
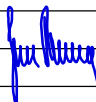



D.3.1. DSP+PDPS

SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM: S-JTSK
VÝŠKOVÝ SYSTÉM: BpV

KRESLIL:	KOLEKTIV		 FÖRSTEROVA Č.P. 175, 566 01 VYSOKÉ MÝTO EMAIL.: MDS@MDSPROJEKT.CZ	
ZPRACOVAL:	ING. ONDŘEJ JETMAR			
TECHNICKÁ KONTROLA:	ING. JAN BURSA			
ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT:	ING. JAN BURSA			
HLAVNÍ PROJEKTANT:	MILOŠ BEDNÁŘ, DiS.			
KRAJ: KRÁLOVÉHRADECKÝ	OKRES: RYCHNOV NAD KNĚŽNOU	OBEC: TÝNIŠTĚ n.O. – ALBRECHTICE n.O.	STUPEŇ:	DSP+PDPS
INVESTOR: KRÁLOVÉHRADECKÝ KRAJ, PIVOVARSKÉ NÁMĚSTÍ 1245, 500 03 HRADEC KRÁLOVÉ			ZAK.ČÍSLO:	1437-22-3
AKCE: II/305 Týniště nad Orlicí – Albrechtice nad Orlicí			ARCHIVNÍ ČÍSLO:	1437
			DATUM:	02/2022
OBJEKT: SO 201 – MOST PŘES ORLICI			FORMÁT:	1xA4
			MĚŘÍTKO:	
OBSAH: STATICKÝ VÝPOČET			ČÍSLO SOUPRAVY:	ČÍSLO PŘÍLOHY:
				D.3.1.16

Stavba: II/305 Týniště n. O. - Albrechtice n. O.
Objekt: SO 201 – MOST PŘES ORLICI
D.3.1.16. – Statický výpočet
Stupeň: Dokumentace pro vydání stavebního povolení (DSP)
a projektová dokumentace pro provádění stavby
(PDPS)

OBSAH:

1.	IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE	3
1.1.	Označení stavby	3
1.2.	Stavebník, objednatel stavby	3
1.3.	Zhotovitel projektové dokumentace	4
1.4.	Uvažovaný správce mostu	4
1.5.	Pozemní komunikace	4
1.6.	Křížení mostu s překážkami	5
2.	ZÁKLADNÍ ÚDAJE O MOSTU	5
2.1.	Zatřídění mostu dle ČSN 73 6200	5
2.2.	Základní dimenze mostu	6
2.3.	Zatížení a zatížitelnost mostu	6
3.	TECHNICKÉ ŘEŠENÍ MOSTU	7
3.1.	Základní technický popis	7
3.2.	Geometrie	9
4.	Výpočetní model	12
4.1.	Popis výpočetního modelu	12
4.2.	Geometrie	12
4.3.	Zatížení výpočetního modelu	21
4.4.	Kombinace zatížení	34
5.	NOSNÁ KONSTRUKCE	38
5.1.	Vnitřní síly - Podélný směr	38
5.2.	Analýza konstrukce	40
5.3.	Posouzení středního pole	41
5.4.	Posouzení podpora	43
5.5.	Posouzení krajní pole – Provoz	45
5.6.	Posouzení krajní pole - Provoz	46
5.7.	Mezní stavy použitelnosti -MSP	48
5.8.	Návrh výztuže ozubu nosníků	53
5.9.	Návrh výztuže příčniku	58
6.	PILÍŘE	65
6.1.	Vnitřní síly	65
6.2.	Posouzení	67
7.	PILOTY	69
7.1.	Vnitřní síly	69
7.2.	Piloty	71
8.	PŘÍSLUŠENSTVÍ	79
1.1.	Deformační charakteristiky	79
1.2.	Dimenzační charakteristiky ložisek	79
1.3.	Dilatační charakteristik závěrů	80
9.	DEFORMACE	81
9.1.	Postup výstavby a životnost	81
9.2.	Proměnné zatížení	84
10.	POUŽITÉ NORMY A PODKLADY	87
11.	POUŽITÝ SOFTWARE	87
12.	ZÁVĚR	88
12.1.	Poznámka ke statickému výpočtu	88
12.2.	Souhrn	88

1. IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE

1.1. Označení stavby

Název stavby	II/305 Týniště nad Orlicí - Albrechtice nad Orlicí
Kraj	Královéhradecký
Obec	Albrechtice nad Orlicí, Týniště nad Orlicí
Katastrální území	Albrechtice nad Orlicí – číslo katastrálního území 600172 Týniště nad Orlicí – číslo katastrálního území 576859
Druh stavby	Rekonstrukce
Stupeň PD	DSP+PDPS

1.2. Stavebník, objednatel stavby

1.2.1. Investor

Královéhradecký kraj
Pivovarské náměstí 1245/2
500 03 Hradec Králové

1.2.2. Zástupce investora:

Správa silnic Královéhradeckého kraje
Kutnohorská 59/23
Plačice
500 04 Hradec Králové

1.2.3. Správce komunikace II/305

Správa silnic Královéhradeckého kraje
Kutnohorská 59/23
Plačice
500 04 Hradec Králové

1.2.4. Nadřízený orgán správce komunikace II/305

Královéhradecký kraj
Pivovarské náměstí 1245/2
500 03 Hradec Králové

1.3. Zhotovitel projektové dokumentace

1.3.1. Generální projektant

MDS projekt s.r.o.

Försterova 175

566 01 Vysoké Mýto

IČO: 274 87 938

DIČ: CZ 274 87 938

tel.: 465 322 451

email: mds@mdsprojekt.cz

osoba s autorizací – Ing. Jan Bursa č.a. 0601653 – obor IM00-Mosty a inženýrské konstrukce

osoba s autorizací – Miloš Bednář, DiS č.a. 1006109 – obor Dopravní stavby, specializace nekolejová vozidla

1.3.2. Hlavní inženýr projektu

MDS projekt s.r.o.

Försterova 175

566 01 Vysoké Mýto

IČO: 274 87 938

DIČ: CZ 274 87 938

tel.: 465 322 451

email: mds@mdsprojekt.cz

osoba s autorizací – Ing. Jan Bursa č.a. 0601653 – obor IM00-Mosty a inženýrské konstrukce

osoba s autorizací – Miloš Bednář, DiS č.a. 1006109 – obor Dopravní stavby, specializace nekolejová vozidla

1.4. Uvažovaný správce mostu

Správa silnic Královéhradeckého kraje

Kutnohorská 59/23

Plačice

500 04 Hradec Králové

1.5. Pozemní komunikace

Návrhová kategorie

místní komunikace II. třídy

Typ příčného uspořádání

Intravilán

MS2 8,75/8,75/50

Evidenční číslo

II/305

1.6. Křížení mostu s překážkami

1.6.1. Křížení s vodním tokem

Bod křížení v JTSK $y = 625\,168,501$; $x = 1\,051\,045,351$

Staničení na převáděné komunikaci
Staničení dle staničení dokumentace $\text{km } 0,177\,000$

Staničení překážky
Vodní tok Orlice
Staničení říční kilometr $\text{km } 4,7$

Úhel křížení $90,00^\circ$

Volná výška $5,96\text{ m}$

2. ZÁKLADNÍ ÚDAJE O MOSTU

2.1. Zatřídění mostu dle ČSN 73 6200

Podle druhu převedené komunikace:	most pozemní komunikace – most místní komunikace
Podle překračované překážky:	most přes řeku
Podle počtu mostních polí:	most o třech polích
Podle počtu mostovkových podlaží:	most s mostovkou v jedné úrovni
Podle výškové polohy mostovky:	most s horní mostovkou
Podle přesypávky:	most bez přesypávky
Podle měnitelnosti základní polohy:	nepohyblivý most
Podle plánované doby trvání:	trvalý most
Podle průběhu trasy na mostě:	most ve směrovém oblouku most ve výškovém oblouku
Podle úhlu křížení:	kolmý most
Podle materiálu:	spřažený betonový most
Podle tuhosti nosné konstrukce (pouze mosty s přesypávkou):	most bez přesypávky
Podle statické funkce hlavní nosné konstrukce:	trámový most
Podle volné výšky na mostě:	s neomezenou volnou výškou
Podle uspořádání příčného řezu (pouze mosty s dolní mostovkou):	

2.2. Základní dimenze mostu

Délka přemostění:	58,50m
Délka mostu:	71,558m
Délka nosné konstrukce:	61,20m
Rozpětí jednotlivých polí, resp. světlost u přesýpaných konstrukcí:	15,00m + 30,00m + 15,00m
Šikmost mostu:	90° (kolmý most)
Volná šířka mostu:	prom. 11,25 - 11,46m
Šířka průchozího prostoru veřejného nebo nouzového chodníku:	vlevo veřejný – 2,50m
Šířka vozovky mezi obrubníky:	prom. 8,75 - 8,96m
Šířka nosné konstrukce:	prom. 11,75 – 11,97m
Šířka mezi zábradlími:	prom. 11,25 – 11,46m
Šířka mostu:	prom. 12,35 – 12,58m
Výška mostu nad terénem:	7,15m
Výška nosné konstrukce:	1,10m
Stavební výška mostu uprostřed rozpětí:	1,185m
Plocha mostu (součin délky přemostění a šířky mezi zábradlími):	652,9m ²
Plocha nosné konstrukce mostu (součin délky a šířky nosné konstrukce):	714,7m ²

2.3. Zatížení a zatížitelnost mostu

Most je navržen na zatížení dopravou definované v ČSN EN 1991-2 včetně změny Z3, skupina pozemních komunikací 1.

Za předpokladu, že stavební stav je minimálně dobrý (I. – III. dle ČSN 73 6220 a 73 6221), lze zatížitelnost (dle ČSN 73622) navrhovaného mostního objektu předpokládat:

Normální zatížitelnost	32 t
Výhradní zatížitelnost	80 t
Výjimečná zatížitelnost	180 t

Přesné hodnoty zatížitelnosti by bylo vhodné upřesnit statickým výpočtem zatížitelnosti dle ČSN 73 6222.

3. TECHNICKÉ ŘEŠENÍ MOSTU

3.1. Základní technický popis

Mostní objekt převádí komunikaci II/305, cyklostezku a společný chodník pro pěší a cyklisty přes vodní tok řeky Orlice. Převáděná komunikace je směrově nerozdělená kategorie MS2 8,75/8,75/50 dle ČSN 73 6110. Na levé straně je navržen veřejný chodník šířky 2,50m. Na pravé straně je navržen římsa. Šířka vozovky mezi zvýšenými obrubníky je 8,75 až 8,96 m. Celková šířka mostu je 12,35 až 12,58m.

Výška mostu nad dnem řeky Orlice bude 7,15m. Stavební výška mostní konstrukce bude 1,185 m. Stavební výška je složena z nosné konstrukce výšky 1,100 m a vozovkového souvrství tloušťky 0,085 m.

Komunikace je na mostě vedena ve směrovém oblouku s dostředným příčným sklonem 3,0%, sklon veřejného chodníku je směrem do vozovky 2,5% a sklon římsy bude směrem do vozovky 4,0%. Niveletu komunikace tvoří vrcholový oblouk s vrcholem asi v 1/5 délky přemostění a nejvyšším bodem ve 2/3 délky přemostění. Podélný sklon komunikace na mostě je proměnný +3,00% až -0,50%.

Most je navržen jako spřažená betonová konstrukce o třech polích. Konstrukce bude mít rozpětí polí 15,0 m + 30,0 m +15,0 m a délkou přemostění 58,50 m. Nosná konstrukce bude tvořena předpjatými nosníky a dodatečně betonovanou spřahující deskou a příčníky. Spřažená konstrukce bude následně dodatečně předeprnuta kabely spojitosti.

Opěry jsou navrženy z monolitického železobetonu a jsou doplněny zavěšenými křídly. Piliře jsou navrženy z monolitického betonu a jsou vetknuty do základových pasů. Založení mostu je hlubinné na velko-průměrových pilotách vetknutých do konstrukcí spodní stavy (opěry a základy). Pata pilot bude opřena o skladní podloží třídy R4 až R5.

Na konstrukci opěr budou uloženy přechodové desky. Mezi závěrnými zídками a nosnou konstrukcí jsou navrženy ocelové povrchové mostní závěry s jednoduchým těsněním. Mostní závěry budou navrženy s opatřeními pro omezení vlivu bludných proudů. Most je vybaven na levé straně zábradlím se svislou výplní výšky 1,3m podél veřejného společného chodníku pro pěší a cyklisty. Na pravé straně je most vybaven mostním zábradelním svodidlem umístěním na římsě. V konstrukci chodníku a římsy bude osazeno celkem 4 ks chrániček. Chráničky budou provedeny z HDPE 110/94 mm se zátažnými lanky. Jedna chránička v chodníku bude obsazena vedením sdělovacího vedení objektu SO 457. Jedna chránička v římsě bude obsazena vedením veřejného osvětlení objektu SO 421. Zbytek zůstává volný pro další využití.

Povrch mostu bude odvodněn mostními odvodňovači v úžlabí mostu, povrch izolace mostu bude odvodněn trubičkami v úžlabí mostu a před mostními závěry. Mostní odvodňovače a trubičky v úžlabí budou vyústěny pod most.

Postup a technologie výstavby:

Fáze	Popis
1)	Výkopové práce
2)	Hlubinné založení
3)	Základové pasy a opěry
4)	Pilíře
5)	Obsypy konstrukce
6)	Osazení předpjatých nosníků
7)	Betonáž spřahující desky a příčníků
8)	Dodatečné předpětí nosné konstrukce
9)	Betonáž závěrných zídek
10)	Částečné zhotovení násypů
11)	Dokončení přechodových desek, mostního svršku a vybavení mostu
12)	Dokončení násypů a podkladních vrstev vozovek
13)	Pokládka vozovkového souvrství

Poznámka

Výstavba mostního objektu bude prováděna částečně za provozu na původním mostním objektu. Postup a technologie může být upravena dle požadavků dodavatele.



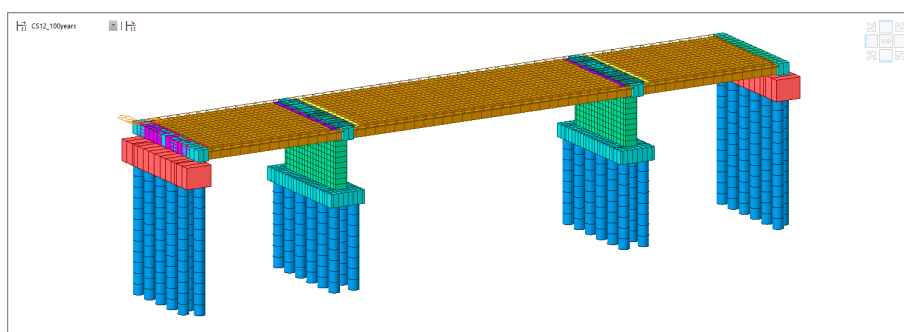


4. VÝPOČETNÍ MODEL

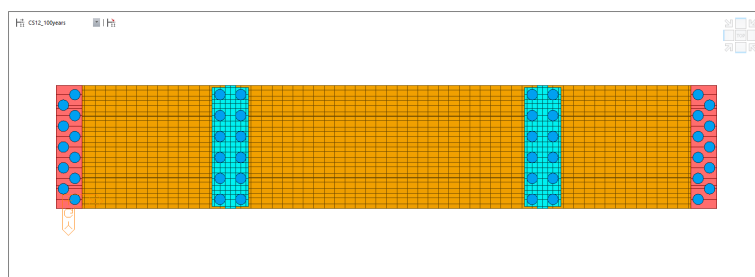
4.1. Popis výpočetního modelu

Jedná se prostorový prutový model. Ve výpočtovém modelu je zohledněn postup výstavby, dotvarování a smršťování betonových částí konstrukce. Výpočtový model obsahuje všechny předpínací kabely ve své skutečné geometrii. Průřezové charakteristiky v hlavě pilot byly upraveny podle skutečných tuhostí po vnesení zatížení.

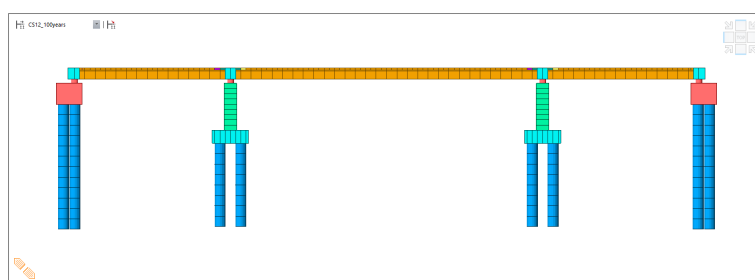
4.2. Geometrie



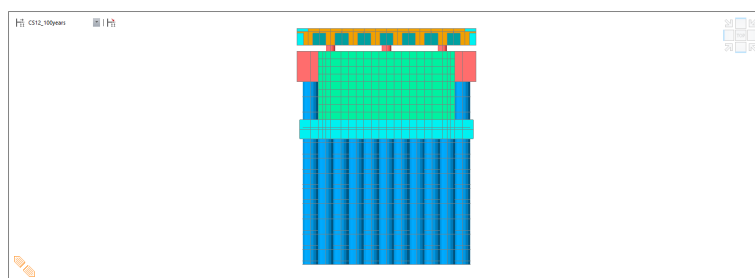
Axonometrie



Půdorys



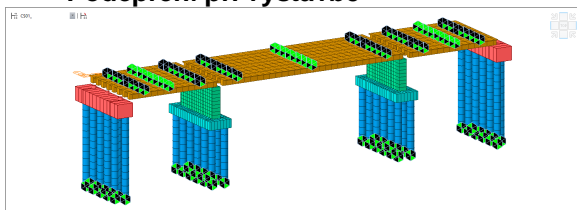
Podélný řez



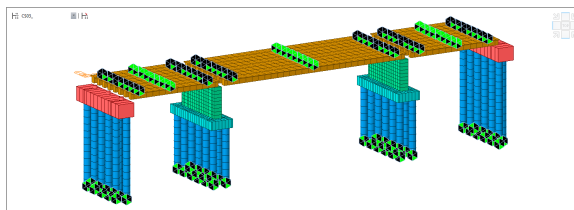
Příčný řez (polovina rozpětí)

4.2.1. Okrajové podmínky

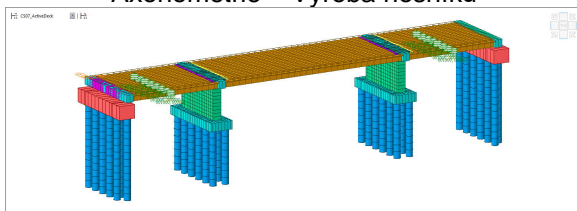
Podepření při výstavbě



Axonometrie – Výroba nosníků

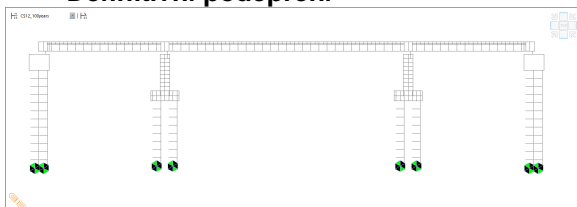


Axonometrie – Uložení nosníků před betonáží

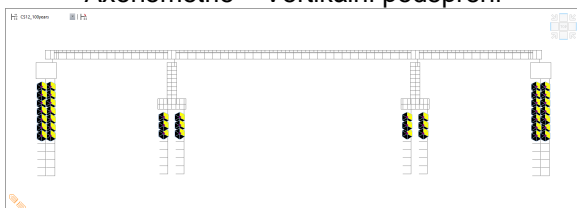


Axonometrie – Podepření při betonáží

Definitivní podepření

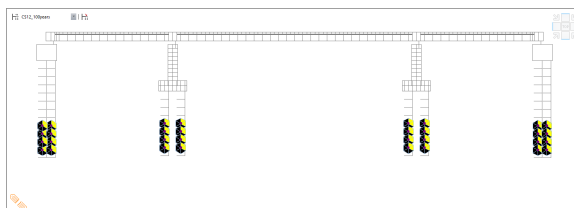


Axonometrie – Vertikální podepření



Axonometrie – Horizontální tuhosti

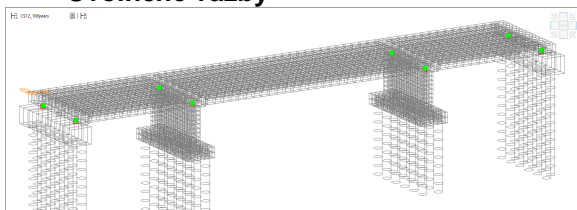
$$k_h = k_h \cdot d_{pilota} = 20000 \text{ kN/m}$$



