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:

REKONSTRUKCE MOSTU V KM 41,791
TRATI TÁBOR - PÍSEK

Číslo smlouvy: 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 části: D.2.1.4

Název přílohy:

STATICKÝ VÝPOČET

Měřítko: -

Počet formátů: x A4

Číslo přílohy: **014**

DOKUMENT LZE UŽÍVAT POUZE VE SMYSLU PŘÍSLUŠNÉ SMLOUVY O DÍLO. ŽÁDNÁ JEHO ČÁST NEMŮŽE BÝT DLE ZÁKONA č.121/2000 Sb. KOPÍROVÁNA NEBO JINÝM ZPŮSOBEM ROZŠIŘOVÁNA BEZ SOUHLASU SUDOP PRAHA a.s.

Obsah

1 Identifikační údaje mostu ... 5

2 Základní údaje o objektu ... 6

2.1 Založení ... 7
2.2 Opěry ... 7
2.3 Pilíře ... 7
2.4 Nosná konstrukce ... 7
2.4.1 Oblouk ... 7
2.4.2 Trám ... 7
2.5 Uložení NK ... 7
2.6 Materiály ... 7
2.6.1 Beton ... 8
2.6.2 Betonářská výztuž ... 8
2.6.3 Předpínací výztuž ... 8

3 Úvod ... 9

3.1 Rozsah a účel statického výpočtu ... 9
3.2 Metodika výpočtu ... 9
3.3 Použité programové vybavení ... 9

4 Statický výpočet ... 10

4.1 Výpočet zatížení ... 10
4.1.1 Úvod ... 10
4.1.2 Skupina zatížení G0 – stálé – vlastní tíha ... 10
4.1.3 Skupina zatěžovacích stavů G1 – ostatní stálé ... 11
4.1.4 Skupina zatěžovacích stavů W – zatížení větrem ... 11
4.1.4.1 Zatížení větrem – oblouk ... 13
4.1.4.2 Zatížení větrem - pilíře ... 15
4.1.4.3 Zatížení větrem – mostovka ... 18
4.1.4.4 Zatížení větrem – ostatní směry zatížení ... 20
4.1.4.5 Zatížení větrem – ztráta aeroelastické stability ... 20
4.1.5 Skupina zatěžovacích stavů W – zatížení větrem – dynamická odezva ... 21
4.1.5.1 Ověření součinitele konstrukce $c_s c_d$ ... 21
4.1.5.2 Metoda A – výpočet turbulencí pomocí iFFT ... 21
4.1.5.3 Metoda B – výpočet turbulencí dle metodika (Nichita et al., 2002) ... 22
4.1.5.4 Metoda C – výpočet turbulencí pomoci směrodatné odchylky rychlosti větru ... 23
4.1.5.5 Porovnání jednotlivých metod ... 24
4.1.5.6 Výpočet hodnoty dynamického zatížení větrem ... 25
4.1.5.7 Dynamická odezva při výstavbě ... 25
4.1.6 Skupina zatěžovacích stavů T – zatížení teplotou ... 25
4.1.7 Skupina zatěžovacích stavů MVL – svislá dopravní zatížení ... 26
4.1.8 Skupina zatěžovacích stavů R – Zatížení bočním rázem ... 27
4.1.9 Skupina zatěžovacích stavů B – Zatížení rozjezdovými a brzdnými silami ... 27
4.1.10 Skupina zat. stavů K – zatížení teplotním rozdílem mezi kolejí a NK ... 27
4.1.11 Skupina zat. stavů S – účinky nerovnoměrného sedání opěr ... 28
4.1.12 Rozsah dopravy pro posouzení na únavu ... 28
4.1.13 Skupina zatěžovacích stavů EQ – Zatížení zemětřesením – mimořádné ... 28
4.1.14 Zatížení v rámci fází výstavby ... 28
4.1.14.1 Betonážní vozík ... 28
4.1.14.2 Skruž mostovky ... 29
4.2 Model konstrukce ... 29

4.2.1 Popis modelu ... 29
4.2.2 Podélná tuhost konstrukce ... 33
4.2.3 Fáze výstavby uvažované modelem ... 33
4.2.3.1 Grafické řešení fází výstavby ... 36

5 Mostovka ... 46

5.1 Posouzení nosné konstrukce v podélném směru ... 46
5.1.1 Schéma vedení kabelů ... 46
5.1.2 Vnitřní síly ... 47
5.1.3 Mezní stav použitelnosti – omezení napětí ... 50
5.1.3.1 Časový vývoj materiálových vlastností betonu ... 50
5.1.3.2 Ověření stanovených požadavků na omezení napětí – lineární dotvarování ... 51
5.1.3.3 Ověření stanovených požadavků na omezení napětí – uvedení do provozu ... 53
5.1.4 Mezní stav únosnosti ... 56
5.1.4.1 Únosnost M+N+V+T ... 56
5.2 Návrh uložení mostu ... 56
5.2.1 Reakce na ložiska ... 57
5.2.2 Posuny na ložiskách ... 57
5.2.3 Souhrnná tabulka ložisek ... 58
5.2.4 Návrh vrubových kloubů ... 59
5.3 Návrh dilatačních závěrů ... 67

6 Oblouk ... 68

6.1.1 Vnitřní síly ... 68
6.1.2 Mezní stav použitelnosti ... 71
6.1.3 Mezní stav únosnosti ... 72
6.1.3.1 Únosnost M+N+V+T ... 72

7 Spodní stavba ... 74

7.1 Opěry ... 74
7.1.1 Základy ... 74
7.1.1.1 Základ opěry OP1 – vnitřní síly ... 74
7.1.1.2 Základ opěry OP2 – vnitřní síly ... 75
7.1.1.3 Základ opěry OP1 – posouzení ... 76
7.1.1.4 Základ opěry OP2 – posouzení ... 80
7.1.2 Dřík opěr ... 84
7.1.3 Závěrná zídka ... 92
7.1.4 Křídla ... 95
7.1.4.1 Posouzení průřezů křídel OP1 ... 96
7.1.4.2 Posouzení průřezů křídel OP2 ... 99
7.1.5 Oblast pod ložisky ... 114
7.2 Pilíře ... 116
7.2.1 Vnitřní síly ... 116
7.2.1.1 Pilíř P1 ... 116
7.2.1.2 Pilíře P2, P11 ... 118
7.2.1.3 Pilíř P10 ... 119
7.2.1.4 Pilíře P3, P9 ... 121
7.2.1.5 Stojky P4, P8 ... 122
7.2.2 Ověření účinků 2. řádu ... 124
7.2.3 Návrh výztuže – břehové pilíře ... 129
7.2.4 Návrh výztuže – obloukové stojky ... 130
7.2.5 Základ pilířů ... 131

8 Založení ... 134

8.1 Opěry ... 134
8.2 Pilíře – samostatně stojící ... 138
8.2.1 Pilíř P1 a P11 ... 138
8.2.2 Pilíř P2 a P10 ... 142
8.3 Pilíře – základ oblouku ... 145
9 Závěr ... 149
10 Předpisy, normy, použité podklady ... 150
10.1 Normy ... 150
10.2 Použitá literatura ... 150
10.3 Použitý software ... 151

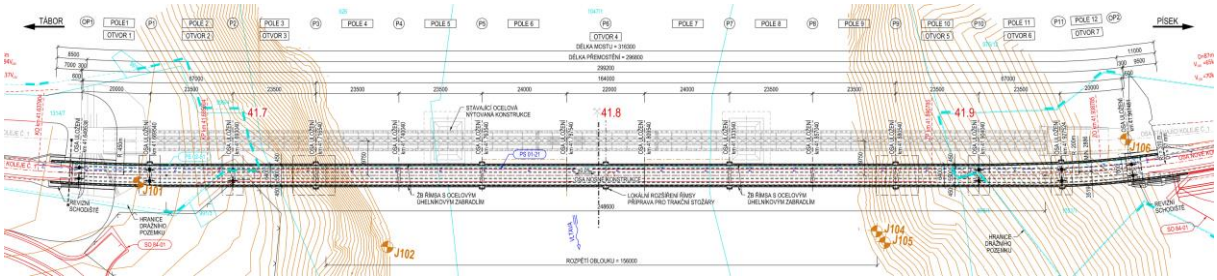
1 Identifikační údaje mostu

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	DUSP
Druh přemosťované překážky	vodní dílo Orlík

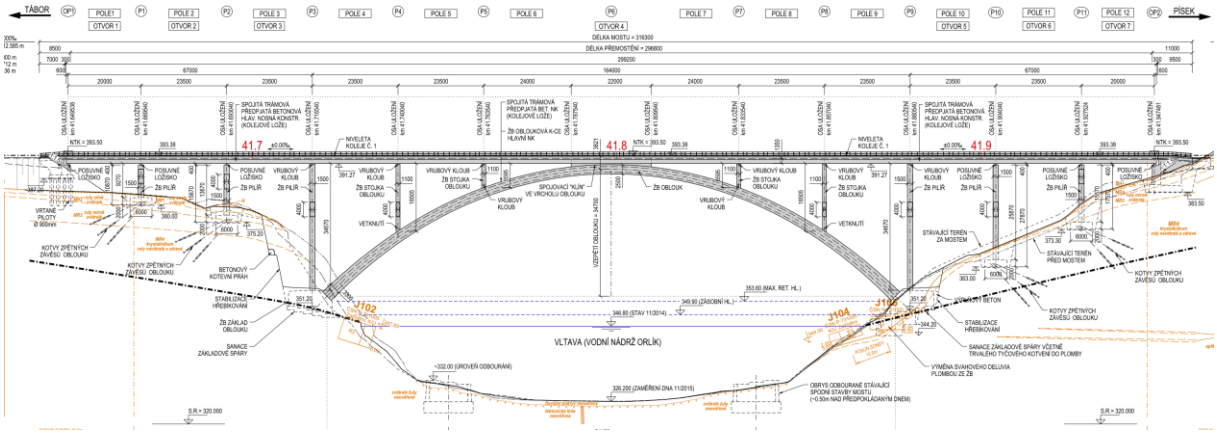
2 Základní údaje o objektu

Jedná se o trvalý mostní objekt, který je tvořen komorovým železobetonovým obloukem o rozpětí 156,0 m a vzepětí 34,7 m. Vodorovná nosná konstrukce je tvořena předpjatým dvoutrámem 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 dvoutrámové konstrukce je navržena 1,35 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, vyjma opěry OP1, která je s ohledem na její umístění v násypu založena na velkoprůměrových pilotách.

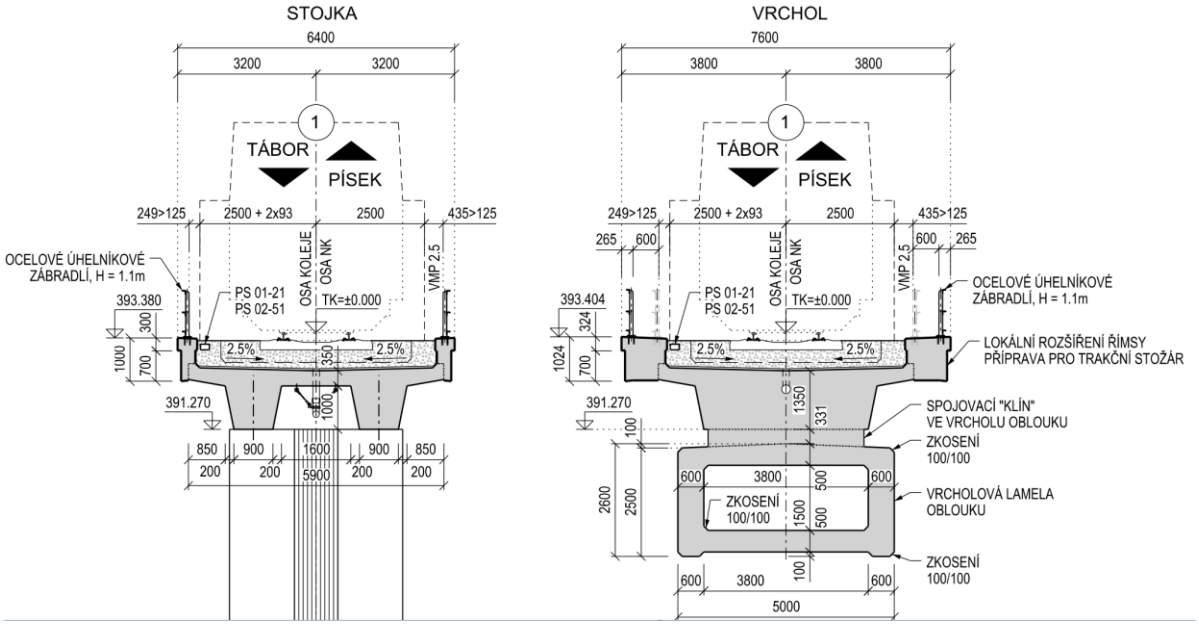
Obrázek 2-1: Nový stav – půdorys



Obrázek 2-2: Nový stav – podélný řez NK



Obrázek 2-3: Nový stav – příčný řez NK



2.1 Založení

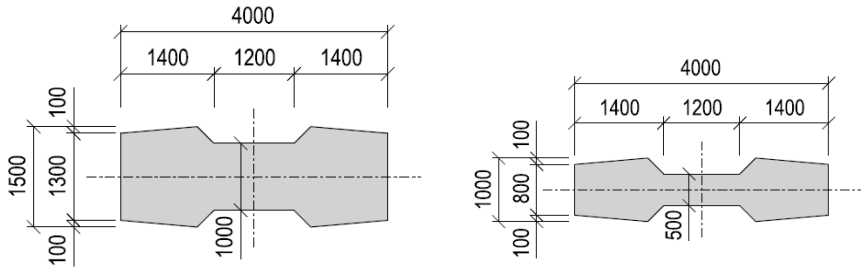
Všechny podpěry, mimo opěry OP1, jsou založeny plošně na základové spáře vyrubané do žulového masivu. Opěra OP1 je založena v násypu a její založení je tedy navrženo hlubinné na vrtaných pilotách vetknutých do žulového masivu.

2.2 Opěry

Opěry jsou tvořeny základovou deskou nasazenou na pilotách, masivním dříkem s úložnými prahy, závěrnou zídkou s rovnoběžnými křídly.

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, XF3
Nosná konstrukce – oblouk	C45/55	XC4, XF1
Nosná konstrukce – trám	C35/45	XC4, 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 μ = 0,13 rad^{-1}, úhel nepředvídaného zakřivení 0,0075 rad/m, pokluz v kotvě 6 mm, kotevní napětí $\sigma_{p,in}$ = 1425 MPa podržení napětí t=300 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
  - ZKROUCENÍ ATD. DLE MIKULÁŠSKÁ /REZONANCE

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 zatřídění 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 **α=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 **α=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 **α=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 **α=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 $Ø_3$). Parciální součinitele zatížení jsou uvažovány dle téže normy. Roznos zatížení štěrkovým 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]	[m2]	[kN/m3]	[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 ±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/m3]	[kN/m2]
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]	[m2]	[kN/m3]	[kN]	[kN/m]	[kN/m2]	[kN/m2]	[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. V rámci posouzení byly řešeny dva přístupy:

- využití ekvivalentního statického zatížení dle ČSN EN 1991-1-4 ed.2, které zohledňuje dynamický účinek větru pomocí zahrnutí turbulencí do maximálního dynamického tlaku (kapitoly 4.1.4.1 – 4.1.4.4),
- využití výpočtu dynamické odezvy na zatížení větrem (kapitola 4.1.5) za pomoci metody
  - A\ generovaného účinku větru za využití výkonové spektrální hustoty v souladu s přílohou B v ČSN EN 1991-1-4 (použití modifikovaného Kaimalova spektra, kde L_{1u} = 1,7L(z)) - převod z frekvenční domény spektra do časové domény zatížení pomocí inverzní FFT (Rychlá Fourierova transformace);
  - B\ generovaného účinku větru za využití výkonové spektrální hustoty v souladu s přílohou B v ČSN EN 1991-1-4 (použití modifikovaného Kaimalova spektra, kde L_{1u} = 1,7L(z)) – převod do časové domény využitím poznatků z *Large Band Simulation of the Wind Speed for Real-Time Wind Turbine Simulators* (Nichita et al., 2002);
  - C\ náhodně generovaného účinku větru za využití směrodatné odchylky turbulentní složky větru v souladu s kap. 4.4 v ČSN EN 1991-1-4.

Pro řešení odezvy konstrukce na zatížení větrem byly získány doplňující informace vypočtené v aplikaci WAsP Engineering. Jako vstup do modelu byly využity rastry s rozlišením 5 m o velikosti 2x2 km popisující orografii a drsnost povrchu. Přiřazení kategorie drsnosti bylo stanoveno na základě mapové vrstvy CORINE Land Cover. Dalším vstupem byla rychlost větru s dobou návratu 50 let pro 8 směrů získaná statistickým zpracováním průměrných desetiminutových rychlostí větru z profesionální meteorologické stanice Temelín. Data byla poskytnuta ČHMÚ, pobočka Plzeň. Kompletní výstup viz příloha 1.

Rychlosti společně s horizontálními turbulencemi byly vypočteny pro dvě výšky nad terénem – 22,5 m (cca ½ výšky oblouku) a 45,0 m (úroveň mostovky). Vzhledem k orientaci mostního objektu ve směru cca západ – východ byly využity a porovnány výsledné hodnoty pro vítr ze směru J, JV a SZ. Největší účinky větru byly určeny pro severozápadní vítr.

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

Vypočtené účinky větru pro zadání na konstrukci zohlednily v souladu s normativním výpočtem součinitele sil pro jednotlivé konstrukční části (případně prvky – např. proměnnost součinitele po průřezu oblouku s proměnnou výškou průřezu). Systém výpočtu maximálního dynamického tlaku na konstrukci pro obě výšky viz níže.

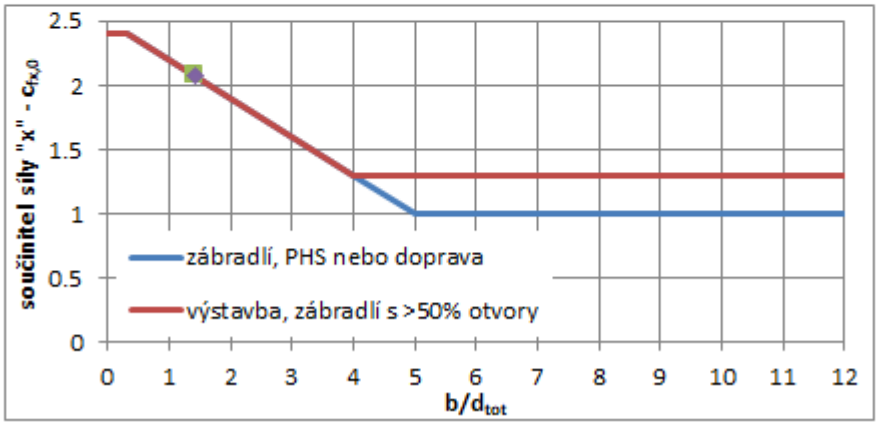
Charakteristiky zatížení větrem - ČHMÚ - 22.5 m									
výchozí rychlost větru	$v_{b,0}$=	25.00	m/s	posuzovaná výška			z=	22.50	m
kategorie terénu	kat	I	m/s	z_0=	0.01	m	z_{min}=	1.00	m
základní rychlost větru	v_b=	21.80	m/s						
součinitel směru větru	c_{dir}=	1.00	-						
součinitel ročního období	c_{season}=	1.00	-						
střední rychlost větru	$v_m(z)$=	21.80	m/s						
součinitel drsnosti terénu	$c_r(z)$=	1.00	-						
				součinitel terénu		k_r=		0.17	-
turbulence větru	$I_v(z)$=	0.25	-						
				souč. turbulence		k_I=		1.00	-
				souč. orografie		c_0=		1.00	-
maximální dynamický tlak	$q_p(z)$=	820.98	Pa						
				souč. expozice		c_e=		2.76	-

Charakteristiky zatížení větrem - ČHMÚ - 45.0 m									
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=	24.20	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	$c_r(z)$=	1.00	-						
				součinitel terénu		k_r=		0.17	-
turbulence větru	$I_v(z)$=	0.25	-						
				souč. turbulence		k_I=		1.00	-
				souč. orografie		c_0=		1.00	-
maximální dynamický tlak	$q_p(z)$=	993.76	Pa						
				souč. expozice		c_e=		2.72	-

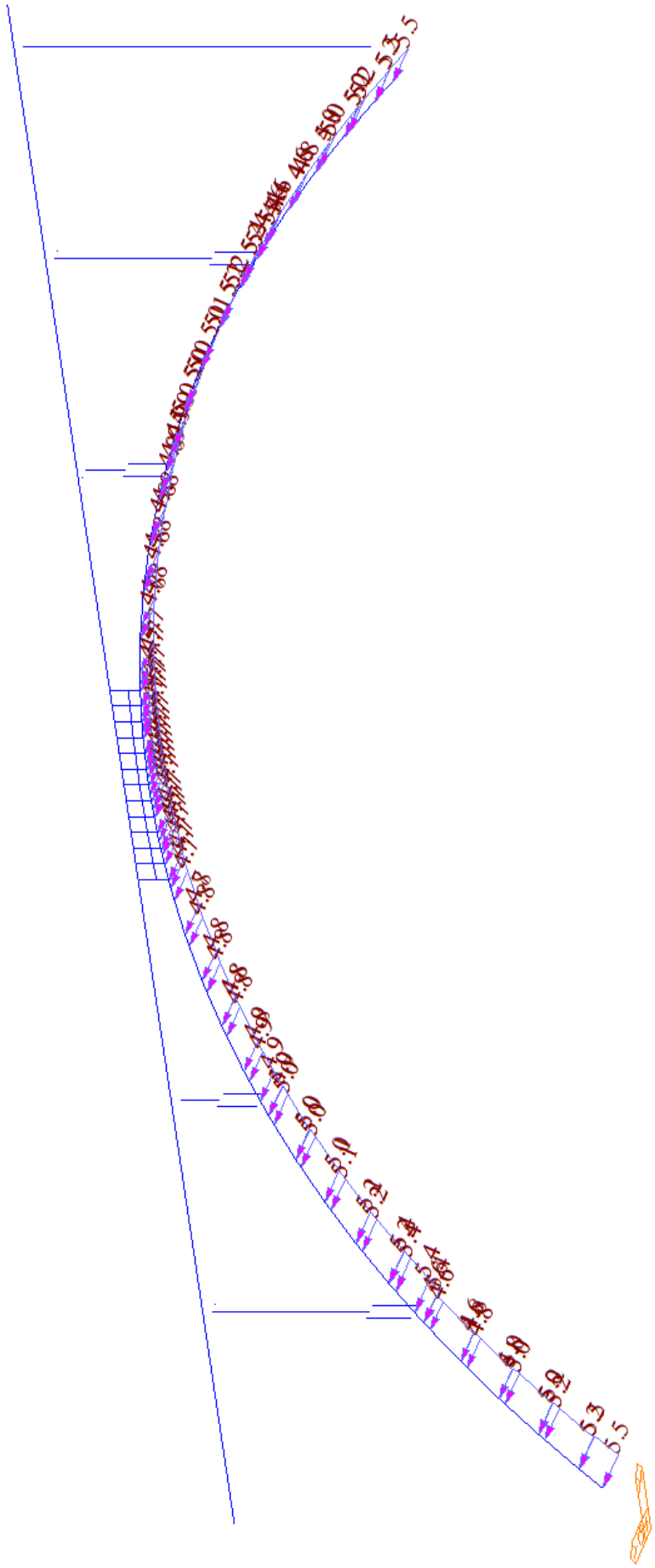
4.1.4.1 Zatížení větrem – oblouk

Účinky větru na oblouk byly řešeny s ohledem na rozměry jednotlivých lamel. Takto bylo určeno zatížení větrem v závislosti na geometrii průřezu. Vzhledem k datům pro dvě výšky a s ohledem na skutečnost, že hodnota zatížení větrem stoupá s výškou nad terénem bylo pro určení konkrétního zatížení na jednotlivé lamely uvažováno s tlakem pro 22,5 m do cca 4. lamely a následně pro ostatní lamely bylo uvažováno s tlakem pro 45,0 m.

Síly větru podle směrů na NK					
Ve směru X					
výška konstrukce	d_{tot}=	3.30	m		*NK=2.5-3.3 m*
šířka konstrukce	b=	4.70	m	vyber	
souč. síly pro mosty - x	$c_{fx,0}$=	2.07	-		*zábradlí, PHS nebo doprava*
souč. síly pro mosty - x	$c_{fx,0}$=	2.07	-	A	*výstavba, zábradlí s >50% otvory*
souč. zatížení větrem - x	C=	5.73	-		
tlak větru ve směru - x	**q_{px}=**	**1701.66**	**Pa**		



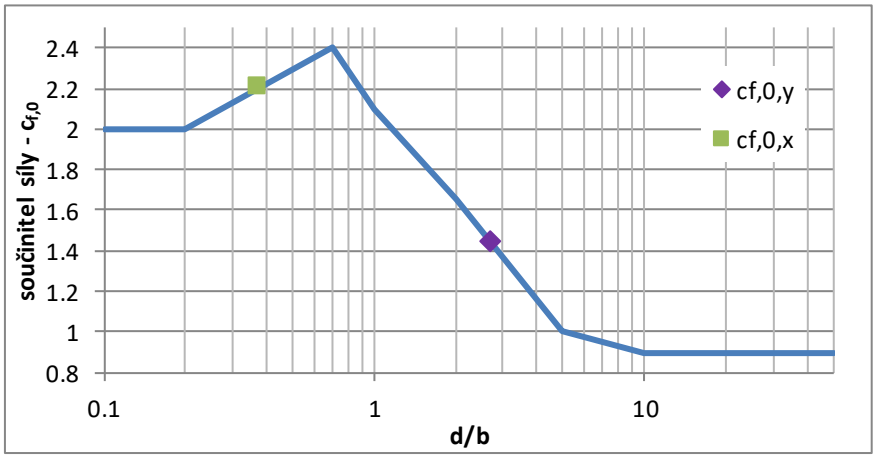
Obrázek 4-1: Zatížení větrem – oblouk

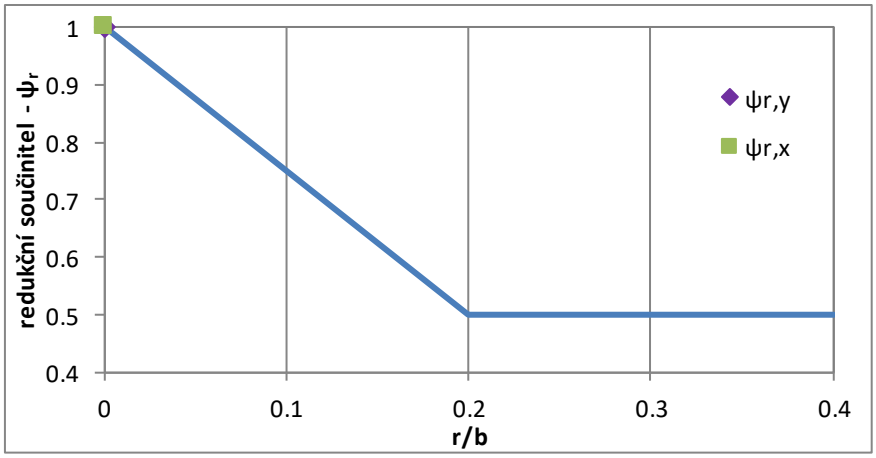


4.1.4.2 Zatížení větrem - pilíře

V rámci pilířů bylo zanedbána rozdílná drsnost terénu mimo vodní hladinu (v souladu s *postupem 1 i 2* v příloze A.2 ČSN EN 1991-1-4 ed.2) a bylo zjednodušeně, na straně bezpečné, uvažováno se stejným maximálním dynamickým tlakem jako pro výšku 45,0 m. Na základě tohoto tlaku bylo určeno zatížení větrem a aplikováno konzervativně na celou výšku pilířů.

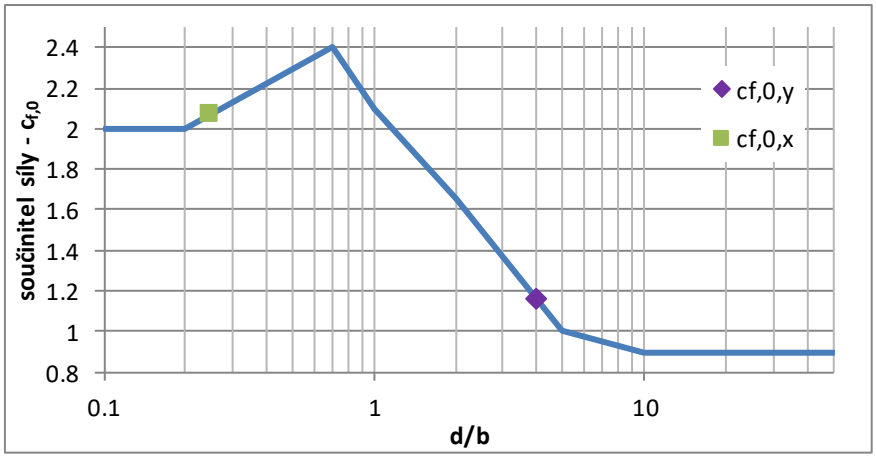
Síly větru na pilíře - obdélníkové průřezy - břehové pilíře				
délka ve směru větru	d=	4.00	m	*kolmo na most (vážený průměr)*
šířka kolmá na směr větru	b=	1.50	m	
poloměr zaoblení rohů	r=	0.00	m	
souč. síly - příč. směr - y	$c_{f,0,y}$=	1.45	-	*uvažuje se kolmo na most*
souč. síly - podél. směr -x	$c_{f,0,x}$=	2.20	-	*uvažuje se ve směru mostu*
redukční součinitel - y	$\psi_{r,y}$=	1.00	-	
redukční součinitel - x	$\psi_{r,x}$=	1.00	-	
souč. koncového efektu	ψ_{λ}=	1.00	-	*jde o redukční součinitel (uvažován 1,0)*
souč. zatížení větrem - y	C_y=	3.93	-	
souč. zatížení větrem - x	C_x=	5.97	-	
tlak větru ve směru - y	**q_{py}=**	**1436.90**	**Pa**	
tlak větru ve směru - x	**q_{px}=**	**2186.53**	**Pa**	

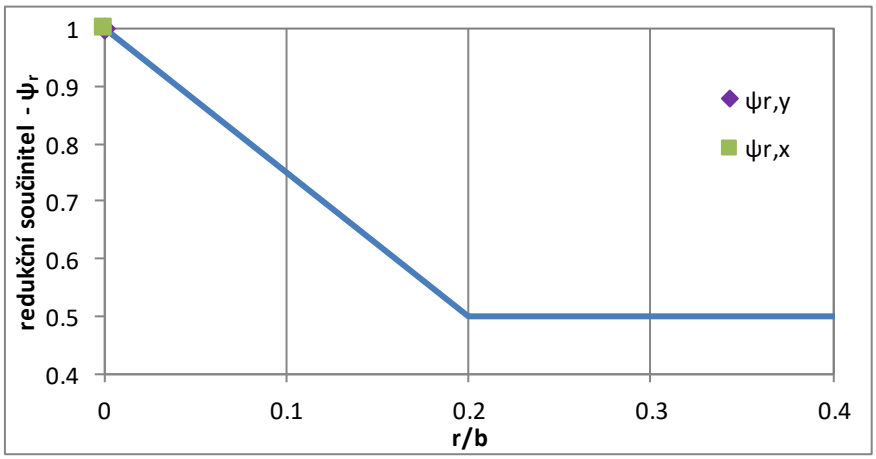




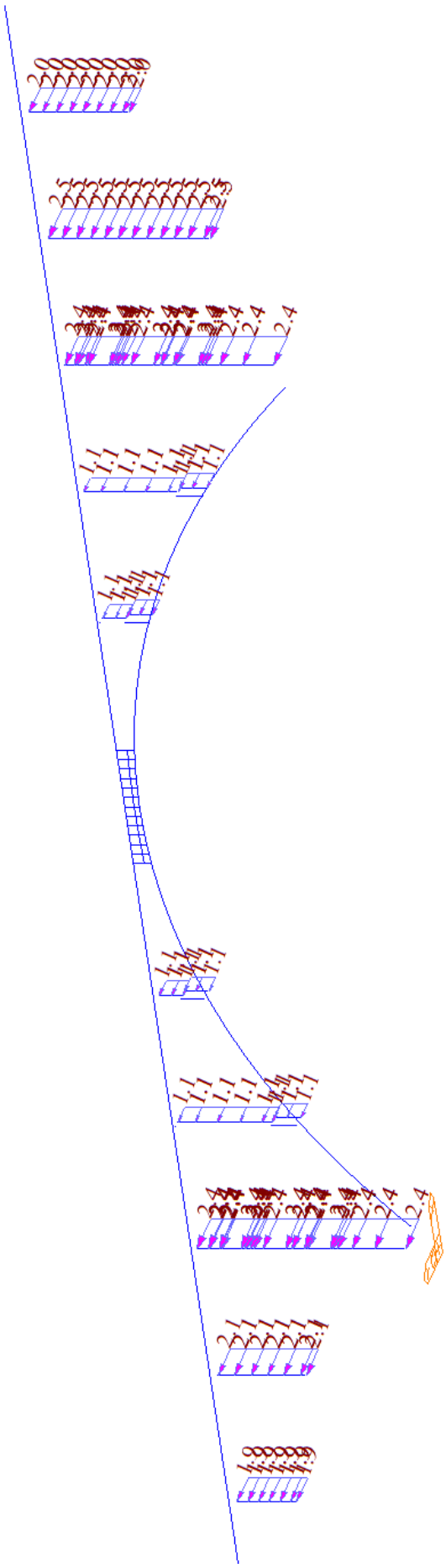
Síly větru na pilíře - obdélníkové průřezy - obloukové stojky

délka ve směru větru	d=	4.00	m	*kolmo na most (vážený průměr)*
šířka kolmá na směr větru	b=	1.00	m	
poloměr zaoblení rohů	r=	0.00	m	
souč. síly - příč. směr - y	$c_{f,0,y}$=	1.16	-	*uvažuje se kolmo na most*
souč. síly - podél. směr -x	$c_{f,0,x}$=	2.07	-	*uvažuje se ve směru mostu*
redukční součinitel - y	$\psi_{r,y}$=	1.00	-	
redukční součinitel - x	$\psi_{r,x}$=	1.00	-	
souč. koncového efektu	ψ_{λ}=	1.00	-	*jde o redukční součinitel (uvažován 1,0)*
souč. zatížení větrem - y	C_y=	3.14	-	
souč. zatížení větrem - x	C_x=	5.62	-	
tlak větru ve směru - y	**q_{py}=**	**1151.06**	**Pa**	
tlak větru ve směru - x	**q_{px}=**	**2058.16**	**Pa**	





Obrázek 4-2: Zatížení větrem – pilíře



4.1.4.3 Zatížení větrem – mostovka

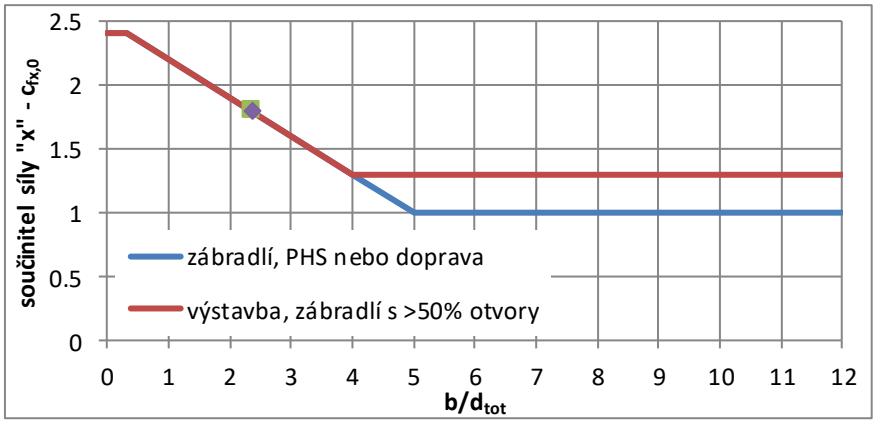
Kategorie terénu a jeho drsnost byla pro mostovku uvažována jednoho typu obdobně jako pro pilíře. Pro zatížení větrem bylo vycházeno z maximálního dynamického tlaku ve výšce 45,0 m nad terénem.

V rámci určení zatížení větrem na mostovku byly rozlišeny dva případy:

- Zatížení samotné konstrukce mostovky vč. účinku zábradlí (2,1 + 2x0,3 m = 2,7 m)
- Zatížení konstrukce včetně dopravního zatížení

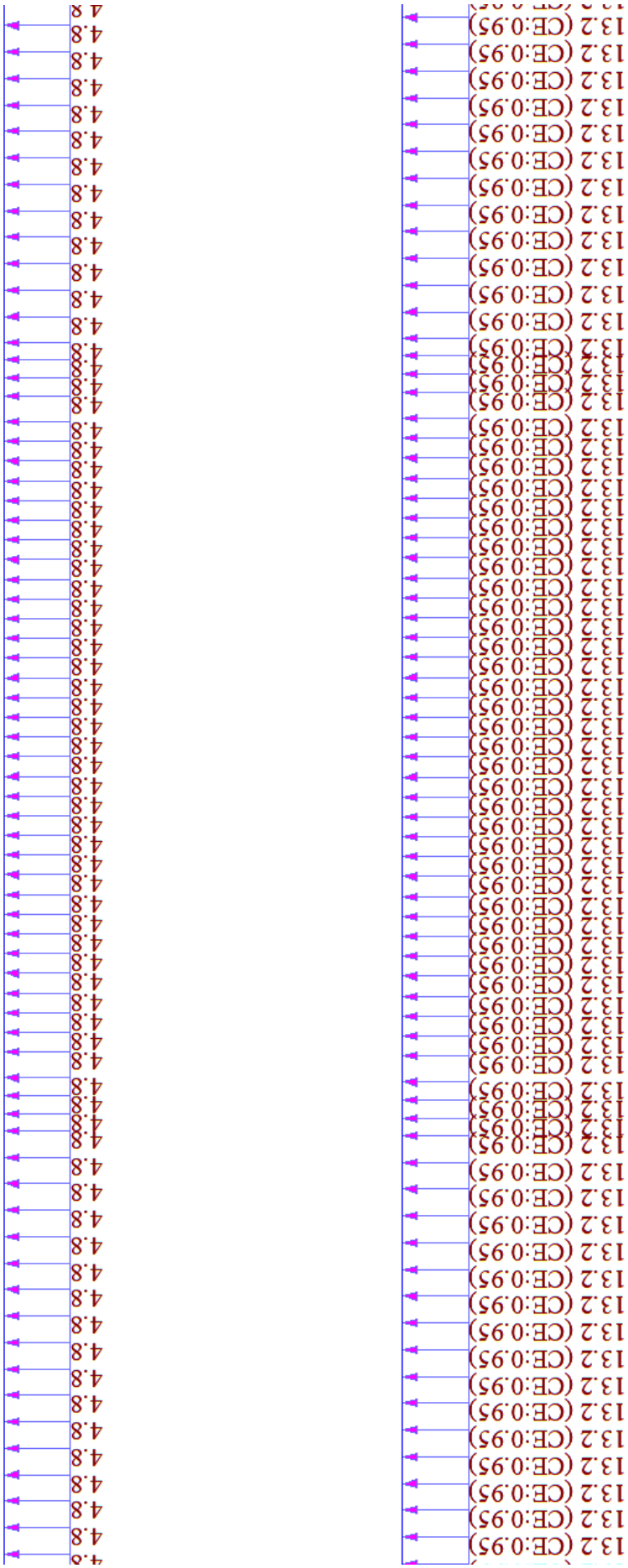
V případě dopravního zatížení je nutno uvažovat s upravenou excentricitou zatížení větrem, kdy vzdálenost reálné výslednice zatížení od těžiště průřezu může hrát významnou roli. Při výpočtu excentricity je uvažováno s předpokladem, že vlak zatížený větrem nepřenáší do konstrukce momentové účinky, ale pouze vodorovnou sílu, která působí v úrovni TK. Skutečná excentricita zatížení je získána jako výslednice síly působící na nosnou konstrukci a síly od větru na vlak (přenesenou na NK ve výšce TK).

Síly větru podle směrů na NK					
Ve směru X					
výška konstrukce	d_{tot}=	2.70	m		*NK=2.1 +0.6 m (NK + 2x zábradlí)*
šířka konstrukce	b=	6.40	m	vyber	
souč. síly pro mosty - x	$c_{fx,0}$=	1.79	-		*zábradlí, PHS nebo doprava*
souč. síly pro mosty - x	$c_{fx,0}$=	1.79	-	A	*výstavba, zábradlí s >50% otvory*
souč. zatížení větrem - x	C=	4.86	-		
tlak větru ve směru - x	**q_{px}=**	**1777.72**	**Pa**		



Síly větru podle směrů na NK					
Ve směru X					
výška konstrukce	d_{tot}=	6.10	m		*NK=2.1 + 4.0 m (NK + doprava)*
šířka konstrukce	b=	6.40	m	vyber	
souč. síly pro mosty - x	$c_{fx,0}$=	2.19	-	A	*zábradlí, PHS nebo doprava*
souč. síly pro mosty - x	$c_{fx,0}$=	2.19	-		*výstavba, zábradlí s >50% otvory*
souč. zatížení větrem - x	C=	5.93	-		
tlak větru ve směru - x	**q_{px}=**	**2171.61**	**Pa**		

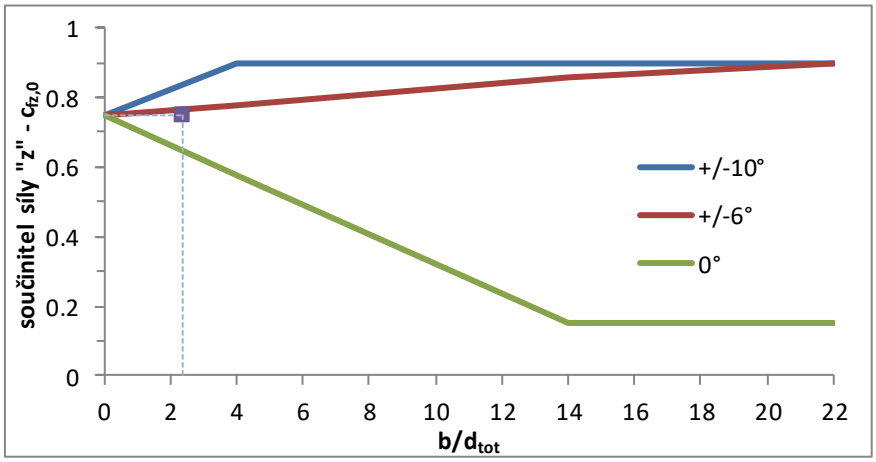
Obrázek 4-3: Zatížení větrem – mostovka (vlevo), vč. pásu dopravního zatížení (vpravo) /půdorys/



4.1.4.4 Zatížení větrem – ostatní směry zatížení

Ostatní směry zatížení – v podélné ose mostu a svislé nejsou pro mostní konstrukci s ohledem na jejich velikost rozhodující. Jejich vyčíslení viz níže.

		Ve směru Y		
tlak větru ve směru - y	**q_{py}=**	**1.20**	**kN/m**	*25% účinku od směru "x"*
		Ve směru Z		
výška konstrukce	d_{tot}=	2.70	m	*NK=2.1 + 2x0.3 = 2.7 m*
šířka konstrukce	b=	6.40	m	
příčný sklon konstrukce	β=	0.00	°	*0.00%*
úhel větru od vodorovné	α=	5.00	°	
úhel větru ke konstrukci	θ=	5.00	°	
souč. síly pro mosty - z	$c_{fx,0}$=	0.75	-	*pro záporná θ je hodnota záporná*
souč. zatížení větrem - z	C=	2.03	-	
tlak větru ve směru - z	**q_{pz}=**	**741.88**	**Pa**	



4.1.4.5 Zatížení větrem – ztráta aeroelastické stability

Problematika případné ztráty aeroelastické stability je řešeno v samostatné části tohoto statického výpočtu.

4.1.5 Skupina zatěžovacích stavů W – zatížení větrem – dynamická odezva

Pro určení dynamické odezvy mostní konstrukce byly metodami popsanými v kapitole 4.1.4 generována v čase proměnná zatížení větrem. Pro zajištění dostatečného vzorku generovaných dat byl pro každou metodu vytvořen soubor celkem 10 dvouhodinových sekvencí, který byl doplněn 1 sekvencí o délce 60 tisíc sekund (100 x 10 min). Pro každou metodu bylo uvažováno celkem cca 37 hodin generovaného zatížení větrem.

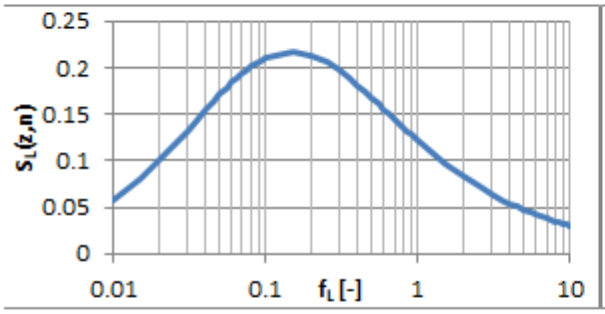
Podrobný popis jednotlivých metod a systém výpočtu zatížení viz další kapitoly.

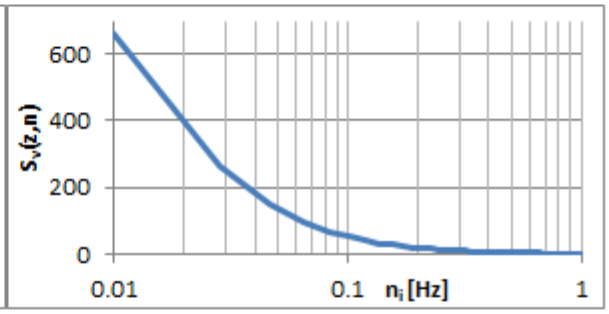
4.1.5.1 Ověření součinitele konstrukce c_sc_d

V rámci řešení dynamické odezvy konstrukce mostu byl pro ověření možnosti použití ekvivalentního statického zatížení (kapitola 4.1.4) vypočten součinitel konstrukce c_sc_d v souladu s kapitolou 6 v ČSN EN 1991-1-4 ed.2. Součinitel konstrukce byl vypočten hodnotou nižší než 1,0. Konzervativně byl uvažován v rámci ekvivalentního statického zatížení hodnotou 1,0.

VÝPOČET SOUČINITELE KONSTRUKCE (kap. 6 v ČSN EN 1991-1-4 ed.2 + příloha B - postup 1)

Turbulence větru (příloha B.1)							
Výška nad zemí:	z=	45.00	m	Kategorie terénu:		I	
Referenční měřítko délky:	L_t=	300.00	m	součinitel:	α=	0.440	m
Referenční výška	z_t=	200.00	m	Měřítko délky turbulence:	L(z)=	155.686	m
Uvažovaná vl. frekvence:	$n_{i,y}$=	0.45	Hz	Bezrozměrná frekvence:	f_L=	2.87	-
Střední rychlost větru:	v_m=	24.20	m/s	Výkonová spektrální hustota:	S_L=	0.066	-





Součinitel konstrukce (příloha B.2)							
Šířka konstrukce:	b=	156.00	m	Výška konstrukce:	h=	2.10	m
Součinitel odezvy pozadí:	B^2=	0.524	-	Součinitel maximální hodnoty	k_p=	3.408	-
Rezonanční část odezvy:	R^2=	0.423	-	Aerodynamická admitance:	R_h=	0.891	-
Log. dekrement útlumu:	δ=	0.05	-		η_h=	0.178	-
Frekvence přechodů s +:	ν=	0.299	-	Aerodynamická admitance:	R_b=	0.073	-
Doba integrace:	T=	600.000	s		η_b=	13.250	-
Součinitel konstrukce cscd (kapitola 6)							
Intenzita turbulence:	I_v=	0.25	-	**Součinitel konstrukce:**	**c_sc_d=**	**0.97**	-

4.1.5.2 Metoda A – výpočet turbulencí pomocí iFFT

Na základě výkonového spektra (PSD – power spectral density) v příloze B ČSN EN 1991-1-4 ed.2, které popisuje hustotu energie turbulencí pro jednotlivé frekvence vanutí větru (četnost výskytu turbulence při konkrétní frekvenci působení), byl generován časový průběh turbulentní rychlosti větru zohledňující rozložení četnosti frekvencí. Zjednodušení použitého postupu:

1/ Výpočet PSD pro jednotlivé frekvence na základě měřítka délky turbulence a směrodatné odchylky větru (zůstává stejné pro všechny výpočty – viz výpočet c_sc_d)

$$S_v(z,n) = \frac{6.8 \cdot L(z) \cdot \sigma_v^2}{v_m(z)\left(1 + 10.2\frac{n_i L(z)}{v_m(z)}\right)^{5/3}}$$

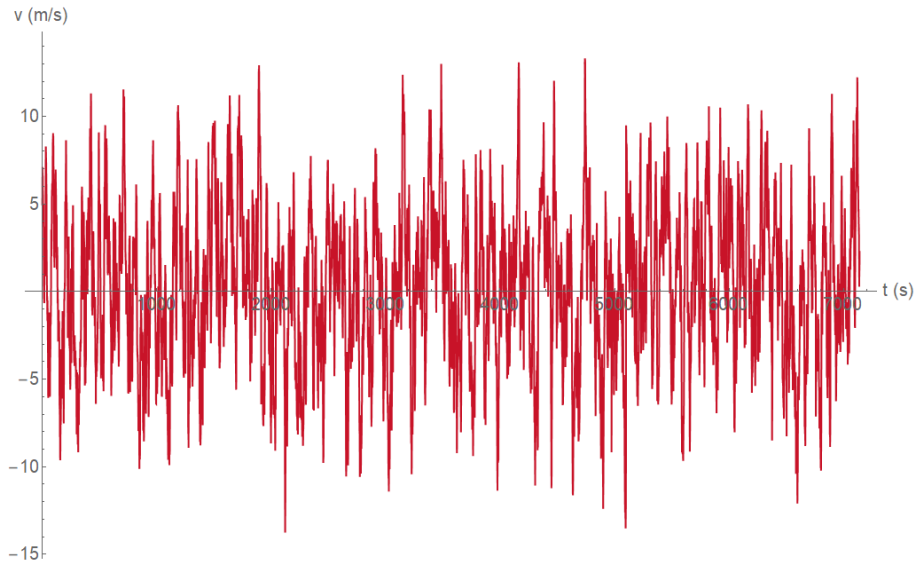
2/ Algoritmus pro získání generovaných dat
   a. Přiřazení náhodně generované fáze $\varphi \in (0,2\pi)$ každé spektrální komponentě
   b. Vytvoření signálu ve frekvenční doméně

$$Z(n_i) = \mathrm{PSD} \cdot e^{i \cdot \varphi(n_i)}$$

   c. Generace signálu v časové doméně pomocí iFFT
3/ Sečtení střední rychlosti větru s rychlostmi generovaných turbulencí
4/ Výpočet tlaku větru v závislosti na výsledných rychlostech

S ohledem na vnoření generování náhodných fází je získána při každém opakování výpočtu nová sada rychlostí turbulence. Pomocí jejich skládání je následně dosaženo požadované délky zatížení.

Obrázek 4-4: Příklad generovaných turbulencí – iFFT



4.1.5.3 Metoda B – výpočet turbulencí dle metodika (Nichita et al., 2002)

Pro výpočet turbulencí je opět využito výkonové spektrum uvedeno v ČSN EN 1991-1-4 ed.2. Průběh turbulencí v čase je generován opět náhodně za použití následujícího postupu:

1/ Výpočet PSD pro jednotlivé frekvence na základě měřítka délky turbulence a směrodatné odchylky větru (zůstává stejné pro všechny výpočty – viz výpočet $c_s c_d$)
2/ Algoritmus pro získání generovaných dat
   a. Výpočet amplitudy pro každou frekvenci větru n_i

$$A_i = \frac{2}{\pi}\sqrt{\frac{1}{2}[S_v(\omega_i) + S_v(\omega_{i+1})] \cdot [\omega_{i+1} - \omega_i]}$$

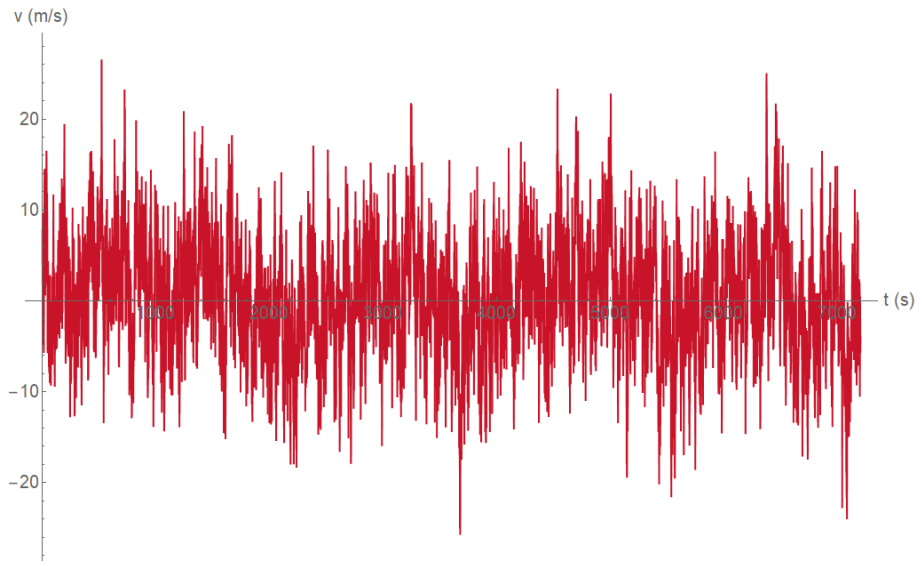
   b. Výpočet rychlosti pro každý *i* jako suma amplitudy násobené cosinem frekvence s fázovým posunem pro daný čas

$$v(t) = \sum_{i=0}^{N} A_i \, cos(\omega_i t + \varphi_i)$$

3/ Sečtení střední rychlosti větru s rychlostmi generovaných turbulencí
4/ Výpočet tlaku větru v závislosti na výsledných rychlostech

S ohledem na vnoření generování náhodných fází je získána při každém opakování výpočtu nová sada rychlostí turbulence. Pomocí jejich skládání je následně dosaženo požadované délky zatížení.

Obrázek 4-5: Příklad generovaných turbulencí – (Nichita et al., 2002)



4.1.5.4 Metoda C – výpočet turbulencí pomoci směrodatné odchylky rychlosti větru

Poslední variantou získání náhodného časového průběhu větru je využití směrodatné odchylky turbulentní rychlosti větru. Střední hodnota turbulentní rychlosti je 0 (v souladu s kap. 4.4 v ČSN EN 1991-1-4 ed.2). Postup výpočtu:

1/ Vygenerování náhodného souboru turbulentních rychlostí pro každý čas *i* pomocí Gaussova rozdělení při směrodatné odchylce σ_v a střední hodnotě 0.

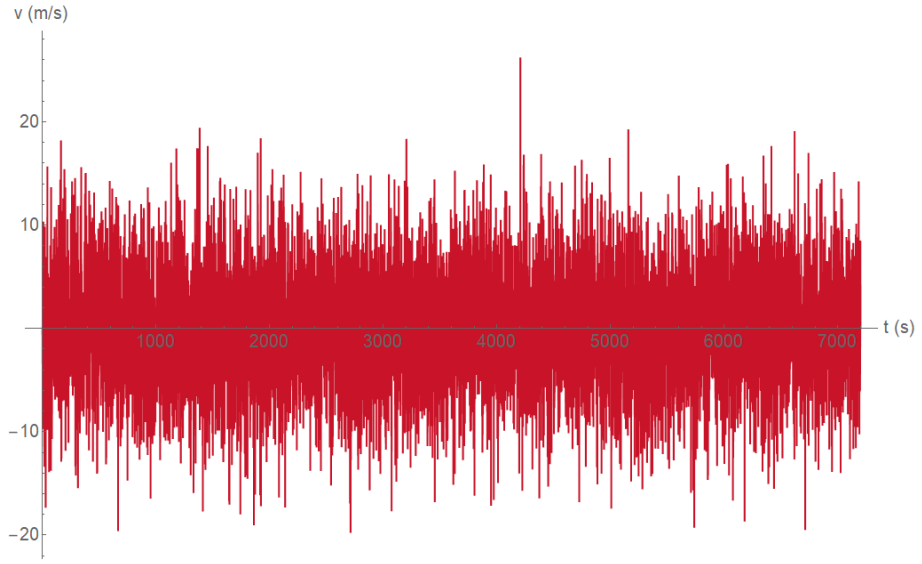
$$\sigma_v = I_v \cdot v_m$$

2/ Sečtení střední rychlosti větru s rychlostmi generovaných turbulencí
3/ Výpočet tlaku větru v závislosti na výsledných rychlostech

S ohledem na systém generování je s každým opakováním získána nová sada rychlostí turbulence.

Výraznou nevýhodou tohoto postupu je zanedbání rozložení hustoty turbulencí dle frekvencí, která je zřejmá při porovnání obrázků 4-4 a 4-5 s obrázkem 4-6.

Obrázek 4-6: Příklad generovaných turbulencí – Gaussovo rozdělení turbulencí

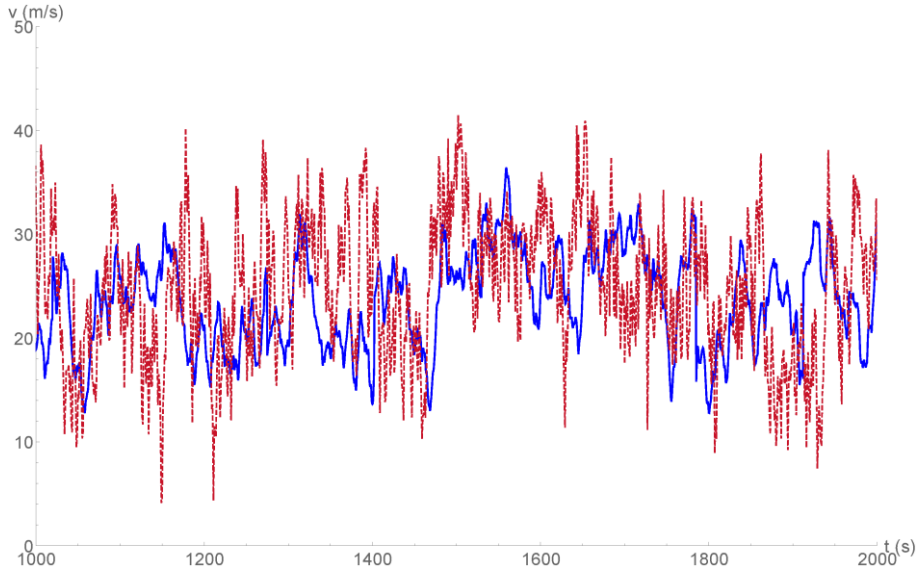


4.1.5.5 Porovnání jednotlivých metod

V rámci porovnání jednotlivých metod byly řešeny maximální získané hodnoty rychlosti turbulencí, časový průběh turbulencí i jejich frekvenční spektrum.

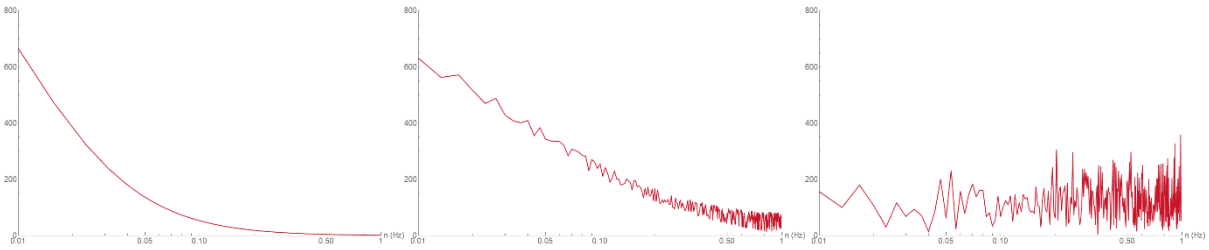
V případě maximálních rychlostí vypočtených turbulencí jsou srovnatelné výsledky metody B a C. Metoda používající iFFT dosahuje nižších maximálních hodnot rychlostí a zároveň při podrobném pohledu je zřejmé, že výsledný časový průběh je spíše pozvolný s menšími rychlostními skoky. Při porovnání metody A a B, které jsou obě založeny na výkonovém spektru se metoda A projevuje spíše jako časový průměr metody B. Nicméně u obou metod je zřejmý frekvenční systém vycházející z výkonového spektra. I s ohledem na dosažené vnitřní síly je zřejmé, že metoda B je v porovnání s metodou A pro konstrukci méně příznivá.

Obrázek 4-7: Detail časového průběhu konečné rychlosti dle metody A (modře) a metody B (červeně čárkovaně)



S ohledem na skutečnost, že maximální rychlosti vypočtené dle metody B a C jsou srovnatelné je dalším krokem porovnání jejich časového průběhu, respektive frekvenčního spektra. Metoda B vychází z výkonového spektra a při zpětném využití FFT na výsledný signál je zřejmé, že s ním koresponduje. Metoda C, generována náhodně bez příslušnosti k jednotlivým frekvencím má jejich rozložení téměř rovnoměrné a je tedy stejně účinná napříč všech řešených frekvencí. S ohledem na tuto skutečnost se jeví tato metoda jako značně konzervativní a nevedla by k ekonomickému návrhu konstrukce. Porovnání zpětného převodu signálů z časové domény do frekvenční viz grafy níže.

Obrázek 4-8: Převedení generovaného signálu do frekvenční domény (metoda A – vlevo, B – uprostřed, C – vpravo)



Na základě převedení signálů zpět do frekvenční domény je jasné, že postup metody A s pomocí iFFT zachovává frekvenční rozložení signálu přesně. Naopak u metody C je potvrzeno rovnoměrné rozdělení po frekvencích. Metoda B zvyšuje oproti metodě A účinek vyšších frekvencí v rozsahu 0,1 – 1,0 Hz. S ohledem na skutečnost, že 1. vlastní frekvence konstrukce účinná ve směru větru je ~0,45 Hz je možné uvažovat při použití metody B s hodnotami na straně bezpečné. Pro řešení dynamické odezvy je tedy zvolena metoda B.

4.1.5.6 Výpočet hodnoty dynamického zatížení větrem

Pro určení konkrétní hodnoty dynamického zatížení bylo uvažováno s daty střední rychlosti a intenzity turbulence poskytnutých ČHMÚ. Jednotlivými metodami vypočtené rychlosti větru v čase byly převedeny na tlak větru v souladu s vztahem 4.10 (ČSN EN 1991-1-4 ed.2). Součinitel expozice, který je závislý na turbulencích nebyl uvažován s ohledem na skutečnost, že turbulence jsou do rychlostí větru zahrnuty již při generaci časově proměnného zatížení.

4.1.5.7 Dynamická odezva při výstavbě

S ohledem na systém výpočtu je dynamická odezva v rámci stavby řešena pro stejný dynamický průběh zatížení větrem. Posouzení viz jednotlivé části statického výpočtu. Ztráta aeroelastické stability je řešena také jednotlivě pro dílčí části konstrukce.

4.1.6 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. Řešené 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
	$\Delta T_{M,heat}$ (°C)	$\Delta T_{M,cool}$ (°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.

4.1.7 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.

Pozn.: Klasifikace zatížení pro NK α=1,21 (požadavek Odboru traťového hospodářství pro zajištění rezervy předpjaté konstrukce); pro oblouk v souladu se zatříděním trati α=1,1.

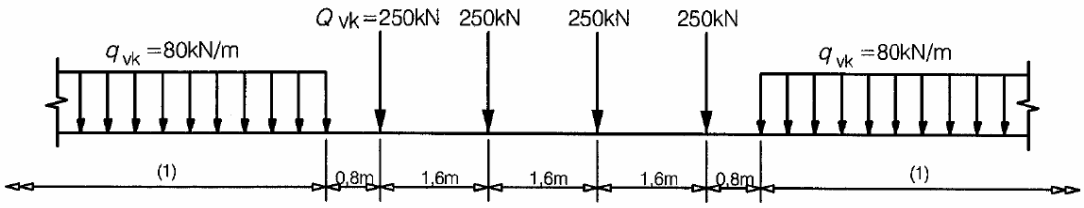
Dynamický součinitel

pro standardně udržovanou kolej	Φ_3 = 2,16/(L_Φ^0,5-0,2)+0,73	< 2,00
pro pečlivě udržovanou kolej	Φ_2 = 1,73/(L_Φ^0,5-0,2)+0,82	< 1,67

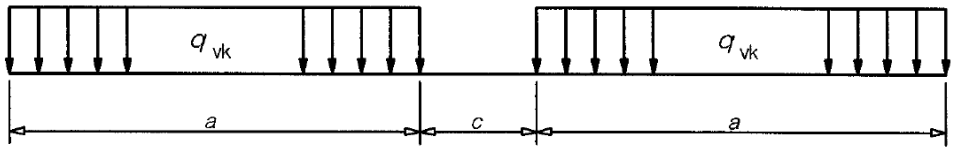
Náhradní délky prvků NK				Φ_3	Φ_2
hlavní nosná konstrukce - mostovka	L =		m		
	L_Φ =	L/13*1.5	m		
	L_Φ =	34.44	m	**1.111**	*1.074*
oblouk	L =		m		
	L_Φ =	L/2	m		
	L_Φ =	78.00	m	**1.000**	*1.000*

Zatěžovací schéma LM71 klasifikované součinitelem α, s osamělými nápravovými silami

klasifikační součinitel	α =	1.21	-
nápravová síla, char. hodnota	$Q_{71,1,k}$ =	α . 250	kN
	=	302.5	kN
rovnoměrné zatížení, char. hodnota	$q_{71,2,k}$ =	α . 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

4.1.8 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 kN
α = 1.21
Q_{sk} = 121.00 kN

Pozn.: Klasifikace zatížení pro NK α=1,21 (požadavek Odboru traťového hospodářství pro zajištění rezervy předpjaté konstrukce); pro oblouk v souladu se zatříděním trati α=1,1.

