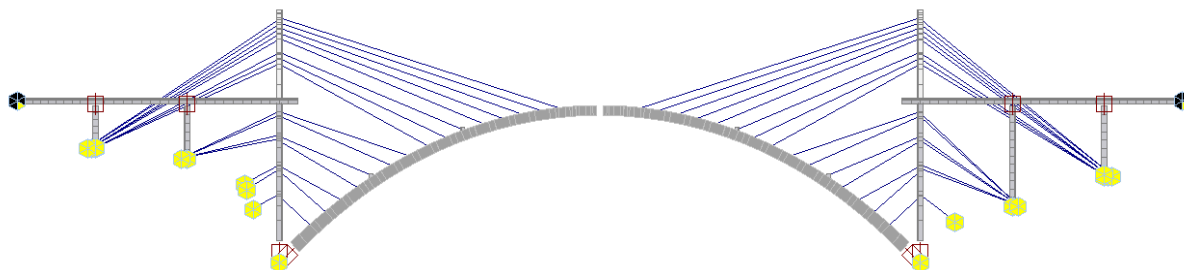
67. Aktivace závěsů 15. lamely

68. Přesun vozíku pro betonáž lamely 16

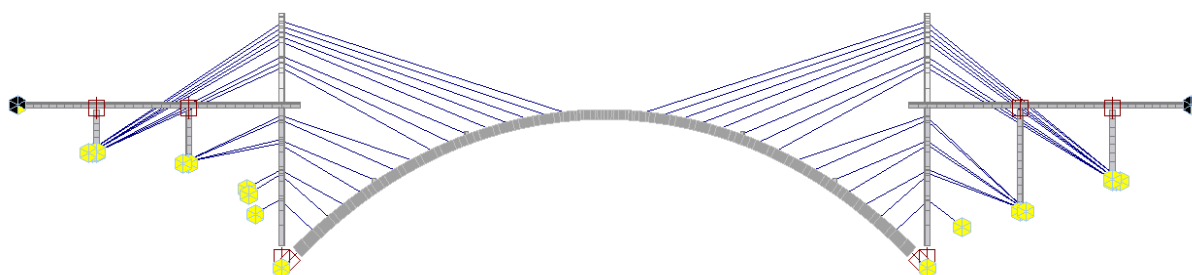
69. Betonáž lamely 16



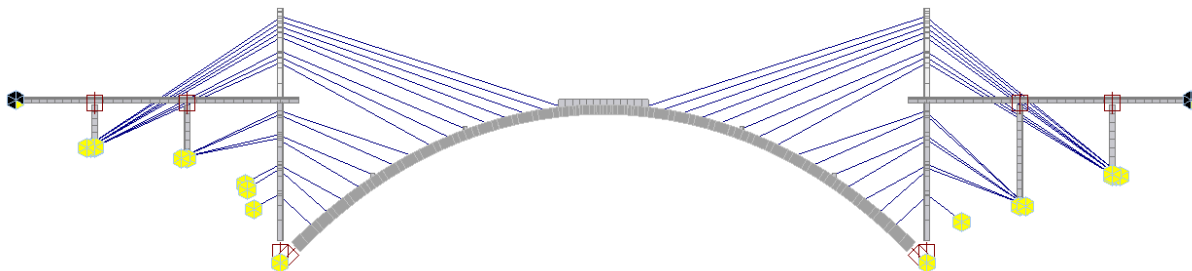
- 70. Přidání lamely 16 do matice tuhosti
- 71. Aktivace závěsů 16. lamely – prázdné
- 72. Přesun vozíku pro betonáž lamely 17
- 73. Rozepření mezi koncovými lamelami
- 74. Betonáž spojení oblouku



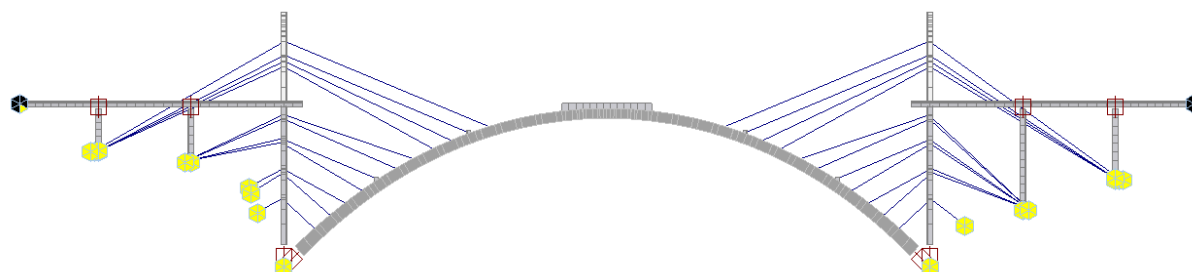
- 75. Zmonolitnění oblouku do matice tuhosti



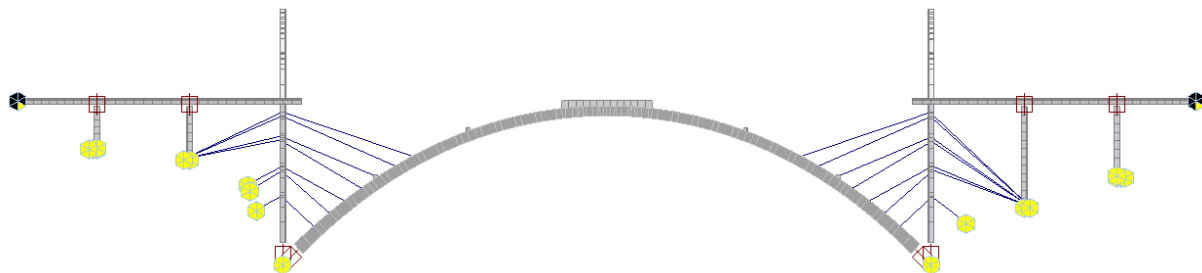
- 76. Betonáž spojovacích krčků nad korunou oblouku



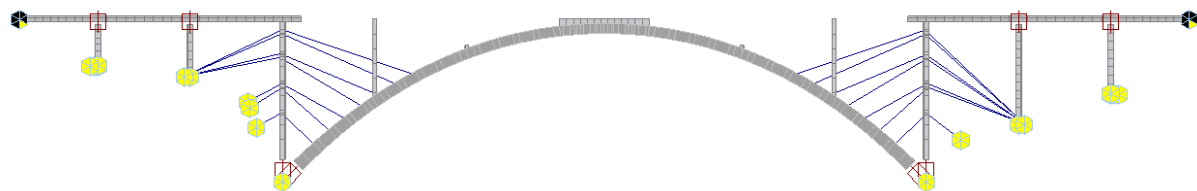
- 77. Odstranění skupiny závěsů lamely 16 - prázdné
- 78. Odstranění skupiny závěsů lamely 15
- 79. Odstranění skupiny závěsů lamely 14
- 80. Odstranění skupiny závěsů lamely 13
- 81. Odstranění skupiny závěsů lamely 12



- 82. Odstranění skupiny závěsů lamely 11
- 83. Odstranění skupiny závěsů lamely 10
- 84. Odstranění skupiny závěsů lamely 9
- 85. Odstranění skupiny závěsů lamely 8



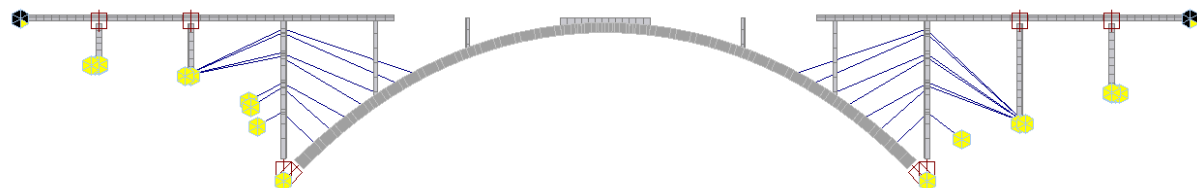
- 86. Zhotovení pilíře nad obloukem (P4, P8)



- 87. Zhotovení pilíře nad obloukem (P5, P9)



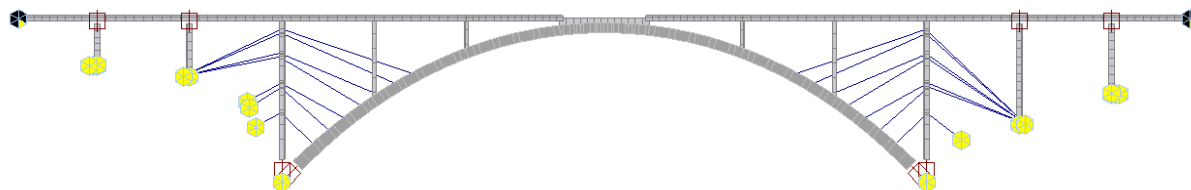
- 88. Posun skruže pro betonáž pole 4
- 89. Posun skruže pro betonáž pole 9
- 90. Betonáž pole 4
- 91. Betonáž pole 9
- 92. Předepnutí, přidání polí do matice tuhosti



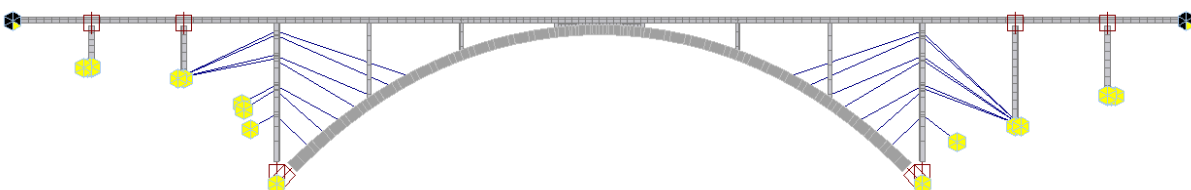
- 93. Posun skruže pro betonáž pole 5
- 94. Posun skruže pro betonáž pole 8
- 95. Betonáž pole 5
- 96. Betonáž pole 8
- 97. Předepnutí, přidání polí do matice tuhosti



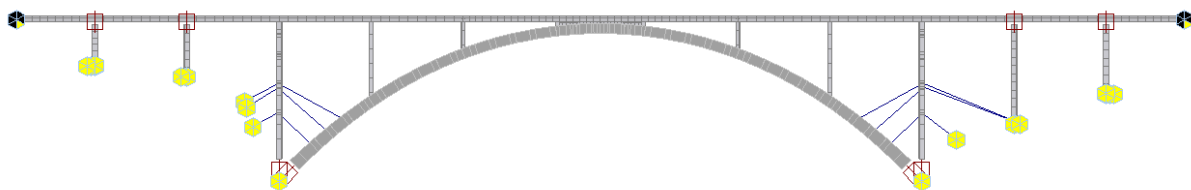
- 98. Posun skruže pro betonáž pole 6
- 99. Posun skruže pro betonáž pole 7
- 100. Betonáž pole 6
- 101. Betonáž pole 7
- 102. Předepnutí, přidání polí do matice tuhosti



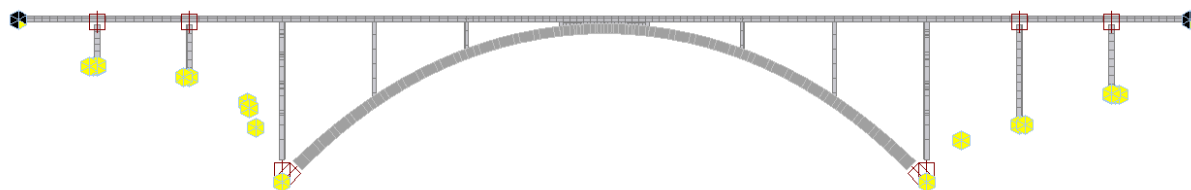
- 103. Odstranění skruže z pole 7
- 104. Posun skruže nad korunu oblouku
- 105. Betonáž pole nad korunou oblouku
- 106. Přidání pole do matice tuhosti



- 107. Odstranění skruže z koruny oblouku
- 108. Odstranění skupiny závěsů lamely 7,6,5,4



- 109. Odstranění skupiny závěsů lamely 3,2,1



- 110. Zhotovení říms a vybavení
- 111. Zhotovení štěrkového lože a svršku
- 112. Uvedení do provozu
- 113. Provoz
- 114. Konec životnosti

5 Mostovka

5.1 Posouzení nosné konstrukce v podélném směru

S ohledem na rozsah výpočetních dat byly pro podrobné posouzení v rámci tohoto dokumentu zvoleny reprezentativní části konstrukce:

- oblast nad podporou s maximálním nadpodporovým ohybovým momentem M_y
 - oblast nad podporou s maximální posouvající silou V_z (příslušná oblast)
- oblast v poli s maximálním ohybovým momentem M_y
 - oblast v poli s maximálním ohybovým momentem M_z (příslušná oblast)
- oblast nad podporou s maximálním nadpodporovým ohybovým momentem M_z
 - oblast nad podporou s maximální posouvající silou V_y (příslušná oblast)

5.1.1 Schéma vedení kabelů

Do nosné konstrukce je navrženo celkem 8 ks 15-ti lanových kabelů Y1860-15,7-A. Vedení kabelů je definováno kružnicemi. Kabely jsou napínány pouze z jedné strany, vždy z konce pracovního taktu. V krajních polích jsou napnuty 2 kabely, následně v každém dalším poli jsou napnuty 2 kabely průběžné přes dvě pole (n-1, n). Poslední předpjatá pole uprostřed mostu jsou kromě dvou spojitých kabelů dopnuty 2 kabely pro tato pole). Podrobná geometrie kabelů viz příslušná výkresová část.

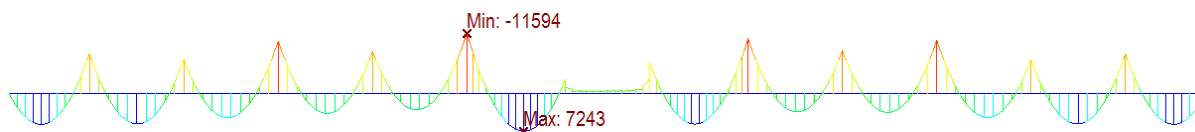
Polygon kabelu je pro účely statického výpočtu tabelizován. Zde jsou uvedeny pouze kabely pro pole délky 42,0 m (pro samotné pole a spojitý přes dvě pole). Počátek kabelu je uvažován v pracovní spáře ve vzdálenosti $L/5$ od osy uložení. Ostatní kabely jsou upraveny s ohledem na délku pole. Svislá pořadnice je uvažována od horního povrchu NK.