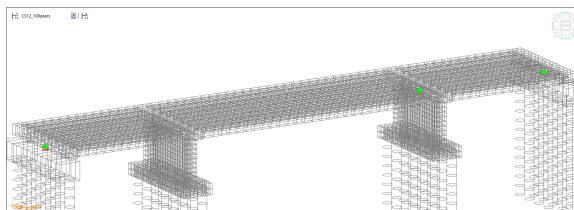
Axonometrie – Horizontální tuhosti

$$k_h = k_h \cdot d_{pilota} = 50000 \text{ kN/m}$$

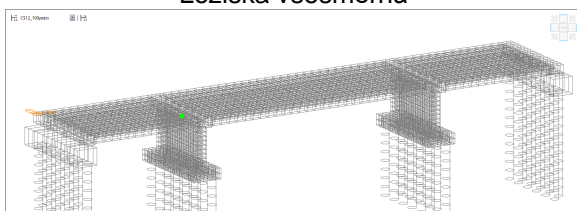
Uvolněné vazby



Axonometrie – Uvolněné vazby
 Ložiska všesměrná



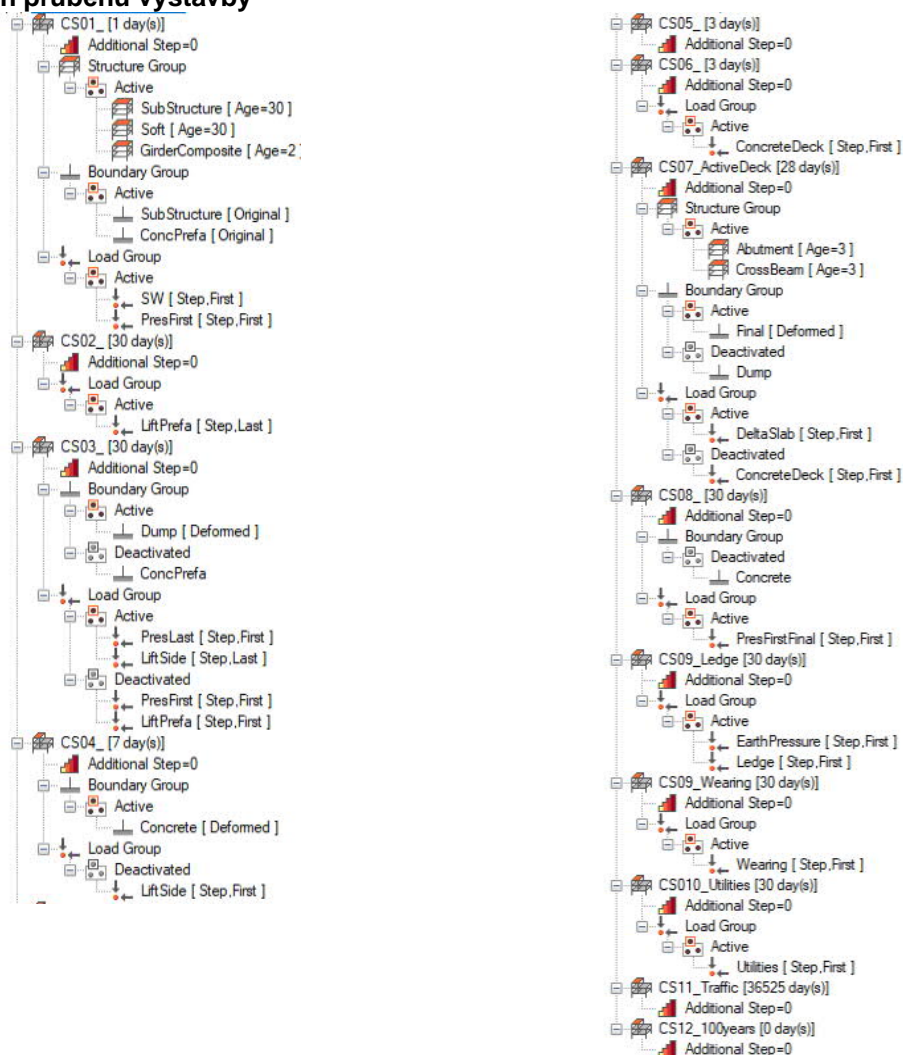
Axonometrie – Uvolněné vazby
 Ložiska příčně pevná



Axonometrie – Uvolněné vazby
 Ložiska pevná

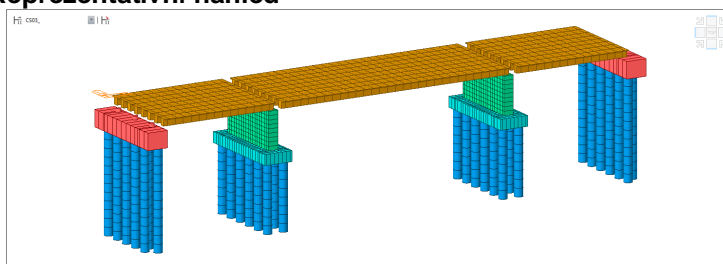
4.2.2. Fáze výstavby

Souhrn průběhu výstavby

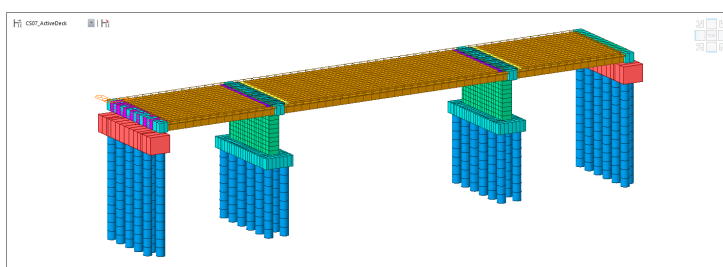


Tabulka postupu výstavby

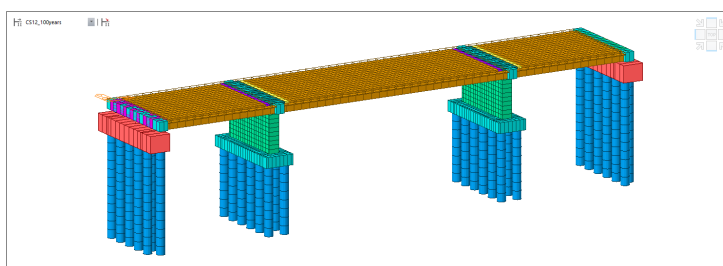
Výstavba – Reprezentativní náhled



Axonometrie – Spodní stavba, Nosníky



Axonometrie – Betonáž, Předpínání



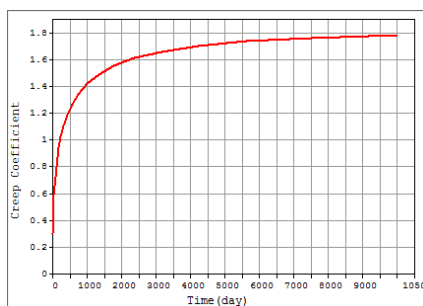
Axonometrie – 100 let

4.2.3. Materiály

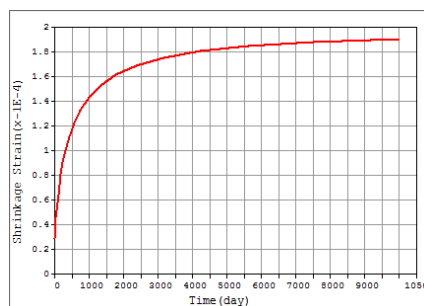
ID	Name	Elasticity (kN/m ²)	Poisson	Thermal (1/[C])	Density (kN/m ³)
	C30/37	3.28e+007	0.2	1.0000e-005	2.5000e+001
	C50/60	3.73e+007	0.2	1.0000e-005	2.5000e+001
	Y1860S7(15.7mm)	1.9500e+008	0.3	1.2000e-005	7.6980e+001

Dotvarování a smršťování materiálu

Válcová pevnost ve 28 dnech 30 MPa
Relativní vlhkost 85%
Náhradní šířka $h = 2 A_c / u$
Druh cementu N
Metoda výpočtu EN 1992-2
Věk betonu při počátku smršťování 3 dny



Graf dotvarování betonu C30/37



Graf smršťování betonu C30/37

Vývoj pevnosti betonu v čase

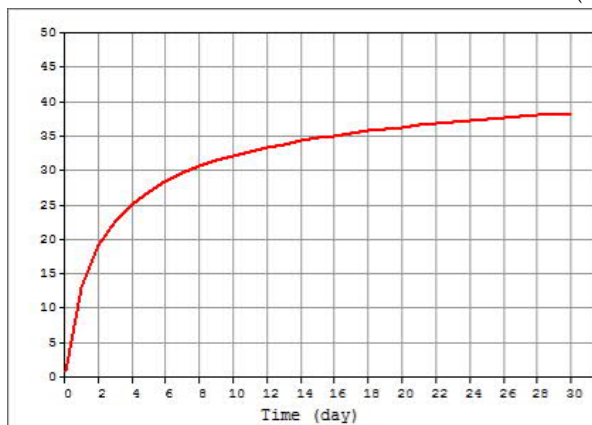
Střední válcová pevnost ve 28 dnech C30/37 38 MPa
Relativní vlhkost 85%
Náhradní šířka $h = 2 A_c / u$
Druh cementu N

Pevnost betonu v tlaku ve stáří t podle ČSN EN 1992-1-1: Kapitola 3.1.2 (6):

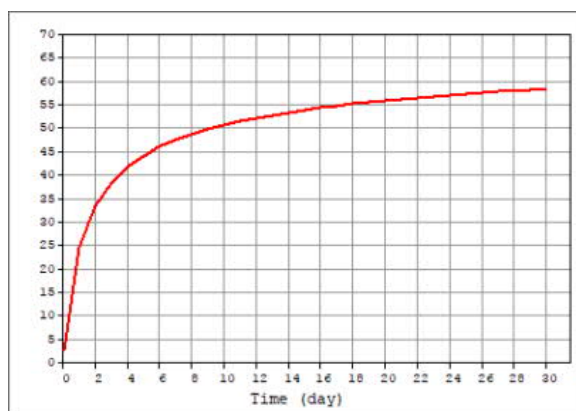
$$f(t) = (f_{ck} + \Delta f) \cdot \exp\left(s \cdot \left[1 - \left(28/t_{eq}\right)^{0.5}\right]\right)$$

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (3.1)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left(s \cdot \left[1 - \left(28/t\right)^{0.5}\right]\right) \quad (3.2)$$



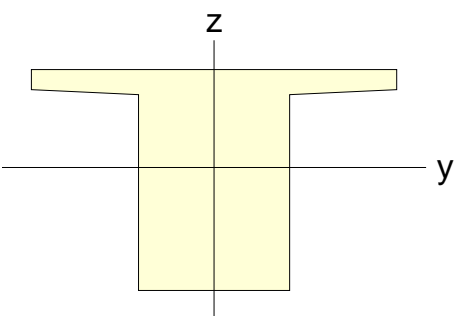
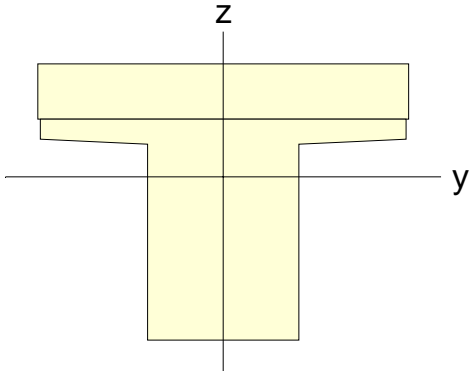
Graf pevnosti betonu C30/37



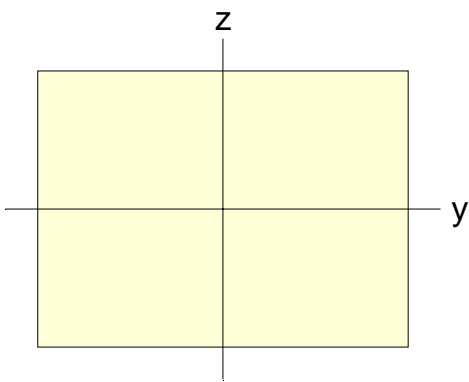
Graf pevnosti betonu C50/60

4.2.4. Průřezy

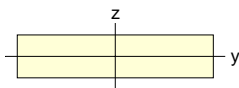
Girder

Before Composite					After Composite				
									
$A(m^2)$	$Asy(m^2)$	$Asz(m^2)$	$z(+)(m)$	$z(-)(m)$	$A(m^2)$	$Asy(m^2)$	$Asz(m^2)$	$z(+)(m)$	$z(-)(m)$
0.604	0.372	0.391	0.390	0.490	0.889	0.609	0.465	0.230	0.650
$I_{xx}(m^4)$	$I_{yy}(m^4)$	$I_{zz}(m^4)$	$y(+)(m)$	$y(-)(m)$	$I_{xx}(m^4)$	$I_{yy}(m^4)$	$I_{zz}(m^4)$	$y(+)(m)$	$y(-)(m)$
0.038	0.045	0.036	0.725	0.725	0.040	0.094	0.088	0.725	0.725
-	-	-	-	-	E_s/E_c	G_s/G_c	D_s/D_c	P_s	P_c
-	-	-	-	-	1.135	1.135	1.000	0.200	0.200

GirAbu 1.47x1.1

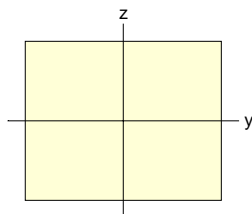
				
$A(m^2)$	$Asy(m^2)$	$Asz(m^2)$	$z(+)(m)$	$z(-)(m)$
1.617	1.347	1.347	0.550	0.550
$I_{xx}(m^4)$	$I_{yy}(m^4)$	$I_{zz}(m^4)$	$y(+)(m)$	$y(-)(m)$
0.353	0.163	0.291	0.735	0.735

CrossBeam 1000x220



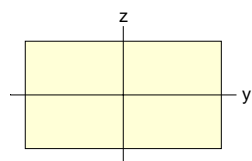
$A(m^2)$	$Asy(m^2)$	$Asz(m^2)$	$z(+)(m)$	$z(-)(m)$
0.220	0.183	0.183	0.110	0.110
$I_{xx}(m^4)$	$I_{yy}(m^4)$	$I_{zz}(m^4)$	$y(+)(m)$	$y(-)(m)$
0.003	0.001	0.018	0.500	0.500

Abutment_O1



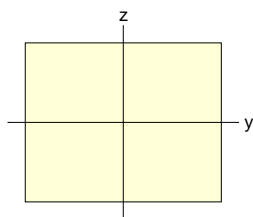
$A(m^2)$	$Asy(m^2)$	$Asz(m^2)$	$z(+)(m)$	$z(-)(m)$
1.485	1.238	1.238	0.550	0.550
$I_{xx}(m^4)$	$I_{yy}(m^4)$	$I_{zz}(m^4)$	$y(+)(m)$	$y(-)(m)$
0.303	0.150	0.226	0.675	0.675

Abutment_P2,P3



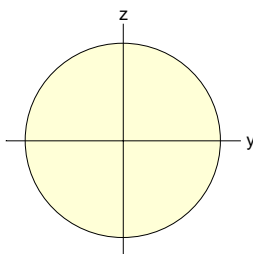
$A(m^2)$	$Asy(m^2)$	$Asz(m^2)$	$z(+)(m)$	$z(-)(m)$
2.200	1.833	1.833	0.550	0.550
$I_{xx}(m^4)$	$I_{yy}(m^4)$	$I_{zz}(m^4)$	$y(+)(m)$	$y(-)(m)$
0.582	0.222	0.733	1.000	1.000

Abutment_O4



$A(m^2)$	$Asy(m^2)$	$Asz(m^2)$	$z(+)(m)$	$z(-)(m)$
1.485	1.238	1.238	0.550	0.550
$I_{xx}(m^4)$	$I_{yy}(m^4)$	$I_{zz}(m^4)$	$y(+)(m)$	$y(-)(m)$
0.303	0.150	0.226	0.675	0.675

Bearing



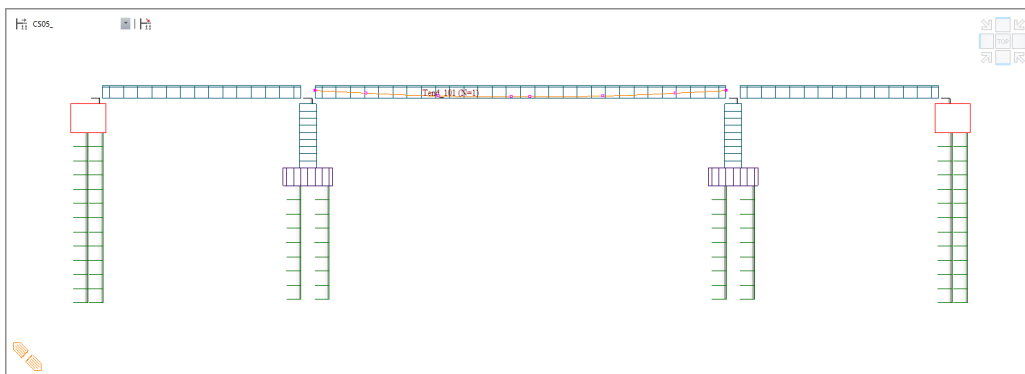
$A(m^2)$	$Asy(m^2)$	$Asz(m^2)$	$z(+)(m)$	$z(-)(m)$
0.283	0.254	0.254	0.300	0.300
$I_{xx}(m^4)$	$I_{yy}(m^4)$	$I_{zz}(m^4)$	$y(+)(m)$	$y(-)(m)$
0.013	0.006	0.006	0.300	0.300

4.2.5. Předpínací kabely

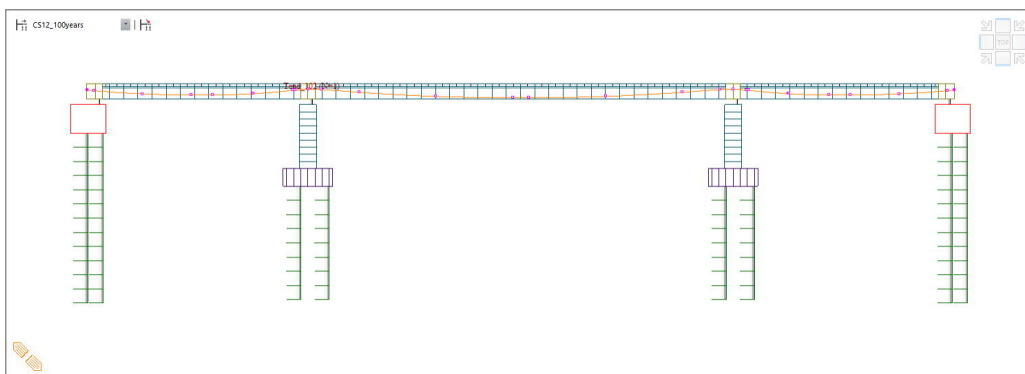
Dodatečně předpjatý kabel:

Tendon Type	
Tendon Name	19xL15.7_Post
Tendon Type	Internal(Post-Tension)
Material	301 301: Y1860S7(15.7mm) ...
Total Tendon Area	2850 mm ² ...
Duct Diameter	81 mm
<input checked="" type="checkbox"/> Relaxation Coefficient	Magura 45
Name	...
Ultimate Strength	1860 N/mm ²
Yield Strength	1570 N/mm ²
Curvature Friction Factor	0.2
Wobble Friction Factor	1e-006 1/mm
External Cable Moment Magnifier	0 N/mm ²
Anchorage Slip(Draw in)	
Begin	6 mm
End	6 mm
Bond Type	
<input checked="" type="radio"/> Bonded	
<input type="radio"/> Unbonded	

Charakteristiky jednoho předpínacího kabelu
Dodatečně předpjatý kabel



Geometrie kabelu - Dodatečné předpětí nosníku
19L15,5 / Nosník = 10x 19L15,5 / NK



Geometrie kabelu - Dodatečné předpětí NK
10x 19L15,5 / NK

4.3. Zatížení výpočetního modelu

4.3.1. Stálé zatížení

Vlastní tíha nosné konstrukce

Vlastní tíha je automaticky generována programem Civil Midas 2016.