4.1.9 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

char. hodnota rozjezdové $q_{la,71,k}$ = 33 . 1,21 kN/m
= **39.9** kN/m

Přičiňující délka NK1 $L_{R.1}$ = 300.00 m

Součinitel přenosu zat. $\xi_{R.1}$ = **1.00** **dilatační zařízení**
Zatížení v ose hlavního nosníku T.L/ T.P (1 kolej)
zatížení na jednu kolej **$q_{K.1}$ = 39.9 kN/m**

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

char. hodnota brzdné síly $q_{lb,71,k}$ = 20 . 1,21 kN/m
= **24.2** kN/m

Přičiňující délka NK1 $L_{B.1}$ = 300.00 m

Součinitel přenosu zat. $\xi_{B.1}$ = **1.00**
Zatížení v ose hl .nosníku T.L/ T.P (1 kolej)

zatížení na jednu kolej **$q_{K.1}$ = 24.2 kN/m**
plošné zatížení **$q_{K.1}$ = 9.31 kN/m^2**

kontrola reakcí Rx:
Reakce $R_{x.1}$ (R) $R_{x.1}$ = **1210** kN
Reakce $R_{x.2}$ (B) $R_{x.2}$ = **7260** kN

Pozn.: Klasifikace zatížení pro NK α=1,21 (požadavek Odboru traťového hospodářství pro zajištění rezervy předpjaté konstrukce); pro oblouk v souladu se zatříděním trati α=1,1.

4.1.10 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).

4.1.11 Skupina zat. stavů S – účinky nerovnoměrného sedání opěr

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

4.1.12 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

4.1.13 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:	γ_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

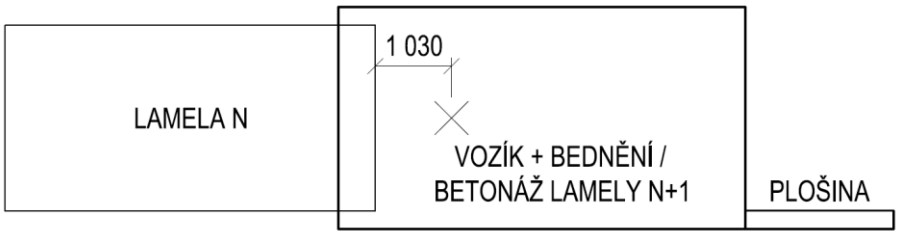
Vlastnosti spektra pružné odezvy									
Tvar spektra pruž. odezvy:	Spektrum 2			Směr	S	T_B	T_C	T_D
					[-]	[s]	[s]	[s]
Návrhové zrychlení podloží:	a_g=	0.000	g [m/s^2]	H	1.00	0.05	0.25	1.20
Návrhové svislé zrychlení:	a_{vg}=	0.000	g [m/s^2]	V	-	0.05	0.15	1.00
Poměrný viskózní útlum:	ξ=	2.00	%	Korekční součinitel útlumu:		η=	1.20	-
Oblast seismicity	a_gS=	0.000	g [m/s^2]	Velmi malá seizmicita - ČSN EN 1998 se zanedbá				

4.1.14 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.

4.1.14.1 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.



4.1.14.2 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.

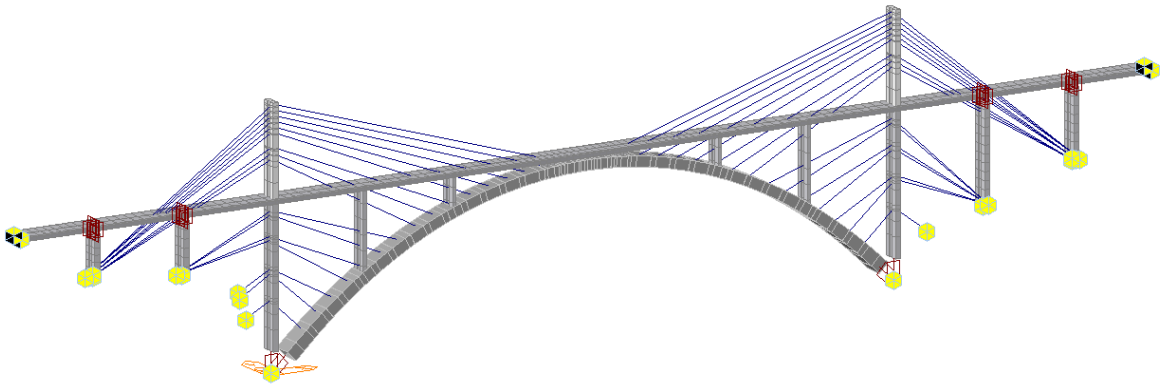
4.2 Model konstrukce

Výpočet vnitřních sil byl proveden na 3D prutovém modelu v MKP SW MIDAS Civil 2020 (v1.2). Vnitřní síly byly využity pro posouzení mezních stavů únosnosti v programu IDEA StatiCa – RCS (v9.1.51.51750).

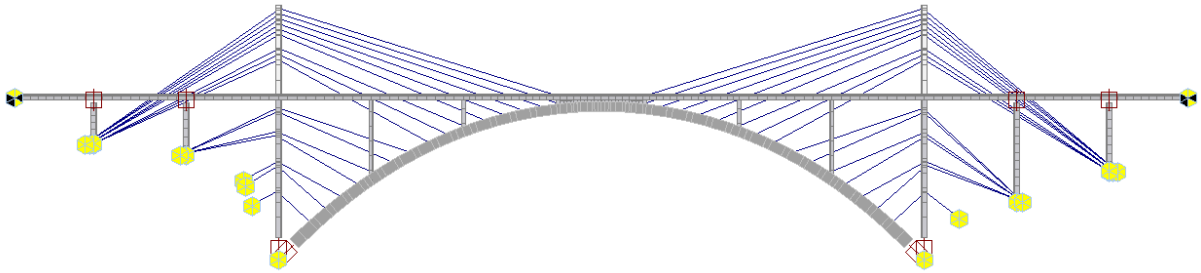
4.2.1 Popis modelu

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 průžných spojení, která zohlednila působení dvojice sil na kroutící účinky zatížení. Základy pilířů byly modelovány pružnými podporami s tuhostmi získanými z modulu Patky SW GEO 5.

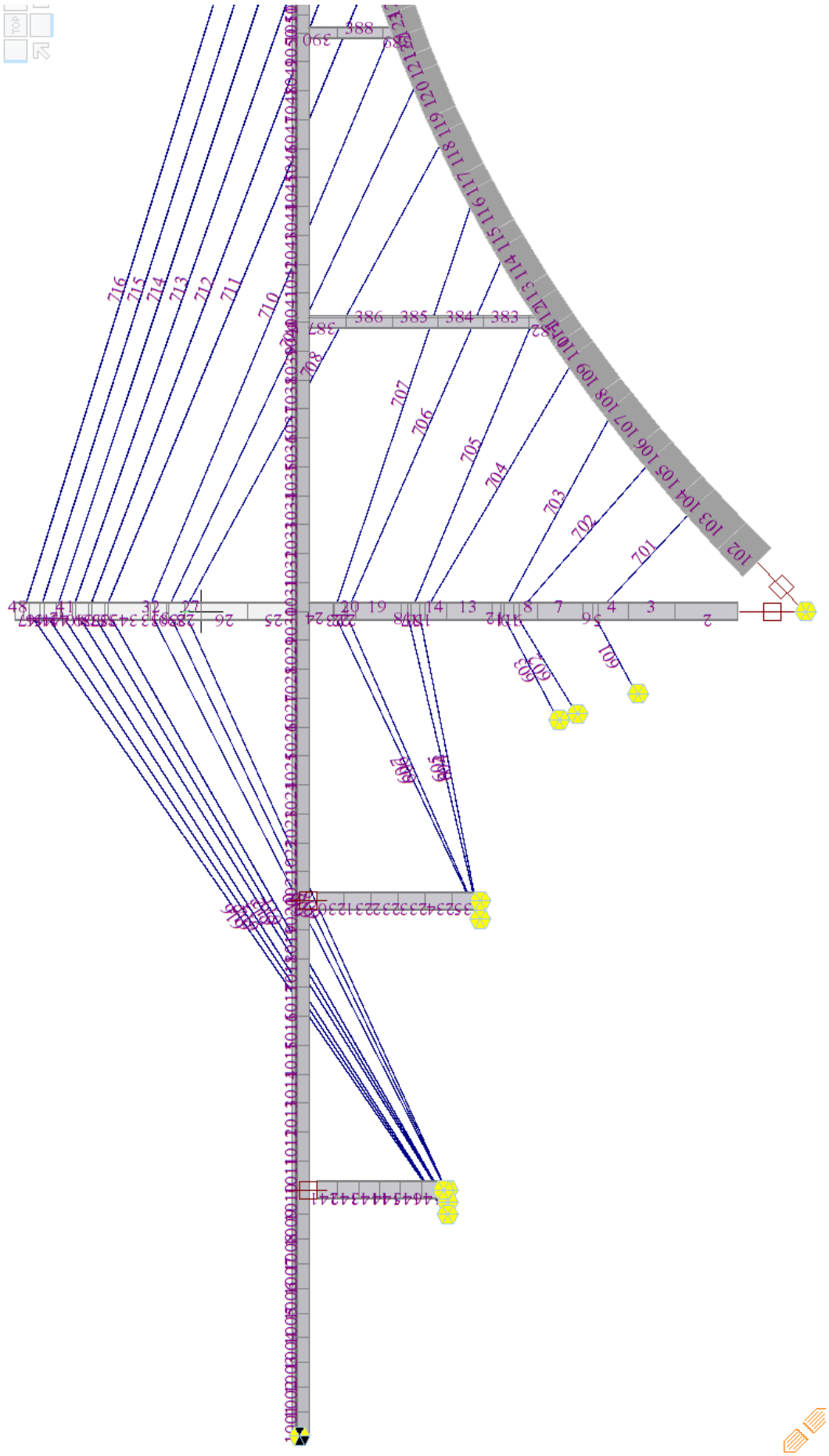
Obrázek 4-9: Model konstrukce – axonometrie



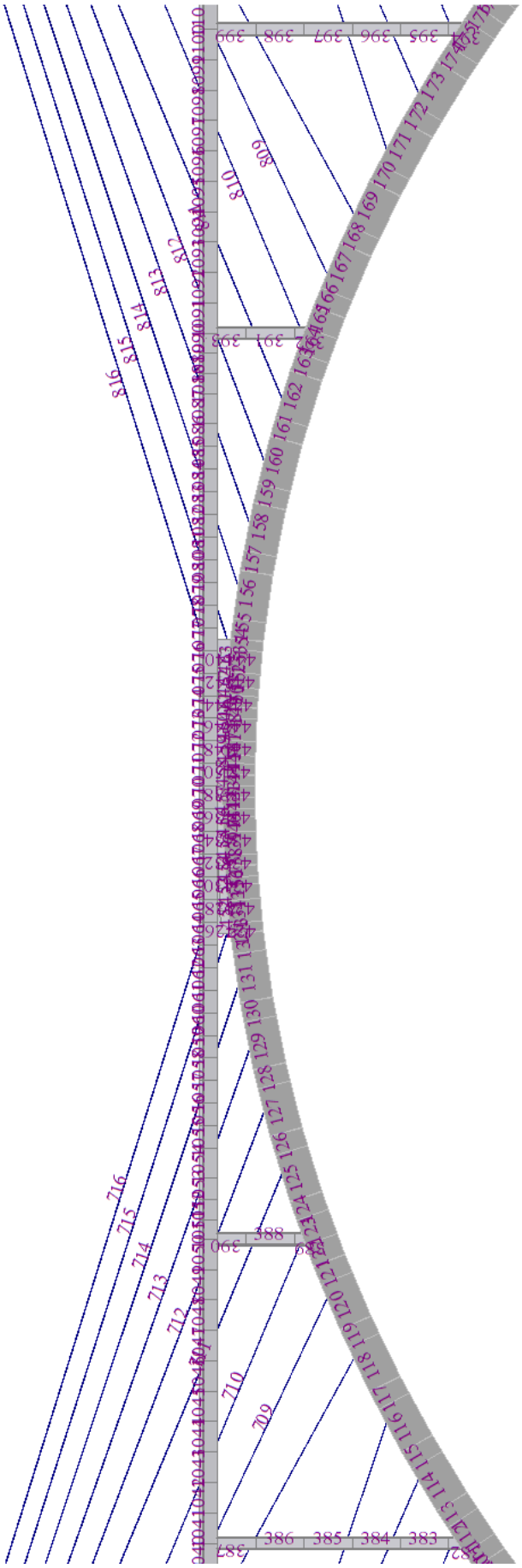
Obrázek 4-10: Model konstrukce – pohled



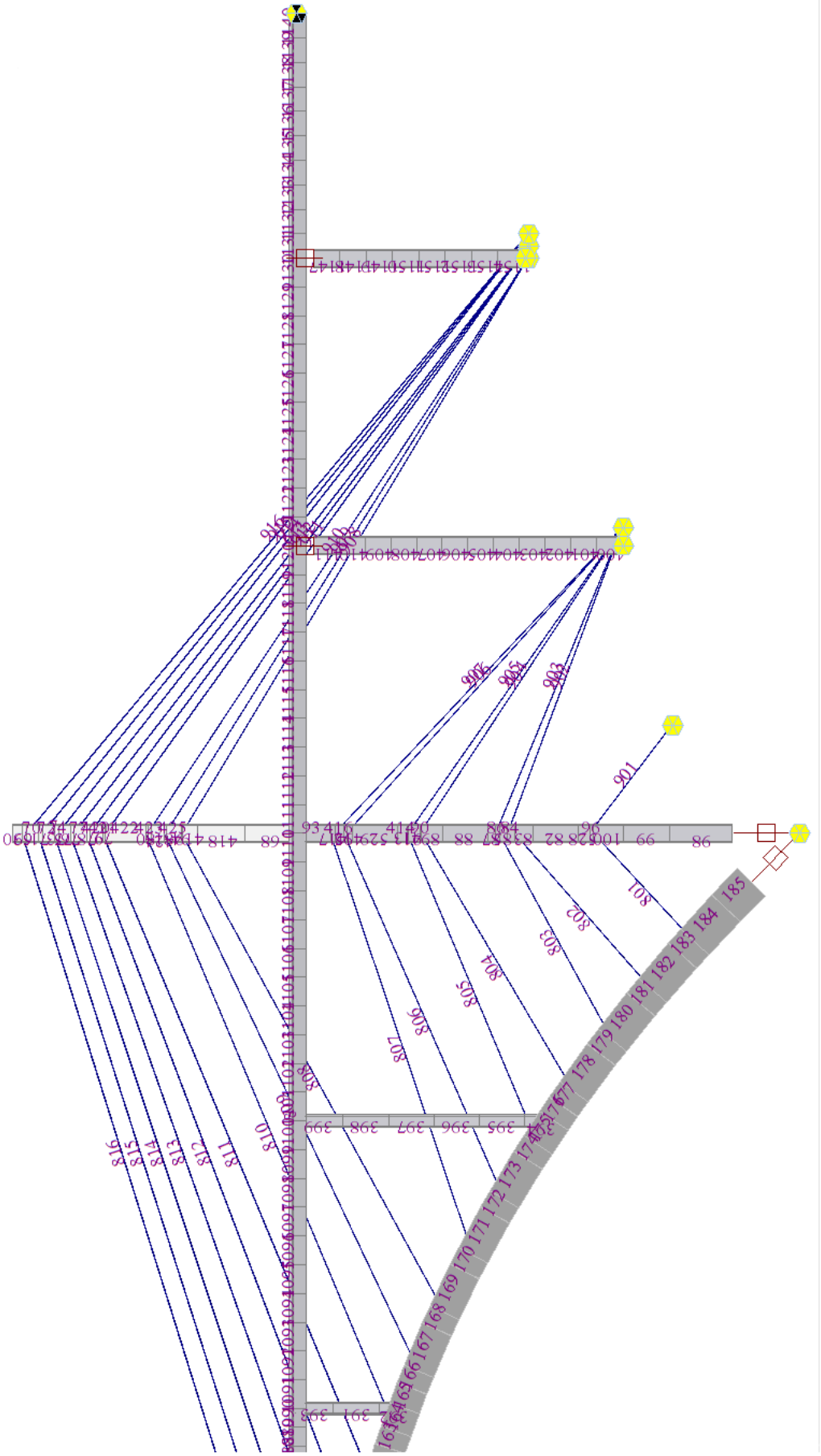
Obrázek 4-11: Model konstrukce – pohled, levá část



Obrázek 4-12: Model konstrukce – pohled, střední část



Obrázek 4-13: 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	inflexní body - podpory	$l_{0.1\text{-}2a}$=	6.53	m
	$l_{0.2a}$=	16.45	m		$l_{0.2a\text{-}2a}$=	7.05	m
	$l_{0.2b}$=	16.45	m		$l_{0.2a\text{-}2b}$=	7.05	m
	$l_{0.3}$=	17.00	m		$l_{0.2b\text{-}2b}$=	7.05	m
					$l_{0.2b\text{-}3}$=	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 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

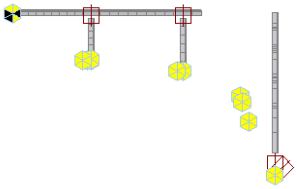
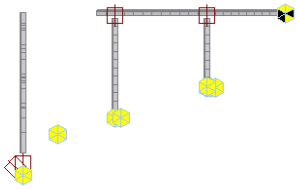
Fáze	Model	Trvání [den]	Konečný čas [den]
Pilíře P1, P2, P10, P11, opěry OP1, OP2	1-supp_P0_P1	51	51
Betonáž pole 1 a pole 12	2-D0	7	58
Betonáž pole 2 a pole 11	3-D1	0	58
Pilíř P3 a P9	4-P2	0	58
Betonáž zárodku oblouku	5-O_0	1	59
Instalace vozíku na zárodek	6-O_F1	5	64
Betonáž lamely 1	7-O_C1	3	67
Přidání 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
Aktivace závěsů 2. lamely	13-O_2C	1	77
Přesun vozíku pro betonáž lamely 3	14-O_F3	5	82

Fáze	Model	Trvání [den]	Konečný čas [den]
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
Přesun vozíku pro betonáž lamely 15	64-O_F15	5	190
Betonáž lamely 15	65-O_C15	3	193

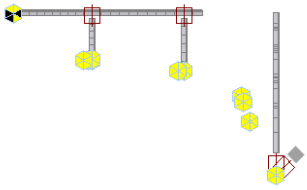
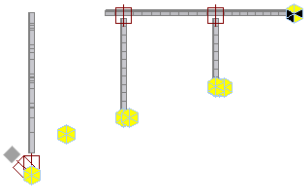
Fáze	Model	Trvání [den]	Konečný čas [den]
Přidání lamely 15 do matice tuhosti	66-O_15	0	193
Aktivace závěsů 15. lamely	67-O_15C	1	194
Přesun vozíku pro betonáž lamely 16	68-O_F16	5	199
Betonáž lamely 16	69-O_C16	3	202
Přidání lamely 16 do matice tuhosti	70-O_16	0	202
Aktivace závěsů 16. lamely - prázdné	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

4.2.3.1 Grafické řešení fází výstavby

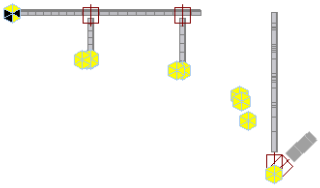
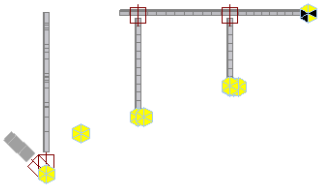
1. Pilíře P1, P2, P10, P11, opěry OP1, OP2
2. Betonáž pole 1 a pole 12
3. Betonáž pole 2 a pole 11
4. Pilíř P3 a P9

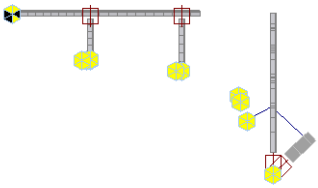
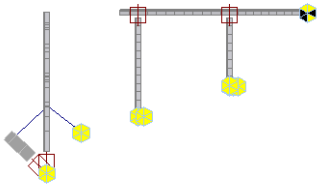
5. Betonáž zárodku oblouku
6. Instalace vozíku na zárodek

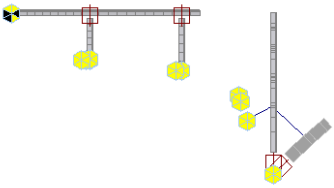
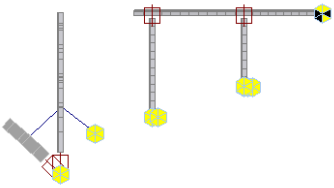
7. Betonáž lamely 1
8. Přidání lamely 1 do matice tuhosti

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

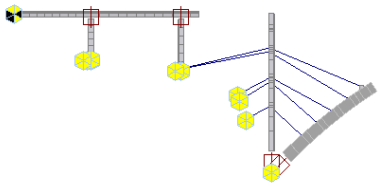
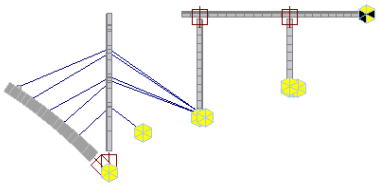
20. Přidání lamely 4 do matice tuhosti

21. Aktivace závěsů 4. lamely
22. Přesun vozíku pro betonáž lamely 5
23. Betonáž lamely 5

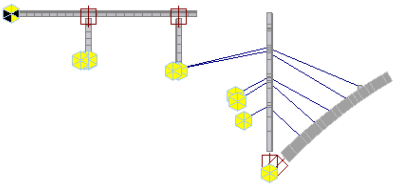
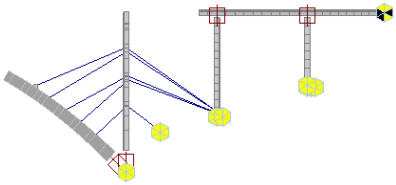
24. Přidání lamely 5 do matice tuhosti

25. Aktivace závěsů 5. lamely
26. Přesun vozíku pro betonáž lamely 6

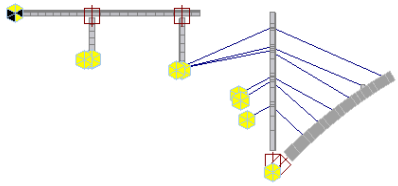
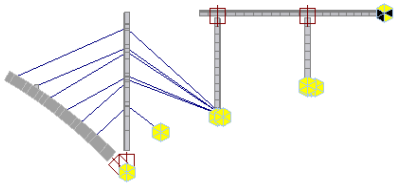
27. Betonáž lamely 6

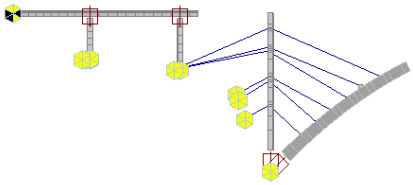
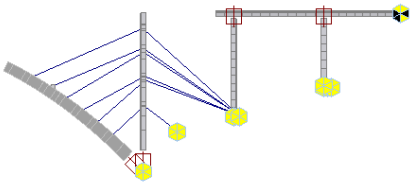
28. Přidání lamely 6 do matice tuhosti

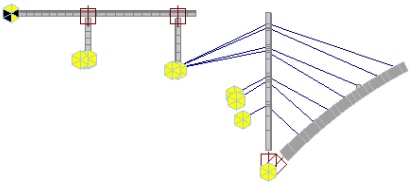
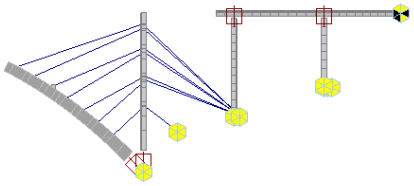
29. Aktivace závěsů 6. lamely
30. Přesun vozíku pro betonáž lamely 7
31. Betonáž lamely 7

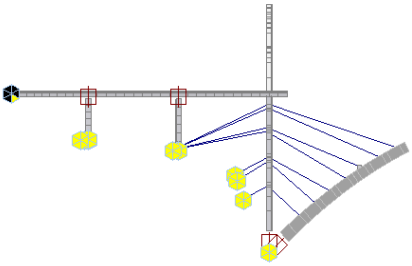
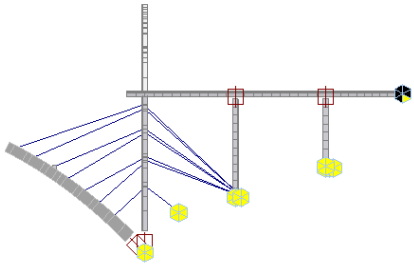
32. Přidání lamely 7 do matice tuhosti

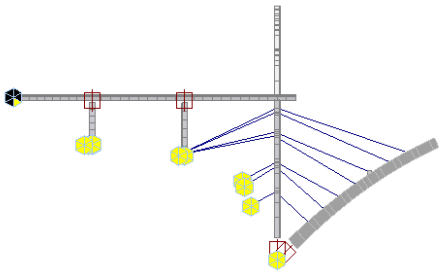
33. Aktivace závěsů 7. lamely
34. Přesun vozíku pro betonáž lamely 8

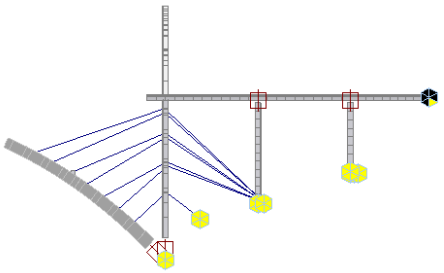



35. Betonáž pole 3 a pole 10
36. Výstavba provizorního pylonu
37. Betonáž lamely 8

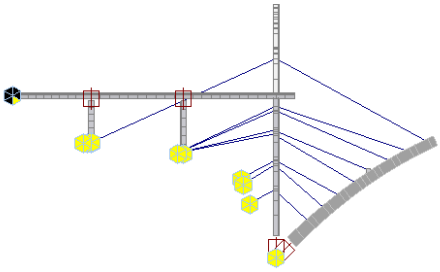



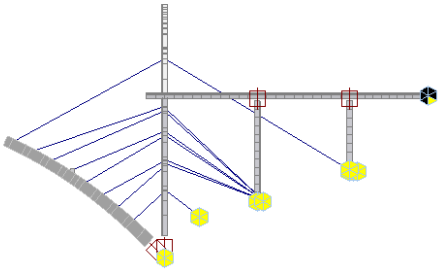
38. Přidání lamely 8 do matice tuhosti



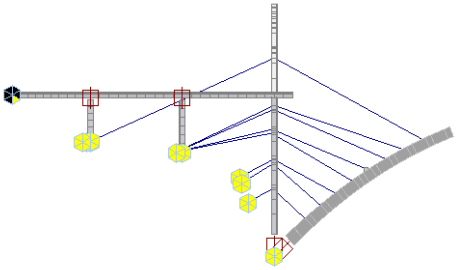


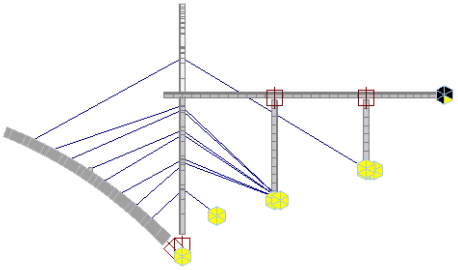
39. Aktivace závěsů 8. lamely
40. Přesun vozíku pro betonáž lamely 9
41. Betonáž lamely 9



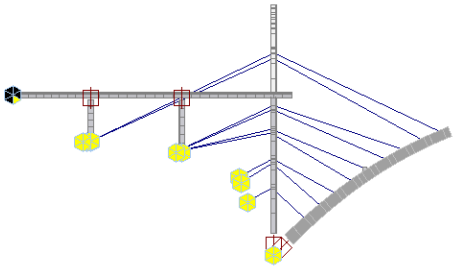


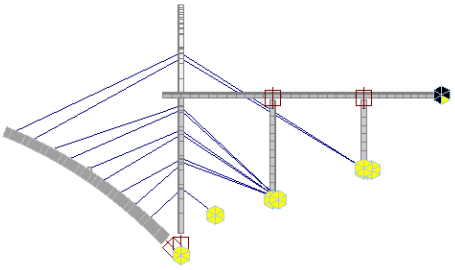
42. Přidání lamely 9 do matice tuhosti



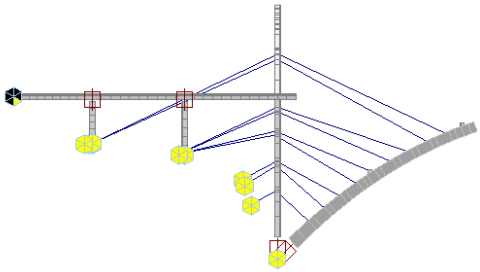


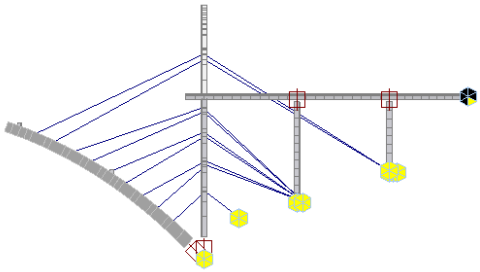
43. Aktivace závěsů 9. lamely
44. Přesun vozíku pro betonáž lamely 10
45. Betonáž lamely 10



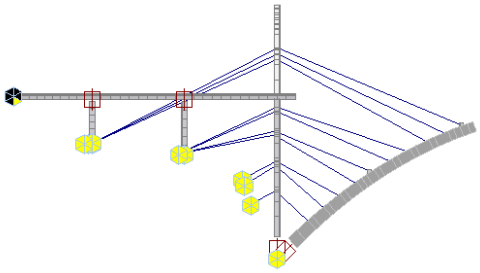


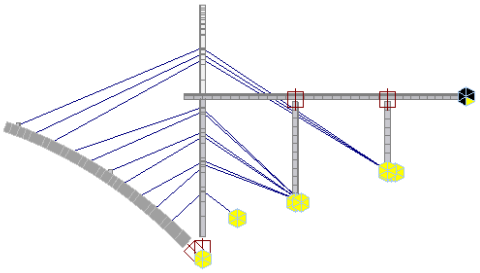
46. Přidání lamely 10 do matice tuhosti



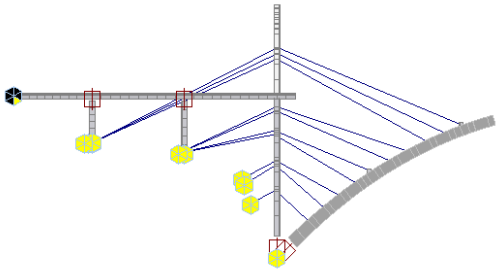


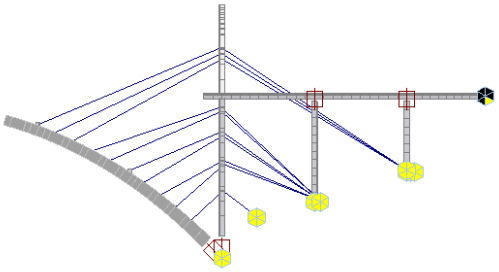
47. Aktivace závěsů 10. lamely
48. Přesun vozíku pro betonáž lamely 11
49. Betonáž lamely 11



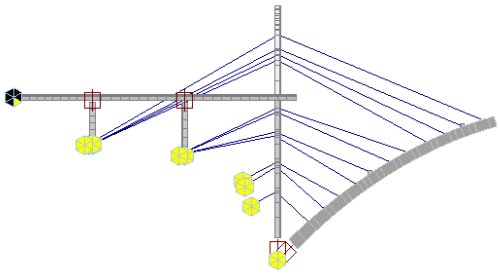


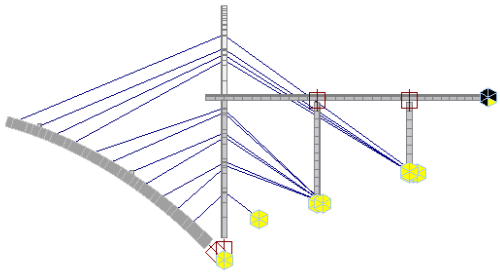
50. Přidání lamely 11 do matice tuhosti



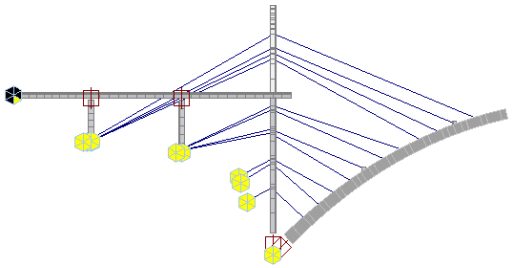
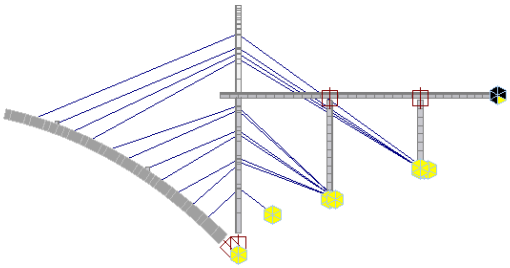


51. Aktivace závěsů 11. lamely
52. Přesun vozíku pro betonáž lamely 12
53. Betonáž lamely 12

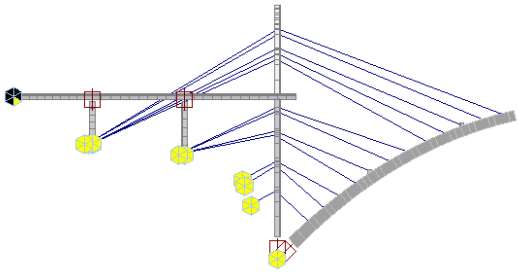
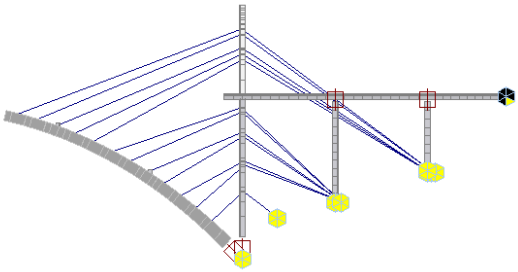




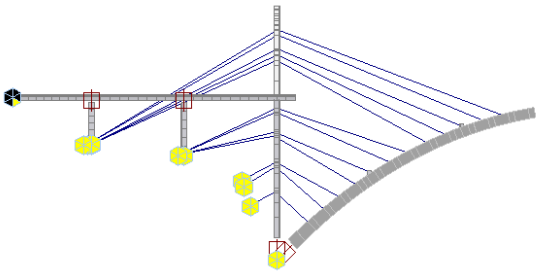
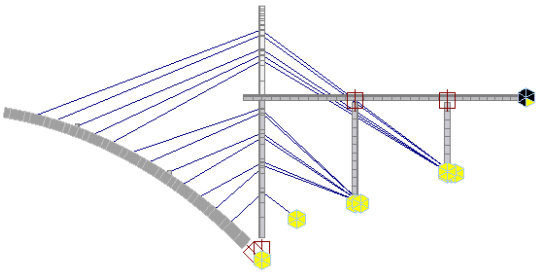
54. Přidání lamely 12 do matice tuhosti

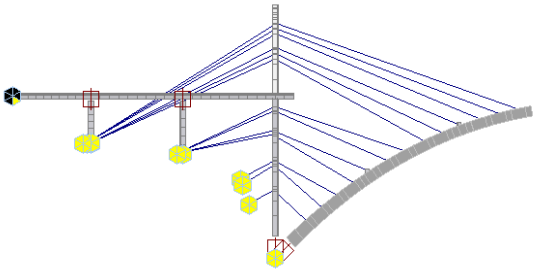
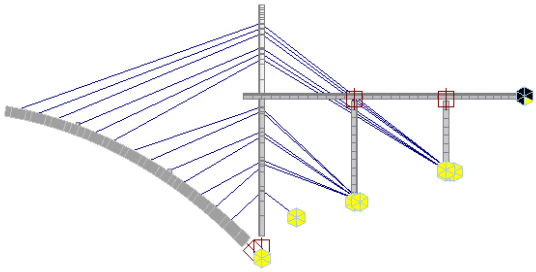
55. Aktivace závěsů 12. lamely
56. Přesun vozíku pro betonáž lamely 13
57. Betonáž lamely 13

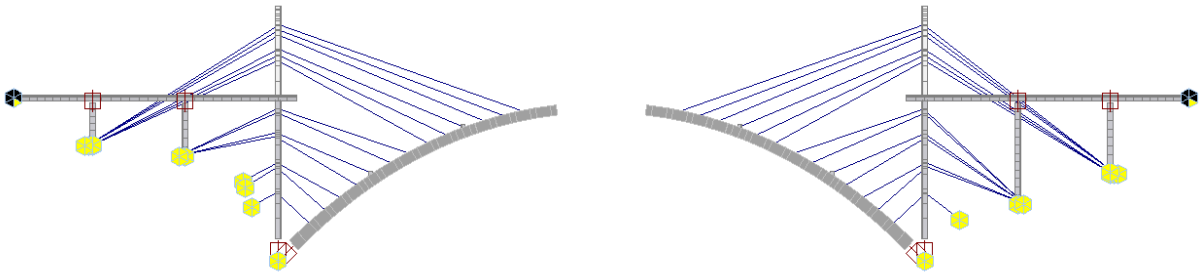
58. Přidání lamely 13 do matice tuhosti

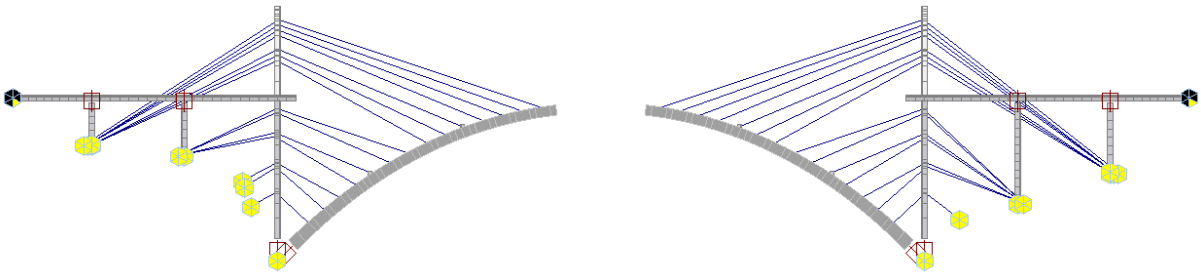
59. Aktivace závěsů 13. lamely
60. Přesun vozíku pro betonáž lamely 14
61. Betonáž lamely 14

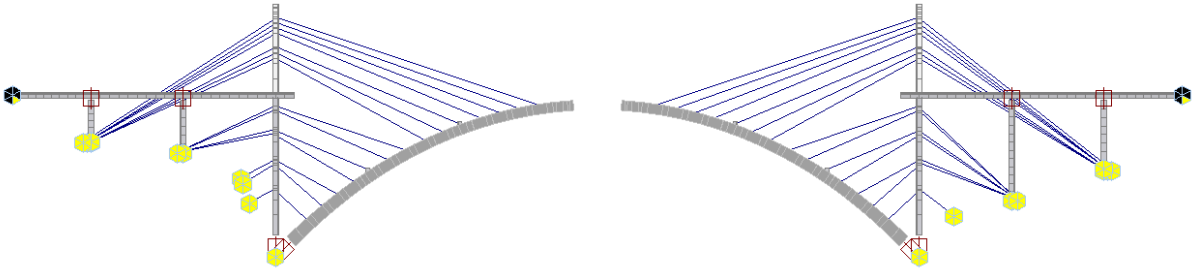
62. Přidání lamely 14 do matice tuhosti



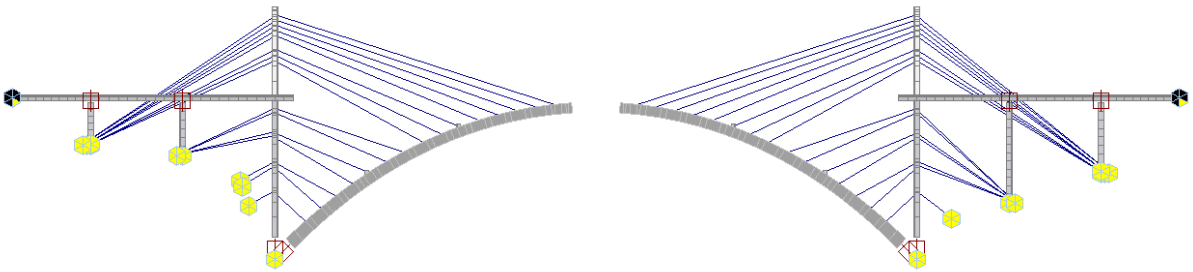
63. Aktivace závěsů 14. lamely
64. Přesun vozíku pro betonáž lamely 15
65. Betonáž lamely 15



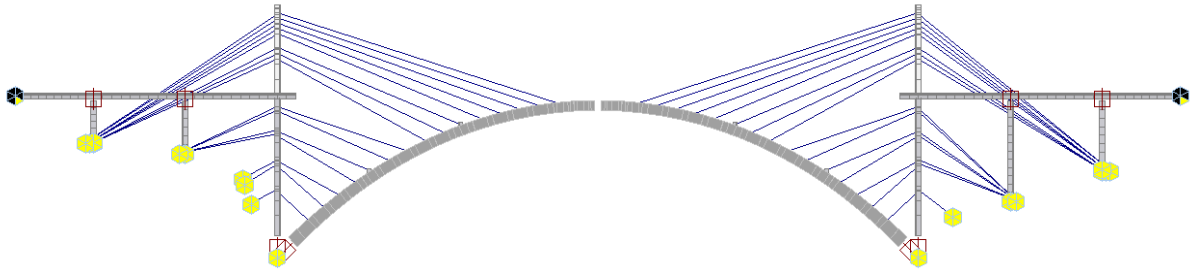
66. Přidání lamely 15 do matice tuhosti



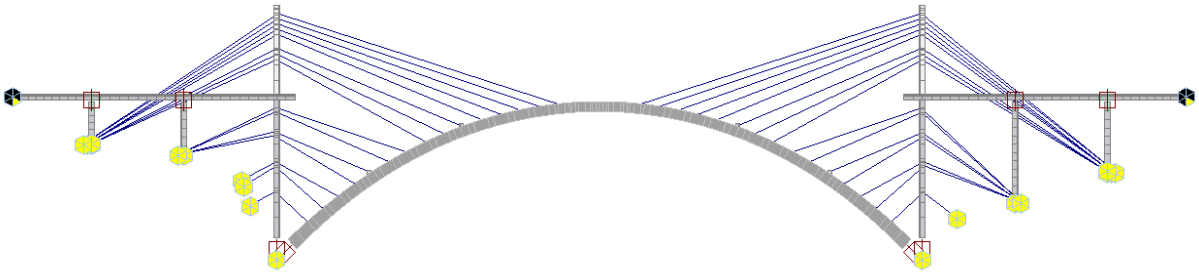
67. Aktivace závěsů 15. lamely
68. Přesun vozíku pro betonáž lamely 16
69. Betonáž lamely 16



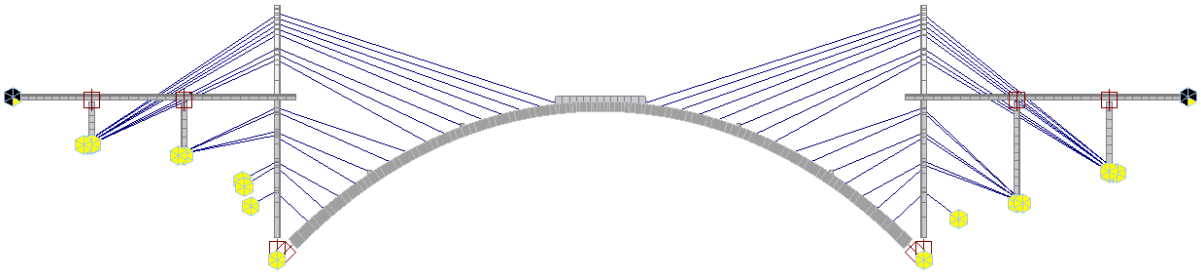
70. Přidání lamely 16 do matice tuhosti
71. Aktivace závěsů 16. lamely – prázdné
72. Přesun vozíku pro betonáž lamely 17
73. Rozepření mezi koncovými lamelami
74. Betonáž spojení oblouku



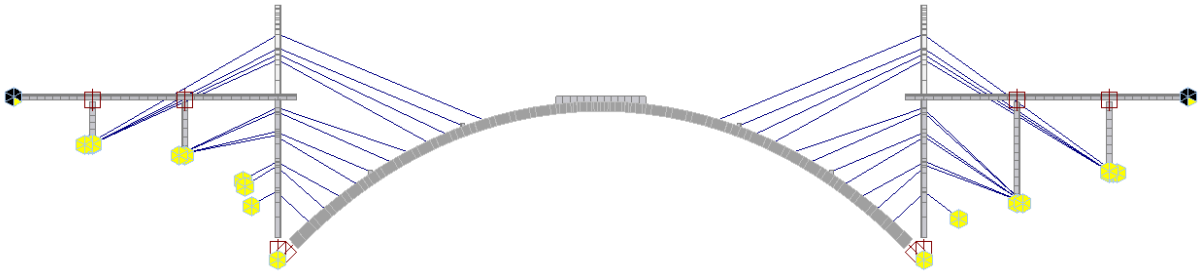
75. Zmonolitnění oblouku do matice tuhosti



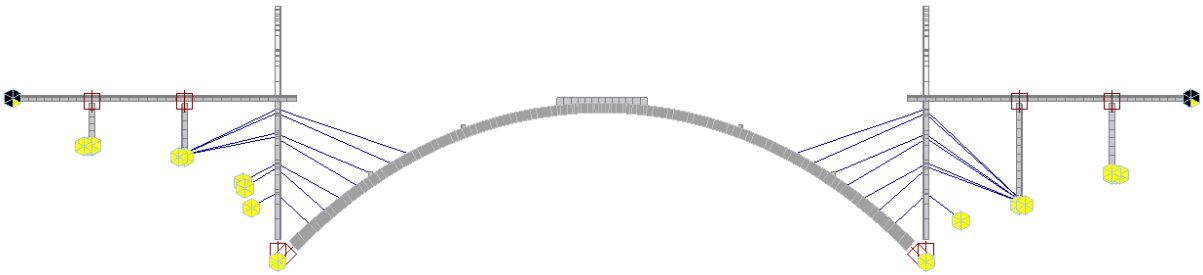
76. Betonáž spojovacích krčků nad korunou oblouku



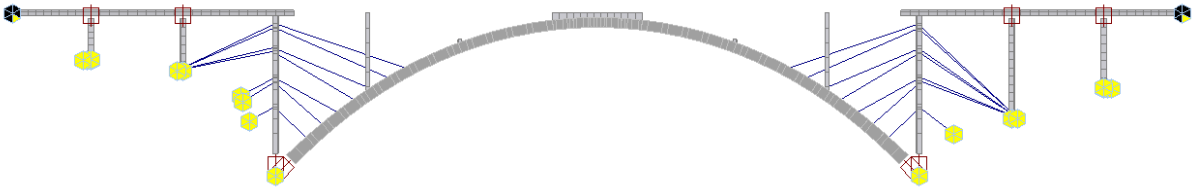
77. Odstranění skupiny závěsů lamely 16 - prázdné
78. Odstranění skupiny závěsů lamely 15
79. Odstranění skupiny závěsů lamely 14
80. Odstranění skupiny závěsů lamely 13
81. Odstranění skupiny závěsů lamely 12



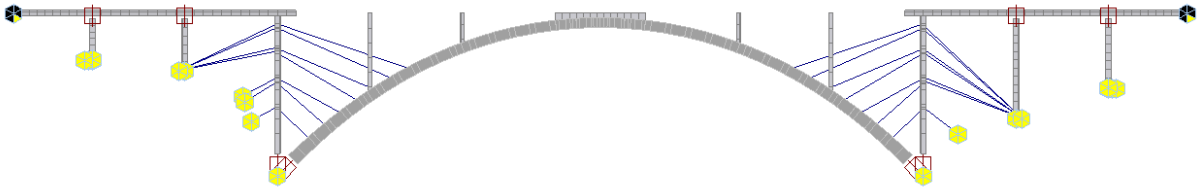
82. Odstranění skupiny závěsů lamely 11
83. Odstranění skupiny závěsů lamely 10
84. Odstranění skupiny závěsů lamely 9
85. Odstranění skupiny závěsů lamely 8



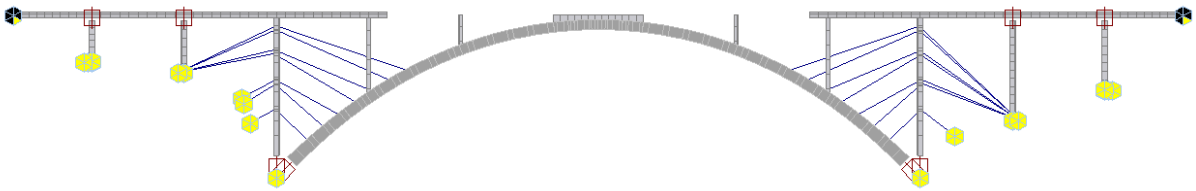
86. Zhotovení pilíře nad obloukem (P4, P8)



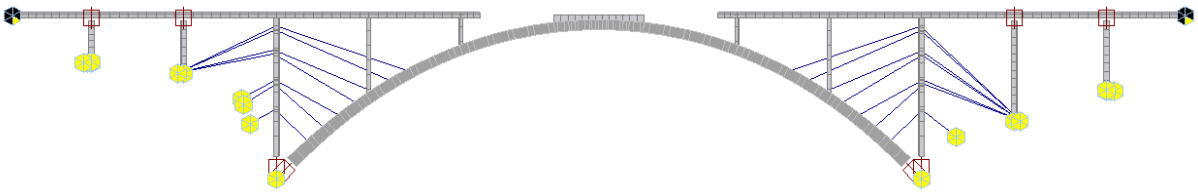
87. Zhotovení pilíře nad obloukem (P5, P9)



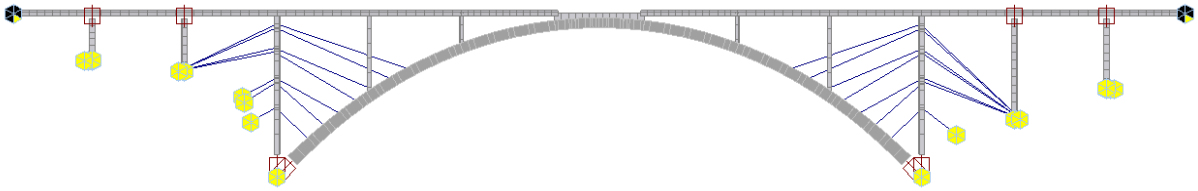
88. Posun skruže pro betonáž pole 4
89. Posun skruže pro betonáž pole 9
90. Betonáž pole 4
91. Betonáž pole 9
92. Předepnutí, přidání polí do matice tuhosti



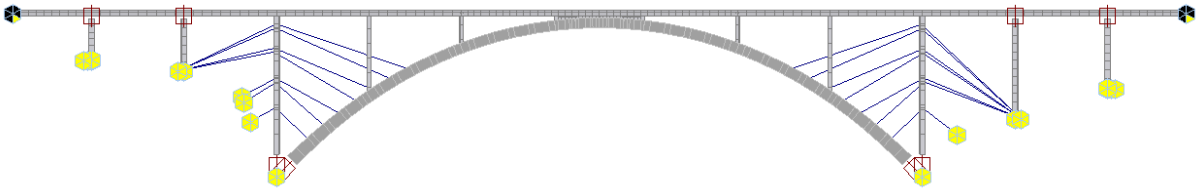
93. Posun skruže pro betonáž pole 5
94. Posun skruže pro betonáž pole 8
95. Betonáž pole 5
96. Betonáž pole 8
97. Předepnutí, přidání polí do matice tuhosti



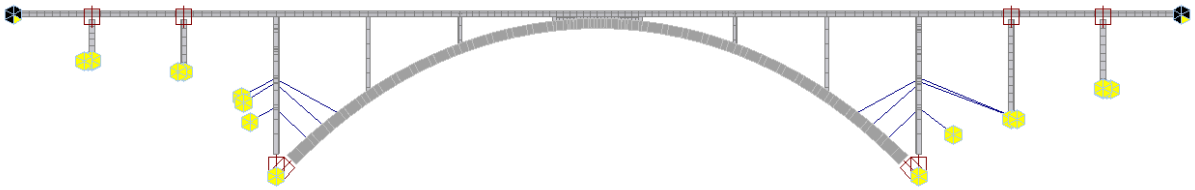
98. Posun skruže pro betonáž pole 6
99. Posun skruže pro betonáž pole 7
100. Betonáž pole 6
101. Betonáž pole 7
102. Předepnutí, přidání polí do matice tuhosti



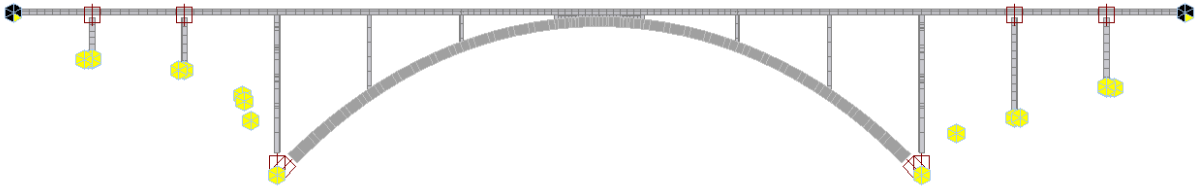
103. Odstranění skruže z pole 7
104. Posun skruže nad korunu oblouku
105. Betonáž pole nad korunou oblouku
106. Přidání pole do matice tuhosti



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				
# lomu polygonu	X [m]	Y [m]	Z [m]	R [m]
1	0.000	1.550	-0.513	0.000
2	6.750	1.550	-1.224	50.000
3	12.250	1.550	-1.224	50.000
4	19.000	1.550	-0.450	10.000
5	21.000	1.550	-0.450	10.000
7	24.700	1.550	-0.893	0.000

GEOMETRIE KABELU PŘEDPĚTÍ - 6. pole				
# lomu polygonu	X [m]	Y [m]	Z [m]	R [m]
1	0.000	1.550	-0.893	0.000
2	2.175	1.550	-1.274	10.000
3	11.925	1.550	-1.274	50.000
4	19.800	1.550	-0.359	0.000

GEOMETRIE KABELU PŘEDPĚTÍ - 1.+2. pole				
# lomu polygonu	X [m]	Y [m]	Z [m]	R [m]
1	0.000	1.550	-0.513	0.000
2	6.750	1.550	-1.224	50.000
3	12.250	1.550	-1.224	50.000
4	19.000	1.550	-0.450	10.000
5	21.000	1.550	-0.450	10.000
6	27.875	1.550	-1.274	50.000
7	35.625	1.550	-1.274	50.000
8	42.500	1.550	-0.450	10.000
9	44.500	1.550	-0.450	10.000
10	48.200	1.550	-0.893	0.000

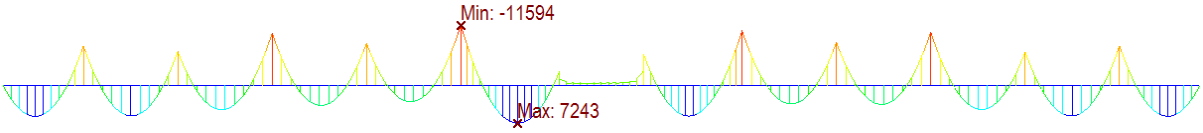
GEOMETRIE KABELU PŘEDPĚTÍ - 2xpole dl. 23.5 m				
# lomu polygonu	X [m]	Y [m]	Z [m]	R [m]
1	0.000	1.550	-0.893	0.000
2	3.175	1.550	-1.274	10.000
3	10.925	1.550	-1.274	50.000
4	17.800	1.550	-0.450	10.000
5	19.800	1.550	-0.450	10.000
6	26.675	1.550	-1.274	50.000
7	34.425	1.550	-1.274	50.000
8	41.300	1.550	-0.450	10.000
9	43.300	1.550	-0.450	10.000
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

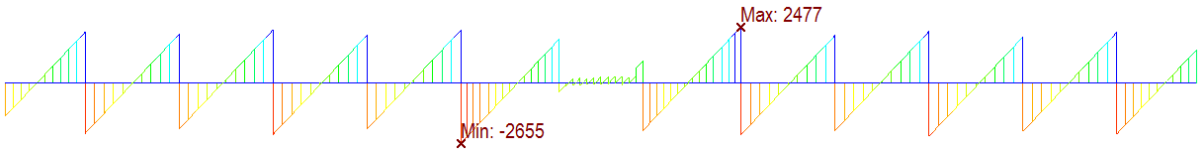
5.1.2 Vnitřní síly

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

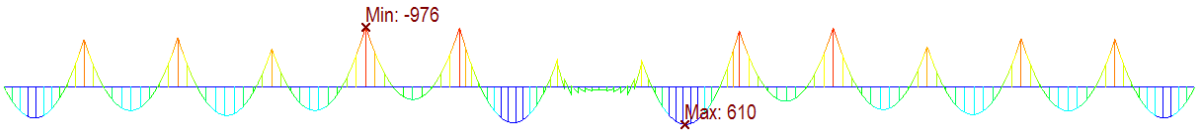
Vlastní tíha – G0 – M_y [kNm]



Vlastní tíha – G0 – V_z [kN]



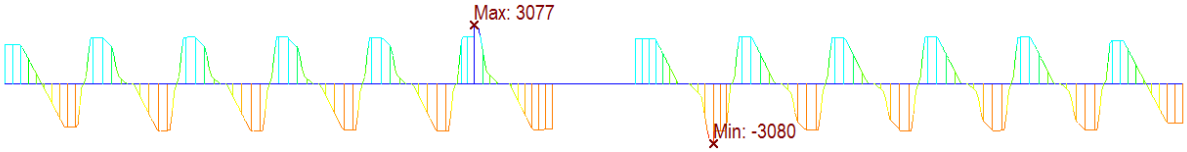
Ostatní stále (střední hodnota) – G1 – M_y [kNm]



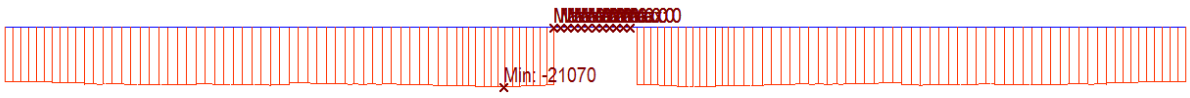
Ostatní stále (střední hodnota) – G1 – V_z [kN]

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

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

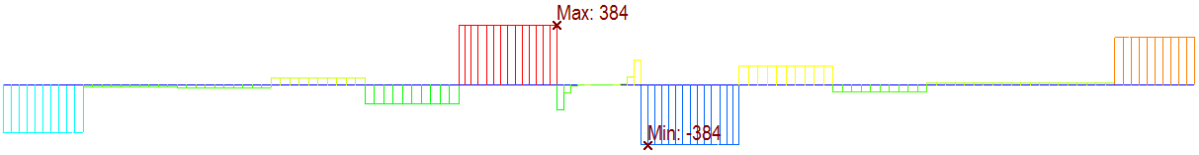


Předpětí – primární účinek (t = 36 500)– P – N_x [kN]

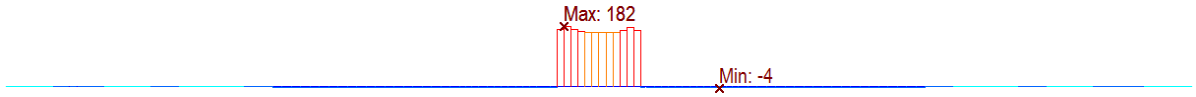


Předpětí – sekundární účinek (t = 36 500)– P – M_y [kNm]

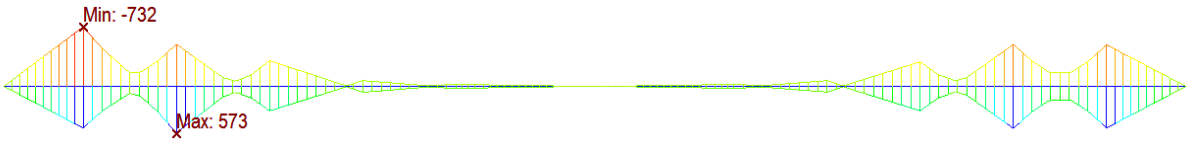
Předpětí – sekundární účinek (t = 36 500)– P – V_z [kN]



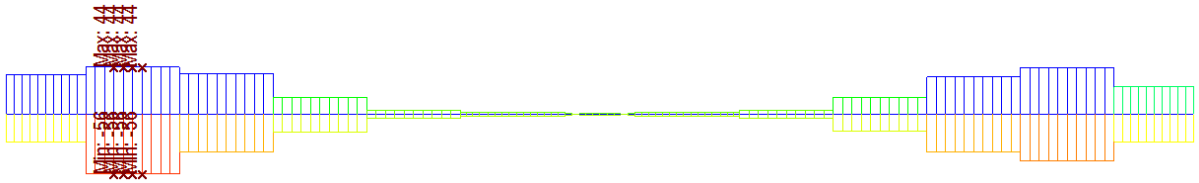
Předpětí – sekundární účinek (t = 36 500)– P – N_x [kN]



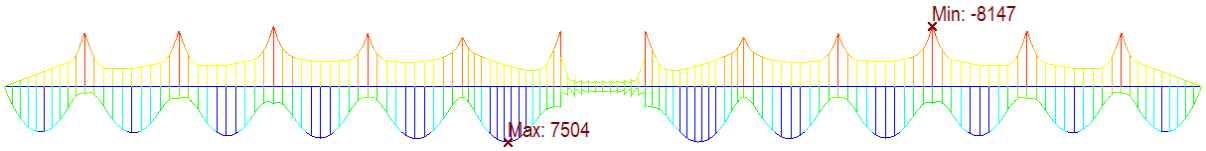
Nerovnoměrné sedání (obálka) – S – M_y [kNm]



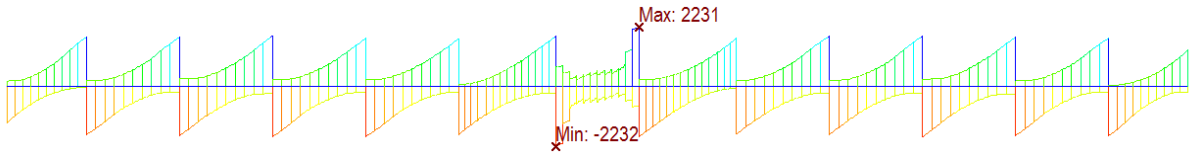
Nerovnoměrné sedání (obálka) – S – V_z [kN]



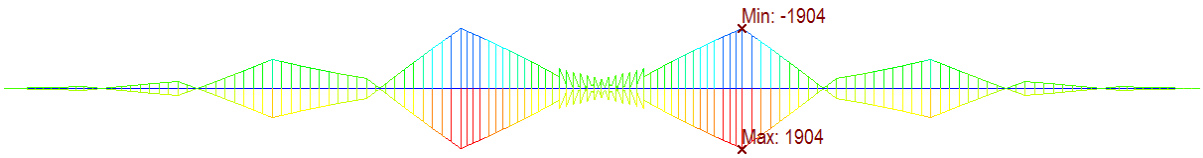
Svislé dopravní zatížení (obálka char. LM71 / SW/0) – MVL - M_y [kNm]



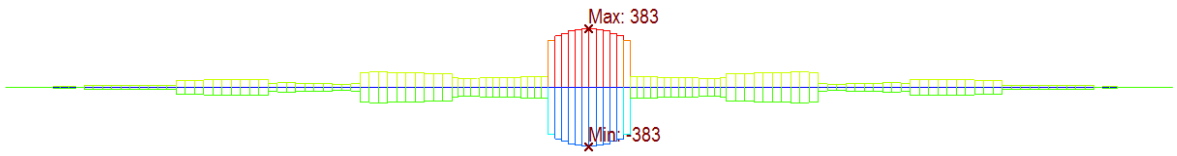
Svislé dopravní zatížení (obálka LM71 / SW/0) – MVL - V_z [kN]



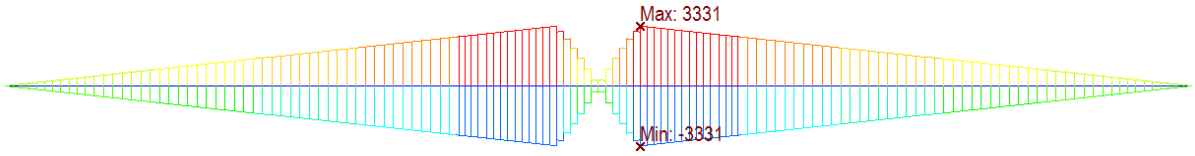
Vodorovné dopravní zatížení (brzdné síly) – BRK - M_y [kNm]



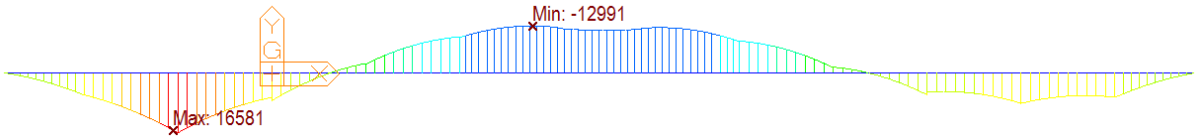
Vodorovné dopravní zatížení (brzdné síly) – BRK - V_z [kN]