GEOMETRIE KABELU PŘEDPĚTÍ - 1. pole					GEOMETRIE KABELU PŘEDPĚTÍ - 6. pole				
# lomu polygonu	X [m]	Y [m]	Z [m]	R [m]	# lomu polygonu	X [m]	Y [m]	Z [m]	R [m]
1	0.000	1.550	-0.513	0.000	1	0.000	1.550	-0.893	0.000
2	6.750	1.550	-1.224	50.000	2	2.175	1.550	-1.274	10.000
3	12.250	1.550	-1.224	50.000	3	11.925	1.550	-1.274	50.000
4	19.000	1.550	-0.450	10.000	4	19.800	1.550	-0.359	0.000
5	21.000	1.550	-0.450	10.000					
7	24.700	1.550	-0.893	0.000					
GEOMETRIE KABELU PŘEDPĚTÍ - 1.+2. pole					GEOMETRIE KABELU PŘEDPĚTÍ - 2xpole dl. 23.5 m				
# lomu polygonu	X [m]	Y [m]	Z [m]	R [m]	# lomu polygonu	X [m]	Y [m]	Z [m]	R [m]
1	0.000	1.550	-0.513	0.000	1	0.000	1.550	-0.893	0.000
2	6.750	1.550	-1.224	50.000	2	3.175	1.550	-1.274	10.000
3	12.250	1.550	-1.224	50.000	3	10.925	1.550	-1.274	50.000
4	19.000	1.550	-0.450	10.000	4	17.800	1.550	-0.450	10.000
5	21.000	1.550	-0.450	10.000	5	19.800	1.550	-0.450	10.000
6	27.875	1.550	-1.274	50.000	6	26.675	1.550	-1.274	50.000
7	35.625	1.550	-1.274	50.000	7	34.425	1.550	-1.274	50.000
8	42.500	1.550	-0.450	10.000	8	41.300	1.550	-0.450	10.000
9	44.500	1.550	-0.450	10.000	9	43.300	1.550	-0.450	10.000
10	48.200	1.550	-0.893	0.000	10	47.000	1.550	-0.893	0.000
GEOMETRIE KABELU PŘEDPĚTÍ - 5.+6. pole									
# lomu polygonu	X [m]	Y [m]	Z [m]	R [m]					
1	0.000	1.550	-0.893	0.000					
2	3.175	1.550	-1.274	10.000					
3	10.925	1.550	-1.274	50.000					
4	17.800	1.550	-0.450	10.000					
5	19.800	1.550	-0.450	10.000					
6	26.675	1.550	-1.274	50.000					
7	35.425	1.550	-1.274	50.000					
8	43.300	1.550	-0.359	0.000					

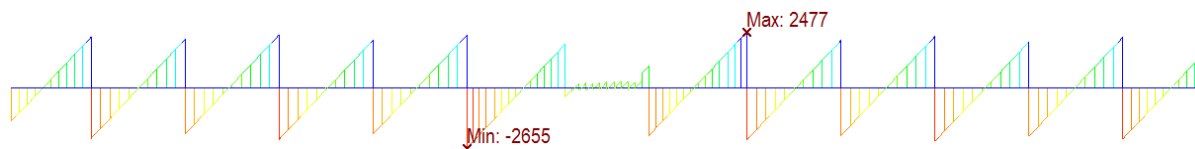
5.1.2 Vnitřní síly

Vnitřní síly jsou uvedeny pro náhradní prut v ose uložení nosné konstrukce. Reologie je řešena programem MIDAS Civil automaticky.

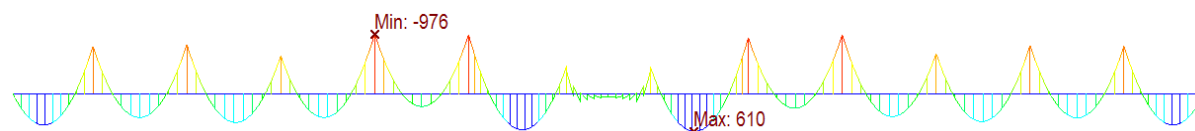
Vlastní tíha – G0 – M_y [kNm]



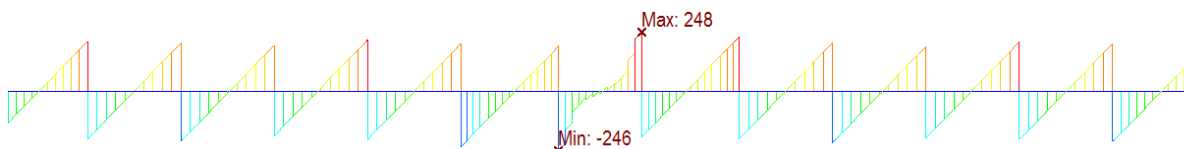
Vlastní tíha – G0 – V_z [kN]



Ostatní stáje (střední hodnota) – G1 – M_y [kNm]



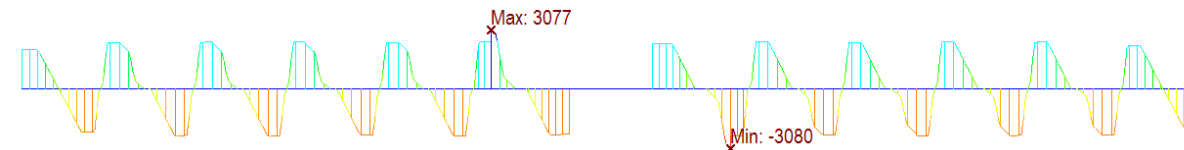
Ostatní stáje (střední hodnota) – G1 – V_z [kN]



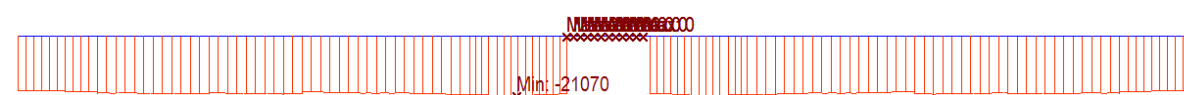
Předpětí – primární účinek (t = 36 500) – P – M_y [kNm]



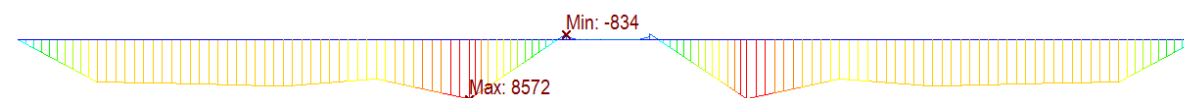
Předpětí – primární účinek (t = 36 500) – P – V_z [kN]



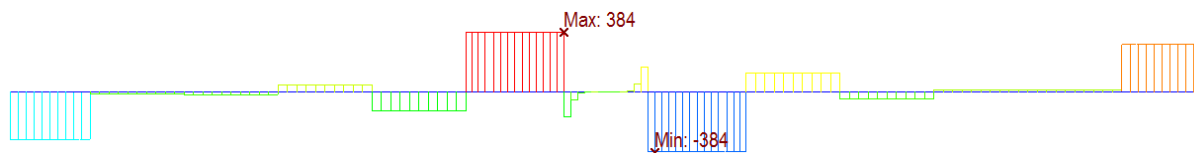
Předpětí – primární účinek (t = 36 500) – P – N_x [kN]



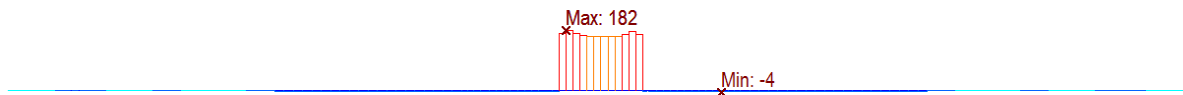
Předpětí – sekundární účinek (t = 36 500) – P – M_y [kNm]



Předpětí – sekundární účinek ($t = 36\,500$) – $P - V_z$ [kN]



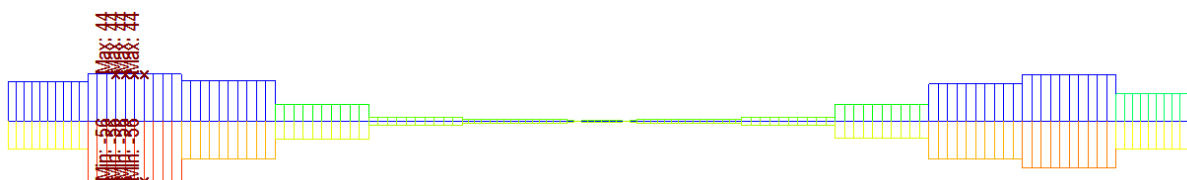
Předpětí – sekundární účinek ($t = 36\,500$) – $P - N_x$ [kN]



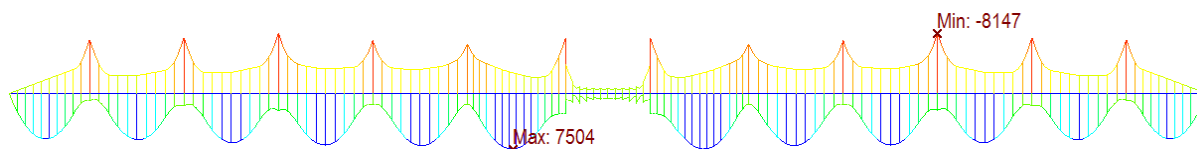
Nerovnoměrné sedání (obálka) – $S - M_y$ [kNm]



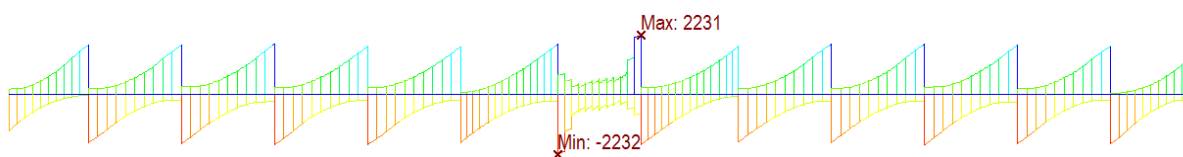
Nerovnoměrné sedání (obálka) – $S - V_z$ [kN]



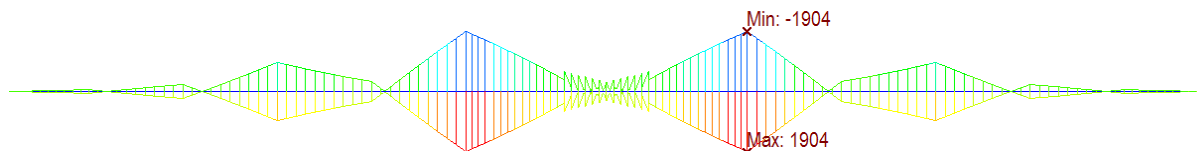
Svislé dopravní zatížení (obálka char. LM71 / SW/0) – $MVL - M_y$ [kNm]



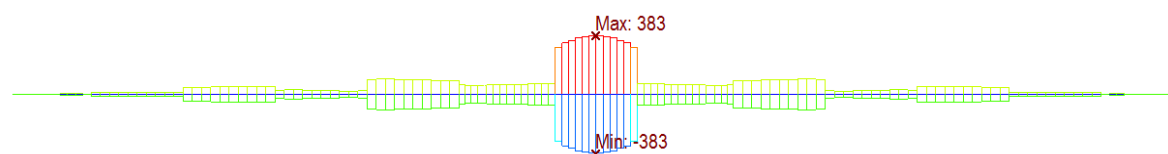
Svislé dopravní zatížení (obálka LM71 / SW/0) – $MVL - V_z$ [kN]



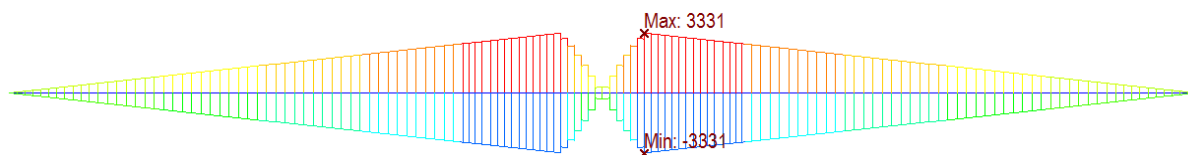
Vodorovné dopravní zatížení (brzdné síly) – $BRK - M_y$ [kNm]



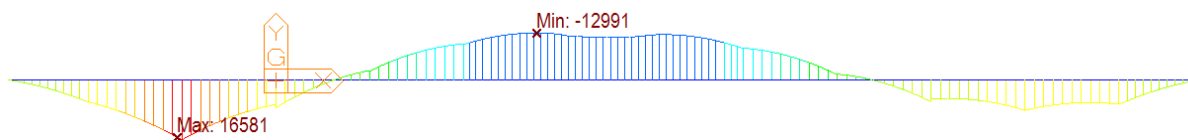
Vodorovné dopravní zatížení (brzdné síly) – $BRK - V_z$ [kN]



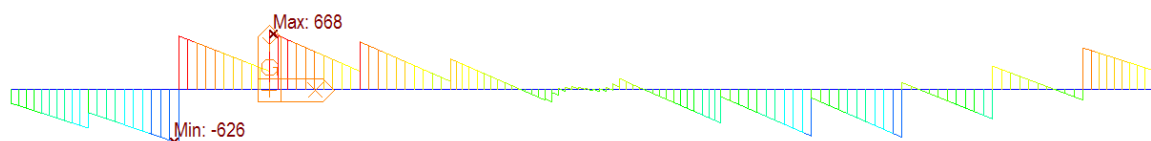
Vodorovné dopravní zatížení (brzdné síly) – BRK - N_x [kN]



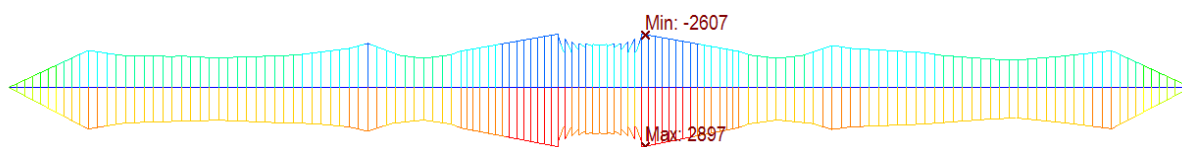
Vítr – W – M_z [kNm]



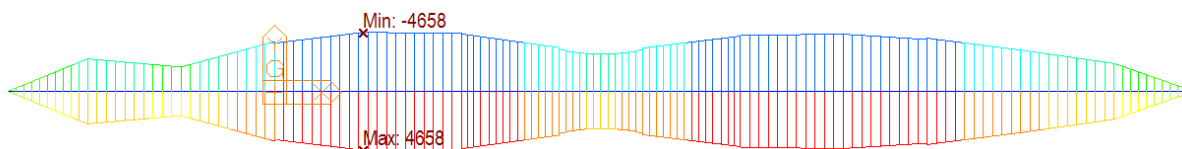
Vítr – W – V_y [kN]



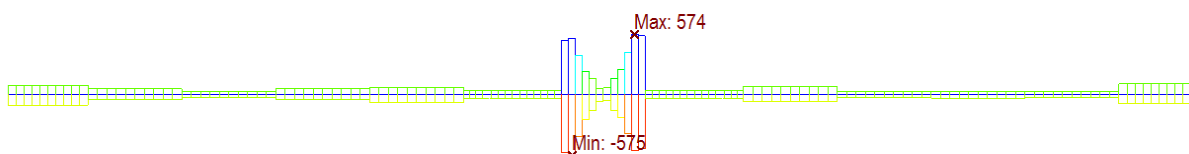
Rovnoměrná teplota včetně účinků lineárních spádů teploty – T – M_y [kNm]



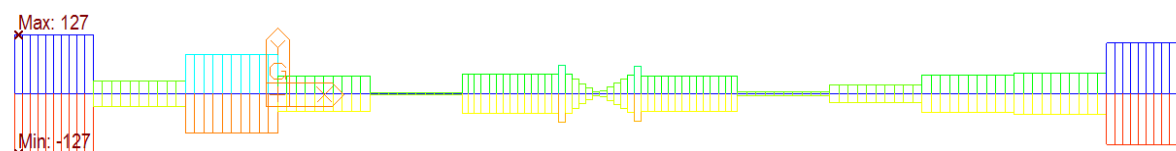
Rovnoměrná teplota včetně účinků lineárních spádů teploty – T – M_z [kNm]



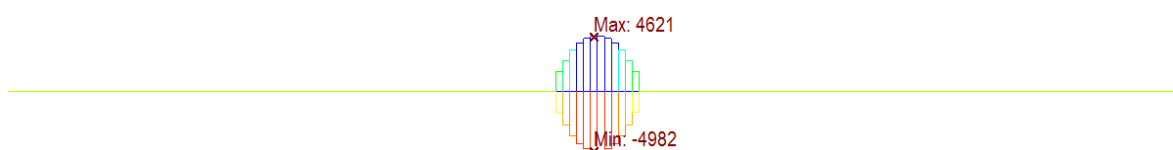
Rovnoměrná teplota včetně účinků lineárních spádů teploty – T – V_z [kN]



Rovnoměrná teplota včetně účinků lineárních spádů teploty – T – V_y [kN]



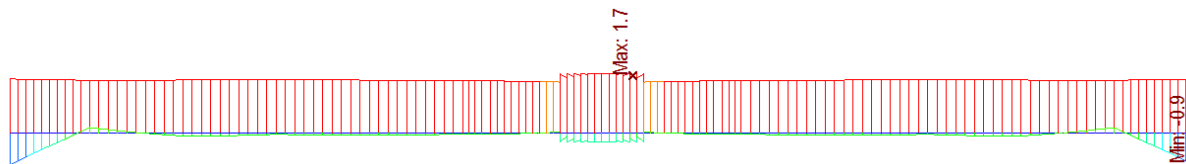
Rovnoměrná teplota včetně účinků lineárních spádů teploty – T – N_x [kN]



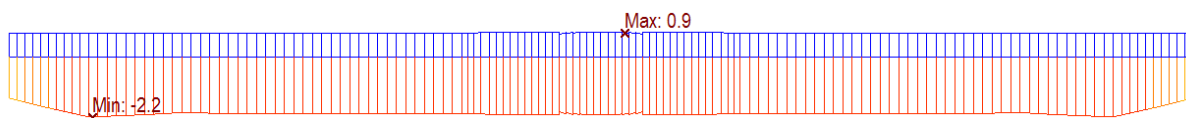
Nerovnoměrná teplota – T

Účinky nerovnoměrné teploty jsou uvedeny v napětích s ohledem na nutnost zohlednit primární i sekundární účinky tohoto typu zatížení. Pro posouzení mezních stavů použitelnosti budou zohledněna hranová napětí.