Část konstrukce	A_n	L_n	V_n	γ	g_n	g_n	g_n
	[m]	[m]	[m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN]
Nosník L=15	0.605	14.0	8.47	25.0	25.00	15.13	211.75
Deska	0.323	14.0	4.52	25.0	25.00	8.08	113.05
Nosník L=30	0.605	29.0	17.55	25.0	25.00	15.13	438.63
Deska	0.323	29.0	9.37	25.0	25.00	8.08	234.18
Nosník L=15	0.605	14.0	8.47	25.0	25.00	15.13	211.75
Deska	0.323	14.0	4.52	25.0	25.00	8.08	113.05
						SUMA	1 322
N [ks]					8	NxSUMA	10 579

Část konstrukce	A_n	L_n	V_n	γ	g_n	g_n	g_n
	[m]	[m]	[m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN]
Příčník O1.	1.485	10.3	15.28	25.0	25.00	37.13	382.02
Příčník P2.	2.200	10.3	22.64	25.0	25.00	55.00	565.95
Příčník P3.	2.200	10.3	22.64	25.0	25.00	55.00	565.95
Příčník O4.	1.485	10.3	15.28	25.0	25.00	37.13	382.02
						SUMA	1 896

4.3.2. Ostatní stálé zatížení

Liniové zatížení

Část konstrukce	A_n	L_n	V_n	γ	g_n	g_n
	[m ²]	[m]	[m ³]	[kN/m ³]	[kN/m]	[kN]
Levá římsa	0.700	61.200	42.84	25.0	17.50	1 071.0
Levé zábradlí		61.200			0.5	30.6
Pravá římsa		61.200			0.5	30.6
Pravé zábradlí	0.290	61.200	17.75	25.0	7.25	443.7
					SUMA	1 575.9

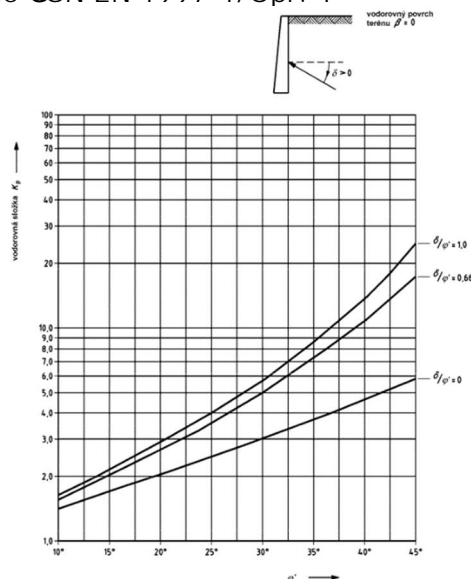
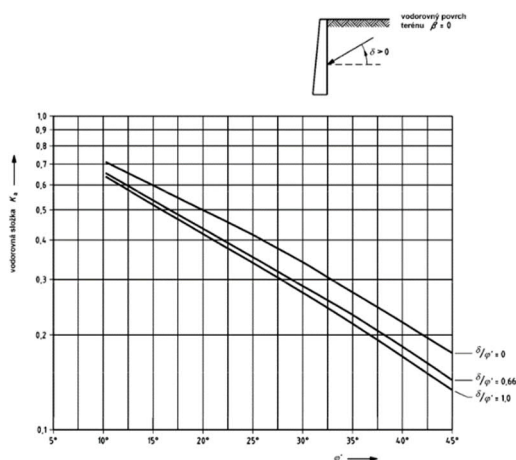
Plošné zatížení

Část konstrukce	b_n	t_n	L_n	V_n	γ	g_n	g_n	g_n
	[m]	[m]	[m]	[m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN]
Vozovka	8.750	0.085	61.2	45.52	24.0	2.04	17.85	1 092.4
120%	8.750	0.102	61.200	54.62	24.0	2.45	21.42	1 310.9
80%	8.750	0.068	61.200	36.41	24.0	1.63	14.28	873.9

Zatížení zemním tlakem

Zemní tlak podle ČSN EN 1997-1:

Součinitelé efektivního zemního tlaku podle ČSN EN 1997-1/Opr. 1



Obrázek C.1.1 -

Součinitelé efektivního aktivního zemního tlaku
(vodorovná složka) pro vodorovný povrch terénu

Obrázek C.1.1 -

Součinitelé efektivního pasivního zemního tlaku
(vodorovná složka) pro vodorovný povrch terénu

Stanovení horizontálního zemního tlaku

Úhel vnitřního tření

$$f_k = 30^\circ$$

$$f_d = 30^\circ$$

$$f_d = \arctan(\tan f_k / g_f)$$

$$g_f = 1.00$$

Podle ČSN EN 1997-1: Tabulka A.2.

$$c_k = 0.0$$

Objemová tíha

$$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$$

$$v = 0.3$$

Koeficient aktivního zemního tlaku

$$K_a = 0.333$$

$$K_a = \tan^2(45 - f_d/2)$$

Koeficient pasivního zemního tlaku

$$K_p = 3.000$$

$$K_a = \tan^2(45 + f_d/2)$$

Koeficient zemního tlaku v klidu

$$K_0 = 0.500$$

Podle ČSN EN 1997-1: Kap. 9.5.2.

$$K_0 = (1 - \sin f_d)$$

Hloubka zeminy

$$h = 3.4 \text{ m}$$

Aktivní zemní tlak

$$\sigma_a = 22.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_a = \gamma h K_a$$

Pasivní zemní tlak

$$\sigma_p = 204.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_p = \gamma h K_p$$

Zemní tlak v klidu

$$\sigma_0 = 34.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_0 = \gamma h K_0$$

Zatížení nerovnoměrným poklesem

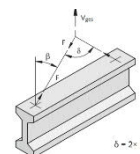
Pozice	O1.	P2.	P3.	O4.
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Hodnota	5	5	5	5

4.3.3. Zatížení výstavbou

Manipulace nosníkem

hladké, naolejované bednění	$q = 1 \text{ kN/m}^2$
hladké, nenaolejované bednění	$q = 2 \text{ kN/m}^2$
hrubé bednění	$q = 3 \text{ kN/m}^2$

Zvedací prostředek	Rychlost zvedání [m/min.]	Dynamický součinitel ψ
Nepohyblivý jeřáb, otočný jeřáb, kolejový jeřáb	< 90	1,0–1,2
Nepohyblivý jeřáb, otočný jeřáb, kolejový jeřáb	≥ 90	1,3–1,4
Zvedání a doprava na rovném terénu	-	1,5–1,65
Zvedání a doprava na nerovném terénu	-	$\geq 2,0$



úhel sklonu lana β	součinitel vrcholového úhlu δ	součinitelem zvýšení z
0°	-	1,00
7,5°	15,0°	1,01
15,0°	30,0°	1,04
22,5°	45,0°	1,08
30,0°	60,0°	1,16
37,5°	75,0°	1,26
45,0°	90,0°	1,41
52,5°	105,0°	1,64
60,0°	120,0°	2,00

Součinitele přílnavosti

Doporučené dynamické součinitele

Součinitele vrcholového úhlu

Místo manipulace	Dynamický součinitel [-]	Součinitel vrcholového úhlu [-]	Celkový součinitel [-]
Zvedání ve výrobě	-	-	-
Přeprava výrobní	1.10	-	-
Přeprava stavba	1.40	1.08	1.5

Část konstrukce	A_n [m]	L_n [m]	V_n [m³]	γ [kN/m³]	g_n [kN/m]	g_n [kN]	g_n [kN]	g_n [kN]
Nosník - Pole 1.	0.605	14.0	8.47	25.0	15.13	211.75		
14%	0.085	14.0	1.19	25.0	2.12		29.65	
62%	0.375	14.0	5.25	25.0	9.38			131.29
Nosník - Pole 2.	0.605	29.0	17.55	25.0	15.13	438.63		
14%	0.085	29.0	2.46	25.0	2.12		61.41	
62%	0.375	29.0	10.88	25.0	9.38			271.95
Nosník - Pole 3.	0.605	14.0	8.47	25.0	15.13	211.75		
14%	0.085	14.0	1.19	25.0	2.12		29.65	
62%	0.375	14.0	5.25	25.0	9.38			131.29
					SUMA	862	121	535
					N [ks]	8	NxSUMA	6 897
							966	4 276

Betonáž

Zatížení mokrým betonem $\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$.

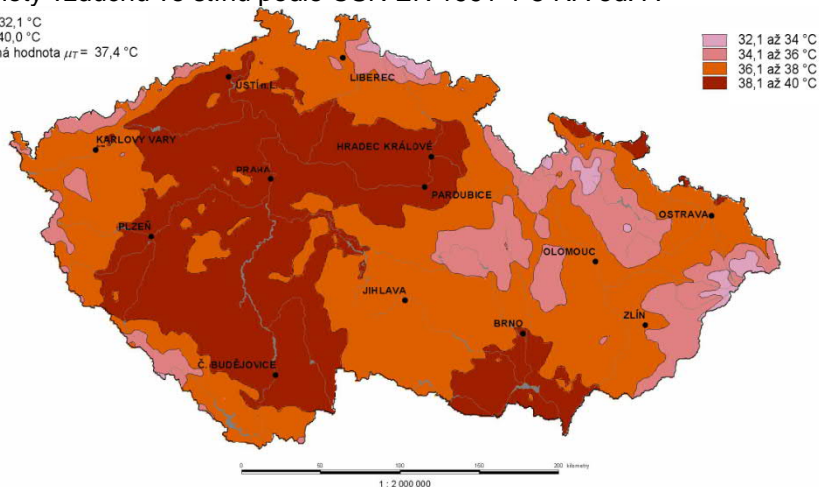
Část konstrukce	A _n	L _n	V _n	γ	g _n	g _n	g _n
	[m]	[m]	[m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN]
Deska - Pole 1.	0.323	14.0	4.52	26.0	26.00	8.40	117.57
Deska - Pole 2.	0.323	29.0	9.37	26.0	26.00	8.40	243.54
Deska - Pole 3.	0.323	14.0	4.52	26.0	26.00	8.40	117.57
						SUMA	479
				N [ks]	8	NxSUMA	3 829

4.3.4. Proměnné zatížení teplotou

Rovnoměrná složka teploty

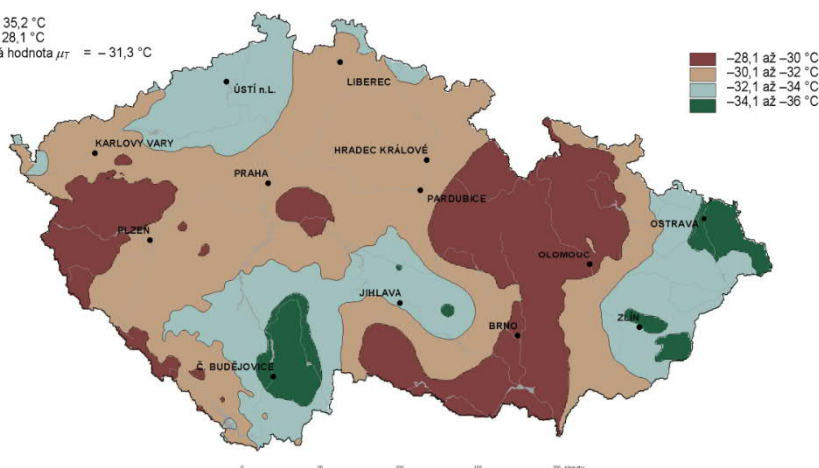
Základní teploty vzduchu ve stínu podle ČSN EN 1991-1-5 NA ed. A

$T_{min} = 32,1\text{ °C}$
 $T_{max} = 40,0\text{ °C}$
 průměrná hodnota $\mu_T = 37,4\text{ °C}$



Obrázek NA.1 – Mapa maximálních teplot vzduchu ve stínu

$T_{min} = -35,2\text{ °C}$
 $T_{max} = -28,1\text{ °C}$
 průměrná hodnota $\mu_T = -31,3\text{ °C}$



Obrázek NA.2 – Mapa minimálních teplot vzduchu ve stínu

Hodnoty teplotního rozsahu podle ČSN EN 1991-1-5: Kapitola 6.1.3:

Typ nosné konstrukce

3. typ: betonová nosná konstrukce

Minimální teplota vzduchu ve stínu

-34,1 až -36 °C

$T_{\min} = -36.0 \text{ °C}$

Maximální teplota vzduchu ve stínu

38,1 až 40 °C

$T_{\max} = 40.0 \text{ °C}$

Minimální rovnoměrná složka teploty mostu

$T_{e,\min} = T_{\min} + 8 = -28.0 \text{ °C}$

Maximální rovnoměrná složka teploty mostu

$T_{e,\max} = T_{\max} + 2 = 42.0 \text{ °C}$

Počáteční teplota mostu

$T_0 = 10.0 \text{ °C}$

Rozsah rovnoměrné složky teploty mostu

Charakteristická hodnota minimálního rozsahu

$\Delta T_{N,\text{con}} = -(T_0 - T_{e,\min}) = -38.0 \text{ °C}$

Charakteristická hodnota maximálního rozsahu

$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 32.0 \text{ °C}$

Celkový rozsah rovnoměrné složky teploty mostu

$\Delta T_N = T_{e,\max} - T_{e,\min} = 70.0 \text{ °C}$

Rozdílné složky teploty

Podle ČSN EN 1991-1-5: Kapitola 6.1.4:

Typ konstrukce

3. typ: betonová nosná konstrukce – betonový nosník

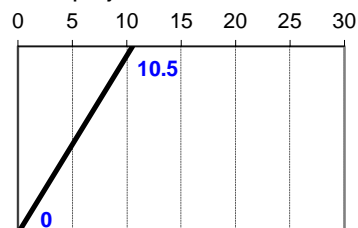
TLoušťka mostního svršku

100 mm

Horní povrch teplejší než dolní

$k_{\text{sur,heat}} = 0.7$

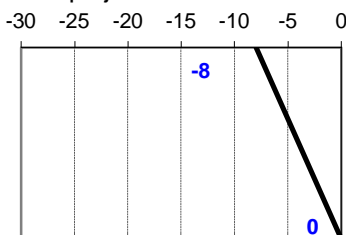
$\Delta T_{M,\text{heat}} = 0.7 \cdot 15 = 10.5 \text{ °C}$



Dolní povrch teplejší než horní

$k_{\text{sur,cool}} = 1.0$

$\Delta T_{M,\text{cool}} = 1 \cdot 8 = -8 \text{ °C}$



Tření v ložiscích

Podlěra	Poloha	Zatížení T+			Zatížení T-		
		$R_{i,Ek}$	μ_i	$\mu_i R_{i,Ek}$	μ_i	$\mu_i R_{i,Ek}$	
		[kN]	[-]	[kN]	[-]	[kN]	
O1.	Levé	750	-3.0%	-23	3.0%	23	
	Střed	450	-3.0%	-14	3.0%	14	
	Pravé	800	-3.0%	-24	3.0%	24	
P02.	Levé	2150	0.0%	0	0.0%	0	
	Střed	1150	0.0%	0	0.0%	0	
	Pravé	2350	0.0%	0	0.0%	0	
P03.	Levé	2150	3.0%	65	-3.0%	-65	
	Střed	1150	3.0%	35	-3.0%	-35	
	Pravé	2350	3.0%	71	-3.0%	-71	
O4.	Levé	750	3.0%	23	-3.0%	-23	
	Střed	450	3.0%	14	-3.0%	-14	
	Pravé	800	3.0%	24	-3.0%	-24	
				170		-170	

Poznámka: Hodnoty se vztahují na lokální osu mostu. Velikost horizontální třecí síly může působit v obou směrech podélné osy mostu.

Nevyrovnané tření v ložiscích

Podle ČSN EN 1337-1: Kapitola 6.2

Počet ložisek

$n = 12$

Součinitel

$\alpha_n = 0.600$

$\alpha_n = 0.6$ if $n \geq 10$

$\alpha_n = (16-n)/12$ if $n = (4,10)$

$\alpha_n = 1$ if $n \leq 4$

Základní hodnota tření

$\mu_{\max} = 3.0\%$

Pozitivní hodnota tření

$\mu_a = 2.4\%$

$\mu_a = 0.5 \mu_{\max} (1 + \alpha_n)$

Negativní hodnota tření

$\mu_r = 0.6\%$

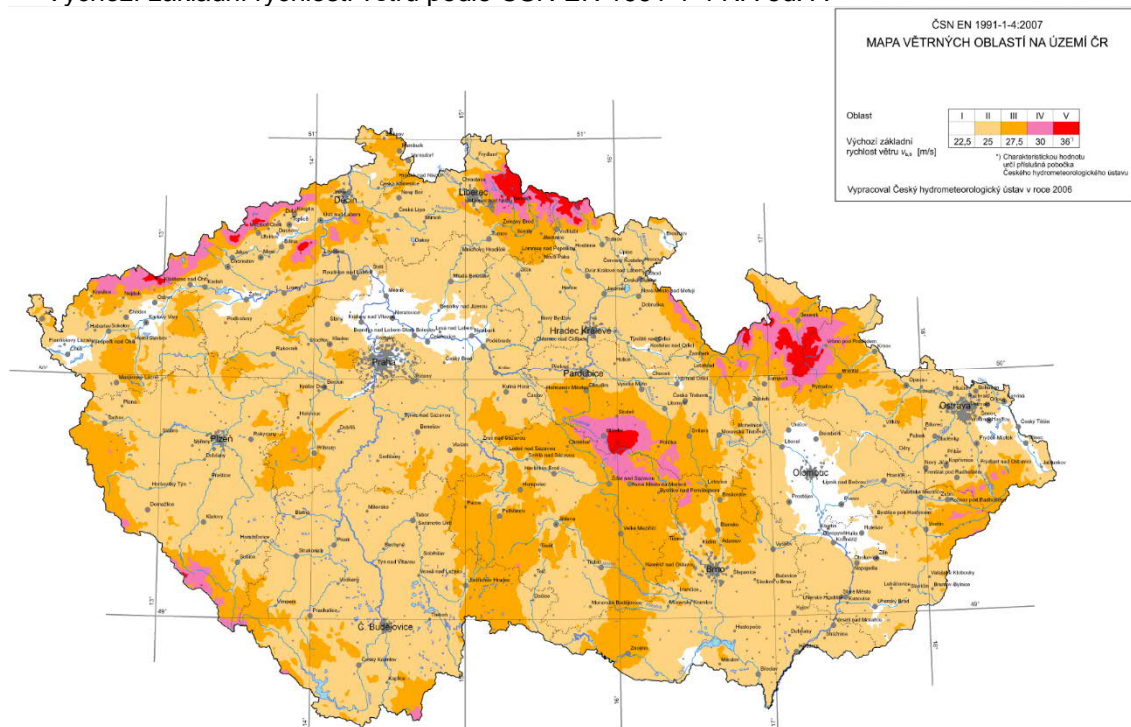
$\mu_a = 0.5 \mu_{\max} (1 - \alpha_n)$

Poloha	Ložisko	Směr X+			Směr X-		
		$R_{i,Ek}$	μ_i	$\mu_i R_{i,Ek}$	μ_i	$\mu_i R_{i,Ek}$	
		[kN]	[-]	[kN]	[-]	[kN]	
O1.	Levé	750	2.4%	18	-0.6%	-5	
	Střed	450	2.4%	11	-0.6%	-3	
	Pravé	800	2.4%	19	-0.5%	-4	
P02.	Levé	2150	0.0%	0	0.0%	0	
	Střed	1150	0.0%	0	0.0%	0	
	Pravé	2350	0.0%	0	0.0%	0	
P03.	Levé	2150	-0.6%	-13	2.4%	52	
	Střed	1150	-0.6%	-7	2.4%	28	
	Pravé	2350	-0.6%	-14	2.4%	56	
O4.	Levé	750	-0.6%	-5	2.4%	18	
	Střed	450	-0.6%	-3	2.4%	11	
	Pravé	800	-0.6%	-5	2.4%	19	
				2		172	

Poznámka: Hodnoty se vztahují na lokální osu mostu. Velikost horizontální třecí síly působí v kladném smyslu podélné osy mostu.