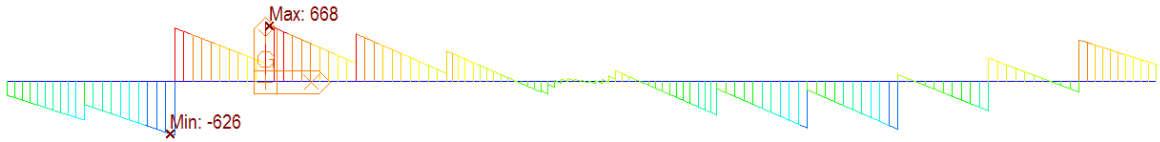
Vodorovné dopravní zatížení (brzdné síly) – BRK - N_x [kN]



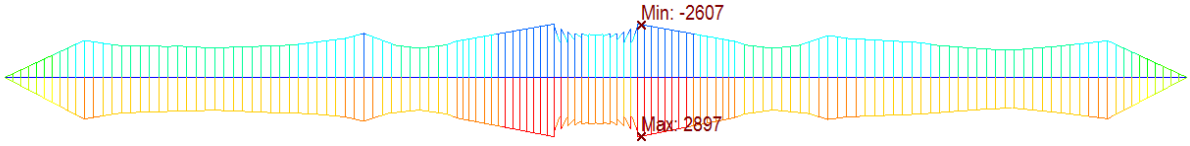
Vítr – W – M_z [kNm]



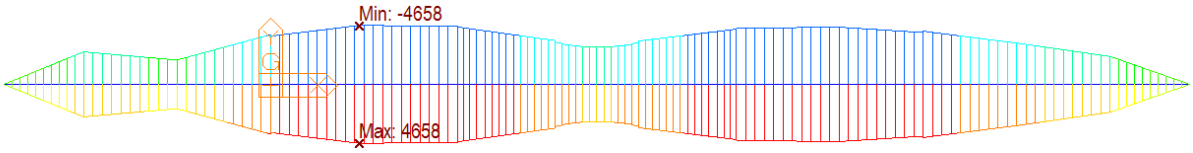
Vítr – W – V_y [kN]



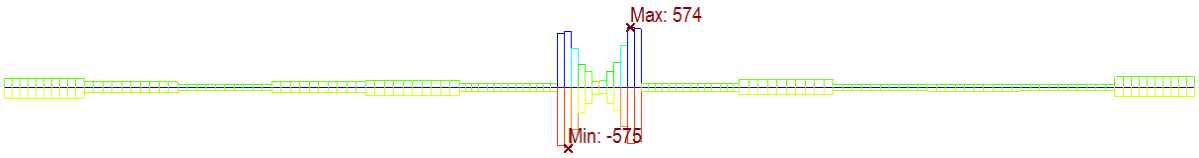
Rovnoměrná teplota včetně účinků lineárních spádů teploty – T – M_y [kNm]



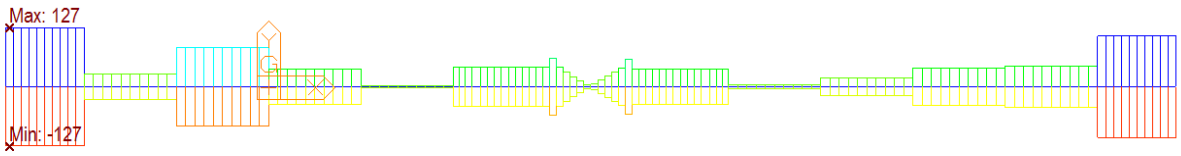
Rovnoměrná teplota včetně účinků lineárních spádů teploty – T – M_z [kNm]



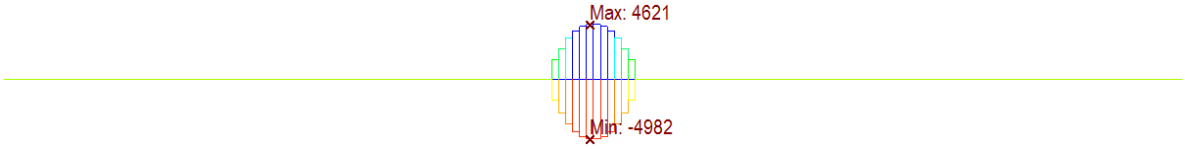
Rovnoměrná teplota včetně účinků lineárních spádů teploty – T – V_z [kN]



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



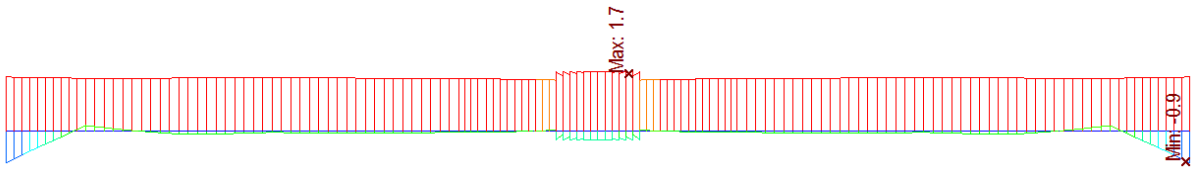
Rovnoměrná teplota včetně účinků lineárních spádů teploty – T – N_x [kN]



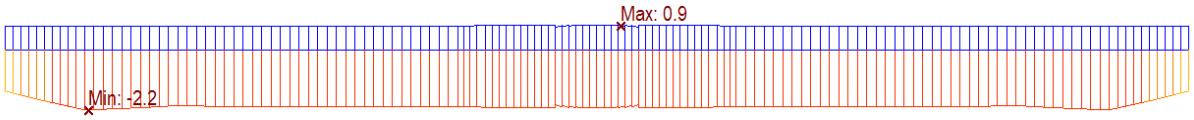
Nerovnoměrná teplota – T

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

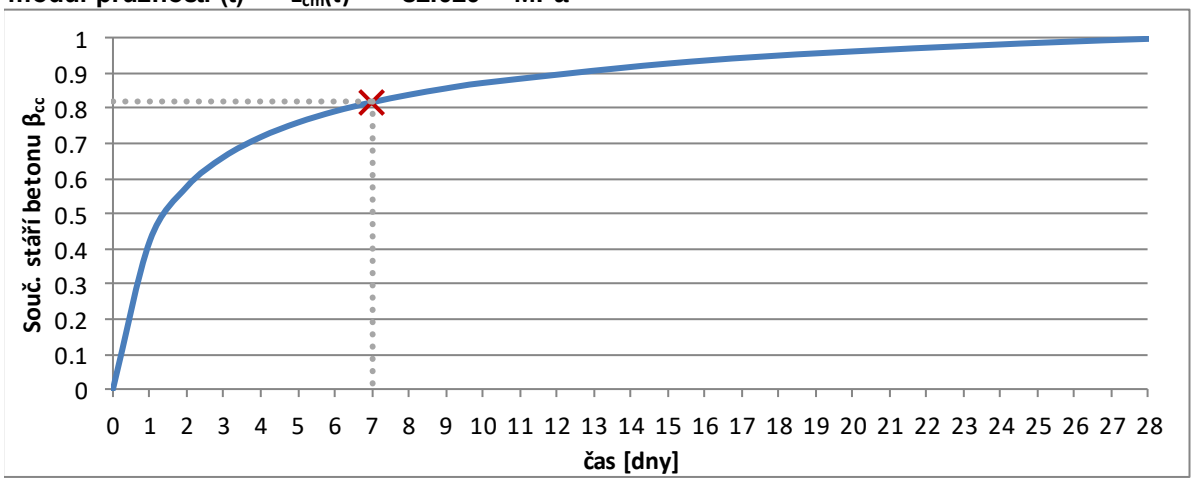
- V čase předepnutí konstrukce
  - ověření lineárního dotvarování - předpoklad působení pouze vlastní tíhy betonu a maximální předpínací síly současně s nízkou tlakovou pevností betonu při předpínání (t=7 dní).
- V čase uvedení do provozu
  - ověření dekomprese a omezení napětí pro kvazistálou kombinaci
  - 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:	ε_{cu1}=	3.50	$.10^{-3}$	přetvoření při f_{ck}	ε_{c1}=	2.20	$.10^{-3}$
mezní přetvoření:	ε_{cu2}=	3.50	$.10^{-3}$	přetvoření při f_{ck}	ε_{c2}=	2.00	$.10^{-3}$
mezní přetvoření:	ε_{cu3}=	3.50	$.10^{-3}$	přetvoření při f_{ck}	ε_{c3}=	1.75	$.10^{-3}$

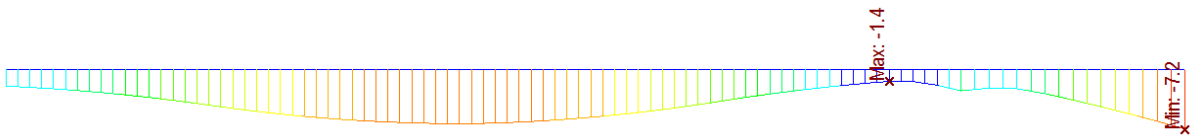
Vývoj pevnosti v čase							
řešený čas:	t=	7.00	[dny]	koeficient druhu cem.:	s=	0.20	-
souč. stáří betonu:	$\beta_{cc}(t)$=	0.819	-	prům. pevnost v čase t:	$f_{cm}(t)$=	35.205	MPa
tah. pevnost v čase t	**$f_{ctk.0.05}$=**	**1.834**	**MPa**	**válc. pevnost v čase t**	**$f_{ck}(t)$=**	**27.205**	**MPa**
modul pružnosti (t)	**$E_{cm}(t)$=**	**32.020**	**MPa**				



5.1.3.2 Ověření stanovených požadavků na omezení napětí – lineární dotvarování

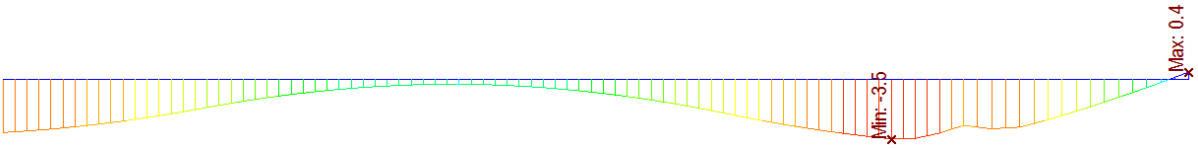
Výsledky ověření lineárního dotvarování v čase předepnutí konstrukce bude s ohledem symetričnost konstrukce uvedeno pouze pro polovinu mostovky.

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



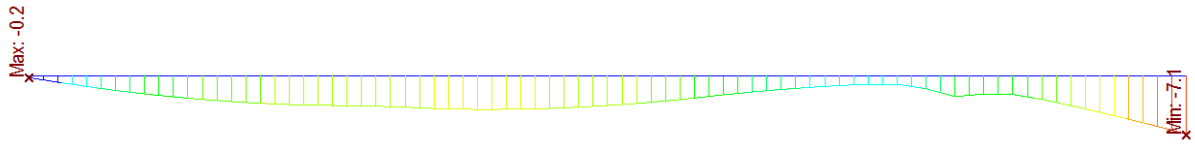
σ_{cc} = -7,2 < 0,45 . 27,21 = 12,24 σ_{ct} = -1,4 < $f_{ctk,0,05}$ = 1,83

– horní vlákna



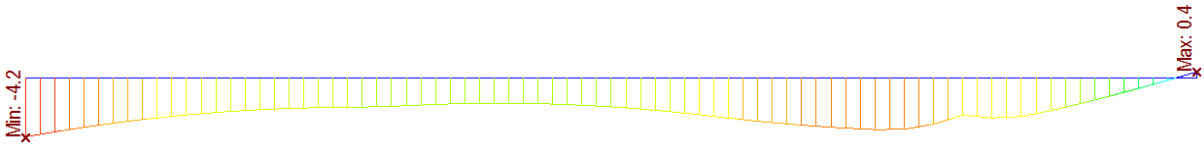
σ_{cc} = -3,5 < 0,45 . 27,21 = 12,24 σ_{ct} = 0,4 < $f_{ctk,0,05}$ = 1,83 **Vyhovuje**

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



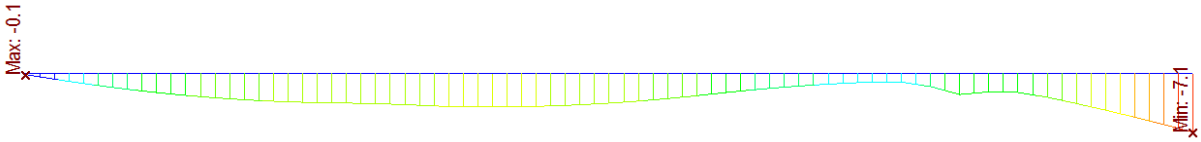
σ_{cc} = -7,1 < 0,45 . 27,21 = 12,24 σ_{ct} = -0,2 < $f_{ctk,0,05}$ = 1,83

– horní vlákna



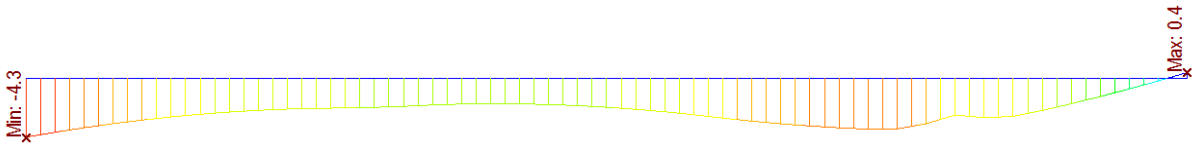
σ_{cc} = -4,2 < 0,45 . 27,21 = 12,24 σ_{ct} = 0,4 < $f_{ctk,0,05}$ = 1,83 **Vyhovuje**

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



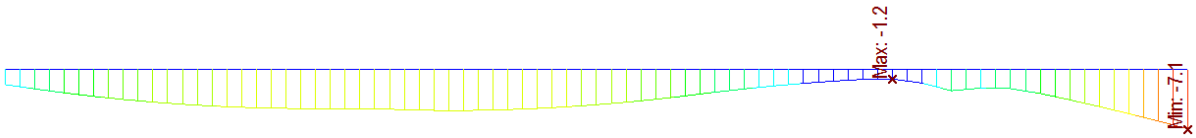
σ_{cc} = -7,1 < 0,45 . 27,21 = 12,24 σ_{ct} = -0,1 < $f_{ctk,0,05}$ = 1,83

– horní vlákna



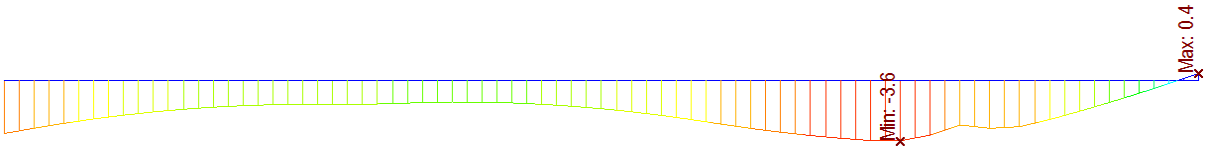
σ_{cc} = -4,3 < 0,45 . 27,21 = 12,24 σ_{ct} = 0,4 < $f_{ctk,0,05}$ = 1,83 **Vyhovuje**

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



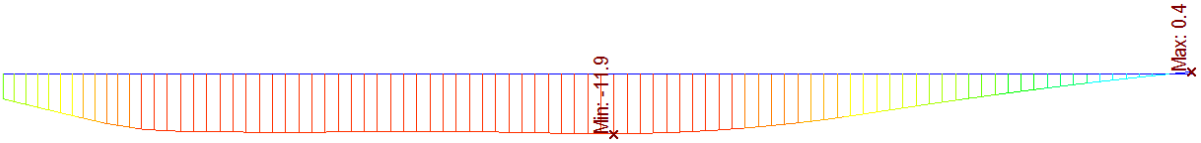
σ_{cc} = -7,1 < 0,45 . 27,21 = 12,24 σ_{ct} = -1,2 < $f_{ctk,0,05}$ = 1,83

– horní vlákna



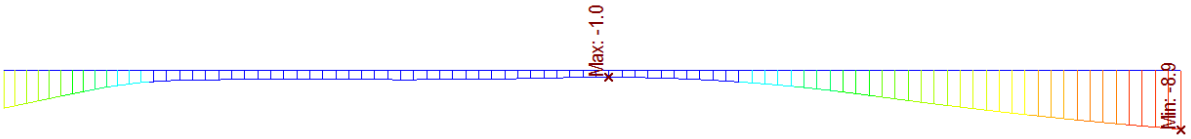
σ_{cc} = -3,6 < 0,45 . 27,21 = 12,24 σ_{ct} = 0,4 < $f_{ctk,0,05}$ = 1,83 **Vyhovuje**

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



σ_{cc} = -11,9 < 0,45 . 27,21 = 12,24 σ_{ct} = 0,4 < $f_{ctk,0,05}$ = 1,83

– horní vlákna

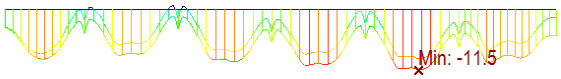


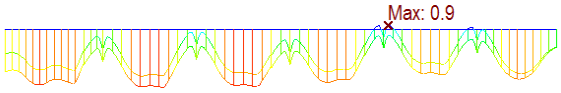
σ_{cc} = -8,9 < 0,45 . 27,21 = 12,24 σ_{ct} = -1,0 < $f_{ctk,0,05}$ = 1,83 **Vyhovuje**

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

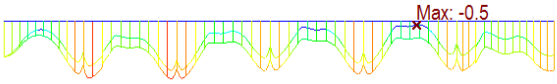
V čase uvedení do provozu (kvazi) – dolní vlákna

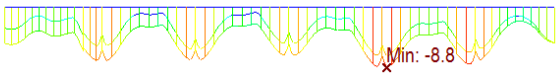




σ_{cc} = -11,5 < 0,45 . 35,0 = 15,75 σ_{ct} = 0,9 < 0

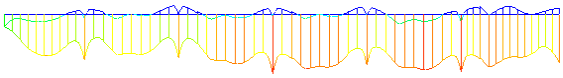
– horní vlákna

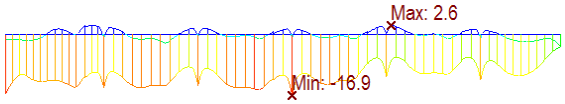




σ_{cc} = -8,8 < 0,45 . 35,0 = 15,75 σ_{ct} = -0,5 < 0 **Vyhovuje**

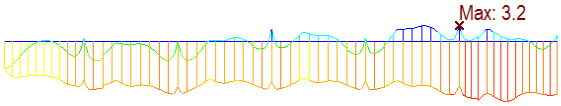
V čase uvedení do provozu (častá) – dolní vlákna

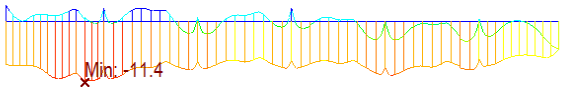




σ_{ct} = 2,6 < 3,2

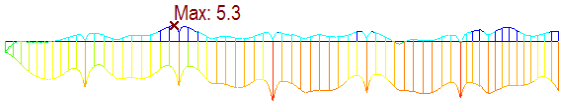
– horní vlákna

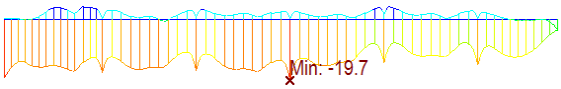




σ_{ct} = 3,2 < 3,2 **Vyhovuje**

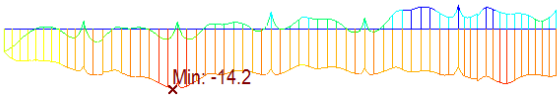
V čase uvedení do provozu (char) **– dolní vlákna**

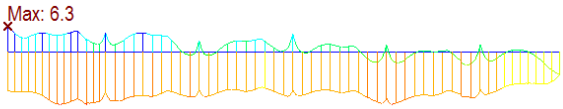




σ_{cc} = -19,7 < 0,60 . 35,0 = 21,0

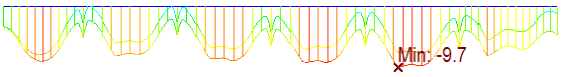
– horní vlákna

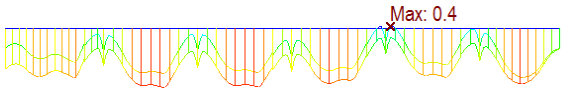




σ_{cc} = -14,6 < 0,60 . 35,0 = 21,0 **Vyhovuje**

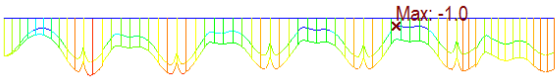
Na konci životnosti (kvazi) **– dolní vlákna**

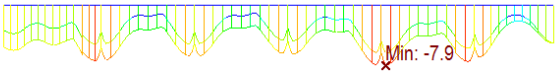




σ_{cc} = -9,7 < 0,45 . 35,0 = 15,75 σ_{ct} = 0,4 < 0 **Tahy budou sníženy bet. výztuží**

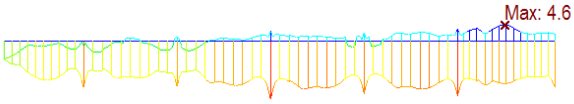
– horní vlákna

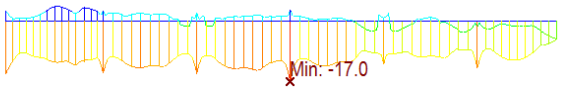




σ_{cc} = -7,9 < 0,45 . 35,0 = 15,75 σ_{ct} = -1,0 < 0 **Vyhovuje**

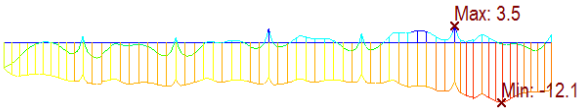
Na konci životnosti (častá) **– dolní vlákna**

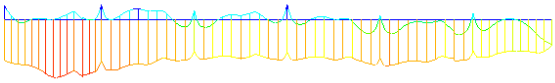




σ_{ct} = 4,6 < 3,2

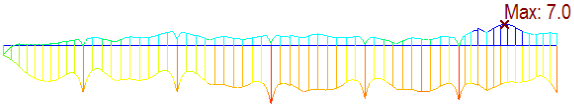
– horní vlákna

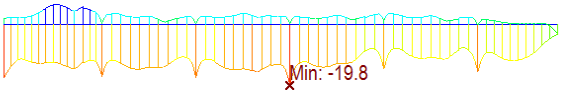




σ_{ct} = 3,5 < 3,2 **Vznikají trhliny, nutno ověřit šířku**

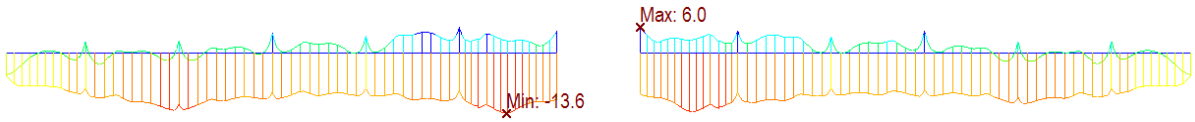
Na konci životnosti (char) **– dolní vlákna**





σ_{cc} = -19,8 < 0,60 . 35,0 = 21,0

– horní vlákna



σ_{cc} = -13,6 < 0,60 . 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.

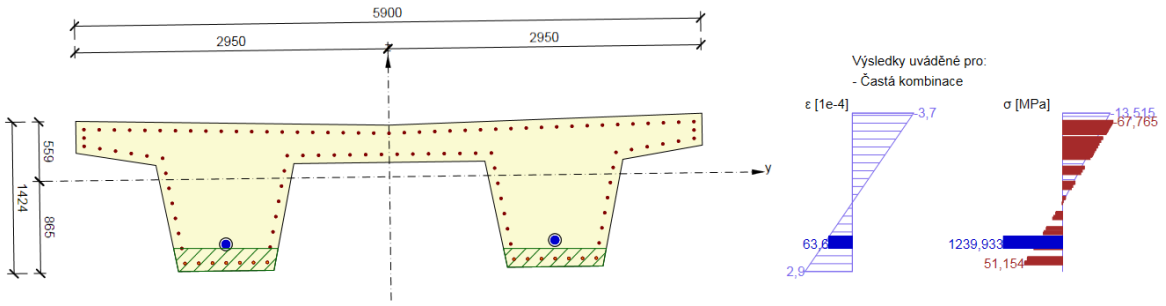
- XF3 + stupeň ochrany PL2 w_{max} = 0,2 mm častá kombinace

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

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

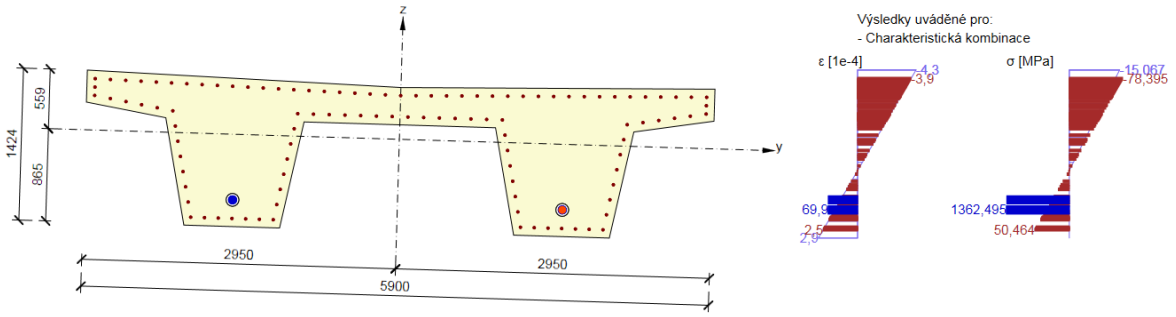
S ohledem na ztráty napětí v předpínací výztuži se dá předpokládat, že nejhorší stav pro předpínací výztuž nastává v čase uvedení do provozu. V souladu s tím naopak pro betonářskou výztuž musí nastat nejhorší stav na konci životnosti, kdy se snižuje tlaková rezerva předpětí.

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

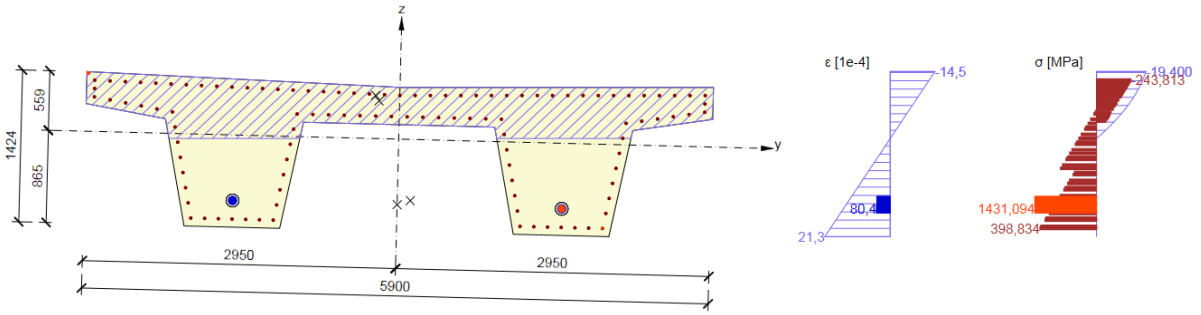
Únosnost průřezů je stanovena na základě metody mezních přetvoření. Pro ověření únosnosti předpjatého průřezu bylo vybráno několik kritických řezů:

- 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 (O1, O2) a na břehových pilířích (P1, P2, P10, P11) realizováno pomocí dvojicí kalotových ložisek (všesměrně + podélně posuvné). S obloukovými stojkami (P3, P4, P5, P7, P8, P9) je nosná konstrukce spojena pomocí vrubových kloubů.

Příčná osová vzdálenost ložisek na opěrách i na pilířích je 2,9 m. Návrh ložisek byl proveden na základě reakcí NK.

5.2.1 Reakce na ložiska

Reakce byly vyhodnoceny na prutovém modelu v SW MIDAS Civil 2020.

PRAVÁ LOŽISKA (ve směru staničení)	Zatěžovací stav			OP1		P1		P2		P10		P11		OP2	
				F_y	F_z	F_y	F_z	F_y	F_z	F_y	F_z	F_y	F_z	F_y	F_z
				[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
	G0	Vlastní tíha		0	445	0	1301	0	1200	0	1194	0	1303	0	444
	G1	Ostatní stálé		0	362	0	1138	0	1102	0	1100	0	1138	0	362
	CS	Dotvarování, smršťování		0	20	0	-50	0	67	0	53	0	-43	0	20
	P	Předpětí		0	155	0	-148	0	-5	0	-4	0	-149	0	155
	SET	Sedání - max (obálka stavů)		0	13	0	46	0	39	0	39	0	35	0	13
		Sedání - min (obálka stavů)		0	0	0	-35	0	-47	0	-39	0	-35	0	-7
	T	Teplota - max (obálka stavů)		0	53	0	57	0	33	0	28	0	52	0	63
		Teplota - min (obálka stavů)		0	-47	0	-64	0	-29	0	-28	0	-59	0	-59
	W	Vítr - max (obálka stavů)		119	105	199	195	741	179	349	199	452	156	136	150
		Vítr - min (obálka stavů)		-119	-105	-199	-195	-741	-179	-349	-199	-452	-156	-136	-150
	FR	Tření v ložiskách - char MVL		66	-	149		155		154		149		66	
		Tření v ložiskách - freq MVL		61	-	137		143		142		137		61	
		Tření v ložiskách - kvazi		39	-	90		95		94		90		39	
	BR	Brzdné síly - tam		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		Brzdné síly - zpět		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	MVL	Char. hodnoty - max		0	675	0	1474	0	1518	0	1516	0	1473	0	675
		Char. hodnoty - min		0	-97	0	-122	0	-209	0	-209	0	-121	0	-98
		Časté hodnoty - max		0	540	0	1179	0	1215	0	1213	0	1178	0	540
		Časté hodnoty - min		0	-78	0	-98	0	-167	0	-167	0	-96	0	-78
Kombinace	MSÚ 6.10a	MAX		134	2228	223	5129	833	5209	393	5201	509	5077	153	2286
			MIN	-134	991	-223	2634	-833	2643	-393	2608	-509	2694	-153	920
	MSÚ 6.10b	MAX		178	2260	298	5063	1111	5183	524	5176	679	5009	204	2319
			MIN	-178	800	-298	2105	-1111	2117	-524	2083	-679	2165	-204	728
	Char.	MAX		119	1780	199	3940	741	4075	349	4065	452	3905	136	1818
			MIN	-119	778	-199	1899	-741	1956	-349	1929	-452	1942	-136	728
	Kvazi	MAX		0	1021	0	2315	0	2420	0	2396	0	2310	0	1025
			MIN	0	959	0	2174	0	2303	0	2290	0	2186	0	944

LEVÁ LOŽISKA (ve směru staničení)	Zatěžovací stav			OP1	P1	P2	P10	P11	OP2
				F_z	F_z	F_z	F_z	F_z	F_z
				[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
	G0	Vlastní tíha		445	1301	1200	1194	1303	444
	G1	Ostatní stálé		362	1138	1102	1100	1138	362
	CS	Dotvarování, smršťování		20	-50	67	53	-43	20
	P	Předpětí		155	-148	-5	-4	-149	155
	SET	Sedání - max (obálka stavů)		13	46	39	39	35	13
		Sedání - min (obálka stavů)		0	-35	-47	-39	-35	-7
	T	Teplota - max (obálka stavů)		58	57	33	28	54	68
		Teplota - min (obálka stavů)		-53	-64	-29	-28	-61	-64
	W	Vítr - max (obálka stavů)		105	195	179	199	156	150
		Vítr - min (obálka stavů)		-105	-195	-179	-199	-156	-150
	FR	Tření v ložiskách - char MVL		66	149	155	154	149	66
		Tření v ložiskách - freq MVL		61	137	143	142	137	61
		Tření v ložiskách - kvazi		39	90	95	94	90	39
	BR	Brzdné síly - tam		0	0	0	0	0	0
		Brzdné síly - zpět		0	0	0	0	0	0
	MVL	Char. hodnoty - max		675	1474	1518	1516	1473	675
		Char. hodnoty - min		-97	-122	-209	-209	-121	-98
		Časté hodnoty - max		540	1179	1215	1213	1178	540
		Časté hodnoty - min		-78	-98	-167	-167	-96	-78
Kombinace	MSÚ 6.10a	MAX		2232	5129	5209	5201	5078	2292
			MIN	986	2634	2643	2608	2692	915
	MSÚ 6.10b	MAX		2264	5063	5183	5176	5011	2324
			MIN	795	2105	2117	2083	2163	723
	Char.	MAX		1783	3940	4076	4065	3906	1822
			MIN	774	1899	1956	1929	1941	725
	Kvazi	MAX		1024	2315	2420	2397	2311	1028
			MIN	956	2174	2303	2290	2184	942

5.2.2 Posuny na ložiskách

Společně s reakcemi byly stanoveny posuny od objemových zatížení a vodorovných účinků dopravy. Teplotní rozsah pro posuny je zvětšen o ±10°C v souladu s poznámkou 2 v 6.1.3.3 ČSN EN 1991-1-5. Vliv dotvarování a smršťování je s ohledem na nejistotu v jejich určení zvýšen součinitelem bezpečnosti γ_{It} = 1,2 (pro 100 let) v souladu s tab. B.101 v ČSN EN 1992-2.

O1					
	Zatěžovací stav	Pravé ložisko		Levé ložisko	
		x	y	x	y
Vodorovná zat.	T- - Tcon (ochlazení)	69.5	0.0	69.5	0.0
	T+ - Texp (otepleni)	-62.0	0.0	-62.0	0.0
	D - Rozjezd/Brždění (+/-)	16.1	0.0	16.1	0.0
	P - Přetvoření napínáním	12.5	0.0	12.5	0.0
	C - dotvarování	23.3	0.0	23.3	0.0
	S - smršťování	48.6	0.0	48.6	0.0
	MAX POSUNY	184.3	0.0	184.3	0.0
	MIN POSUNY	-78.1	0.0	-78.1	0.0

Posun při změně teploty o 1°C **1.495** **mm**

P10					
	Zatěžovací stav	Pravé ložisko		Levé ložisko	
		x	y	x	y
Vodorovná zat.	T- - Tcon (ochlazení)	48.7	0.0	48.7	0.0
	T+ - Texp (otepleni)	-43.9	0.0	-43.9	0.0
	D - Rozjezd/Brždění (+/-)	15.9	0.0	15.9	0.0
	P - Přetvoření napínáním	8.0	0.0	8.0	0.0
	C - dotvarování	15.0	0.0	15.0	0.0
	S - smršťování	33.9	0.0	33.9	0.0
	MAX POSUNY	131.3	0.0	131.3	0.0
	MIN POSUNY	-59.8	0.0	-59.8	0.0

Posun při změně teploty o 1°C **1.058** **mm**

P1					
	Zatěžovací stav	Pravé ložisko		Levé ložisko	
		x	y	x	y
Vodorovná zat.	T- - Tcon (ochlazení)	60.3	0.0	60.3	0.0
	T+ - Texp (otepleni)	-53.7	0.0	-53.7	0.0
	D - Rozjezd/Brždění (+/-)	16.0	0.0	16.0	0.0
	P - Přetvoření napínáním	9.5	0.0	9.5	0.0
	C - dotvarování	18.9	0.0	18.9	0.0
	S - smršťování	41.6	0.0	41.6	0.0
	MAX POSUNY	158.4	0.0	158.4	0.0
	MIN POSUNY	-69.7	0.0	-69.7	0.0

Posun při změně teploty o 1°C **1.295** **mm**

P11					
	Zatěžovací stav	Pravé ložisko		Levé ložisko	
		x	y	x	y
Vodorovná zat.	T- - Tcon (ochlazení)	59.5	0.0	59.5	0.0
	T+ - Texp (otepleni)	-53.7	0.0	-53.7	0.0
	D - Rozjezd/Brždění (+/-)	16.0	0.0	16.0	0.0
	P - Přetvoření napínáním	9.4	0.0	9.4	0.0
	C - dotvarování	19.0	0.0	19.0	0.0
	S - smršťování	41.9	0.0	41.9	0.0
	MAX POSUNY	158.1	0.0	158.1	0.0
	MIN POSUNY	-69.7	0.0	-69.7	0.0

Posun při změně teploty o 1°C **1.293** **mm**

P2					
	Zatěžovací stav	Pravé ložisko		Levé ložisko	
		x	y	x	y
Vodorovná zat.	T- - Tcon (ochlazení)	48.7	0.0	48.7	0.0
	T+ - Texp (otepleni)	-44.0	0.0	-44.0	0.0
	D - Rozjezd/Brždění (+/-)	15.9	0.0	15.9	0.0
	P - Přetvoření napínáním	8.1	0.0	8.1	0.0
	C - dotvarování	14.8	0.0	14.8	0.0
	S - smršťování	33.6	0.0	33.6	0.0
	MAX POSUNY	130.8	0.0	130.8	0.0
	MIN POSUNY	-59.9	0.0	-59.9	0.0

Posun při změně teploty o 1°C **1.060** **mm**

O2					
	Zatěžovací stav	Pravé ložisko		Levé ložisko	
		x	y	x	y
Vodorovná zat.	T- - Tcon (ochlazení)	68.7	0.0	68.7	0.0
	T+ - Texp (otepleni)	-62.0	0.0	-62.0	0.0
	D - Rozjezd/Brždění (+/-)	16.1	0.0	16.1	0.0
	P - Přetvoření napínáním	12.5	0.0	12.5	0.0
	C - dotvarování	23.4	0.0	23.4	0.0
	S - smršťování	49.0	0.0	49.0	0.0
	MAX POSUNY	184.1	0.0	184.1	0.0
	MIN POSUNY	-78.0	0.0	-78.0	0.0

Posun při změně teploty o 1°C **1.493** **mm**

5.2.3 Souhrnná tabulka ložisek

V souladu s hodnotami uvedenými v předchozích kapitolách je pro přehlednost uvedena souhrnná tabulka maximálních / minimálních sil a posunů v ložiskách.

PODPORA / UMÍSTĚNÍ		SVISLÉ SÍLY [MN]		VODOROVNÉ SÍLY [MN]		EXTRÉMNÍ POSUNY [mm]		
		R_{max}	R_{min}	$H_{příč}$	H_{pod}	-	+	Σ
O1	PRAVÉ	2.260	0.778	0.178	-	-184.3	78.1	262.4
	LEVÉ	2.264	0.774	-	-			
P1	PRAVÉ	5.129	1.899	0.298	-	-158.4	69.7	228.2
	LEVÉ	5.129	1.899	-	-			
P2	PRAVÉ	5.209	1.956	1.111	-	-130.8	59.9	190.7
	LEVÉ	5.209	1.956	-	-			
P10	PRAVÉ	5.201	1.929	0.524	-	131.3	-59.8	191.1
	LEVÉ	5.201	1.929	-	-			
P11	PRAVÉ	5.077	1.942	0.679	-	158.1	-69.7	227.7
	LEVÉ	5.078	1.941	-	-			
O2	PRAVÉ	2.319	0.728	0.204	-	184.1	-78.0	262.1
	LEVÉ	2.324	0.723	-	-			

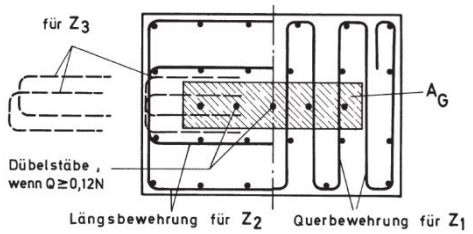
Pozn.: Uvedené síly nezahrnují účinky tření v ložiskách (bude doplněno po určení konkrétního dodavatele ložisek)

5.2.4 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 P3

geometrie a materiály kloubu							
šířka kloubu v podél. směru:	a=	0.20	m	rozměr pilíře v příč. směru:	c=	0.90	m
rozměr pilíře v podél. směru:	d=	1.32	m	minimální stranové odsazení:	b_r=	0.140	m
max. tloušťka kloubu:	t=	0.02	m				
třída betonu:		**C35/45**		skutečná délka kloubu:	b=	0.80	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	-
				mez kluzu:	$f_{y,k}$=	355.0	MPa
ocel trnů:		**S355**		mez kluzu:	$f_{y,k}$=	500.0	MPa
ocel třmínků:		**B500B**		součinitel materiálu:	γ_s=	1.15	-
zatížení							
podélná síla:	F_x=	427.0	kN	příčná síla:	F_y=	225.0	kN
návrhová svislá síla:	F_z=	5927.0	kN	příčný moment:	M_x=	22.9	kNm
svislá síla od vlastní tíhy	$F_{g,z}$=	2397.0	kN	podélné natočení - stálé:	α_D=	0.970	mrad
minimální svislá síla	$F_{z,min}$=	1894.0	kN	podélné natočení - užitné:	α_n=	3.100	mrad
uvažovaná trvalá síla:	N_D=	2397.000	-	podélné natočení	α=	3.585	mrad
posouzení trnů							
celková vodorovná síla:	F_{xy}=	482.7	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=	0.152	-	koeficient zjištěný zkouškami:	λ=	0.592	-
dovolené pootočení:	α_{Rd}=	13.946	mrad	potřebná plocha kloubu:	A_{min}=	0.107	m^2
potřebná délka kloubu:	b_{req}=	0.533	m	skutečná plocha kloubu:	A_G=	0.160	m^2
přídavný moment na pilíř:	M=	0.240	kNm			**VYHOVUJE**	
návrh výztuže na příčné síly *(Vorlesungen über Massivbau)*							
smyk. síla v podélném směru	Z_1=	1778.100	kN	profil třmínku:	Ø=	12	mm
smyk. síla v příčném směru:	Z_2=	197.567	kN	počet střihů v řezu 1:	n_1=	6	ks
povrchová síla:	Z_3=	44.453	kN	počet střihů v řezu 2:	n_2=	2	ks
				vzdálenost třmínků:	$s_{tř}$=	100	mm
				výška oblasti pro vyztužení:	h=	0.921	m
				smyková výztuž v 1:	A_{sw1}=	5572.532	mm^2
				smyková výztuž v 2:	A_{sw2}=	1857.511	mm^2
				síla přenesená třmínky 1:	$F_{R,sw}$=	**2422.8**	kN
				síla přenesená třmínky 2:	$F_{R,sw}$=	**807.6**	kN
				počet střihů v řezu 3:	n_2=	2	ks
				smyková 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}=	0.160	m^2	největší roznášecí plocha:	A_{c1}=	0.540	m^2
rozšíření v podélném směru:	b_2=	0.600	m	rozšíření v příčném směru:	l_2=	0.900	m
napětí na styčné ploše:	σ_{Ed}=	38.117	MPa	maximální napětí:	σ_{Rdu}=	38.579	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=	1256.6	kN	výška účinku síly:	h=	1.316	m
profil třmínku:	Ø=	12	mm	počet střihů v řezu:	n=	6	ks
vzdálenost třmínků:	$s_{tř}$=	100	mm	smyková výztuž na výšce h:	A_{sw}=	8252	mm^2
síla přenesená třmínky:	$F_{R,sw}$=	**3587.6**	kN			**VYHOVUJE**	



POSOUZENÍ VRUBOVÉHO KLOUBU - mostovka - pilíř - P4

geometrie a materiály kloubu

šířka kloubu v podél. směru:	a=	0.20	m	rozměr pilíře v příč. směru:	c=	0.90	m
rozměr pilíře v podél. směru:	d=	1.00	m	minimální stranové odsazení:	b_r=	0.140	m
max. tloušťka kloubu:	t=	0.02	m				
třída betonu:		**C35/45**		skutečná délka kloubu:	b=	0.80	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	-
				mez kluzu:	$f_{y,k}$=	355.0	MPa
ocel trnů:		**S355**		mez kluzu:	$f_{y,k}$=	500.0	MPa
ocel třmínků:		**B500B**		součinitel materiálu:	γ_s=	1.15	-

zatížení

podélná síla:	F_x=	241.0	kN	příčná síla:	F_y=	183.0	kN
návrhová svislá síla:	F_z=	5776.0	kN	příčný moment:	M_x=	19.9	kNm
svislá síla od vlastní tíhy	$F_{g,z}$=	2407.0	kN	podélné natočení - stálé:	α_D=	1.880	mrad
minimální svislá síla	$F_{z,min}$=	1921.0	kN	podélné natočení - užitné:	α_n=	6.200	mrad
uvažovaná trvalá síla:	N_D=	2407.000	-	podélné natočení	α=	7.140	mrad

posouzení trnů

celková vodorovná síla:	F_{xy}=	302.6	kN	únosnost trnů ve smyku:	F_{Rd}=	685.2	kN

VYHOVUJE

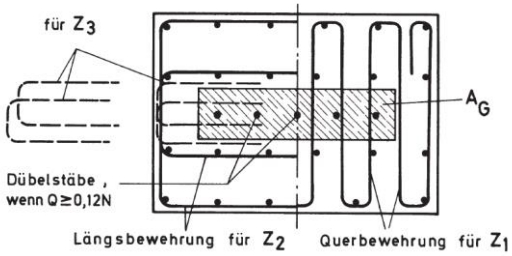
posouzení vrubového kloubu dle Heft 175: Betongelenke *(F. Leonhardt, H. Reimann, 1965) - modifikace Schacht 2010*

poměr rozměrů:	a/d=	0.200	-	koeficient zjištěný zkouškami:	λ=	0.400	-
dovolené pootočení:	α_{Rd}=	13.591	mrad	potřebná plocha kloubu:	A_{min}=	0.126	m^2
potřebná délka kloubu:	b_{req}=	0.629	m	skutečná plocha kloubu:	A_G=	0.160	m^2
přídavný moment na pilíř:	M=	0.318	kNm				

VYHOVUJE

návrh výztuže na příčné síly *(Vorlesungen über Massivbau)*

smyk. síla v podélném směru	Z_1=	1732.800	kN	profil třmínku:	Ø=	12	mm
smyk. síla v příčném směru:	Z_2=	192.533	kN	počet střihů v řezu 1:	n_1=	6	ks
povrchová síla:	Z_3=	43.320	kN	počet střihů v řezu 2:	n_2=	2	ks
				vzdálenost třmínků:	$s_{tř}$=	100	mm
				výška oblasti pro vyztužení:	h=	0.700	m
				smyková výztuž v 1:	A_{sw1}=	4071.504	mm^2
				smyková výztuž v 2:	A_{sw2}=	1357.168	mm^2
				síla přenesená třmínky 1:	$F_{R,sw}$=	**1770.2**	kN
				síla přenesená třmínky 2:	$F_{R,sw}$=	**590.1**	kN
				počet střihů v řezu 3:	n_2=	2	ks
				smyková 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}=	0.160	m^2	největší roznášecí plocha:	A_{c1}=	0.540	m^2
rozšíření v podélném směru:	b_2=	0.600	m	rozšíření v příčném směru:	l_2=	0.900	m
napětí na styčné ploše:	σ_{Ed}=	37.032	MPa	maximální napětí:	σ_{Rdu}=	38.579	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=	1155.2	kN	výška účinku síly:	h=	1.000	m
profil třmínku:	Ø=	12	mm	počet střihů v řezu:	n=	6	ks
vzdálenost třmínků:	$s_{tř}$=	100	mm	smyková výztuž na výšce h:	A_{sw}=	6107	mm^2
síla přenesená třmínky:	$F_{R,sw}$=	**2655.3**	kN				

VYHOVUJE

POSOUZENÍ VRUBOVÉHO KLOUBU - mostovka - pilíř - P5

geometrie a materiály kloubu

šířka kloubu v podél. směru:	a=	0.20	m	rozměr pilíře v příč. směru:	c=	0.90	m
rozměr pilíře v podél. směru:	d=	1.00	m	minimální stranové odsazení:	b_r=	0.140	m
max. tloušťka kloubu:	t=	0.02	m				
třída betonu:		**C35/45**		skutečná délka kloubu:	b=	0.80	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	-
				mez kluzu:	$f_{y,k}$=	355.0	MPa
ocel trnů:		**S355**		mez kluzu:	$f_{y,k}$=	500.0	MPa
ocel třmínků:		**B500B**		součinitel materiálu:	γ_s=	1.15	-

zatížení

podélná síla:	F_x=	187.0	kN	příčná síla:	F_y=	117.0	kN
návrhová svislá síla:	F_z=	5887.0	kN	příčný moment:	M_x=	19.4	kNm
svislá síla od vlastní tíhy	$F_{g,z}$=	2482.0	kN	podélné natočení - stálé:	α_D=	3.990	mrad
minimální svislá síla	$F_{z,min}$=	1995.0	kN	podélné natočení - užitné:	α_n=	5.990	mrad
uvažovaná trvalá síla:	N_D=	2482.000	-	podélné natočení	α=	7.985	mrad

posouzení trnů

celková vodorovná síla:	F_{xy}=	220.6	kN	únosnost trnů ve smyku:	F_{Rd}=	685.2	kN

VYHOVUJE

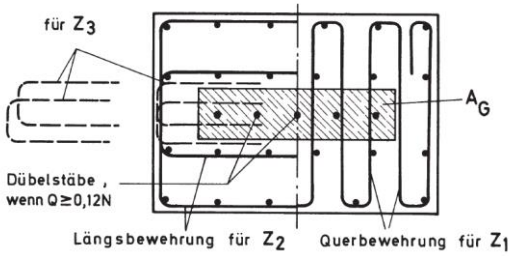
posouzení vrubového kloubu dle Heft 175: Betongelenke *(F. Leonhardt, H. Reimann, 1965) - modifikace Schacht 2010*

poměr rozměrů:	a/d=	0.200	-	koeficient zjištěný zkouškami:	λ=	0.400	-
dovolené pootočení:	α_{Rd}=	13.852	mrad	potřebná plocha kloubu:	A_{min}=	0.130	m^2
potřebná délka kloubu:	b_{req}=	0.652	m	skutečná plocha kloubu:	A_G=	0.160	m^2
přídavný moment na pilíř:	M=	0.326	kNm				

VYHOVUJE

návrh výztuže na příčné síly *(Vorlesungen über Massivbau)*

smyk. síla v podélném směru	Z_1=	1766.100	kN	profil třmínku:	Ø=	12	mm
smyk. síla v příčném směru:	Z_2=	196.233	kN	počet střihů v řezu 1:	n_1=	6	ks
povrchová síla:	Z_3=	44.153	kN	počet střihů v řezu 2:	n_2=	2	ks
				vzdálenost třmínků:	$s_{tř}$=	100	mm
				výška oblasti pro vyztužení:	h=	0.700	m
				smyková výztuž v 1:	A_{sw1}=	4071.504	mm^2
				smyková výztuž v 2:	A_{sw2}=	1357.168	mm^2
				síla přenesená třmínky 1:	$F_{R,sw}$=	**1770.2**	kN
				síla přenesená třmínky 2:	$F_{R,sw}$=	**590.1**	kN
				počet střihů v řezu 3:	n_2=	2	ks
				smyková 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}=	0.160	m^2	největší roznášecí plocha:	A_{c1}=	0.540	m^2
rozšíření v podélném směru:	b_2=	0.600	m	rozšíření v příčném směru:	l_2=	0.900	m
napětí na styčné ploše:	σ_{Ed}=	37.703	MPa	maximální napětí:	σ_{Rdu}=	38.579	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=	1177.4	kN	výška účinku síly:	h=	1.000	m
profil třmínku:	Ø=	12	mm	počet střihů v řezu:	n=	6	ks
vzdálenost třmínků:	$s_{tř}$=	100	mm	smyková výztuž na výšce h:	A_{sw}=	6107	mm^2
síla přenesená třmínky:	$F_{R,sw}$=	**2655.3**	kN				

VYHOVUJE

POSOUZENÍ VRUBOVÉHO KLOUBU - pilíř - oblouk - P5

geometrie a materiály kloubu

šířka kloubu v podél. směru:	a=	0.20	m	rozměr pilíře v příč. směru:	c=	1.50	m
rozměr pilíře v podél. směru:	d=	1.40	m	minimální stranové odsazení:	b_r=	0.140	m
max. tloušťka kloubu:	t=	0.02	m				
třída betonu:		**C35/45**		skutečná délka kloubu:	b=	1.40	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	-
				mez kluzu:	$f_{y,k}$=	355.0	MPa
ocel trnů:		**S355**		mez kluzu:	$f_{y,k}$=	500.0	MPa
ocel třmínků:		**B500B**		součinitel materiálu:	γ_s=	1.15	-

zatížení

podélná síla:	F_x=	110.0	kN	příčná síla:	F_y=	120.0	kN
návrhová svislá síla:	F_z=	6691.0	kN	příčný moment:	M_x=	274.0	kNm
svislá síla od vlastní tíhy	$F_{g,z}$=	2692.0	kN	podélné natočení - stálé:	α_D=	0.270	mrad
minimální svislá síla	$F_{z,min}$=	1746.0	kN	podélné natočení - užitné:	α_n=	2.710	mrad
uvažovaná trvalá síla:	N_D=	2619.000	-	podélné natočení	α=	2.845	mrad

posouzení trnů

celková vodorovná síla:	F_{xy}=	162.8	kN	únosnost trnů ve smyku:	F_{Rd}=	685.2	kN

VYHOVUJE

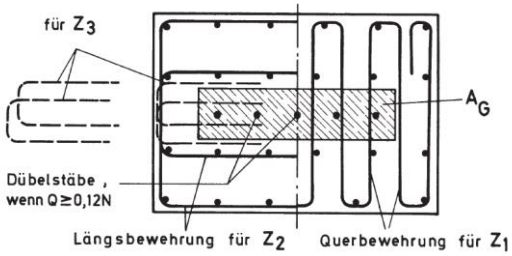
posouzení vrubového kloubu dle Heft 175: Betongelenke *(F. Leonhardt, H. Reimann, 1965) - modifikace Schacht 2010*

poměr rozměrů:	a/d=	0.143	-	koeficient zjištěný zkouškami:	λ=	0.629	-
dovolené pootočení:	α_{Rd}=	8.996	mrad	potřebná plocha kloubu:	A_{min}=	0.124	m^2
potřebná délka kloubu:	b_{req}=	0.621	m	skutečná plocha kloubu:	A_G=	0.280	m^2
přídavný moment na pilíř:	M=	0.266	kNm				

VYHOVUJE

návrh výztuže na příčné síly *(Vorlesungen über Massivbau)*

smyk. síla v podélném směru	Z_1=	2007.300	kN	profil třmínku:	Ø=	12	mm
smyk. síla v příčném směru:	Z_2=	133.820	kN	počet střihů v řezu 1:	n_1=	6	ks
povrchová síla:	Z_3=	28.676	kN	počet střihů v řezu 2:	n_2=	2	ks
				vzdálenost třmínků:	$s_{tř}$=	100	mm
				výška oblasti pro vyztužení:	h=	0.980	m
				smyková výztuž v 1:	A_{sw1}=	5971.539	mm^2
				smyková výztuž v 2:	A_{sw2}=	1990.513	mm^2
				síla přenesená třmínky 1:	$F_{R,sw}$=	**2596.3**	kN
				síla přenesená třmínky 2:	$F_{R,sw}$=	**865.4**	kN
				počet střihů v řezu 3:	n_2=	2	ks
				smyková 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}=	0.280	m^2	největší roznášecí plocha:	A_{c1}=	0.900	m^2
rozšíření v podélném směru:	b_2=	0.600	m	rozšíření v příčném směru:	l_2=	1.500	m
napětí na styčné ploše:	σ_{Ed}=	28.090	MPa	maximální napětí:	σ_{Rdu}=	37.650	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=	1433.8	kN	výška účinku síly:	h=	1.400	m
profil třmínku:	Ø=	12	mm	počet střihů v řezu:	n=	6	ks
vzdálenost třmínků:	$s_{tř}$=	100	mm	smyková výztuž na výšce h:	A_{sw}=	8822	mm^2
síla přenesená třmínky:	$F_{R,sw}$=	**3835.5**	kN				

VYHOVUJE

POSOUZENÍ VRUBOVÉHO KLOUBU - mostovka - pilíř - P7

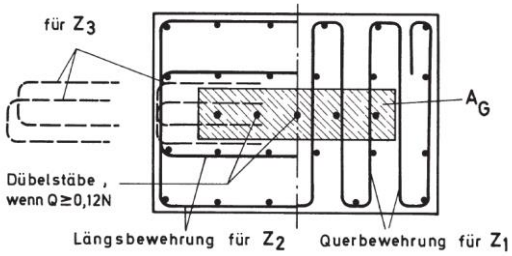
geometrie a materiály kloubu							
šířka kloubu v podél. směru:	a=	0.20	m	rozměr pilíře v příč. směru:	c=	0.90	m
rozměr pilíře v podél. směru:	d=	1.00	m	minimální stranové odsazení:	b_r=	0.140	m
max. tloušťka kloubu:	t=	0.02	m				
třída betonu:		**C35/45**		skutečná délka kloubu:	b=	0.80	m
tlaková pevnost:	$f_{c,k}$=	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	-
				mez kluzu:	$f_{y,k}$=	355.0	MPa
ocel trnů:		**S355**		mez kluzu:	$f_{y,k}$=	500.0	MPa
ocel třmínků:		**B500B**		součinitel materiálu:	γ_s=	1.15	-
zatížení							
podélná síla:	F_x=	154.0	kN	příčná síla:	F_y=	131.0	kN
návrhová svislá síla:	F_z=	5864.0	kN	příčný moment:	M_x=	20.1	kNm
svislá síla od vlastní tíhy	$F_{g,z}$=	2458.0	kN	podélné natočení - stálé:	α_D=	3.280	mrad
minimální svislá síla	$F_{z,min}$=	1962.0	kN	podélné natočení - užitné:	α_n=	5.310	mrad
uvažovaná trvalá síla:	N_D=	2458.000	-	podélné natočení	α=	6.950	mrad
posouzení trnů							
celková vodorovná síla:	F_{xy}=	202.2	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=	0.200	-	koeficient zjištěný zkouškami:	λ=	0.400	-
dovolené pootočení:	α_{Rd}=	13.798	mrad	potřebná plocha kloubu:	A_{min}=	0.127	m^2
potřebná délka kloubu:	b_{req}=	0.634	m	skutečná plocha kloubu:	A_G=	0.160	m^2
přídavný moment na pilíř:	M=	0.314	kNm			**VYHOVUJE**	

návrh výztuže na příčné síly *(Vorlesungen über Massivbau)*

smyk. síla v podélném směru	Z_1=	1759.200	kN	profil třmínku:	Ø=	12	mm
smyk. síla v příčném směru:	Z_2=	195.467	kN	počet střihů v řezu 1:	n_1=	6	ks
povrchová síla:	Z_3=	43.980	kN	počet střihů v řezu 2:	n_2=	2	ks
				vzdálenost třmínků:	$s_{tř}$=	100	mm
				výška oblasti pro vyztužení:	h=	0.700	m
				smyková výztuž v 1:	A_{sw1}=	4071.504	mm^2
				smyková výztuž v 2:	A_{sw2}=	1357.168	mm^2
				síla přenesená třmínky 1:	$F_{R,sw}$=	**1770.2**	kN
				síla přenesená třmínky 2:	$F_{R,sw}$=	**590.1**	kN
				počet střihů v řezu 3:	n_2=	2	ks
				smyková 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}=	0.160	m^2	největší roznášecí plocha:	A_{c1}=	0.540	m^2
rozšíření v podélném směru:	b_2=	0.600	m	rozšíření v příčném směru:	l_2=	0.900	m
napětí na styčné ploše:	σ_{Ed}=	37.593	MPa	maximální napětí:	σ_{Rdu}=	38.579	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=	1172.8	kN	výška účinku síly:	h=	1.000	m
profil třmínku:	Ø=	12	mm	počet střihů v řezu:	n=	6	ks
vzdálenost třmínků:	$s_{tř}$=	100	mm	smyková výztuž na výšce h:	A_{sw}=	6107	mm^2
síla přenesená třmínky:	$F_{R,sw}$=	**2655.3**	kN			**VYHOVUJE**	

POSOUZENÍ VRUBOVÉHO KLOUBU - pilíř - oblouk - P5

geometrie a materiály kloubu

šířka kloubu v podél. směru:	a=	0.20	m	rozměr pilíře v příč. směru:	c=	1.50	m
rozměr pilíře v podél. směru:	d=	1.40	m	minimální stranové odsazení:	b_r=	0.140	m
max. tloušťka kloubu:	t=	0.02	m				
třída betonu:		**C35/45**		skutečná délka kloubu:	b=	1.40	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	-
				mez kluzu:	$f_{y,k}$=	355.0	MPa
ocel trnů:		**S355**		mez kluzu:	$f_{y,k}$=	500.0	MPa
ocel třmínků:		**B500B**		součinitel materiálu:	γ_s=	1.15	-

zatížení

podélná síla:	F_x=	92.0	kN	příčná síla:	F_y=	152.0	kN
návrhová svislá síla:	F_z=	6741.0	kN	příčný moment:	M_x=	284.0	kNm
svislá síla od vlastní tíhy	$F_{g,z}$=	2724.0	kN	podélné natočení - stálé:	α_D=	0.270	mrad
minimální svislá síla	$F_{z,min}$=	1616.0	kN	podélné natočení - užitné:	α_n=	2.710	mrad
uvažovaná trvalá síla:	N_D=	2424.000	-	podélné natočení	α=	2.845	mrad

posouzení trnů

celková vodorovná síla:	F_{xy}=	177.7	kN	únosnost trnů ve smyku:	F_{Rd}=	685.2	kN

VYHOVUJE

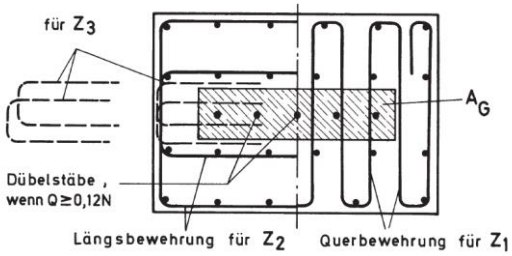
posouzení vrubového kloubu dle Heft 175: Betongelenke *(F. Leonhardt, H. Reimann, 1965) - modifikace Schacht 2010*

poměr rozměrů:	a/d=	0.143	-	koeficient zjištěný zkouškami:	λ=	0.629	-
dovolené pootočení:	α_{Rd}=	9.064	mrad	potřebná plocha kloubu:	A_{min}=	0.125	m^2
potřebná délka kloubu:	b_{req}=	0.625	m	skutečná plocha kloubu:	A_G=	0.280	m^2
přídavný moment na pilíř:	M=	0.265	kNm				

VYHOVUJE

návrh výztuže na příčné síly *(Vorlesungen über Massivbau)*

smyk. síla v podélném směru	Z_1=	2022.300	kN	profil třmínku:	Ø=	12	mm
smyk. síla v příčném směru:	Z_2=	134.820	kN	počet střihů v řezu 1:	n_1=	6	ks
povrchová síla:	Z_3=	28.890	kN	počet střihů v řezu 2:	n_2=	2	ks
				vzdálenost třmínků:	$s_{tř}$=	100	mm
				výška oblasti pro vyztužení:	h=	0.980	m
				smyková výztuž v 1:	A_{sw1}=	5971.539	mm^2
				smyková výztuž v 2:	A_{sw2}=	1990.513	mm^2
				síla přenesená třmínky 1:	$F_{R,sw}$=	**2596.3**	kN
				síla přenesená třmínky 2:	$F_{R,sw}$=	**865.4**	kN
				počet střihů v řezu 3:	n_2=	2	ks
				smyková 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}=	0.280	m^2	největší roznášecí plocha:	A_{c1}=	0.900	m^2
rozšíření v podélném směru:	b_2=	0.600	m	rozšíření v příčném směru:	l_2=	1.500	m
napětí na styčné ploše:	σ_{Ed}=	28.422	MPa	maximální napětí:	σ_{Rdu}=	37.650	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=	1444.5	kN	výška účinku síly:	h=	1.400	m
profil třmínku:	Ø=	12	mm	počet střihů v řezu:	n=	6	ks
vzdálenost třmínků:	$s_{tř}$=	100	mm	smyková výztuž na výšce h:	A_{sw}=	8822	mm^2
síla přenesená třmínky:	$F_{R,sw}$=	**3835.5**	kN				

VYHOVUJE

POSOUZENÍ VRUBOVÉHO KLOUBU - mostovka - pilíř - P8

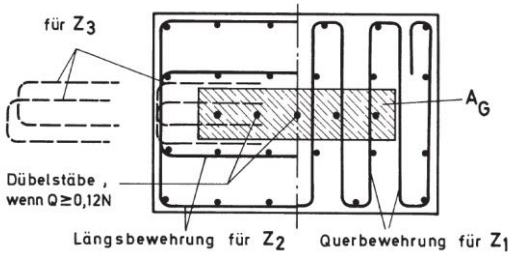
geometrie a materiály kloubu							
šířka kloubu v podél. směru:	a=	0.20	m	rozměr pilíře v příč. směru:	c=	0.90	m
rozměr pilíře v podél. směru:	d=	1.00	m	minimální stranové odsazení:	b_r=	0.140	m
max. tloušťka kloubu:	t=	0.02	m				
třída betonu:		**C35/45**		skutečná délka kloubu:	b=	0.80	m
tlaková pevnost:	$f_{c,k}$=	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	-
				mez kluzu:	$f_{y,k}$=	355.0	MPa
ocel trnů:		**S355**		mez kluzu:	$f_{y,k}$=	500.0	MPa
ocel třmínků:		**B500B**		součinitel materiálu:	γ_s=	1.15	-
zatížení							
podélná síla:	F_x=	187.0	kN	příčná síla:	F_y=	117.0	kN
návrhová svislá síla:	F_z=	5886.0	kN	příčný moment:	M_x=	19.4	kNm
svislá síla od vlastní tíhy	$F_{g,z}$=	2482.0	kN	podélné natočení - stálé:	α_D=	1.810	mrad
minimální svislá síla	$F_{z,min}$=	1995.0	kN	podélné natočení - užitné:	α_n=	6.130	mrad
uvažovaná trvalá síla:	N_D=	2482.000	-	podélné natočení	α=	7.035	mrad
posouzení trnů							
celková vodorovná síla:	F_{xy}=	220.6	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=	0.200	-	koeficient zjištěný zkouškami:	λ=	0.400	-
dovolené pootočení:	α_{Rd}=	13.849	mrad	potřebná plocha kloubu:	A_{min}=	0.127	m^2
potřebná délka kloubu:	b_{req}=	0.637	m	skutečná plocha kloubu:	A_G=	0.160	m^2
přídavný moment na pilíř:	M=	0.315	kNm			**VYHOVUJE**	

návrh výztuže na příčné síly *(Vorlesungen über Massivbau)*

smyk. síla v podélném směru	Z_1=	1765.800	kN	profil třmínku:	Ø=	12	mm
smyk. síla v příčném směru:	Z_2=	196.200	kN	počet střihů v řezu 1:	n_1=	6	ks
povrchová síla:	Z_3=	44.145	kN	počet střihů v řezu 2:	n_2=	2	ks
				vzdálenost třmínků:	$s_{tř}$=	100	mm
				výška oblasti pro vyztužení:	h=	0.700	m
				smyková výztuž v 1:	A_{sw1}=	4071.504	mm^2
				smyková výztuž v 2:	A_{sw2}=	1357.168	mm^2
				síla přenesená třmínky 1:	$F_{R,sw}$=	**1770.2**	kN
				síla přenesená třmínky 2:	$F_{R,sw}$=	**590.1**	kN
				počet střihů v řezu 3:	n_2=	2	ks
				smyková 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}=	0.160	m^2	největší roznášecí plocha:	A_{c1}=	0.540	m^2
rozšíření v podélném směru:	b_2=	0.600	m	rozšíření v příčném směru:	l_2=	0.900	m
napětí na styčné ploše:	σ_{Ed}=	37.697	MPa	maximální napětí:	σ_{Rdu}=	38.579	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=	1177.2	kN	výška účinku síly:	h=	1.000	m
profil třmínku:	Ø=	12	mm	počet střihů v řezu:	n=	6	ks
vzdálenost třmínků:	$s_{tř}$=	100	mm	smyková výztuž na výšce h:	A_{sw}=	6107	mm^2
síla přenesená třmínky:	$F_{R,sw}$=	**2655.3**	kN			**VYHOVUJE**	

POSOUZENÍ VRUBOVÉHO KLOUBU - mostovka - pilíř - P9

geometrie a materiály kloubu

šířka kloubu v podél. směru:	a=	0.20	m	rozměr pilíře v příč. směru:	c=	0.90	m
rozměr pilíře v podél. směru:	d=	1.40	m	minimální stranové odsazení:	b_r=	0.140	m
max. tloušťka kloubu:	t=	0.02	m				
třída betonu:		**C35/45**		skutečná délka kloubu:	b=	0.80	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	-
				mez kluzu:	$f_{y,k}$=	355.0	MPa
ocel trnů:		**S355**		mez kluzu:	$f_{y,k}$=	500.0	MPa
ocel třmínků:		**B500B**		součinitel materiálu:	γ_s=	1.15	-

zatížení

podélná síla:	F_x=	370.0	kN	příčná síla:	F_y=	325.0	kN
návrhová svislá síla:	F_z=	5941.0	kN	příčný moment:	M_x=	19.4	kNm
svislá síla od vlastní tíhy	$F_{g,z}$=	2434.0	kN	podélné natočení - stálé:	α_D=	3.490	mrad
minimální svislá síla	$F_{z,min}$=	1912.0	kN	podélné natočení - užitné:	α_n=	4.110	mrad
uvažovaná trvalá síla:	N_D=	2434.000	-	podélné natočení	α=	5.855	mrad

posouzení trnů

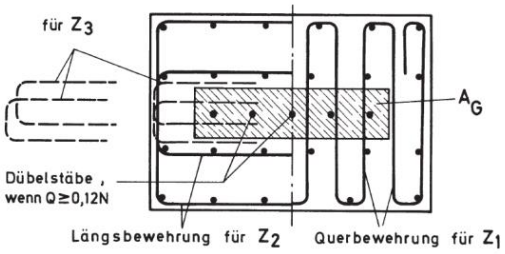
celková vodorovná síla:	F_{xy}=	492.5	kN	únosnost trnů ve smyku:	F_{Rd}=	685.2	kN
						VYHOVUJE	

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

poměr rozměrů:	a/d=	0.143	-	koeficient zjištěný zkouškami:	λ=	0.629	-
dovolené pootočení:	α_{Rd}=	13.979	mrad	potřebná plocha kloubu:	A_{min}=	0.113	m^2
potřebná délka kloubu:	b_{req}=	0.564	m	skutečná plocha kloubu:	A_G=	0.160	m^2
přídavný moment na pilíř:	M=	0.296	kNm			**VYHOVUJE**	

návrh výztuže na příčné síly *(Vorlesungen über Massivbau)*

smyk. síla v podélném směru	Z_1=	1782.300	kN	profil třmínku:	Ø=	12	mm
smyk. síla v příčném směru:	Z_2=	198.033	kN	počet střihů v řezu 1:	n_1=	6	ks
povrchová síla:	Z_3=	44.558	kN	počet střihů v řezu 2:	n_2=	2	ks
				vzdálenost třmínků:	$s_{tř}$=	100	mm
				výška oblasti pro vyztužení:	h=	0.980	m
				smyková výztuž v 1:	A_{sw1}=	5971.539	mm^2
				smyková výztuž v 2:	A_{sw2}=	1990.513	mm^2
				síla přenesená třmínky 1:	$F_{R,sw}$=	**2596.3**	kN
				síla přenesená třmínky 2:	$F_{R,sw}$=	**865.4**	kN
				počet střihů v řezu 3:	n_2=	2	ks
				smyková 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}=	0.160	m^2	největší roznášecí plocha:	A_{c1}=	0.540	m^2
rozšíření v podélném směru:	b_2=	0.600	m	rozšíření v příčném směru:	l_2=	0.900	m
napětí na styčné ploše:	σ_{Ed}=	38.041	MPa	maximální napětí:	σ_{Rdu}=	38.579	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=	1273.1	kN	výška účinku síly:	h=	1.400	m
profil třmínku:	Ø=	12	mm	počet střihů v řezu:	n=	6	ks
vzdálenost třmínků:	$s_{tř}$=	100	mm	smyková výztuž na výšce h:	A_{sw}=	8822	mm^2
síla přenesená třmínky:	$F_{R,sw}$=	**3835.5**	kN			**VYHOVUJE**	

5.3 Návrh dilatačních závěrů

Podélné pohyby konstrukce byly uvažovány obdobně jako v případě návrhu posunů ložisek. Ve výpočtu je s ohledem na čas umístění dilatačních závěrů redukován vliv dotvarování a smršťování na celkové pohyby v mostních závěrech. Přetvoření od předpínání není s ohledem na fáze výstavby uvažováno.