Teplota (obálka) – T – (dolní vlákna) [MPa]



Teplota (obálka) – T – (horní vlákna) [MPa]



5.1.3 Mezní stav použitelnosti – omezení napětí

S ohledem na ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-2 je nutno uvažovat omezení napětí v materiálech:

- | | | |
|----------------------------|--|----------------------------|
| - betonu v tlaku | $\sigma_{cc} = k_1 \cdot f_{ck}(t) = 0,6 f_{ck}(t)$ | charakteristická kombinace |
| | $\sigma_{cc} = k_2 \cdot f_{ck}(t) = 0,45 f_{ck}(t)$ | kvazistálá kombinace |
| - betonářská výztuž v tahu | $\sigma_s = k_3 \cdot f_{yk} = 0,8 f_{yk}$ | charakteristická kombinace |
| - předpínací výztuž | $\sigma_p = k_5 \cdot f_{pk} = 0,75 f_{pk}$ | charakteristická kombinace |

V případě posouzení betonu je navíc nutno zohlednit vliv raného stáří betonu do 28 dnů. S ohledem na tyto požadavky je možné stanovit kritické časy a průřezy, které je nutno posoudit na omezení napětí.

Pro posuzovanou nosnou konstrukci byly vybrány následující průřezy a časy posouzení:

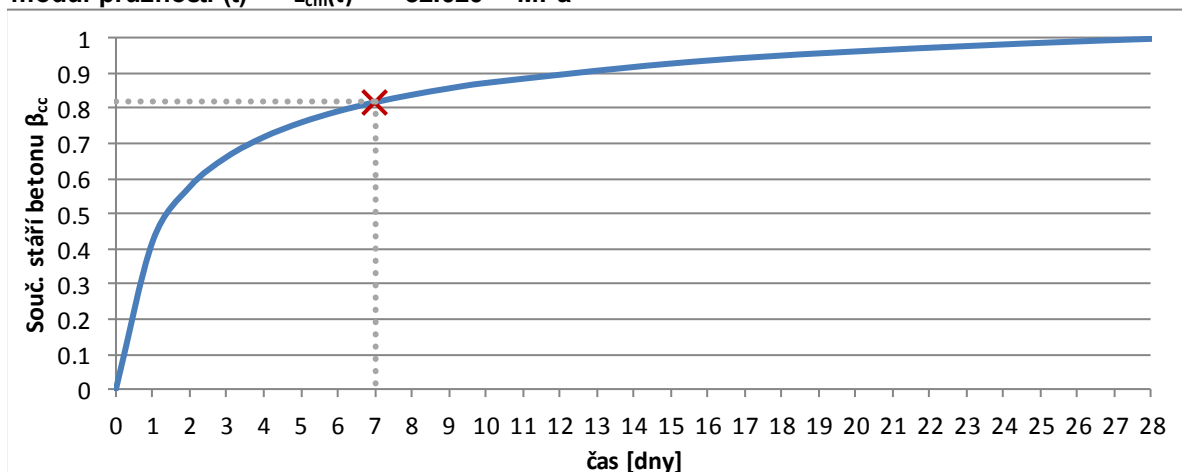
- V čase předepnutí konstrukce
 - ověření lineárního dotvarování - předpoklad působení pouze vlastní tíhy betonu a maximální předpínací síly současně s nízkou tlakovou pevností betonu při předpínání (t=7 dní).
- V čase uvedení do provozu
 - ověření dekomprese a omezení napětí pro kvazistálou kombinaci
 - ověření šířky trhliny pro častou kombinaci
 - ověření omezení napětí pro charakteristickou kombinaci
- Na konci životnosti
 - ověření dekomprese a omezení napětí pro kvazistálou kombinaci
 - ověření šířky trhliny pro častou kombinaci
 - ověření omezení napětí pro charakteristickou kombinaci

5.1.3.1 Časový vývoj materiálových vlastností betonu

Materiálové vlastnosti byly stanoveny pro časy dle jednotlivých fází výstavby. Fáze posuzované za provozu jsou předpokládány s časem $t > 28$ dní a je pro ně možné využít normové charakteristiky.

Základní informace o materiálu					
beton:	C35/45	druh cementu:	CEM 42.5 R, CEM 52.5 N, CEM 52.5 R (třída R)		
válcová pevnost:	$f_{ck} =$	35.00	MPa	krychelná pevnost:	$f_{ck,cube} =$ 45.00 MPa
průměrná válcová p.:	$f_{cm} =$	43.00	MPa	průměrná tah. p.:	$f_{ctm} =$ 3.20 MPa
5% kvantil tah. p.:	$f_{ctk,0,05} =$	2.20	MPa	95% kvantil tah. p.:	$f_{ctk,0,95} =$ 4.20 MPa
modul pružnosti:	$E_{cm} =$	34.00	GPa	exponent:	$n =$ 2.00 -
mezní přetvoření:	$\epsilon_{cu1} =$	3.50	$\cdot 10^{-3}$	přetvoření při f_{ck}	$\epsilon_{c1} =$ 2.20 $\cdot 10^{-3}$
mezní přetvoření:	$\epsilon_{cu2} =$	3.50	$\cdot 10^{-3}$	přetvoření při f_{ck}	$\epsilon_{c2} =$ 2.00 $\cdot 10^{-3}$
mezní přetvoření:	$\epsilon_{cu3} =$	3.50	$\cdot 10^{-3}$	přetvoření při f_{ck}	$\epsilon_{c3} =$ 1.75 $\cdot 10^{-3}$

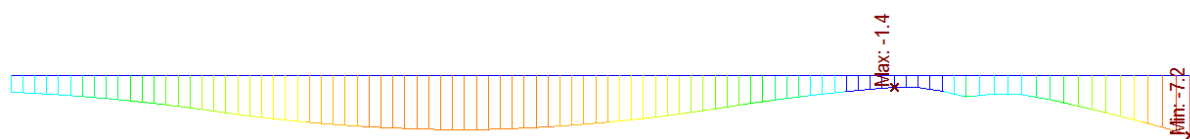
Vývoj pevnosti v čase					
řešený čas:	$t =$	7.00	[dny]	koeficient druhu cem.:	$s =$ 0.20 -
souč. stáří betonu:	$\beta_{cc}(t) =$	0.819	-	prům. pevnost v čase t:	$f_{cm}(t) =$ 35.205 MPa
tah. pevnost v čase t	$f_{ctk,0,05} =$	1.834	MPa	válc. pevnost v čase t	$f_{ck}(t) =$ 27.205 MPa
modul pružnosti (t)	$E_{cm}(t) =$	32.020	MPa		



5.1.3.2 Ověření stanovených požadavků na omezení napětí – lineární dotvarování

Výsledky ověření lineárního dotvarování v čase předepnutí konstrukce bude s ohledem symetričností konstrukce uvedeno pouze pro polovinu mostovky.

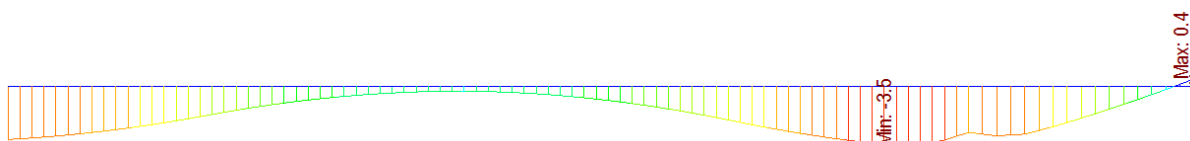
1. pole po předepnutí (t=7dní) – dolní vlákna



$$\sigma_{cc} = -7,2 < 0,45 \cdot 27,21 = 12,24$$

$$\sigma_{ct} = -1,4 < f_{ctk,0,05} = 1,83$$

– horní vlákna

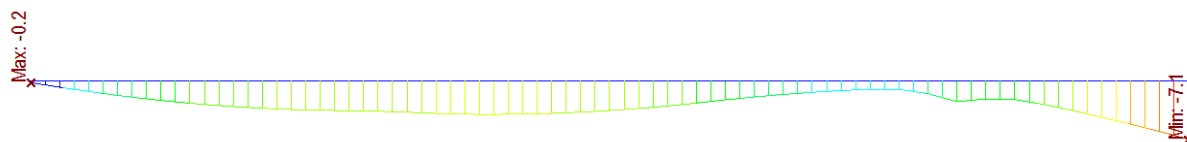


$$\sigma_{cc} = -3,5 < 0,45 \cdot 27,21 = 12,24$$

$$\sigma_{ct} = 0,4 < f_{ctk,0,05} = 1,83$$

Vyhovuje

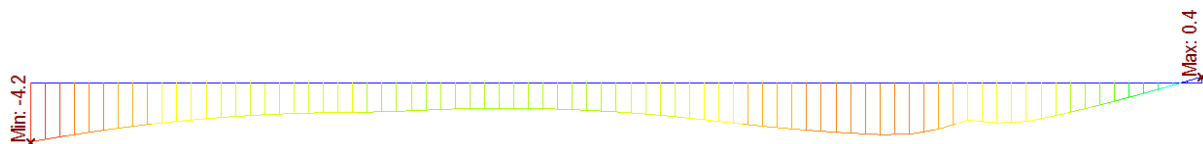
2. pole po předeptnutí (t=7dní) – dolní vlákna



$$\sigma_{cc} = -7,1 < 0,45 \cdot 27,21 = 12,24$$

$$\sigma_{ct} = -0,2 < f_{ctk,0,05} = 1,83$$

– horní vlákna

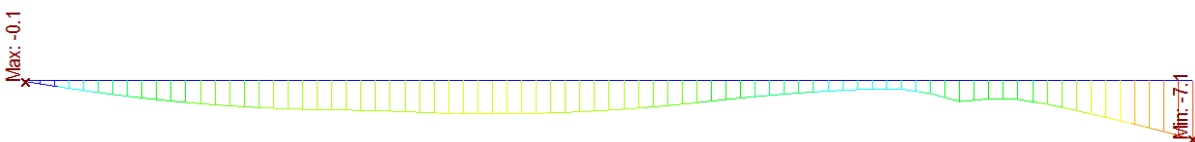


$$\sigma_{cc} = -4,2 < 0,45 \cdot 27,21 = 12,24$$

$$\sigma_{ct} = 0,4 < f_{ctk,0,05} = 1,83$$

Vyhovuje

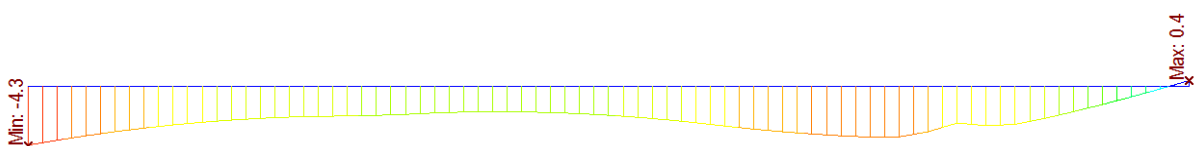
3. pole po předeptnutí (t=7dní) – dolní vlákna



$$\sigma_{cc} = -7,1 < 0,45 \cdot 27,21 = 12,24$$

$$\sigma_{ct} = -0,1 < f_{ctk,0,05} = 1,83$$

– horní vlákna

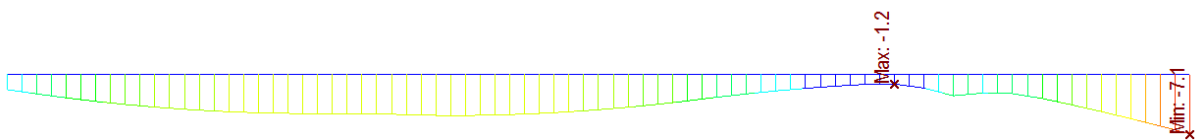


$$\sigma_{cc} = -4,3 < 0,45 \cdot 27,21 = 12,24$$

$$\sigma_{ct} = 0,4 < f_{ctk,0,05} = 1,83$$

Vyhovuje

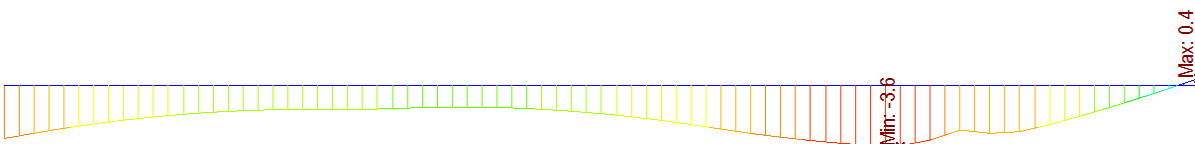
4. a 5. pole po předeptnutí (t=7dní) – dolní vlákna



$$\sigma_{cc} = -7,1 < 0,45 \cdot 27,21 = 12,24$$

$$\sigma_{ct} = -1,2 < f_{ctk,0,05} = 1,83$$

– horní vlákna

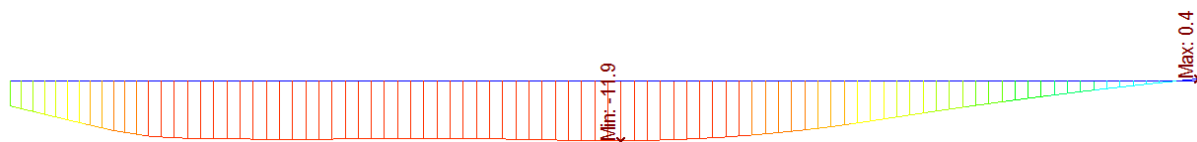


$$\sigma_{cc} = -3,6 < 0,45 \cdot 27,21 = 12,24$$

$$\sigma_{ct} = 0,4 < f_{ctk,0,05} = 1,83$$

Vyhovuje

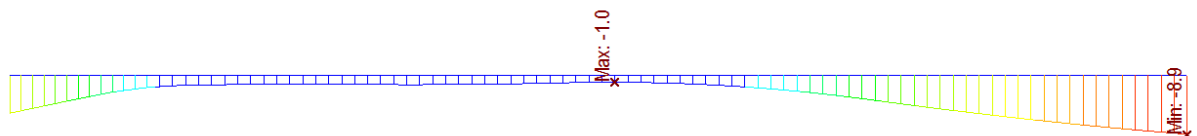
6. pole po předepnutí (t=7dní) – dolní vlákna



$$\sigma_{cc} = -11,9 < 0,45 \cdot 27,21 = 12,24$$

$$\sigma_{ct} = 0,4 < f_{ctk,0,05} = 1,83$$

– horní vlákna



$$\sigma_{cc} = -8,9 < 0,45 \cdot 27,21 = 12,24$$

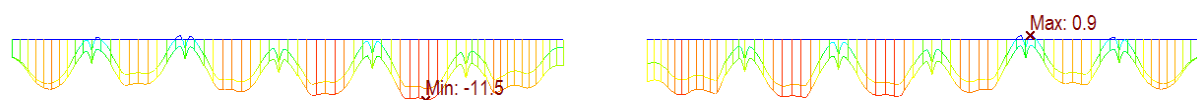
$$\sigma_{ct} = -1,0 < f_{ctk,0,05} = 1,83$$

Vyhovuje

Požadavek na omezení napětí pro možnost uvažování lineárního dotvarování je splněn. V žádném řezu nosné konstrukce nedochází k překročení mezního tlakového napětí. Tahová napětí nepřevyšují v čase vypočtený 5% kvantil tahové pevnosti a je možné předpokládat, že v rámci fázovaného předpínání nebudou vznikat trhliny.