4.3.5. Proměnné zatížení větrem

Výchozí základní rychlosti větru podle ČSN EN 1991-1-4 NA ed. A



Obrázek NA.4.1 – Mapa větrných oblastí na území ČR

Základní hodnoty

$\rho = 1.250$ kg/m³ měrná hmotnost vzduchu
 $C_{dir} = 1.0$ součinitel směru působení
 $C_{season} = 1.0$ součinitel ročního období
 $K = 0.2$ doporučená hodnota $n = 0.5$ doporučená hodnota

Výchozí základní rychlost větru

$V_{b,0} = 25.0$ m/s podle mapy
 $V_{b,0} = 24.0$ m/s rychlost větru působící na vozidla

Základní rychlost větru po dobu budování

čas trvání = ≤ 1 rok návratnost = 10.0 let $p = 0.10$ $C_{prob} = 0.90$
 $V_{b,0} = 22.6$ m/s $V_b = C_{dir} C_{season} V_{b,0} C_{prob}$

Základní tlak větru

$q_{p,z0,vyst} = 0.32$ kN/m² vítr po dobu budování (rychlost = 22.6 m/s = 81 km/h)
 $q_{p,z0} = 0.39$ kN/m² základní vítr (rychlost = 25 m/s = 90 km/h)
 $q_{p,z0} = 0.36$ kN/m² vítr působící při dopravě (rychlost = 24 m/s = 86 km/h)

Základní dynamický tlak

Kategorie terénu II

II. - Krajina s nízkou vegetací, jako je tráva nebo izolované překážky.

$z_0 = 0.05$ m základní výška $z_{min} = 2$ m minimální výška
 $c_0(z) = 1.00$ součinitel ortografie (max 1.05)

$z_s =$	6.5	3.0	m
$z =$	6.5	3.0	m
$k_1 =$	1.00	1.00	
$k_2 =$	0.19	0.19	
$c_r(z) =$	0.92	0.78	
$I_r(z) =$	0.21	0.24	
$c_{e,min}(z) =$	0.00	0.00	
$c_e(z) =$	2.09	1.64	

výška nad ténem

součinitel turbulence

$$k_r = 0.19 (z_0 / z_{0B})^{0.07}$$

$$c_r(z) = k_r \ln(z / z_0) \text{ ale } z \geq z_{min}$$

součinitel drsnosti

$$I_r(z) = k_r / [c_0(z) \ln(z / z_0)]$$

intenzita turbulence

minimální součinitel expozice

součinitel expozice

$$c_e(z) = [1 + 7I_r(z)] c_0(z)^2 c_r(z)^2$$

$z_s =$	6.5	3.0	m
$q_p(z_s) =$	0.67	0.52	kN/m ²
$q_p(z_s) =$	0.81	0.64	kN/m ²
$q_p(z_s) =$	0.75	0.59	kN/m ²

výška nad ténem

vítr po dobu budování

základní vítr

vítr působící při dopravě

(rychlost = 22.6 m/s = 81 km/h)

(rychlost = 25 m/s = 90 km/h)

(rychlost = 24 m/s = 86 km/h)

Geometrie

$z_p = 6.5$ m výška mostu $z = 6.50$ m $d_1 = 0$ m plná plocha
 $b = 12.75$ m šířka NK $z_0 = 0.05$ m $d_1 = 2$ m doprava
 $d_{\min} = 1.4$ m výška NK $z_{\min} = 2.00$ m
 $d_{\max} = 1.4$ m výška NK

Celková výška

Výstavba

$d_{\text{tot},\min} = 2.0$ m $d_{\text{tot},\max} = 2.0$ m
 $b/d_{\text{tot},\min} = 6.4$ $b/d_{\text{tot},\max} = 6.4$

Provoz

Celková výška
 Prodyšné zábradlí nebo svodidlo se svodnicí - na obou stranách

$d_{\text{tot},\min} = 2.0$ m $d_{\text{tot},\max} = 2.0$ m
 $b/d_{\text{tot},\min} = 6.4$ $b/d_{\text{tot},\max} = 6.4$

Celková výška s dopravou
 $d_{\text{tot},\min} = 3.4$ m $d_{\text{tot},\max} = 3.4$ m
 $b/d_{\text{tot},\min} = 3.8$ $b/d_{\text{tot},\max} = 3.8$

Součinitele síly v směru x (všeobecná metoda)

$c_{fx} = c_{x,0} - 0.5\% \alpha_1 c_{x,0} + 3\% \alpha_2 c_{x,0}$
 Součinitel $c_{x,0}$ podle - Obrázek 8.3

	$d_{\text{tot},\min}$	$d_{\text{tot},\max}$
Výstavba $c_{x,0} =$	1.30	1.30
Celková výška $c_{x,0} =$	1.30	1.30
Celková výška s dopravou $c_{x,0} =$	1.38	1.38

a) v etapě výstavby, prodyšné zábradlí (více jak 50% otvorů a svodidla se s
 a) v etapě výstavby, prodyšné zábradlí (více jak 50% otvorů a svodidla se s
 a) v etapě výstavby, prodyšné zábradlí (více jak 50% otvorů a svodidla se s

Redukce z důvodu odkloněné návětrné strany.

$0.5\% \alpha_1 c_{x,0} = 0.00$ $0\% \leq 30\%$ $\alpha_1 = 0^\circ < 60^\circ$
 Zvýšení z důvodu příčného sklonu NK
 $3\% \alpha_2 c_{x,0} = 0.11$ $8\% \leq 25\%$ $\alpha_2 = 3.00\%$ $\alpha_2 = 2.7^\circ < 8^\circ$

	$d_{\text{tot},\min}$	$d_{\text{tot},\max}$
Výstavba $c_{fx} =$	1.41	1.41
Celková výška $c_{fx} =$	1.41	1.41
Celková výška s dopravou $c_{fx} =$	1.48	1.48

Součinitel síly ve směru Z

Součinitel c_{fz} podle - Obrázek 8.6

$\max b/d_{\text{tot}} = 6.4$ $\beta = 3.00\%$ $\alpha = 5.0^\circ$
 $c_{fx} = 0.8$ $\beta = 2.7^\circ$ $\theta = 7.7^\circ$

Součinitel síly $c_{f,0}$ pro obdélníkové průřezy

$c_f = c_{f,0} \psi_r \psi_l$ $b = 1.20$ m $d = 9.00$ m
 Součinitel $c_{f,0}$ podle - Obrázek 7.23

Příčné $c_{f,0} = 0.95$ $d/b_{\text{prc}} = 7.50$
Podélné $c_{f,0} = 2.00$ $b/d_{\text{pod}} = 0.13$

Součinitel ψ_r podle - Obrázek 7.24
Příčné $\psi_r = 0.50$ $r/b = 0.50$ $b = 1.2$ m
Podélné $\psi_r = 1.00$ $r/d = 0.07$ $b = 9.0$ m

Součinitel ψ_l podle - Kap. 7.13
Příčné $\psi_l = 1.00$
Podélné $\psi_l = 1.00$

Součinitel c_f

Příčné $c_f = 0.48$
Pozdížne $c_f = 2.00$

Součinitel zatížení

	$d_{\text{tot},\min}$	$d_{\text{tot},\max}$
Výstavba $C_x =$	2.93	2.93
Celková výška $C_x =$	2.93	2.93
Celková výška s dopravou $C_x =$	3.09	3.09

$C_z = 1.67$

Mostní pilíře

Příčné $C = 0.99$
Podélné $C = 4.17$

Síly větru - Směr X
 $f_w = 0.5 \rho v_0^2 C$

	v	f_w	$d_{tot,min}$	f_w	f_w	$d_{tot,max}$	f_w
	[m/s]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]
Výstavba	22.6	0.75	2.00	1.5	0.75	2.00	1.5
Celková výška	25.0	0.92	2.00	1.8	0.92	2.00	1.8
Celková výška s dopravou	24.0	0.89	3.40	3.0	0.89	3.40	3.0

Síly větru - Směr Y

Pokud je to nutné, mají se uvažovat podélné síly od větru ve směru y.

velikost = 25% 25 % síl od větru ve směru x pro plinostěnné mosty

$f_w = 0.5 \rho v_0^2 C$

	v	f_w	$d_{tot,min}$	f_w	f_w	$d_{tot,max}$	f_w
	[m/s]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]
Výstavba	22.6	0.19	2.00	0.37	0.19	2.00	0.37
Celková výška	25.0	0.23	2.00	0.46	0.23	2.00	0.46
Celková výška s dopravou	24.0	0.22	3.40	0.76	0.22	3.40	0.76

Síly větru - Směr Z

$f_w = 0.5 \rho v_0^2 C$

	v	f_w	b	f_w	e
	[m/s]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]	[m]
Výstavba	22.6	0.43	12.75	5.43	3.19
Celková výška	25.0	0.52	12.75	6.65	3.19
Celková výška s dopravou	24.0	0.48	12.75	6.13	3.19

Síly větru na pilíř

$f_w = 0.5 \rho v_0^2 C$

	Příčné				Podélné	
	v	f_w	b	f_w	f_w	d
	[m/s]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]	[kN/m ²]	[m]
Výstavba	22.6	0.25	1.20	0.30	1.07	9.00
Celková výška	25.0	0.31	1.20	0.37	1.30	9.00
Celková výška s dopravou	24.0	0.29	1.20	0.34	1.20	9.00

4.3.6. Proměnné zatížení dopravou - Model zatížení LM1

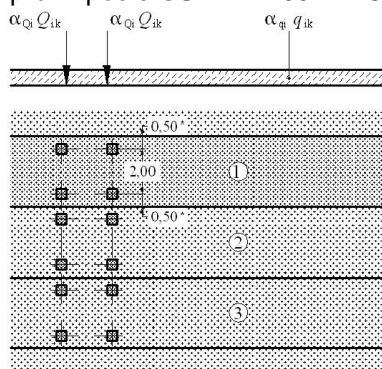
Hodnoty nápravové tíhy

Charakteristické hodnoty Q_k a q_k včetně dynamického součinitele jsou uvedeny v ČSN EN 1991-2: Tabulka 4.2:

Umístění	Dvounáprava (TS)	Rovnoměrné zatížení (UDL)
	nápravové síly Q_k [kN]	q_k (nebo q_{rk}) [kN/m ²]
Pruh č. 1	300	9
Pruh č. 2	200	2,5
Pruh č. 3	100	2,5
Ostatní pruhy	0	2,5
Zbývající plocha (q_{rk})	0	2,5

Tabulka 4.2 – Model zatížení 1 – charakteristické hodnoty

Rozdělení zatížení do zatěžovacích pruhů podle ČSN EN 1991-2: Obrázek 4.2a:



Legenda

(1) pruh č. 1: $Q_{1k} = 300$ kN; $q_{1k} = 9,0$ kN/m²

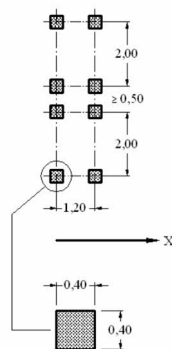
(2) pruh č. 2: $Q_{2k} = 200$ kN; $q_{2k} = 2,5$ kN/m²

(3) pruh č. 3: $Q_{3k} = 100$ kN; $q_{3k} = 2,5$ kN/m²

* pro $w_l = 3,00$ m

Obrázek 4.2a – Použití modelu zatížení 1

Pro lokální ověření má být dvounáprava umístěna v nejméně příznivé poloze. Pokud se uvažují dvounápravy na obou sousedních pruzích, mohou být umístěny blíže, a to tak, že vzdálenost mezi koly náprav nesmí být menší než 0,5 m (podle ČSN EN 1991-2: Obrázek 4.2b).



Obrázek 4.2b – Použití dvounápravy pro lokální ověření

Hodnoty regulačních součinitelů platné pro ČR podle ČSN EN 1991-2 Změna Z3: tabulka NA.2.1

Skupina pozemních komunikací	α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Q3}	α_{q1}	α_{q2}	$\alpha_{qi} (i > 2)$ a α_{qr}
1	1	1	1	1	2,4	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45 ¹⁾	1,6	1,6

Tabulka NA.2.1 – Hodnoty regulačních součinitelů α pro ČR

Hodnoty nápravové tíhy Q_k a q_k včetně dynamického součinitele

Pruh	Q_{ik}	α_{Qik}	$\alpha_{ik} Q_{ik}$	q_{ik}	α_{qik}	$\alpha_{ik} q_{ik}$
	[kN]	[-]	[kN]	[kN]	[-]	[kN]
1	300	1.0	300	9.0	1.0	9
2	200	1.0	200	2.5	2.4	6
3	100	1.0	100	2.5	1.2	3
> 3	0	0.0	0	2.5	1.2	3

Brzděné a rozjezdové síly

Charakteristická hodnota Q_k podle ČSN EN 1991-2:Kapitola 4.4.1:

$$180\alpha_{Q1} \leq Q_k = 0.6\alpha_{Q1}(2Q_{1k}) + 0.10\alpha_{q1}w_1L \leq 900kN \quad (4.6)$$

$$1801 \leq Q_k = 0.6 \cdot 1.0(2 \cdot 300) + 0.10 \cdot 1.0 \cdot 9.0 \cdot 3.0 \cdot 61.2 = 525kN \leq 900kN$$

$$525 / (2 \text{ nosníky} \cdot 61.2) = 4.29 \text{ kN} / m \quad \text{Zatížení dvou nosníků}$$

Odstředivé a jiné příčné síly

Mají se uvažovat případné boční síly vznikající při šikmém brzdění nebo smyku.

Příčná brzdna síla Q_{trk} podle ČSN EN 1991-2:Kapitola 4.4.2:

$$Q_{trk} = 25\% Q_k = 0.25 \cdot 525 = 131kN$$

$$131 / (2 \text{ nosníky} \cdot 61.2) = 1.07 \text{ kN} / m \quad \text{Zatížení dvou nosníků}$$

Přetížené za opěrou a křídly

Destabilizační účinek přetížení za opěrou.

Model zat.	Pruh	Druh zatížení	Tíha	Šířka	Náhradní délka	Náhradní plocha	Zat.	Výška	Souč.	Zat.	Zat.	Zat.
			G	b			g_{iv}	h		$g_{i,h}$	$g_{i,h}$	$g_{i,h}$
			[kN]	[m]	[m]	[m ²]	[kN/m ²]	[m]	[-]	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN]
LM1	1	TD - 300 kN	600	3.0	5.0	15.0	40.0	3.80	0.531	21.2	80.7	242.1
	2	TD - 200 kN	400	3.0	5.0	15.0	26.7	3.80	0.531	14.2	53.8	161.4
	3	TD - 100 kN	200	3.0	5.0	15.0	13.3	3.80	0.531	7.1	26.9	80.7
	1	UDL - 9 kN/m ²		3.0			9.0	3.80	0.531	4.8	18.2	54.5
	2	UDL - 6 kN/m ²		3.0			6.0	3.80	0.531	3.2	12.1	36.3
	3	UDL - 3 kN/m ²		3.0			3.0	3.80	0.531	1.6	6.1	18.2
	z	UDL - 3 kN/m ²		1.0			3.0	3.80	0.531	1.6	6.1	6.1
				10.0								599.3

4.3.7. Proměnné zatížení dopravou - Model zatížení LM2

Hodnoty nápravové tíhy

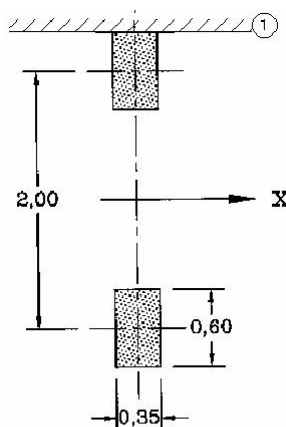
Hodnoty nápravové tíhy podle ČSN EN 1991-2:Kapitola 4.3.3:

$$\beta_Q = \alpha_{Q1} = 1.00$$

Doporučená hodnota

$$\beta_Q Q_{ak} = 1.00 \cdot 400 = 400 \text{ kN}$$

Dotyková plocha každého kola má být uvažovaná jako obdélník o stranách 0,35 m a 0,60 m (viz obrázek 4.3)



Legenda

X podélná osa mostu

1 obručnik

Obrázek 4.3 – Model zatížení 2

4.3.8. Proměnné zatížení dopravou - Model zatížení LM3 (zvláštní vozidla)

Hodnoty nápravové tíhy a charakteristiky pohybu

Podle ČSN EN 1991-2 Změna Z3: Kapitola 4.3.4:

Celková tíha	1 800 kN
Označení	1800/200
Nápravy	$n = 9 \times 200 \text{ kN}$, $e = 1,50 \text{ m}$
Umístění zatížení	Zvláštní vozidlo se pohybuje v ideální stopě v prostoru všech zatěžovacích pruhů podle čl. A.3 (2), přičemž se uvažuje možná odchylka od této polohy $\pm 0,50 \text{ m}$.
Kombinace zatížení	Po celé délce mostu musí být vyloučena veškerá ostatní doprava.
Rychlost	Normální ($\leq 70 \text{ km/hod}$)
Dynamický součinitel	Ano, $\varphi = 1,25$
Poznámka	Jedná se o jediné vozidlo na mostě.

Tabulka NA.2.3 –

Zvláštní vozidla pro silnice I. a II. třídy

Polohy zatížení

Podle ČSN EN 1991-2: Kapitola A.3 (2):

Zatěžovací pruhy se mají umístit na vozovce v nejméně příznivé poloze. Pro tento případ se má vozovka definovat bez nouzových pruhů, krajnic a vodicích proužků.

Brzdné a rozjezdové síly

Charakteristická hodnota Q_{lk} podle ČSN EN 1991-2/Změna Z3: Kapitola NA.2.18:

$$180\alpha_{Q1} \leq Q_{lk} = 0.6Q_{LM3} + 0.10\alpha_{q2}q_{2k}w_2L \leq 600 \text{ kN}$$

$$180 \leq Q_{lk} = 0.6 \cdot 1800 + 0.10 \cdot 2.4 \cdot 2.5 \cdot 3.0 \cdot 61.2 = 1102 \text{ kN} \leq 600 \text{ kN}$$

$$110.2 / (2 \text{ nosníky} \cdot 61.2) = 0.90 \text{ kN / m}$$

Zatížení dvou nosníků

Odstředivé a jiné příčné síly

Mají se uvažovat případné boční síly vznikající při šikmém brzdění nebo smyku.
Příčná brzdná síla Q_{trk} podle ČSN EN 1991-2: Kapitola 4.4.2:

$$Q_{trk} = 25\% Q_k = 0.25 \cdot 1102 = 27.6 \text{ kN}$$

$$27.6 / (2 \text{ nosníky} \cdot 61.2) = 0.23 \text{ kN / m}$$

Zatížení dvou nosníků

Přetížené za opěrou a křídly

Destabilizační účinek přetížení za opěrou.

Model zatížení	Pruh	Druh zatížení	Tíha	Šířka	Náhradní délka	Náhradní plocha	Zat.	Souč.	Zat.
			G	b			g_i	K_0	g_i
			[kN]	[m]	[m]	[m ²]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]
LM3		1800/200	1800	3.0	14.0	42.0	42.9	0.500	21.4

Stabilizační účinek přetížení za opěrou

Model zatížení	Pruh	Druh zatížení	Tíha	Šířka	Náhradní délka	Náhradní plocha	Zat.	Délka	Zat.
			G	b			g_i	l	g_i
			[kN]	[m]	[m]	[m ²]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]
LM3		1800/200	1800	3.0	14.0	42.0	42.9	2.50	107.1

4.3.9. Proměnné zatížení dopravou - Model zatížení LM4 (davem lidí)

Podle ČSN EN 1991-2: Kapitola 4.3.5:

(1) Pokud je potřeba uvažovat zatížení davem lidí, má se toto zatížení uvažovat jako rovnoměrné zatížení (již zahrnující dynamický součinitel) rovné 5 kN/m².

POZNÁMKA Použití modelu zatížení 4 lze definovat pro konkrétní projekt.

(2) Model zatížení 4 se má použít v příslušných částech délky i šířky nosné konstrukce mostu, případně i ve středním dělicím pásu. Tento zatěžovací systém, který je určen pro celková ověření, se má uvažovat výhradně v dočasných návrhových situacích.