O1				O2			
Zatěžovací stav		MZ		Zatěžovací stav		MZ	
		x	y			x	y
Vodorovná zat.	T- - Tcon (ochlazení)	69.5	0.0	Vodorovná zat.	T- - Tcon (ochlazení)	68.7	0.0
	T+ - Texp (otepleni)	-62.0	0.0		T+ - Texp (otepleni)	-62.0	0.0
	D - Rozjezd/Brždění (+/-)	16.1	0.0		D - Rozjezd/Brždění (+/-)	16.1	0.0
	P - Přetvoření napínáním	0.0	0.0		P - Přetvoření napínáním	0.0	0.0
	C - dotvarování	12.4	0.0		C - dotvarování	12.4	0.0
	S - smršťování	36.0	0.0		S - smršťování	35.9	0.0
MAX POSUNY		143.7	0.0	**MAX POSUNY**		142.7	0.0
MIN POSUNY		-78.1	0.0	**MIN POSUNY**		-78.0	0.0
Posun při změně teploty o 1°C		**1.495**	**mm**	**Posun při změně teploty o 1°C**		**1.493**	**mm**

Mostní závěr O1: dilatační délka L = 149,6 m celkový posun Δ = 221,8 mm

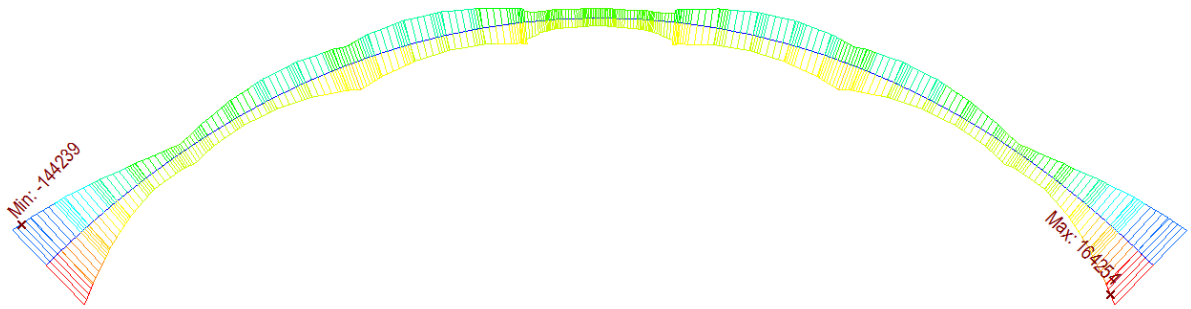
Mostní závěr O2: dilatační délka L = 149,6 m celkový posun Δ = 220,7 mm

6 Oblouk

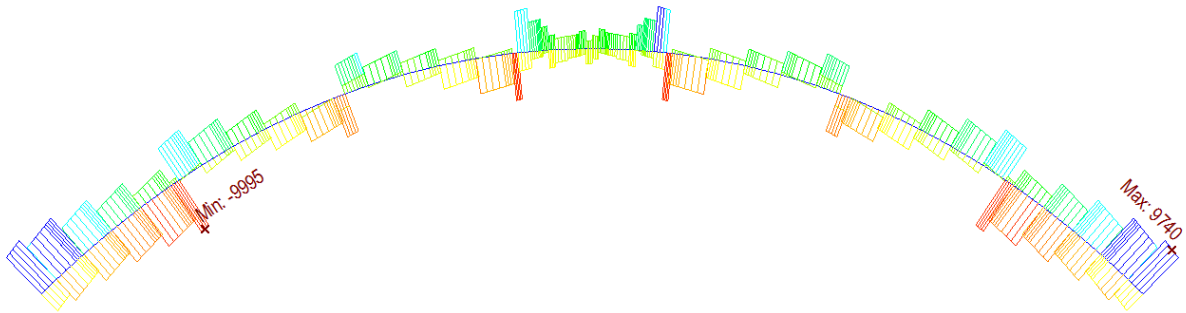
6.1.1 Vnitřní síly

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

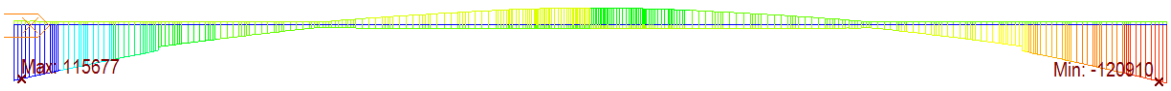
MSU – M_y [kNm]



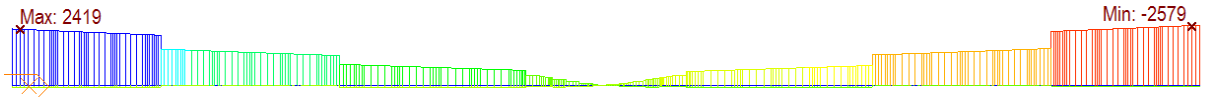
MSU – V_z [kN]



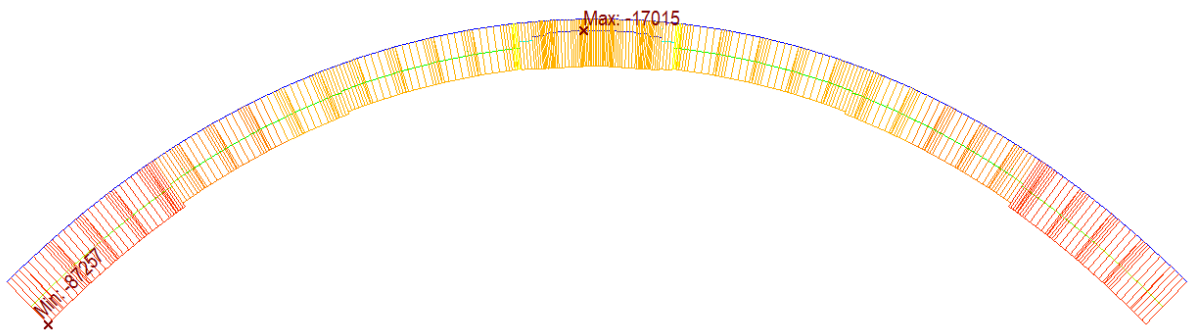
MSU – M_z [kNm]



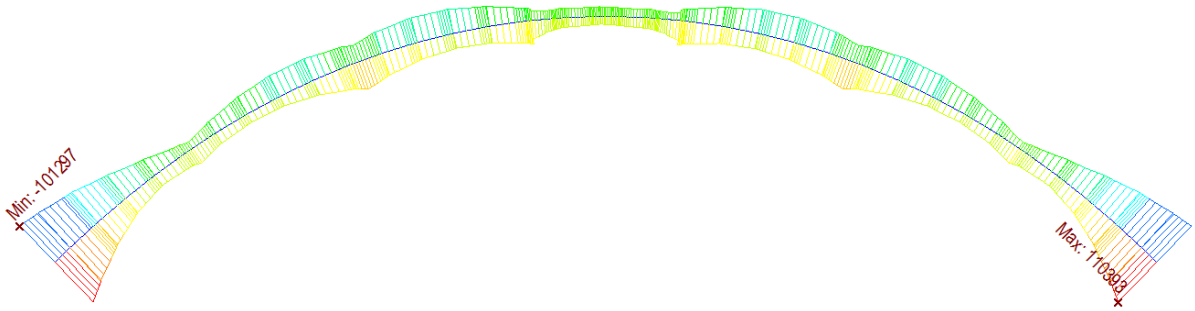
MSU – V_y [kN]



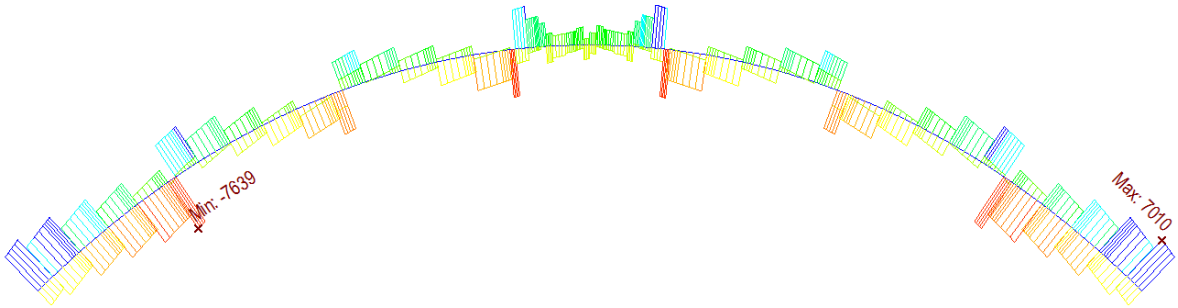
MSU – N_x [kN]



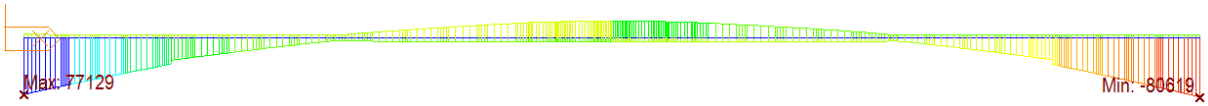
Char – M_y [kNm]



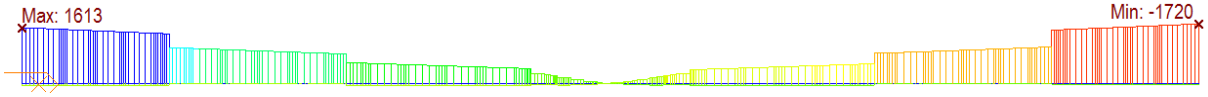
Char – V_z [kN]



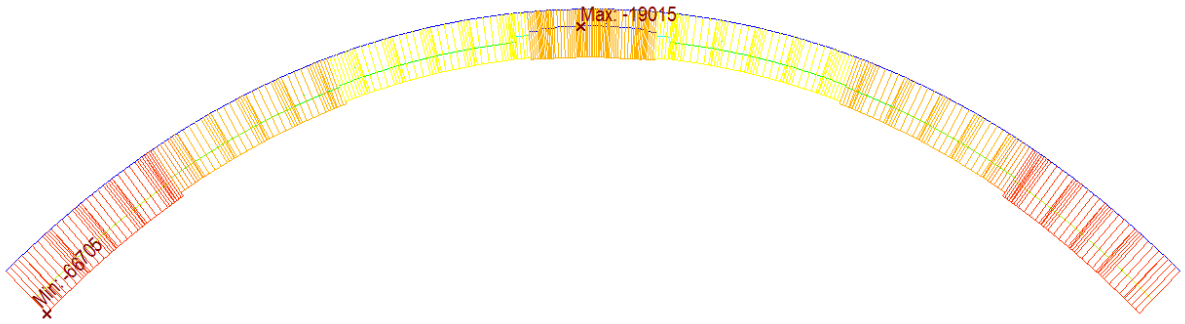
Char – M_z [kNm]



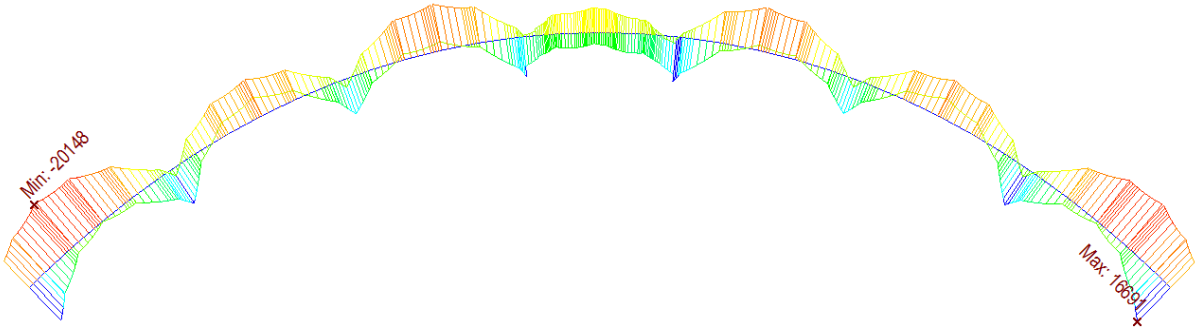
Char – V_y [kN]



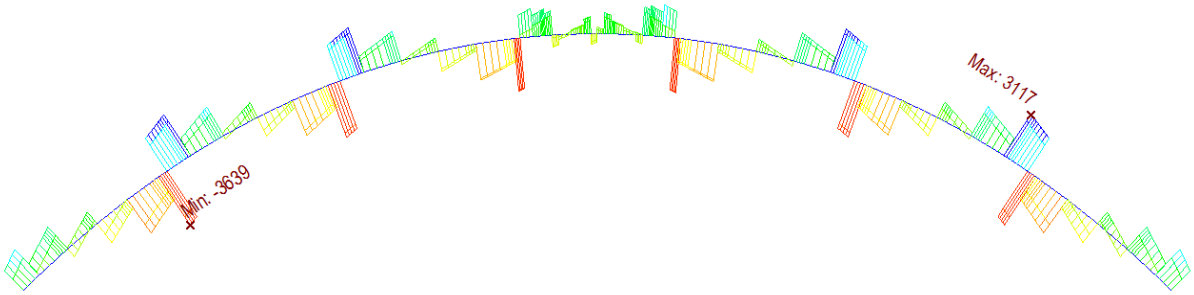
Char – N_x [kN]



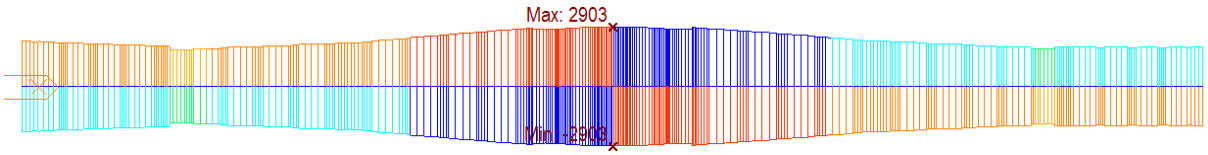
Kvazi – M_y [kNm]



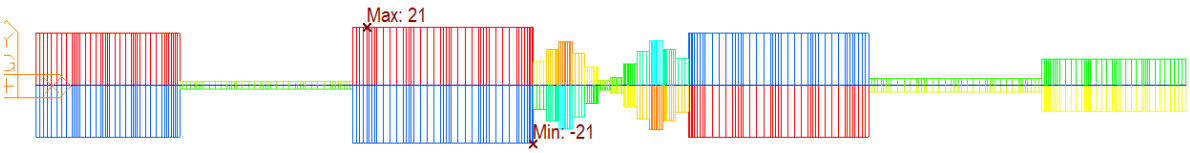
Kvazi – V_z [kN]



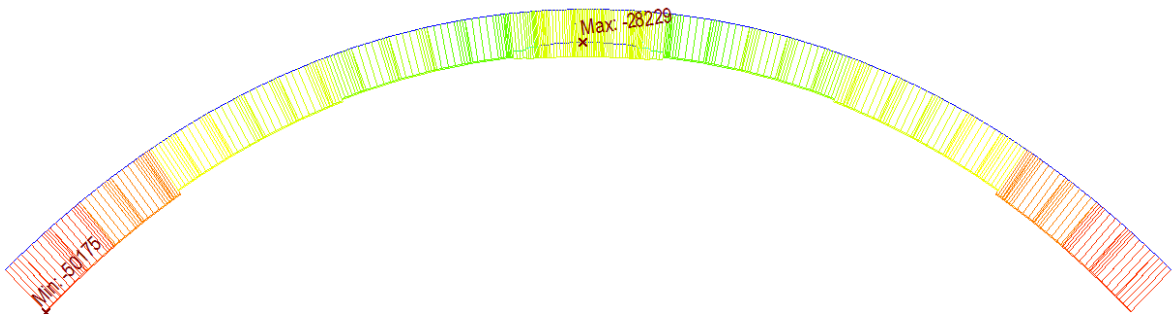
Kvazi – M_z [kNm]



Kvazi – V_y [kN]



Kvazi – N_x [kN]



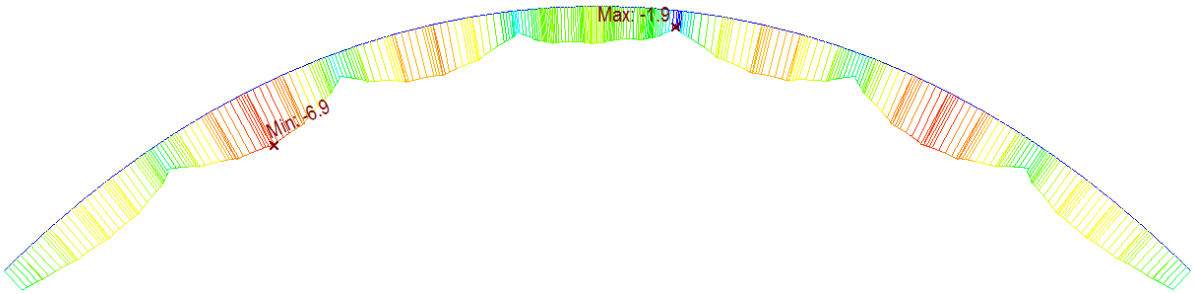
6.1.2 Mezní stav použitelnosti

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

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

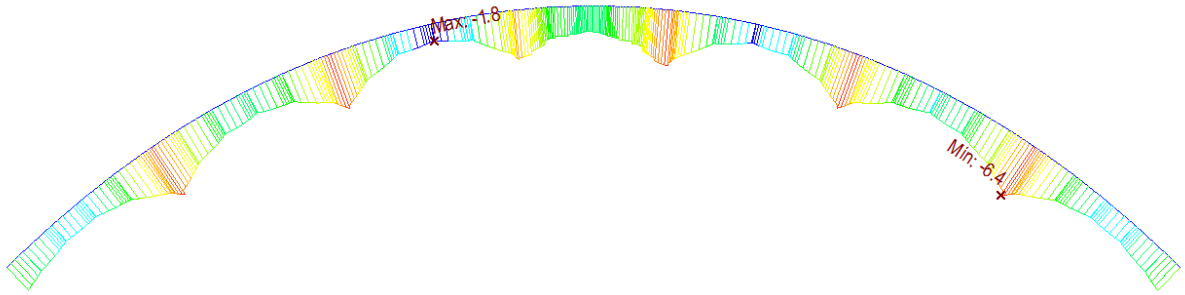
Posouzení omezení napětí (kvazistálá kombinace)

– dolní vlákna



$\sigma_{cc} = -6{,}9 < 0{,}45 \,.\, 45{,}0 = 20{,}25$ $\sigma_{ct} = -1{,}9 < f_{ctm} = 3{,}8$

– horní vlákna

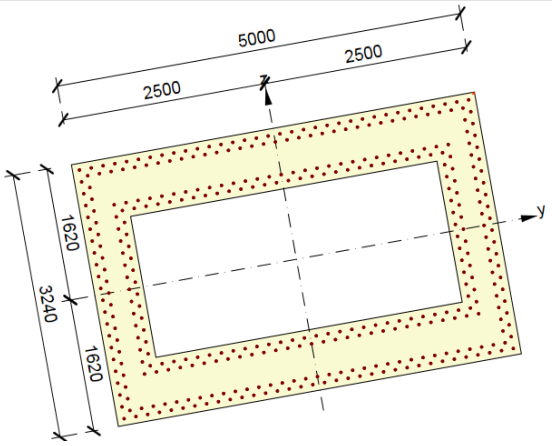


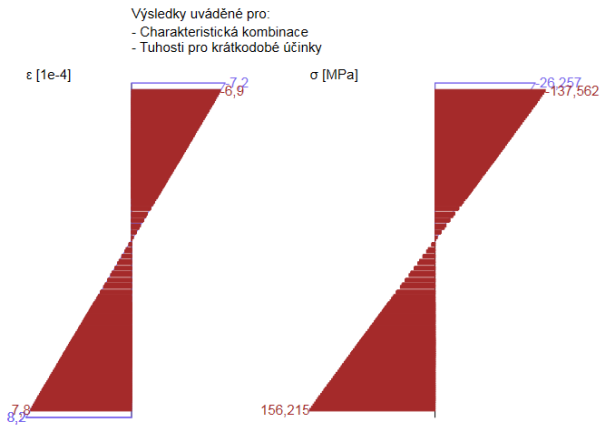
$\sigma_{cc} = -6{,}4 < 0{,}45 \,.\, 45{,}0 = 20{,}25$ $\sigma_{ct} = -1{,}8 < f_{ctm} = 3{,}8$ **Vyhovuje, trhliny nevznikají**

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

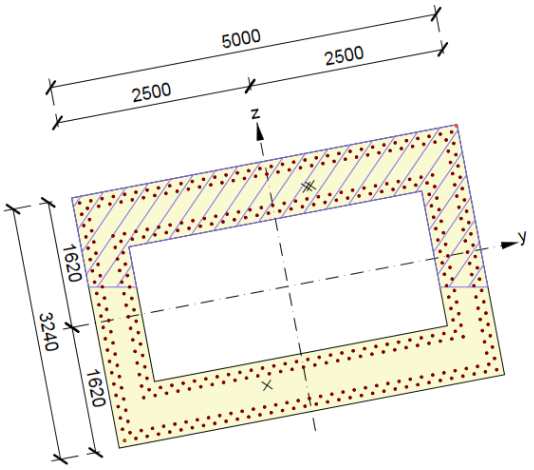
Únosnost průřezů je stanovena na základě metody mezních přetvoření.

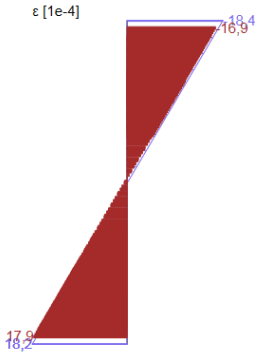
Na základě vyhodnocení napjatostních stavů v jednotlivých fázích vyhověly všechny průřezy na únosnost kombinovaného vlivu normálových a posouvajících sil, ohybových momentů a krouticího momentu. Žádný z použitých materiálů nedosáhl maximálního využití při působení návrhových vnitřních sil, přičemž byla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

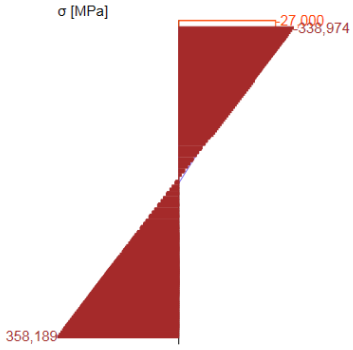
– v patě

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


5000
2500
2500
z
y
1620
3240
1620


ε [1e-4]
18,4
16,9
17,9
18,2

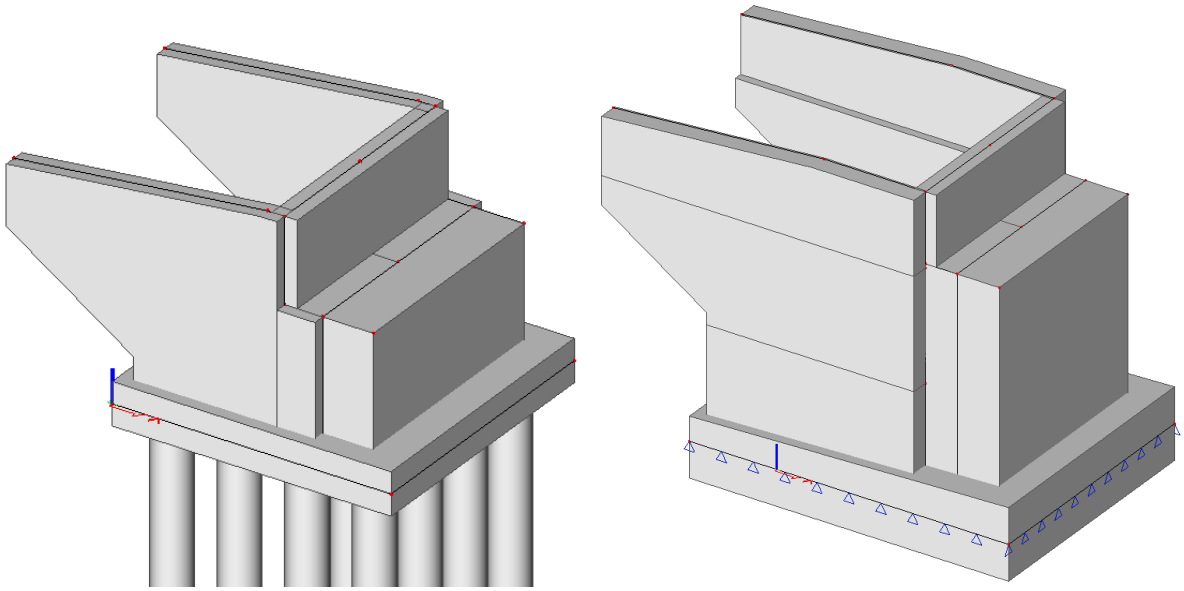

σ [MPa]
27,000
-338,974
358,189

7 Spodní stavba

7.1 Opěry

Pro správnou dimenzaci základů, křídel a pilot (pouze OP1) byly zhotoveny komplexní 3D desko-stěnové modely v MKP SW SCIA Engineer 2008. Výsledky na dřík a závěrnou zídku jsou nižší než níže uvedená konzervativní posouzení.

Obrázek 7-1: Model opěry OP1 (vlevo), na OP2 (vpravo)



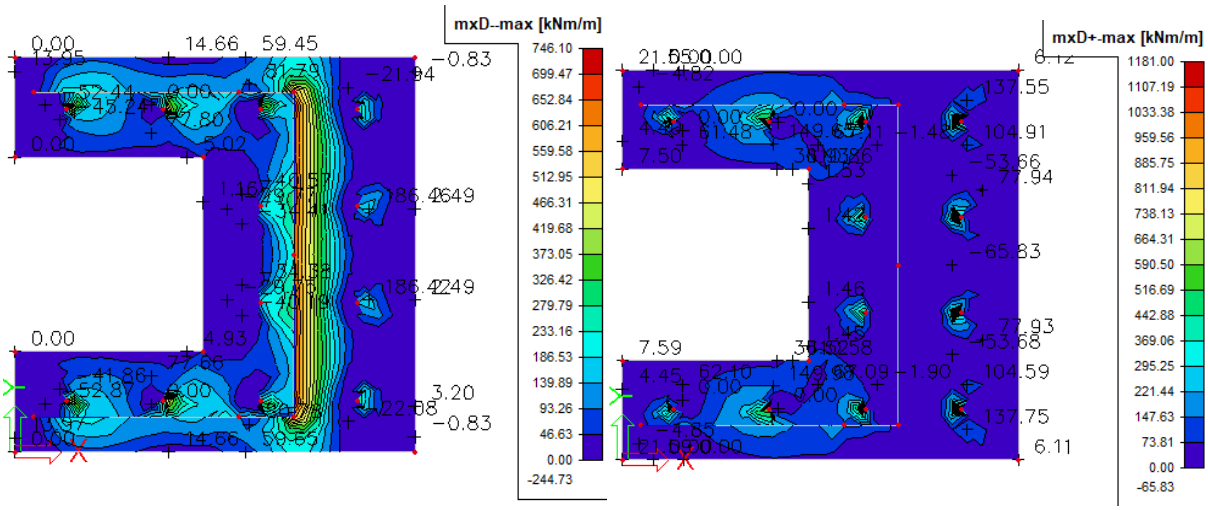
7.1.1 Základy

Základy byly navrženy na základě výsledků z komplexního MKP modelu.

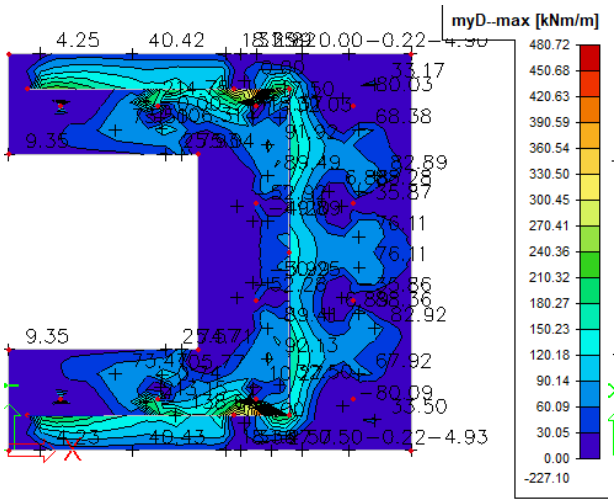
7.1.1.1 Základ opěry OP1 – vnitřní síly

Založení opěry OP1 je realizováno skupinou 12 velkoprůměrových pilot. Návrh vyztužení ohybovou výztuží je proveden konzervativně pro extrémní dosažené hodnoty (mimo singularity). Smyková výztuž je s ohledem na geometrii opěry, kdy zatížení přechází z dříku, resp. křídel přímo do pilot navržena konstrukční z třmínků Ø16 s osovou roztečí větví max 450/450 mm.

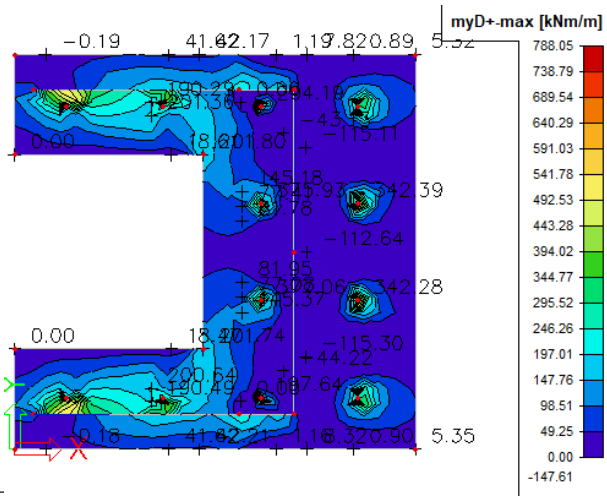
– mx_{D-} (spodní – směr mostu) **- mx_{D+} (horní – směr mostu)**



– my_{D-} (spodní – kolmo na most)



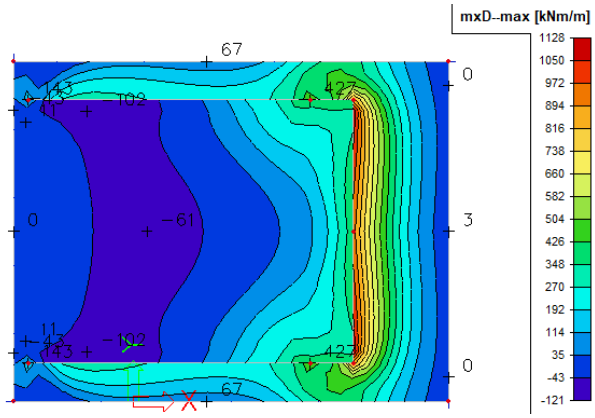
- my_{D+} (horní – kolmo na most)



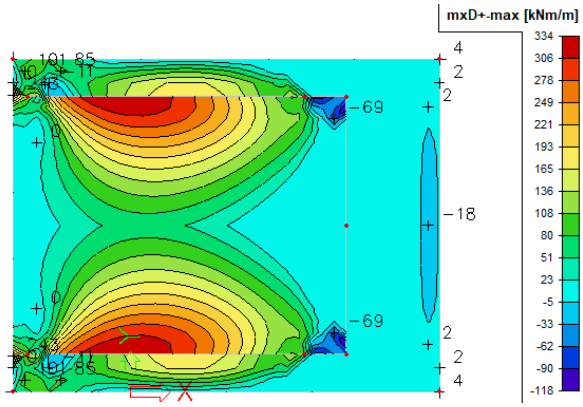
7.1.1.2 Základ opěry OP2 – vnitřní síly

Založení opěry OP2 je plošné na vrstvách rul a pararul typu R3. Návrh vyztužení ohybovou výztuží je proveden konzervativně pro extrémní dosažené hodnoty (mimo singularity). Smyková výztuž je s ohledem na tuhost podloží a mohutnost celého základu pilot navržena konstrukční z třmínků Ø16 s osovou roztečí větví max 450/450 mm.

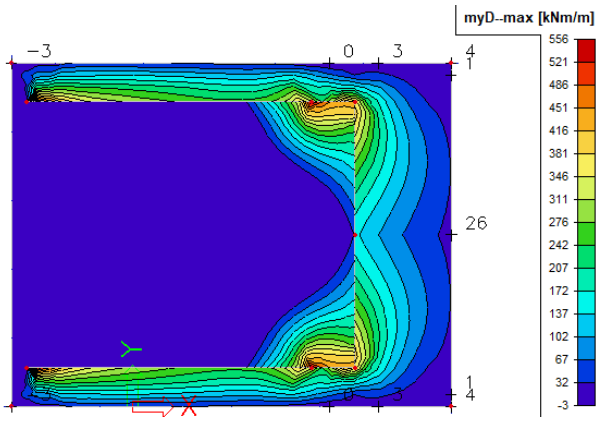
– mx_{D-} (spodní – směr mostu)



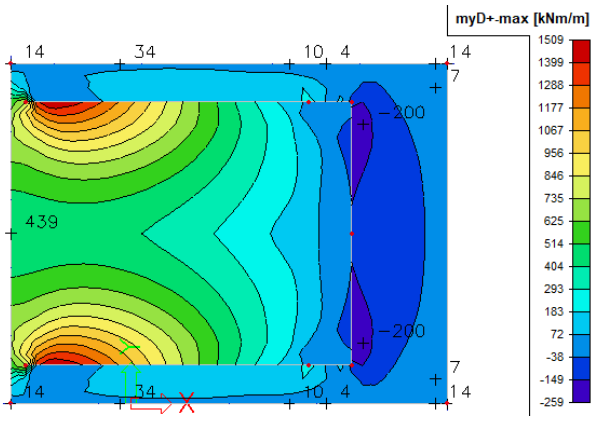
- mx_{D+} (horní – směr mostu)



– my_{D-} (spodní – kolmo na most)

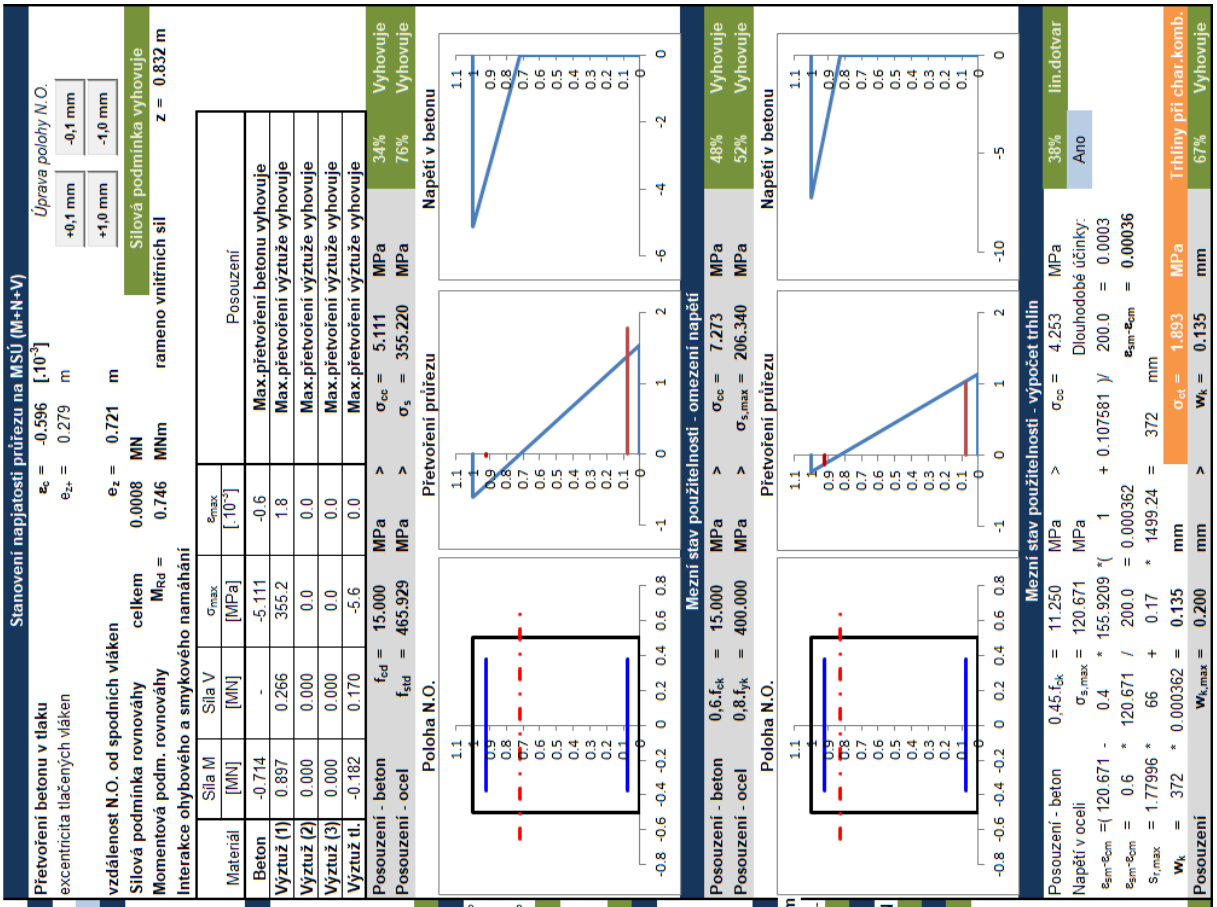


- my_{D+} (horní – kolmo na most)



7.1.1.3 Základ opěry OP1 – posouzení

– základ OP1 mx$_{D-}$ (spodní – směr mostu)



– základ OP1 mx_{D+} (horní – směr mostu)

Základ opěry OP1 - mxD+ horní výztuž ve směru mostu

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	1000 mm		
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B	500	B			beton:	C25/30	f_{ck} =	25.0	MPa	
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	31.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	15.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	6.45	-	$f_{c,t,m}$ =	2.6	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 20 mm	1. řada	z=0.076	$A_{s1,1}$	= 2094 mm²	(0.209%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$	= mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$	= mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 25 mm		z=0.079	A_{s2}	= 3272 mm²	(0.327%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

9.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 419 mm²

(pro desky)

Stupeň vyztužení

$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$	
1 249	<	2 094	<	5367	<	40 000	Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	5 Φ 16 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1005 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 1000 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1005 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.10%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.10%		Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$	
0.08%		0.10%		1.00%	Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	137	kNm	N_{Ed} =	0	kN	V_{Ed} =	305	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	0.000	m	
$M_{Ek,char}$ =	104	kNm	$N_{Ek,char}$ =	0	kN	e_{char} =	0.000	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	72	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	0	kN	e_{kvazi} =	0.000	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.083 / 1.000)= 0.289 m λ = 0.000 / 0.289 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 500.000 - > λ = 0.000 - Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.465 *(0.227 * 25.0)+ 0.15 * 0.000) 1000 * 924 = 0.290 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.290 MN < V_{Ed} = 0.305 MN 105% Nevyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. v = 0.54 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 305 *(1.428 - 0.000) = 0.436 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.54 * 15.0 * 1000 * 850 /(0.70021 + 1.42815)= 3.233 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 1005 * 434.8 * 0.850 * 1.42815 / 1000 = 0.530 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.850 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 0.530 MN > V_{Ed} = 0.305 MN 58% Vyhovuje

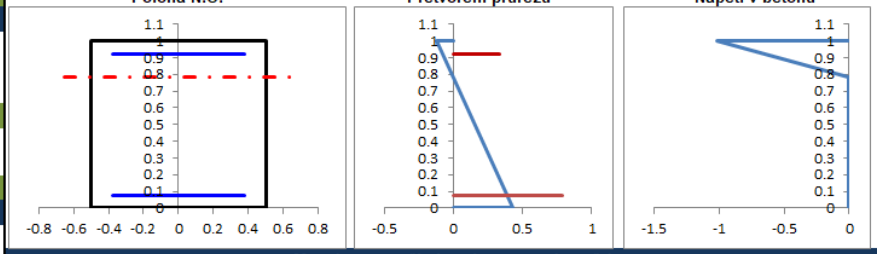
Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku	ε_c =	-0.119	[.10⁻³]	*Úprava polohy N.O.*	
excentricita tlačených vláken	e_{z+} =	0.218	m	+0,1 mm	-0,1 mm
				+1,0 mm	-1,0 mm
vzdálenost N.O. od spodních vláken	e_z =	0.782	m		
Silová podmínka rovnováhy	celkem	0.0009	MN	Silová podmínka vyhovuje	
Momentová podm. rovnováhy	M_{Rd} =	0.137	MNm	rameno vnitřních sil	z = 0.850 m
Interakce ohybového a smykového namáhání					

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.111	-	-1.017	-0.1	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.161	0.170	158.2	0.8	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.050	0.266	66.0	0.3	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton	f_{cd} =	15.000	MPa	>	σ_{cc} =	1.017	MPa	7%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	f_{std} =	465.929	MPa	>	σ_s =	158.163	MPa	34%	Vyhovuje

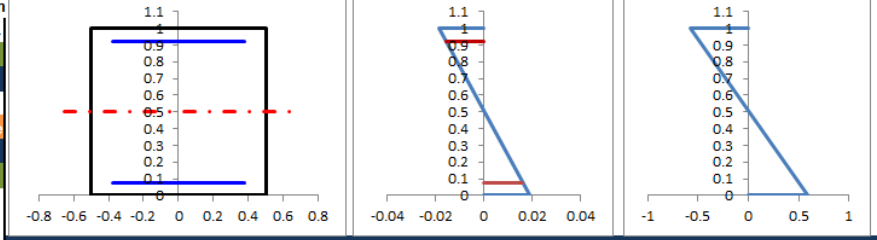
Poloha N.O. Přetvoření průřezu Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton	0,6.f_{ck} =	15.000	MPa	>	σ_{cc} =	0.577	MPa	4%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	0,8.f_{yk} =	400.000	MPa	>	$\sigma_{s,max}$ =	3.201	MPa	1%	Vyhovuje

Poloha N.O. Přetvoření průřezu Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 11.250 MPa > σ_{cc} = 0.400 MPa 4% lin.dotvar

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 2.216 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(2.216 - 0.4 * 235.8676 *(1 + 0.071117)/ 200.0 = -0.0005

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 2.216 / 200.0 = 6.65E-06 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00001

$s_{r,max}$ = 1.77996 * 66 + 0.17 * 1814.366 = 426 mm

w_k = 426 * 6.65E-06 = 0.000 mm σ_{ct} = 0.405 MPa Trhliny nevznikají

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.000 mm Vyhovuje

SUDOP PRAHA

– základ OP1 my_D- (spodní – kolmo na most)

Základ opěry OP1 - myD- spodní výztuž kolmo na most

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	1000 mm	
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm	XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B 500 B			beton:	C25/30	f_{ck} =	25.0	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} = 31.0 GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} = 15.0 MPa
E_y =	200.0	GPa	$k = f_t/f_y$ =	1.08	-	α_e =	6.45	-	$f_{c,t,m}$ = 2.6 MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} = -3.5 [.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 20 mm	1. řada	z=0.101	$A_{s1,1}$	= 2094 mm² (0.209%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$	= mm² (0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$	= mm² (0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 16 mm		z=0.094	A_{s2}	= 1340 mm² (0.134%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

9.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 419 mm²

(pro desky)

Stupeň vyztužení

$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$	
1 215	<	2 094	<	3435	<	40 000	Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	5 Φ 16 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1005 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 1000 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1005 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.10%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.10%		Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$	
0.08%		0.10%		1.00%	Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	481	kNm	N_{Ed} =	0	kN	V_{Ed} =	305	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	0.000	m	
$M_{Ek,char}$ =	369	kNm	$N_{Ek,char}$ =	0	kN	e_{char} =	0.000	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	255	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	0	kN	e_{kvazi} =	0.000	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.083 / 1.000)= 0.289 m λ = 0.000 / 0.289 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 500.000 - > λ = 0.000 - Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.472 *(0.233 * 25.0)+ 0.15 * 0.000) 1000 * 899 = 0.286 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.286 MN < V_{Ed} = 0.305 MN 107% Nevyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = 0.54 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 305 *(1.428 - 0.000) = 0.436 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.54 * 15.0 * 1000 * 818 /(0.70021 + 1.42815)= 3.114 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 1005 * 434.8 * 0.818 * 1.42815 / 1000 = 0.511 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.818 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 0.511 MN > V_{Ed} = 0.305 MN 60% Vyhovuje

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = -0.500 [.10⁻³]

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.236 m

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = 0.764 m

Úprava polohy N.O.: +0,1 mm, -0,1 mm, +1,0 mm, -1,0 mm

Silová podmínka rovnováhy celkem 0.0001 MN — Silová podmínka vyhovuje

Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = 0.481 MNm rameno vnitřních sil z = 0.818 m

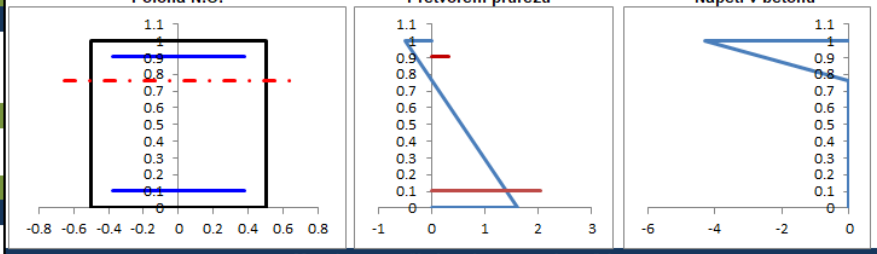
Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.507	-	-4.288	-0.5	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.588	0.265	407.2	2.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.081	0.170	66.3	0.3	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton f_{cd} = 15.000 MPa > σ_{cc} = 4.288 MPa 29% Vyhovuje

Posouzení - ocel f_{std} = 465.929 MPa > σ_s = 407.176 MPa 87% Vyhovuje

Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu

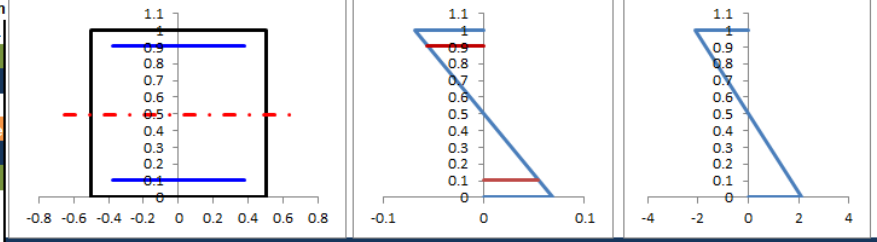


Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton 0,6.f_{ck} = 15.000 MPa > σ_{cc} = 2.131 MPa 14% Vyhovuje

Posouzení - ocel 0,8.f_{yk} = 400.000 MPa > $\sigma_{s,max}$ = 11.455 MPa 3% Vyhovuje

Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 11.250 MPa > σ_{cc} = 1.472 MPa 13% lin.dotvar

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 7.916 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(7.916 - 0.4 * 313.4557 *(1 + 0.053514)/ 200.0 = -0.0006

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 7.916 / 200.0 = 2.37E-05 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00002

$s_{r,max}$ = 1.43685 * 91 + 0.17 * 2411.197 = 541 mm

w_k = 541 * 2.37E-05 = 0.000 mm σ_{ct} = 1.462 MPa Trhliny nevznikají

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.000 mm Vyhovuje

– základ OP1 my_{D+} (horní – kolmo na most)

Základ opěry OP1 - myD+ horní výztuž kolmo na most

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	1000 mm		
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B	500	B			beton:	C25/30	f_{ck} =	25.0	MPa	
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	31.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	15.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	6.45	-	$f_{c,t,m}$ =	2.6	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 16 mm	1. řada	z=0.094	$A_{s1,1}$	= 1340 mm²	(0.134%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$	= mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$	= mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 20 mm		z=0.101	A_{s2}	= 2094 mm²	(0.209%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

6.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 268 mm²

Stupeň vyztužení

	$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$	
(pro desky)	1 225	<	1 340	<	3435	<	40 000	Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	5 Φ 16 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1005 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 1000 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1005 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.10%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.10%		Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$	
0.08%		0.10%		1.00%	Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	202 kNm	N_{Ed} =	0 kN	V_{Ed} =	305 kN			(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:		Ne		$e_{MSÚ}$ =	0.000 m			
$M_{Ek,char}$ =	158 kNm	$N_{Ek,char}$ =	0 kN	e_{char} =	0.000 m			(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	90 kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	0 kN	e_{kvazi} =	0.000 m			(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.083 / 1.000)= 0.289 m λ = 0.000 / 0.289 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 500.000 - > λ = 0.000 - Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.470 *(0.148 * 25.0)+ 0.15 * 0.000) 1000 * 906 = 0.247 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.283 MN < V_{Ed} = 0.305 MN 108% Nevyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = 0.54 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 305 *(1.428 - 0.000) = 0.436 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.54 * 15.0 * 1000 * 835 /(0.70021 + 1.42815)= 3.179 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 1005 * 434.8 * 0.835 * 1.42815 / 1000 = 0.522 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.835 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 0.522 MN > V_{Ed} = 0.305 MN 58% Vyhovuje

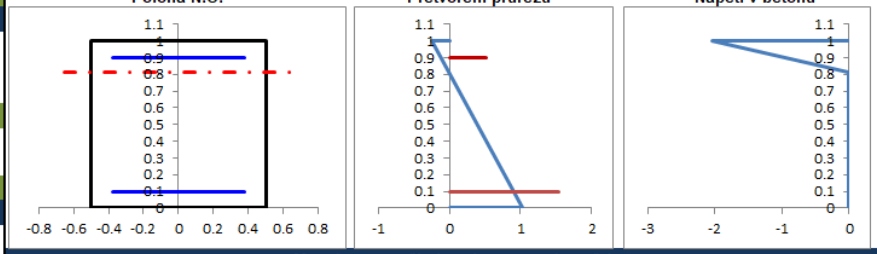
Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku	ε_c =	-0.239	[.10⁻³]	*Úprava polohy N.O.*	
excentricita tlačených vláken	e_{z+} =	0.190	m	+0,1 mm	-0,1 mm
				+1,0 mm	-1,0 mm
vzdálenost N.O. od spodních vláken	e_z =	0.810	m		
Silová podmínka rovnováhy	celkem	0.0008	MN	Silová podmínka vyhovuje	
Momentová podm. rovnováhy	M_{Rd} =	0.202	MNm	rameno vnitřních sil	z = 0.835 m
Interakce ohybového a smykového namáhání					

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.194	-	-2.045	-0.2	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.242	0.170	306.8	1.5	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.047	0.265	104.3	0.5	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton	f_{cd} =	15.000	MPa	>	σ_{cc} =	2.045	MPa	14%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	f_{std} =	465.929	MPa	>	σ_s =	306.790	MPa	66%	Vyhovuje

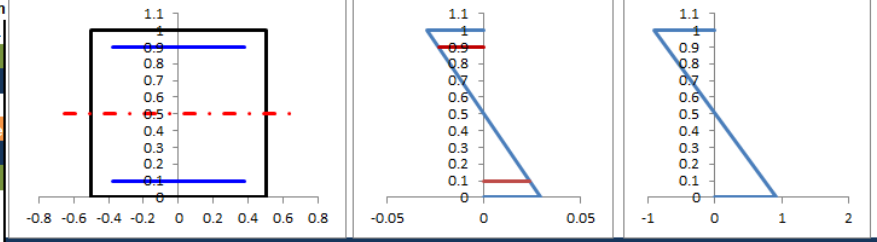
Poloha N.O. Přetvoření průřezu Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton	0,6.f_{ck} =	15.000	MPa	>	σ_{cc} =	0.906	MPa	6%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	0,8.f_{yk} =	400.000	MPa	>	$\sigma_{s,max}$ =	4.948	MPa	1%	Vyhovuje

Poloha N.O. Přetvoření průřezu Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton	0,45.f_{ck} =	11.250	MPa	>	σ_{cc} =	0.516	MPa	5%	lin.dotvar
Napětí v oceli	$\sigma_{s,max}$ =	2.822	MPa		Dlouhodobé účinky:			Ano	
ε_{sm}-ε_{cm} =(2.822 - 0.4 * 455.8297 *(1 + 0.036799)/ 200.0 = -0.0009									
ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 2.822 / 200.0 = 8.46E-06						ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00001			
$s_{r,max}$ = 1.49202 * 86 + 0.17 * 2805.106 = 605 mm									
w_k = 605 * 8.46E-06 = 0.000 mm					σ_{ct} =	0.520	MPa	Trhliny nevznikají	
Posouzení	$w_{k,max}$ =	0.200	mm	>	w_k =	0.000	mm		Vyhovuje

SUDOP PRAHA

7.1.1.4 Základ opěry OP2 – posouzení

– základ OP2 mx_{D-} (spodní – směr mostu)

Základ opěry OP1 - mxD- spodní výztuž ve směru mostu

Průřez

b_{eff}	= 1000 mm	b_w	= 1000 mm	H	= 1840 mm		
c_1	= 50 mm	c_2	= 50 mm	$w_{k,max}$	= 0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B 500 B			beton:	C25/30	f_{ck} =	25.0	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	31.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	15.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	6.45	-	$f_{c,t,m}$ =	2.6	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 25 mm	1. řada	z=0.079	$A_{s1,1}$	= 3272 mm²	(0.178%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$	= mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$	= mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 20 mm		z=0.076	A_{s2}	= 2094 mm²	(0.114%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

14.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 654 mm² (pro desky)

Stupeň vyztužení

$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$	
2 382	<	3 272	<	5367	<	73 600	Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	5 Φ 16 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1005 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 1000 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1005 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.10%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.10%		Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$	
0.08%	<	0.10%	<	1.00%	Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	1128 kNm	N_{Ed} =	0 kN	V_{Ed} =	305 kN			(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:		Ne		$e_{MSÚ}$ =	0.000 m			
$M_{Ek,char}$ =	868 kNm	$N_{Ek,char}$ =	0 kN	e_{char} =	0.000 m			(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	606 kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	0 kN	e_{kvazi} =	0.000 m			(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.519 / 1.840)= 0.531 m λ = 0.000 / 0.531 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 500.000 - > λ = 0.000 - Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.337 *(0.186 * 25.0)+ 0.15 * 0.000) 1000 * 1762 = 0.472 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.477 MN > V_{Ed} = 0.305 MN 64% Vyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. v = 0.54 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 305 *(1.428 - 0.000) = 0.436 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.54 * 15.0 * 1000 * 1633 /(0.70021 + 1.42815)= 6.215 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 1005 * 434.8 * 1.633 * 1.42815 / 1000 = 1.019 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 1.633 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 1.019 MN > V_{Ed} = 0.305 MN 30% Vyhovuje

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = -0.326 [.10⁻³] *Úprava polohy N.O.*

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.415 m +0,1 mm -0,1 mm +1,0 mm -1,0 mm

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = 1.425 m

Silová podmínka rovnováhy celkem 0.0001 MN Silová podmínka vyhovuje

Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = 1.128 MNm rameno vnitřních sil z = 1.633 m

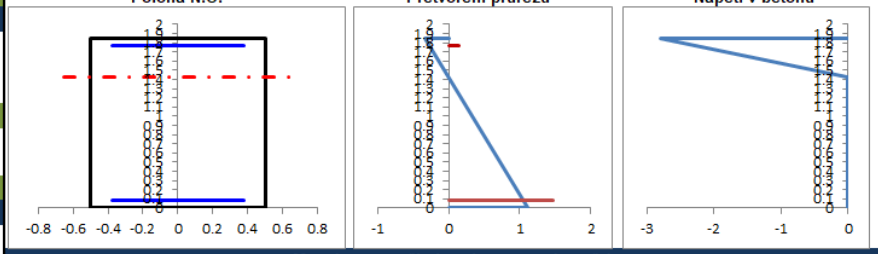
Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.579	-	-2.791	-0.3	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.691	0.266	292.3	1.5	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.111	0.170	28.0	0.1	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton f_{cd} = 15.000 MPa > σ_{cc} = 2.791 MPa 19% Vyhovuje

Posouzení - ocel f_{std} = 465.929 MPa > σ_s = 292.328 MPa 63% Vyhovuje

Poloha N.O. Přetvoření průřezu Napětí v betonu

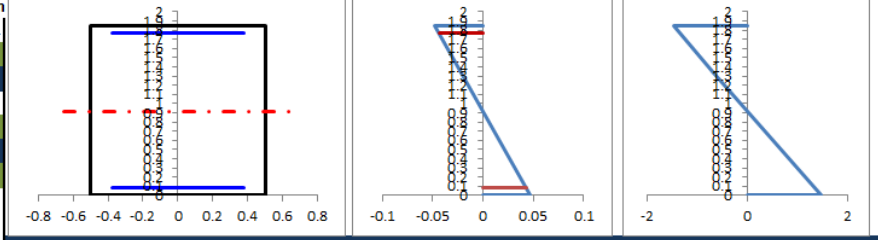


Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton 0,6.f_{ck} = 15.000 MPa > σ_{cc} = 1.474 MPa 10% Vyhovuje

Posouzení - ocel 0,8.f_{yk} = 400.000 MPa > $\sigma_{s,max}$ = 8.633 MPa 2% Vyhovuje

Poloha N.O. Přetvoření průřezu Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 11.250 MPa > σ_{cc} = 1.029 MPa 9% lin.dotvar

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 6.027 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(6.027 - 0.4 * 155.9209 *(1 + 0.107581)/ 200.0 = -0.0003

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 6.027 / 200.0 = 1.81E-05 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00002

$s_{r,max}$ = 1.77996 * 66 + 0.17 * 1499.24 = 372 mm

w_k = 372 * 1.81E-05 = 0.000 mm σ_{ct} = 1.022 MPa Trhliny nevznikají

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.000 mm Vyhovuje

– základ OP2 mx_{D+} (horní – směr mostu)

Základ opěry OP1 - mxD+ horní výztuž ve směru mostu

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	1840 mm		
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B 500 B				beton:	C25/30		f_{ck} =	25.0	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	31.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	15.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	$k = f_t/f_y$ =	1.08	-	α_e =	6.45	-	$f_{c,t,m}$ =	2.6	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 25 mm	1. řada	z=0.079	$A_{s1,1}$ = 3272 mm²	(0.178%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$ = mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$ = mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 25 mm		z=0.079	A_{s2} = 3272 mm²	(0.178%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

14.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 654 mm²

(pro desky)

Stupeň vyztužení

$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$	
2 382	<	3 272	<	6545	<	73 600	Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	5 Φ 16 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1005 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 1000 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1005 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.10%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.10%		Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$	
0.08%		0.10%		1.00%	Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	334 kNm	N_{Ed} =	0 kN	V_{Ed} =	305 kN			(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:		Ne		$e_{MSÚ}$ =	0.000 m			
$M_{Ek,char}$ =	259 kNm	$N_{Ek,char}$ =	0 kN	e_{char} =	0.000 m			(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	181 kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	0 kN	e_{kvazi} =	0.000 m			(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 =	0.7	*	0	=	0.000 m	*vetknutí-kloub*				L =	0.00	m
i =	√(0.519	/	1.840	)=	0.531 m		λ =	0.000	/	0.531 =	0.000	-
Posouzení			λ_{lim} =	500.000	-	>	λ =	0.000	-		Masivní prvek	

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.337 *(0.186 * 25.0)+ 0.15 * 0.000) 1000 * 1762 = **0.472 MN**

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.477 MN > V_{Ed} = 0.305 MN 64% Vyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = **1.428** < 2.5 θ = **35.00°** Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = **0.54** -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 305 *(1.428 - 0.000) = **0.436 MN**

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.54 * 15.0 * 1000 * 1642 /(0.70021 + 1.42815)= **6.247 MN**

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 1005 * 434.8 * 1.642 * 1.42815 / 1000 = **1.025 MN**