5.1.3.3 Ověření stanovených požadavků na omezení napětí – uvedení do provozu

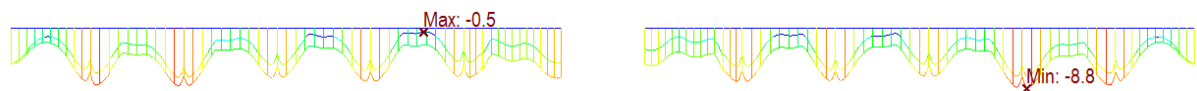
V čase uvedení do provozu (kvazi) – dolní vlákna



$$\sigma_{cc} = -11,5 < 0,45 \cdot 35,0 = 15,75$$

$$\sigma_{ct} = 0,9 < 0$$

– horní vlákna

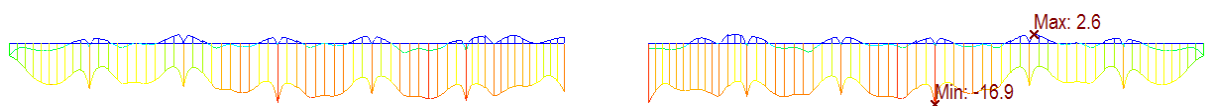


$$\sigma_{cc} = -8,8 < 0,45 \cdot 35,0 = 15,75$$

$$\sigma_{ct} = -0,5 < 0$$

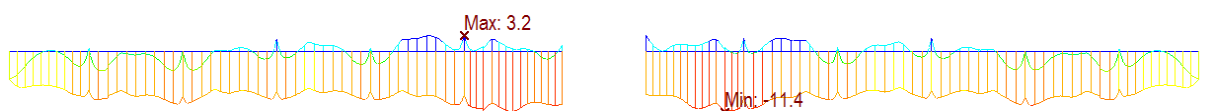
Vyhovuje

V čase uvedení do provozu (častá) – dolní vlákna



$$\sigma_{ct} = 2,6 < 3,2$$

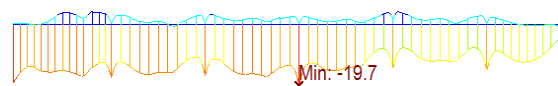
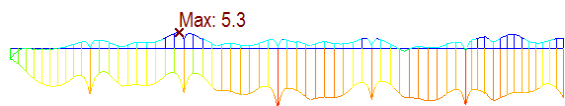
– horní vlákna



$$\sigma_{ct} = 3,2 < 3,2$$

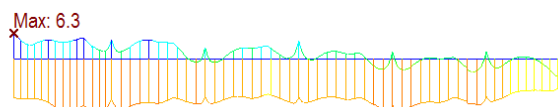
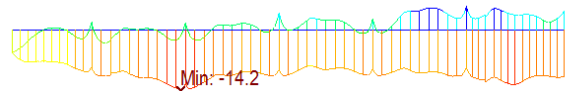
Vyhovuje

V čase uvedení do provozu (char) – dolní vlákna



$$\sigma_{cc} = -19,7 < 0,60 \cdot 35,0 = 21,0$$

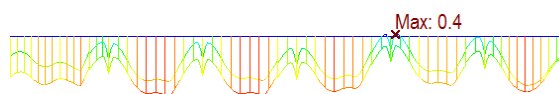
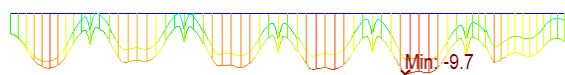
– horní vlákna



$$\sigma_{cc} = -14,6 < 0,60 \cdot 35,0 = 21,0$$

Vyhovuje

Na konci životnosti (kvazi) – dolní vlákna

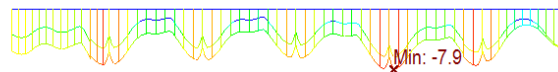
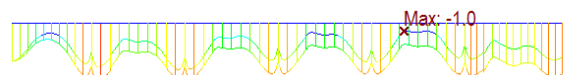


$$\sigma_{cc} = -9,7 < 0,45 \cdot 35,0 = 15,75$$

$$\sigma_{ct} = 0,4 < 0$$

Tahy budou sníženy bet. výztuží

– horní vlákna

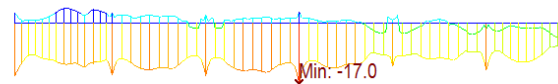
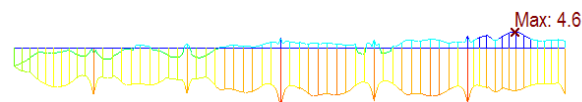


$$\sigma_{cc} = -7,9 < 0,45 \cdot 35,0 = 15,75$$

$$\sigma_{ct} = -1,0 < 0$$

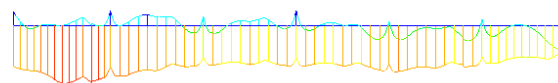
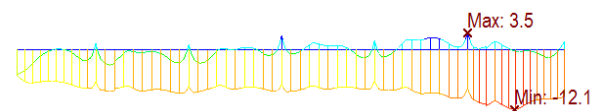
Vyhovuje

Na konci životnosti (častá) – dolní vlákna



$$\sigma_{ct} = 4,6 < 3,2$$

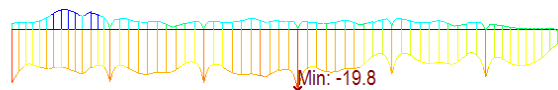
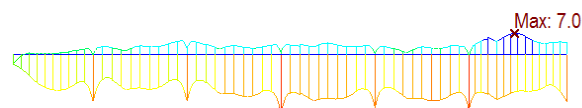
– horní vlákna



$$\sigma_{ct} = 3,5 < 3,2$$

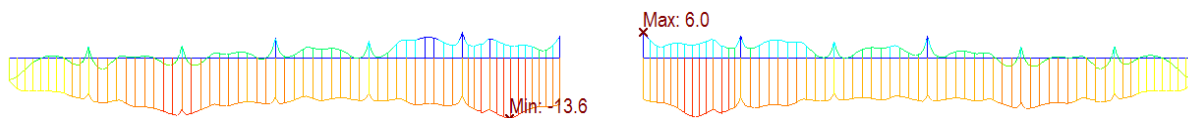
Vznikají trhliny, nutno ověřit šířku

Na konci životnosti (char) – dolní vlákna



$$\sigma_{cc} = -19,8 < 0,60 \cdot 35,0 = 21,0$$

– horní vlákna



$$\sigma_{cc} = -13,6 < 0,60 \cdot 35,0 = 21,0$$

Vyhovuje

Omezení napětí v betonu **vyhovuje** z hlediska mezních stavů použitelnosti dle ČSN EN 1992-1-1 kap. 7.2. Nepatrná tahová napětí při kvazistálé kombinaci zatížení v čase na konci životnosti byla určena bez vlivu betonářské výztuže a dá se předpokládat, že přesnějším výpočtem by byla redukována až do tlakových hodnot. Zároveň se nacházejí v oblastech, kde je předpínací výztuž umístěna téměř centricky, tedy by i při vypočtených napětích nezasahovala tahová oblast blíže než 100 mm k lanům. Na tomto základě je možné konstatovat, že podmínka dekomprese (ČSN EN 1992-2 kap. 7.3.1) byla dodržena.

Při časté kombinaci vzniká oblast s napětím převyšujícím tahovou pevnost betonu. Z tohoto důvodu bude ověřeno splnění maximální šířky trhliny v této oblasti.

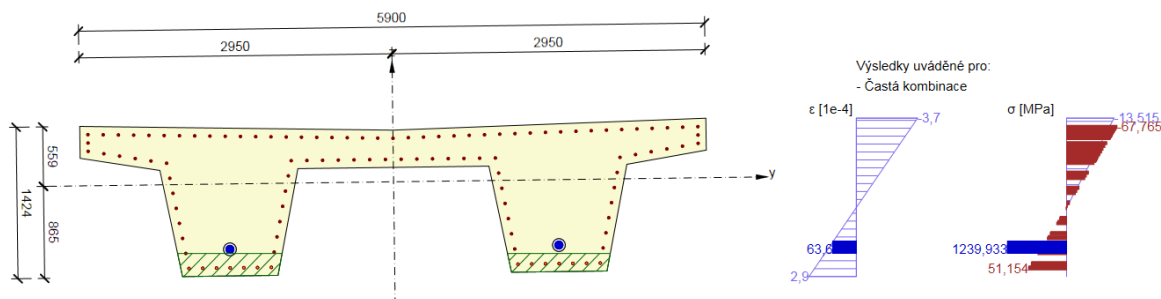
- XF3 + stupeň ochrany PL2 $w_{max} = 0,2 \text{ mm}$ častá kombinace

Při charakteristické kombinaci zatížení dochází ke vzniku trhlin nad pilíři. Z tohoto důvodu je nutné ověřit, zda přídatná napětí ve výztužích (betonářské i předpínací) nepřesáhnou limitní hodnoty:

- betonářská výztuž v tahu $\sigma_s = 0,8 \cdot f_{yk} = 400 \text{ MPa}$ charakteristická kombinace
- předpínací výztuž $\sigma_p = 0,75 \cdot f_{pk} = 1395 \text{ MPa}$ charakteristická kombinace

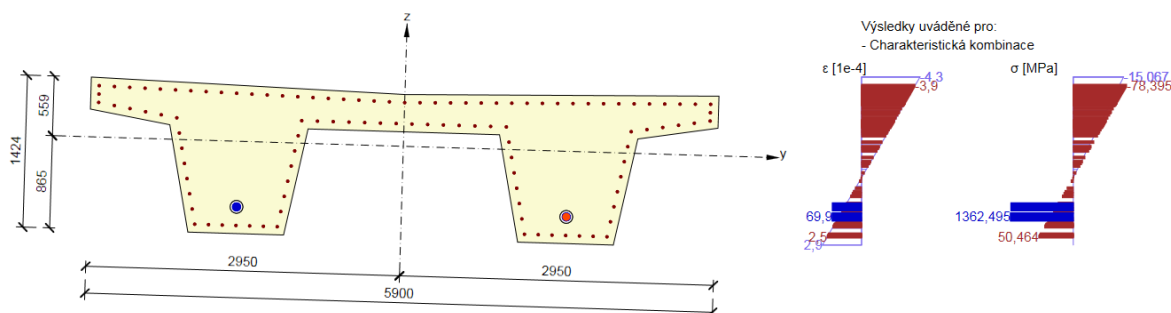
S ohledem na ztráty napětí v předpínací výztuži se dá předpokládat, že nejhorší stav pro předpínací výztuž nastává v čase uvedení do provozu. V souladu s tím naopak pro betonářskou výztuž musí nastat nejhorší stav na konci životnosti, kdy se snižuje tlaková rezerva předpětí.

Posouzení šířky trhlin (častá kombinace) – dolní vlákna v poli



Kombinace	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	w _k [mm]	w _{lim} [mm]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
Častá	-23582,9	8976,0	2040,0	0,054	0,300	18,0	100,0	OK

Omezení napětí (charakteristická kombinace)



Typ posudku	Část průřezu	Index	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
7.2(5)-Char	Kabel	2	1362,495	1395,000	97,7	100,0	OK

Omezení napětí v betonářské i předpínací výztuži splňuje podmínku omezení napětí.

5.1.4 Mezní stav únosnosti

5.1.4.1 Únosnost M+N+V+T

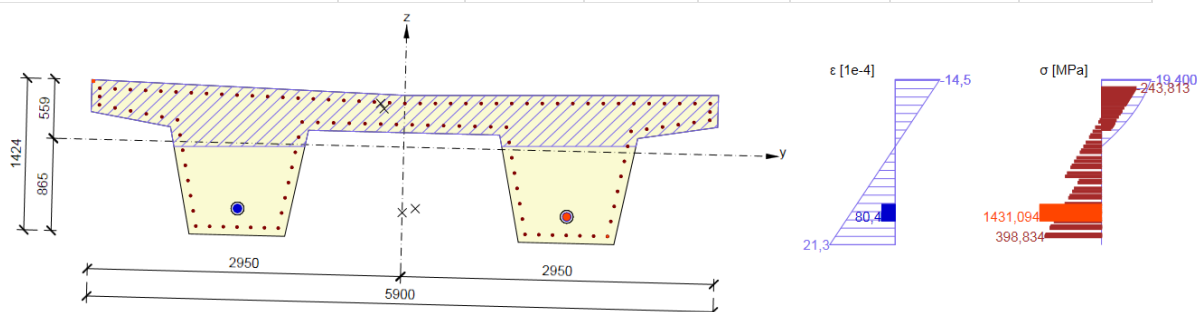
Únosnost průřezů je stanovena na základě metody mezních přetvoření. Pro ověření únosnosti předpjatého průřezu bylo vybráno několik kritických řezů:

- v poli s maximálním kladným ohybovým momentem
- nad podporou s maximálním záporným momentem
- v místě maximální posouvající síly
- v místě maximálního příčného ohybového momentu (max / min)
- v místě maximální posouvající síly v příčném směru

Na základě vyhodnocení napjatostních stavů v jednotlivých fázích vyhověly všechny průřezy na únosnost kombinovaného vlivu normálových a posouvajících sil, ohybových momentů a krouticího momentu. Žádný z použitých materiálů nedosáhl maximálního využití při působení návrhových vnitřních sil, přičemž byla nalezena rovnováha na průřezu. Výsledky pro kritické řezy na podporové prutové náhradě v čase na konci životnosti viz níže.

– pole s maximálním kladným ohybovým momentem

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-25529,9	17781,1	-7299,5	283,9	-164,4	89,8	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	-4331,3	30809,8	-7299,5			86,8	OK
Smyk	-25529,9			283,9	-164,4	7,3	OK
Kroucení					-164,4	6,4	OK
Interakce	-25529,9	17781,1	-7299,5	283,9	-164,4	89,8	OK



5.2 Návrh uložení mostu

Uložení konstrukce je na opěrách realizováno pomocí všesměrně posuvných kalotových ložisek. V místě břehových pilířů je nosná konstrukce podepřena dvojicí kalotových ložisek (všesměrně + podélně posuvné). S obloukovými stojkami je nosná konstrukce spojena pomocí vrubových kloubů. Návrh ložisek byl proveden na základě reakcí NK.

5.2.1 Návrh vrubových kloubů

Vrubové klouby jsou navrženy s širokým vrubem. Potřebná plocha vrubového kloubu vychází z teorie návrhu Leonhardt-Reimann. Extrémní tlaková napětí vznikající v místě kloubu jsou posouzena na místně zatíženou plochu dle 6.7 ČSN EN 1992-1-1.