4.4. Kombinace zatížení

Součinitele zatížení

Podle ČSN EN 1990: Kapitola A2.2.6:

Zatížení	Značka		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Zatížení dopravou (viz EN 1991-2, Tabulka 4.4)	gr1a (LM1+ zatížení chodci nebo cyklisty) ¹⁾	TS (dvojnápravy)	0,75	0,75	0
		UDL (rovnoměrné zatížení)	0,40	0,40	0
		Zatížení chodci + zatížení cyklisty ²⁾	0,40	0,40	0
	gr1b (jednotlivá náprava)		0	0,75	0
	gr2 (vodorovné síly)		0	0	0
	gr3 (zatížení chodci)		0	0,40	0
	gr4 (LM4 (zatížení davem lidí))		0	–	0
gr5 (LM3 (zvláštní vozidla))		0	–	0	
Zatížení větrem	$F_{w,k}$				
	– Trvalé návrhové situace		0,6	0,2	0
	– Provádění		0,8	–	0
	F_w^*		1,0	–	–
Zatížení teplotou	T_k		0,6 ³⁾	0,6	0,5
Zatížení sněhem	$Q_{Sn,k}$ (během provádění)		0,8	–	–
Staveništní zatížení	Q_c		1,0	–	1,0

¹⁾ Doporučené hodnoty součinitelů ψ_0 , ψ_1 a ψ_2 pro gr1a a gr1b jsou uvedeny pro zatížení silniční dopravou, která odpovídá regulačním součinitelům $\alpha_{Q,i}$, $\alpha_{Q,j}$, $\alpha_{Q,r}$ a β_Q rovným 1. Ty, které se vztahují k UDL (rovnoměrné zatížení), odpovídají běžným scénářům dopravy, ve kterých se může zřídka vyskytnout kumulace nákladních vozidel. Jiné hodnoty lze předpokládat pro jiné třídy komunikací nebo očekávanou dopravu, které se vztahují k výběru odpovídajících součinitelů α . Např. hodnota ψ_2 jiná než nula se může předpokládat pouze pro rovnoměrné zatížení (UDL) modelu zatížení 1 (LM1) pro mosty převádějící silnou nepřetržitou dopravu. Viz také EN 1998.

²⁾ Kombinační hodnota zatížení od chodců a cyklistů, zmíněná v tabulce 4.4 EN 1991-2, je redukována hodnota. Součinitele ψ_0 a ψ_1 odpovídají této hodnotě.

³⁾ Doporučenou hodnotu ψ_0 pro zatížení teplotou lze ve většině případů snížit až na nulu pro mezní stavy únosnosti EQU, STR a GEO. Viz také Eurokódy pro navrhování.

Tabulka A2.1 – Doporučené hodnoty součinitel ψ pro mosty pozemních komunikací
Sestavy zatížení dopravou na mostech pozemních komunikací
Podle ČSN EN 1991-2: Kapitola 4.5:

		VOZOVKA					CHODNÍKY A CYKLISTICKÉ PRUHY	
Typ zatížení		svislé síly				vodorovné síly		pouze svislé zatížení
Odkaz		4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2-(1)
Zatěžovací systém		LM1 (dvojnáprava a rovnoměrné zatížení)	LM2 (jednotlivá náprava)	LM3 (zvláštní vozidla)	LM4 (zatížení davem lidí)	brzdné a rozjezdové síly	odstředivé síly a příčné síly	rovnoměrné zatížení
Sestavy zatížení	gr1a	charakteristické hodnoty				a)	a)	kombinační hodnota ^{b)}
	gr1b		charakteristická hodnota					
	gr2	časté hodnoty ^{b)}				charakteristická hodnota	charakteristická hodnota	
	gr3 ^{d)}							charakteristická hodnota ^{c)}
	gr4				charakteristická hodnota			charakteristická hodnota ^{b)}
	gr5	viz příloha A		charakteristická hodnota				
Hlavní složka zatížení (označená jako složka příslušející k sestavě)								

^{a)} Lze definovat v národní příloze.

^{b)} Lze definovat v národní příloze. Doporučená hodnota je 3 kN/m².

^{c)} Viz 5.3.2.1(2). Pokud je účinek od zatížení pouze jednoho chodníku nepříznivější než při zatížení obou chodníků, má se uvažovat zatížení pouze na jednom chodníku.

^{d)} Tato sestava nemá praktický význam, pokud se uvažuje sestava gr4.

Tabulka 4.4a – Stanovení sestav zatížení dopravou
(charakteristické hodnoty vícesložkových zatížení)

4.4.1. MSÚ – Mezní stavy únosnosti

Návrhové hodnoty zatížení v trvalých a dočasných návrhových situacích

Podle ČSN EN 1990 ed.2: Kapitola A2.3.1:

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

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

POZNÁMKA 1 Hodnoty γ pro trvalé a dočasné návrhové situace mohou být stanoveny v národní příloze. ^{NP19)}
Pro trvalé návrhové situace je doporučený soubor hodnot γ :

$\gamma_{G,sup} = 1,05$
 $\gamma_{G,inf} = 0,95^{(1)}$
 $\gamma_Q = 1,35$ pro nepříznivá zatížení silniční dopravou a chodci, (0 pro příznivá);
 $\gamma_Q = 1,45$ pro nepříznivá zatížení železniční dopravou, (0 pro příznivá);
 $\gamma_Q = 1,50$ pro všechna ostatní nepříznivá proměnná zatížení v trvalých návrhových situacích (0 pro příznivá);
 γ_P = doporučené hodnoty jsou definovány v příslušných Eurokódech pro navrhování.

Pro dočasné návrhové situace, při kterých vzniká nebezpečí ztráty statické rovnováhy, vyjadřuje $Q_{k,1}$ hlavní destabilizující proměnné zatížení a $Q_{k,j}$ vyjadřuje příslušné vedlejší destabilizující proměnné zatížení.

Pokud je postup výstavby kontrolován odpovídajícím způsobem, jsou doporučené hodnoty souboru součinitelů γ :

$\gamma_{G,sup} = 1,05$
 $\gamma_{G,inf} = 0,95^{(1)}$
 $\gamma_Q = 1,35$ pro nepříznivá staveništní zatížení (0 pro příznivá);
 $\gamma_Q = 1,50$ pro všechna ostatní nepříznivá proměnná zatížení (0 pro příznivá).

⁽¹⁾ Tam, kde se používá protizávaží, lze variabilitu jeho charakteristik zohlednit např. pomocí jednoho nebo obou následujících doporučených pravidel:

- použití dílčího součinitele $\gamma_{G,inf} = 0,8$ tam, kde není vlastní tíha dobře definována (např. kontejner);
- uvažováním odchylek v umístění protizávaží oproti projektu, které je stanoveno úměrně k rozměrům mostu, přičemž velikost protizávaží je definována. U ocelových mostů se v průběhu vysouvání odchylka v umístění protizávaží zpravidla uvažuje hodnotou ± 1 m.

POZNÁMKA 2 Pro ověření zdvihání v místě ložisek u spojitých mostů nebo v případech, kdy ověření statické rovnováhy také zahrnuje odolnost nosných prvků (např. tam, kde ztrátě statické rovnováhy je zabráněno stabilizačním systémem nebo zařízením, např. kotvením, podpěrami nebo zvláštními stojkami), lze kromě dvou oddělených postupů ověření podle tabulek A2.4(A) a A2.4(B) provést kombinované ověření podle tabulky A2.4(A). Soubor hodnot γ lze definovat v národní příloze. Doporučují se následující hodnoty γ : ^{NP26)}

$\gamma_{G,sup} = 1,35$
 $\gamma_{G,inf} = 1,25$
 $\gamma_Q = 1,35$ pro nepříznivá zatížení silniční dopravou a chodci, (0 pro příznivá);
 $\gamma_Q = 1,45$ pro nepříznivá zatížení železniční dopravou, (0 pro příznivá);
 $\gamma_Q = 1,50$ pro všechna ostatní nepříznivá proměnná zatížení v trvalých návrhových situacích (0 pro příznivá);
 $\gamma_Q = 1,35$ pro všechna ostatní nepříznivá proměnná zatížení (0 pro příznivá);
za předpokladu, že použitím $\gamma_{G,inf} = 1,00$ jak pro příznivou, tak pro nepříznivou část stálých zatížení nevznikne účinek nepříznivější.

Tabulka A2.4(A) – Návrhové hodnoty zatížení (EQU Soubor A)

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

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

POZNÁMKA 1 Volba mezi (6.10) a (6.10b) je uvedena v národní příloze. V případě použití (6.10a) a (6.10b) může národní příloha upravit (6.10a) tak, že zahrnuje pouze stálá zatížení.^{NP27)}

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

$\gamma_{G,sup} = 1,35$ ¹⁾

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

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

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

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

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

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

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

Viz také EN 1991 až EN 1999 pro hodnoty γ , které se použijí pro vynucená přetvoření.

γ_P = doporučené hodnoty definované v příslušných Eurokódech pro navrhování.

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

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

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

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

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

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

Tabulka A2.4(B) – Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO Soubor B)

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

Tabulka A2.4(C) – Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO Soubor C)

Návrhové hodnoty zatížení v mimořádných a seizmických návrhových situacích
Podle ČSN EN 1990 ed.2: Kapitola A2.3.2:

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

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

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

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

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

Tabulka A2.5 – Návrhové hodnoty zatížení v mimořádných a seizmických kombinacích zatížení

4.4.2. Mezní stavy použitelnosti a další zvláštní mezní stavy

Podle ČSN EN 1990 ed.2: Kapitola A2.3.3:

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

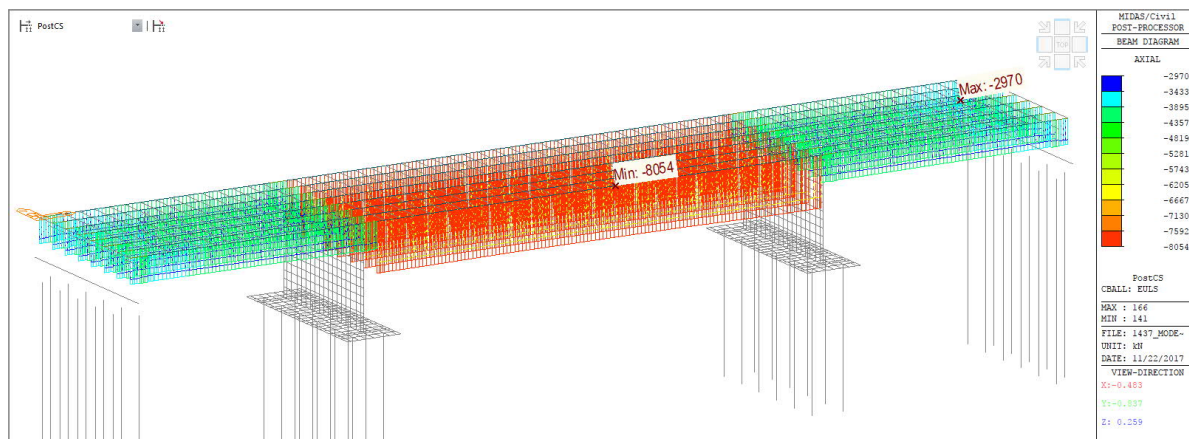
Tabulka A2.6 – Návrhové hodnoty zatížení použité v kombinacích zatížení

Podrobný výpis kombinací jednotlivých zatěžovacích stavů je uložen u zpracovatele statického výpočtu.

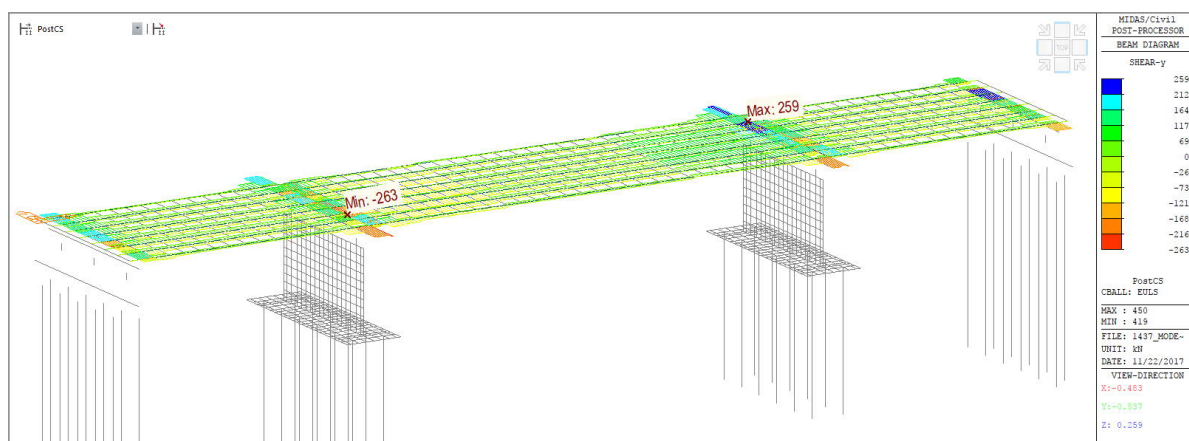
5. NOSNÁ KONSTRUKCE

5.1. Vnitřní síly - Podélný směr

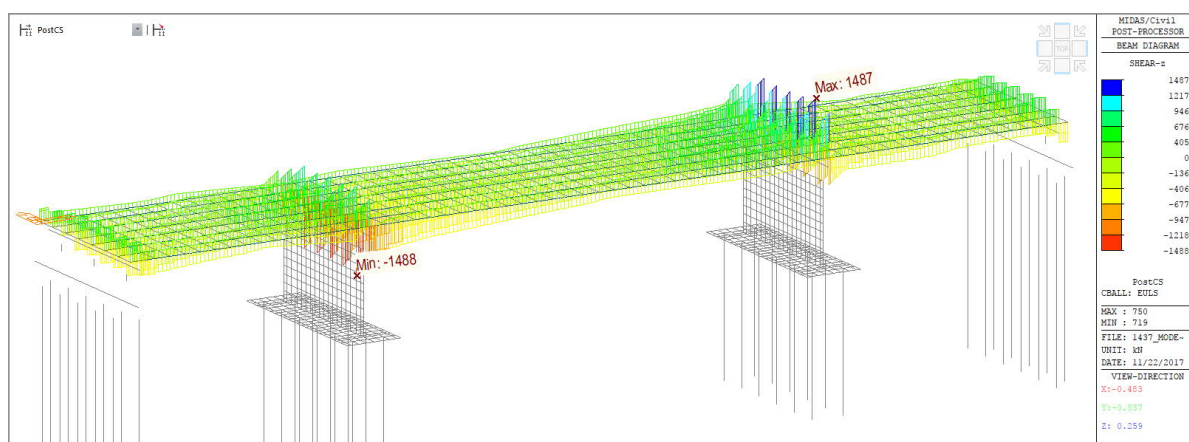
5.1.1. MSÚ



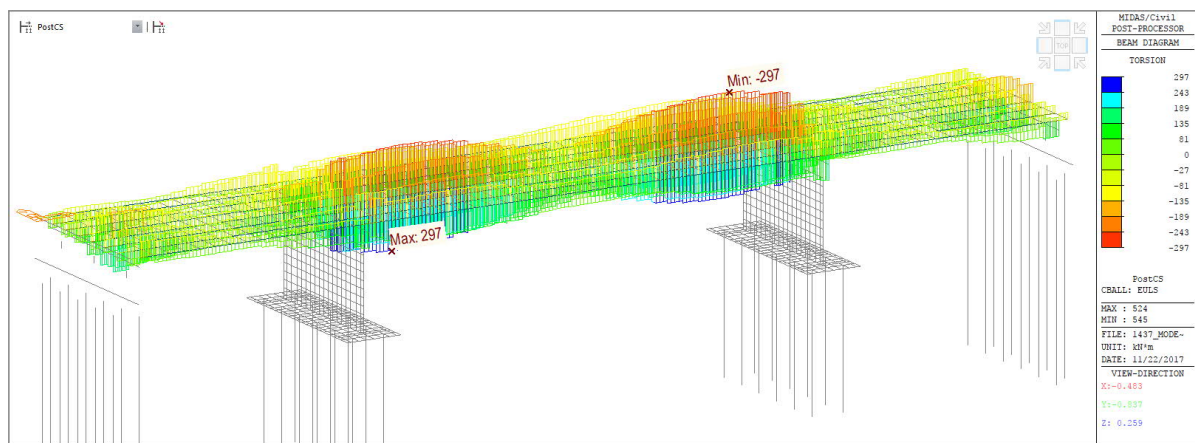
Normálová síla - Fx [kN]



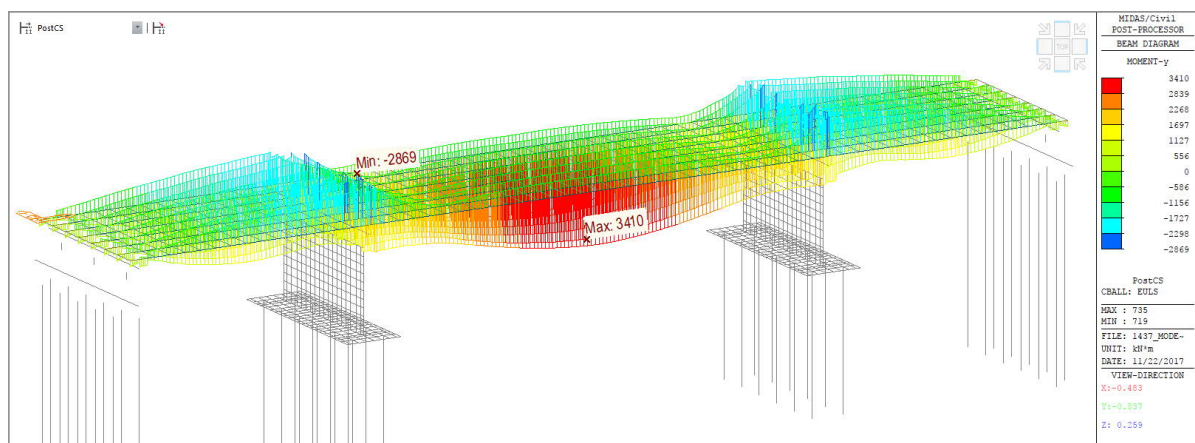
Smyková síla - Fy [kN]



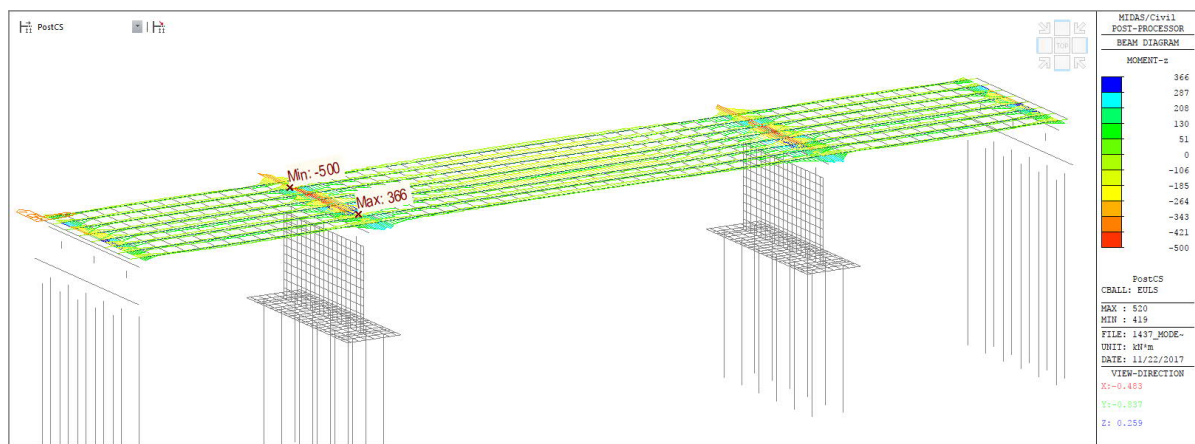
Smyková síla - Fz [kN]



Kroucení - Mx [kNm]



Ohybový moment - My [kNm]



Ohybový moment - Mz [kNm]

5.2. Analýza konstrukce

5.2.1. Předpínací síla

$$A_p \cdot = 19 \cdot 150 = 2850 \text{ mm}^2$$

Maximální napínací síla podle ČSN EN 1992-1-1: Kapitola 5.10.2.1 (1)P

$$\sigma_{p,\max} \leq \min(k_1 \cdot f_{pk}; k_2 \cdot f_{p0.1l})$$

$$k_1 = 0.80 \quad k_2 = 0.90$$

Doporučená hodnota

$$\sigma_{p,\max} = \min(0.8 \cdot 1860; 0.9 \cdot 1640) = 1476 \text{ MPa}$$

$$P_{\max} = A_p \cdot \sigma_{p,\max} = 2850 \cdot 1476 = 4207 \text{ kN} \quad (5.41)$$

$$P_p = A_p \cdot \sigma_{p0} = 2850 \cdot 1440 = 4104 \text{ kN}$$

$$P_p = 4104 \text{ kN} \leq P_{\max} = 4207 \text{ kN}$$

Vyhovuje

Předpínací síla po zakotvení podle ČSN EN 1992-1-1: Kapitola 5.10.3

$$\sigma_{pm0} \leq \min(k_7 \cdot f_{pk}; k_8 \cdot f_{p0.1l})$$

$$k_7 = 0.75 \quad k_8 = 0.85$$

Doporučená hodnota

$$\sigma_{pm0} = 1335 \text{ MPa} \leq \sigma_{p,\lim} = \min(0.75 \cdot 1860; 0.85 \cdot 1640) = 1394 \text{ MPa} \quad \textbf{Vyhovuje}$$

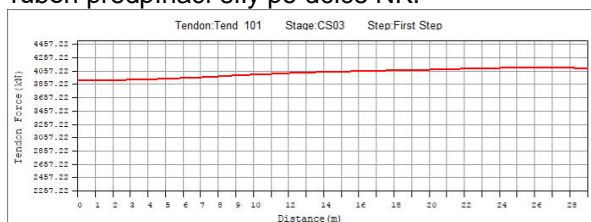
$$P_{m0} = A_p \cdot \sigma_{p,\max} = 2850 \cdot 1394 = 3973 \text{ kN} \quad (5.43)$$

$$P_p = A_p \cdot \sigma_{p0} = 2850 \cdot 1363 = 3885 \text{ kN}$$

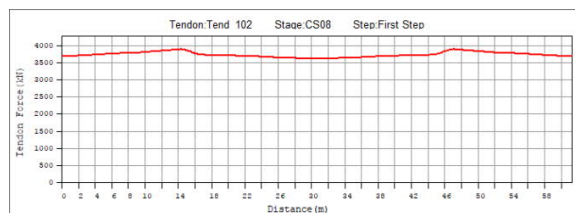
$$P_p = 3885 \text{ kN} \leq P_{m0} = 3973 \text{ kN}$$

Vyhovuje

Průběh předpínací síly po délce NK.