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 1.642 * 2.42815 / 450 = **0.000 MN**

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 1.025 MN > V_{Ed} = 0.305 MN 30% Vyhovuje

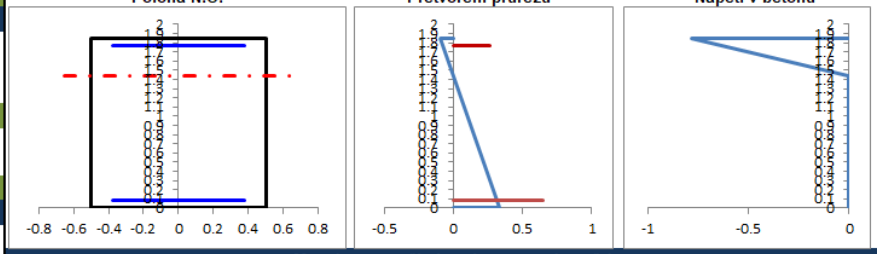
Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku	ε_c =	-0.091	[.10⁻³]	*Úprava polohy N.O.*	
excentricita tlačených vláken	e_{z+} =	0.398	m	+0,1 mm	-0,1 mm
				+1,0 mm	-1,0 mm
vzdálenost N.O. od spodních vláken	e_z =	1.442	m		
Silová podmínka rovnováhy	celkem	0.0008	MN	Silová podmínka vyhovuje	
Momentová podm. rovnováhy	M_{Rd} =	0.334	MNm	rameno vnitřních sil	z = 1.642 m
Interakce ohybového a smykového namáhání					

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.155	-	-0.780	-0.1	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.204	0.218	128.9	0.6	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.048	0.218	52.0	0.3	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton	f_{cd} =	15.000	MPa	>	σ_{cc} =	0.780	MPa	5%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	f_{std} =	465.929	MPa	>	σ_s =	128.903	MPa	28%	Vyhovuje

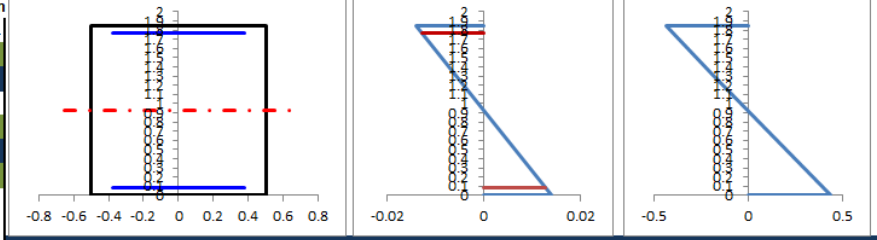
Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton	0,6.f_{ck} =	15.000	MPa	>	σ_{cc} =	0.434	MPa	3%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	0,8.f_{yk} =	400.000	MPa	>	$\sigma_{s,max}$ =	2.561	MPa	1%	Vyhovuje

Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton	0,45.f_{ck} =	11.250	MPa	>	σ_{cc} =	0.303	MPa	3%	lin.dotvar
Napětí v oceli	$\sigma_{s,max}$ =	1.790	MPa		Dlouhodobé účinky:			Ano	
ε_{sm}-ε_{cm} =(1.790 - 0.4 * 155.9209 *(1 + 0.107581)/ 200.0 = -0.0003									
ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 1.790 / 200.0 = 5.37E-06							ε_{sm}-ε_{cm} =	0.00001	
$s_{r,max}$ = 1.77996 * 66 + 0.17 * 1499.24 = 372 mm									
w_k = 372 * 5.37E-06 = 0.000 mm					σ_{ct} =	0.303	MPa	Trhliny nevznikají	
Posouzení	$w_{k,max}$ =	0.200	mm	>	w_k =	0.000	mm		Vyhovuje

SUDOP PRAHA

– základ OP2 my_{D-} (spodní – kolmo na most)

Základ opěry OP1 - myD- spodní výztuž kolmo na most

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	1840 mm		
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B	500	B			beton:	C25/30	f_{ck} =	25.0	MPa	
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	31.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	15.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	$k = f_t/f_y$ =	1.08	-	α_e =	6.45	-	$f_{c,t,m}$ =	2.6	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 25 mm	1. řada	z=0.104	$A_{s1,1}$ = 3272 mm²	(0.178%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$ = mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$ = mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 25 mm		z=0.099	A_{s2} = 3272 mm²	(0.178%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

14.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 654 mm²

(pro desky)

Stupeň vyztužení

$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$	
2 348	<	3 272	<	6545	<	73 600	Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	5 Φ 16 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1005 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 1000 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1005 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.10%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.10%		Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$	
0.08%		0.10%		1.00%	Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	556 kNm	N_{Ed} =	0 kN	V_{Ed} =	305 kN			(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:		Ne		$e_{MSÚ}$ =	0.000 m			
$M_{Ek,char}$ =	427 kNm	$N_{Ek,char}$ =	0 kN	e_{char} =	0.000 m			(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	316 kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	0 kN	e_{kvazi} =	0.000 m			(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 =	0.7	*	0	=	0.000 m	*vetknutí-kloub*				L =	0.00	m
i =	√(0.519	/	1.840	)=	0.531 m		λ =	0.000	/	0.531 =	0.000	-
Posouzení		λ_{lim} =	500.000	-	>	λ =	0.000	-			Masivní prvek	

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.339 *(0.188 * 25.0)+ 0.15 * 0.000) 1000 * 1737 = **0.468 MN**

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.471 MN > V_{Ed} = 0.305 MN 65% Vyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. v = 0.54 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 305 *(1.428 - 0.000) = **0.436 MN**

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.54 * 15.0 * 1000 * 1611 /(0.70021 + 1.42815)= **6.132 MN**

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 1005 * 434.8 * 1.611 * 1.42815 / 1000 = **1.006 MN**

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 1.611 * 2.42815 / 450 = **0.000 MN**

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 1.006 MN > V_{Ed} = 0.305 MN 30% Vyhovuje

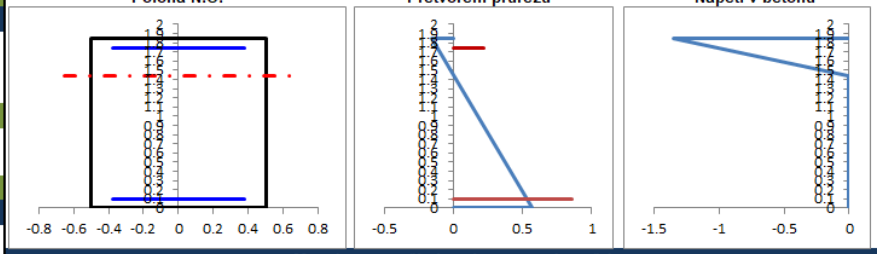
Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku	ε_c =	-0.157	[.10⁻³]	*Úprava polohy N.O.*
excentricita tlačených vláken	e_{z+} =	0.399	m	+0,1 mm / -0,1 mm / +1,0 mm / -1,0 mm
vzdálenost N.O. od spodních vláken	e_z =	1.441	m	
Silová podmínka rovnováhy	celkem	-0.0008	MN	Silová podmínka vyhovuje
Momentová podm. rovnováhy	M_{Rd} =	0.556	MNm	rameno vnitřních sil z = 1.611 m
Interakce ohybového a smykového namáhání				

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.268	-	-1.347	-0.2	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.345	0.218	172.0	0.9	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.077	0.218	42.9	0.2	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton	f_{cd} =	15.000	MPa	>	σ_{cc} =	1.347	MPa	9%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	f_{std} =	465.929	MPa	>	σ_s =	172.029	MPa	37%	Vyhovuje

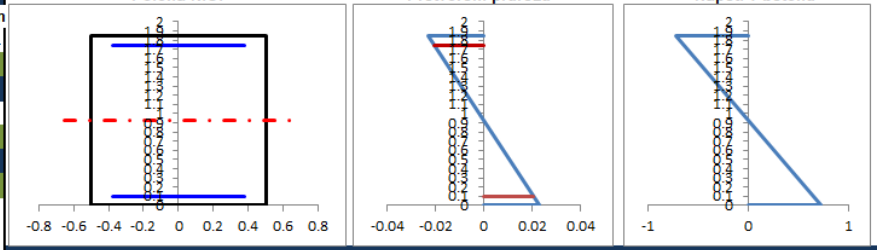
Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton	0,6.f_{ck} =	15.000	MPa	>	σ_{cc} =	0.718	MPa	5%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	0,8.f_{yk} =	400.000	MPa	>	$\sigma_{s,max}$ =	4.227	MPa	1%	Vyhovuje

Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton	0,45.f_{ck} =	11.250	MPa	>	σ_{cc} =	0.531	MPa	5%	lin.dotvar
Napětí v oceli	$\sigma_{s,max}$ =	3.128	MPa		Dlouhodobé účinky:			Ano	

ε_{sm}-ε_{cm} =(3.128 - 0.4 * 205.5773 *(1 + 0.081596)/ 200.0 = -0.0004

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 3.128 / 200.0 = 9.39E-06 ε_{sm}-ε_{cm} = **0.00001**

$s_{r,max}$ = 1.43685 * 91 + 0.17 * 1976.704 = 467 mm

w_k = 467 * 9.39E-06 = 0.000 mm σ_{ct} = 0.531 MPa Trhliny nevznikají

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.000 mm Vyhovuje

– základ OP2 my_{D+} (horní – kolmo na most)

Základ opěry OP1 - myD+ horní výztuž kolmo na most

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	1680 mm		
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B	500	B			beton:	C25/30	f_{ck} =	25.0	MPa	
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	31.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	15.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	6.45	-	$f_{c,t,m}$ =	2.6	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 25 mm	1. řada	z=0.099	$A_{s1,1}$	= 3272 mm²	(0.195%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$	= mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$	= mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 25 mm		z=0.104	A_{s2}	= 3272 mm²	(0.195%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

14.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 654 mm²

(pro desky)

Stupeň vyztužení

$A_{s,min}$ < $A_{s,t}$ < A_s < $A_{s,max}$

2 138 < 3 272 < 6545 < 67 200 **Vyhovuje**

Smyková výztuž

třmínky	5 Φ 16 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1005 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 1000 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1005 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.10%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.10%	**Vyhovuje**	

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$ < $\rho_{w,s}$ < $\rho_{w,s,max}$

0.08% 0.10% 1.00% **Vyhovuje**

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	1509	kNm	N_{Ed} =	0	kN	V_{Ed} =	305	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	0.000	m	
$M_{Ek,char}$ =	1168	kNm	$N_{Ek,char}$ =	0	kN	e_{char} =	0.000	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	803	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	0	kN	e_{kvazi} =	0.000	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.395 / 1.680)= 0.485 m λ = 0.000 / 0.485 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 500.000 - > λ = 0.000 - **Masivní prvek**

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.356 *(0.207 * 25.0)+ 0.15 * 0.000) 1000 * 1582 = 0.445 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.445 MN > V_{Ed} = 0.305 MN 69% **Vyhovuje**

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° **Vyhovuje**

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. v = 0.54 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 305 *(1.428 - 0.000) = 0.436 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.54 * 15.0 * 1000 * 1461 /(0.70021 + 1.42815)= 5.560 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 1005 * 434.8 * 1.461 * 1.42815 / 1000 = 0.912 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 1.461 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 0.912 MN > V_{Ed} = 0.305 MN 33% **Vyhovuje**

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

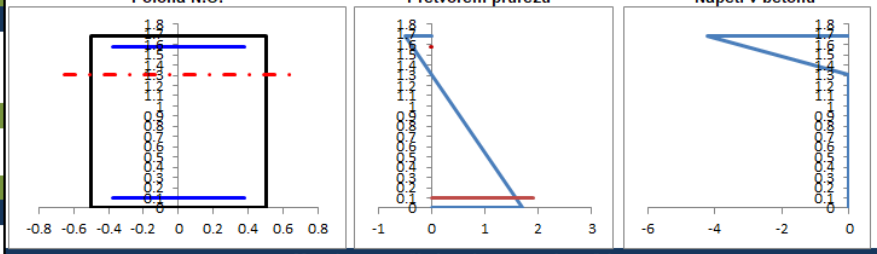
Přetvoření betonu v tlaku	ε_c =	-0.494	[.10⁻³]	*Úprava polohy N.O.*	
excentricita tlačených vláken	e_{z+} =	0.377	m	+0,1 mm	-0,1 mm
				+1,0 mm	-1,0 mm
vzdálenost N.O. od spodních vláken	e_z =	1.303	m		
Silová podmínka rovnováhy	celkem	0.0005	MN	**Silová podmínka vyhovuje**	
Momentová podm. rovnováhy	M_{Rd} =	1.509	MNm	rameno vnitřních sil	z = 1.461 m

Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.798	-	-4.233	-0.5	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	1.033	0.218	382.2	1.9	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.234	0.218	-5.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton	f_{cd} =	15.000	MPa	>	σ_{cc} =	4.233	MPa	28% Vyhovuje
Posouzení - ocel	f_{std} =	465.929	MPa	>	σ_s =	382.182	MPa	82% Vyhovuje

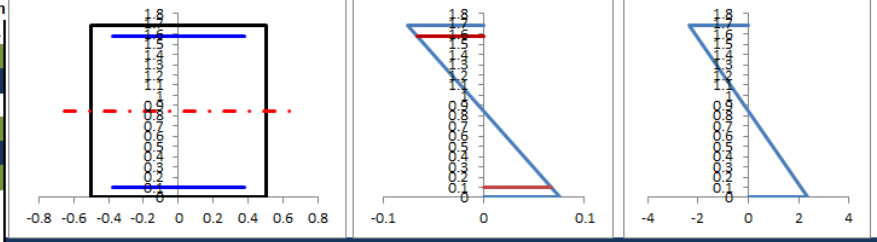
Poloha N.O. Přetvoření průřezu Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton	0,6.f_{ck} =	15.000	MPa	>	σ_{cc} =	2.346	MPa	16% Vyhovuje
Posouzení - ocel	0,8.f_{yk} =	400.000	MPa	>	$\sigma_{s,max}$ =	13.693	MPa	3% Vyhovuje

Poloha N.O. Přetvoření průřezu Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 11.250 MPa > σ_{cc} = 1.613 MPa 14% lin.dotvar

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 9.414 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(9.414 - 0.4 * 195.646 *(1 + 0.085737)/ 200.0 = -0.0004

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 9.414 / 200.0 = 2.82E-05 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00003

$s_{r,max}$ = 1.49202 * 86 + 0.17 * 1881.211 = 448 mm

w_k = 448 * 2.82E-05 = 0.000 mm σ_{ct} = 1.613 MPa **Trhliny nevznikají**

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.000 mm **Vyhovuje**

SUDOP PRAHA

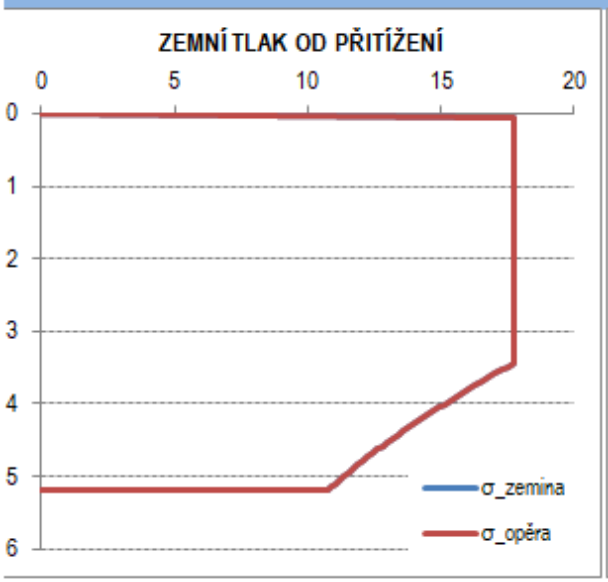
7.1.2 Dřík opěr

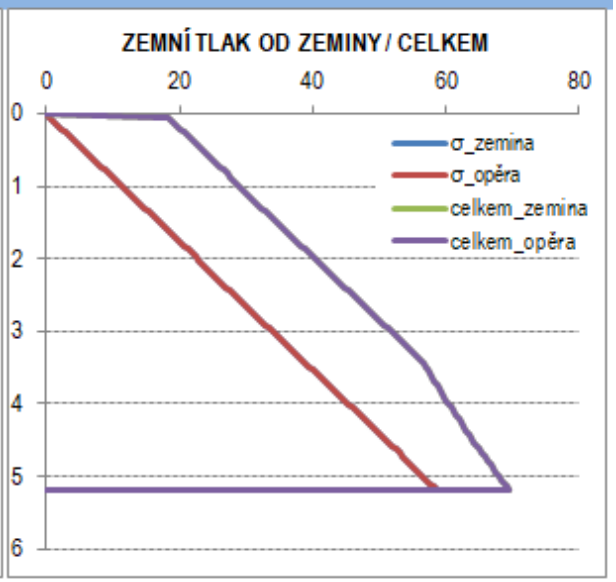
Dřík a závěrná zídka jsou s ohledem na jejich tuhost posouzeny na průměrný výsek o šířce 1,0 m. Uvažované zatížení za rubem od zemního tlaku LM71. S ohledem na masivnost konstrukce se předpokládá účinnost zatížení na celou šířku dříku. Tomu odpovídá hodnota zatížení na metr čtvereční 29,1 kN/m^2 (pro OP1 - 1000 * 1,1 / 6,4 / 5,9 = 29,1 kN/m^2, resp. 26,4 kN/m^2 (pro OP2 - 1000 * 1,1 / 6,4 / 6,5 = 26,4 kN/m^2). Zatížení je uvažováno k pracovní spáře základ - dřík.

ZVÝŠENÍ ZEMNÍHO TLAKU OD PŘITÍŽENÍ ZA OPĚROU - TLAK V KLIDU - OP1

GEOMETRIE KONSTRUKCE							
Výška opěry:	H=	5.20	m	Typ přitížení:	Pásové		
Výška zásypu:	H_z=	5.20	m	Velikost přitížení:	f_z=	29.13	kN/m2
Výška zásypu nad opěrou:	H_r=	0.00	m	Počátek působiště	x=	0.00	m
				Délka zatížení	b=	6.40	m
PARAMETRY ZEMINY							
Objemová hmotnost:	γ=	20.00	kN/m3	Úhel vnitřního tření:	φ_{ef}=	35.50	°
Součinitel zatížení - stálé	γ_F=	1.35	-	Materiálový součinitel:	γ_φ=	1.25	-
Součinitel zatížení - nahodilé	γ_F=	1.45	-	Návrhový úhel vnitř. tření:	φ_d=	29.71	°
PARAMETRY VÝPOČTU DLE EN 1997							
Návrhový přístup:	Přístup 2 - redukce zatížení						
CELKOVÉ VÝSLEDKY ZEMNÍCH TLAKŮ							
Výslednice od zeminy	F_z=	153.06	kN/m'	Působiště výslednice shora	r_z=	3.47	m
Moment v ZS od zeminy	M_p=	265.32	kNm/m'	Rameno k patě opěry	r=	1.73	m
Výslednice od přitížení	F_p=	85.02	kN	Působiště výslednice shora	r_p=	2.46	m
Moment v ZS od přitížení	M_p=	233.06	kNm	Rameno k patě opěry	r=	2.74	m
VÝSLEDKY SIL PŮSOBÍCÍCH NA OPĚRU							
Výslednice od zeminy	**F_z=**	**153.06**	**kN/m'**	Působiště výslednice shora	r_z=	3.47	m
Moment v ZS od zeminy	**M_p=**	**265.32**	**kNm/m'**	Rameno k patě opěry	r=	1.73	m
Výslednice od přitížení	**F_p=**	**85.02**	**kN**	Působiště výslednice shora	r_p=	2.46	m
Moment v ZS od přitížení	**M_p=**	**233.06**	**kNm**	Rameno k patě opěry	r=	2.74	m

GRAFICKÉ ZOBRAZENÍ





ZVÝŠENÍ ZEMNÍHO TLAKU OD PŘITÍŽENÍ ZA OPĚROU - TLAK V KLIDU - OP1

GEOMETRIE KONSTRUKCE

Výška opěry:	H=	5.20	m	Typ přitížení:	Pásové		
Výška zásypu:	H_z=	5.20	m	Velikost přitížení:	f_z=	14.92	kN/m2
Výška zásypu nad opěrou:	H_r=	0.00	m	Počátek působiště	x=	6.40	m
				Délka zatížení	b=	100.00	m

PARAMETRY ZEMINY

Objemová hmotnost:	γ=	20.00	kN/m3	Úhel vnitřního tření:	φ_{ef}=	35.50	°
Součinitel zatížení - stálé	γ_F=	1.35	-	Materiálový součinitel:	γ_φ=	1.25	-
Součinitel zatížení - nahodilé	γ_F=	1.45	-	Návrhový úhel vnitř. tření:	φ_d=	29.71	°

PARAMETRY VÝPOČTU DLE EN 1997

Návrhový přístup:	Přístup 2 - redukce zatížení

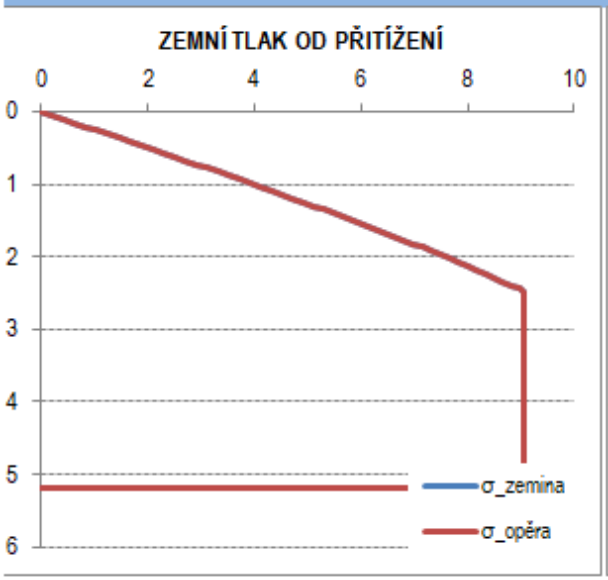
CELKOVÉ VÝSLEDKY ZEMNÍCH TLAKŮ

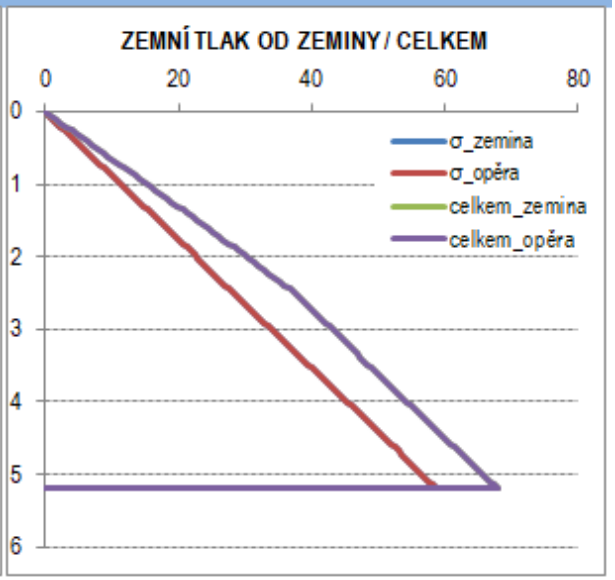
Výslednice od zeminy	F_z=	153.06	kN/m'	Působiště výslednice shora	r_z=	3.47	m
Moment v ZS od zeminy	M_p=	265.32	kNm/m'	Rameno k patě opěry	r=	1.73	m
Výslednice od přitížení	F_p=	36.49	kN	Působiště výslednice shora	r_p=	3.13	m
Moment v ZS od přitížení	M_p=	75.68	kNm	Rameno k patě opěry	r=	2.07	m

VÝSLEDKY SIL PŮSOBÍCÍCH NA OPĚRU

Výslednice od zeminy	**F_z=**	**153.06**	**kN/m'**	Působiště výslednice shora	r_z=	3.47	m
Moment v ZS od zeminy	**M_p=**	**265.32**	**kNm/m'**	Rameno k patě opěry	r=	1.73	m
Výslednice od přitížení	**F_p=**	**36.49**	**kN**	Působiště výslednice shora	r_p=	3.13	m
Moment v ZS od přitížení	**M_p=**	**75.68**	**kNm**	Rameno k patě opěry	r=	2.07	m

GRAFICKÉ ZOBRAZENÍ





K vnitřním silám od přitížení za opěrou jsou uvažovány reakce z nosné konstrukce viz souhrn ložisek.

VNITŘNÍ SÍLY NA DŘÍKU OP1

geometrie závěrné zídky							
výška dříku k ložisku:	H=	2.87	m	šířka dříku:	B=	2.40	m
šířka dříku opěry:	B=	5.90	m	průřezová plocha dříku:	A=	7.715	m^2
úhel roznášení v betonu:	φ=	30.00	°	excentricita dříku k ose:	e_G=	-0.140	m
vlastní tíha dříku:	G=	192.86	kN/m'	excentricita ložiska k ose:	e_L=	0.60	m
moment od vlastní tíhy:	M_G=	-27.00	kN/m'				
zatížení zeminou (charakteristické hodnoty)							
vodorovná síla od zásypu:	F_z=	113.00	kN/m'	moment od zásypu:	M_z=	196.00	kNm/m'
přitížení od dopravy (charakteristické hodnoty)							
vodorovná síla:	F_z=	83.80	kN/m'	moment:	M_z=	212.93	kNm/m'
reakce z nosné konstrukce							
svislá reakce - MSÚ:	$R_{z,Ed}$=	4.52	MN	svislá reakce - char:	$R_{z,Ek}$=	3.56	MN
vodorovná reakce - MSÚ:	$R_{x,Ed}$=	0.18	MN	vodorovná reakce - char:	$R_{x,Ek}$=	0.12	MN
moment - MSÚ:	M_{Ed}=	548.93	kNm/m'	moment - char:	M_{Ek}=	407.65	kNm/m'
svislá reakce - kvazi:	$R_{z,quasi}$=	2.05	MN				
vodorovná reakce - kvazi:	$R_{x,quasi}$=	0.08	MN	moment - kvazi:	M_{quasi}=	236.93	kNm/m'
Celkové účinky							
kombinační souč. stálého zat.	ξψ=	1.35	-	kombinační souč. dopravy:	ξψ=	1.45	-
MSÚ (6.10b)							
posouvající síla:	**Q=**	**305.08**	**kN/m'**	normálová síla:	**N=**	**1027.14**	**kN/m'**
				ohybový moment:	**M=**	**1085.83**	**kN/m'**
Charakteristická kombinace (6.14)							
normálová síla:	**N=**	**796.76**	**kN/m'**	ohybový moment:	**M=**	**789.58**	**kN/m'**
Kvazistálá kombinace (6.16)							
normálová síla:	**N=**	**539.47**	**kN/m'**	ohybový moment:	**M=**	**405.93**	**kN/m'**

S ohledem na nízká namáhání a robustnost průřezu bude do opěry navržena konstrukční výztuž splňující podmínky minimálního vyztužení dle 9.6.2 (1) ČSN EN 1992-1-1 (minimálně Ø20 à 150 mm při obou površích).

– dřík OP1

Dřík opěry OP1

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	2400 mm		
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B 500 B				beton:	C30/37	f_{ck} =	30.0	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	33.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	18.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	6.06	-	$f_{c,t,m}$ =	2.9	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 25 mm	1. řada	z=0.073	$A_{s1,1}$ = 3272 mm²	(0.136%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$ = mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$ = mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 25 mm		z=0.073	A_{s2} = 3272 mm²	(0.136%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

14.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 654 mm²

(pro desky) *dle 9.6.2* $A_{s,min}$ 2 400 < $A_{s,t}$ 3 272 < A_s 6545 < $A_{s,max}$ 96 000 — Vyhovuje

Stupeň vyztužení

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 10 mm	$A_{w,stirrup}$ = 262 mm²	α_w = 90 °	
	$s_{w,st}$ = 150 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1745 mm²/m²	$\rho_{w,s}$ = 0.17%	
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²	α_b = 45 °	
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.17%	Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$ 0.09% < $\rho_{w,s}$ 0.17% < $\rho_{w,s,max}$ 1.00% — Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	1086	kNm	N_{Ed} =	-1027	kN	V_{Ed} =	305	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	1.057	m	
$M_{Ek,char}$ =	790	kNm	$N_{Ek,char}$ =	-797	kN	e_{char} =	0.991	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	406	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	-539	kN	e_{kvazi} =	0.753	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(1.152 / 2.400)= 0.693 m λ = 0.000 / 0.693 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 67.617 - > λ = 0.000 - — Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.293 *(0.141 * 30.0)+ 0.15 * 0.428) 1000 * 2328 = 0.733 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.806 MN > V_{Ed} = 0.305 MN — 38% — Vyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° — Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. v = 0.528 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 305 *(1.428 - 0.000) = 0.436 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.528 * 18.0 * 1000 * 1969 /(0.70021 + 1.42815)= 8.791 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 262 * 434.8 * 1.969 * 1.42815 / 150 = 2.134 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 1.969 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 2.134 MN > V_{Ed} = 0.305 MN — 14% — Vyhovuje

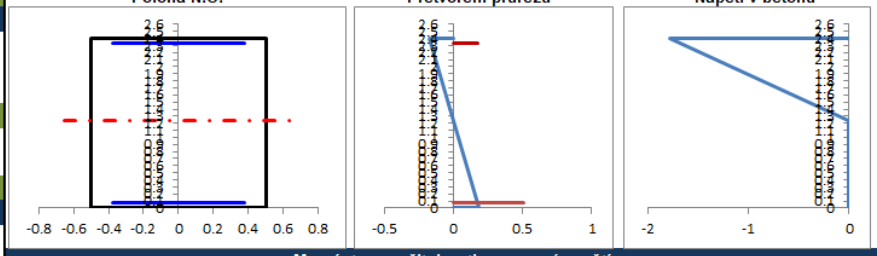
Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku	ε_c =	-0.173	[.10⁻³]	*Úprava polohy N.O.*	
excentricita tlačených vláken	e_{z+} =	1.164	m	+0,1 mm	-0,1 mm
				+1,0 mm	-1,0 mm
vzdálenost N.O. od spodních vláken	e_z =	1.236	m		
Silová podmínka rovnováhy	celkem	0.0003	MN	Silová podmínka vyhovuje	
Momentová podm. rovnováhy	M_{Rd} =	1.086	MNm	rameno vnitřních sil	z = 1.969 m
Interakce ohybového a smykového namáhání					

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-1.033	-	-1.774	-0.2	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.113	0.218	101.1	0.5	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.106	0.218	34.2	0.2	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton	f_{cd} =	18.000	MPa	>	σ_{cc} =	1.774	MPa	10%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	f_{std} =	465.929	MPa	>	σ_s =	101.059	MPa	22%	Vyhovuje

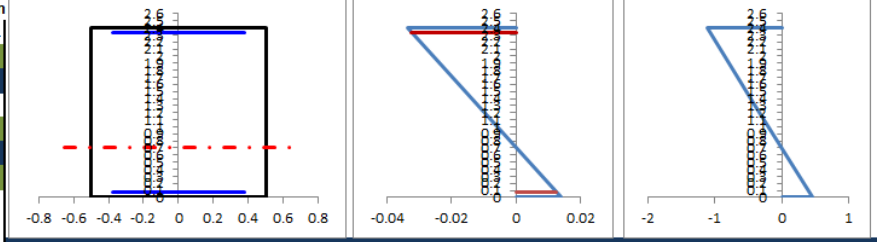
Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton	0,6.f_{ck} =	18.000	MPa	>	σ_{cc} =	1.115	MPa	6%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	0,8.f_{yk} =	400.000	MPa	>	$\sigma_{s,max}$ =	2.510	MPa	1%	Vyhovuje

Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton	0,45.f_{ck} =	13.500	MPa	>	σ_{cc} =	0.626	MPa	5%	lin.dotvar
Napětí v oceli	$\sigma_{s,max}$ =	0.968	MPa				Dlouhodobé účinky:	Ano	

ε_{sm}-ε_{cm} =(0.968 - 0.4 * 160.6192 *(1 + 0.109425)/ 200.0 = -0.0004

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 0.968 / 200.0 = 2.9E-06 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00000

$s_{r,max}$ = 1.89673 * 60 + 0.17 * 1384.648 = 349 mm

w_k = 349 * 2.9E-06 = 0.000 mm σ_{ct} = 0.184 MPa — Trhliny nevznikají

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.000 mm — Vyhovuje

SUDOP PRAHA

ZVÝŠENÍ ZEMNÍHO TLAKU OD PŘITÍŽENÍ ZA OPĚROU - TLAK V KLIDU - OP2

GEOMETRIE KONSTRUKCE

Výška opěry:	H=	8.00	m	Typ přitížení:	Pásové		
Výška zásypu:	H_z=	8.00	m	Velikost přitížení:	f_z=	26.44	kN/m2
Výška zásypu nad opěrou:	H_r=	0.00	m	Počátek působiště	x=	0.00	m
				Délka zatížení	b=	6.40	m

PARAMETRY ZEMINY

Objemová hmotnost:	γ=	20.00	kN/m3	Úhel vnitřního tření:	φ_{ef}=	35.50	°
Součinitel zatížení - stálé	γ_F=	1.35	-	Materiálový součinitel:	γ_φ=	1.25	-
Součinitel zatížení - nahodilé	γ_F=	1.45	-	Návrhový úhel vnitř. tření:	φ_d=	29.71	°

PARAMETRY VÝPOČTU DLE EN 1997

Návrhový přístup:	Přístup 2 - redukce zatížení

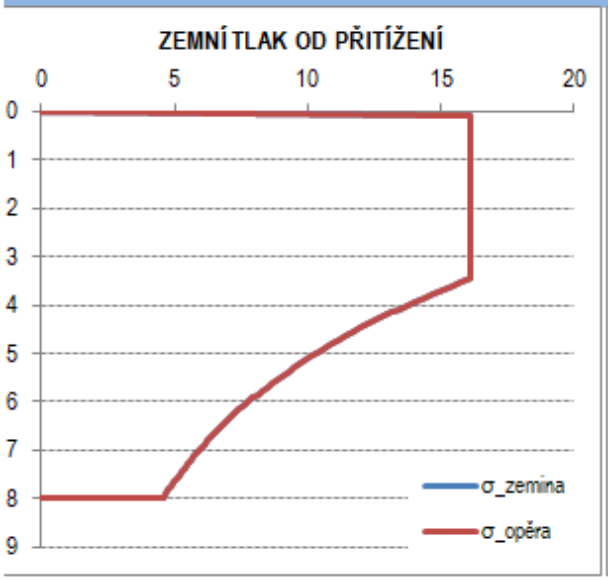
CELKOVÉ VÝSLEDKY ZEMNÍCH TLAKŮ

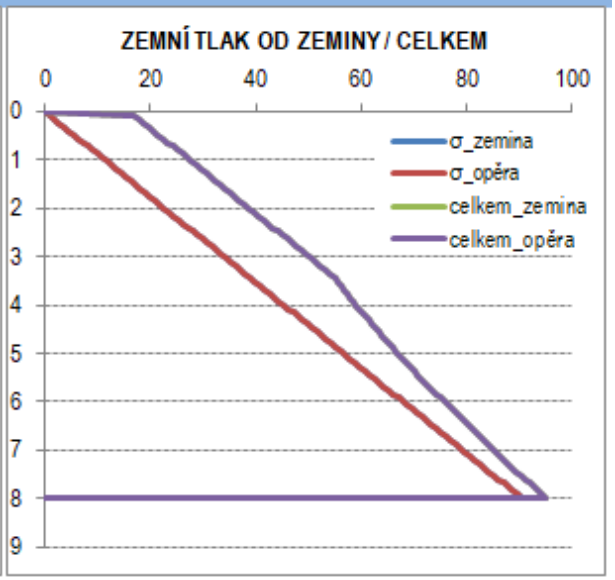
Výslednice od zeminy	F_z=	362.27	kN/m'	Působiště výslednice shora	r_z=	5.33	m
Moment v ZS od zeminy	M_p=	966.11	kNm/m'	Rameno k patě opěry	r=	2.67	m
Výslednice od přitížení	F_p=	95.93	kN	Působiště výslednice shora	r_p=	3.25	m
Moment v ZS od přitížení	M_p=	455.76	kNm	Rameno k patě opěry	r=	4.75	m

VÝSLEDKY SIL PŮSOBÍCÍCH NA OPĚRU

Výslednice od zeminy	**F_z=**	**362.27**	**kN/m'**	Působiště výslednice shora	r_z=	5.33	m
Moment v ZS od zeminy	**M_p=**	**966.11**	**kNm/m'**	Rameno k patě opěry	r=	2.67	m
Výslednice od přitížení	**F_p=**	**95.93**	**kN**	Působiště výslednice shora	r_p=	3.25	m
Moment v ZS od přitížení	**M_p=**	**455.76**	**kNm**	Rameno k patě opěry	r=	4.75	m

GRAFICKÉ ZOBRAZENÍ





ZVÝŠENÍ ZEMNÍHO TLAKU OD PŘITÍŽENÍ ZA OPĚROU - TLAK V KLIDU - OP2

GEOMETRIE KONSTRUKCE

Výška opěry:	H=	8.00	m	Typ přitížení:		Pásové	
Výška zásypu:	H_z=	8.00	m	Velikost přitížení:	f_z=	13.54	kN/m2
Výška zásypu nad opěrou:	H_r=	0.00	m	Počátek působiště	x=	6.40	m
				Délka zatížení	b=	100.00	m

PARAMETRY ZEMINY

Objemová hmotnost:	γ=	20.00	kN/m3	Úhel vnitřního tření:	φ_{ef}=	35.50	°
Součinitel zatížení - stálé	γ_F=	1.35	-	Materiálový součinitel:	γ_φ=	1.25	-
Součinitel zatížení - nahodilé	γ_F=	1.45	-	Návrhový úhel vnitř. tření:	φ_d=	29.71	°

PARAMETRY VÝPOČTU DLE EN 1997

Návrhový přístup:	Přístup 2 - redukce zatížení

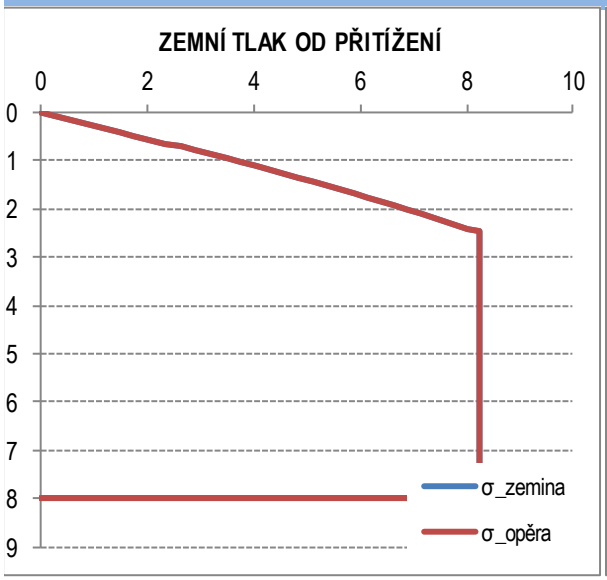
CELKOVÉ VÝSLEDKY ZEMNÍCH TLAKŮ

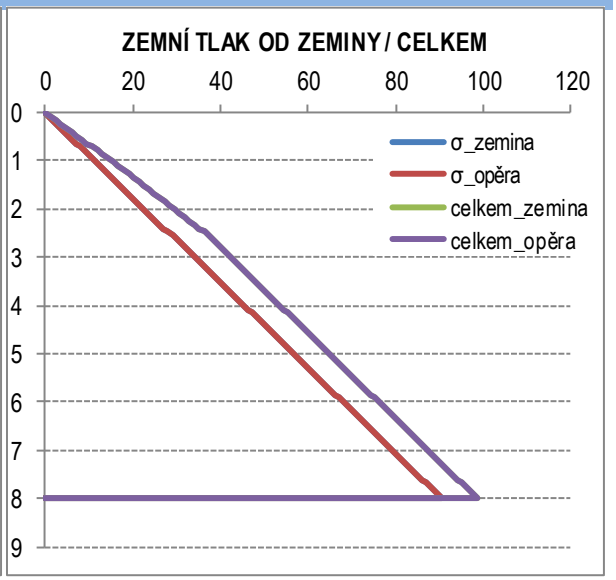
Výslednice od zeminy	F_z=	362.27	kN/m'	Působiště výslednice shora	r_z=	5.33	m
Moment v ZS od zeminy	M_p=	966.11	kNm/m'	Rameno k patě opěry	r=	2.67	m
Výslednice od přitížení	F_p=	56.17	kN	Působiště výslednice shora	r_p=	4.55	m
Moment v ZS od přitížení	M_p=	193.71	kNm	Rameno k patě opěry	r=	3.45	m

VÝSLEDKY SIL PŮSOBÍCÍCH NA OPĚRU

Výslednice od zeminy	**F_z=**	**362.27**	**kN/m'**	Působiště výslednice shora	r_z=	5.33	m
Moment v ZS od zeminy	**M_p=**	**966.11**	**kNm/m'**	Rameno k patě opěry	r=	2.67	m
Výslednice od přitížení	**F_p=**	**56.17**	**kN**	Působiště výslednice shora	r_p=	4.55	m
Moment v ZS od přitížení	**M_p=**	**193.71**	**kNm**	Rameno k patě opěry	r=	3.45	m

GRAFICKÉ ZOBRAZENÍ





K vnitřním silám od přitížení za opěrou jsou uvažovány reakce z nosné konstrukce viz souhrn ložisek.

VNITŘNÍ SÍLY NA DŘÍKU OP2

geometrie závěrné zídky							
výška dříku k ložisku:	H=	5.57	m	šířka dříku:	B=	2.40	m
šířka dříku opěry:	B=	6.50	m	průřezová plocha dříku:	A=	14.310	m^2
úhel roznášení v betonu:	φ=	30.00	°	excentricita dříku k ose:	e_G=	-0.079	m
vlastní tíha dříku:	G=	357.74	kN/m'	excentricita ložiska k ose:	e_L=	0.60	m
moment od vlastní tíhy:	M_G=	-28.26	kN/m'				
zatížení zeminou (charakteristické hodnoty)							
vodorovná síla od zásypu:	F_z=	268.35	kN/m'	moment od zásypu:	M_z=	715.64	kNm/m'
přitížení od dopravy (charakteristické hodnoty)							
vodorovná síla:	F_z=	104.90	kN/m'	moment:	M_z=	447.91	kNm/m'
reakce z nosné konstrukce							
svislá reakce - MSÚ:	$R_{z,Ed}$=	4.52	MN	svislá reakce - char:	$R_{z,Ek}$=	3.56	MN
vodorovná reakce - MSÚ:	$R_{x,Ed}$=	0.18	MN	vodorovná reakce - char:	$R_{x,Ek}$=	0.12	MN
moment - MSÚ:	M_{Ed}=	574.28	kNm/m'	moment - char:	M_{Ek}=	376.34	kNm/m'
svislá reakce - kvazi:	$R_{z,quasi}$=	2.05	MN				
vodorovná reakce - kvazi:	$R_{x,quasi}$=	0.08	MN	moment - kvazi:	M_{quasi}=	219.10	kNm/m'
Celkové účinky							
kombinační souč. stálého zat.	ξψ=	1.35	-	kombinační souč. dopravy:	ξψ=	1.45	-
MSÚ (6.10b)							
posouvající síla:	**Q=**	**542.53**	**kN/m'**	normálová síla:	**N=**	**1178.95**	**kN/m'**
				ohybový moment:	**M=**	**2151.71**	**kN/m'**
Charakteristická kombinace (6.14)							
normálová síla:	**N=**	**905.90**	**kN/m'**	ohybový moment:	**M=**	**1511.63**	**kN/m'**
Kvazistálá kombinace (6.16)							
normálová síla:	**N=**	**672.36**	**kN/m'**	ohybový moment:	**M=**	**906.48**	**kN/m'**

S ohledem na nízká namáhání a robustnost průřezu bude do opěry navržena konstrukční výztuž splňující podmínky minimálního vyztužení dle 9.6.2 (1) ČSN EN 1992-1-1 (minimálně Ø20 à 150 mm při obou površích).

– dřík OP2

Dřík opěry OP2

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	2400 mm		
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B	500	B			beton:	C30/37	f_{ck} =	30.0	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	33.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	18.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	6.06	-	$f_{c,t,m}$ =	2.9	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 25 mm	1. řada	z=0.073	$A_{s1,1}$	= 3272 mm²	(0.136%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$	= mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$	= mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 25 mm		z=0.073	A_{s2}	= 3272 mm²	(0.136%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

14.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 654 mm²

(pro desky) *dle 9.6.2* $A_{s,min}$ 2 400 < $A_{s,t}$ 3 272 < A_s 6545 < $A_{s,max}$ 96 000 **Vyhovuje**

Stupeň vyztužení

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 10 mm	$A_{w,stirrup}$ = 262 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 150 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1745 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.17%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.17%		**Vyhovuje**

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$ < $\rho_{w,s}$ < $\rho_{w,s,max}$

0.09% 0.17% 1.00% **Vyhovuje**

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	2152	kNm	N_{Ed} =	-1179	kN	V_{Ed} =	543	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	1.825	m	
$M_{Ek,char}$ =	1512	kNm	$N_{Ek,char}$ =	-906	kN	e_{char} =	1.669	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	906	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	-672	kN	e_{kvazi} =	1.348	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(1.152 / 2.400)= 0.693 m λ = 0.000 / 0.693 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 63.108 - > λ = 0.000 - **Masivní prvek**

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.293 *(0.141 * 30.0)+ 0.15 * 0.491) 1000 * 2328 = 0.755 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.828 MN > V_{Ed} = 0.543 MN **66% Vyhovuje**

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° **Vyhovuje**

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = 0.528 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 543 *(1.428 - 0.000) = 0.775 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.528 * 18.0 * 1000 * 2095 /(0.70021 + 1.42815)= 9.354 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 262 * 434.8 * 2.095 * 1.42815 / 150 = 2.270 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 2.095 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 2.270 MN > V_{Ed} = 0.543 MN **24% Vyhovuje**

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = -0.365 [.10⁻³]

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.770 m

Úprava polohy N.O. +0,1 mm -0,1 mm +1,0 mm -1,0 mm

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = 1.630 m

Silová podmínka rovnováhy celkem 0.0001 MN **Silová podmínka vyhovuje**

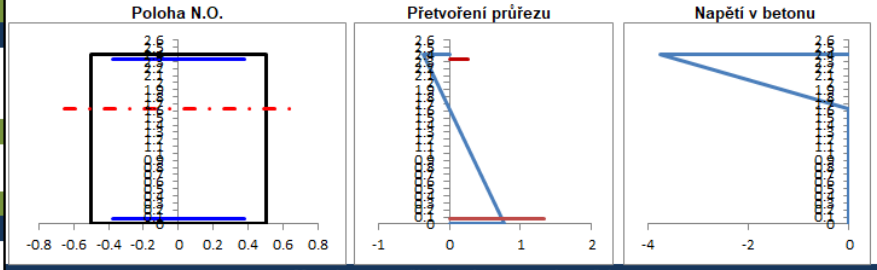
Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = 2.152 MNm rameno vnitřních sil z = 2.095 m

Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-1.445	-	-3.753	-0.4	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.483	0.387	266.0	1.3	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.216	0.387	52.3	0.3	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton f_{cd} = 18.000 MPa > σ_{cc} = 3.753 MPa 21% Vyhovuje

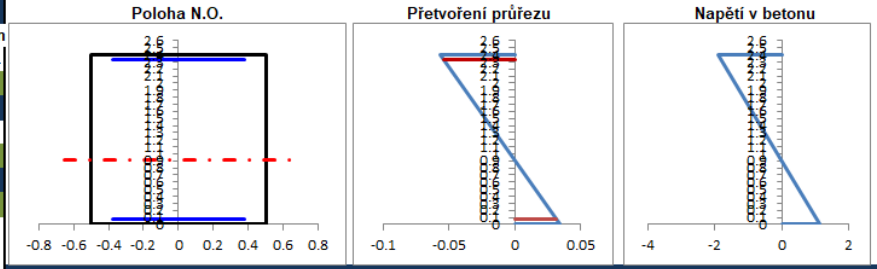
Posouzení - ocel f_{std} = 465.929 MPa > σ_s = 265.955 MPa 57% Vyhovuje



Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton 0,6.f_{ck} = 18.000 MPa > σ_{cc} = 1.880 MPa 10% Vyhovuje

Posouzení - ocel 0,8.f_{yk} = 400.000 MPa > $\sigma_{s,max}$ = 6.342 MPa 2% Vyhovuje



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 13.500 MPa > σ_{cc} = 1.180 MPa 9% lin.dotvar

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 3.479 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(3.479 - 0.4 * 160.6192 *(1 + 0.109425)/ 200.0 = -0.0003

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 3.479 / 200.0 = 1.04E-05 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00001

$s_{r,max}$ = 1.89673 * 60 + 0.17 * 1384.648 = 349 mm

w_k = 349 * 1.04E-05 = 0.000 mm σ_{ct} = 0.629 MPa **Trhliny nevznikají**

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.000 mm **Vyhovuje**

SUDOP PRAHA

7.1.3 Závěrná zídka

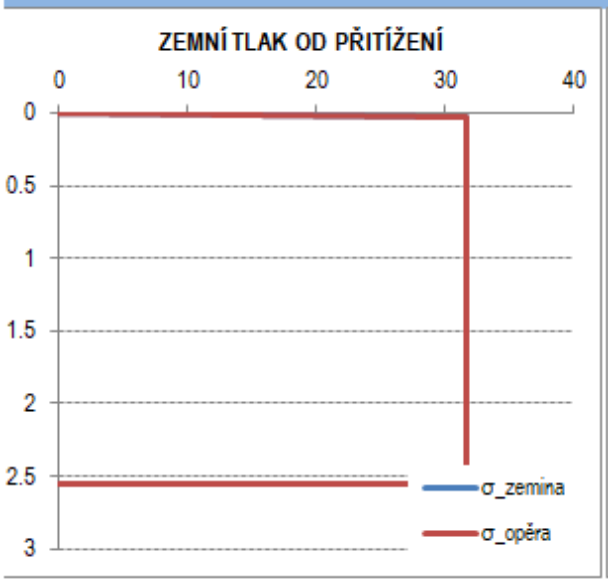
Závěrná zídka je navržena na kombinaci přitížení od zeminy vč. přitížení od dopravy. Navíc je uvažována excentrická síla od nápravy na závěrné zídce. Jednotlivá zatížení a kombinační hodnoty včetně posudku viz dále. Namáhání závěrné zídky je uvažováno pro zvětšenou roznášecí šíři pražce 3,0 m (bezpečný předpoklad). Závěrné zídky jsou na obou opěrách totožné.

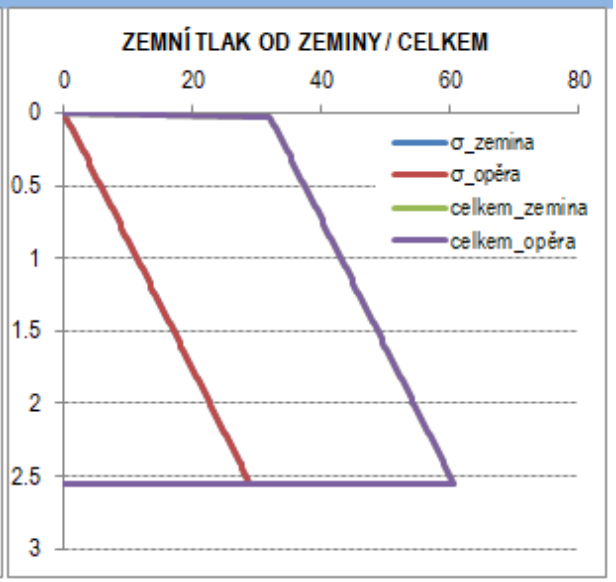
ZVÝŠENÍ ZEMNÍHO TLAKU OD PŘITÍŽENÍ ZA OPĚROU - TLAK V KLIDU - loko za ZZ na OP1

GEOMETRIE KONSTRUKCE							
Výška opěry:	H=	2.55	m	Typ přitížení:	Pásové		
Výška zásypu:	H_z=	2.55	m	Velikost přitížení:	f_z=	52.08	kN/m2
Výška zásypu nad opěrou:	H_r=	0.00	m	Počátek působiště	x=	0.00	m
				Délka zatížení	b=	6.40	m

VÝSLEDKY SIL PŮSOBÍCÍCH NA OPĚRU							
Výslednice od zeminy	F_z=	36.81	kN/m'	Působiště výslednice shora	r_z=	1.70	m
Moment v ZS od zeminy	M_p=	31.29	kNm/m'	Rameno k patě opěry	r=	0.85	m
Výslednice od přitížení	F_p=	80.34	kN	Působiště výslednice shora	r_p=	1.28	m
Moment v ZS od přitížení	M_p=	101.93	kNm	Rameno k patě opěry	r=	1.27	m

GRAFICKÉ ZOBRAZENÍ



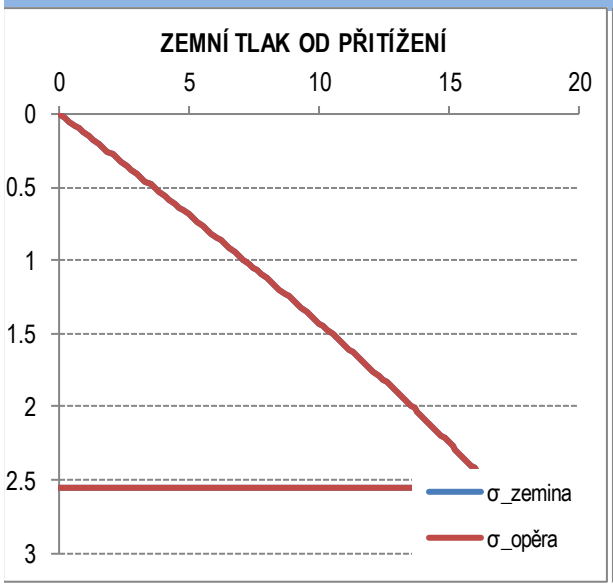


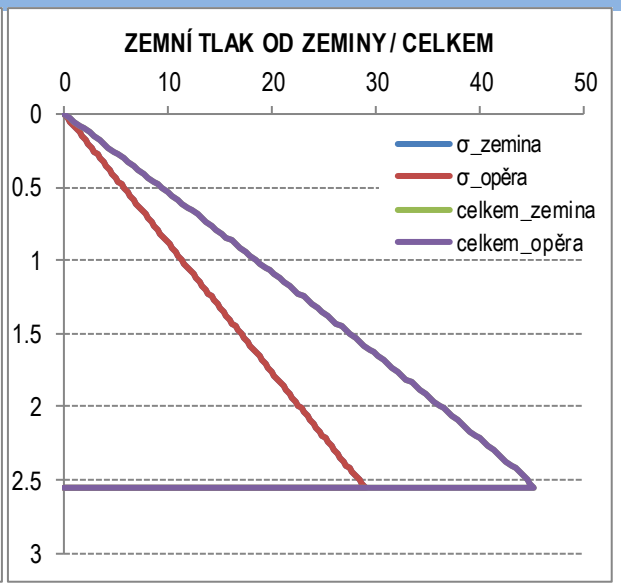
ZVÝŠENÍ ZEMNÍHO TLAKU OD PŘITÍŽENÍ ZA OPĚROU - TLAK V KLIDU - vlak za ZZ na OP1

GEOMETRIE KONSTRUKCE							
Výška opěry:	H=	2.55	m	Typ přitížení:	Pásové		
Výška zásypu:	H_z=	2.55	m	Velikost přitížení:	f_z=	26.67	kN/m2
Výška zásypu nad opěrou:	H_r=	0.00	m	Počátek působiště	x=	6.40	m
				Délka zatížení	b=	100.00	m

VÝSLEDKY SIL PŮSOBÍCÍCH NA OPĚRU							
Výslednice od zeminy	F_z=	36.81	kN/m'	Působiště výslednice shora	r_z=	1.70	m
Moment v ZS od zeminy	M_p=	31.29	kNm/m'	Rameno k patě opěry	r=	0.85	m
Výslednice od přitížení	F_p=	22.28	kN	Působiště výslednice shora	r_p=	1.68	m
Moment v ZS od přitížení	M_p=	19.35	kNm	Rameno k patě opěry	r=	0.87	m

GRAFICKÉ ZOBRAZENÍ





VNITŘNÍ SÍLY NA ZÁVĚRNÉ ZÍDCE

geometrie závěrné zídky							
výška závěrné zídky:	H=	2.55	m	šířka závěrné zídky:	B=	0.60	m
úhel roznášení v betonu:	φ=	30.00	°	průřezová plocha ZZ:	A=	1.560	m^2
vlastní tíha ZZ:	G=	39.00	kN/m'	excentricita ZZ k ose:	e_G=	0.130	m
moment od vlastní tíhy:	M_G=	5.07	kN/m'				
zatížení zeminou (charakteristické hodnoty)							
vodorovná síla od zásypu:	F_z=	27.30	kN/m'	moment od zásypu:	M_z=	23.18	kNm/m'
zatížení dopravou (charakteristické hodnoty)							
klasifikační součinitel:	α=	1.10	-				
vodorovná síla přitížení-loko:	$F_{z,loko}$=	55.41	kN/m'	vodorovná síla přitížení-vlak:	$F_{z,rovno}$=	15.37	kN/m'
moment přitížení-loko:	$M_{y,loko}$=	70.30	kNm/m'	moment přitížení-vlak:	$M_{y,rovno}$=	13.34	kNm/m'
Celkové účinky							
kombinační souč. stálého zat.	ξψ=	1.35	-	kombinační souč. dopravy:	ξψ=	1.45	-
MSÚ (6.10)							
posouvající síla:	**Q=**	**139.49**	**kN/m'**	normálová síla:	**N=**	**52.65**	**kN/m'**
				ohybový moment:	**M=**	**159.42**	**kN/m'**
Charakteristická kombinace (6.14)							
normálová síla:	**N=**	**39.00**	**kN/m'**	ohybový moment:	**M=**	**111.89**	**kN/m'**
Kvazistálá kombinace (6.16)							
normálová síla:	**N=**	**39.00**	**kN/m'**	ohybový moment:	**M=**	**28.25**	**kN/m'**

– závěrná zídka

Závěrná zídka opěry OP1

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	600 mm		
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B	500	B			**beton:**	C30/37	f_{ck} =	30.0	MPa	
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	33.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	18.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	6.06	-	$f_{c,t,m}$ =	2.9	MPa
ε_{uk} =	50	[.10^{-3}]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10^{-3}]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 16 mm	1. řada	z=0.066	$A_{s1,1}$	= 1340 mm²	(0.223%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$	= mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$	= mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 16 mm		z=0.066	A_{s2}	= 1340 mm²	(0.223%)

Rozdělovací výztuž (minimální) — *Stupeň vyztužení*

6.0	Φ 8 mm	$A_{s,perp}$	= 268 mm²	$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$		
(pro desky)				*dle 9.6.2*	600	<	1 340	<	2681	<	24 000	Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 8 mm	$A_{w,stirrup}$	= 168 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 300 mm	$A_{w,stirrup}$	= 559 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.06%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$	= mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ =	0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.06%		Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$	
0.09%		0.06%		1.00%	Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	160 kNm	N_{Ed} =	-53 kN	V_{Ed} =	140 kN			(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:		Ne		$e_{MSÚ}$ =	3.009 m			
$M_{Ek,char}$ =	112 kNm	$N_{Ek,char}$ =	-39 kN	e_{char} =	2.872 m			(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	28 kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	-39 kN	e_{kvazi} =	0.724 m			(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 =	0.7	*	0	=	0.000 m	*vetknutí-kloub*			L =	0.00	m
i =	√(0.018	/	0.600	)=	0.173 m		λ =	0.000	/ 0.173	= 0.000	-
Posouzení		λ_{lim}	= 154.255	-	>	λ = 0.000	-				Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ =	(0.12	*	1.612	*(	0.251	*	30.0	)+	0.15	*	0.088	)	1000	*	534	= 0.210 MN
Posouzení			$V_{Rd,c}$ =	0.217	MN	>	V_{Ed} =	0.140	MN						64% Vyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál	1	<	cot θ	=	1.428	<	2.5	θ	=	35.00° Vyhovuje
součinitel redukce únosnosti tlak. diag.			v	=	0.528	-				

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 140 *(1.428 - 0.000) = **0.199 MN**

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.528 * 18.0 * 1000 * 484 /(0.70021 + 1.42815)= **2.160 MN**

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 168 * 434.8 * 0.484 * 1.42815 / 300 = **0.168 MN**

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.484 * 2.42815 / 450 = **0.000 MN**

Posouzení $V_{Rd,s}$ = **0.168** MN > V_{Ed} = **0.140** MN — 83% Vyhovuje

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

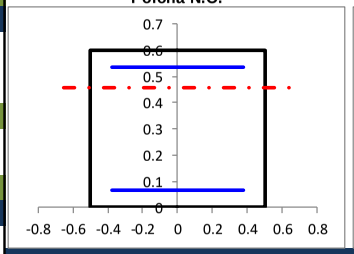
Přetvoření betonu v tlaku	ε_c =	-0.409	[.10^{-3}]	*Úprava polohy N.O.*	
excentricita tlačených vláken	e_{z+} =	0.142	m	+0,1 mm	-0,1 mm
				+1,0 mm	-1,0 mm
vzdálenost N.O. od spodních vláken	e_z =	0.458	m		
Silová podmínka rovnováhy	celkem	-0.0008	MN	Silová podmínka vyhovuje	
Momentová podm. rovnováhy	M_{Rd} =	0.160	MNm	rameno vnitřních sil	z = 0.484 m

Interakce ohybového a smykového namáhání

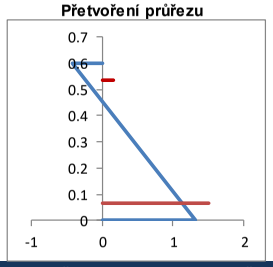
Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10^{-3}]	Posouzení
Beton	-0.298	-	-4.205	-0.4	**Max.přetvoření betonu vyhovuje**
Výztuž (1)	0.303	0.100	300.7	1.5	**Max.přetvoření výztuže vyhovuje**
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	**Max.přetvoření výztuže vyhovuje**
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	**Max.přetvoření výztuže vyhovuje**
Výztuž tl.	-0.059	0.100	30.9	0.2	**Max.přetvoření výztuže vyhovuje**

Posouzení - beton	f_{cd} =	18.000	MPa	>	σ_{cc} =	4.205	MPa	23%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	f_{std} =	465.929	MPa	>	σ_s =	300.654	MPa	65%	Vyhovuje

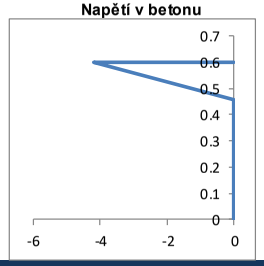
Poloha N.O.



Přetvoření průřezu



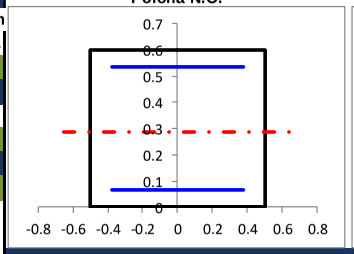
Napětí v betonu



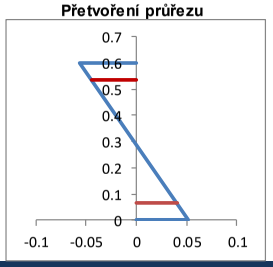
Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton	0,6.f_{ck} =	18.000	MPa	>	σ_{cc} =	1.842	MPa	10%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	0,8.f_{yk} =	400.000	MPa	>	$\sigma_{s,max}$ =	8.025	MPa	2%	Vyhovuje

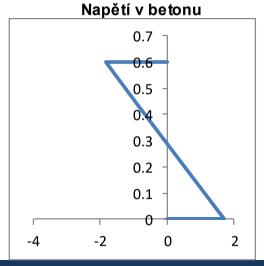
Poloha N.O.



Přetvoření průřezu



Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton	0,45.f_{ck} =	13.500	MPa	>	σ_{cc} =	0.512	MPa	4%	lin.dotvar
Napětí v oceli	$\sigma_{s,max}$ =	1.737	MPa			Dlouhodobé účinky:		Ano	

$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$ =(1.737 - 0.4 * 350.5061 *(1 + 0.050144)/ 200.0 = -0.0007

$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$ = 0.6 * 1.737 / 200.0 = 5.21E-06 — $\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$ = **0.00001**

$s_{r,max}$ = 1.94008 * 58 + 0.17 * 1933.827 = 441 mm

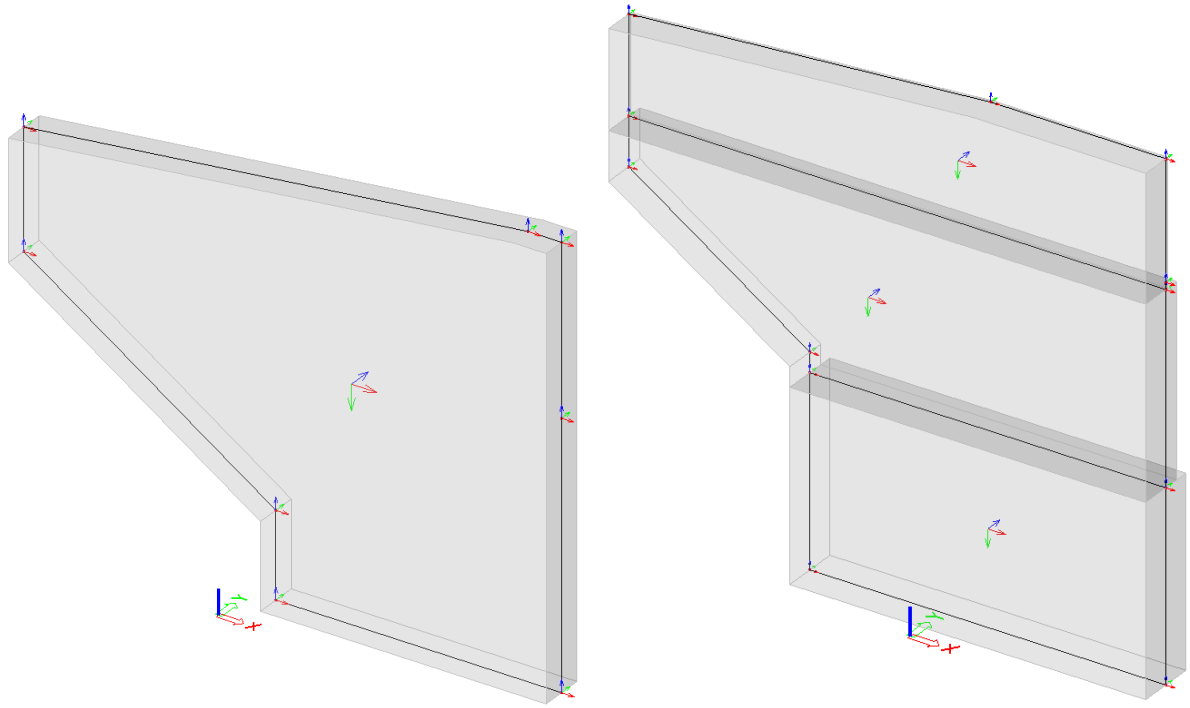
w_k = 441 * 5.21E-06 = **0.000 mm** — σ_{ct} = 0.385 MPa — Trhliny nevznikají

Posouzení $w_{k,max}$ = **0.200** mm > w_k = **0.000** mm — Vyhovuje

7.1.4 Křídla

Křídla byla navržena na výseku stěnovém modelu opěr. Souhrn získaných vnitřních sil viz tabulka níže.