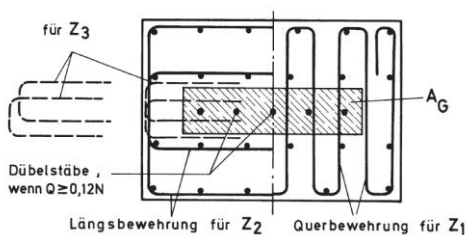
POSOUZENÍ VRUBOVÉHO KLOUBU - mostovka - pilíř					
geometrie a materiály kloubu					
šířka kloubu v podél. směru:	a=	0.25	m	rozměr pilíře v příč. směru:	c= 0.90 m
rozměr pilíře v podél. směru:	d=	0.85	m	minimální stranové odsazení:	b _f = 0.175 m
max. tloušťka kloubu:	t=	0.02	m	max. délka kloubu:	b _{max} = 0.550 m
třída betonu:	C35/45			skutečná délka kloubu:	b= 0.55 m
tlaková pevnost	f _{c,k} =	35.0	MPa	průměr trnů:	Ø= 32 mm
modul pružnosti:	E _{cm} =	34.0	GPa	počet trnů:	n= 4 ks
součinitel materiálu:	γ _M =	1.50	-	souč. účinků zatížení:	α _{cc} = 0.90 -
ocel trnů:	S355			mez kluzu:	f _{y,k} = 355.0 MPa
ocel třmínků:	B500B			mez kluzu:	f _{y,k} = 500.0 MPa
				součinitel materiálu:	γ _s = 1.15 -
zatížení					
podélná síla:	F _x =	388.0	kN	příčná síla:	F _y = 500.0 kN
návrhová svislá síla:	F _z =	5510.0	kN	příčný moment	M _x = 0.0 kNm
svislá síla od vlastní tíhy	F _{g,z} =	2460.0	kN	podélné natočení - stálé:	α _D = 0.580 mrad
minimální svislá síla	F _{z,min} =	2395.0	kN	podélné natočení - užité:	α _n = 6.000 mrad
uvažovaná trvalá síla:	N _D =	2460.000	-	podélné natočení	α= 6.290 mrad
posouzení trnů					
celková vodorovná síla:	F _{xy} =	632.9	kN	únosnost trnů ve smyku:	F _{Rd} = 685.2 kN
VYHOVUJE					
posouzení vrubového kloubu dle Heft 175: Betongelenke (F. Leonhardt, H. Reimann, 1965) - modifikace Schacht 2010					
poměr rozměrů:	a/d=	0.295	-	koeficient zjištěný zkouškami:	λ= 0.019 -
dovolené pootočení:	α _{Rd} =	15.000	mrad	potřebná plocha kloubu:	A _{min} = 0.117 m ²
potřebná délka kloubu:	b _{req} =	0.468	m	skutečná plocha kloubu:	A _G = 0.138 m ²
přídavný moment na pilíř:	M=	0.296	kNm	VYHOVUJE	
návrh výztuže na příčné síly (Vorlesungen über Massivbau)					
smýk. síla v podélném směru	Z ₁ =	1653.000	kN	profil třmínku:	Ø= 12 mm
smýk. síla v příčném směru:	Z ₂ =	642.833	kN	počet sřihů v řezu 1:	n ₁ = 8 ks
povrchová síla:	Z ₃ =	75.136	kN	počet sřihů v řezu 2:	n ₂ = 4 ks
			vzdálenost třmínků:	s _{tr} =	100 mm
			výška oblastí pro vyztužení:	h=	0.593 m
			smýková výztuž v 1:	A _{sw1} =	4459.654 mm ²
			smýková výztuž v 2:	A _{sw2} =	2229.827 mm ²
			síla přenesená třmínky 1:	F _{R,sw} =	1939.0 kN
			síla přenesená třmínky 2:	F _{R,sw} =	969.5 kN
			počet sřihů v řezu 3:	n ₂ =	2 ks
			smýková výztuž v 3 (1 řada)	A _{sw3} =	226.195 mm ²
			síla přenesená třmínky 3:	F _{R,sw} =	98.3 kN
VYHOVUJE					
posouzení betonu vrubového kloubu (místně zatížená plocha dle 6.7 ČSN EN 1992-1-1)					
zatížená plocha kloubu:	A _{c0} =	0.138	m ²	největší roznášecí plocha:	A _{c1} = 0.675 m ²
rozšíření v podélném směru:	b ₂ =	0.750	m	rozšíření v příčném směru:	l ₂ = 0.900 m
napětí na styčné ploše:	σ _{Ed} =	40.073	MPa	maximální napětí:	σ _{Rdu} = 46.529 MPa
VYHOVUJE					
posouzení příčných tahů pod vrubovým kloubem (6.5.3 (3) ČSN EN 1992-1-1)					
S ohledem na výšku pilíře se uvažuje částečná nespojitost dle 6.5.3 (3) v ČSN EN 1992-1-1					
příčná síla:	T=	970.9	kN	výška účinku síly:	h= 0.847 m
profil třmínku:	Ø=	12	mm	počet sřihů v řezu:	n= 8 ks
vzdálenost třmínků:	s _{tr} =	100	mm	smýková výztuž na výšce h:	A _{sw} = 6759 mm ²
síla přenesená třmínky:	F _{R,sw} =	2938.6	kN	VYHOVUJE	

für Z₃

Dübelstäbe , wenn Q ≥ 0,12N

Längsbewehrung für Z₂ Querbewehrung für Z₁

A_G



POSOUZENÍ VRUBOVÉHO KLOUBU - v místě oblouku

geometrie a materiály kloubu					
šířka kloubu v podél. směru:	a=	0.15	m	rozměr pilíře v příč. směru:	c= 4.00 m
rozměr pilíře v podél. směru:	d=	0.50	m	minimální stranové odsazení:	b _f = 0.105 m
max. tloušťka kloubu:	t=	0.02	m	max. délka kloubu:	b _{max} = 3.790 m
třída betonu:		C35/45		skutečná délka kloubu:	b= 3.75 m
tlaková pevnost	f _{c,k} =	35.0	MPa	průměr trnů:	Ø= 25 mm
modul pružnosti:	E _{cm} =	34.0	GPa	počet trnů:	n= 10 ks
součinitel materiálu:	γ _M =	1.50	-	souč. účinků zatížení:	α _{cc} = 0.90 -
ocel trnů:		S355		mez kluzu:	f _{y,k} = 355.0 MPa
ocel třmínků:		B500B		mez kluzu:	f _{y,k} = 500.0 MPa
				součinitel materiálu:	γ _s = 1.15 -

zatížení					
podélná síla:	F _x =	4.0	kN	příčná síla:	F _y = 600.0 kN
návrhová svislá síla:	F _z =	12594.0	kN	příčný moment	M _x = 0.0 kNm
svislá síla od vlastní tíhy	F _{g,z} =	6195.0	kN	podélné natočení - stálé:	α _D = 0.810 mrad
minimální svislá síla	F _{z,min} =	6172.0	kN	podélné natočení - užité:	α _n = 4.850 mrad
uvažovaná trvalá síla:	N _D =	6195.000	-	podélné natočení	α= 5.255 mrad

posouzení trnů					
celková vodorovná síla:	F _{xy} =	600.0	kN	únosnost trnů ve smyku:	F _{Rd} = 1045.6 kN

VYHOVUJE

posouzení vrubového kloubu dle Heft 175: Betongelenke (F. Leonhardt, H. Reimann, 1965) - modifikace Schacht 2010

poměr rozměrů:	a/d=	0.300	-	koefficient zjištěný zkouškami:	λ= 0.000 -
dovolené pootočení:	α _{Rd} =	8.429	mrad	potřebná plocha kloubu:	A _{min} = 0.335 m ²
potřebná délka kloubu:	b _{req} =	2.235	m	skutečná plocha kloubu:	A _G = 0.563 m ²
přídavný moment na pilíř:	M=	0.333	kNm		

VYHOVUJE

návrh výztuže na příčné síly (Vorlesungen über Massivbau)

smýk. síla v podélném směru	Z ₁ =	3778.200	kN	profil třmínku:	Ø= 16 mm
smýk. síla v příčném směru:	Z ₂ =	236.138	kN	počet střihů v řezu 1:	n ₁ = 18 ks
povrchová síla:	Z ₃ =	15.113	kN	počet střihů v řezu 2:	n ₂ = 4 ks
				vzdálenost třmínků:	s _{tr} = 100 mm
				výška oblasti pro výztužení:	h= 0.350 m
				smýková výztuž v 1:	A _{sw1} = 9047.787 mm ²
				smýková výztuž v 2:	A _{sw2} = 2010.619 mm ²
				síla přenesená třmínky 1:	F _{R,sw} = 3933.8 kN
				síla přenesená třmínky 2:	F _{R,sw} = 874.2 kN
				počet střihů v řezu 3:	n ₂ = 2 ks
				smýková výztuž v 3 (1 řada)	A _{sw3} = 402.124 mm ²
				síla přenesená třmínky 3:	F _{R,sw} = 174.8 kN

VYHOVUJE

posouzení betonu vrubového kloubu (místně zatížená plocha dle 6.7 ČSN EN 1992-1-1)

zatížená plocha kloubu:	A _{c0} =	0.563	m ²	největší roznášecí plocha:	A _{c1} = 1.800 m ²
rozšíření v podélném směru:	b ₂ =	0.450	m	rozšíření v příčném směru:	l ₂ = 4.000 m
napětí na styčné ploše:	σ _{Ed} =	22.389	MPa	maximální napětí:	σ _{Rdu} = 37.566 MPa

VYHOVUJE

posouzení příčných tahů pod vrubovým kloubem (6.5.3 (3) ČSN EN 1992-1-1)

S ohledem na výšku pilíře se uvažuje částečná nespojitost dle 6.5.3 (3) v ČSN EN 1992-1-1

příčná síla:	T=	2204.0	kN	výška účinku síly:	h= 0.500 m
profil třmínku:	Ø=	16	mm	počet střihů v řezu:	n= 18 ks
vzdálenost třmínků:	s _{tr} =	100	mm	smýková výztuž na výšce h:	A _{sw} = 14476 mm ²
síla přenesená třmínky:	F _{R,sw} =	6294.1	kN		

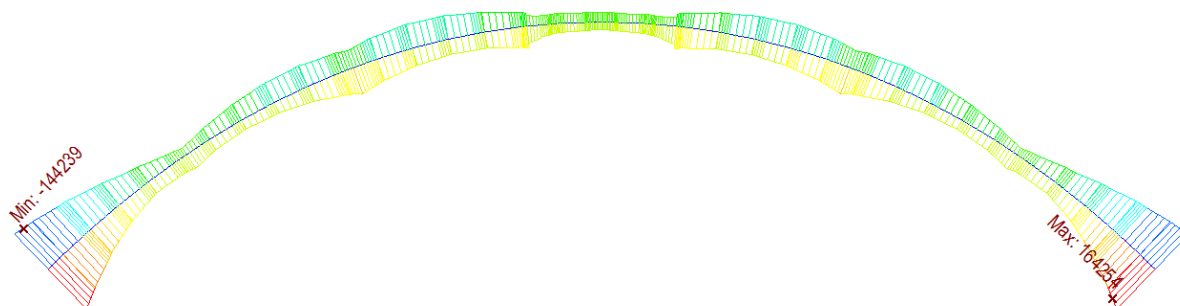
VYHOVUJE

6 Oblouk

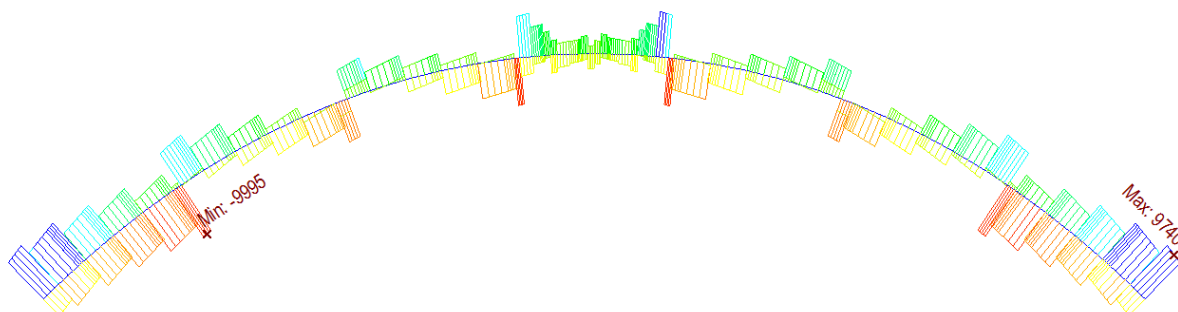
6.1.1 Vnitřní síly

Vnitřní síly jsou uvedeny pro náhradní prut v ose uložení nosné konstrukce. Reologie je řešena programem MIDAS Civil automaticky.

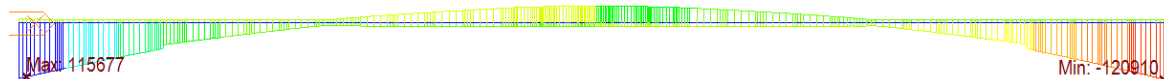
MSU – M_y [kNm]



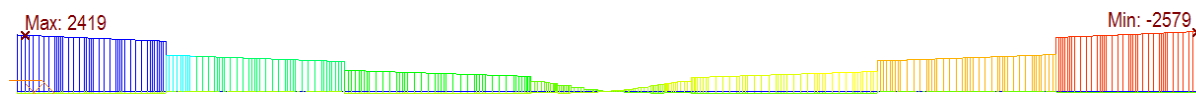
MSU – V_z [kN]



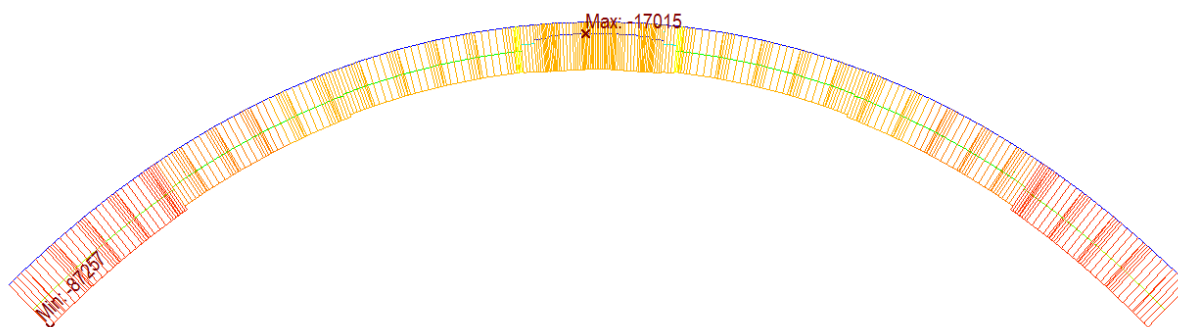
MSU – M_z [kNm]



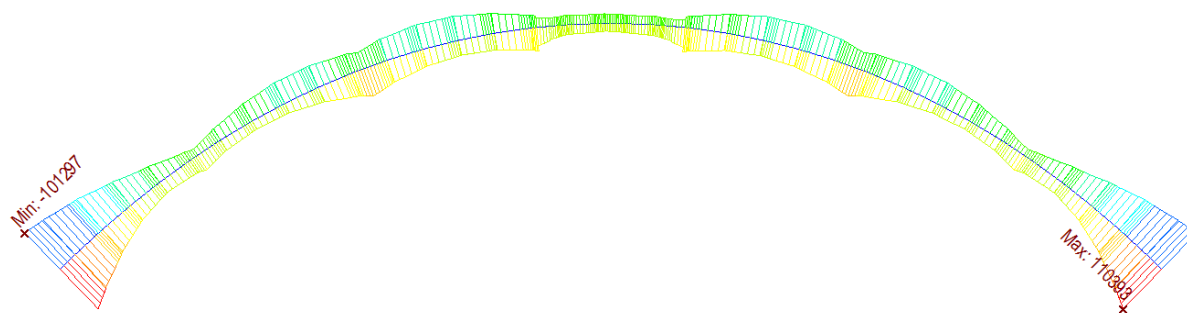
MSU – V_y [kN]