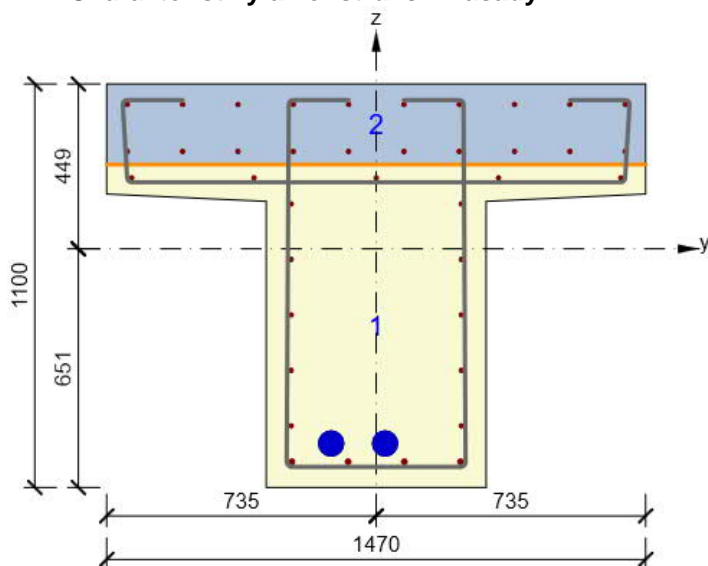
Průběh předpínací
Kabel nosníku



Průběh předpínací
Kabel spojitosti nk

5.3. Posouzení středního pole

Charakteristiky a konstrukční zásady



1: Beton: C50/60
Stáří: 36501,0 d
2: Beton: C30/37
Stáří: 36402,0 d
Výztuž: (B 500B)
10 \varnothing 12 (1131mm²), z = 393 mm
10 \varnothing 12 (1131mm²), z = 265 mm
5 \varnothing 12 (565mm²), z = 193 mm
2 \varnothing 12 (226mm²), z = 122 mm
2 \varnothing 12 (226mm²), z = -29 mm
2 \varnothing 12 (226mm²), z = -180 mm
2 \varnothing 12 (226mm²), z = -331 mm
2 \varnothing 12 (226mm²), z = -483 mm
4 \varnothing 16 (804mm²), z = -581 mm
Třmínky:
 \varnothing 12 - 150 mm
 \varnothing 12 - 150 mm
Dodatečně předpjaté kabely: (Y1860S7-15.7)
2*19 \varnothing 15,7 (2850mm²), z = -531 mm
Kabelové kanálky:
2 \varnothing 68 (7357mm²), z = -531 mm

Základní charakteristiky

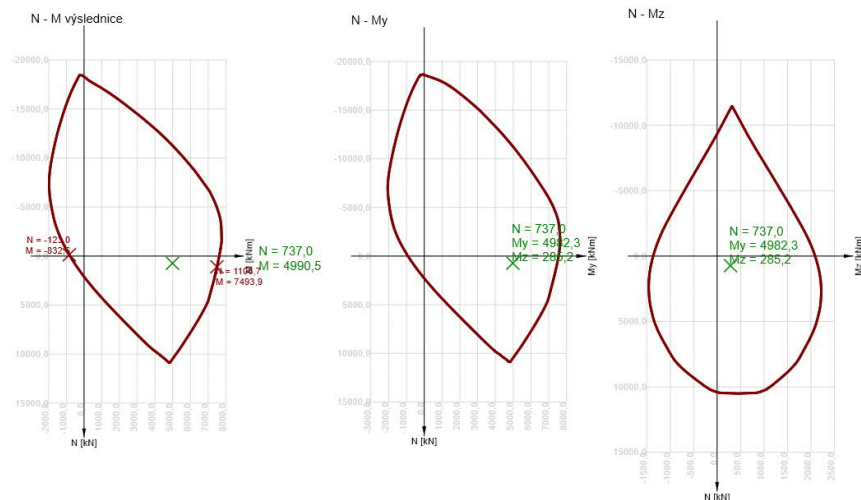
Souhrn posouzení

Souhrn - výslednice fáze - celý průřez

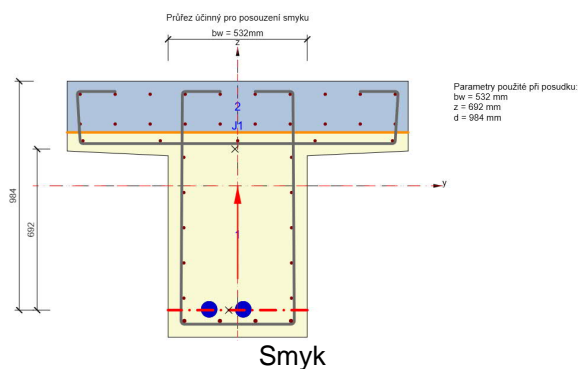
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Šířka trhliny	-6301,7	-641,9	-38,6			95,0	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	737,0	4982,3	285,2			66,6	OK
Smyk	-5699,1			23,0	0,0	2,8	OK
Kroucení					0,0	0,0	OK
Interakce	-5699,1	1568,0	-33,4	23,0	0,0	81,2	OK
Omezení napětí	-5139,5	549,4	-26,1			87,8	OK
Šířka trhliny	-6301,7	-641,9	-38,6			95,0	OK
Křehký lom	-5726,1	-299,3	-31,3			0,0	OK

Tabulka posouzení průřezu

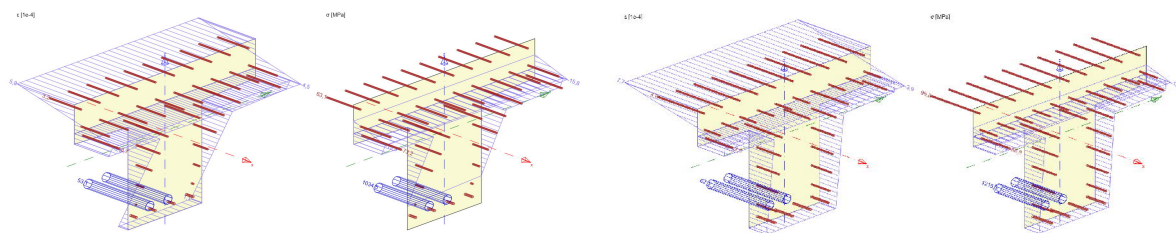
Dílčí posouzení



Únosnost N-M-M



Smyk



Omezení napětí

Typ posudku	Část průřezu	Index/Část	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
7.2(2)-Char.inf	Vláknno beton	2/1	-15,8	-18,0	87,8	100,0	OK

Omezení napětí

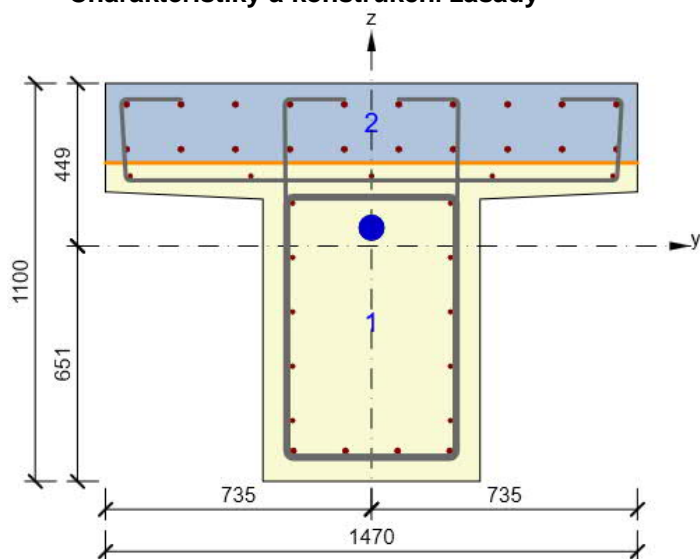
Výslednice fáze

Výslednice fáze								
	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]		
Celý	-6301,7	0,0	-15,0	-1,0	-641,9	-38,6		
Aktuální	-6301,7	0,0	-15,0	-1,0	-570,5	-45,2		
Kombinace	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	w _k [mm]	w _{lim} [mm]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
FrequentSup	-6301,7	-641,9	-38,6	0,095	0,100	95,0	100,0	OK

Šířka trhlin

5.4. Posouzení podpora

Charakteristiky a konstrukční zásady



1: Beton: C50/60
Stáří: 36501,0 d
2: Beton: C30/37
Stáří: 36402,0 d
Výztuž: (B 500B)
10 \varnothing 16 (2011mm²), z = 391 mm
10 \varnothing 16 (2011mm²), z = 267 mm
5 \varnothing 12 (565mm²), z = 193 mm
2 \varnothing 12 (226mm²), z = 118 mm
2 \varnothing 12 (226mm²), z = -32 mm
2 \varnothing 12 (226mm²), z = -182 mm
2 \varnothing 12 (226mm²), z = -332 mm
2 \varnothing 12 (226mm²), z = -483 mm
4 \varnothing 16 (804mm²), z = -567 mm
Třminky:
 \varnothing 12 - 150 mm
 \varnothing 12 - 150 mm
 \varnothing 20 - 75 mm
Dodatečně předpjaté kabely: (Y1860S7-15.7)
19 \varnothing 15,7 (2850mm²), Pozice 0, 50 mm
Kabelové kanálky:
1 \varnothing 68 (3678mm²), Pozice 0, 50 mm

Základní charakteristiky

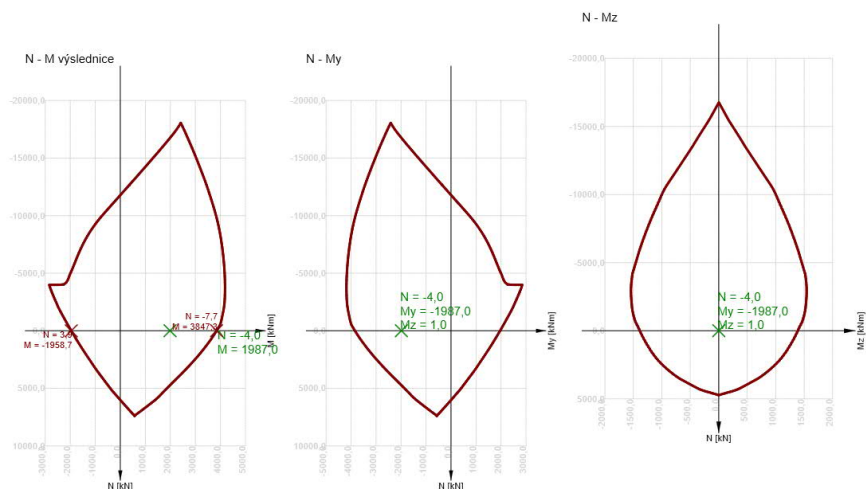
Souhrn posouzení

Souhrn - výslednice fáze - celý průřez

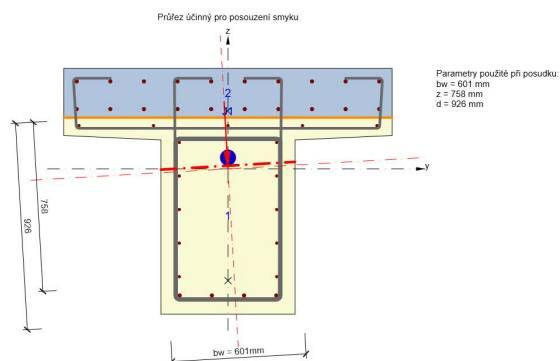
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-3222,0	-1824,5	1,0	591,0	26,0	100,0	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-4,0	-1987,0	1,0			51,6	OK
Smyk	-3222,0			591,0	26,0	45,5	OK
Kroucení					26,0	2,7	OK
Interakce	-3222,0	-1824,5	1,0	591,0	26,0	100,0	OK
Křehký lom	-3214,0	-646,5	2,0			0,0	OK

Tabulka posouzení průřezu

Dílčí posouzení



Únosnost N-M-M



Výslednice fáze

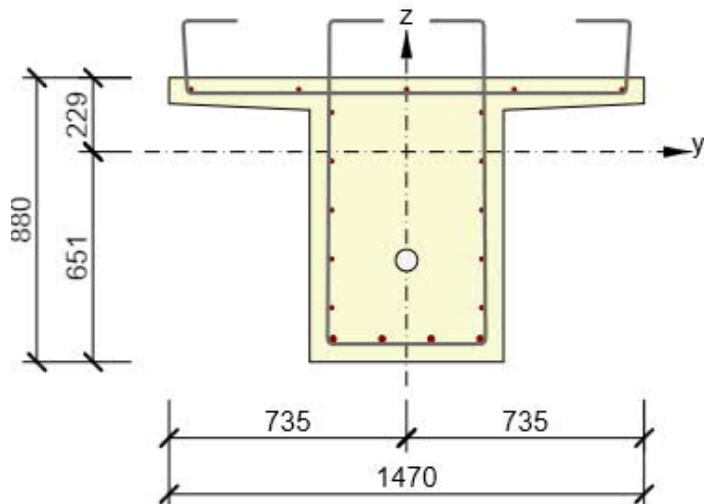
Výslednice fáze	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celý	-3222.0	-34.0	590.0	26.0	-1824.5	1.0
Aktuální	-3222.0	-34.0	590.0	26.0	-1826.2	1.0

Výsledky prezentovány pro kombinaci : Základní MSÚ

V _{Ed} [kN]	N _{Ed} [kN]	V _{Ed} [kN]	Posudek zóny	Číánek	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
591.0	-3222.0	2536.5	bez redukce	6.2.5(1)	45.5	100.0	OK

Smyk

5.5. Posouzení krajní pole – Výstavba

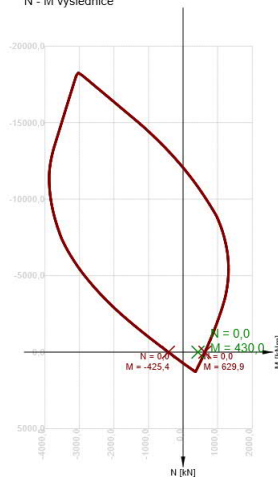


Beton: C50/60
Stáří: 29,0 d
Výztuž: (B 500B)
5 ϕ 12 (565mm²), z = 193 mm
2 ϕ 12 (226mm²), z = 122 mm
2 ϕ 12 (226mm²), z = -29 mm
2 ϕ 12 (226mm²), z = -180 mm
2 ϕ 12 (226mm²), z = -331 mm
2 ϕ 12 (226mm²), z = -483 mm
4 ϕ 20 (1257mm²), z = -579 mm
Třmínky:
 ϕ 12 - 150 mm
 ϕ 12 - 150 mm
Kabelové kanálky:
1 ϕ 68 (3678mm²), Pozice 0, -336 mm

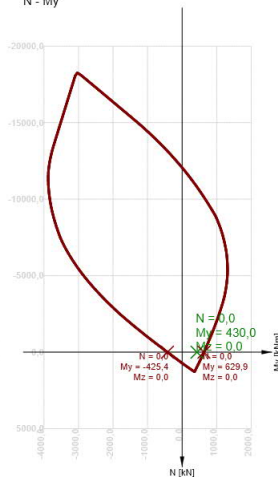
Základní charakteristiky

Dílčí posouzení

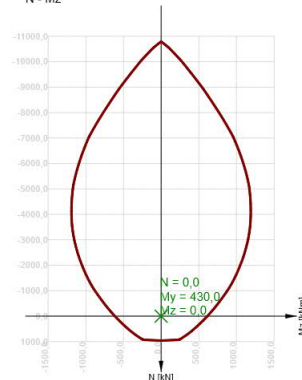
N - M výslednice



N - My



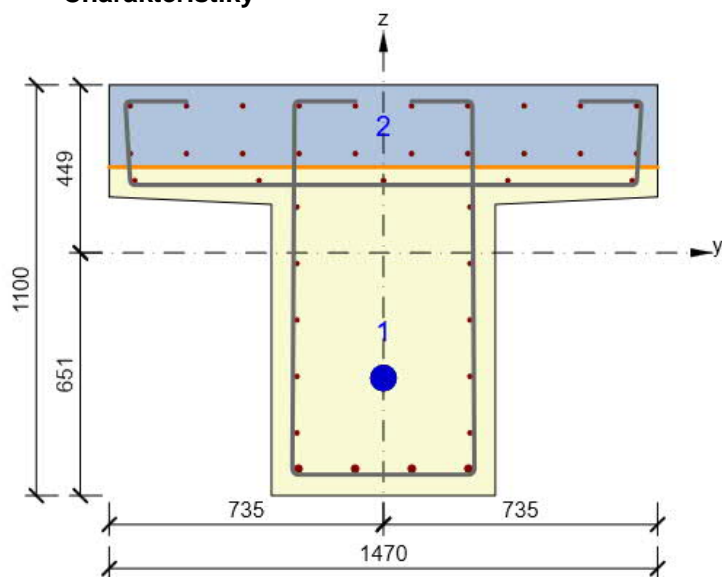
N - Mz



Únosnost N-M-M

5.6. Posouzení krajní pole - Provoz

Charakteristiky



1: Beton: C50/60
Stáří: 36501,0 d
2: Beton: C30/37
Stáří: 36402,0 d
Výztuž: (B 500B)
10ø12 (1131mm²), z = 393 mm
10ø12 (1131mm²), z = 265 mm
5ø12 (565mm²), z = 193 mm
2ø12 (226mm²), z = 122 mm
2ø12 (226mm²), z = -29 mm
2ø12 (226mm²), z = -180 mm
2ø12 (226mm²), z = -331 mm
2ø12 (226mm²), z = -483 mm
4ø20 (1257mm²), z = -579 mm
Třmínky:
ø12 - 150 mm
ø12 - 150 mm
Dodatečně předpjaté kabely: (Y1860S7-15.7)
19ø15,7 (2850mm²), Pozice 0, -336 mm
Kabelové kanálky:
1ø68 (3678mm²), Pozice 0, -336 mm