Obrázek 7-2: Model křídel na OP1 (vlevo), na OP2 (vpravo)



Vnitřní síly - křídlo OP1											
Řez	Kombinace	Stav	N_x [kN]	Q_z [kN]	M_y [kNm]	Řez	Kombinace	Stav	N_x [kN]	Q_z [kN]	M_y [kNm]
Svislá výztuž	MSÚ	*max M*	74.0	101.0	105.1	Vodorovná výztuž	MSÚ	*max M*	-26.0	457.0	33.2
		min M	134.0	534.4	-451.3			*min M*	163.0	416.9	-499.4
	Char	*max M*	39.7	-	82.6		Char	*max M*	-24.0	-	25.9
		min M	73.9	-	-354.2			*min M*	121.0	-	-392.4
	Kvazi	*max M*	-52.0	-	49.7		Kvazi	*max M*	-30.5	-	14.7
		min M	-83.0	-	-207.8			*min M*	76.2	-	-229.0

Vnitřní síly - křídlo OP2											
Řez	Kombinace	Stav	N_x [kN]	Q_z [kN]	M_y [kNm]	Řez	Kombinace	Stav	N_x [kN]	Q_z [kN]	M_y [kNm]
Svislá výztuž H = 550 mm	MSÚ	*max M*	-15.9	63.3	131.4	Vodorovná výztuž H = 550 mm	MSÚ	*max M*	17.5	61.9	63.7
		min M	-14.7	268.7	-164.4			*min M*	38.6	223.5	-412.8
	Char	*max M*	-16.6	-	102.2		Char	*max M*	11.8	-	49.3
		min M	-13.3	-	-127.4			*min M*	19.2	-	-320.0
	Kvazi	*max M*	-27.3	-	68.1		Kvazi	*max M*	18.9	-	34.4
		min M	-14.7	-	-87.7			*min M*	-30.0	-	-218.4
Svislá výztuž H = 775 mm	MSÚ	*max M*	-28.0	83.0	256.0	Vodorovná výztuž H = 775 mm	MSÚ	*max M*	-99.0	129.0	180.0
		min M	-86.0	751.0	-739.0			*min M*	287.0	542.0	-909.0
	Char	*max M*	-33.0	-	198.0		Char	*max M*	-82.0	-	139.0
		min M	-95.0	-	-577.0			*min M*	220.0	-	-704.0
	Kvazi	*max M*	-65.0	-	138.0		Kvazi	*max M*	-68.0	-	100.0
		min M	-172.0	-	-368.0			*min M*	140.0	-	-490.0
Svislá výztuž H = 1000 mm	MSÚ	*max M*	-55.0	181.0	271.0	Vodorovná výztuž H = 1000 mm	MSÚ	*max M*	5.0	326.0	368.0
		min M	135.0	880.0	-1225.0			*min M*	207.0	313.0	-749.0
	Char	*max M*	-54.0	-	209.0		Char	*max M*	2.0	-	285.0
		min M	75.0	-	-949.0			*min M*	163.0	-	-577.0
	Kvazi	*max M*	-79.0	-	153.0		Kvazi	*max M*	-7.0	-	198.0
		min M	-84.0	-	-656.0			*min M*	120.0	-	-419.0

7.1.4.1 Posouzení průřezů křídel OP1

Posouzení bylo provedeno pro kritické průřezy, dále bylo na základě momentů únosnosti pro různá vyztužení s roztečí prutů vždy 150 mm řešeno plošné určení nutných profilů výztuže v dané oblasti.

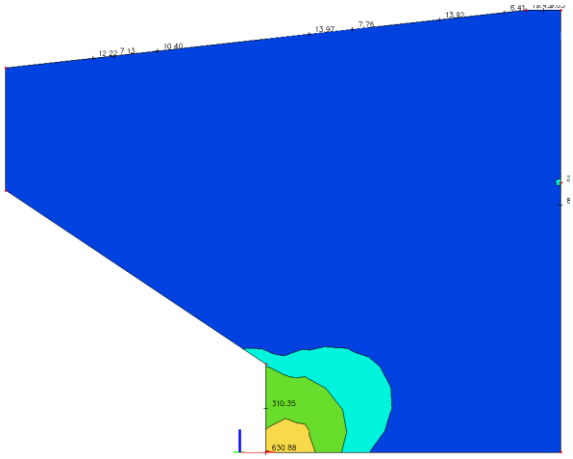
- Ohybová výztuž

Ø12/150 mm Ø16/150 mm Ø20/150 mm Ø25/150 mm

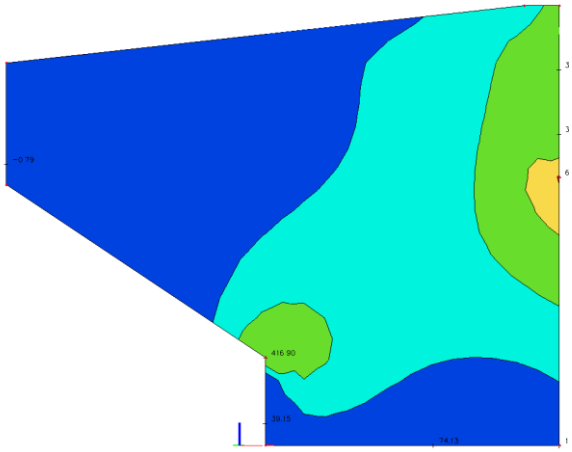
- Smyková výztuž

Ø10/300x300 mm Ø12/300x300 mm Ø12/300x150 mm

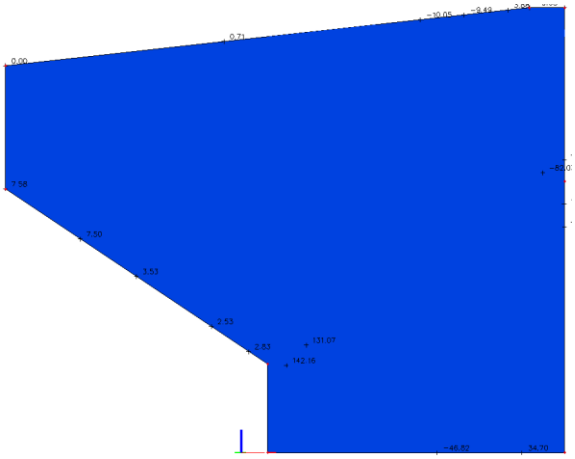
– rubová výztuž svislá



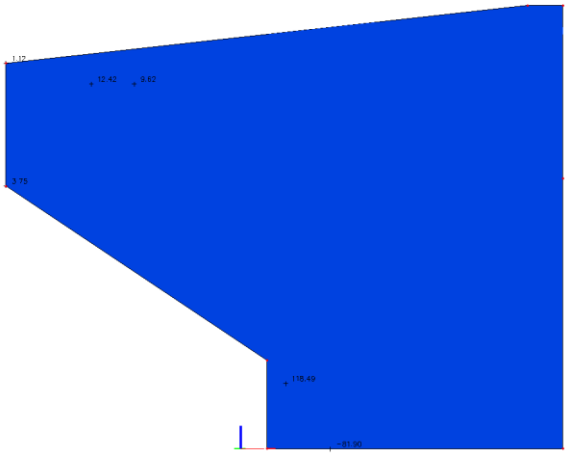
- rubová výztuž vodorovná



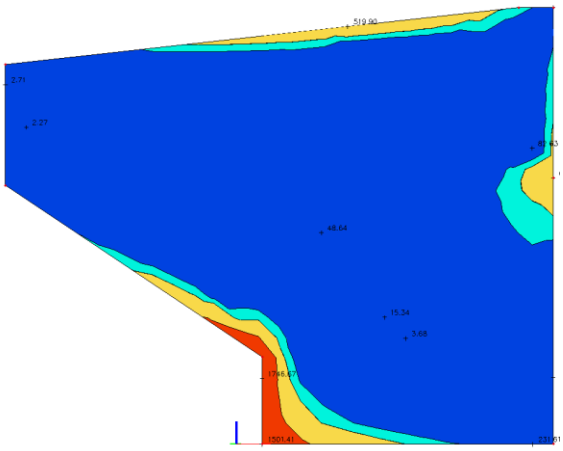
– lícová výztuž svislá



- lícová výztuž vodorovná



– smyková výztuž



– křídlo OP1 – rubová výztuž svislá

Křídlo opěry OP1 - rub - svislá výztuž

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	550 mm		
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B	500	B			beton:	C30/37	f_{ck} =	30.0	MPa	
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	33.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	18.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	6.06	-	$f_{c,t,m}$ =	2.9	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 25 mm	1. řada	z=0.100	$A_{s1,1}$	= 3272 mm²	(0.595%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$	= mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$	= mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 16 mm		z=0.086	A_{s2}	= 1340 mm²	(0.244%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

14.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 654 mm²

(pro desky) *dle 9.6.2* $A_{s,min}$ < $A_{s,t}$ < A_s < $A_{s,max}$

Stupeň vyztužení

550 < 3 272 < 4613 < 22 000 **Vyhovuje**

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 12 mm	$A_{w,stirrup}$ = 377 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 150 mm	$A_{w,stirrup}$ = 2513 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.25%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.25%	**Vyhovuje**	

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$ < $\rho_{w,s}$ < $\rho_{w,s,max}$

0.09% 0.25% 1.00% **Vyhovuje**

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	451	kNm	N_{Ed} =	134	kN	V_{Ed} =	534	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	3.368	m	
$M_{Ek,char}$ =	354	kNm	$N_{Ek,char}$ =	-113	kN	e_{char} =	3.133	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	208	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	-95	kN	e_{kvazi} =	2.189	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.014 / 0.550)= 0.159 m λ = 0.000 / 0.159 = **0.000** -

Posouzení λ_{lim} = **500.000** - > λ = **0.000** - **Masivní prvek**

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.666 *(0.726 * 30.0)+ 0.15 * -0.244) 1000 * 451 = **0.235 MN**

Posouzení $V_{Rd,c}$ = **0.235 MN** < V_{Ed} = **0.534 MN** **227% Nevyhovuje**

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = **1.428** < 2.5 θ = **35.00°** **Vyhovuje**

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. v = **0.528** -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 534 *(1.428 - 0.000) = **0.763 MN**

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.528 * 18.0 * 1000 * 391 /(0.70021 + 1.42815)= **1.746 MN**

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 377 * 434.8 * 0.391 * 1.42815 / 150 = **0.610 MN**

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.391 * 2.42815 / 450 = **0.000 MN**

Posouzení $V_{Rd,s}$ = **0.610 MN** > V_{Ed} = **0.534 MN** **88% Vyhovuje**

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = **-1.106** [.10⁻³]

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.167 m

Úprava polohy N.O.: +0,1 mm, -0,1 mm, +1,0 mm, -1,0 mm

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = **0.383 m**

Silová podmínka rovnováhy **celkem** **0.0043 MN** **Silová podmínka vyhovuje**

Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = **0.452 MNm** **rameno vnitřních sil** **z = 0.391 m**

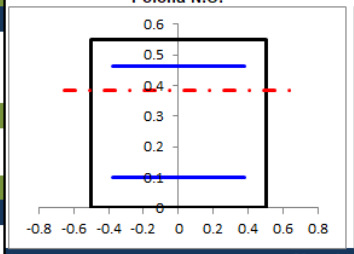
Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.951	-	-11.388	-1.1	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	1.231	0.196	436.0	3.8	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.144	0.564	313.6	1.6	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton f_{cd} = **18.000 MPa** > σ_{cc} = **11.388 MPa** **63% Vyhovuje**

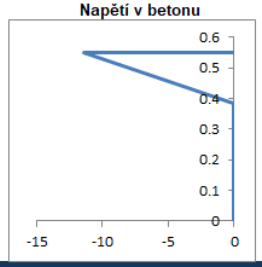
Posouzení - ocel f_{std} = **465.929 MPa** > σ_s = **435.968 MPa** **94% Vyhovuje**

Poloha N.O.



Přetvoření průřezu

Napětí v betonu

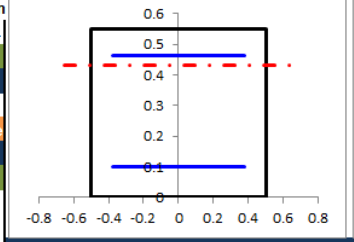


Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

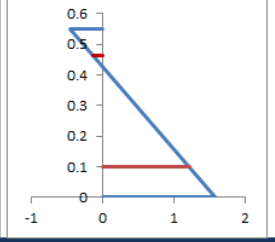
Posouzení - beton 0,6.f_{ck} = **18.000 MPa** > σ_{cc} = **14.672 MPa** **82% Vyhovuje**

Posouzení - ocel 0,8.f_{yk} = **400.000 MPa** > $\sigma_{s,max}$ = **258.905 MPa** **65% Vyhovuje**

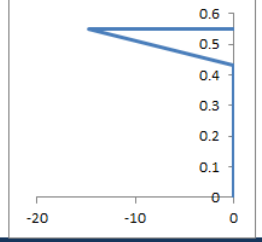
Poloha N.O.



Přetvoření průřezu



Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 13.500 MPa > σ_{cc} = 8.656 MPa **64% lin.dotvar**

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 139.083 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(139.083 - 0.4 * 126.019 *(1 + 0.139469)/ 200.0 = 0.0004

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 139.083 / 200.0 = 0.000417 ε_{sm}-ε_{cm} = **0.00042**

$s_{r,max}$ = 1.48056 * 87 + 0.17 * 1086.371 = 313 mm

w_k = 313 * 0.000417 = **0.131 mm**

Posouzení $w_{k,max}$ = **0.200 mm** > w_k = **0.131 mm** **65% Vyhovuje**

SUDOP PRAHA

– křídlo OP1 – rubová výztuž vodorovná

Křídlo opěry OP1 - rub - vodorovná výztuž

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	550 mm		
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B 500 B				beton:	C30/37		f_{ck} =	30.0	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	33.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	18.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	6.06	-	$f_{c,t,m}$ =	2.9	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 25 mm	1. řada	z=0.075	$A_{s1,1}$ = 3272 mm²	(0.595%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$ = mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$ = mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 16 mm		z=0.070	A_{s2} = 1340 mm²	(0.244%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

14.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 654 mm²

(pro desky) *dle 9.6.2* $A_{s,min}$ < $A_{s,t}$ < A_s < $A_{s,max}$

Stupeň vyztužení

550 < 3 272 < 4613 < 22 000 **Vyhovuje**

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 12 mm	$A_{w,stirrup}$ = 377 mm²	α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 150 mm	$A_{w,stirrup}$ = 2513 mm²/m²	$\rho_{w,s}$ =	0.25%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²	α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.25%	**Vyhovuje**

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$ < $\rho_{w,s}$ < $\rho_{w,s,max}$

0.09% 0.25% 1.00% **Vyhovuje**

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	499	kNm	N_{Ed} =	163	kN	V_{Ed} =	417	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	3.061	m	
$M_{Ek,char}$ =	392	kNm	$N_{Ek,char}$ =	121	kN	e_{char} =	3.240	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	229	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	76	kN	e_{kvazi} =	3.013	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.014 / 0.550)= 0.159 m λ = 0.000 / 0.159 = **0.000** -

Posouzení λ_{lim} = **500.000** - > λ = **0.000** - **Masivní prvek**

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.649 *(0.688 * 30.0)+ 0.15 * -0.296) 1000 * 476 = **0.237 MN**

Posouzení $V_{Rd,c}$ = **0.237** MN < V_{Ed} = **0.417** MN **176% Nevyhovuje**

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = **1.428** < 2.5 θ = **35.00°** **Vyhovuje**

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = **0.528** -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 417 *(1.428 - 0.000) = **0.596 MN**

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.528 * 18.0 * 1000 * 417 /(0.70021 + 1.42815)= **1.862 MN**

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 377 * 434.8 * 0.417 * 1.42815 / 150 = **0.651 MN**

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.417 * 2.42815 / 450 = **0.000 MN**

Posouzení $V_{Rd,s}$ = **0.651** MN > V_{Ed} = **0.417** MN **64% Vyhovuje**

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = -1.086 [.10⁻³]

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.170 m

Úprava polohy N.O. +0,1 mm -0,1 mm +1,0 mm -1,0 mm

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = **0.380** m

Silová podmínka rovnováhy **celkem** -0.0004 MN **Silová podmínka vyhovuje**

Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = **0.499** MNm **rameno vnitřních sil** z = **0.417 m**

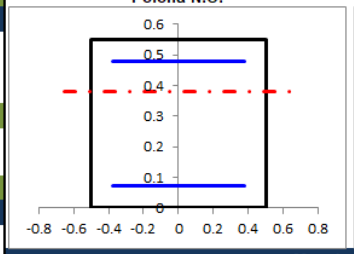
Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.949	-	-11.178	-1.1	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	1.281	0.144	435.5	3.1	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.171	0.451	208.7	1.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

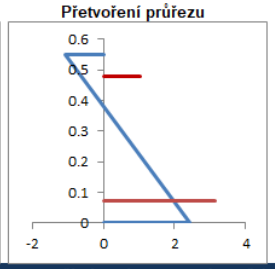
Posouzení - beton f_{cd} = **18.000** MPa > σ_{cc} = **11.178** MPa **62% Vyhovuje**

Posouzení - ocel f_{std} = **465.929** MPa > σ_s = **435.455** MPa **93% Vyhovuje**

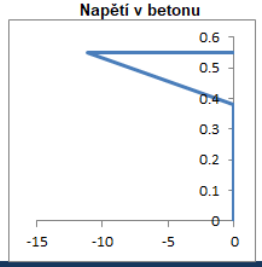
Poloha N.O.



Přetvoření průřezu



Napětí v betonu

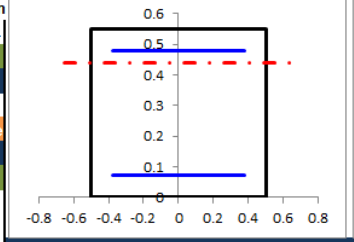


Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

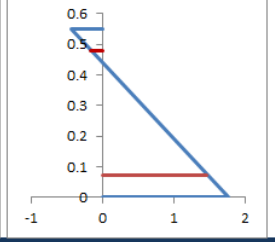
Posouzení - beton 0,6.f_{ck} = **18.000** MPa > σ_{cc} = **14.530** MPa **81% Vyhovuje**

Posouzení - ocel 0,8.f_{yk} = **400.000** MPa > $\sigma_{s,max}$ = **294.018** MPa **74% Vyhovuje**

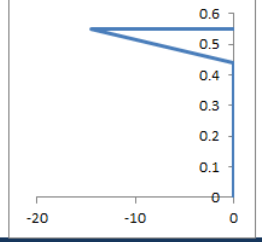
Poloha N.O.



Přetvoření průřezu



Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 13.500 MPa > σ_{cc} = 8.507 MPa **63% lin.dotvar**

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 172.704 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(172.704 - 0.4 * 130.1728 *(1 + 0.135019)/ 200.0 = 0.0006

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 172.704 / 200.0 = 0.000518 ε_{sm}-ε_{cm} = **0.00057**

$s_{r,max}$ = 1.85571 * 62 + 0.17 * 1122.179 = 306 mm

w_k = 306 * 0.000568 = **0.174** mm

Posouzení $w_{k,max}$ = **0.200** mm > w_k = **0.174** mm **87% Vyhovuje**

7.1.4.2 Posouzení průřezů křídel OP2

Křídlo je odstupňovaných tlouštěk stěny. Posouzení bylo provedeno pro kritické průřezy jednotlivých tlouštěk. Grafické znázornění nutných vyztužení viz níže.

- Ohybová výztuž

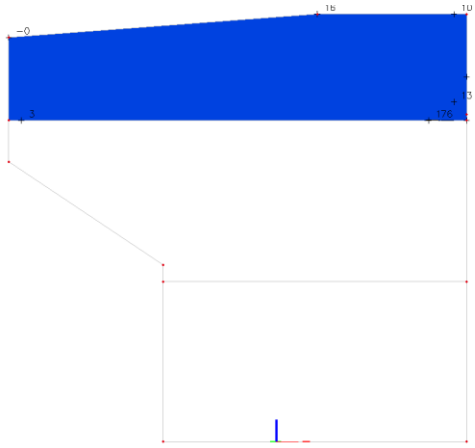
Ø12/150 mm Ø16/150 mm Ø20/150 mm Ø25/150 mm

Ø32/150 mm

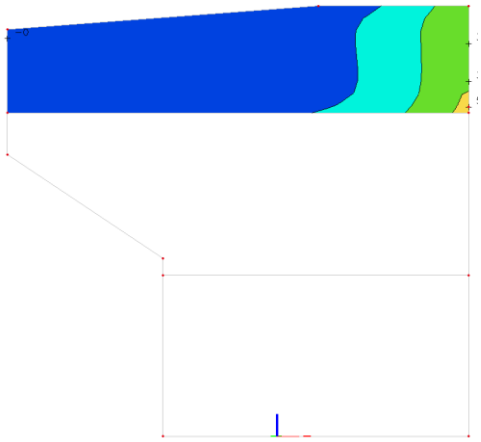
- Smyková výztuž

Ø10/300x300 mm Ø12/300x300 mm Ø12/300x150 mm

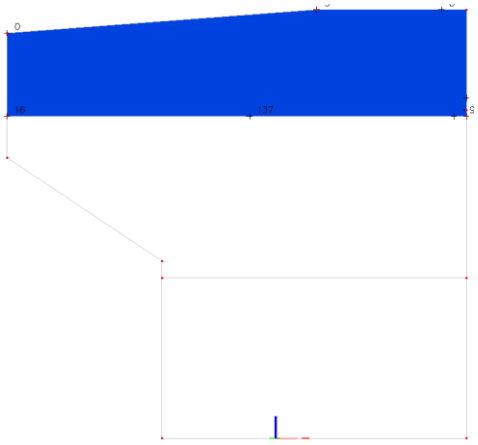
– rubová výztuž svislá (550 mm)



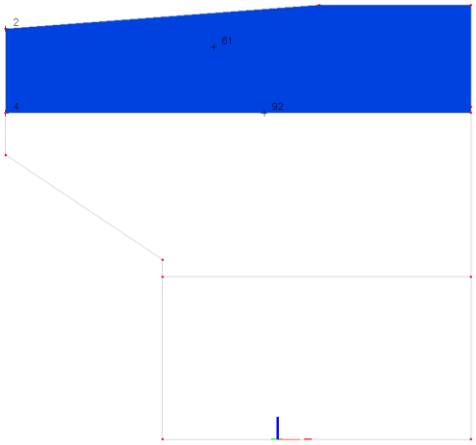
- rubová výztuž vodorovná (550 mm)



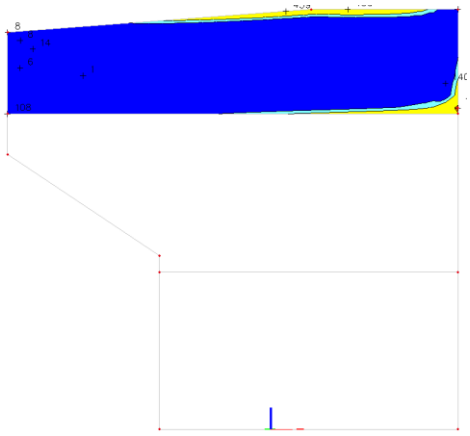
– lícová výztuž svislá (550 mm)



- lícová výztuž vodorovná (550 mm)



– smyková výztuž (550 mm)



– křídlo OP2 tl. 550 mm – rubová výztuž svislá

Křídlo opěry OP2 - H=550 - rub - svislá výztuž

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	550 mm		
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B	500	B			beton:	C30/37	f_{ck} =	30.0	MPa	
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	33.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	18.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	6.06	-	$f_{c,t,m}$ =	2.9	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 16 mm	1. řada	z=0.095	$A_{s1,1}$	= 1340 mm²	(0.244%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$	= mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$	= mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 16 mm		z=0.086	A_{s2}	= 1340 mm²	(0.244%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

6.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 268 mm²

(pro desky) *dle 9.6.2* $A_{s,min}$ < $A_{s,t}$ < A_s < $A_{s,max}$

550 < 1 340 < 2681 < 22 000 **Vyhovuje**

Stupeň vyztužení

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 12 mm	$A_{w,stirrup}$ = 377 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 300 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1257 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.13%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.13%	**Vyhovuje**	

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$ < $\rho_{w,s}$ < $\rho_{w,s,max}$

0.09% 0.13% 1.00% **Vyhovuje**

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	164	kNm	N_{Ed} =	-15	kN	V_{Ed} =	269	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	10.933	m	
$M_{Ek,char}$ =	127	kNm	$N_{Ek,char}$ =	-13	kN	e_{char} =	9.769	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	88	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	-15	kN	e_{kvazi} =	5.867	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.014 / 0.550)= 0.159 m λ = 0.000 / 0.159 = **0.000** -

Posouzení λ_{lim} = **279.843** - > λ = **0.000** - **Masivní prvek**

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.663 *(0.295 * 30.0)+ 0.15 * 0.027) 1000 * 455 = **0.190 MN**

Posouzení $V_{Rd,c}$ = **0.190 MN** < V_{Ed} = **0.269 MN** **142% Nevyhovuje**

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = **1.428** < 2.5 θ = **35.00°** **Vyhovuje**

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = **0.528** -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 269 *(1.428 - 0.000) = **0.384 MN**

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.528 * 18.0 * 1000 * 408 /(0.70021 + 1.42815)= **1.822 MN**

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 377 * 434.8 * 0.408 * 1.42815 / 300 = **0.318 MN**

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.408 * 2.42815 / 450 = **0.000 MN**

Posouzení $V_{Rd,s}$ = **0.318 MN** > V_{Ed} = **0.269 MN** **84% Vyhovuje**

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = -0.559 [.10⁻³]

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.126 m

Úprava polohy N.O. +0,1 mm -0,1 mm +1,0 mm -1,0 mm

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = **0.424 m**

Silová podmínka rovnováhy **celkem** -0.0006 **MN** **Silová podmínka vyhovuje**

Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = **0.164 MNm** **rameno vnitřních sil** **z = 0.408 m**

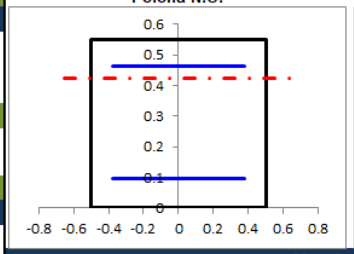
Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.361	-	-5.746	-0.6	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.393	0.190	434.8	2.2	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.047	0.194	109.6	0.5	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

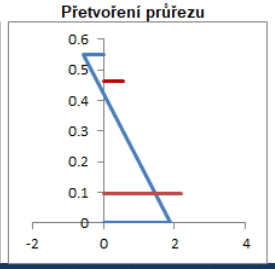
Posouzení - beton f_{cd} = **18.000 MPa** > σ_{cc} = **5.746 MPa** **32% Vyhovuje**

Posouzení - ocel f_{std} = **465.929 MPa** > σ_s = **434.793 MPa** **93% Vyhovuje**

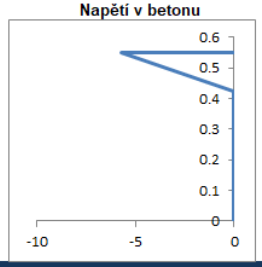
Poloha N.O.



Přetvoření průřezu



Napětí v betonu

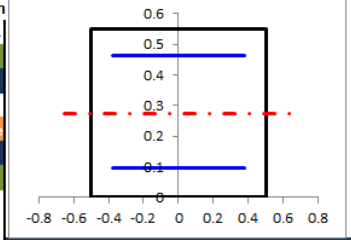


Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

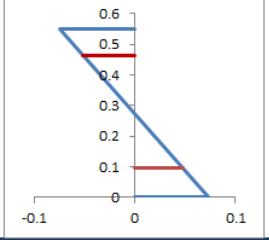
Posouzení - beton 0,6.f_{ck} = **18.000 MPa** > σ_{cc} = **2.444 MPa** **14% Vyhovuje**

Posouzení - ocel 0,8.f_{yk} = **400.000 MPa** > $\sigma_{s,max}$ = **10.278 MPa** **3% Vyhovuje**

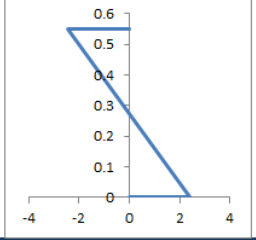
Poloha N.O.



Přetvoření průřezu



Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 13.500 MPa > σ_{cc} = 1.704 MPa **13% lin.dotvar**

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 7.057 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(7.057 - 0.4 * 337.4327 *(1 + 0.052087)/ 200.0 = -0.0007

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 7.057 / 200.0 = 2.12E-05 ε_{sm}-ε_{cm} = **0.00002**

$s_{r,max}$ = 1.48056 * 87 + 0.17 * 1861.698 = 445 mm

w_k = 445 * 2.12E-05 = **0.000 mm** σ_{ct} = **1.653 MPa** **Trhliny nevznikají**

Posouzení $w_{k,max}$ = **0.200 mm** > w_k = **0.000 mm** **Vyhovuje**

– křídlo OP2 tl. 550 mm – rubová výztuž vodorovná

Křídlo opěry OP2 - H=550 - rub - vodorovná výztuž

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	550 mm		
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B	500	B			beton:	C30/37	f_{ck} =	30.0	MPa	
f_{yk} =	500	MPa		γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	33.0 GPa
f_{yd} =	434.8	MPa		$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	18.0 MPa
E_y =	200.0	GPa		k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	6.06	-	$f_{c,t,m}$ =	2.9 MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]					ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5 [.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 25 mm	1. řada	z=0.075	$A_{s1,1}$	= 3272 mm²	(0.595%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$	= mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$	= mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 16 mm		z=0.070	A_{s2}	= 1340 mm²	(0.244%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

14.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 654 mm²

(pro desky) *dle 9.6.2* $A_{s,min}$ < $A_{s,t}$ < A_s < $A_{s,max}$

550 < 3 272 < 4613 < 22 000 **Vyhovuje**

Stupeň vyztužení

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 12 mm	$A_{w,stirrup}$ = 377 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 300 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1257 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.13%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.13%	**Vyhovuje**	

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$ < $\rho_{w,s}$ < $\rho_{w,s,max}$

0.09% 0.13% 1.00% **Vyhovuje**

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	413	kNm	N_{Ed} =	39	kN	V_{Ed} =	224	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	10.590	m	
$M_{Ek,char}$ =	320	kNm	$N_{Ek,char}$ =	19	kN	e_{char} =	16.842	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	218	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	-30	kN	e_{kvazi} =	7.267	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.014 / 0.550)= 0.159 m λ = 0.000 / 0.159 = **0.000** -

Posouzení λ_{lim} = **500.000** - > λ = **0.000** - **Masivní prvek**

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.649 *(0.688 * 30.0)+ 0.15 * -0.071) 1000 * 476 = **0.253 MN**

Posouzení $V_{Rd,c}$ = **0.253 MN** > V_{Ed} = **0.224 MN** **89%** **Vyhovuje**

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = **1.428** < 2.5 θ = **35.00°** **Vyhovuje**

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = **0.528** -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 224 *(1.428 - 0.000) = **0.320 MN**

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.528 * 18.0 * 1000 * 415 /(0.70021 + 1.42815)= **1.853 MN**

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 377 * 434.8 * 0.415 * 1.42815 / 300 = **0.324 MN**

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.415 * 2.42815 / 450 = **0.000 MN**

Posouzení $V_{Rd,s}$ = **0.324 MN** > V_{Ed} = **0.224 MN** **69%** **Vyhovuje**

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku	ε_c =	-0.914	[.10⁻³]	*Úprava polohy N.O.*	
excentricita tlačených vláken	e_{z+} =	0.176	m	+0,1 mm	-0,1 mm
				+1,0 mm	-1,0 mm
vzdálenost N.O. od spodních vláken	e_z =	**0.374**	**m**		

Silová podmínka rovnováhy celkem **0.0013 MN** **Silová podmínka vyhovuje**

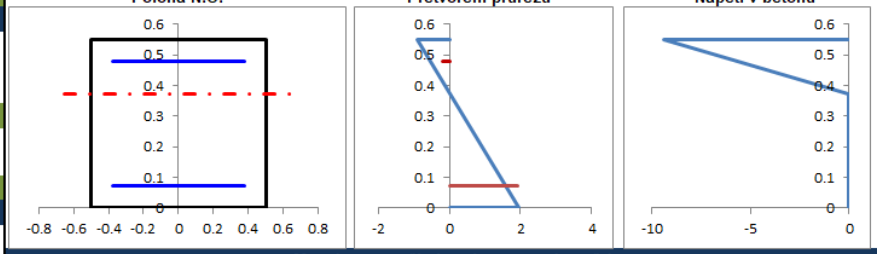
Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = **0.413 MNm** rameno vnitřních sil z = **0.415 m**

Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.827	-	-9.396	-0.9	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	1.017	0.227	380.0	1.9	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.148	0.093	-40.7	-0.2	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton	f_{cd} =	18.000	MPa	>	σ_{cc} =	9.396	MPa	52% Vyhovuje
Posouzení - ocel	f_{std} =	465.929	MPa	>	σ_s =	380.034	MPa	82% Vyhovuje

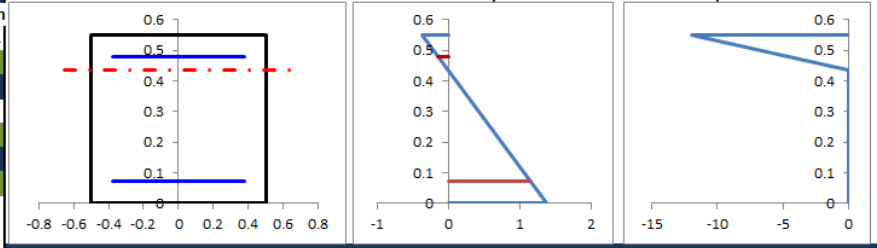
Poloha N.O. Přetvoření průřezu Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton	0,6.f_{ck} =	18.000	MPa	>	σ_{cc} =	11.976	MPa	67% Vyhovuje
Posouzení - ocel	0,8.f_{yk} =	400.000	MPa	>	$\sigma_{s,max}$ =	227.487	MPa	57% Vyhovuje

Poloha N.O. Přetvoření průřezu Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton	0,45.f_{ck} =	13.500	MPa	>	σ_{cc} =	8.207	MPa	61% lin.dotvar
Napětí v oceli	$\sigma_{s,max}$ =	148.580	MPa		Dlouhodobé účinky:			Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(148.580 - 0.4 * 127.2374 *(1 + 0.138134)/ 200.0 = 0.0005

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 148.580 / 200.0 = 0.000446 ε_{sm}-ε_{cm} = **0.00045**

$s_{r,max}$ = 1.85571 * 62 + 0.17 * 1096.874 = 302 mm

w_k = 302 * 0.000453 = **0.137 mm**

Posouzení $w_{k,max}$ = **0.200 mm** > w_k = **0.137 mm** **68%** **Vyhovuje**

SUDOP PRAHA

– křídlo OP2 tl. 550 mm – lícová výztuž svislá

Křídlo opěry OP2 - H=550 - lic - svislá výztuž

Průřez

b_{eff}	= 1000 mm	b_w	= 1000 mm	H	= 550 mm		
c_1	= 50 mm	c_2	= 50 mm	$w_{k,max}$	= 0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B 500 B				beton:	C30/37		f_{ck} =	30.0	MPa	
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	33.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	18.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	6.06	-	$f_{c,t,m}$ =	2.9	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 16 mm	1. řada	z=0.084	$A_{s1,1}$	= 1340 mm²	(0.244%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$	= mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$	= mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 16 mm		z=0.093	A_{s2}	= 1340 mm²	(0.244%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

6.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 268 mm²

(pro desky) *dle 9.6.2* $A_{s,min}$ < $A_{s,t}$ < A_s < $A_{s,max}$

550 < 1 340 < 2681 < 22 000 **Vyhovuje**

Stupeň vyztužení

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 10 mm	$A_{w,stirrup}$ = 262 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 300 mm	$A_{w,stirrup}$ = 873 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.09%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.09%	**Vyhovuje**	

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$ < $\rho_{w,s}$ < $\rho_{w,s,max}$

0.09% 0.09% 1.00% **Vyhovuje**

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	165	kNm	N_{Ed} =	-24	kN	V_{Ed} =	63	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	6.875	m	
$M_{Ek,char}$ =	126	kNm	$N_{Ek,char}$ =	-23	kN	e_{char} =	5.478	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	61	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	-16	kN	e_{kvazi} =	3.813	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.014 / 0.550)= 0.159 m λ = 0.000 / 0.159 = **0.000** -

Posouzení λ_{lim} = **221.235** - > λ = **0.000** - **Masivní prvek**

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.655 *(0.288 * 30.0)+ 0.15 * 0.044) 1000 * 466 = **0.193 MN**

Posouzení $V_{Rd,c}$ = **0.193 MN** > V_{Ed} = **0.063 MN** **33%** **Vyhovuje**

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = **1.428** < 2.5 θ = **35.00°** **Vyhovuje**

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = **0.528** -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 63 *(1.428 - 0.000) = **0.090 MN**

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.528 * 18.0 * 1000 * 418 /(0.70021 + 1.42815)= **1.866 MN**

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 262 * 434.8 * 0.418 * 1.42815 / 300 = **0.226 MN**

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.418 * 2.42815 / 450 = **0.000 MN**

Posouzení $V_{Rd,s}$ = **0.226 MN** > V_{Ed} = **0.063 MN** **28%** **Vyhovuje**

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = **-0.547** [.10⁻³]

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.129 m

Úprava polohy N.O. +0,1 mm -0,1 mm +1,0 mm -1,0 mm

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = **0.421 m**

Silová podmínka rovnováhy **celkem** **-0.0003 MN** **Silová podmínka vyhovuje**

Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = **0.165 MNm** **rameno vnitřních sil** **z = 0.418 m**

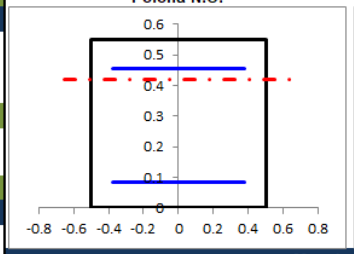
Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.364	-	-5.626	-0.5	**Max.přetvoření betonu vyhovuje**
Výztuž (1)	0.381	0.045	318.2	1.6	**Max.přetvoření výztuže vyhovuje**
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	**Max.přetvoření výztuže vyhovuje**
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	**Max.přetvoření výztuže vyhovuje**
Výztuž tl.	-0.041	0.045	3.0	0.0	**Max.přetvoření výztuže vyhovuje**

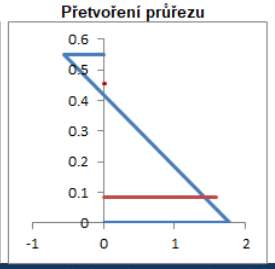
Posouzení - beton f_{cd} = **18.000 MPa** > σ_{cc} = **5.626 MPa** **31%** **Vyhovuje**

Posouzení - ocel f_{std} = **465.929 MPa** > σ_s = **318.173 MPa** **68%** **Vyhovuje**

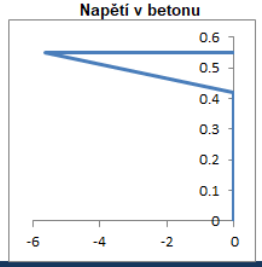
Poloha N.O.



Přetvoření průřezu



Napětí v betonu

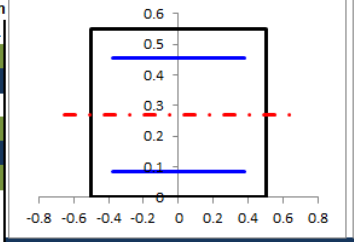


Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

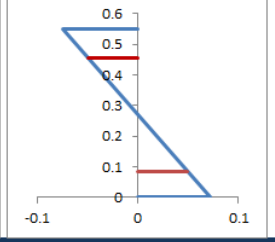
Posouzení - beton $0{,}6.f_{ck}$ = **18.000 MPa** > σ_{cc} = **2.443 MPa** **14%** **Vyhovuje**

Posouzení - ocel $0{,}8.f_{yk}$ = **400.000 MPa** > $\sigma_{s,max}$ = **10.067 MPa** **3%** **Vyhovuje**

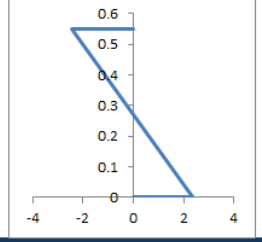
Poloha N.O.



Přetvoření průřezu



Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton $0{,}45.f_{ck}$ = 13.500 MPa > σ_{cc} = 1.191 MPa **9%** **lin.dotvar**

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 4.822 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(4.822 - 0.4 * 336.2588 *(1 + 0.052269)/ 200.0 = -0.0007

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 4.822 / 200.0 = 1.45E-05 ε_{sm}-ε_{cm} = **0.00001**

$s_{r,max}$ = 1.62018 * 76 + 0.17 * 1855.221 = 439 mm

w_k = 439 * 1.45E-05 = **0.000 mm** σ_{ct} = **1.134 MPa** **Trhliny nevznikají**

Posouzení $w_{k,max}$ = **0.200 mm** > w_k = **0.000 mm** **Vyhovuje**

– křídlo OP2 tl. 550 mm – lícová výztuž vodorovná

Křídlo opěry OP2 - H=550 - líc - vodorovná výztuž

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	550 mm	
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm	XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B 500 B				beton:	C30/37	f_{ck} =	30.0	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} = 33.0 GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} = 18.0 MPa
E_y =	200.0	GPa	$k = f_t/f_y$ =	1.08	-	α_e =	6.06	-	$f_{c,t,m}$ = 2.9 MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} = -3.5 [.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 16 mm	1. řada	z=0.070	$A_{s1,1}$ = 1340 mm²	(0.244%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$ = mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$ = mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 25 mm		z=0.075	A_{s2} = 3272 mm²	(0.595%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

6.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 268 mm²

(pro desky) *dle 9.6.2* $A_{s,min}$ < $A_{s,t}$ < A_s < $A_{s,max}$

Stupeň vyztužení

550 < 1 340 < 4613 < 22 000 **Vyhovuje**

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 12 mm	$A_{w,stirrup}$ = 377 mm²	α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 150 mm	$A_{w,stirrup}$ = 2513 mm²/m²	$\rho_{w,s}$ =	0.25%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²	α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.25%	**Vyhovuje**

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$ < $\rho_{w,s}$ < $\rho_{w,s,max}$

0.09% 0.25% 1.00% **Vyhovuje**

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	52	kNm	N_{Ed} =	-44	kN	V_{Ed} =	83	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	1.182	m	
$M_{Ek,char}$ =	40	kNm	$N_{Ek,char}$ =	-38	kN	e_{char} =	1.053	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	21	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	-2	kN	e_{kvazi} =	10.500	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.014 / 0.550)= 0.159 m λ = 0.000 / 0.159 = **0.000** -

Posouzení λ_{lim} = **174.254** - > λ = **0.000** - **Masivní prvek**

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.645 *(0.279 * 30.0)+ 0.15 * 0.080) 1000 * 480 = **0.198 MN**

Posouzení $V_{Rd,c}$ = **0.200** MN > V_{Ed} = **0.083** MN **42%** **Vyhovuje**

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = **1.428** < 2.5 θ = **35.00°** **Vyhovuje**

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = **0.528** -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 83 *(1.428 - 0.000) = **0.119 MN**

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.528 * 18.0 * 1000 * 426 /(0.70021 + 1.42815)= **1.904 MN**

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 377 * 434.8 * 0.426 * 1.42815 / 150 = **0.665 MN**

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.426 * 2.42815 / 450 = **0.000 MN**

Posouzení $V_{Rd,s}$ = **0.665** MN > V_{Ed} = **0.083** MN **12%** **Vyhovuje**

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = **-0.146** [.10⁻³]

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.135 m

Úprava polohy N.O.: +0,1 mm, -0,1 mm, +1,0 mm, -1,0 mm

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = **0.415** m

Silová podmínka rovnováhy celkem **0.0004** MN **Silová podmínka vyhovuje**

Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = **0.052** MNm rameno vnitřních sil z = **0.426 m**

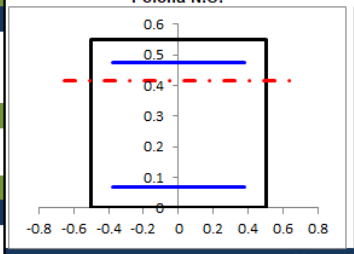
Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.101	-	-1.500	-0.1	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.100	0.035	100.5	0.5	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.043	0.084	12.8	0.1	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

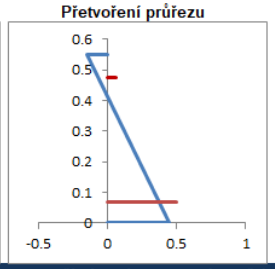
Posouzení - beton f_{cd} = **18.000** MPa > σ_{cc} = **1.500** MPa **8%** **Vyhovuje**

Posouzení - ocel f_{std} = **465.929** MPa > σ_s = **100.502** MPa **22%** **Vyhovuje**

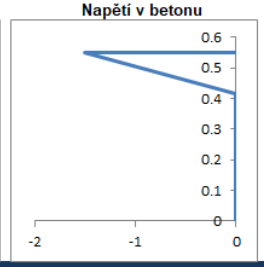
Poloha N.O.



Přetvoření průřezu



Napětí v betonu

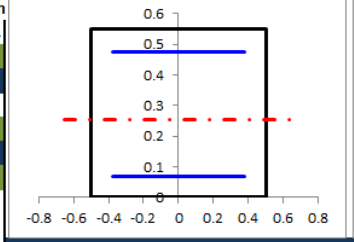


Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

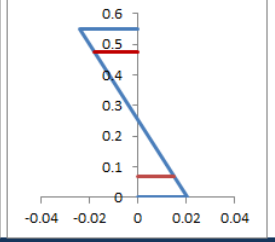
Posouzení - beton $0,6.f_{ck}$ = **18.000** MPa > σ_{cc} = **0.786** MPa **4%** **Vyhovuje**

Posouzení - ocel $0,8.f_{yk}$ = **400.000** MPa > $\sigma_{s,max}$ = **2.968** MPa **1%** **Vyhovuje**

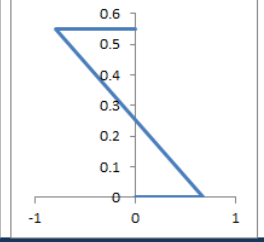
Poloha N.O.



Přetvoření průřezu



Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton $0,45.f_{ck}$ = 13.500 MPa > σ_{cc} = 0.383 MPa **3%** **lin.dotvar**

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 1.752 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(1.752 - 0.4 * 338.0638 *(1 + 0.051989)/ 200.0 = -0.0007

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 1.752 / 200.0 = 5.26E-06 ε_{sm}-ε_{cm} = **0.00001**

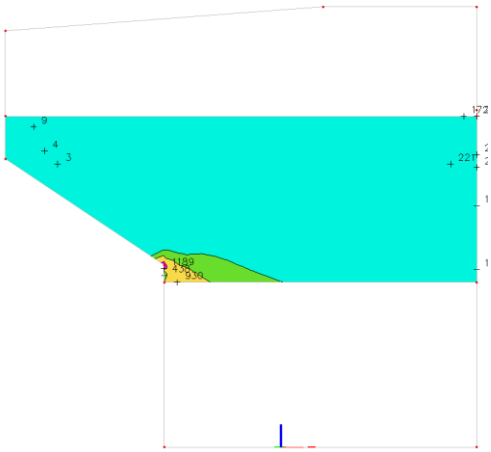
$s_{r,max}$ = 1.85571 * 62 + 0.17 * 1865.179 = 432 mm

w_k = 432 * 5.26E-06 = **0.000** mm σ_{ct} = **0.387** MPa **Trhliny nevznikají**

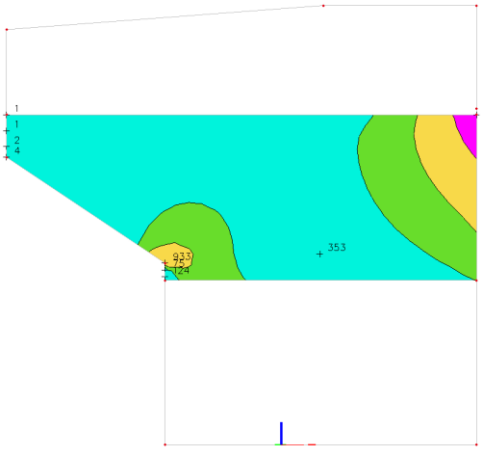
Posouzení $w_{k,max}$ = **0.200** mm > w_k = **0.000** mm **Vyhovuje**

SUDOP PRAHA

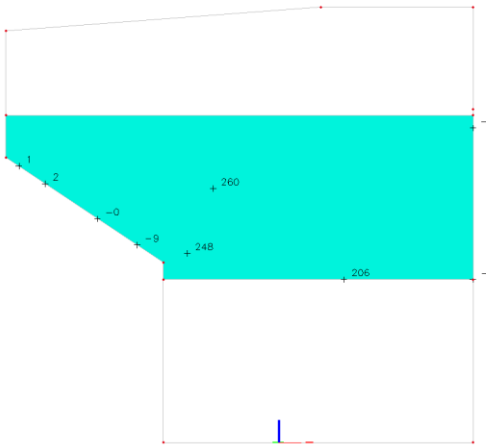
– rubová výztuž svislá (775 mm)



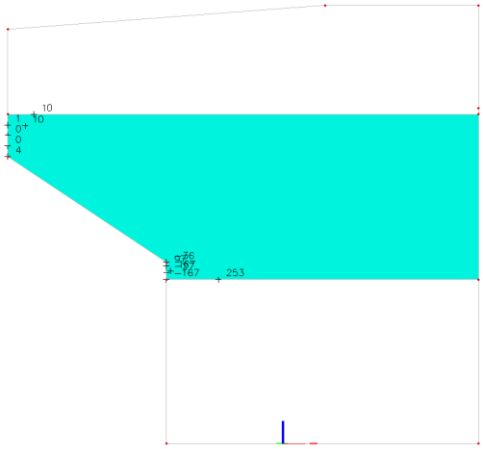
- rubová výztuž vodorovná (775 mm)



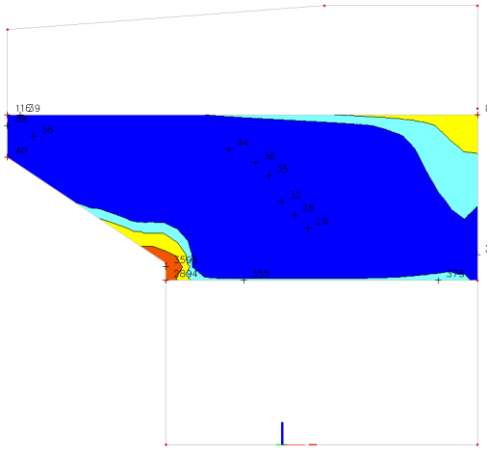
– lícová výztuž svislá (775 mm)



- lícová výztuž vodorovná (775 mm)



– smyková výztuž (775 mm)



- Ohybová výztuž

Ø12/150 mm Ø16/150 mm Ø20/150 mm Ø25/150 mm

Ø32/150 mm

- Smyková výztuž

Ø10/300x300 mm Ø12/300x300 mm Ø12/300x150 mm

– křídlo OP2 tl. 775 mm – rubová výztuž svislá

Křídlo opěry OP2 - H=775 - rub - svislá výztuž

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	775 mm		
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B	500	B			beton:	C30/37	f_{ck} =	30.0	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	33.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	18.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	6.06	-	$f_{c,t,m}$ =	2.9	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 25 mm	1. řada	z=0.107	$A_{s1,1}$ = 3272 mm²	(0.422%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$ = mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$ = mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 16 mm		z=0.086	A_{s2} = 1340 mm²	(0.173%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

14.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 654 mm²

Stupeň vyztužení

(pro desky)	*dle 9.6.2*	$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$	Vyhovuje
		775	<	3 272	<	4613	<	31 000	

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 12 mm	$A_{w,stirrup}$ = 377 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 150 mm	$A_{w,stirrup}$ = 2513 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.25%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.25%		Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$		
0.09%		0.25%		1.00%		Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	739	kNm	N_{Ed} =	-86	kN	V_{Ed} =	751	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	8.593	m	
$M_{Ek,char}$ =	577	kNm	$N_{Ek,char}$ =	-95	kN	e_{char} =	6.074	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	368	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	-172	kN	e_{kvazi} =	2.140	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.039 / 0.775)= 0.224 m λ = 0.000 / 0.224 = **0.000** -

Posouzení λ_{lim} = **141.627** - > λ = **0.000** - **Masivní prvek**

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.547 *(0.490 * 30.0)+ 0.15 * 0.111) 1000 * 669 = **0.315 MN**

Posouzení $V_{Rd,c}$ = **0.315 MN** < V_{Ed} = **0.751 MN** **238% Nevyhovuje**

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < **cot θ = 1.428** < 2.5 θ = **35.00°** **Vyhovuje**

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. **ν = 0.528** -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 751 *(1.428 - 0.000) = **1.073 MN**

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.528 * 18.0 * 1000 * 591 /(0.70021 + 1.42815)= **2.639 MN**

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 377 * 434.8 * 0.591 * 1.42815 / 150 = **0.922 MN**

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.591 * 2.42815 / 450 = **0.000 MN**

Posouzení $V_{Rd,s}$ = **0.922 MN** > V_{Ed} = **0.751 MN** **81% Vyhovuje**

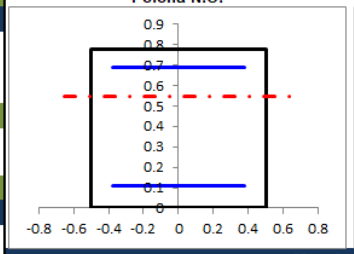
Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku	ε_c =	-0.960	[.10⁻³]	*Úprava polohy N.O.*	
excentricita tlačených vláken	e_{z+} =	0.229	m	+0,1 mm	-0,1 mm
				+1,0 mm	-1,0 mm
vzdálenost N.O. od spodních vláken	e_z =	**0.546**	**m**		
Silová podmínka rovnováhy	**celkem**	**0.0022**	**MN**	**Silová podmínka vyhovuje**	
Momentová podm. rovnováhy	M_{Rd} =	**0.739**	**MNm**	**rameno vnitřních sil**	**z = 0.591 m**
Interakce ohybového a smykového namáhání					

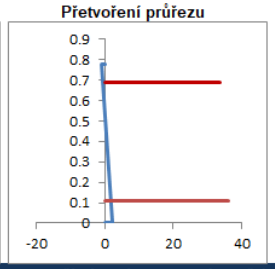
Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-1.131	-	-9.877	-1.0	**Max.přetvoření betonu vyhovuje**
Výztuž (1)	1.206	0.297	459.4	36.0	**Max.přetvoření výztuže vyhovuje**
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	**Max.přetvoření výztuže vyhovuje**
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	**Max.přetvoření výztuže vyhovuje**
Výztuž tl.	-0.161	0.774	457.6	33.6	**Max.přetvoření výztuže vyhovuje**

Posouzení - beton	f_{cd} =	**18.000**	**MPa**	>	σ_{cc} =	**9.877**	**MPa**	**55%**	**Vyhovuje**
Posouzení - ocel	f_{std} =	**465.929**	**MPa**	>	σ_s =	**459.402**	**MPa**	**99%**	**Vyhovuje**

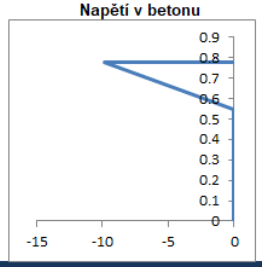
Poloha N.O.



Přetvoření průřezu



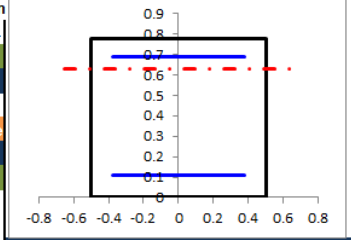
Napětí v betonu



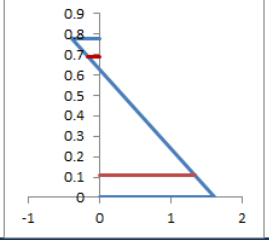
Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton	**0,6.f_{ck}**	=	**18.000**	**MPa**	>	σ_{cc} =	**12.630**	**MPa**	**70%** **Vyhovuje**
Posouzení - ocel	**0,8.f_{yk}**	=	**400.000**	**MPa**	>	$\sigma_{s,max}$ =	**283.171**	**MPa**	**71%** **Vyhovuje**

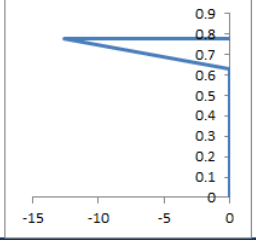
Poloha N.O.