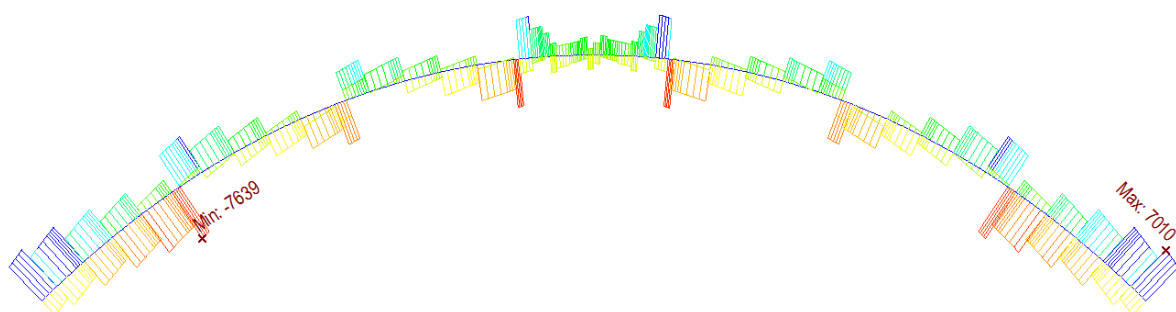
MSU – N_x [kN]



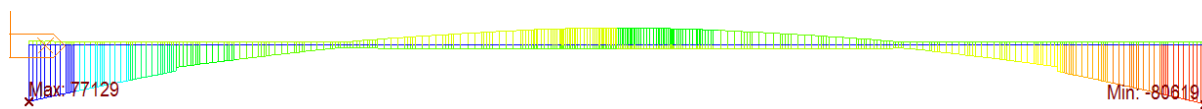
Char – M_y [kNm]



Char – V_z [kN]



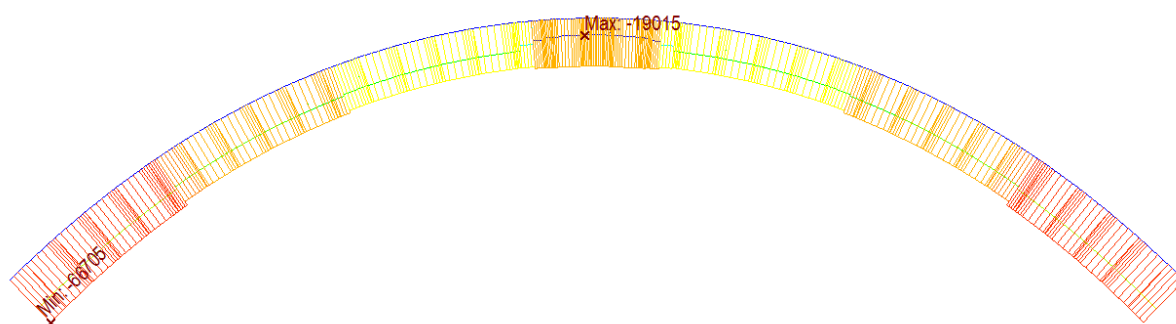
Char – M_z [kNm]



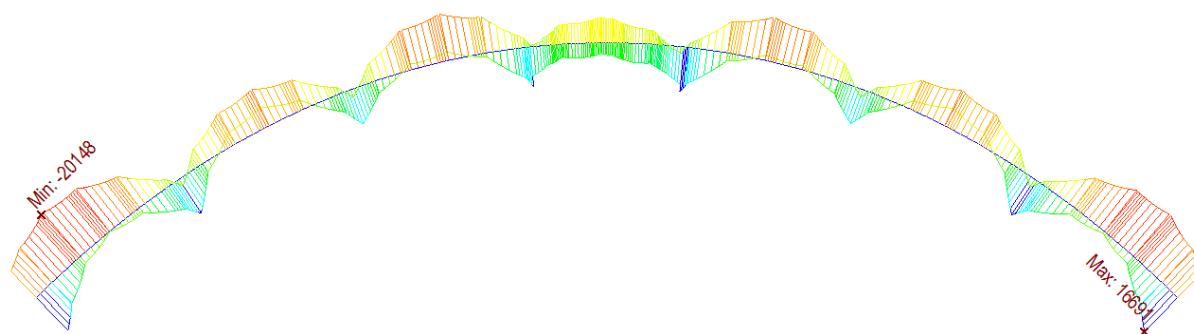
Char – V_y [kN]



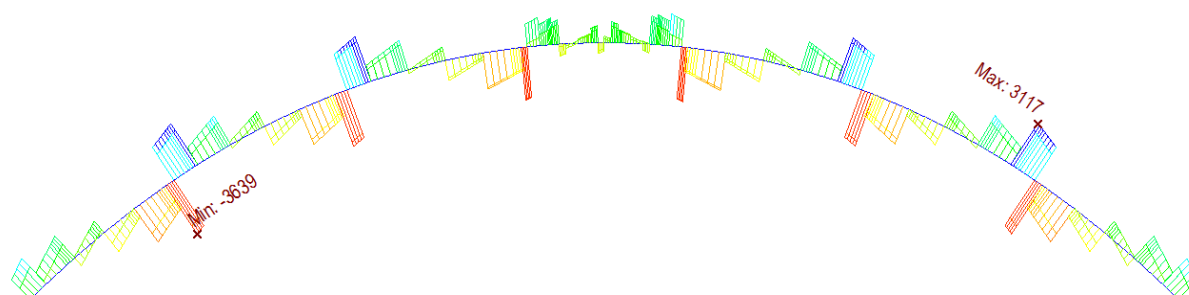
Char – N_x [kN]



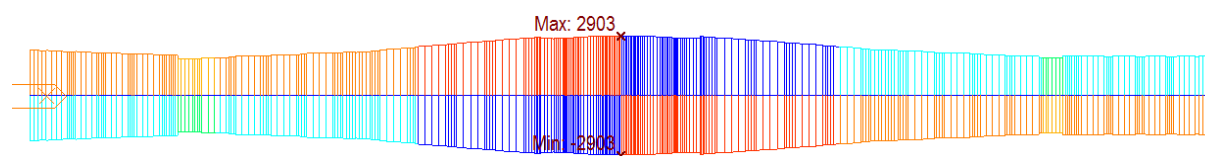
Kvazi – M_y [kNm]



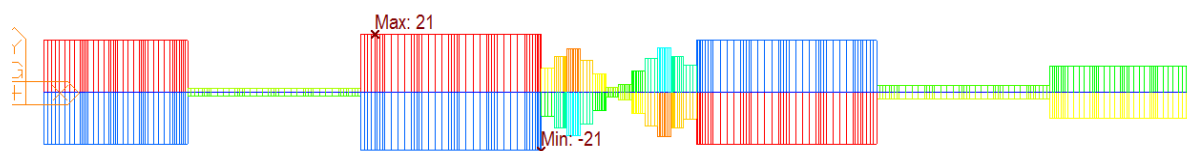
Kvazi – V_z [kN]



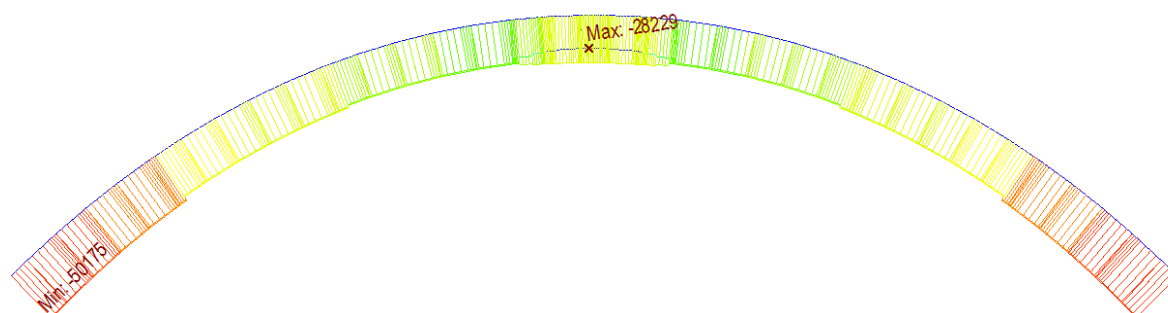
Kvazi – M_z [kNm]



Kvazi – V_y [kN]



Kvazi – N_x [kN]



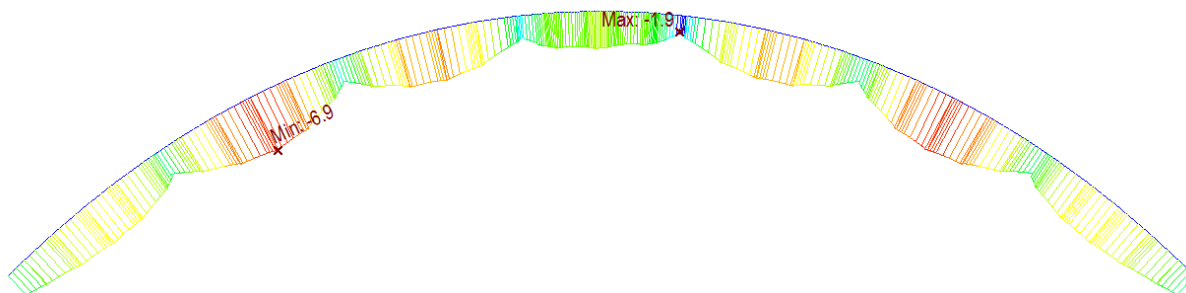
6.1.2 Mezní stav použitelnosti

S ohledem na ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-2 je nutno uvažovat omezení napětí v materiálech:

- | | | |
|----------------------------|--|----------------------------|
| - betonu v tlaku | $\sigma_{cc} = k_1 \cdot f_{ck}(t) = 0,6 f_{ck}(t)$ | charakteristická kombinace |
| | $\sigma_{cc} = k_2 \cdot f_{ck}(t) = 0,45 f_{ck}(t)$ | kvazistálá kombinace |
| - betonářská výztuž v tahu | $\sigma_s = k_3 \cdot f_{yk} = 0,8 f_{yk}$ | charakteristická kombinace |
| - šířka trhlin | $w_{max} = 0,3 \text{ mm}$ | kvazistálá kombinace |

Posouzení omezení napětí (kvazistálá kombinace)

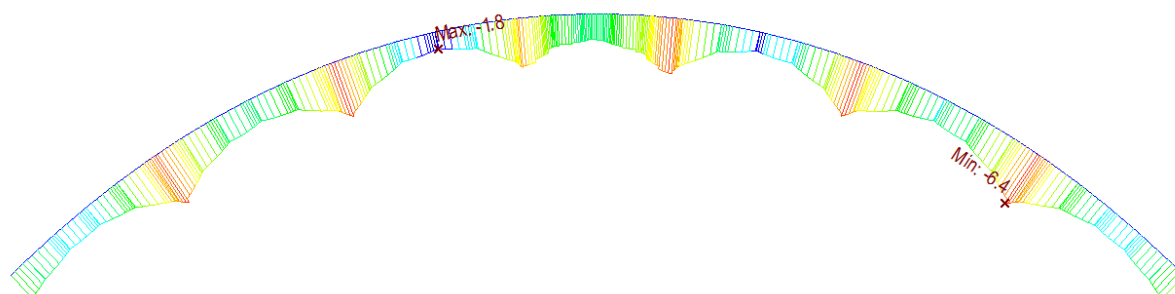
– dolní vlákna



$$\sigma_{cc} = -6,9 < 0,45 \cdot 45,0 = 20,25$$

$$\sigma_{ct} = -1,9 < f_{ctm} = 3,8$$

– horní vlákna



$$\sigma_{cc} = -6,4 < 0,45 \cdot 45,0 = 20,25$$

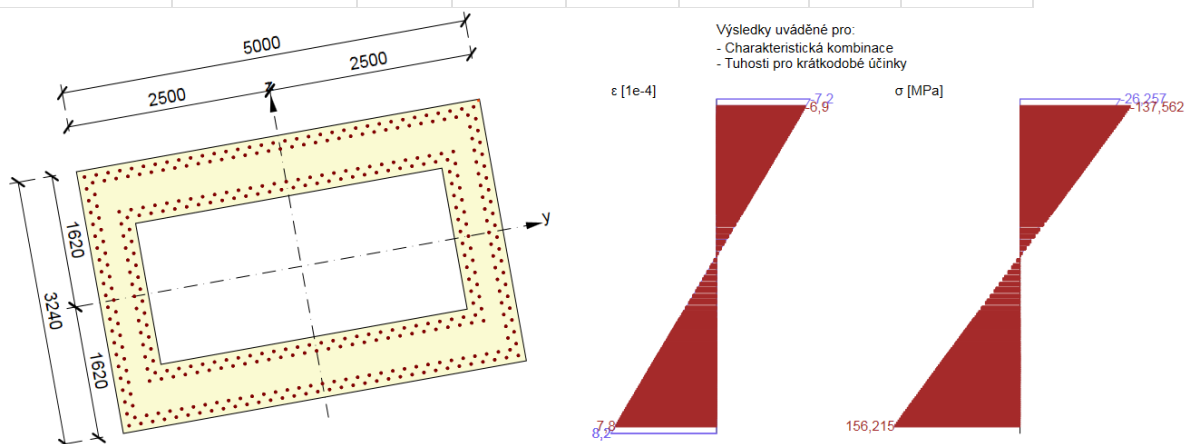
$$\sigma_{ct} = -1,8 < f_{ctm} = 3,8$$

Vyhovuje, trhliny nevznikají

S ohledem na dosažení tlakového napětí po celé délce oblouku u obou povrchů je možné předpokládat, že nebude docházet ke vzniku trhlin.

Posouzení omezení napětí (charakteristická kombinace) – v patě

Typ posudku	Část průřezu	Index	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
7.2(2)-Char	Vlákno betonu	3	-26,257	-27,000	97,2	100,0	OK



Omezení napětí v betonářské výztuži splňuje podmínku omezení napětí.

6.1.3 Mezní stav únosnosti

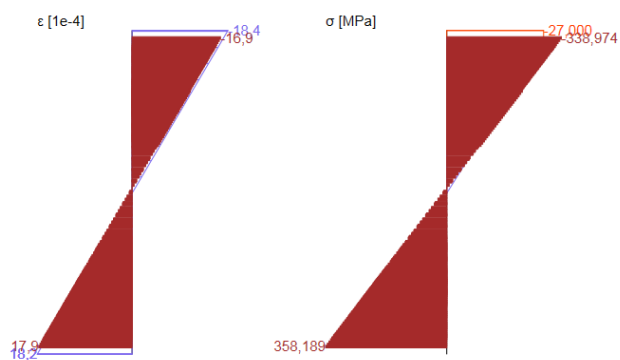
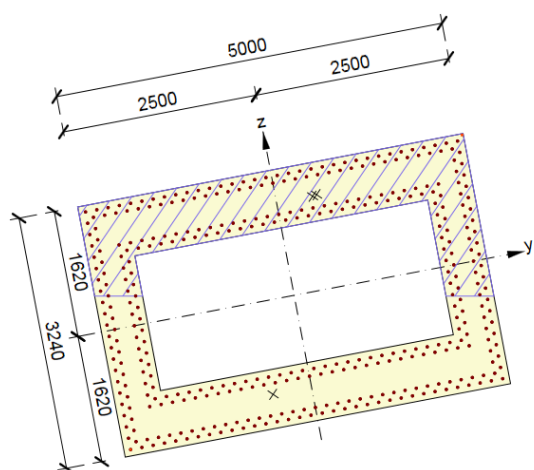
6.1.3.1 Únosnost M+N+V+T

Únosnost průřezů je stanovena na základě metody mezních přetvoření.