Základní charakteristiky

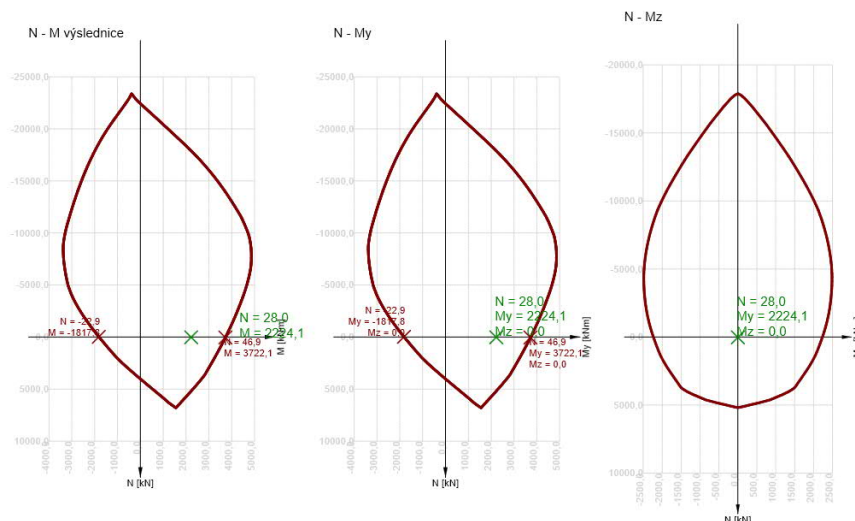
Souhrn posouzení

Souhrn - výslednice fáze - celý průřez

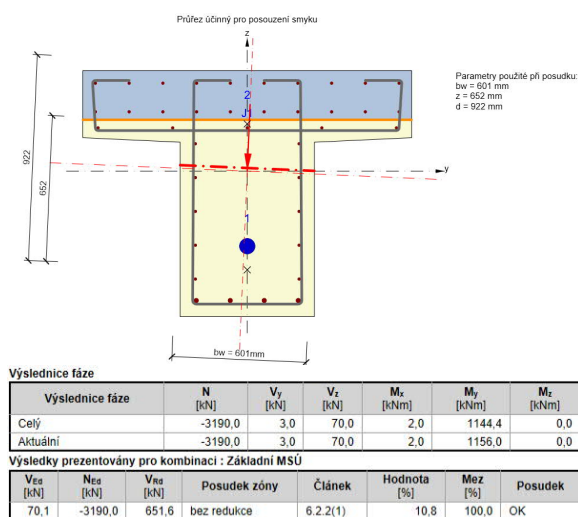
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-3198,0	668,4	0,0			83,3	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	28,0	2224,1	0,0			59,8	OK
Smyk	-3190,0			70,1	2,0	10,8	OK
Kroucení					2,0	0,8	OK
Interakce	-3190,0	1144,4	0,0	70,1	2,0	81,5	OK
Omezení napětí	-3198,0	668,4	0,0			83,3	OK
Šířka trhliny	-2880,2	427,4	0,0			19,8	OK
Křehký lom	-3202,0	369,4	0,0			0,0	OK

Tabulka posouzení průřezu

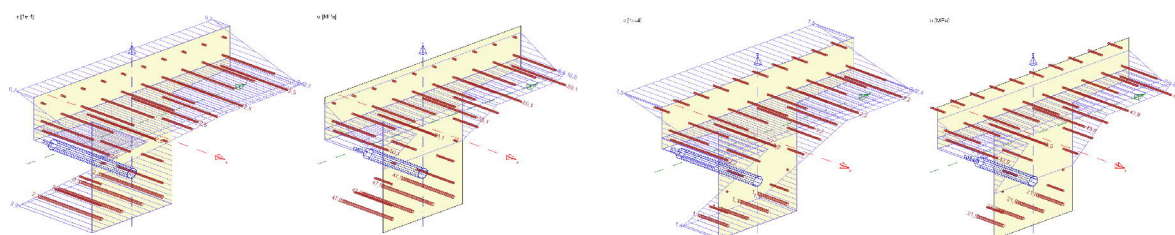
Dílčí posouzení



Únosnost N-M-M



Smyk



Omezení napětí

Typ posudku	Část průřezu	Index/Část	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
7.2(5)-Char	Kabel	2/1	1162,1	1395,0	83,3	100,0	OK

Výslednice fáze

Výslednice fáze	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Celý	-2880,2	2,0	55,0	2,0	427,4	0,0
Aktuální	-2880,2	2,0	55,0	2,0	437,8	0,0

Kombinace	N [kN]	Mx [kNm]	Mz [kNm]	wk [mm]	wlim [mm]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
FrequentInf	-2880,2	427,4	0,0	0,020	0,100	19,8	100,0	OK

Omezení napětí

Šířka trhlin

5.7. Mezní stavy použitelnosti -MSP

5.7.1. Omezení trhlin

Maximální dovolené hodnoty podle ČSN EN 1992-2/Z2: Kapitola NA.2.26

Dodatečně předpjatý beton; Stupeň protikorozi ochrany PL1; Oblasti vlivu XD, XF a XS

$$w \leq 0.10 \text{ mm}$$

Častá kombinace

$$\sigma_c \leq 0 \text{ MPa}$$

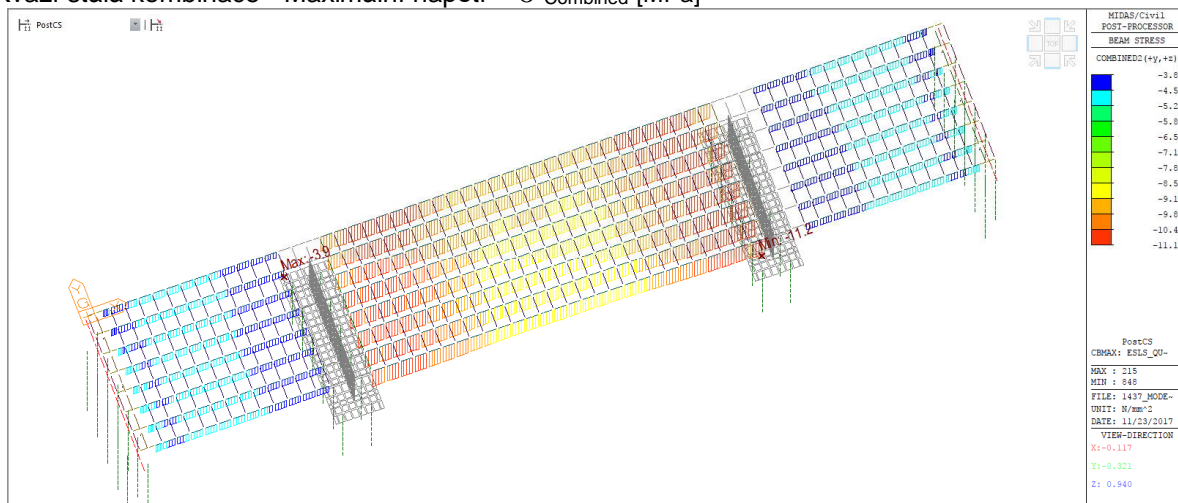
Kvazi-stálá kombinace

$$\sigma_{c,Kvazi} = -1.3 \text{ MPa} \leq \sigma_{c,lim} = 0.0 \text{ MPa}$$

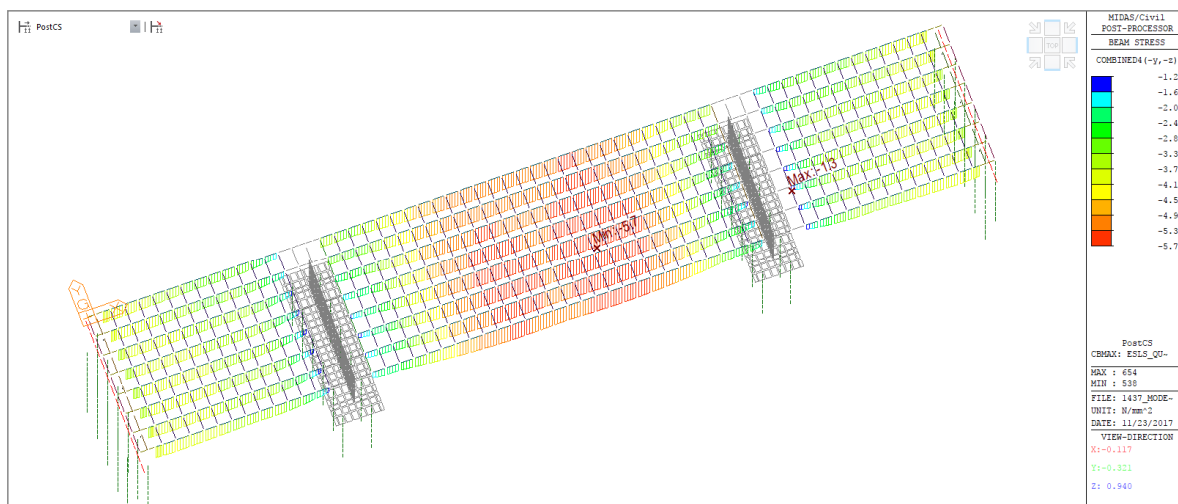
Vyhovuje

Grafický souhrn posouzení napětí – Model

Kvazi-stálá kombinace - Maximální napětí - σ_{Combined} [MPa]



Horní vlákna



Dolní vlákna

5.7.2. Omezení napětí

Charakteristická kombinace

Maximální dovolené napětí podle ČSN EN 1992-1-1: Kapitola 7.2 (5)

$$\sigma_{s,lim} = k_3 \cdot f_{yk} \quad \text{Dovolené napětí v betonářské výztuži}$$

$$\sigma_{p,lim} = k_5 \cdot f_{pk} \quad \text{Dovolené napětí v předpínací výztuži}$$

$$k_3 = 0.80 \quad k_5 = 0.75 \quad \text{Doporučená hodnota}$$

$$\sigma_s = 63 \text{ MPa} \leq \sigma_{s,lim} = 0.80 \cdot 500 = 400 \text{ MPa} \quad \text{Vyhovuje}$$

$$\sigma_p = 1030 \text{ MPa} \leq \sigma_{p,lim} = 0.75 \cdot 1860 = 1395 \text{ MPa} \quad \text{Vyhovuje}$$

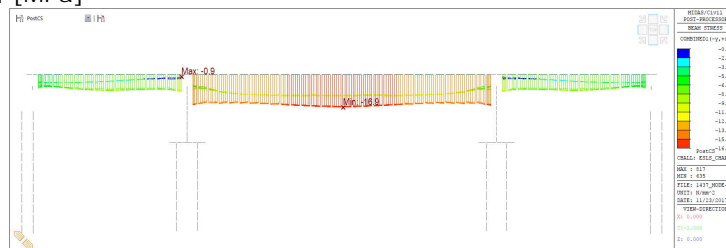
Minimální dovolené napětí podle ČSN EN 1992-2: Kapitola 7.2 (102)

$$\sigma_{c,lim} = k_1 \cdot f_{ck} \quad \text{Oblasti vlivu XD, XF a XS}$$

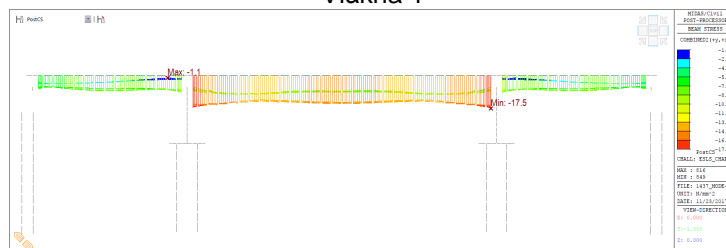
$$k_1 = 0.60 \quad (\text{maximální navýšení o } 10 \%) \quad \text{Doporučená hodnota}$$

Grafický souhrn posouzení napětí - Model- Obálky napětí nosníků

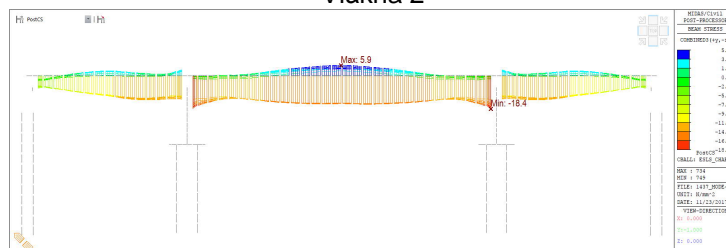
σ Combined [MPa]



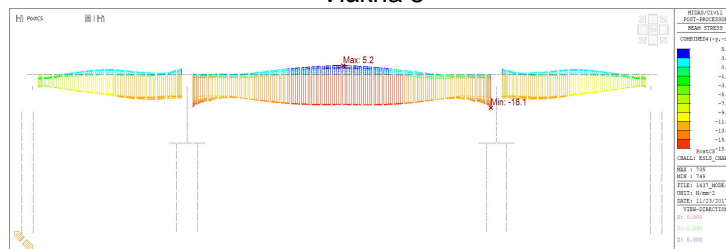
Vlákna 1



Vlákna 2



Vlákna 3



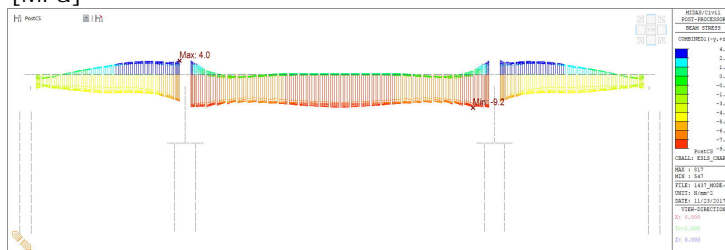
Vlákna 4

$$\sigma_c = -18.4 \text{ MPa} \geq \sigma_{c, \text{lim}} = 0.60 \cdot 50 = -30.0 \text{ MPa}$$

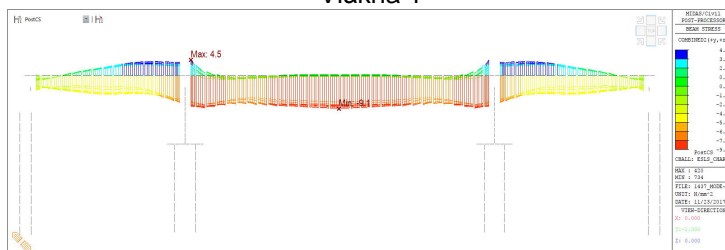
Nosník – Vyhovuje

Grafický souhrn posouzení napětí - Model- Obálky napětí spráhující desky

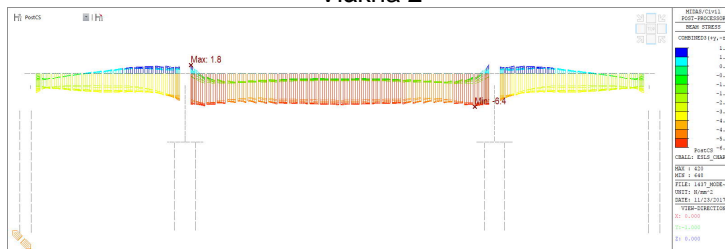
σ Combined [MPa]



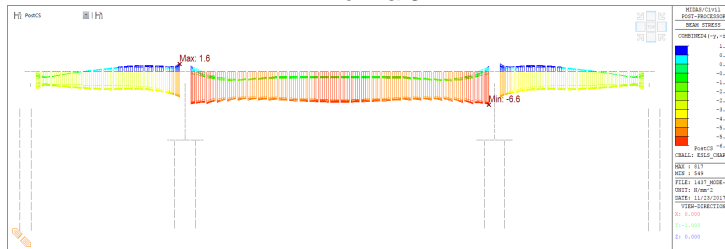
Vlákna 1



Vlákna 2



Vlákna 3



Vlákna 4

$$\sigma_c = -6.6 \text{ MPa} \geq \sigma_{c, \text{lim}} = 0.60 \cdot 30 = -18.0 \text{ MPa}$$

Nosník - Vyhovuje

Kvazi-stálá kombinace

Minimální dovolené napětí podle ČSN EN 1992-1-1: Kapitola 7.2 (3)

$$\sigma_{c,lim} = k_2 \cdot f_{ck}$$

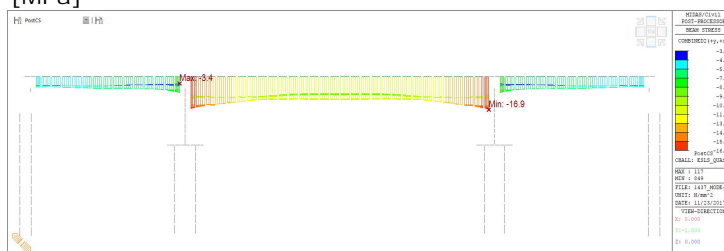
$$k_2 = 0.45$$

Kvazi-stálá kombinace

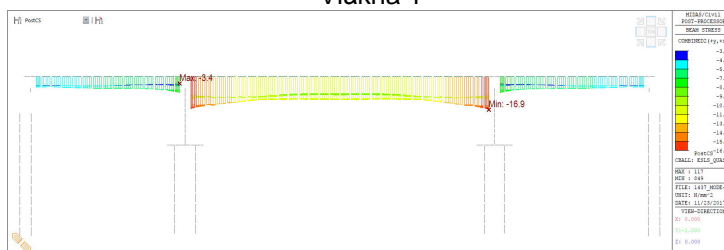
Doporučená hodnota

Grafický souhrn posouzení napětí - Model- Obálky napětí nosníků

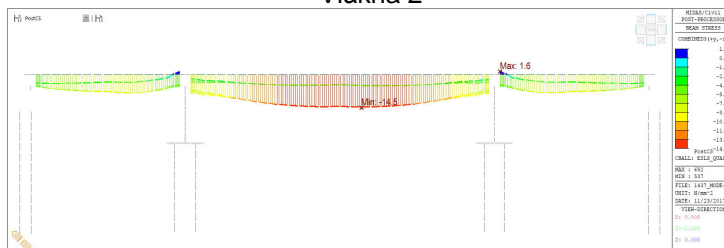
σ Combined [MPa]



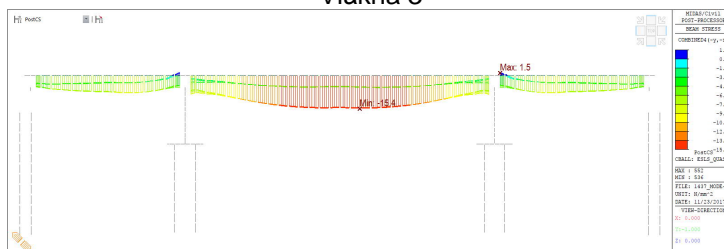
Vlákná 1



Vlákná 2



Vlákná 3



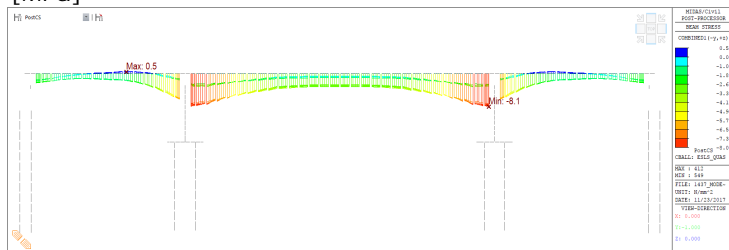
Vlákná 4

$$\sigma_c = -15.4 \text{ MPa} \geq \sigma_{c,lim} = 0.45 \cdot 50 = -22.5 \text{ MPa}$$

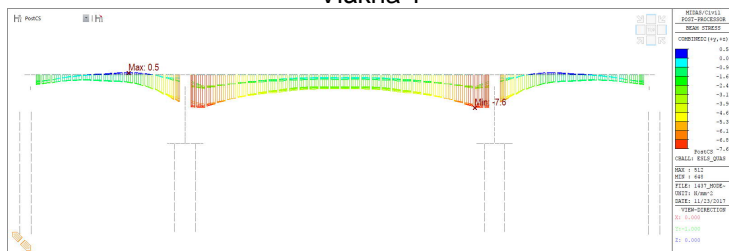
Vyhovuje

Grafický souhrn posouzení napětí - Model- Obálky napětí spráhující desky

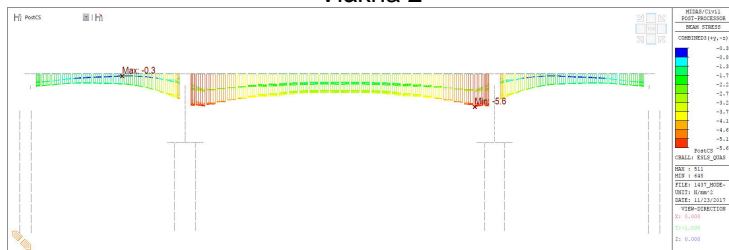
σ Combined [MPa]