Přetvoření průřezu



Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton	0,45.f_{ck}	=	13.500	MPa	>	σ_{cc} =	8.121	MPa	60% lin.dotvar
Napětí v oceli	$\sigma_{s,max}$	=	154.845	MPa		Dlouhodobé účinky:			Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(154.845 - 0.4 * 181.2994 *(1 + 0.096943)/ 200.0 = 0.0004

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 154.845 / 200.0 = 0.000465 ε_{sm}-ε_{cm} = **0.00046**

$s_{r,max}$ = 1.40611 * 94 + 0.17 * 1562.926 = 398 mm

w_k = 398 * 0.000465 = **0.185** mm

Posouzení $w_{k,max}$ = **0.200** mm > w_k = **0.185** mm **92% Vyhovuje**

SUDOP PRAHA

– křídlo OP2 tl. 775 mm – rubová výztuž vodorovná

Křídlo opěry OP2 - H=775 - rub - vodorovná výztuž

Průřez

b_{eff}	= 1000 mm	b_w	= 1000 mm	H	= 775 mm		
c_1	= 50 mm	c_2	= 50 mm	$w_{k,max}$	= 0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B 500 B				beton:	C30/37		f_{ck} =	30.0	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	33.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	18.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	6.06	-	$f_{c,t,m}$ =	2.9	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 32 mm	1. řada	z=0.078	$A_{s1,1}$ = 5362 mm²	(0.692%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$ = mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$ = mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 16 mm		z=0.070	A_{s2} = 1340 mm²	(0.173%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

22.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 1072 mm²

(pro desky)

Stupeň vyztužení

	$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$	
dle 9.6.2	775	<	5 362	<	6702	<	31 000	Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 12 mm	$A_{w,stirrup}$ = 377 mm²	α_w = 90	°
	$s_{w,st}$ = 150 mm	$A_{w,stirrup}$ = 2513 mm²/m²	$\rho_{w,s}$ = 0.25%	
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²	α_b = 45	°
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.25%	Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$	
0.09%		0.25%		1.00%	Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	909	kNm	N_{Ed} =	287	kN	V_{Ed} =	542	kN (MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	3.167	m
$M_{Ek,char}$ =	704	kNm	$N_{Ek,char}$ =	220	kN	e_{char} =	3.200	m (Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	490	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	140	kN	e_{kvazi} =	3.500	m (Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.039 / 0.775)= 0.224 m λ = 0.000 / 0.224 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 500.000 - > λ = 0.000 - Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.536 *(0.769 * 30.0)+ 0.15 * -0.370) 1000 * 697 = 0.327 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.327 MN < V_{Ed} = 0.542 MN 166% Nevyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. v = 0.528 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 542 *(1.428 - 0.000) = 0.774 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.528 * 18.0 * 1000 * 613 /(0.70021 + 1.42815)= 2.739 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 377 * 434.8 * 0.613 * 1.42815 / 150 = 0.957 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.613 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 0.957 MN > V_{Ed} = 0.542 MN 57% Vyhovuje

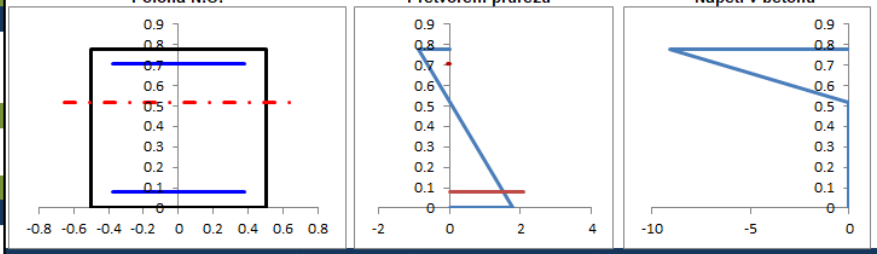
Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku	ε_c =	-0.882	[.10⁻³]	*Úprava polohy N.O.*	
excentricita tlačených vláken	e_{z+} =	0.257	m	+0,1 mm	-0,1 mm
				+1,0 mm	-1,0 mm
vzdálenost N.O. od spodních vláken	e_z =	0.518	m		
Silová podmínka rovnováhy	celkem	-0.0012	MN	Silová podmínka vyhovuje	
Momentová podm. rovnováhy	M_{Rd} =	0.908	MNm	rameno vnitřních sil	z = 0.613 m
Interakce ohybového a smykového namáhání					

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-1.164	-	-9.073	-0.9	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	1.623	0.620	418.4	2.1	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.172	0.155	-12.7	-0.1	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton	f_{cd} =	18.000	MPa	>	σ_{cc} =	9.073	MPa	50%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	f_{std} =	465.929	MPa	>	σ_s =	418.366	MPa	90%	Vyhovuje

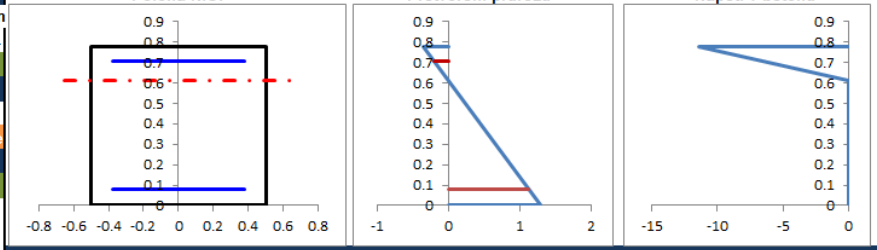
Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton	0,6.f_{ck} =	18.000	MPa	>	σ_{cc} =	11.461	MPa	64%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	0,8.f_{yk} =	400.000	MPa	>	$\sigma_{s,max}$ =	226.070	MPa	57%	Vyhovuje

Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton	0,45.f_{ck} =	13.500	MPa	>	σ_{cc} =	7.989	MPa	59%	lin.dotvar
Napětí v oceli	$\sigma_{s,max}$ =	156.157	MPa			Dlouhodobé účinky:		Ano	

$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$ =(156.157 - 0.4 * 105.4712 *(1 + 0.16664)/ 200.0 = 0.0005

$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$ = 0.6 * 156.157 / 200.0 = 0.000468 $\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$ = 0.00053

$s_{r,max}$ = 1.85571 * 62 + 0.17 * 1163.821 = 313 mm

w_k = 313 * 0.000535 = 0.167 mm

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.167 mm 84% Vyhovuje

– křídlo OP2 tl. 775 mm – lícová výztuž svislá

Křídlo opěry OP2 - H=775 - líc - svislá výztuž

Průřez

b_{eff} = 1000 mm	b_w = 1000 mm	H = 775 mm				
c_1 = 50 mm	c_2 = 50 mm	$w_{k,max}$ = 0.20 mm	XD, XS, XF			

Materiály

ocel:	B 500 B				beton:	C30/37		f_{ck} =	30.0	MPa	
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	33.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	18.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	6.06	-	$f_{c,t,m}$ =	2.9	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 16 mm	1. řada	z=0.070	$A_{s1,1}$ = 1340 mm²	(0.173%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$ = mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$ = mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 25 mm		z=0.075	A_{s2} = 3272 mm²	(0.422%)

Rozdělovací výztuž (minimální) — *Stupeň vyztužení*

6.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 268 mm²

	$A_{s,min}$ <	$A_{s,t}$ <	A_s <	$A_{s,max}$	
(pro desky) *dle 9.6.2*	775 <	1 340 <	4613 <	31 000	Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 12 mm	$A_{w,stirrup}$ = 377 mm²		α_w = 90	°
	$s_{w,st}$ = 300 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1257 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ = 0.13%	
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b = 45	°
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.13%	Vyhovuje	

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$ <	$\rho_{w,s}$ <	$\rho_{w,s,max}$	
0.09%	0.13%	1.00%	Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	256	kNm	N_{Ed} =	-28	kN	V_{Ed} =	83	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	9.143	m	
$M_{Ek,char}$ =	198	kNm	$N_{Ek,char}$ =	-33	kN	e_{char} =	6.000	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	138	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	-65	kN	e_{kvazi} =	2.123	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.039 / 0.775)= 0.224 m λ = 0.000 / 0.224 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 248.208 - > λ = 0.000 - Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.533 *(0.190 * 30.0)+ 0.15 * 0.036) 1000 * 705 = 0.235 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.260 MN > V_{Ed} = 0.083 MN 32% Vyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = 0.528 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 83 *(1.428 - 0.000) = 0.119 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.528 * 18.0 * 1000 * 648 /(0.70021 + 1.42815)= 2.895 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 377 * 434.8 * 0.648 * 1.42815 / 300 = 0.506 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.648 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 0.506 MN > V_{Ed} = 0.083 MN 16% Vyhovuje

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = -0.377 [.10⁻³]

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.148 m

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = 0.627 m

Úprava polohy N.O.: +0,1 mm, -0,1 mm, +1,0 mm, -1,0 mm

Silová podmínka rovnováhy celkem 0.0008 MN — Silová podmínka vyhovuje

Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = 0.256 MNm rameno vnitřních sil z = 0.648 m

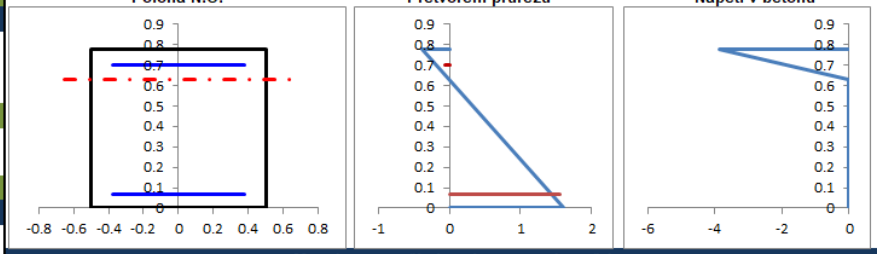
Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.286	-	-3.874	-0.4	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.381	0.034	309.8	1.5	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.122	0.084	-11.7	-0.1	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton f_{cd} = 18.000 MPa > σ_{cc} = 3.874 MPa 22% Vyhovuje

Posouzení - ocel f_{std} = 465.929 MPa > σ_s = 309.826 MPa 66% Vyhovuje

Poloha N.O. — Přetvoření průřezu — Napětí v betonu

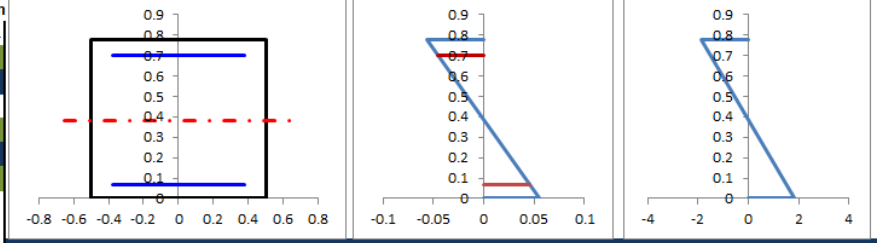


Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton 0,6.f_{ck} = 18.000 MPa > σ_{cc} = 1.865 MPa 10% Vyhovuje

Posouzení - ocel 0,8.f_{yk} = 400.000 MPa > $\sigma_{s,max}$ = 9.047 MPa 2% Vyhovuje

Poloha N.O. — Přetvoření průřezu — Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 13.500 MPa > σ_{cc} = 1.351 MPa 10% lin.dotvar

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 5.980 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(5.980 - 0.4 * 378.6147 *(1 + 0.046421)/ 200.0 = -0.0008

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 5.980 / 200.0 = 1.79E-05 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00002

$s_{r,max}$ = 1.85571 * 62 + 0.17 * 2088.909 = 470 mm

w_k = 470 * 1.79E-05 = 0.000 mm σ_{ct} = 1.219 MPa Trhliny nevznikají

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.000 mm Vyhovuje

SUDOP PRAHA

– křídlo OP2 tl. 775 mm – lícová výztuž vodorovná

Křídlo opěry OP2 - H=775 - líc - vodorovná výztuž

Průřez

b_{eff} = 1000 mm	b_w = 1000 mm	H = 775 mm			
c_1 = 50 mm	c_2 = 50 mm	$w_{k,max}$ = 0.20 mm	XD, XS, XF		

Materiály

ocel:	B 500 B			beton:	C30/37	f_{ck} =	30.0	MPa	
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} = 33.0 GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} = 18.0 MPa
E_y =	200.0	GPa	$k = f_t/f_y$ =	1.08	-	α_e =	6.06	-	$f_{c,t,m}$ = 2.9 MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} = -3.5 [.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 16 mm	1. řada	z=0.086	$A_{s1,1}$ = 1340 mm²	(0.173%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$ = mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$ = mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 32 mm		z=0.103	A_{s2} = 5362 mm²	(0.692%)

Rozdělovací výztuž (minimální) — *Stupeň vyztužení*

6.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 268 mm² — $A_{s,min}$ < $A_{s,t}$ < A_s < $A_{s,max}$

(pro desky) — dle 9.6.2 — 775 < 1 340 < 6702 < 31 000 — Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 12 mm	$A_{w,stirrup}$ = 377 mm²	α_w = 90 °	
	$s_{w,st}$ = 300 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1257 mm²/m²	$\rho_{w,s}$ = 0.13%	
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²	α_b = 45 °	
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.13%	Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$ < $\rho_{w,s}$ < $\rho_{w,s,max}$

0.09% — 0.13% — 1.00% — Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	180	kNm	N_{Ed} =	-99	kN	V_{Ed} =	129	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	1.818	m	
$M_{Ek,char}$ =	139	kNm	$N_{Ek,char}$ =	-82	kN	e_{char} =	1.695	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	100	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	-68	kN	e_{kvazi} =	1.471	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* — L = 0.00 m

i = √(0.039 / 0.775)= 0.224 m — λ = 0.000 / 0.224 = 0.000 -

Posouzení — λ_{lim} = 138.515 - > λ = 0.000 - — Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.539 *(0.195 * 30.0)+ 0.15 * 0.128) 1000 * 689 = 0.242 MN

Posouzení — $V_{Rd,c}$ = 0.265 MN > V_{Ed} = 0.129 MN — 49% — Vyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál — 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 — θ = 35.00° — Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. — ν = 0.528 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 129 *(1.428 - 0.000) = 0.184 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.528 * 18.0 * 1000 * 619 /(0.70021 + 1.42815)= 2.765 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 377 * 434.8 * 0.619 * 1.42815 / 300 = 0.483 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.619 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení — $V_{Rd,s}$ = 0.483 MN > V_{Ed} = 0.129 MN — 27% — Vyhovuje

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku — ε_c = -0.276 [.10⁻³]

excentricita tlačených vláken — e_{z+} = 0.163 m

Úprava polohy N.O. — +0,1 mm — -0,1 mm — +1,0 mm — -1,0 mm

vzdálenost N.O. od spodních vláken — e_z = 0.612 m

Silová podmínka rovnováhy — celkem -0.0009 MN — Silová podmínka vyhovuje

Momentová podm. rovnováhy — M_{Rd} = 0.180 MNm — rameno vnitřních sil z = 0.619 m

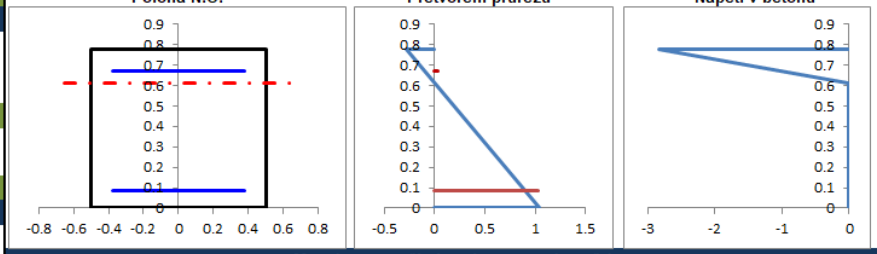
Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.231	-	-2.837	-0.3	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.239	0.037	205.9	1.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.108	0.147	7.2	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton — f_{cd} = 18.000 MPa > σ_{cc} = 2.837 MPa — 16% — Vyhovuje

Posouzení - ocel — f_{std} = 465.929 MPa > σ_s = 205.889 MPa — 44% — Vyhovuje

Poloha N.O. — Přetvoření průřezu — Napětí v betonu

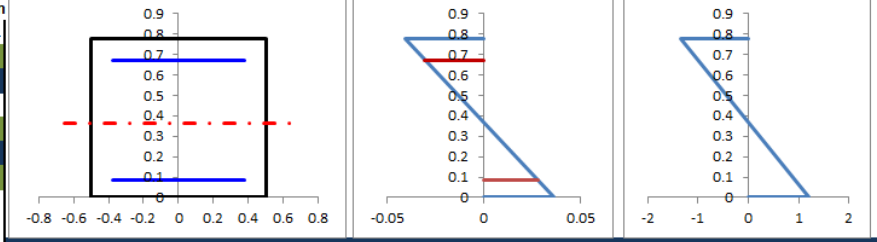


Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton — $0{,}6.f_{ck}$ = 18.000 MPa > σ_{cc} = 1.346 MPa — 7% — Vyhovuje

Posouzení - ocel — $0{,}8.f_{yk}$ = 400.000 MPa > $\sigma_{s,max}$ = 5.679 MPa — 1% — Vyhovuje

Poloha N.O. — Přetvoření průřezu — Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton — $0{,}45.f_{ck}$ = 13.500 MPa > σ_{cc} = 0.979 MPa — 7% — lin.dotvar

Napětí v oceli — $\sigma_{s,max}$ = 4.015 MPa — Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(4.015 - 0.4 * 465.1552 *(1 + 0.037785)/ 200.0 = -0.0009

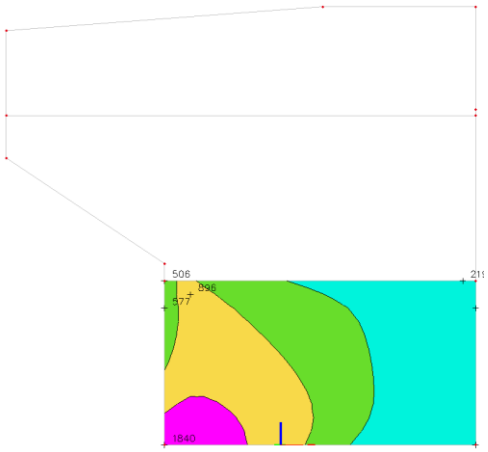
ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 4.015 / 200.0 = 1.2E-05 — ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00001

$s_{r,max}$ = 1.59236 * 78 + 0.17 * 2566.373 = 560 mm

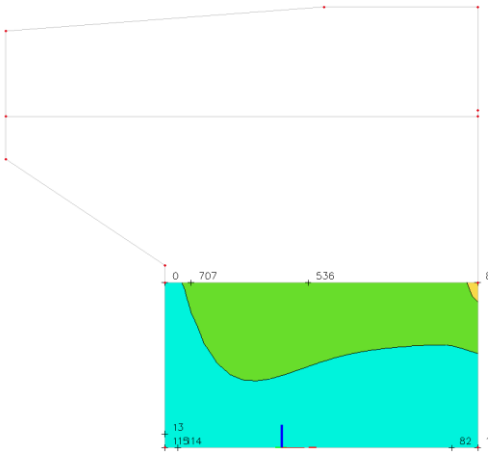
w_k = 560 * 1.2E-05 = 0.000 mm — σ_{ct} = 0.851 MPa — Trhliny nevznikají

Posouzení — $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.000 mm — Vyhovuje

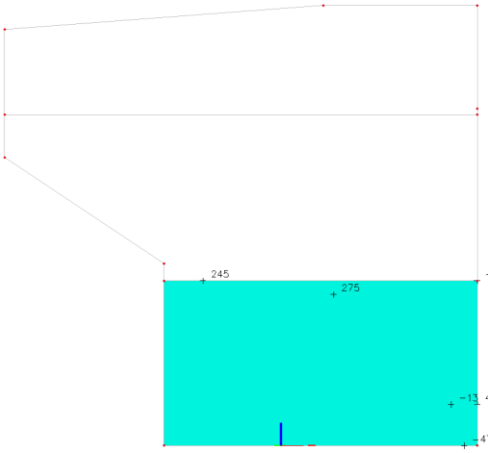
– rubová výztuž svislá (1000 mm)



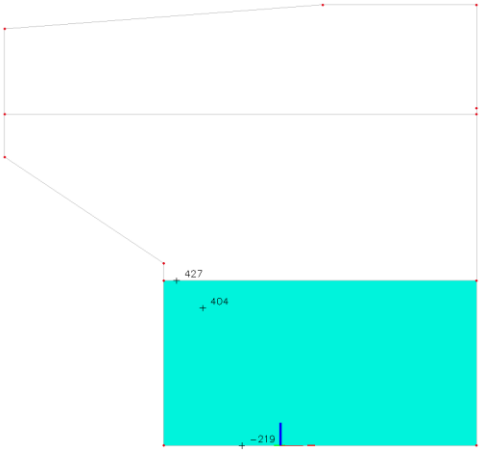
- rubová výztuž vodorovná (1000 mm)



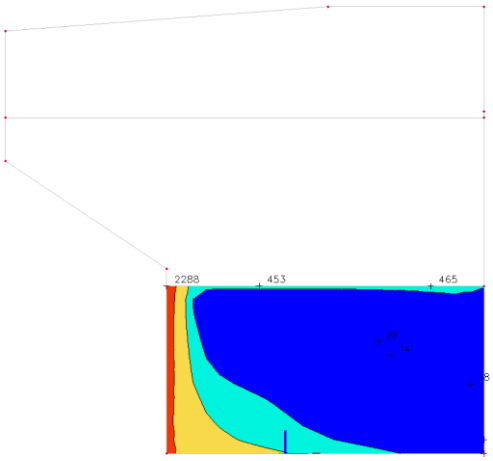
– lícová výztuž svislá (1000 mm)



- lícová výztuž vodorovná (1000 mm)



– smyková výztuž (1000 mm)



- Ohybová výztuž

Ø12/150 mm Ø16/150 mm Ø20/150 mm Ø25/150 mm

Ø32/150 mm

- Smyková výztuž

Ø10/300x300 mm Ø12/300x300 mm Ø12/300x150 mm

– křídlo OP2 tl. 1000 mm – rubová výztuž svislá

Křídlo opěry OP2 - H=1000 - rub - svislá výztuž

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	1000 mm	
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm	XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B 500 B			beton:	C30/37	f_{ck} =	30.0	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} = 33.0 GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} = 18.0 MPa
E_y =	200.0	GPa	$k = f_t/f_y$ =	1.08	-	α_e =	6.06	-	$f_{c,t,m}$ = 2.9 MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} = -3.5 [.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 32 mm	1. řada	z=0.103	$A_{s1,1}$ = 5362 mm²	(0.536%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$ = mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$ = mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 16 mm		z=0.086	A_{s2} = 1340 mm²	(0.134%)

Rozdělovací výztuž (minimální) — *Stupeň vyztužení*

22.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 1072 mm² — $A_{s,min}$ < $A_{s,t}$ < A_s < $A_{s,max}$

(pro desky) *dle 9.6.2* 1 000 < 5 362 < 6702 < 40 000 **Vyhovuje**

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 12 mm	$A_{w,stirrup}$ = 377 mm²	α_w = 90 °	
	$s_{w,st}$ = 150 mm	$A_{w,stirrup}$ = 2513 mm²/m²	$\rho_{w,s}$ = 0.25%	
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²	α_b = 45 °	
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.25%	Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$ < $\rho_{w,s}$ < $\rho_{w,s,max}$

0.09% 0.25% 1.00% **Vyhovuje**

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	1225	kNm	N_{Ed} =	135	kN	V_{Ed} =	880	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	9.074	m	
$M_{Ek,char}$ =	949	kNm	$N_{Ek,char}$ =	75	kN	e_{char} =	12.653	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	656	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	-84	kN	e_{kvazi} =	7.810	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.083 / 1.000)= 0.289 m λ = 0.000 / 0.289 = **0.000** -

Posouzení λ_{lim} = **500.000** - > λ = **0.000** - **Masivní prvek**

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.472 *(0.598 * 30.0)+ 0.15 * -0.135) 1000 * 897 = **0.397 MN**

Posouzení $V_{Rd,c}$ = **0.397 MN** < V_{Ed} = **0.880 MN** **222% Nevyhovuje**

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < **cot θ = 1.428** < 2.5 θ = **35.00°** **Vyhovuje**

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. **ν = 0.528** -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 880 *(1.428 - 0.000) = **1.257 MN**

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.528 * 18.0 * 1000 * 794 /(0.70021 + 1.42815)= **3.545 MN**

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 377 * 434.8 * 0.794 * 1.42815 / 150 = **1.239 MN**

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.794 * 2.42815 / 450 = **0.000 MN**

Posouzení $V_{Rd,s}$ = **1.239 MN** > V_{Ed} = **0.880 MN** **71% Vyhovuje**

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = **-0.813** [.10⁻³]

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.315 m

Úprava polohy N.O. +0,1 mm -0,1 mm +1,0 mm -1,0 mm

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = **0.685 m**

Silová podmínka rovnováhy **celkem** **-0.0020 MN** **Silová podmínka vyhovuje**

Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = **1.224 MNm** **rameno vnitřních sil z = 0.794 m**

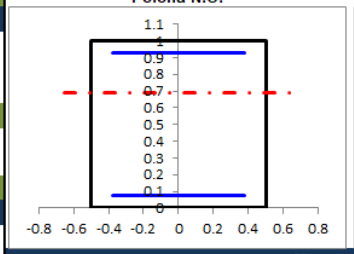
Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-1.317	-	-8.359	-0.8	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	1.609	0.728	435.7	3.5	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.158	0.531	277.8	1.4	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

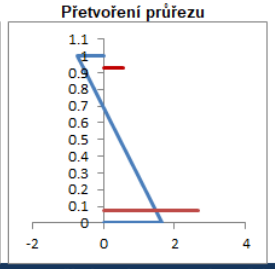
Posouzení - beton f_{cd} = **18.000 MPa** > σ_{cc} = **8.359 MPa** **46% Vyhovuje**

Posouzení - ocel f_{std} = **465.929 MPa** > σ_s = **435.733 MPa** **94% Vyhovuje**

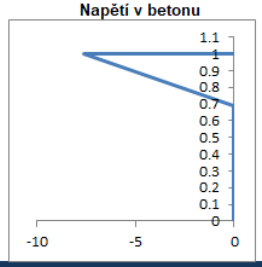
Poloha N.O.



Přetvoření průřezu



Napětí v betonu

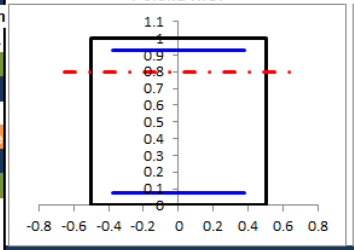


Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

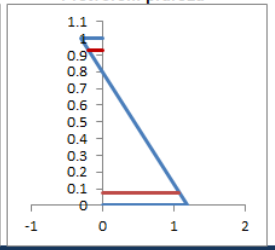
Posouzení - beton 0,6.f_{ck} = **18.000 MPa** > σ_{cc} = **10.530 MPa** **59% Vyhovuje**

Posouzení - ocel 0,8.f_{yk} = **400.000 MPa** > $\sigma_{s,max}$ = **227.998 MPa** **57% Vyhovuje**

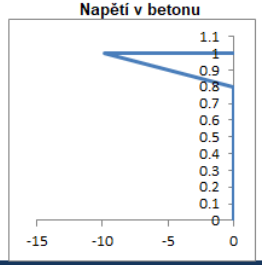
Poloha N.O.



Přetvoření průřezu



Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 13.500 MPa > σ_{cc} = 7.399 MPa **55% lin.dotvar**

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 140.473 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(140.473 - 0.4 * 139.2761 *(1 + 0.126194)/ 200.0 = 0.0004

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 140.473 / 200.0 = 0.000421 ε_{sm}-ε_{cm} = **0.00042**

$s_{r,max}$ = 1.48056 * 87 + 0.17 * 1536.84 = 390 mm

w_k = 390 * 0.000421 = **0.164 mm**

Posouzení $w_{k,max}$ = **0.200 mm** > w_k = **0.164 mm** **82% Vyhovuje**

– křídlo OP2 tl. 1000 mm – rubová výztuž vodorovná

Křídlo opěry OP2 - H=1000 - rub - vodorovná výztuž

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	1000 mm	
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm	XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B 500 B			beton:	C30/37	f_{ck} =	30.0	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} = 33.0 GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} = 18.0 MPa
E_y =	200.0	GPa	$k = f_t/f_y$ =	1.08	-	α_e =	6.06	-	$f_{c,t,m}$ = 2.9 MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} = -3.5 [.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 25 mm	1. řada	z=0.075	$A_{s1,1}$ = 3272 mm²	(0.327%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$ = mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$ = mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 16 mm		z=0.070	A_{s2} = 1340 mm²	(0.134%)

Rozdělovací výztuž (minimální) — *Stupeň vyztužení*

14.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 654 mm² — $A_{s,min}$ < $A_{s,t}$ < A_s < $A_{s,max}$

(pro desky) — *dle 9.6.2* — 1 000 < 3 272 < 4613 < 40 000 — Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 12 mm	$A_{w,stirrup}$ = 377 mm²	α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 150 mm	$A_{w,stirrup}$ = 2513 mm²/m²	$\rho_{w,s}$ =	0.25%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²	α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.25%	Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$ < $\rho_{w,s}$ < $\rho_{w,s,max}$

0.09% < 0.25% < 1.00% — Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	749	kNm	N_{Ed} =	207	kN	V_{Ed} =	313	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	3.618	m	
$M_{Ek,char}$ =	577	kNm	$N_{Ek,char}$ =	163	kN	e_{char} =	3.540	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	419	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	120	kN	e_{kvazi} =	3.492	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.083 / 1.000)= 0.289 m λ = 0.000 / 0.289 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 500.000 - > λ = 0.000 - — Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.465 *(0.354 * 30.0)+ 0.15 * -0.207) 1000 * 926 = 0.329 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.329 MN > V_{Ed} = 0.313 MN — 95% — Vyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° — Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = 0.528 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 313 *(1.428 - 0.000) = 0.447 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.528 * 18.0 * 1000 * 846 /(0.70021 + 1.42815)= 3.776 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 377 * 434.8 * 0.846 * 1.42815 / 150 = 1.320 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.846 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 1.320 MN > V_{Ed} = 0.313 MN — 24% — Vyhovuje

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku	ε_c =	-0.541	[.10⁻³]	*Úprava polohy N.O.*
excentricita tlačených vláken	e_{z+} =	0.244	m	+0,1 mm / -0,1 mm
vzdálenost N.O. od spodních vláken	e_z =	0.756	m	+1,0 mm / -1,0 mm

Silová podmínka rovnováhy — celkem -0.0006 MN — Silová podmínka vyhovuje

Momentová podm. rovnováhy — M_{Rd} = 0.749 MNm — rameno vnitřních sil z = 0.846 m

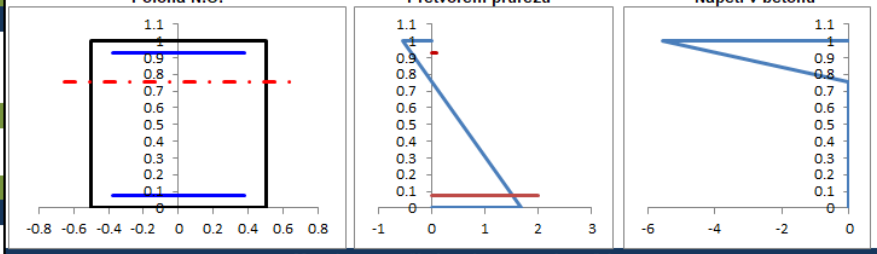
Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.679	-	-5.564	-0.5	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.989	0.317	398.9	2.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.103	0.130	19.7	0.1	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton f_{cd} = 18.000 MPa > σ_{cc} = 5.564 MPa — 31% — Vyhovuje

Posouzení - ocel f_{std} = 465.929 MPa > σ_s = 398.899 MPa — 86% — Vyhovuje

Poloha N.O. — Přetvoření průřezu — Napětí v betonu

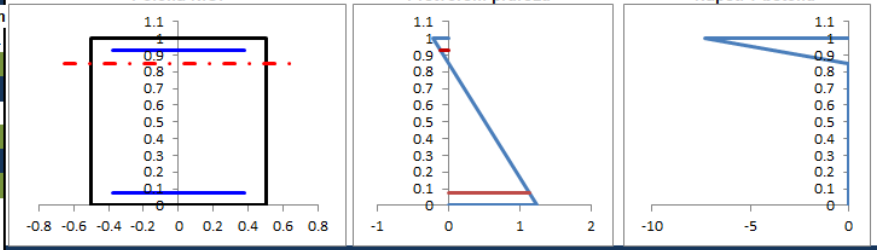


Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton 0,6.f_{ck} = 18.000 MPa > σ_{cc} = 7.290 MPa — 40% — Vyhovuje

Posouzení - ocel 0,8.f_{yk} = 400.000 MPa > $\sigma_{s,max}$ = 227.233 MPa — 57% — Vyhovuje

Poloha N.O. — Přetvoření průřezu — Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 13.500 MPa > σ_{cc} = 5.290 MPa — 39% — lin.dotvar

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 165.099 MPa — Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(165.099 - 0.4 * 165.05 *(1 + 0.106487)/ 200.0 = 0.0005

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 165.099 / 200.0 = 0.000495 — ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00050

$s_{r,max}$ = 1.85571 * 62 + 0.17 * 1422.845 = 357 mm

w_k = 357 * 0.000495 = 0.177 mm — σ_{ct} = 2.461 MPa — Trhliny při char.komb.

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.177 mm — 88% — Vyhovuje

SUDOP PRAHA

– křídlo OP2 tl. 1000 mm – lícová výztuž svislá

Křídlo opěry OP2 - H=1000 - líc - svislá výztuž

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	1000 mm	
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm	XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B 500 B				beton:	C30/37	f_{ck} =	30.0	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} = 0.9	-	E_{cm} =	33.0 GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c = 1.5	-	f_{cd} =	18.0 MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e = 6.06	-	$f_{c,t,m}$ =	2.9 MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} = -1.75		ε_{cu3} =	-3.5 [.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 16 mm	1. řada	z=0.086	$A_{s1,1}$ = 1340 mm²	(0.134%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$ = mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$ = mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 32 mm		z=0.103	A_{s2} = 5362 mm²	(0.536%)

Rozdělovací výztuž (minimální) — *Stupeň vyztužení*

6.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 268 mm²

	$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$	
(pro desky) *dle 9.6.2*	1 000	<	1 340	<	6702	<	40 000	Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 12 mm	$A_{w,stirrup}$ = 377 mm²	α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 300 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1257 mm²/m²	$\rho_{w,s}$ =	0.13%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²	α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.13%	Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$	
0.09%		0.13%		1.00%	Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	271 kNm	N_{Ed} =	-55 kN	V_{Ed} =	181 kN			(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:		Ne		$e_{MSÚ}$ =	4.927 m			
$M_{Ek,char}$ =	209 kNm	$N_{Ek,char}$ =	-54 kN	e_{char} =	3.870 m			(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	153 kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	-79 kN	e_{kvazi} =	1.937 m			(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.083 / 1.000)= 0.289 m λ = 0.000 / 0.289 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 203.980 - > λ = 0.000 - Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.468 *(0.147 * 30.0)+ 0.15 * 0.055) 1000 * 914 = 0.271 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.319 MN > V_{Ed} = 0.181 MN 57% Vyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = 0.528 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 181 *(1.428 - 0.000) = 0.258 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.528 * 18.0 * 1000 * 841 /(0.70021 + 1.42815)= 3.755 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 377 * 434.8 * 0.841 * 1.42815 / 300 = 0.656 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.841 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 0.656 MN > V_{Ed} = 0.181 MN 28% Vyhovuje

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = -0.260 [.10⁻³]

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.175 m

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = 0.825 m

Úprava polohy N.O. +0,1 mm -0,1 mm +1,0 mm -1,0 mm

Silová podmínka rovnováhy celkem 0.0000 MN — Silová podmínka vyhovuje

Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = 0.271 MNm rameno vnitřních sil z = 0.841 m

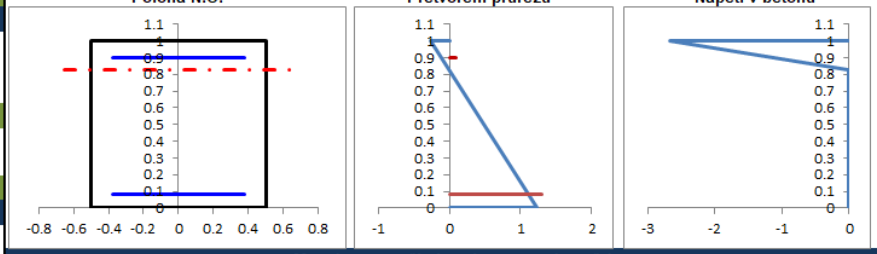
Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.234	-	-2.677	-0.3	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.294	0.052	258.2	1.3	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.115	0.207	17.2	0.1	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton f_{cd} = 18.000 MPa > σ_{cc} = 2.677 MPa 15% Vyhovuje

Posouzení - ocel f_{std} = 465.929 MPa > σ_s = 258.238 MPa 55% Vyhovuje

Poloha N.O. — Přetvoření průřezu — Napětí v betonu

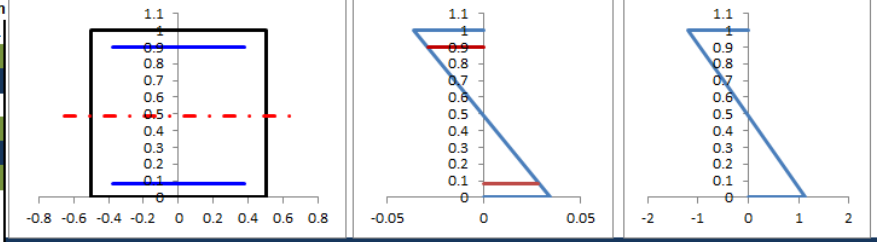


Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton 0,6.f_{ck} = 18.000 MPa > σ_{cc} = 1.192 MPa 7% Vyhovuje

Posouzení - ocel 0,8.f_{yk} = 400.000 MPa > $\sigma_{s,max}$ = 5.727 MPa 1% Vyhovuje

Poloha N.O. — Přetvoření průřezu — Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 13.500 MPa > σ_{cc} = 0.909 MPa 7% lin.dotvar

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 3.952 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(3.952 - 0.4 * 465.1552 *(1 + 0.037785)/ 200.0 = -0.0009

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 3.952 / 200.0 = 1.19E-05 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00001

$s_{r,max}$ = 1.59236 * 78 + 0.17 * 2566.373 = 560 mm

w_k = 560 * 1.19E-05 = 0.000 mm σ_{ct} = 0.788 MPa Trhliny nevznikají

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.000 mm Vyhovuje

– křídlo OP2 tl. 1000 mm – lícová výztuž vodorovná

Křídlo opěry OP2 - H=1000 - líc - vodorovná výztuž

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	1000 mm		
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B	500	B			beton:	C30/37	f_{ck} =	30.0	MPa	
f_{yk} =	500	MPa		γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	33.0 GPa
f_{yd} =	434.8	MPa		$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	18.0 MPa
E_y =	200.0	GPa		k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	6.06	-	$f_{c,t,m}$ =	2.9 MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]					ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5 [.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 16 mm	1. řada	z=0.070	$A_{s1,1}$	= 1340 mm²	(0.134%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$	= mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$	= mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 25 mm		z=0.075	A_{s2}	= 3272 mm²	(0.327%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

6.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 268 mm²

(pro desky) *dle 9.6.2* $A_{s,min}$ 1 000 < $A_{s,t}$ 1 340 < A_s 4613 < $A_{s,max}$ 40 000 **Vyhovuje**

Stupeň vyztužení

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 12 mm	$A_{w,stirrup}$ = 377 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 300 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1257 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.13%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.13%		**Vyhovuje**

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$ < $\rho_{w,s}$ < $\rho_{w,s,max}$

0.09% 0.13% 1.00% **Vyhovuje**

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	368	kNm	N_{Ed} =	5	kN	V_{Ed} =	326	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	73.600	m	
$M_{Ek,char}$ =	285	kNm	$N_{Ek,char}$ =	2	kN	e_{char} =	142.500	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	198	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	-7	kN	e_{kvazi} =	28.286	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.083 / 1.000)= 0.289 m λ = 0.000 / 0.289 = **0.000** -

Posouzení λ_{lim} = **500.000** - > λ = **0.000** - **Masivní prvek**

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.464 *(0.144 * 30.0)+ 0.15 * -0.005) 1000 * 930 = **0.265 MN**

Posouzení $V_{Rd,c}$ = **0.315 MN** < V_{Ed} = **0.326 MN** **103% Nevyhovuje**

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = **1.428** < 2.5 θ = **35.00°** **Vyhovuje**

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = **0.528** -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 326 *(1.428 - 0.000) = **0.466 MN**

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.528 * 18.0 * 1000 * 869 /(0.70021 + 1.42815)= **3.880 MN**

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 377 * 434.8 * 0.869 * 1.42815 / 300 = **0.678 MN**

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.869 * 2.42815 / 450 = **0.000 MN**

Posouzení $V_{Rd,s}$ = **0.678 MN** > V_{Ed} = **0.326 MN** **48% Vyhovuje**

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = -0.346 [.10⁻³]

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.166 m

Úprava polohy N.O. +0,1 mm -0,1 mm +1,0 mm -1,0 mm

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = **0.834 m**

Silová podmínka rovnováhy **celkem** **0.0005 MN** **Silová podmínka vyhovuje**

Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = **0.368 MNm** **rameno vnitřních sil** **z = 0.869 m**

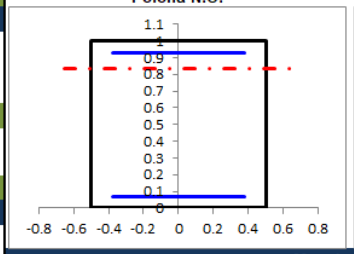
Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.296	-	-3.556	-0.3	**Max.přetvoření betonu vyhovuje**
Výztuž (1)	0.426	0.135	418.7	2.1	**Max.přetvoření výztuže vyhovuje**
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	**Max.přetvoření výztuže vyhovuje**
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	**Max.přetvoření výztuže vyhovuje**
Výztuž tl.	-0.125	0.331	62.8	0.3	**Max.přetvoření výztuže vyhovuje**

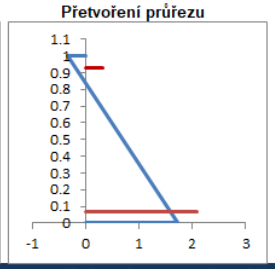
Posouzení - beton f_{cd} = **18.000 MPa** > σ_{cc} = **3.556 MPa** **20% Vyhovuje**

Posouzení - ocel f_{std} = **465.929 MPa** > σ_s = **418.682 MPa** **90% Vyhovuje**

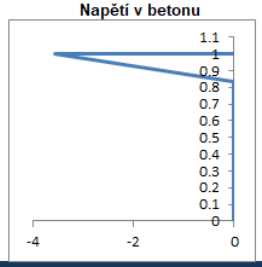
Poloha N.O.



Přetvoření průřezu



Napětí v betonu

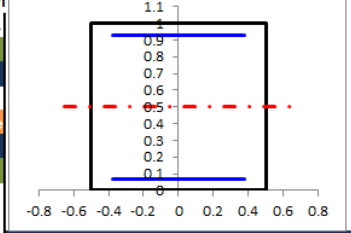


Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

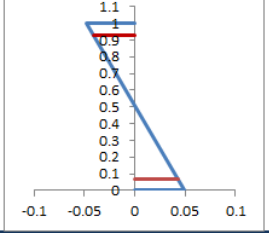
Posouzení - beton 0,6.f_{ck} = **18.000 MPa** > σ_{cc} = **1.595 MPa** **9% Vyhovuje**

Posouzení - ocel 0,8.f_{yk} = **400.000 MPa** > $\sigma_{s,max}$ = **8.508 MPa** **2% Vyhovuje**

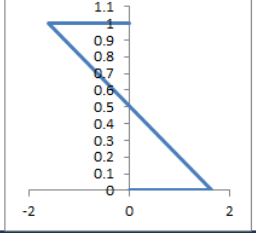
Poloha N.O.



Přetvoření průřezu



Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 13.500 MPa > σ_{cc} = 1.116 MPa **8% lin.dotvar**

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 5.860 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(5.860 - 0.4 * 378.6147 *(1 + 0.046421)/ 200.0 = -0.0008

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 5.860 / 200.0 = 1.76E-05 ε_{sm}-ε_{cm} = **0.00002**

$s_{r,max}$ = 1.85571 * 62 + 0.17 * 2088.909 = 470 mm

w_k = 470 * 1.76E-05 = **0.000 mm** σ_{ct} = **1.124 MPa** **Trhliny nevznikají**

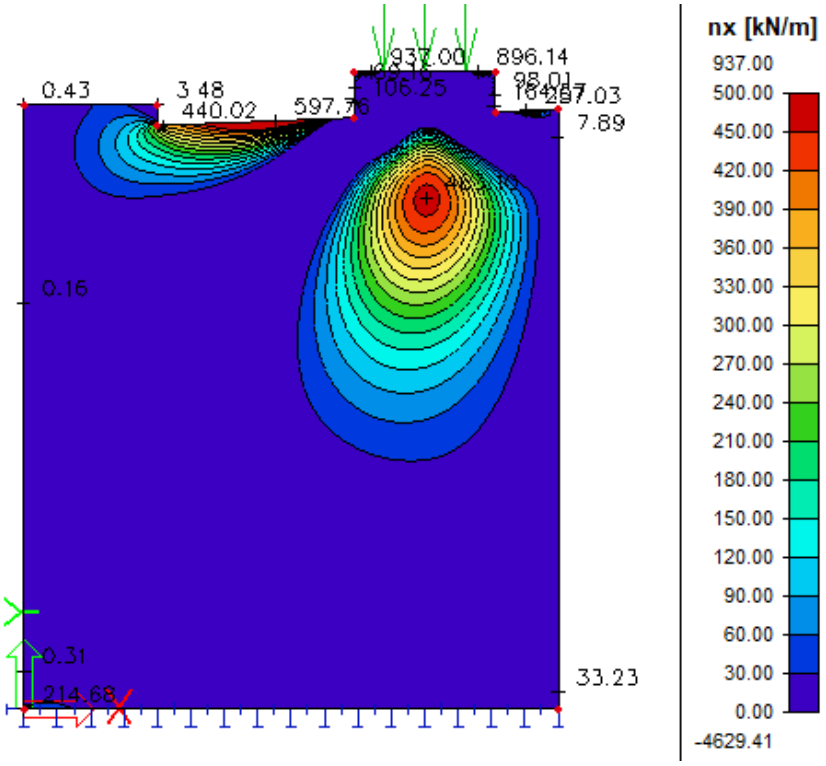
Posouzení $w_{k,max}$ = **0.200 mm** > w_k = **0.000 mm** **Vyhovuje**

SUDOP PRAHA

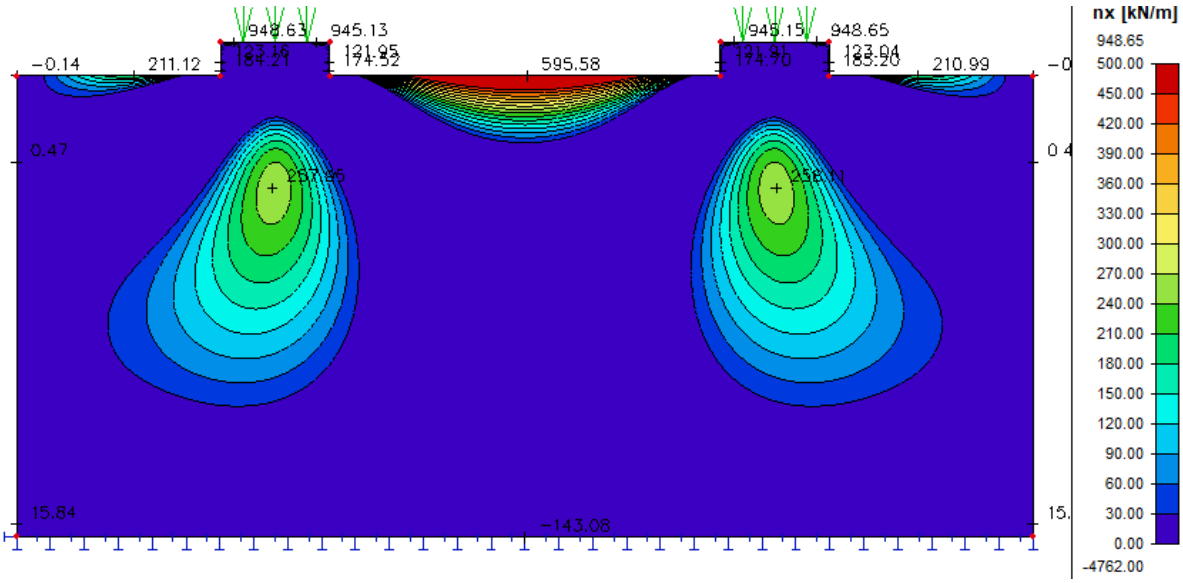
7.1.5 Oblast pod ložisky

Oblast pod ložisky byla navržena obdobně jako kotevní oblast na deskostěnovém modelu.

– příčný řez opěrou v místě ložiska – n_x [kN/m]



– pohled na opěru v místě ložiska – n_x [kN/m]



NÁVRH BLOČKU							
šířka kotevní desky:	a=	0.370	m	šířka přiřazeného obdélníka:	c=	0.560	m
délka kotevní desky:	a'=	0.370	m	délka přiřazeného obdélníka:	c'=	0.560	m
šířka bločku:	b=	0.630	m	výška bločku:	h=	0.190	m
délka bločku:	l=	0.630	m	plocha ložiska:	A_0=	0.137	m^2
pevnost bet. v tlaku:	$f_{ck}(t)$=	30.000	MPa	plocha přiřazeného obdélníka:	A_1=	0.314	m^2
návrhová pevnost:	$f_{cd}(t)$=	27.243	MPa	**návrh. síla od ložiska:**	**R_{Ed}=**	**2.700**	**MN**
				max. síla od ložiska:	**R_{Rd}=**	**3.730**	**MN**

NÁVRH ÚLOŽNÉHO PRAHU							
působící šířka bločku:	a=	0.560	m	šířka přiřazeného obdélníka:	c=	1.680	m
působící délka bločku:	a'=	0.560	m	délka přiřazeného obdélníka:	c'=	1.200	m
působící plocha bločku:	A_0=	0.314	m^2	vypočtená výška ÚP:	h_{min}=	1.120	m
pevnost bet. v tlaku:	$f_{ck}(t)$=	30.000	MPa	plocha přiřazeného obdélníka:	A_1=	2.016	m^2
návrhová pevnost:	$f_{cd}(t)$=	45.638	MPa	**návrh. síla od ložiska:**	**R_{Ed}=**	**2.700**	**MN**
				max. síla od ložiska:	**R_{Rd}=**	**14.312**	**MN**

NÁVRH VÝZTUŽE DLE ŘEZŮ V DESKOSTĚNOVÉM MODELU

Podélný řez mostem

Oblast výztuže	L	F	$\gamma_{p,unfav}$	f_{yd}	$A_{s,req}$	Ø	n
	[mm]	[kN]	[-]	[MPa]	[mm^2]	[mm]	[-]
Vodorovná pod lož	1300	350	1	435	805	**12**	**8**
Vodorovná u povrchu	200	55	1	435	126	**12**	**2**

Pohled na opěru

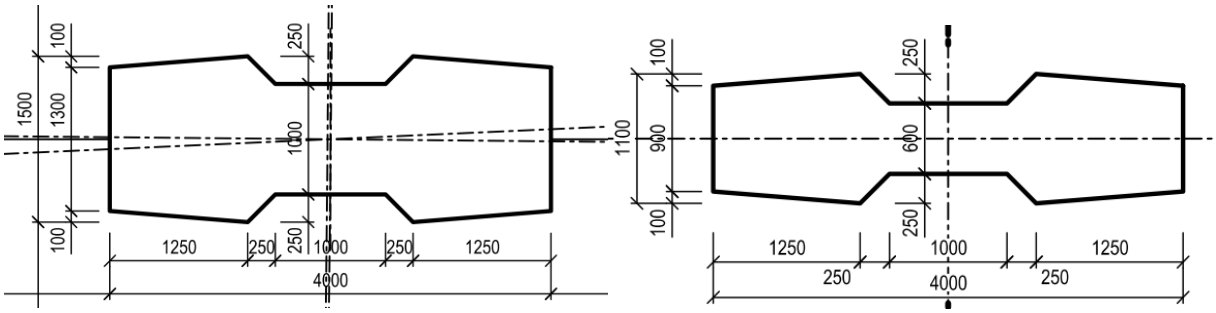
Oblast výztuže	L	F	$\gamma_{p,unfav}$	f_{yd}	$A_{s,req}$	Ø	n
	[mm]	[kN]	[-]	[MPa]	[mm^2]	[mm]	[-]
Vodorovná pod lož	1500	267	1	435	614	**12**	**6**
Povrchová mezi lož	350	110	1	435	253	**12**	**3**
Povrchová od lož	100	11	1	435	25	**12**	**1**

7.2 Pilíře

Pilíře byly modelovány společně s nosnou konstrukcí a vnitřní síly v kombinacích jsou získávány přímo z programu MIDAS Civil. Posouzení bylo provedeno v programu IDEA StatiCa. 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.

Pilíře jsou v místě oblouku s ohledem na nutnost jeho revize oslabeny prostupem na výšku 2,5m a šířku propojovacího krčku (1,0 m). Průřez mimo toto oslabení zůstává zachován.

Obrázek 7-3: Půdorys břehových pilířů (vlevo), půdorys stojek oblouku (vpravo)



7.2.1 Vnitřní síly

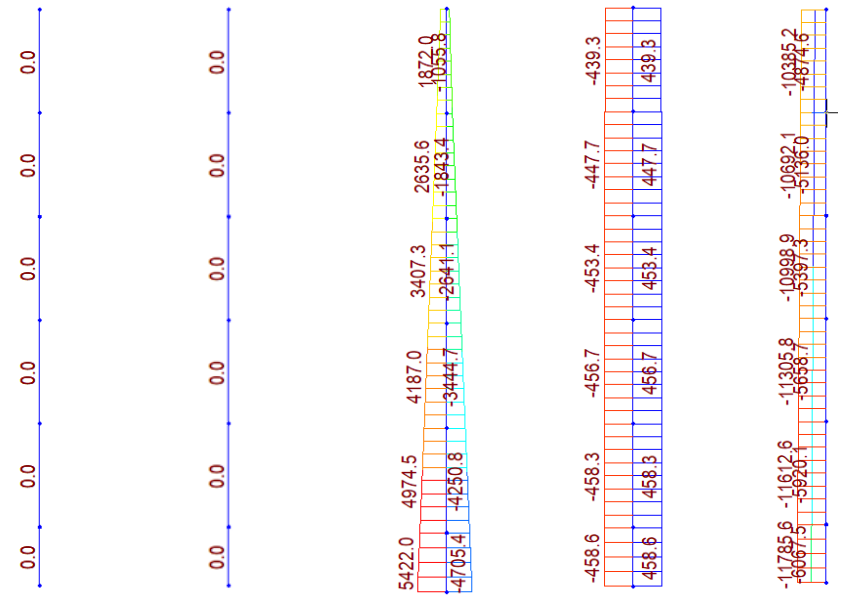
Vnitřní síly stojek na oblouku jsou uvažovány na modelu se zahrnutím imperfekcí oblouku. Ostatní břehové pilíře P1-P3 a P9-P11 jsou s ohledem na jejich nezávislou výstavbu uvažovány bez těchto imperfekcí, pouze s případným zahrnutím účinku 2. řádu. Pilíře s ložisky jsou navíc doplněny o účinek tření v ložiskách, který není na grafice vyznačen (vodorovné síly jsou uvedeny v tabulce ložisek).

7.2.1.1 Pilíř P1

Nejnižší břehový pilíř s výškou 8,9 m k základu.

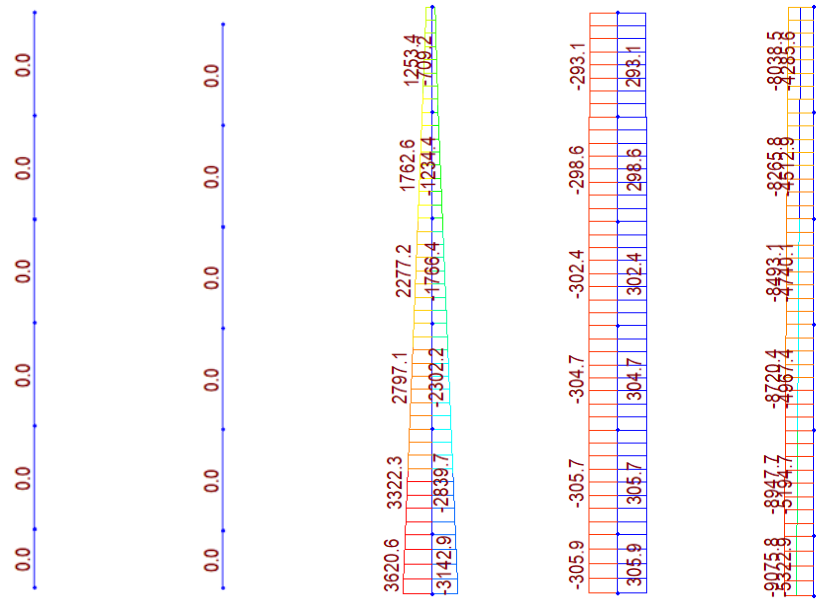
MSÚ (obálka)

M_y [kNm] **V_z** [kN] **M_z** [kNm] **V_y** [kN] **N_x** [kN]



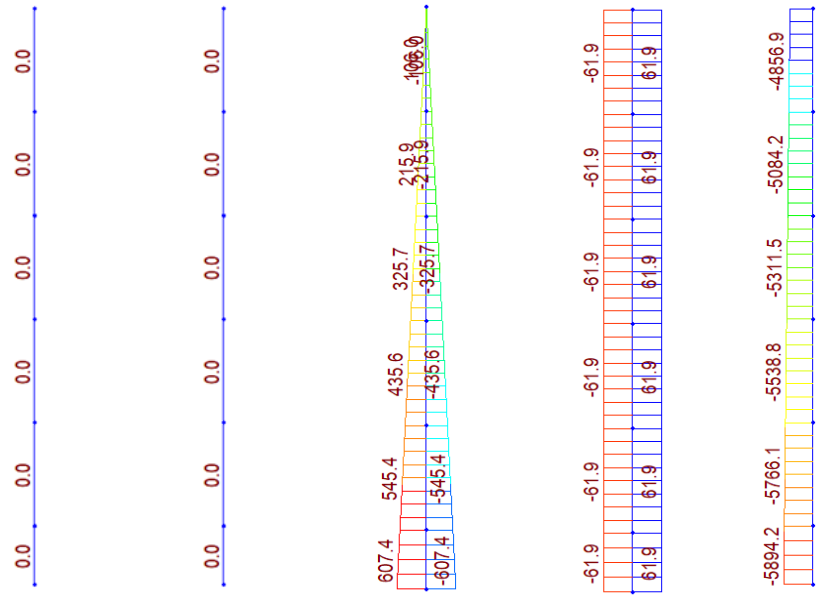
Charakteristická kombinace (obálka)

M_y [kNm] **V_z** [kN] **M_z** [kNm] **V_y** [kN] **N_x** [kN]



Kvazistálá kombinace (obálka)

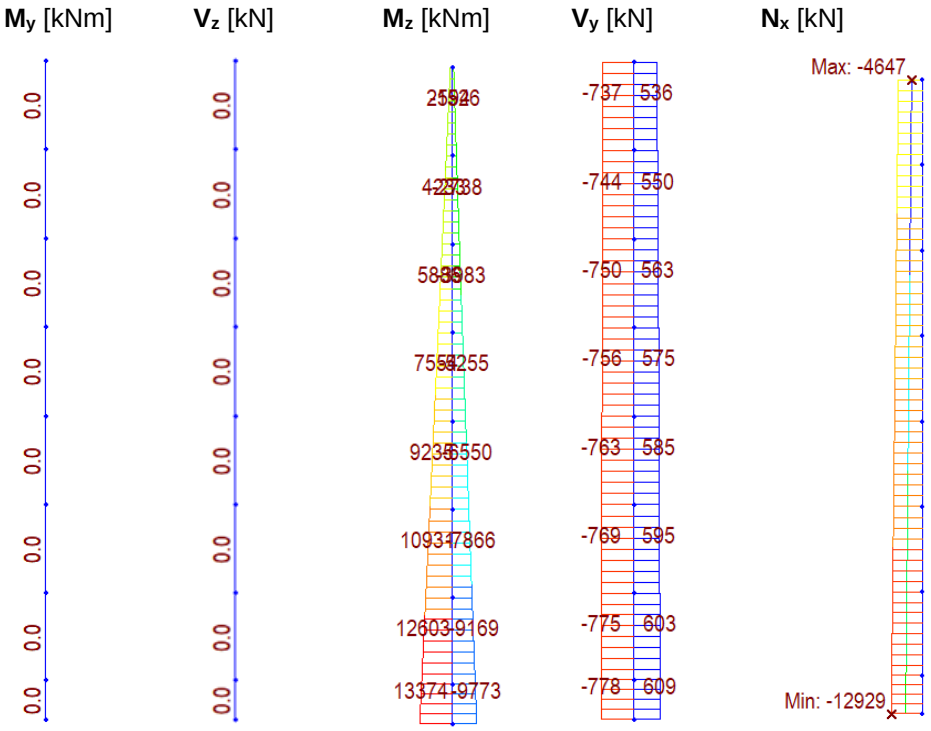
M_y [kNm] **V_z** [kN] **M_z** [kNm] **V_y** [kN] **N_x** [kN]



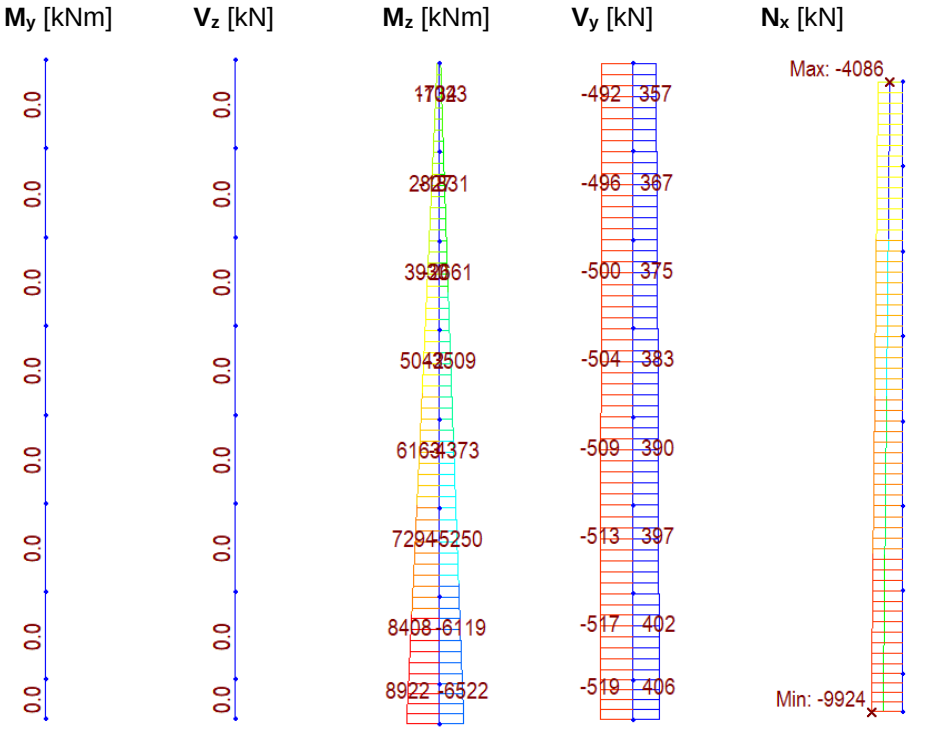
7.2.1.2 Pilíře P2, P11

S ohledem na jejich podobnou výšku nebylo uvažováno s upraveným vyztužením. Posouzen je pilíř P11 s výškou 15,65 m k základu.

MSÚ (obálka)

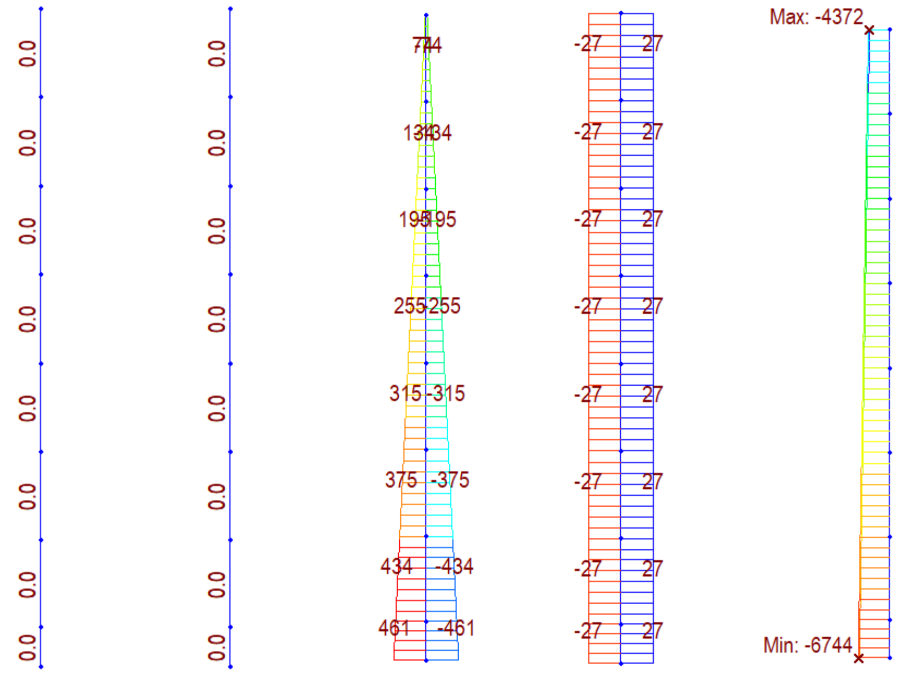


Charakteristická kombinace (obálka)



Kvazistálá kombinace (obálka)

M_y [kNm] **V_z** [kN] **M_z** [kNm] **V_y** [kN] **N_x** [kN]

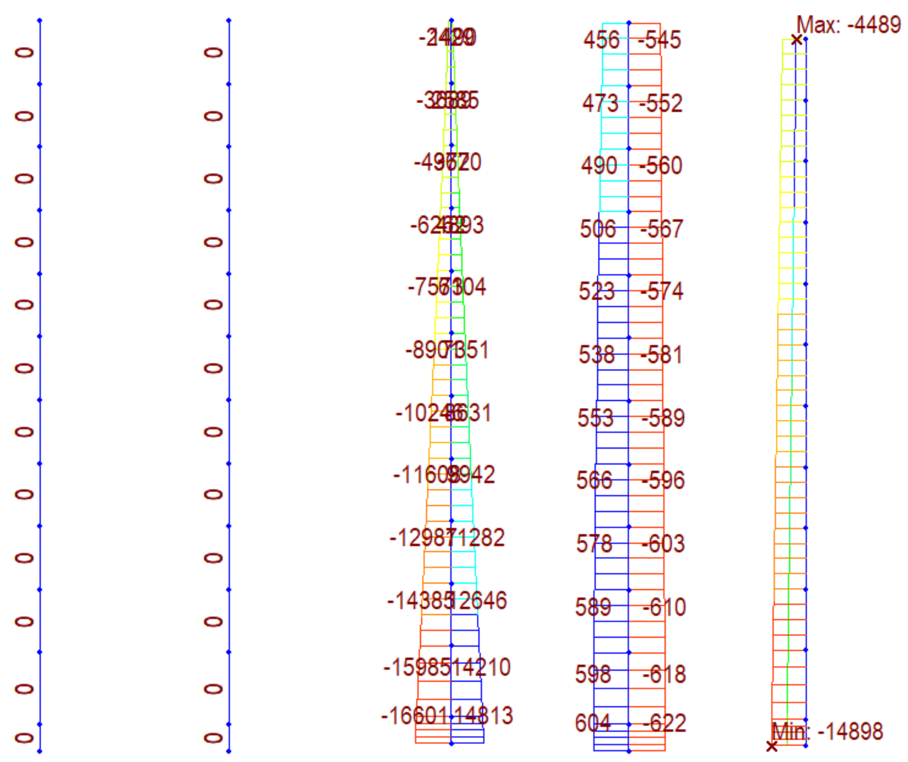


7.2.1.3 Pilíř P10

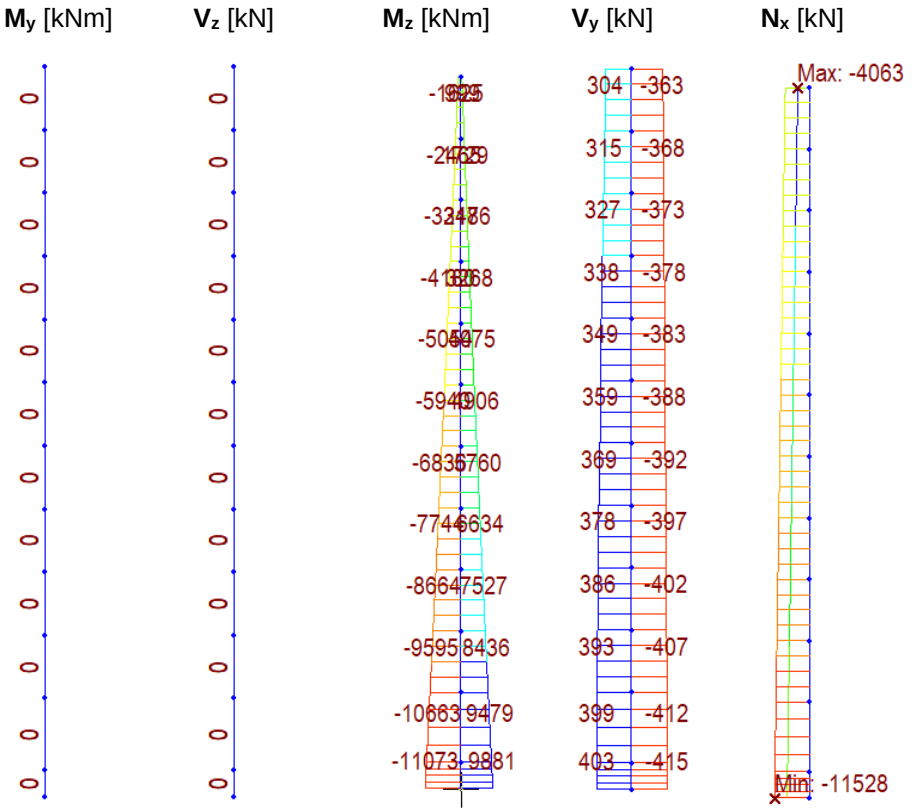
Břehový pilíř s výškou 25,9 m k základu.

MSÚ (obálka)

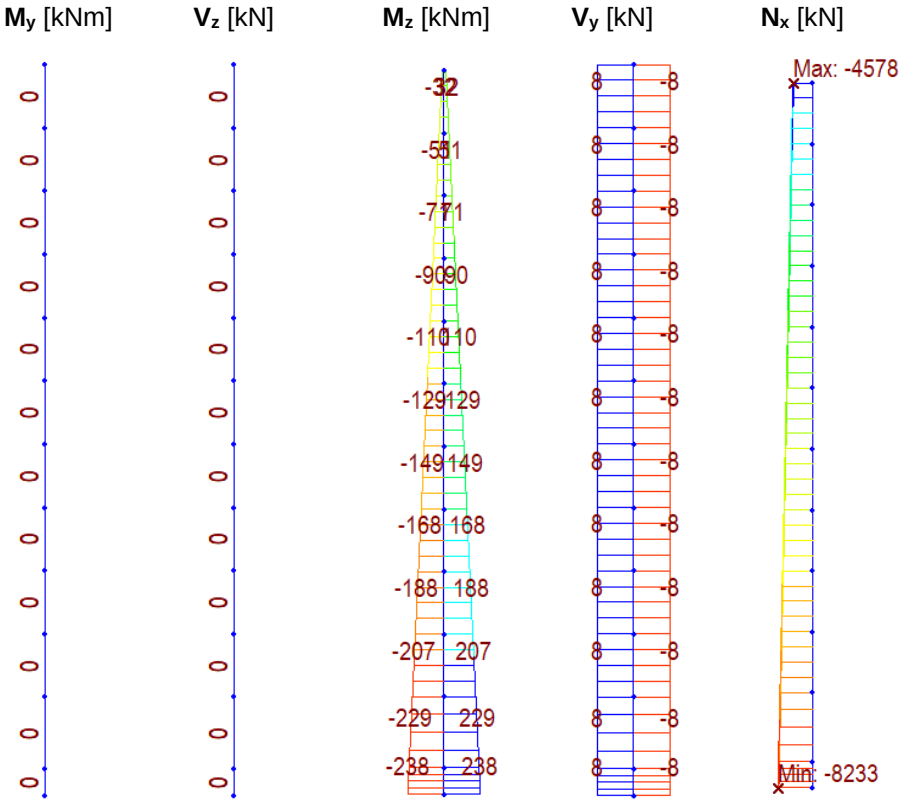
M_y [kNm] **V_z** [kN] **M_z** [kNm] **V_y** [kN] **N_x** [kN]



Charakteristická kombinace (obálka)



Kvazistálá kombinace (obálka)

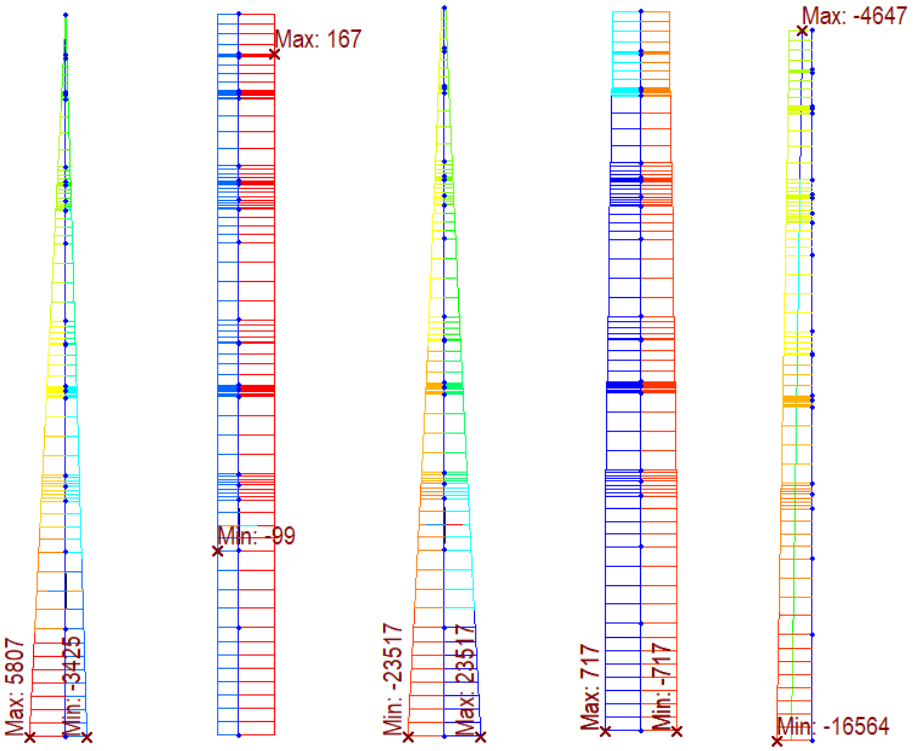


7.2.1.4 Pilíře P3, P9

Pilíře nad základem oblouku, spojené s trámovou mostovkou vrubovým kloubem. Výška pilíře k základu 34,7 m.