Na základě vyhodnocení napjatostních stavů v jednotlivých fázích vyhověly všechny průřezy na únosnost kombinovaného vlivu normálových a posouvajících sil, ohybových momentů a krouticího momentu. Žádný z použitých materiálů nedosáhl maximálního využití při působení návrhových vnitřních sil, přičemž byla nalezena rovnováha na průřezu. Výsledky pro kritické řezy na podporové prutové náhradě v čase na konci životnosti viz níže.

– v patě

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-59533,7	104706,5	41152,3			97,2	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	-71287,2	152477,9	61633,7			66,1	OK
Smyk	-71287,2			1485,2	-1317,1	15,0	OK
Kroucení					-1317,1	2,2	OK
Interakce	-71287,2	152477,9	61633,7	1485,2	-1317,1	76,9	OK
Omezení napětí	-59533,7	104706,5	41152,3			97,2	OK
Šířka trhliny	-50327,5	22186,7	0,0			0,0	OK



7 Spodní stavba

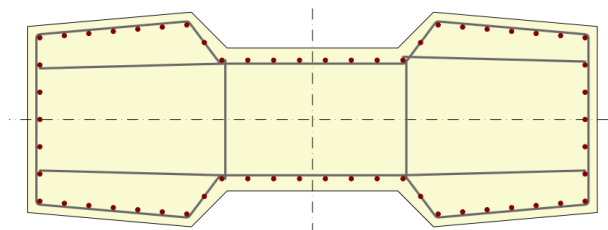
7.1 Pilíře

Pilíře byly modelovány společně s nosnou konstrukcí a vnitřní síly v kombinacích jsou tedy získávány přímo z programu MIDAS Civil. Posouzení bylo provedeno v programu IDEA StatiCa. Dřívky pilířů jsou ve tvaru činky s šířkou 4,0 m a délkou dle jejich pozice. Břehové pilíře jsou navrženy masivnějšího průřezu s maximální tloušťkou 1,5 m, kyvné stojky na oblouku jsou navrženy subtilní s maximální tl. 1,0 m.

7.1.1 Návrh výztuže – silné pilíře

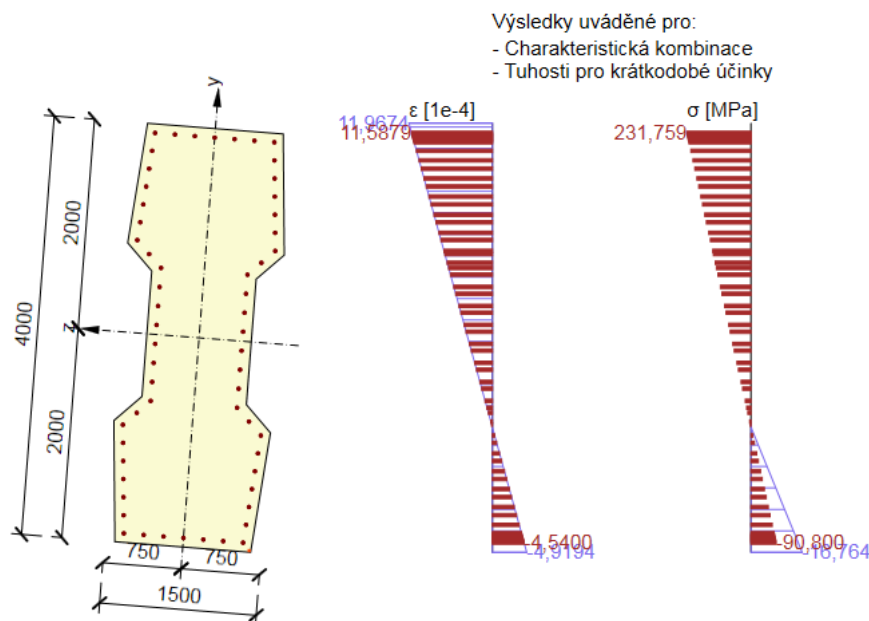
Posouzení pilířů proběhlo v programu IDEA StatiCa s vyhledáním nejhorších extrémů v konstrukci. Na základě metody mezních přetvoření byla navržena výztuž v patě Ø32, smyková výztuž 4 stěhů Ø16 po 300 mm v obou směrech. Na grafice a posouzení níže jsou uvedeny výsledky pro nejméně příznivou kombinaci namáhání.

Obrázek 7-1: Schéma vyztužení pilíře v patě



– standardní MSÚ, MSP

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-10629,170	-3618,859	-40414,979	1165,464	-1049,370	93,628	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	-10629,170	-3618,859	-40414,979			79,406	OK
Smyk	-10629,170			1165,464	-1049,370	45,554	OK
Kroucení					-1049,370	30,328	OK
Interakce	-10629,170	-3618,859	-40414,979	1165,464	-1049,370	93,628	OK
Omezení napětí	-9266,650	-367,420	-26803,950			79,829	OK
Šířka trhliny	-9368,450	406,750	0,000			0,000	OK

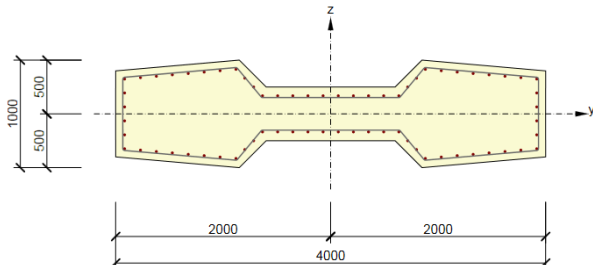


7.1.2 Návrh výztuže – štíhlé pilíře

Posouzení pilířů proběhlo v programu IDEA StatiCa s vyhledáním nejhorších extrémů v konstrukci. Na základě metody mezních přetvoření byla navržena výztuž Ø20, smyková výztuž 2 stříhů Ø12 po 150 mm v obou směrech. Na grafice a posouzení níže jsou uvedeny výsledky pro nejméně příznivou kombinaci namáhání.

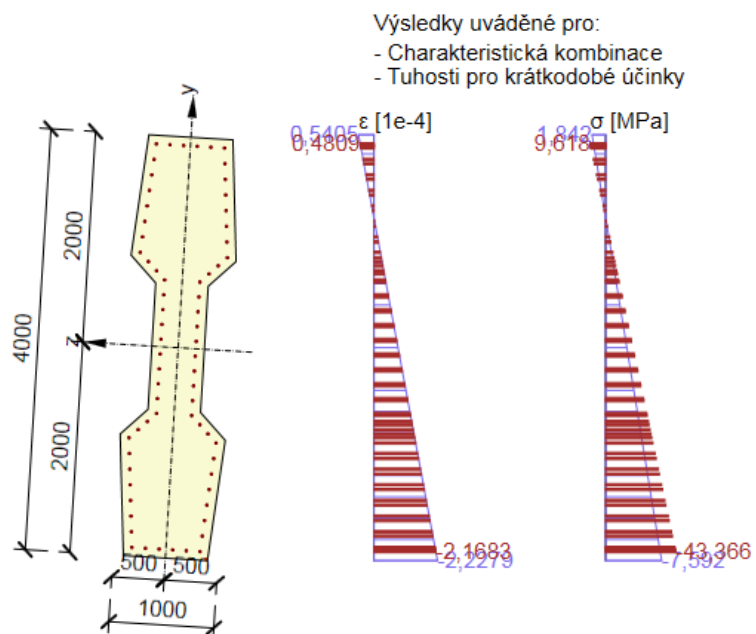
Obrázek 7-2: Schéma výztužení pilíře v patě

Vyztužený průřez: R 1



– standardní MSÚ, MSP

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-10354,610	-2665,472	-17157,454	729,891	-190,950	93,326	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	-10354,610	-2665,472	-17157,454			67,916	OK
Smyk	-10354,610			729,891	-190,950	34,997	OK
Kroucení					-190,950	10,793	OK
Interakce	-10354,610	-2665,472	-17157,454	729,891	-190,950	93,326	OK
Omezení napětí	-8477,280	-13,370	-11296,120			35,399	OK
Šířka trhliny	-6338,870	-0,880	-395,920			0,000	OK



8 Založení

Založení konstrukce je uvažováno plošné na vrstvách žuly. Plošné založení bylo ověřeno na základě reakcí získaných z prutového modelu. Uložení modelu bylo iterativně upravováno na základě výsledné tuhosti získané z SW GEO 5 – Patky. Posouzení únosnosti základové spáry proběhlo ve stejném SW.

S ohledem na kvalitu podloží bylo dosaženo velmi malých sedání základu. S ohledem na tuto skutečnost bylo aplikované nerovnoměrné sedání voleno hodnotou 2,5 mm.

8.1 Opěry

Návrh a posouzení pilotového založení opěr je součástí přílohy A tohoto statického výpočtu.

8.2 Pilíře – samostatně stojící

Základ každého pilíře je založen plošně. Rozměry základů vycházejí z dispozičního řešení s ohledem na fáze výstavby – kotvení provizorních závěsů oblouku.

8.2.1 Pilíř P1 a P11

Velikost základu 6,0 x 11,0 m při tloušťce 1,8 m. Celkové sedání vypočteno 1,1 mm.

Rekonstrukce mostu v km 41,791 trati Tábor - Písek
SO 20-01

PROJEKT
P1 + P11

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)

Omezení deformační zóny : pomocí strukturální pevnosti

Patky

Výpočet pro odvozené podmínky : EC 7-1 (EN 1997-1:2003)

Posouzení tažené patky : standardní postup

Dovolená excentricita : 0,333

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Parametry zemín

R1

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

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 57,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 10000,00 \text{ kPa}$

Modul přetvárnosti : $E_{def} = 25000,00 \text{ MPa}$

Poissonovo číslo : $\nu = 0,20$

Koef. strukturální pevnosti : $m = 0,10$

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

R3 - Mikulášská

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

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 40,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 250,00 \text{ kPa}$

Modul přetvárnosti : $E_{def} = 300,00 \text{ MPa}$

Poissonovo číslo : $\nu = 0,20$

Koef. strukturální pevnosti : $m = 0,20$

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

R3 - vlasák

Objemová tíha :	γ	=	25,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	40,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	250,00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	1500,00 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,20
Koef. strukturní pevnosti :	m	=	0,20
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	25,00 kN/m ³

Založení

Typ základu: centrická patka

Hloubka od původního terénu	h_z	=	3,00 m
Hloubka základové spáry	d	=	3,00 m
Tloušťka základu	t	=	1,80 m
Sklon upraveného terénu	s_1	=	0,00 °
Sklon základové spáry	s_2	=	0,00 °

Objemová tíha zeminy nad základem = 20,00 kN/m³

Geometrie konstrukce

Typ základu: centrická patka

Délka patky	x	=	6,00 m
Šířka patky	y	=	11,00 m
Šířka sloupu ve směru x	c_x	=	1,30 m
Šířka sloupu ve směru y	c_y	=	4,00 m
Objem patky		=	118,80 m ³

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23,00$ kN/m³

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

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku	f_{ck}	=	30,00 MPa
Pevnost v tahu	f_{ctm}	=	2,90 MPa
Modul pružnosti	E_{cm}	=	33000,00 MPa

Ocel podélná : B500

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

Ocel příčná: B500

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

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	R3 - Mikulášská	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		MSU_N	Návrhové	11685,00	-2709,00	0,00	0,00	-305,00
2	Ano		MSU_Mx	Návrhové	6432,00	-4132,00	0,00	0,00	-395,00
3	Ano		Char_N	Užitné	8988,00	-192,00	0,00	0,00	-4,00
4	Ano		Char_Mx	Užitné	8973,00	-20000,00	0,00	0,00	-4,00
5	Ano		Char My vymysl	Užitné	8988,00	0,00	10000,00	0,00	0,00

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvozené podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VL. tíha příznivě	e_x [m]	e_y [m]	σ [kPa]	R_d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
MSU_N	Ano	0,00	0,21	249,88	27456,76	0,91	Ano
MSU_N	Ne	0,00	0,19	272,08	27455,64	0,99	Ano
MSU_Mx	Ano	0,00	0,46	175,51	27495,78	0,64	Ano
MSU_Mx	Ne	0,00	0,40	197,58	27470,39	0,72	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 3688,74$ kN
 Spočtená tíha nadloží $Z = 1969,92$ kN

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obecný
 Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (MSU_N)

Parametry smykové plochy pod základem:
 Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 11,41$ m
 Dosah smykové plochy $l_{sp} = 37,55$ m

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 27455,64$ kPa
 Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 272,08$ kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,000 < 0,333$
 Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,041 < 0,333$
 Max. prostorová excentricita $e_t = 0,041 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (MSU_Mx)
 Zemní odpor: klidový
 Výpočtová velikost zemního odporu $S_{pd} = 202,54$ kN

Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 22044,71$ kN
 Extrémní horizontální síla $H = 395,00$ kN

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden pro zatěžovací stav číslo 5. (Char_My_vymysl)
 Výpočet proveden s uvažováním koeficientu κ_1 (vliv hloubky založení).
 Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 2732,40$ kN
 Spočtená tíha nadloží $Z = 1459,20$ kN

Sednutí středu hrany x - 1 = 0,3 mm
 Sednutí středu hrany x - 2 = 0,3 mm
 Sednutí středu hrany y - 1 = 1,0 mm
 Sednutí středu hrany y - 2 = 0,0 mm
 Sednutí středu základu = 1,1 mm
 Sednutí charakterist. bodu = 0,6 mm
 (1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 300,00 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky tuhý ($k=2,97$)

Základ je ve směru šířky poddajný ($k=0,48$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,126 < 0,333$

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

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,126 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 1,1 mm

Hloubka deformační zóny = 6,23 m

Natočení ve směru x = 0,162 ($\tan \cdot 1000$); ($9,3E-03^\circ$)

Natočení ve směru y = 0,000 ($\tan \cdot 1000$); ($5,8E-19^\circ$)

8.2.2 Pilíř P2 a P10

Velikost základu 6,0 x 10,0 m při tloušťce 1,8 m. Celkové sedání vypočteno 1,3 mm.

Rekonstrukce mostu v km 41,791 trati Tábor - Písek
SO 20-01

PROJEKT
P2 + P10

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Projekt

Datum : 30.11.2018

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)

Omezení deformační zóny : pomocí strukturální pevnosti

Patky

Výpočet pro odvozené podmínky : EC 7-1 (EN 1997-1:2003)

Posouzení tažené patky : standardní postup

Dovolená excentricita : 0,333

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Parametry zemín

R1

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

Uhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 57,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 10000,00 \text{ kPa}$

Modul přetvárnosti : $E_{def} = 25000,00 \text{ MPa}$

Poissonovo číslo : $\nu = 0,20$

Koef. strukturální pevnosti : $m = 0,10$

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

R3 - Mikulášská

Objemová tíha :	γ	=	25,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	40,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	250,00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	300,00 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,20
Koef. strukturní pevnosti :	m	=	0,20
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	25,00 kN/m ³

R3 - vlasák

Objemová tíha :	γ	=	25,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	40,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	250,00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	1500,00 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,20
Koef. strukturní pevnosti :	m	=	0,20
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	25,00 kN/m ³

Založení

Typ základu: centrická patka

Hloubka od původního terénu	h_z	=	3,00 m
Hloubka základové spáry	d	=	3,00 m
Tloušťka základu	t	=	1,80 m
Sklon upraveného terénu	s_1	=	0,00 °
Sklon základové spáry	s_2	=	0,00 °

Objemová tíha zeminy nad základem = 20,00 kN/m³

Geometrie konstrukce

Typ základu: centrická patka

Délka patky	x	=	6,00 m
Šířka patky	y	=	10,00 m
Šířka sloupu ve směru x	c_x	=	1,30 m
Šířka sloupu ve směru y	c_y	=	4,00 m
Objem patky		=	108,00 m ³

Materiál konstrukce

Objemová tíha γ = 23,00 kN/m³

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

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku	f_{ck}	=	30,00 MPa
Pevnost v tahu	f_{ctm}	=	2,90 MPa
Modul pružnosti	E_{cm}	=	33000,00 MPa

Ocel podélná : B500

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

Ocel příčná: B500

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

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	R3 - Mikulášská	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		MSU_N	Návrhové	12477,00	-22503,00	0,00	0,00	-1768,00
2	Ano		MSU_Mx	Návrhové	6815,00	-31008,00	0,00	0,00	-2317,00
3	Ano		Char_N	Užitné	9713,00	-370,90	0,00	0,00	-14,96
4	Ano		Char_Mx	Užitné	6039,00	-20682,00	0,00	0,00	-1545,00

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvozené podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VL. tíha příznivě	e_x [m]	e_y [m]	σ [kPa]	R_d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
MSU_N	Ano	0,00	1,58	396,37	27700,99	1,43	Ano
MSU_N	Ne	0,00	1,46	414,32	27633,05	1,50	Ano
MSU_Mx	Ano	0,00	3,31	524,72	19777,72	2,65	Ano
MSU_Mx	Ne	0,00	2,95	484,42	22090,81	2,19	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 2484,00$ kN

Spočtená tíha nadloží $Z = 1315,20$ kN

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obecný

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (MSU_Mx)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 11,41$ m

Dosah smykové plochy $l_{sp} = 37,55$ m

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 19777,72$ kPa

Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 524,72$ kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,000 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,331 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,331 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (MSU_Mx)

Zemní odpor: klidový

Výpočtová velikost zemního odporu $S_{pd} = 202,54$ kN

Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 12878,20$ kN

Extrémní horizontální síla $H = 2317,00$ kN

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden pro zatěžovací stav číslo 3. (Char_N)

Výpočet proveden s uvažováním koeficientu κ_1 (vliv hloubky založení).

Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 2484,00$ kN

Spočtená tíha nadloží $Z = 1315,20$ kN

Sednutí středu hrany x - 1 = 0,5 mm

Sednutí středu hrany x - 2 = 0,4 mm

Sednutí středu hrany y - 1 = 0,6 mm

Sednutí středu hrany y - 2 = 0,6 mm

Sednutí středu základu = 1,3 mm

Sednutí charakterist. bodu = 0,7 mm

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

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 300,00 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky tuhý ($k=2,97$)

Základ je ve směru šířky poddajný ($k=0,64$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,000 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,003 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,003 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 1,3 mm

Hloubka deformační zóny = 6,51 m

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

Natočení ve směru y = 0,003 (tan*1000); (1,9E-04 °)

8.3 Pilíře – základ oblouku

Základ oblouku je navržen rozměrů 12,0 x 8,0 m se zazubenou základovou spárou. Pro účely posouzení je základová spára uvažována vodorovná s průměrnou tloušťkou základu 5,4 m. Celkové sedání vypočteno 1,1 mm

Rekonstrukce mostu v km 41,791 trati Tábor - Písek
SO 20-01

PROJEKT
P3 + P9

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Projekt

Datum : 30.11.2018

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)

Omezení deformační zóny : pomocí strukturální pevnosti

Patky

Výpočet pro odvozněné podmínky : EC 7-1 (EN 1997-1:2003)

Posouzení tažené patky : standardní postup

Dovolená excentricita : 0,333

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Parametry zemín

R1

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

Uhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 57,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 10000,00 \text{ kPa}$

Modul přetvárnosti : $E_{def} = 25000,00 \text{ MPa}$

Poissonovo číslo : $\nu = 0,20$

Koef. strukturální pevnosti : $m = 0,10$

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

R3 - Mikulášská

Objemová tíha :	γ	=	25,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	40,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	250,00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	300,00 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,20
Koef. strukturní pevnosti :	m	=	0,20
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	25,00 kN/m ³

R3 - vlasák

Objemová tíha :	γ	=	25,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	40,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	250,00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	1500,00 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,20
Koef. strukturní pevnosti :	m	=	0,20
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	25,00 kN/m ³

Založení

Typ základu: excentrická patka

Hloubka od původního terénu	h_z	=	8,30 m
Hloubka základové spáry	d	=	5,90 m
Tloušťka základu	t	=	5,40 m
Sklon upraveného terénu	s_1	=	0,00 °
Sklon základové spáry	s_2	=	0,00 °

Objemová tíha zeminy nad základem = 20,00 kN/m³

Geometrie konstrukce

Typ základu: excentrická patka

Délka patky	x	=	12,00 m
Šířka patky	y	=	8,00 m
Šířka sloupu ve směru x	c_x	=	1,30 m
Šířka sloupu ve směru y	c_y	=	4,00 m
Objem patky		=	518,40 m ³
Vzdál. osy sloupu od kraje patky ve směru x		=	6,50 m
Vzdál. osy sloupu od kraje patky ve směru y		=	4,00 m

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23,00$ kN/m³

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

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku	f_{ck}	=	30,00 MPa
Pevnost v tahu	f_{ctm}	=	2,90 MPa
Modul pružnosti	E_{cm}	=	33000,00 MPa

Ocel podélná : B500

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

Ocel příčná: B500

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

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	R3 - vlasák	

Zatížení

Číslo	Zatížení nové změna	Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]
1	Ano	MSU_T_Gmin-Tmax-MVL(Rmax)-W(LL)	Návrhové	54217,91	-84199,94	-166444,40	-49733,8
2	Ano	MSU_T_Gmin-Tmin-MVL(Rmax)-W(LL)	Návrhové	54619,46	85470,90	-302642,06	-43512,1
3	Ano	MSU_W_Gmin-T-MVL(Rmax)-Wmax(LL)	Návrhové	54778,93	-109463,68	-185706,23	-49796,1
4	Ano	MSU_W_Gmin-T-MVL(Rmax)-Wmin(LL)	Návrhové	54084,37	110734,64	-282842,70	-43492,5
5	Ano	MSU_T_Gmin-Tmax-W	Návrhové	41599,46	-35944,52	-142556,28	-36600,3
6	Ano	MSU_T_Gmin-Tmin-W	Návrhové	44339,76	35944,52	-240209,23	-36805,1
7	Ano	MSU_W_Gmin-T-Wmax	Návrhové	42160,49	-44911,30	-161818,11	-36662,6
8	Ano	MSU_W_Gmin-T-Wmin	Návrhové	43804,66	44911,30	-220409,88	-36785,5
9	Ano	MSU_T_Gmax-Tmax-W	Návrhové	48063,54	-35944,52	-167355,49	-42273,6
10	Ano	MSU_T_Gmax-Tmin-W	Návrhové	50803,84	35944,52	-265008,44	-42478,4
11	Ano	MSU_W_Gmax-T-Wmax	Návrhové	48624,57	-44911,30	-186617,31	-42335,9
12	Ano	MSU_W_Gmax-T-Wmin	Návrhové	50268,75	44911,30	-245209,08	-42458,8
13	Ano	MSU_MVL_Gmin-MVLmax-Tmax-W(LL)max	Návrhové	48258,91	-82739,91	-96250,83	-48581,6
14	Ano	MSU_T_Gmin-MVLmax-Tmax-W(LL)max	Návrhové	46478,20	-84474,53	-90102,46	-46135,5
15	Ano	MSU_W_Gmin-MVLmax-Tmax-W(LL)max	Návrhové	47039,23	-109738,27	-109364,28	-46197,8
16	Ano	MSU_MVL_Gmax-MVLmax-Tmax-W(LL)max	Návrhové	54722,99	-82739,91	-121050,03	-54254,9
17	Ano	MSU_T_Gmax-MVLmax-Tmax-W(LL)max	Návrhové	52942,28	-84474,53	-114901,66	-51808,8
18	Ano	MSU_W_Gmax-MVLmax-Tmax-W(LL)max	Návrhové	53503,31	-109738,27	-134163,49	-51871,1
19	Ano	MSU_MVL_Gmin-MVLmin-Tmin-W(LL)min	Návrhové	52065,25	83655,82	-340840,49	-38737,6

Číslo	Zatížení nové změna	Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]
20	Ano	MSU_T_Gmin-MVLmin-Tmin-W(LL)min	Návrhové	50948,22	85207,26	-336553,73	-38366,8
21	Ano	MSU_W_Gmin-MVLmin-Tmin-W(LL)min	Návrhové	50413,13	110471,00	-316754,37	-38347,2
22	Ano	MSU_MVL_Gmax-MVLmin-Tmin-W(LL)min	Návrhové	58529,33	83655,82	-365639,70	-44411,0
23	Ano	MSU_T_Gmax-MVLmin-Tmin-W(LL)min	Návrhové	57412,31	85207,26	-361352,93	-44040,2
24	Ano	MSU_W_Gmax-MVLmin-Tmin-W(LL)min	Návrhové	56877,21	110471,00	-341553,57	-44020,5
25	Ano	MSU_MVL_Gmin-MVL-Tmax-W(LL)max	Návrhové	57627,25	-82298,04	-180308,20	-55042,3
26	Ano	MSU_T_Gmin-MVL-Tmax-W(LL)max	Návrhové	53972,87	-84121,03	-157348,36	-51304,1
27	Ano	MSU_W_Gmin-MVL-Tmax-W(LL)max	Návrhové	54533,90	-109384,78	-176610,18	-51366,4
28	Ano	MSU_MVL_Gmax-MVL-Tmax-W(LL)max	Návrhové	64091,34	-82298,04	-205107,40	-60715,7
29	Ano	MSU_T_Gmax-MVL-Tmax-W(LL)max	Návrhové	60436,96	-84121,03	-182147,56	-56977,4
30	Ano	MSU_W_Gmax-MVL-Tmax-W(LL)max	Návrhové	60997,98	-109384,78	-201409,39	-57039,7
31	Ano	Char_MVL_G-MVLmax-Tmax-W(LL)max	Užitné	46646,81	-55149,57	-126230,21	-44913,7
32	Ano	Char_T_G-MVLmax-Tmax-W(LL)max	Užitné	45431,63	-56308,06	-122432,75	-43228,2
33	Ano	Char_W_G-MVLmax-Tmax-W(LL)max	Užitné	45805,65	-73150,55	-135273,97	-43269,7

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvozené podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepríznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky G = 11923,20 kN

Spočtená tíha nadloží Z = 908,00 kN

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obecný

Nejnepríznivější zatěžovací stav číslo 15. (MSU_W_Gmin-MVLmax-Tmax-W(LL)max)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 15,21$ m

Dosah smykové plochy $l_{sp} = 50,06$ m

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 6134,70$ kPa

Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 1967,46$ kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,202 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,265 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,311 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 16. (MSU_MVL_Gmax-MVLmax-Tmax-W(LL)max)

Zemní odpor: klidový

Výpočtová velikost zemního odporu $S_{pd} = 1234,53 \text{ kN}$

Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 61709,45 \text{ kN}$

Extrémní horizontální síla $H = 54309,54 \text{ kN}$

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Výpočet proveden s uvažováním koeficientu κ_1 (vliv hloubky založení).

Napětí v základové spáře neuvažováno.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 11923,20 \text{ kN}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 908,00 \text{ kN}$

Výpočet proveden za vyloučení tahu.

Rozměry patky po vyloučení tažených okrajů:

Délka patky (x) = 12,00 m

Šířka patky (y) = 7,67 m

Sednutí středu hrany x - 1 = 1,5 mm

Sednutí středu hrany x - 2 = -0,1 mm

Sednutí středu hrany y - 1 = 1,2 mm

Sednutí středu hrany y - 2 = 0,4 mm

Sednutí středu základu = 1,8 mm

Sednutí charakterist. bodu = 1,1 mm

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

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 1500,00 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky tuhý ($k=2,00$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=6,77$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,130 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,181 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,210 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 1,1 mm

Hloubka deformační zóny = 10,98 m

Natočení ve směru x = 0,092 (\tan^*1000); (5,3E-03 °)

Natočení ve směru y = 0,201 (\tan^*1000); (1,2E-02 °)

9 Závěr

Mostní objekt byl posouzen ve smyslu platného souboru norem ČSN a ČSN EN. Veškeré posouzené prvky vyhověly požadavkům na mezní stavy únosnosti i použitelnosti.

Statický výpočet byl zpracován bez znalosti konkrétního zhotovitele SO 20-01. Případné změny, které by vyplynuly z realizační dokumentace zhotovitele, musí být odsouhlaseny odpovědným projektantem objektu a schváleny objednatelem.

!!! Projektová dokumentace neslouží k realizaci stavby !!!

V Praze, březen '19

Vypracoval:

Ing. Jakub Göringer, Ph.D.

SUDOP PRAHA a.s, Olšanská 1a, 130 80 Praha 3

tel: 267 094 128

e-mail: jakub.goringer@sudop.cz

10 Předpisy, normy, použité podklady

10.1 Normy

[1.1]	ČSN EN 1990 ed.2	Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí (02/2011),
[1.2]	ČSN EN 1991-1-1	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-1: Obecná zatížení-Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zat. pozemních staveb (03/2004, vč. změn),
[1.3]	ČSN EN 1991-1-4 ed.2	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem (04/2013),
[1.4]	ČSN EN 1991-1-5	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou (05/2005, včetně změn),
[1.5]	ČSN EN 1991-1-6	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-6: Obecná zatížení – Zatížení během provádění (10/2006, včetně změn),
[1.6]	ČSN EN 1997-1	Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla (09/2006, včetně změn)
[1.7]	ČSN EN 1991-2 ed.2	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou (11/2015),
[1.8]	ČSN EN 1992-1-1 ed.2	Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby (07/2011, včetně změn),
[1.9]	ČSN EN 1992-2	Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty (05/2007, včetně změn),
[1.10]	ČSN EN 1998-1 ed.2	Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení – Část 1: Obecná pravidla, seizmická zatížení a pravidla pro pozemní stavby (09/2013, včetně změn),
[1.11]	ČSN EN 1998-2 ed.2	Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení – Část 2: Mosty (06/2013),
[1.12]	ČSN 73 0037/1990	Zemní tlak na stavební konstrukce,
[1.13]	ČSN 73 1001/1988	Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy,
[1.14]	ČSN 73 1002/1989	Pilotové základy
[1.15]	ČSN EN 1536+A1	Provádění speciálních geotechnických prací – Vrtané piloty (12/2016),
[1.16]	ČSN EN 206	Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda,
[1.17]	ČSN 73 6201	Projektování mostních objektů (10/2008, vč. změn),
[1.18]	ČSN EN 13670	Provádění betonových konstrukcí (06/2010, vč. změn),
[1.19]	ČSN EN 1337-1	Stavební ložiska - Část 1: Všeobecná pravidla navrhování (02/2002),
[1.20]	ČSN EN 1337-2	Stavební ložiska - Část 2: Kluzné prvky (06/2005),
[1.21]	ČSN EN 1337-5	Stavební ložiska - Část 5: Hrnková ložiska (12/2005),
[1.22]	TNI 73 6270	Mostní ložiska (02/2014),

10.2 Použitá literatura

LEONHARDT F., REINMANN H. *Heft 175: Betongelenke. Versuchsbericht, Vorschläge zur Bemessung und konstruktiven Ausbildung / Kritische Spannungszustände des Betons bei mehrachsiger, ruhender Kurzzeitbelastung.* Ernst & Sohn Verlag, 1965.

10.3 Použitý software

MIDAS Civil 2019 (v1.1) – prutový model

SCIA Engineer 2008.1 (v8.1.238) – deskostěnový model pro posudky kotevních oblastí

GEO5 Patky – posouzení sedání náhradního plošného základu skupiny pilot

MS Office EXCEL 365, Microsoft – tabulkové zpracování výpočtů

MS Office WORD 365, Microsoft – zpracování textové části statického výpočtu