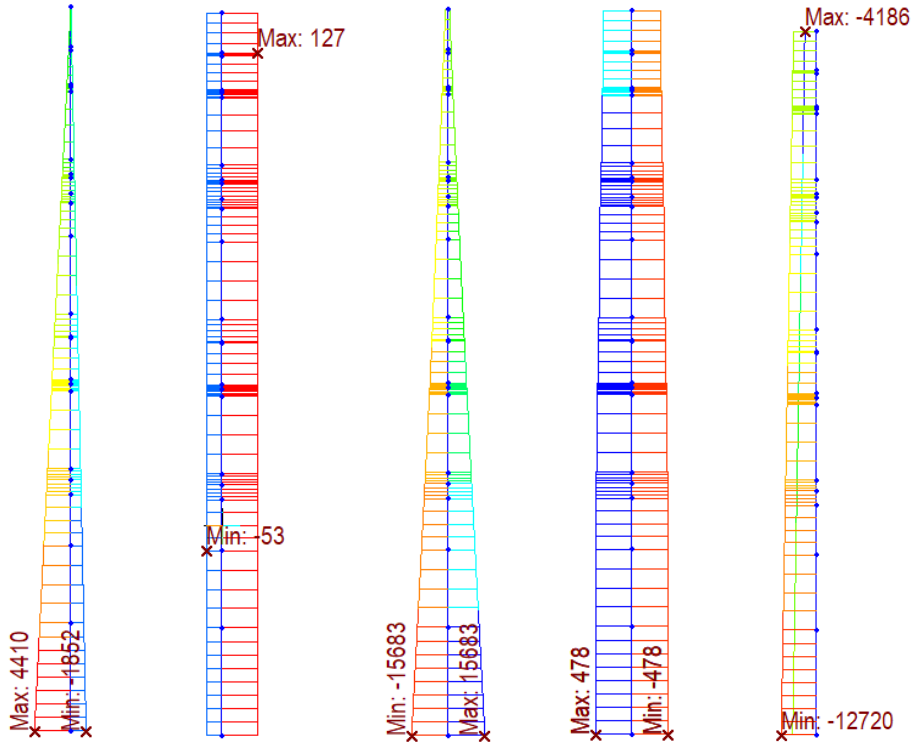
MSÚ (obálka)

M_y [kNm] **V_z** [kN] **M_z** [kNm] **V_y** [kN] **N_x** [kN]



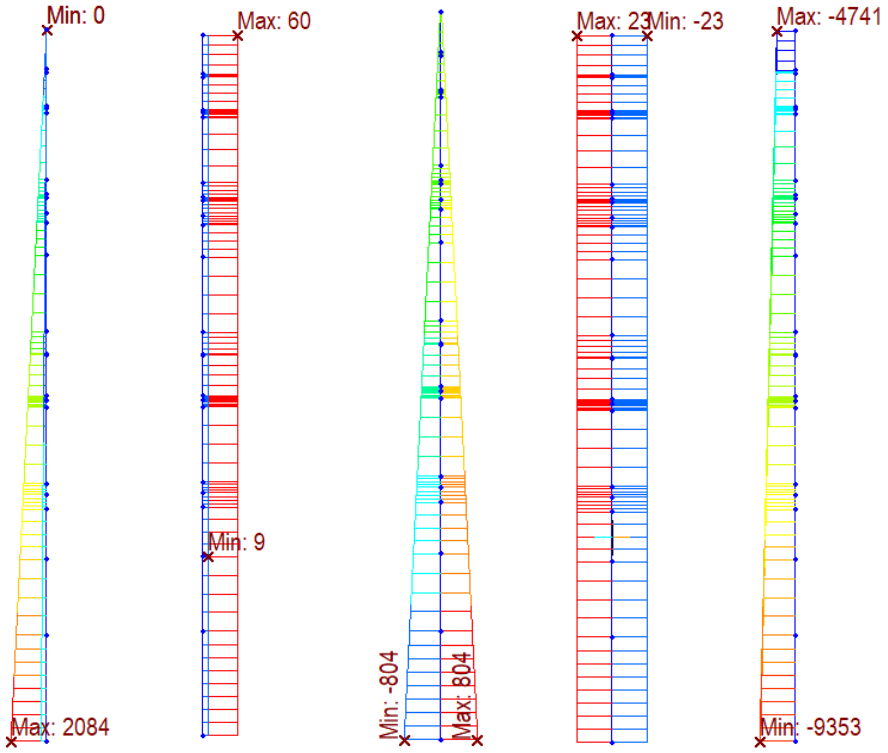
Charakteristická kombinace (obálka)

M_y [kNm] **V_z** [kN] **M_z** [kNm] **V_y** [kN] **N_x** [kN]



Kvazistálá kombinace (obálka)

M_y [kNm] **V_z** [kN] **M_z** [kNm] **V_y** [kN] **N_x** [kN]

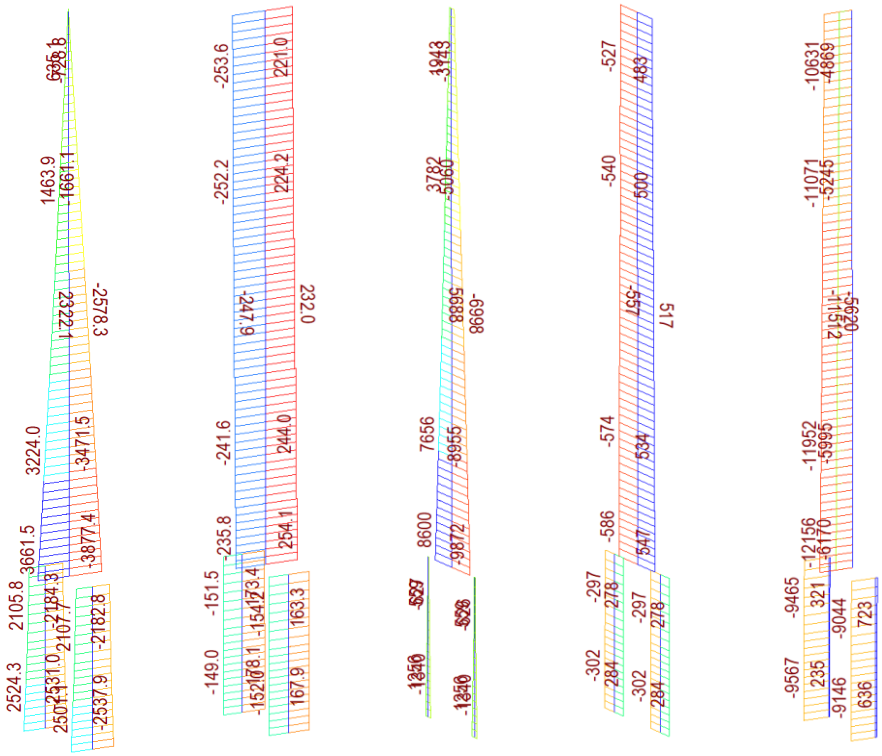


7.2.1.5 Stojky P4, P8

Vyšší stojky oblouku. Spojení s obloukem přes vetknutí, s mostovkou spojeny vrubovým kloubem. Celková výška k horním povrchu oblouku 17,8 m.

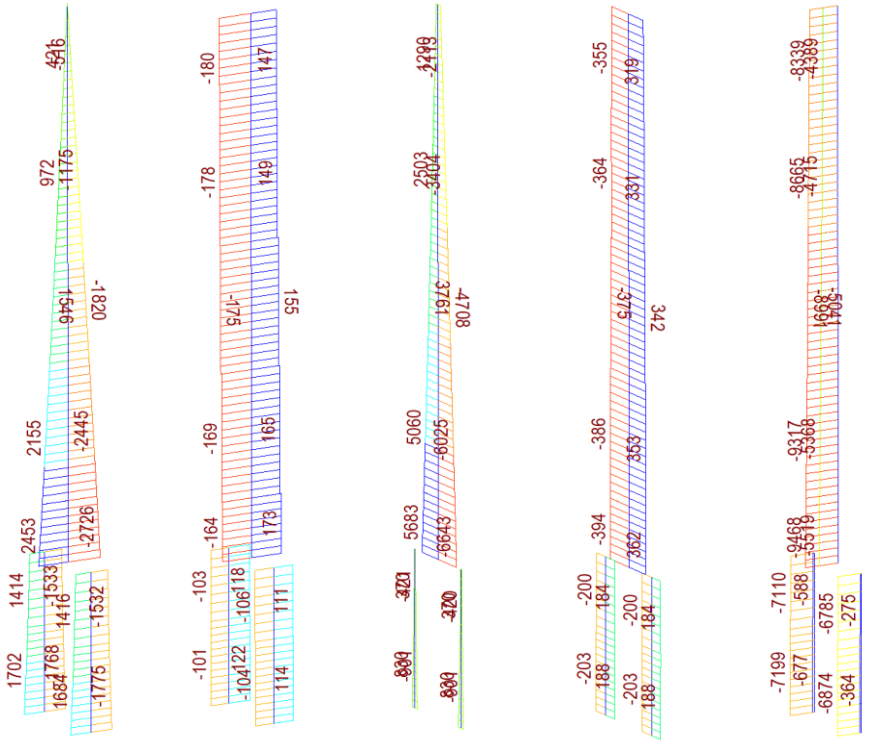
MSÚ (obálka)

M_y [kNm] **V_z** [kN] **M_z** [kNm] **V_y** [kN] **N_x** [kN]



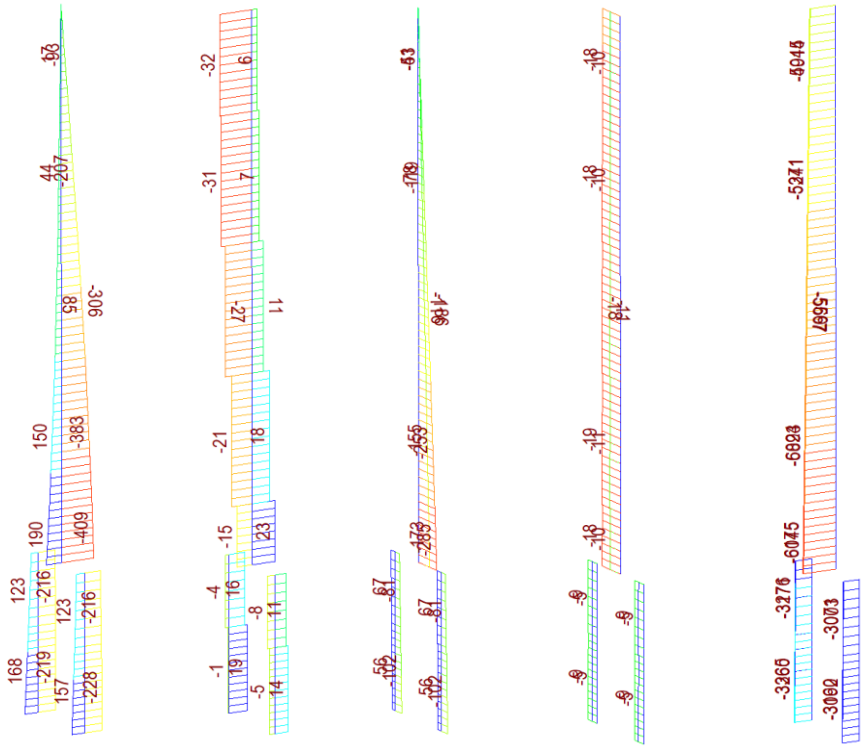
Charakteristická kombinace (obálka)

M_y [kNm] **V_z** [kN] **M_z** [kNm] **V_y** [kN] **N_x** [kN]



Kvazistálá kombinace (obálka)

M_y [kNm] **V_z** [kN] **M_z** [kNm] **V_y** [kN] **N_x** [kN]



7.2.2 Ověření účinků 2. řádu

Vnitřní síly získané z programu MIDAS Civil zohledňují vliv imperfekcí z výstavby oblouku, které jsou popsány v posouzení obloukové nosné konstrukce. Účinky druhého řádu vlivem štíhlosti stojek jsou dopočteny v programu IDEA StatiCa a porovnány s ručním výpočtem.

Účinky 2. řádu je nutné uvažovat pro pilíře z patek oblouku (P3 a P9), pro břehový pilíř P10 a dále pro vyšší stojky na oblouku P4 a P8. Ruční ověření štíhlosti pro stojky oblouky viz níže.

METODA JMENOVITÉ KŘIVOSTI - doplňkový moment od účinků 2. řádu a imperfekcí - pilíř P1, P2 a P11

geometrie a materiály							
plocha průřezu	A_c=	5.125	m^2	třída betonu	**C35/45**		
moment setrvačnosti	I_y=	0.743	m^4	tlaková pevnost	$f_{c,k}$=	35.0	MPa
profil výztuže	Ø=	20	mm	součinitel materiálu betonu	γ_c=	1.50	-
počet profilů	$n_Ø$=	72	ks	součinitel LT účinků	α_{cc}=	0.9	-
plocha výztuže	A_s=	22619	mm^2	mez kluzu oceli	$f_{y,k}$=	500.0	MPa
účinná výška průřezu	d=	1.400	m	modul pružnosti oceli	E_s=	200.00	GPa
				součinitel materiálu oceli	γ_s=	1.15	-
Účinky od lineárního výpočtu							
koncový moment 1 (MSÚ)	M_{Ed1}=	0.0	kNm	koncový moment 2 (MSÚ)	M_{Ed2}=	3728.3	kNm
koncový moment 1 (kvazi)	M_{Ek1}=	0.0	kNm	koncový moment 2 (kvazi)	M_{Ek2}=	745.7	kNm
normálová síla (MSÚ)	N_{Ed}=	14898.0	kN	*tlakové hodnoty s kladným znaménkem*			
koncový moment 1. řádu (1)	M_{01}=	0.0	kNm	koncový moment 1. řádu (2)	M_{02}=	3728.3	kNm
koncový moment 1. řádu (1)	M_{01}=	0.0	kNm	koncový moment 1. řádu (2)	M_{02}=	745.7	kNm
				ekvivaletní koncový moment	M_{0Ed}=	2237.0	kNm
				ekvivaletní koncový moment	M_{0Eqp}=	447.4	kNm
Přídavné účinky vlivem imperfekcí							
úhel vychýlení	θ_i=	0.003	°	základní úhel vychýlení	θ_0=	0.005	°
				redukční souč. pro výšku	α_h=	0.667	-
počet prvků	m=	6	-	redukční souč. - počet prvků	α_m=	0.764	-
excentricita imperfekcí	e_i=	0.015	m				
				moment od imperfekcí	**M_1=**	**220.0**	**kNm**
Ověření 2. řádu							
limitní štíhlost	λ_{lim}=	38.425	-	součinitel A	A=	0.928	-
poloměr setrvačnosti	i=	0.381	m	součinitel B	B=	1.100	-
štíhlost	λ=	30.473	-	součinitel C	C=	0.700	-
				ÚČINKY 2. ŘÁDU MOŽNO ZANEDBAT			

METODA JMENOVITÉ KŘIVOSTI - doplňkový moment od účinků 2. řádu a imperfekcí - pilíř P3 + P9

geometrie a materiály							
plocha průřezu	A_c=	5.125	m^2	třída betonu		**C35/45**	
moment setrvačnosti	I_y=	0.743	m^4	tlaková pevnost	$f_{c,k}$=	35.0	MPa
profil výztuže	Ø=	20	mm	součinitel materiálu betonu	γ_c=	1.50	-
počet profilů	$n_Ø$=	72	ks	součinitel LT účinků	α_{cc}=	0.9	-
plocha výztuže	A_s=	22619	mm^2	mez kluzu oceli	$f_{y,k}$=	500.0	MPa
účinná výška průřezu	d=	1.400	m	modul pružnosti oceli	E_s=	200.00	GPa
				součinitel materiálu oceli	γ_s=	1.15	-
Účinky od lineárního výpočtu							
koncový moment 1 (MSÚ)	M_{Ed1}=	0.0	kNm	koncový moment 2 (MSÚ)	M_{Ed2}=	5450.0	kNm
koncový moment 1 (kvazi)	M_{Ek1}=	0.0	kNm	koncový moment 2 (kvazi)	M_{Ek2}=	1818.0	kNm
normálová síla (MSÚ)	N_{Ed}=	16577.0	kN		*tlakové hodnoty s kladným znaménkem*		
koncový moment 1. řádu (1)	M_{01}=	0.0	kNm	koncový moment 1. řádu (2)	M_{02}=	5450.0	kNm
koncový moment 1. řádu (1)	M_{01}=	0.0	kNm	koncový moment 1. řádu (2)	M_{02}=	1818.0	kNm
				ekvivaletní koncový moment	M_{0Ed}=	3270.0	kNm
				ekvivaletní koncový moment	M_{0Eqp}=	1090.8	kNm
Přídavné účinky vlivem imperfekcí							
úhel vychýlení	θ_i=	0.003	°	základní úhel vychýlení	θ_0=	0.005	°
				redukční souč. pro výšku	α_h=	0.667	-
počet prvků	m=	6	-	redukční souč. - počet prvků	α_m=	0.764	-
excentricita imperfekcí	e_i=	0.031	m				
				moment od imperfekcí	**M_1=**	**511.8**	**kNm**
Ověření 2. řádu							
limitní štíhlost	λ_{lim}=	34.763	-	součinitel A	A=	0.886	-
poloměr setrvačnosti	i=	0.381	m	součinitel B	B=	1.100	-
štíhlost	λ=	63.724	-	součinitel C	C=	0.700	-
				ÚČINKY 2. ŘÁDU NENÍ MOŽNO ZANEDBAT			
Jmenovitý moment 2. řádu							
délka prvku	L=	34.7	m	ČSN EN 1992-1 obr. 5.7		c) vetknutí - kloub	
účinná délka	l_0=	24.3	m				
součinitel křivosti	c=	9.87	-	*5.8.8.2 v EN 92-1: pro konst. moment I. Řádu = 8, jinak Pi()^2*			
opr. souč. závislý na N_{Ed}	K_r=	1.000	-	poměrná normálová síla	n=	0.154	-
				balanční poměr. norm. síla	n_{bal}=	0.400	-
				maximální poměr. norm. síla	n_u=	1.082	-
opr. souč. dotvarování	K_φ=	1.064	-	součinitel beta	β=	0.100	-
				součinitel dotvarování	$\varphi_{(inf,t0)}$=	1.930	-
				účinný součinitel dotvarování	φ_{ef}=	0.644	-
křivost	1/r=	3.67E-03	-	přetvoř. oceli na mezi kluzu	ε_{yd}=	2.174	‰
				náhradní křivost	$1/r_0$=	3.45E-03	-
excentricita od účinků 2. řádu	e_2=	0.219	m				
				jmenovitý moment 2. řádu	**M_2=**	**3629.6**	**kNm**

METODA JMENOVITÉ KŘIVOSTI - doplňkový moment od účinků 2. řádu a imperfekcí - pilíř P10

geometrie a materiály							
plocha průřezu	A_c=	5.125	m^2	třída betonu		**C35/45**	
moment setrvačnosti	I_y=	0.743	m^4	tlaková pevnost	$f_{c,k}$=	35.0	MPa
profil výztuže	Ø=	20	mm	součinitel materiálu betonu	γ_c=	1.50	-
počet profilů	$n_Ø$=	72	ks	součinitel LT účinků	α_{cc}=	0.9	-
plocha výztuže	A_s=	22619	mm^2	mez kluzu oceli	$f_{y,k}$=	500.0	MPa
účinná výška průřezu	d=	1.400	m	modul pružnosti oceli	E_s=	200.00	GPa
				součinitel materiálu oceli	γ_s=	1.15	-
Účinky od lineárního výpočtu							
koncový moment 1 (MSÚ)	M_{Ed1}=	0.0	kNm	koncový moment 2 (MSÚ)	M_{Ed2}=	6052.5	kNm
koncový moment 1 (kvazi)	M_{Ek1}=	0.0	kNm	koncový moment 2 (kvazi)	M_{Ek2}=	1210.5	kNm
normálová síla (MSÚ)	N_{Ed}=	14898.0	kN		*tlakové hodnoty s kladným znaménkem*		
koncový moment 1. řádu (1)	M_{01}=	0.0	kNm	koncový moment 1. řádu (2)	M_{02}=	6052.5	kNm
koncový moment 1. řádu (1)	M_{01}=	0.0	kNm	koncový moment 1. řádu (2)	M_{02}=	1210.5	kNm
				ekvivaletní koncový moment	M_{0Ed}=	3631.5	kNm
				ekvivaletní koncový moment	M_{0Eqp}=	726.3	kNm
Přídavné účinky vlivem imperfekcí							
úhel vychýlení	θ_i=	0.003	°	základní úhel vychýlení	θ_0=	0.005	°
				redukční souč. pro výšku	α_h=	0.667	-
počet prvků	m=	6	-	redukční souč. - počet prvků	α_m=	0.764	-
excentricita imperfekcí	e_i=	0.024	m				
				moment od imperfekcí	**M_1=**	**356.7**	**kNm**
Ověření 2. řádu							
limitní štíhlost	λ_{lim}=	38.425	-	součinitel A	A=	0.928	-
poloměr setrvačnosti	i=	0.381	m	součinitel B	B=	1.100	-
štíhlost	λ=	49.416	-	součinitel C	C=	0.700	-
				ÚČINKY 2. ŘÁDU NENÍ MOŽNO ZANEDBAT			
Jmenovitý moment 2. řádu							
délka prvku	L=	26.9	m	ČSN EN 1992-1 obr. 5.7		c) vetknutí - kloub	
účinná délka	l_0=	18.8	m				
součinitel křivosti	c=	9.87	-	*5.8.8.2 v EN 92-1: pro konst. moment I. Řádu = 8, jinak Pi()^2*			
opr. souč. závislý na N_{Ed}	K_r=	1.000	-	poměrná normálová síla	n=	0.138	-
				balanční poměr. norm. síla	n_{bal}=	0.400	-
				maximální poměr. norm. síla	n_u=	1.082	-
opr. souč. dotvarování	K_φ=	1.075	-	součinitel beta	β=	0.196	-
				součinitel dotvarování	$\varphi_{(inf,t0)}$=	1.930	-
				účinný součinitel dotvarování	φ_{ef}=	0.386	-
křivost	1/r=	3.71E-03	-	přetvoř. oceli na mezi kluzu	ε_{yd}=	2.174	‰
				náhradní křivost	$1/r_0$=	3.45E-03	-
excentricita od účinků 2. řádu	e_2=	0.133	m				
				jmenovitý moment 2. řádu	**M_2=**	**1981.8**	**kNm**

METODA JMENOVITÉ KŘIVOSTI - doplňkový moment od účinků 2. řádu a imperfekcí - vysoká stojka

geometrie a materiály							
plocha průřezu	A_c=	3.525	m^2	třída betonu		**C35/45**	
moment setrvačnosti	I_y=	0.256	m^4	tlaková pevnost	$f_{c,k}$=	35.0	MPa
profil výztuže	Ø=	16	mm	součinitel materiálu betonu	γ_c=	1.50	-
počet profilů	$n_Ø$=	72	ks	součinitel LT účinků	α_{cc}=	0.9	-
plocha výztuže	A_s=	14476	mm^2	mez kluzu oceli	$f_{y,k}$=	500.0	MPa
účinná výška průřezu	d=	1.000	m	modul pružnosti oceli	E_s=	200.00	GPa
				součinitel materiálu oceli	γ_s=	1.15	-
Účinky od lineárního výpočtu							
koncový moment 1 (MSÚ)	M_{Ed1}=	0.0	kNm	koncový moment 2 (MSÚ)	M_{Ed2}=	3855.0	kNm
koncový moment 1 (kvazi)	M_{Ek1}=	0.0	kNm	koncový moment 2 (kvazi)	M_{Ek2}=	328.0	kNm
normálová síla (MSÚ)	N_{Ed}=	11412.0	kN		*tlakové hodnoty s kladným znaménkem*		
koncový moment 1. řádu (1)	M_{01}=	0.0	kNm	koncový moment 1. řádu (2)	M_{02}=	3855.0	kNm
koncový moment 1. řádu (1)	M_{01}=	0.0	kNm	koncový moment 1. řádu (2)	M_{02}=	328.0	kNm
				ekvivaletní koncový moment	M_{0Ed}=	2313.0	kNm
				ekvivaletní koncový moment	M_{0Eqp}=	196.8	kNm
Přídavné účinky vlivem imperfekcí							
úhel vychýlení	θ_i=	0.003	°	základní úhel vychýlení	θ_0=	0.005	°
				redukční souč. pro výšku	α_h=	0.667	-
počet prvků	m=	4	-	redukční souč. - počet prvků	α_m=	0.791	-
excentricita imperfekcí	e_i=	0.014	m				
				moment od imperfekcí	**M_1=**	**165.3**	**kNm**
Ověření 2. řádu							
limitní štíhlost	λ_{lim}=	37.975	-	součinitel A	A=	0.968	-
poloměr setrvačnosti	i=	0.270	m	součinitel B	B=	1.100	-
štíhlost	λ=	40.764	-	součinitel C	C=	0.700	-
				ÚČINKY 2. ŘÁDU NENÍ MOŽNO ZANEDBAT			
Jmenovitý moment 2. řádu							
délka prvku	L=	15.7	m	ČSN EN 1992-1 obr. 5.7		c) vetknutí - kloub	
účinná délka	l_0=	11.0	m				
součinitel křivosti	c=	9.87	-	*5.8.8.2 v EN 92-1: pro konst. moment I. Řádu = 8, jinak Pi()^2*			
opr. souč. závislý na N_{Ed}	K_r=	1.000	-	poměrná normálová síla	n=	0.154	-
				balanční poměr. norm. síla	n_{bal}=	0.400	-
				maximální poměr. norm. síla	n_u=	1.077	-
opr. souč. dotvarování	K_φ=	1.042	-	součinitel beta	β=	0.253	-
				součinitel dotvarování	$\varphi_{(inf,t0)}$=	1.930	-
				účinný součinitel dotvarování	φ_{ef}=	0.164	-
křivost	1/r=	5.03E-03	-	přetvoř. oceli na mezi kluzu	ε_{yd}=	2.174	‰
				náhradní křivost	$1/r_0$=	4.83E-03	-
excentricita od účinků 2. řádu	e_2=	0.062	m				
				jmenovitý moment 2. řádu	**M_2=**	**702.7**	**kNm**

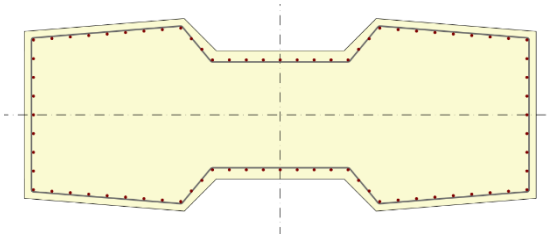
METODA JMENOVITÉ KŘIVOSTI - doplňkový moment od účinků 2. řádu a imperfekcí - nízká stojka

geometrie a materiály							
plocha průřezu	A_c=	3.525	m^2	třída betonu		**C35/45**	
moment setrvačnosti	I_y=	0.256	m^4	tlaková pevnost	$f_{c,k}$=	35.0	MPa
profil výztuže	Ø=	16	mm	součinitel materiálu betonu	γ_c=	1.50	-
počet profilů	$n_Ø$=	72	ks	součinitel LT účinků	α_{cc}=	0.9	-
plocha výztuže	A_s=	14476	mm^2	mez kluzu oceli	$f_{y,k}$=	500.0	MPa
účinná výška průřezu	d=	1.000	m	modul pružnosti oceli	E_s=	200.00	GPa
				součinitel materiálu oceli	γ_s=	1.15	-
Účinky od lineárního výpočtu							
koncový moment 1 (MSÚ)	M_{Ed1}=	0.0	kNm	koncový moment 2 (MSÚ)	M_{Ed2}=	0.0	kNm
koncový moment 1 (kvazi)	M_{Ek1}=	0.0	kNm	koncový moment 2 (kvazi)	M_{Ek2}=	0.0	kNm
normálová síla (MSÚ)	N_{Ed}=	10753.0	kN		*tlakové hodnoty s kladným znaménkem*		
koncový moment 1. řádu (1)	M_{01}=	0.0	kNm	koncový moment 1. řádu (2)	M_{02}=	0.0	kNm
koncový moment 1. řádu (1)	M_{01}=	0.0	kNm	koncový moment 1. řádu (2)	M_{02}=	0.0	kNm
				ekvivaletní koncový moment	M_{0Ed}=	0.0	kNm
				ekvivaletní koncový moment	M_{0Eqp}=	0.0	kNm
Přídavné účinky vlivem imperfekcí							
úhel vychýlení	θ_i=	0.004	°	základní úhel vychýlení	θ_0=	0.005	°
				redukční souč. pro výšku	α_h=	1.000	-
počet prvků	m=	4	-	redukční souč. - počet prvků	α_m=	0.791	-
excentricita imperfekcí	e_i=	0.008	m				
				moment od imperfekcí	**M_1=**	**81.8**	**kNm**
Ověření 2. řádu							
limitní štíhlost	λ_{lim}=	29.153	-	součinitel A	A=	0.722	-
poloměr setrvačnosti	i=	0.270	m	součinitel B	B=	1.100	-
štíhlost	λ=	14.280	-	součinitel C	C=	0.700	-
				ÚČINKY 2. ŘÁDU MOŽNO ZANEDBAT			

7.2.3 Návrh výztuže – břehové pilíře

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

Obrázek 7-4: Schéma vyztužení pilíře v patě



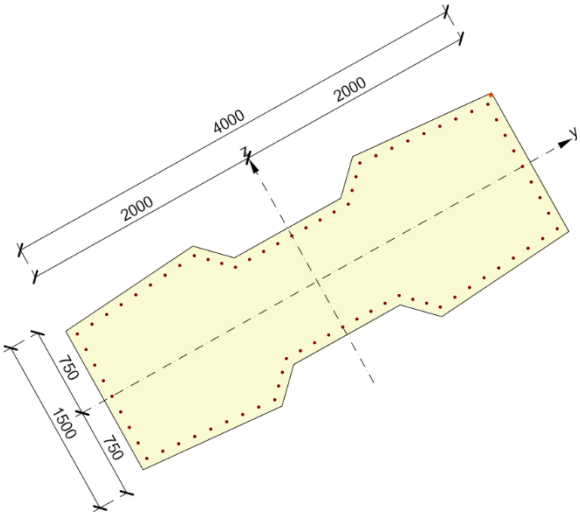
– standardní MSÚ, MSP

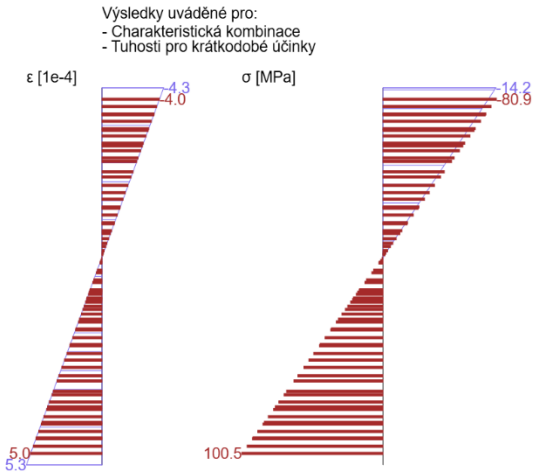
$M_{y,max}$

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-12398.2	9135.5	-15282.4	484.2	691.1	93.4	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	-12398.2	9135.5	-15282.4			76.2	OK
Smyk	-12398.2			484.2	691.1	23.1	OK
Kroucení					691.1	20.7	OK
Interakce	-12398.2	9135.5	-15282.4	484.2	691.1	93.4	OK
Omezení napětí	-10469.6	4409.8	-10071.1			68.1	OK
Šířka trhliny	-9229.9	850.8	804.2			0.0	OK

$M_{z,max}$

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-12431.4	7329.6	23618.1	719.4	-970.7	93.5	OK
Typ posudku	**N_{Ed} [kN]**	**$M_{Ed,y}$ [kNm]**	**$M_{Ed,z}$ [kNm]**	**V_{Ed} [kN]**	**T_{Ed} [kNm]**	**Hodnota [%]**	**Posudek**
Únosnost N-M-M	-12431.4	7329.6	23618.1			79.8	OK
Smyk	-12431.4			719.4	-970.7	32.5	OK
Kroucení					-970.7	29.1	OK
Interakce	-12431.4	7329.6	23618.1	719.4	-970.7	93.5	OK
Omezení napětí	-10491.7	3232.2	15628.8			79.1	OK
Šířka trhliny	0.0	0.0	0.0			0.0	Neprovedeno



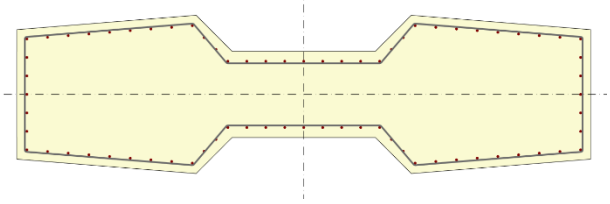


7.2.4 Návrh výztuže – obloukové stojky

Posouzení pilířů proběhlo v programu IDEA StatiCa s vyhledáním nejhorších extrémů v konstrukci.

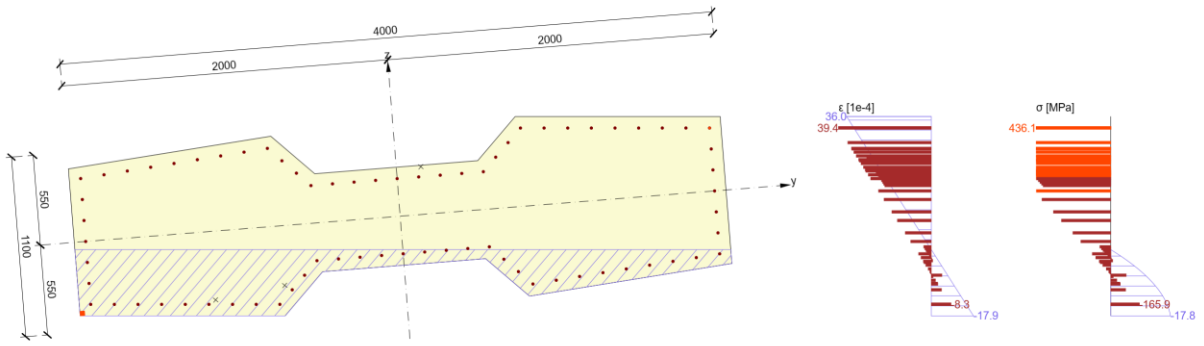
Na základě metody mezních přetvoření byla navržena výztuž Ø20, smyková výztuž 2 střihů Ø12 po 150 mm v obou směrech. Na grafice a posouzení níže jsou uvedeny výsledky pro nejméně příznivou kombinaci namáhání.

Obrázek 7-5: 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**
Únosnost N-M-M	-6427.1	-4521.7	-7395.1			96.2	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	-6427.1	-4521.7	-7395.1			96.2	OK
Smyk	-6427.1			471.6	-210.7	45.5	OK
Kroucení					-210.7	13.5	OK
Interakce	-6427.1	-4521.7	-7395.1	471.6	-210.7	93.6	OK
Omezení napětí	-5696.8	-2726.5	-4950.8			60.3	OK
Šířka trhliny	-6050.9	-408.9	-231.6			0.0	OK



7.2.5 Základ pilířů

Základy pilířů byly posouzeny na základě dimenzačních vnitřních sil z deskostěnové náhrady použité v globálním výpočetním modelu konstrukce. Souhrnná tabulka extrémních vnitřních sil je uvedena níže. Jednotlivé posouzení v příčném a podélném směru na dalších stranách obdobně jako u příčného směru (tabulkový procesor MS EXCEL s využitím metody mezních přetvoření).

Vnitřní síly na základu											
Řez	Kombinace	Stav	N_x	Q_z	M_y	Řez	Kombinace	Stav	N_x	Q_z	M_y
			[kN]	[kN]	[kNm]				[kN]	[kN]	[kNm]
Příčná výztuž pilíř	MSÚ	*dolní*	0.0	1021.0	1235.0	Podélná výztuž pilíř	MSÚ	*dolní*	0.0	1190.0	1135.0
		horní	0.0	1021.0	365.0			*horní*	0.0	1190.0	425.0
	Char	*dolní*	0.0	-	895.0		Char	*dolní*	0.0	-	909.0
		horní	0.0	-	350.0			*horní*	0.0	-	328.0
	Kvazi	*dolní*	0.0	-	550.0		Kvazi	*dolní*	0.0	-	496.0
		horní	0.0	-	150.0			*horní*	0.0	-	195.0

– příčný směr

Základ - příčná výztuž - dolní

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	1500 mm
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.30 mm

Materiály

ocel:	B	500	B			**beton:**	C30/37	f_{ck} =	30.0	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	33.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	18.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	$k = f_t/f_y$ =	1.08	-	α_e =	6.06	-	$f_{c,t,m}$ =	2.9	MPa
ε_{uk} =	50	$[.10^{-3}]$				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	$[.10^{-3}]$

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 32 mm	*1. řada*	z=0.082	$A_{s1,1}$ = 5362 mm²	(0.357%)
	0 Φ 28 mm	*2. řada*	z=0.074	$A_{s1,2}$ = mm²	(0.000%)
	0 Φ 28 mm	*3. řada*	z=1.326	$A_{s1,3}$ = mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 16 mm		z=0.074	A_{s2} = 1340 mm²	(0.089%)

Rozdělovací výztuž (minimální) — *Stupeň vyztužení*

22.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 1072 mm²

(pro desky)

$A_{s,min}$ <	A_s <	$A_{s,max}$	
2 138 <	6702 <	60 000	Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 16 mm	$A_{w,stirrup}$ = 670 mm²	α_w = 90 °
	$s_{w,st}$ = 300 mm	$A_{w,stirrup}$ = 2234 mm²/m²	$\rho_{w,s}$ = 0.22%
ohyby	1 Φ 20 mm	$A_{w,bend}$ = 314 mm²	α_b = 45 °
	$s_{w,b}$ = 300 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.15% <	$\rho_{w,s}$ = 0.22% Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$ <	$\rho_{w,s}$ <	$\rho_{w,s,max}$	
0.09%	0.37%	1.00%	Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	1235	kNm	N_{Ed} =	0	kN	V_{Ed} =	1560	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	0.000	m	
$M_{Ek,char}$ =	895	kNm	$N_{Ek,char}$ =	0	kN	e_{char} =	0.000	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	550	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	0	kN	e_{kvazi} =	0.000	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.281 / 1.500)= 0.433 m λ = 0.000 / 0.433 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 500.000 - > λ = 0.000 - Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.376 *(0.378 * 30.0)+ 0.15 * 0.000) 1000 * 1418 = 0.526 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.526 MN < V_{Ed} = 1.560 MN 297% Nevyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. v = 0.528 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 1560 *(1.428 - 0.000) = 2.228 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.528 * 18.0 * 1000 * 1278 /(0.70021 + 1.42815)= 5.706 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 670 * 434.8 * 1.278 * 1.42815 / 300 = 1.773 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 314 * 434.8 * 0.707 * 1.278 * 2.42815 / 300 = 0.999 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 2.772 MN > V_{Ed} = 1.560 MN 56% Vyhovuje

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = -0.394 $[.10^{-3}]$

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.432 m

Úprava polohy N.O.: +0,1 mm, -0,1 mm, +1,0 mm, -1,0 mm

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = 1.068 m

Silová podmínka rovnováhy celkem -0.0003 MN — Silová podmínka vyhovuje

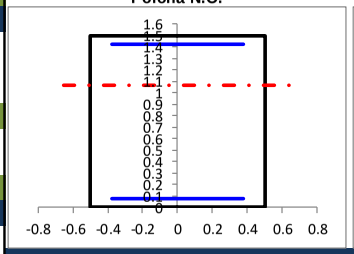
Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = 1.235 MNm rameno vnitřních sil z = 1.278 m

Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} $[.10^{-3}]$	Posouzení
Beton	-0.877	-	-4.057	-0.4	**Max.přetvoření betonu vyhovuje**
Výztuž (1)	0.964	1.520	463.3	41.4	**Max.přetvoření výztuže vyhovuje**
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	**Max.přetvoření výztuže vyhovuje**
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	**Max.přetvoření výztuže vyhovuje**
Výztuž tl.	-0.088	0.707	462.4	40.1	**Max.přetvoření výztuže vyhovuje**

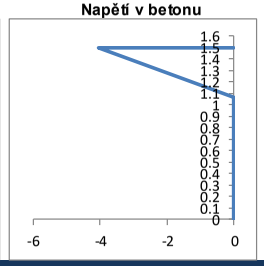
Posouzení - beton	f_{cd} =	18.000	MPa	>	σ_{cc} =	4.057	MPa	23% Vyhovuje
Posouzení - ocel	f_{std} =	465.929	MPa	>	σ_s =	463.277	MPa	99% Vyhovuje

Poloha N.O.



Přetvoření průřezu

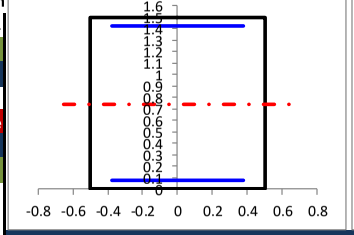
Napětí v betonu



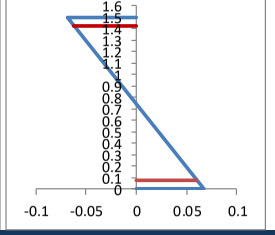
Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton	$0{,}6.f_{ck}$ =	18.000	MPa	>	σ_{cc} =	2.274	MPa	13% Vyhovuje
Posouzení - ocel	$0{,}8.f_{yk}$ =	400.000	MPa	>	$\sigma_{s,max}$ =	12.061	MPa	3% Vyhovuje

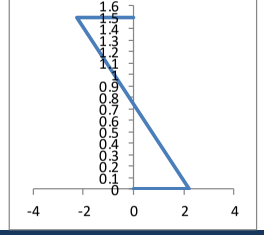
Poloha N.O.



Přetvoření průřezu



Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton $0{,}45.f_{ck}$ = 13.500 MPa > σ_{cc} = 1.398 MPa 10% lin.dotvar

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 7.412 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(7.412 - 0.4 * 110.88 *(1 + 0.158511)/ 200.0 = -0.0002

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 7.412 / 200.0 = 2.22E-05 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00002

$s_{r,max}$ = 2.14187 * 66 + 0.17 * 1223.504 = 349 mm

w_k = 349 * 2.22E-05 = 0.000 mm σ_{ct} = 1.359 MPa Trhliny nevznikají

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.300 mm > w_k = 0.000 mm Vyhovuje

– podélný směr

Základ - podélná výztuž - dolní

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	1500 mm
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.30 mm

Materiály

ocel:	B 500 B					**beton:**	C30/37	f_{ck} =	30.0	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	33.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	18.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	$k = f_t/f_y$ =	1.08	-	α_e =	6.06	-	$f_{c,t,m}$ =	2.9	MPa
ε_{uk} =	50	$[.10^{-3}]$				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	$[.10^{-3}]$

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 25 mm	*1. řada*	z=0.111	$A_{s1,1}$ = 3272 mm²	(0.218%)
	0 Φ 28 mm	*2. řada*	z=0.074	$A_{s1,2}$ = mm²	(0.000%)
	0 Φ 28 mm	*3. řada*	z=1.326	$A_{s1,3}$ = mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 20 mm		z=0.092	A_{s2} = 2094 mm²	(0.140%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

14.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 654 mm²

(pro desky)

Stupeň vyztužení

$A_{s,min}$ < A_s < $A_{s,max}$

2 095 < 5367 < 60 000 **Vyhovuje**

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 16 mm	$A_{w,stirrup}$ = 670 mm²	α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 300 mm	$A_{w,stirrup}$ = 2234 mm²/m²	$\rho_{w,s}$ =	0.22%
ohyby	0 Φ 20 mm	$A_{w,bend}$ = mm²	α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 300 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% < $\rho_{w,s}$ = 0.22%		**Vyhovuje**

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$ < $\rho_{w,s}$ < $\rho_{w,s,max}$

0.09% 0.22% 1.00% **Vyhovuje**

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	1135	kNm	N_{Ed} =	0	kN	V_{Ed} =	1190	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	0.000	m	
$M_{Ek,char}$ =	909	kNm	$N_{Ek,char}$ =	0	kN	e_{char} =	0.000	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	496	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	0	kN	e_{kvazi} =	0.000	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.281 / 1.500)= 0.433 m λ = 0.000 / 0.433 = **0.000** -

Posouzení λ_{lim} = **500.000** - > λ = **0.000** - **Masivní prvek**

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.379 *(0.236 * 30.0)+ 0.15 * 0.000) 1000 * 1390 = **0.441 MN**

Posouzení $V_{Rd,c}$ = **0.441** MN < V_{Ed} = **1.190** MN **270% Nevyhovuje**

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < **cot θ = 1.428** < 2.5 θ = **35.00°** **Vyhovuje**

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. **v = 0.528** -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 1190 *(1.428 - 0.000) = **1.699 MN**

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.528 * 18.0 * 1000 * 1279 /(0.70021 + 1.42815)= **5.712 MN**

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 670 * 434.8 * 1.279 * 1.42815 / 300 = **1.775 MN**

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 1.279 * 2.42815 / 300 = **0.000 MN**

Posouzení $V_{Rd,s}$ = **1.775** MN > V_{Ed} = **1.190** MN **67% Vyhovuje**

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = **-0.434** $[.10^{-3}]$

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.337 m

Úprava polohy N.O.: +0,1 mm | -0,1 mm | +1,0 mm | -1,0 mm

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = **1.163** m

Silová podmínka rovnováhy **celkem** **0.0006** MN **Silová podmínka vyhovuje**

Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = **1.135** MNm **rameno vnitřních sil** **z = 1.279 m**

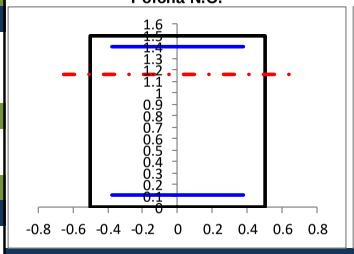
Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} $[.10^{-3}]$	Posouzení
Beton	-0.754	-	-4.468	-0.4	**Max.přetvoření betonu vyhovuje**
Výztuž (1)	0.887	0.612	457.9	33.9	**Max.přetvoření výztuže vyhovuje**
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	**Max.přetvoření výztuže vyhovuje**
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	**Max.přetvoření výztuže vyhovuje**
Výztuž tl.	-0.132	1.089	456.7	32.2	**Max.přetvoření výztuže vyhovuje**

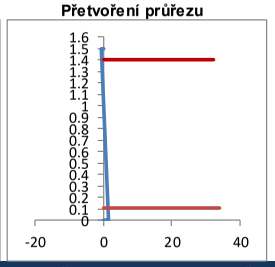
Posouzení - beton f_{cd} = **18.000** MPa > σ_{cc} = **4.468** MPa **25% Vyhovuje**

Posouzení - ocel f_{std} = **465.929** MPa > σ_s = **457.868** MPa **98% Vyhovuje**

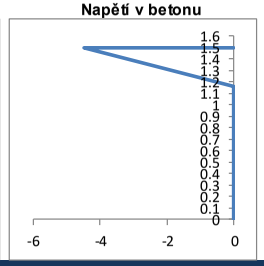
Poloha N.O.



Přetvoření průřezu



Napětí v betonu

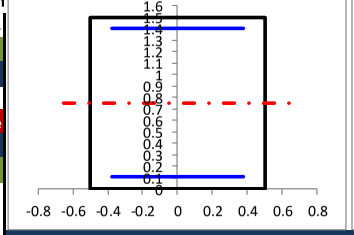


Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

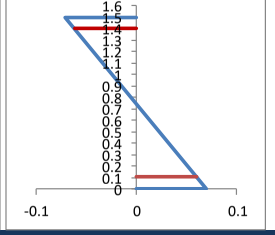
Posouzení - beton 0,6.f_{ck} = **18.000** MPa > σ_{cc} = **2.321** MPa **13% Vyhovuje**

Posouzení - ocel 0,8.f_{yk} = **400.000** MPa > $\sigma_{s,max}$ = **12.578** MPa **3% Vyhovuje**

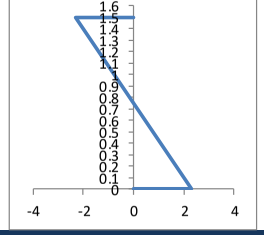
Poloha N.O.



Přetvoření průřezu



Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 13.500 MPa > σ_{cc} = 1.266 MPa **9% lin.dotvar**

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 6.863 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(6.863 - 0.4 * 244.8058 *(1 + 0.071795)/ 200.0 = -0.0005

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 6.863 / 200.0 = 2.06E-05 ε_{sm}-ε_{cm} = **0.00002**

$s_{r,max}$ = 2.14187 * 98 + 0.17 * 2110.395 = 569 mm

w_k = 569 * 2.06E-05 = **0.000** mm σ_{ct} = **1.257** MPa **Trhliny nevznikají**

Posouzení $w_{k,max}$ = **0.300** mm > w_k = **0.000** mm **Vyhovuje**

SUDOP PRAHA

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

Základ opěry OP 1 je uložen na 12 ks pilot délky 7,0 m. Celkové vypočtené sedání piloty na základě IGP je 2,5 mm. Sednutí náhradního základu max. 0,1 mm. Celkové sedání pilot **2,6 mm**.

Trať Tábor - Písek
SO 20-01 OP1

Posouzení piloty

Vstupní data

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

Betonové konstrukce :	EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 :	Česká republika
Ocelové konstrukce :	EN 1993-1-1 (EC3)
Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu :	γ_{M0} = 1,00
Dřevěné konstrukce :	EN 1995-1-1 (EC5)
Dílčí součinitel vlastností dřeva :	γ_M = 1,30
Součinitel vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo) :	k_{mod} = 0,50
Součinitel šířky průřezu ve smyku (dřevo) :	k_{cr} = 0,67

Piloty

Výpočet pro odvodněné podmínky :	ČSN 73 1002
Zatěžovací křivka :	nelineární (Masopust)
Vodorovná únosnost :	pružný poloprostor
Metodika posouzení :	výpočet podle EN 1997
Návrhový přístup :	2 - redukce zatížení a odporu

Parametry zemin

MR1

Objemová tíha :	γ	=	20,50 kN/m^3
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	29,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	2,00 kPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,32
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	12,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	24,00 kN/m^3
Typ zeminy :	soudržná		

MR2

Objemová tíha :	γ	=	24,00 kN/m^3
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	30,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	20,00 kPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,30
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	65,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	24,00 kN/m^3
Typ zeminy :	soudržná		

MR3

Objemová tíha :	γ	=	25,50 kN/m^3
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	45,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	100,00 kPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,26
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	250,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	25,50 kN/m^3
Typ zeminy :	soudržná		

Třída F4, konzistence tuhá

Objemová tíha :	γ	=	18,50 kN/m^3
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	0,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	0,00 kPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,35
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	5,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	18,50 kN/m^3

Typ zeminy : nesoudržná
Modul horiz.stlačitelnosti : n_h = 4,50 MN/m^3

Geometrie

Profil piloty: kruhová

Rozměry
Průměr d = 0,90 m
Délka l = 7,00 m

Spočtené průřezové charakteristiky
Plocha A = 6,36E-01 m^2
Moment setrvačnosti I = 3,22E-02 m^4

Umístění
Vysazení h = -2,00 m
Hloubka upraveného terénu h_z = 0,00 m

Typ technologie: Vrtané piloty
Modul reakce podloží uvažován podle ČSN 731004.

Materiál konstrukce

Objemová tíha γ = 23,00 kN/m^3
Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton : C 25/30

Válcová pevnost v tlaku	f_{ck}	=	25,00 MPa
Pevnost v tahu	f_{ctm}	=	2,60 MPa
Modul pružnosti	E_{cm}	=	31000,00 MPa
Modul pružnosti ve smyku	G	=	12917,00 MPa

Ocel podélná : B500
Mez kluzu f_{yk} = 500,00 MPa

Ocel příčná: B500
Mez kluzu f_{yk} = 500,00 MPa

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	5,50	0,00 .. 5,50	Třída F4, konzistence tuhá	
2	1,50	5,50 .. 7,00	MR1	
3	1,30	7,00 .. 8,30	MR2	
4	-	8,30 .. ∞	MR3	

Zatížení

Číslo	Zatížení nové	Zatížení změna	Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
1	Ano		Char	Užitné	885,50	0,00	-63,20	-127,78	0,00
2	Ano		MSU	Návrhové	1228,11	0,00	-211,50	-162,74	0,00

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet svislé únosnosti : analytické řešení
Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie MS - mezivýsledky

Výpočet únosnosti v patě:

Součinitel únosnosti	N_c	=	133,87	
Součinitel únosnosti	N_d	=	134,87	
Součinitel únosnosti	N_b	=	200,81	
Součinitel únosnosti	K1	=	1,00	
Výpočtová únosnost na patě piloty	R_{bd}	=	59478,68	kPa
Plocha příčného řezu piloty	A_p	=	6,36E-01	m^2

Únosnost na plášti piloty:
Zkrácení účinné délky piloty L_p =5,92 m

Hloubka [m]	Mocnost [m]	φ_d [°]	c_{ud} [kPa]	γ [kN/m³]	γ_{R2} [–]	f_s [kPa]	R_{si} [kN]
1,08	1,08	0,00	0,00	18,50	1,00	0,00	0,00

Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie MS - výsledky

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení tlačené piloty:
Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (MSU)

Únosnost piloty na plášti	R_s	=	0,00	kN
Únosnost piloty v patě	R_b	=	34398,82	kN
Únosnost piloty	R_c	=	34398,82	kN
Extrémní svislá síla	V_d	=	1228,11	kN

R_c = 34398,82 kN > 1228,11 kN = V_d

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data

Vrstva číslo	Počátek [m]	Konec [m]	Mocnost [m]	E_s [MPa]	Součinitel a	Součinitel b
1	0,00	5,50	5,50	0,10	10,10	10,10
2	5,50	7,00	1,50	34,52	91,00	48,00
3	7,00	8,30	1,30	65,40	131,00	94,00
4	8,30	9,00	0,70	139,00	246,00	225,00

Uvažovat zatížení : užitné
Součinitel vlivu ochrany dříku m_2 = 1,00
Limitní sedání piloty s_{lim} = 25,0 mm
Regresní součinitel e = 2840,00
Regresní součinitel f = 1298,00

Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky

Mezní síla na plášti piloty	R_{sy}	=	919,80	kN
Velikost napětí na patě při R_{sy}	q_0	=	2710,20	kPa
Průměrné plášťové tření	q_s	=	66,39	kPa
Průměrný sečnový modul deformace	E_s	=	33,49	MPa
Součinitel přenosu zatížení do paty	β	=	0,51	

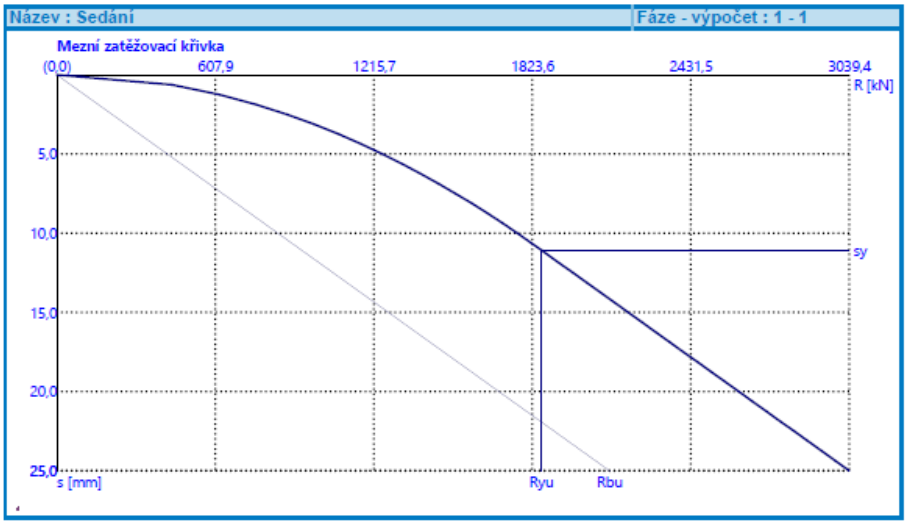
Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace plášť.tření	R_{yu}	=	1858,51	kN
Velikost sedání odpovídající síle R_{yu}	s_y	=	11,1	mm

Únosnosti odpovídající sednutí 25,0 mm :

Únosnost paty	R_{bu}	=	2119,56	kN
Celková únosnost	R_c	=	3039,36	kN

Pro zatížení Q = 885,50 kN je sednutí piloty 2,5 mm



Posouzení čís. 1

Vstupní data pro výpočet vodorovné únosnosti piloty

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.
Vodorovná únosnost posouzena ve směru maximálního účinku zatížení.

Maximální vnitřní síly a deformace:

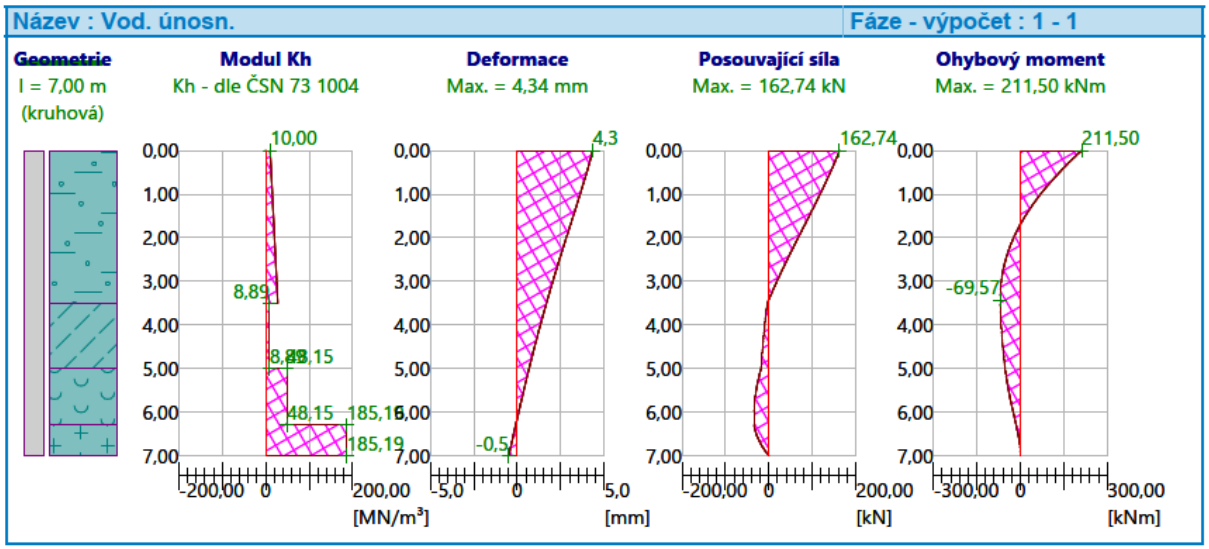
Max.deformace piloty = 4,4 mm
Max.posouvající síla = 162,74 kN
Maximální moment = 211,50 kNm

Posouzení na tlak a ohyb

Vyztužení - 12 ks profil 20,0 mm; krytí 118,0 mm
Typ konstrukce (stupně vyztužení) : pilota
Stupeň vyztužení ρ = 0,593 % > 0,393 % = ρ_{min}
Zatížení : N_{Ed} = -1228,11 kN (tlak) ; M_{Ed} = 211,50 kNm
Únosnost : N_{Rd} = -6243,24 kN; M_{Rd} = 1075,18 kNm
Navržená výztuž piloty VYHOVUJE

Posouzení na smyk

Smyková výztuž - 2 ks profil 8,0 mm; vzdálenost 150,0 mm
A_{sw} = 670,2 mm^2
Posouvající síla na mezi únosnosti: V_{Rd} = 472,06 kN > 162,74 kN = V_{Ed}
Průřez VYHOVUJE.
pouze konstrukční smyková výztuž



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 strukturní pevnosti

Patky

Výpočet pro odvodněné 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

Geometrie konstrukce

Typ základu: centrická patka
Délka patky x = 2,60 m
Šířka patky y = 5,70 m
Šířka sloupu ve směru x c_x = 0,40 m
Šířka sloupu ve směru y c_y = 0,40 m
Objem patky = 103,74 m^3

Zatížení

Číslo	Zatížení nové	Zatížení změna	Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
1	Ano		Char (celkem 7396 kN, beta = 0,51)	Užitné	3772,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Posouzení čís. 1

Sednutí středu hrany x - 1 = 0,4 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 = 1,2 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} = 250,00 MPa
Základ je ve směru délky tuhý (k=2341,83)
Základ je ve směru šířky tuhý (k=222,25)

Posouzení excentricity zatížení

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

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:
Sednutí základu = 0,7 mm
Hloubka deformační zóny = 3,01 m

Natočení ve směru x = 0,000 (tan*1000); (4,9E-18 °)
Natočení ve směru y = 0,000 (tan*1000); (2,2E-18 °)

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 PROJEKT
SO 20-01 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 strukturní pevnosti

Patky

Výpočet pro odvodněné 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 zemin

R1

Objemová tíha :	γ	=	25,00 kN/m³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	57,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	10000,00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	25000,00 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,20
Koef. strukturní pevnosti :	m	=	0,10
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	25,00 kN/m³

R3 - Mikulášská

Objemová tíha :	γ	=	25,00 kN/m³
Uhel 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/m³

R3 - vlasák

Objemová tíha :	γ	=	25,00 kN/m³
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/m³

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
Sířka patky y = 11,00 m
Sířka sloupu ve směru x c_x = 1,30 m
Sířka sloupu ve směru y c_y = 4,00 m
Objem patky = 118,80 m³

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 nové	Zatížení změna	Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
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 odvodněné 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 σ = 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 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*1000); (9,3E-03 °)
Natočení ve směru y = 0,000 (tan*1000); (5,8E-19 °)

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	PROJEKT
SO 20-01	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 strukturní pevnosti

Patky

Výpočet pro odvodněné 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 zemin

R1

Objemová tíha :	γ	=	25,00 kN/m³
Uhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	57,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	10000,00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	25000,00 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,20
Koef. strukturní pevnosti :	m	=	0,10
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	25,00 kN/m³

R3 - Mikulášská

Objemová tíha :	γ	=	25,00 kN/m³
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/m³

R3 - vlasák

Objemová tíha :	γ	=	25,00 kN/m³
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/m³

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	m³

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 nové	Zatížení změna	Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
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 odvodněné 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 σ = 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 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	PROJEKT
SO 20-01	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 strukturní pevnosti

Patky

Výpočet pro odvodněné 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 zemin

R1

Objemová tíha :	γ	=	25,00 kN/m³
Uhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	57,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	10000,00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	25000,00 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,20
Koef. strukturní pevnosti :	m	=	0,10
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	25,00 kN/m³

R3 - Mikulášská

Objemová tíha :	γ	=	25,00 kN/m³
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/m³

R3 - vlasák

Objemová tíha :	γ	=	25,00 kN/m³
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/m³

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	m³

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 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 - vlasák	

Zatížení

Číslo	Zatížení nové	Zatížení 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
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 odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky G = 11923,20 kN
Spočtená tíha nadloží Z = 908,00 kN

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obecný
Nejnepříznivější 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 σ = 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 kN

Horizontální únosnost základu R_{dh} = 61709,45 kN
Extrémní horizontální síla H = 54309,54 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 kN
Spočtená tíha nadloží Z = 908,00 kN

Výpočet proveden za vyloučení tahu.
Rozměry patky po vyloučení tažených okrajů:

Délka patky (x) = 12,00 m
Šírka 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 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, říjen ’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: Hrncová 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