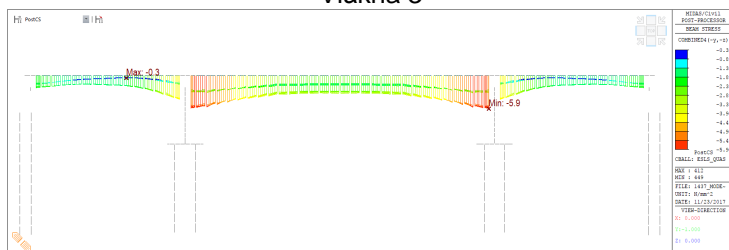
Vlákna 1



Vlákna 2



Vlákna 3



Vlákna 4

$$\sigma_c = -8.1 \text{ MPa} \geq \sigma_{c, \text{lim}} = 0.45 \cdot 30 = -13.5 \text{ MPa}$$

Vyhovuje

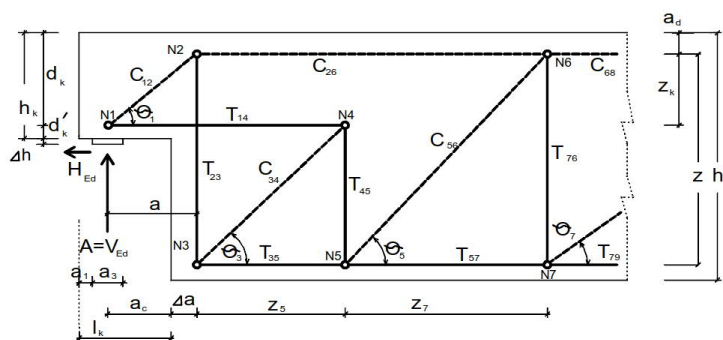
5.8. Návrh výztuže ozubu nosníků

5.8.1. Návrh výztuže ozubu nosníků

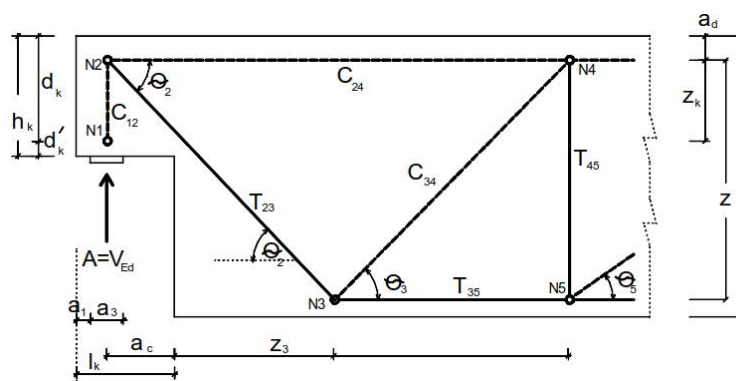
Při návrhu ozubu průvlaku je optimální vytvořit model kombinací obou uvedených modelů 1 a 2. Model 1 má velkou koncentraci tahové výztuže na vnitřním lici u ozubu a výztuž není optimálně skloněna k redukci šířky poruchové trhliny. Model 2 má šikmou tahovou výztuž optimálně umístěnou na redukci rozvíjející se poruchové trhliny, nepřenáší však žádné vodorovné účinky. Model 2 nelze použít samostatně k přenesení celého zatížení, jeho maximální podíl na přenášení celkového zatížení je 70 %. Zbytek zatížení musí přenést náhradní příhradoviny modelu 1, včetně celého vodorovného zatížení.

Při návrhu ozubu obdobně jako u návrhu konzol je nutné uvažovat i vodorovnou sílu. Minimální doporučená hodnota je $H_{Ed} = 0,2 A$. Pro návrh ozubu podle kombinace modelu 1 a 2 musíme nejprve rozdělit zatížení. V počátku je optimální přiřadit každému modelu 50 % zatížení ($A^* = 0,5 A$). V rámci optimalizace výztuže lze rozdělení upravit a ozub přepočítat. Pro rozlišení horní index (1) znamená síly prvního modelu a (2) druhého modelu, pokud se uvažují síly z obou modelů současně.

Nejprve překontrolujeme napětí v betonu pod styčnou deskou. Návrhová mez únosnosti betonu v tlaku odpovídá styčníku CCT.

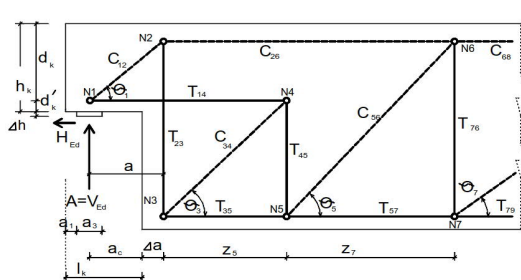


Obrázek – Model 1 náhradní příhradoviny pro ozub

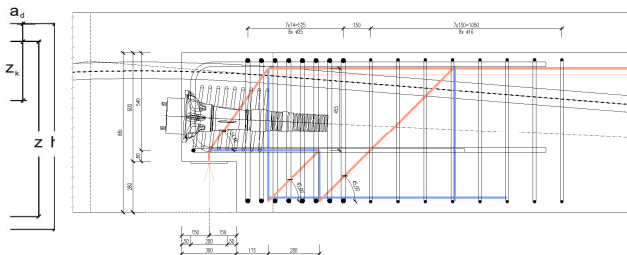


Obrázek – Model 2 náhradní příhradoviny pro ozub

Model 1



Obrázek – Vzorový model náhradní příhradoviny pro ozub



Obrázek – Odpovídající model náhradní příhradoviny pro ozub

Návrhová reakce

$$V_{Ed,1} = V_{Ed} - V_{Ed,2} = 850 \text{ kN}$$

Množství tahové výztuže u líce ozubu.

$$A_{s,23} = 1.2 \frac{T_{23}}{f_{yd}}$$

Rameno reakce.

$$a = a_c + \Delta a$$

Odhad ramena vnitřních sil.

$$z_k = h_k - d_k' - a_d$$

Stanovíme sklon první vzpěry

$$\theta_1 = \arctan(z_k / a)$$

Stanovíme sílu v první vzpěře

$$C_{12} = F_{Ed} / \sin(\theta_1)$$

Tlaková síla při horním líci ozubu

$$C = C_{12} \cdot \cos(\theta_1)$$

Únosnost styčníků CCT

$$\sigma_{Rd,max} = k_1 \cdot v \cdot f_{cd}$$

Výška tlaččeného pásu při horním líci

$$y_2 = C / (b \cdot \sigma_{Rd,max})$$

Upřesníme těžiště horního tlaččeného pásu

$$a_d = c + \phi_T + 0.5 y_2$$

Síla v táhle

$$T_{14} = \frac{F_{Ed} \cdot a + H_{Ed} (z_k + d_k' + \Delta h)}{z_k}$$

$$T_{45} = T_{76} = T_{23}$$

$$\begin{aligned} F_{Ed} &= 1150.0 \text{ kN} \\ F_{Ed,1} &= 850.0 \text{ kN} \\ H_{Ed} &= 230.0 \text{ kN} \\ f_{yd} &= 434.8 \text{ MPa} \\ f_{ck} &= 50.0 \text{ MPa} \\ f_{cd} &= 28.3 \text{ MPa} \\ k_1 &= 0.85 \\ v &= 0.80 \\ \sigma_{Rd,max} &= 19.3 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_c &= 150 \text{ mm} \\ \Delta a &= 175 \text{ mm} \\ a &= 325 \text{ mm} \\ h_k &= 600 \text{ mm} \\ d_k' &= 60 \text{ mm} \\ a_d &= 93 \text{ mm} \\ z_k &= 447 \text{ mm} \\ \theta_1 &= 54.0^\circ \\ b_w &= 500 \text{ mm} \\ c &= 30 \text{ mm} \\ \phi_T &= 20 \text{ mm} \\ y_2 &= 64 \text{ mm} \\ a_d &= 82 \text{ mm} \\ \Delta h &= 0 \text{ mm} \end{aligned}$$

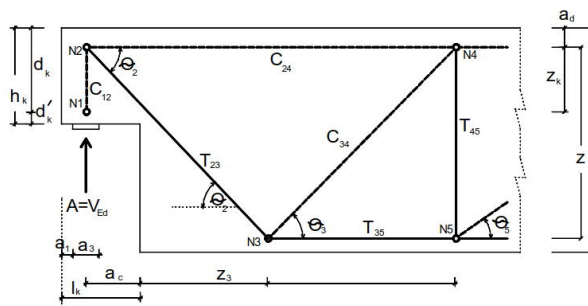
$$\begin{aligned} T_{23} &= 850 \text{ kN} \\ A_{s,23} &= 2.35 \text{E-03 m}^2 \\ T_{14} &= 879 \text{ kN} \\ A_{s,14} &= 2.43 \text{E-03 m}^2 \\ T_{35} &= 1150 \text{ kN} \\ A_{s,35} &= 3.17 \text{E-03 m}^2 \\ C_{12} &= 1051 \text{ kN} \\ C &= 618 \text{ kN} \\ y_2 &= 64 \text{ mm} \end{aligned}$$

Táhlo	23	14	45=76=23	43
$A_{s,i,j} [\text{mm}^2]$	2346	2426	2346	3174

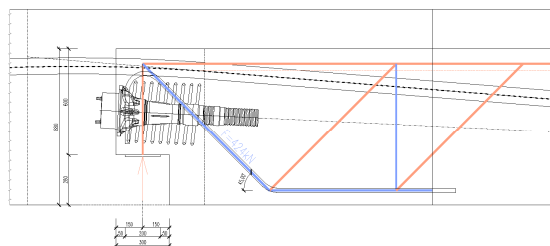
Minimální počet výztuží

Profil	[ks]	[ks]	[ks]	[ks]
12	20.7	21.4	20.7	28.1
16	11.7	12.1	11.7	15.8
20	7.5	7.7	7.5	10.1
25	4.8	4.9	4.8	6.5
28	3.8	3.9	3.8	5.2
32	2.9	3.0	2.9	3.9

Model 2



Obrázek – Vzorový model náhradní příhradoviny pro ozub



Obrázek – Odpovídající model náhradní příhradoviny pro ozub

Návrhová reakce

$$V_{Ed,2} = V_{Ed} - V_{Ed,1} = 300 \text{ kN}$$

Síla v táhle

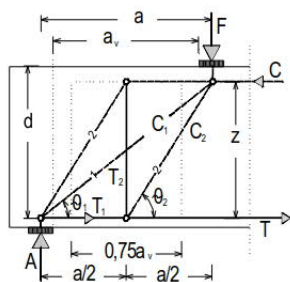
$$T_{23} = V_{Ed,2} / \sin(\theta_2)$$

$$\begin{aligned} \Phi &= 45^\circ \\ V_{Ed,2} &= 300 \text{ kN} \\ T_{23} &= 424 \text{ kN} \end{aligned}$$

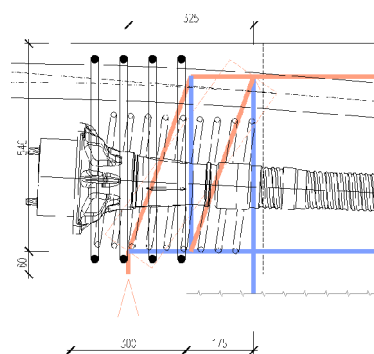
$$\begin{aligned} f_{yd} &= 435 \text{ MPa} & \text{maximální napětí} \\ A_{req} &= 9.76 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 & \text{nutná plocha výztuže} \end{aligned}$$

Profil	12	16	20	25	28	32
Minimální počet	8.6	4.9	3.1	2.0	1.6	1.2

5.8.1. Návrh výztuže lokální výztuže ozubu nosníků



Obrázek – Vzorový model náhradní příhradoviny pro ozub



Obrázek – Odpovídající model náhradní příhradoviny pro ozub

Návrhová reakce

$$F_{Ed} = V_{Ed} = 1150 \text{ kN}$$

Síla v táhle

$$T_{23} = \frac{a}{2d} \cdot F_{Ed}$$

$$\begin{aligned} a &= 0.325 \text{ m} & F_{Ed} &= 1150.0 \text{ kN} \\ d &= 0.540 \text{ m} & T_{23} &= 692 \text{ kN} \\ f_{yd} &= 435 \text{ MPa} & A_{req} &= 1.59 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 \end{aligned}$$

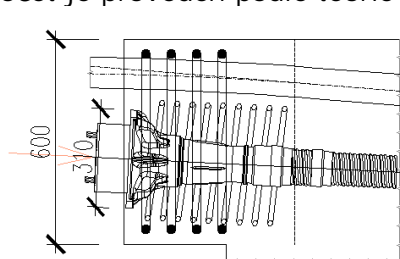
Profil	12	16	20	25	28	32
Minimální počet	14.1	7.9	5.1	3.2	2.6	2.0

Pro maximální velikost posouvající síly musí být splněna podmínka:

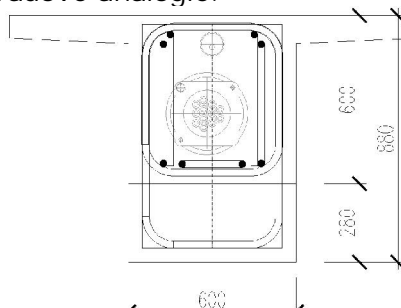
$$V_{Ed} = 1150 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 0.5 \cdot (0.6 - 0.1) \cdot 0.54 \cdot 0.8 \cdot 283 = 3054 \text{ kN}$$

5.8.2. Štěpné síly

V této kapitole bude navrženo vyztužení lokálních oblastí souvisejících s předpínací výztuží. Výpočet je proveden podle teorie příhradové analogie.



Obrázek – Podélný řez



Obrázek – Příčný řez

Svislý směr

Působení jedné kotvy na odpovídající výšku prvku.

$n_L =$	19	ks	počet lan v kabelu
$A_{p1} =$	150	mm ²	polocha lana
$A_p =$	2850	mm ²	celková plocha
$S_p =$	1440	MPa	napětí
$N_{cd} =$	4104	kN	předpínací síla
$a =$	0.310	m	výška roznášecí desky kotvy
$h =$	0.600	m	výška průřezu
Štěpná síla za kotvou			
$V =$	496	kN	$V = 0.25 \cdot N \cdot (1 - (a/h))$
$f_{vd} =$	435	MPa	mez kluzu betonářské výztuže
$A_{req} =$	0.001140	m ²	nutná plocha výztuže

Profil	12	16	20	25	28	32
Minimální počet	10.1	5.7	3.6	2.3	1.9	1.4

Vodorovný směr

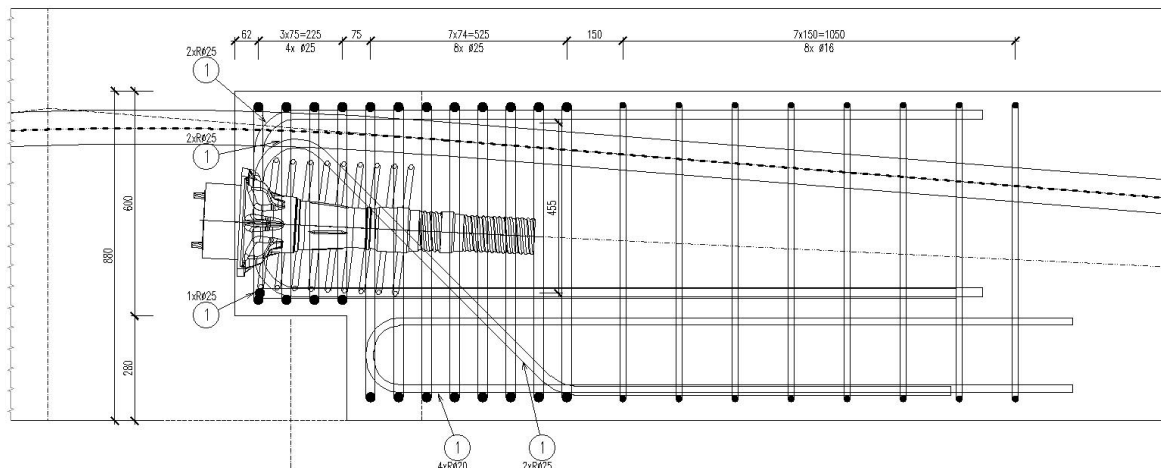
Působení jedné kotvy na odpovídající šířku.

$n_L =$	19	ks	počet lan v kabelu
$A_{p1} =$	150	mm ²	polocha lana
$A_p =$	2850	mm ²	celková plocha
$S_p =$	1440	MPa	napětí
$N_{cd} =$	4104	kN	předpínací síla
$a =$	0.310	m	výška roznášecí desky kotvy
$h =$	0.600	m	šířka průřezu
Štěpná síla za kotvou			
$V =$	496	kN	$V = 0.25 \cdot N \cdot (1 - (a/h))$
$f_{vd} =$	435	MPa	mez kluzu betonářské výztuže
$A_{req} =$	0.001140	m ²	nutná plocha výztuže

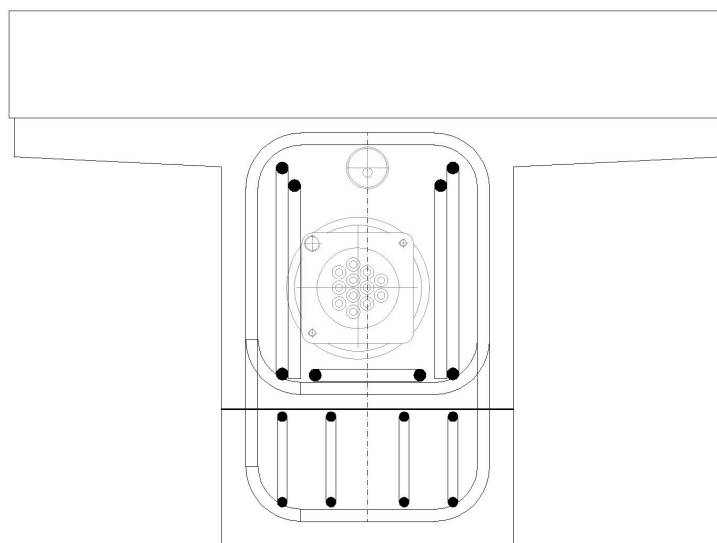
Profil	12	16	20	25	28	32
Minimální počet	10.1	5.7	3.6	2.3	1.9	1.4

5.8.1. Schémata vyztužení

Schémat vyztužení zobrazují staticky nezbytné položky. Při jakékoli změně je nutné schémata upravit dle příslušného řešení.



Obrázek – Schéma vyztužení ozubu
 Podélný řez



Obrázek – Schéma vyztužení ozubu
 Příčný řez

5.9. Návrh výztuže příčnicku

5.9.1. Únosnost ve smyku styčné plochy čela nosníků

Návrhová únosnost ve smyku styčné plochy dle ČSN EN 1992-1-1: Kap. 6.2.5, je dána vztahem.

$$V_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0.5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (6.25)$$

$f_{ck} = 30.0$ MPa	$f_{ctk} = 2.9$ MPa	$f_{yk} = 500.0$ MPa	$v = 0.528$
$f_{cd} = 20.0$ MPa	$f_{ctd} = 1.9$ MPa	$f_{yd} = 434.8$ MPa	
$c = 0.200$	styk - hladký povrch	$\mu = 0.600$	styk - hladký povrch
$V_{Rd.1} = 0.387$ MPa	únosnost smykem	$\sigma_n = 2.3$ MPa	
		$V_{Rd.2} = 1.380$ MPa	zvýšení únosnosti přtlakem
$\alpha = 90.0$ °		$b = 0.600$ m	
$\phi_s = 12.0$ mm		$h = 0.600$ m	
$n_s = 0.0$ ks		$A_c = 0.4$ m ²	
$A_s = 0.0$ mm ²		$V_{Rd,max} = 5.280$ MPa	
$\rho_s = 0.00\%$		$V_{Rdi} = 1.767$ MPa	
$V_{Rd.3} = 0.000$ MPa	únosnost smykovou výztuží	$V_{Rd} = 636$ kN	

5.9.1. Únosnost ve smyku betonu sprážené desky

Návrhová hodnota únosnosti ve smyku dle ČSN EN 1992-1-1: Kap. 6.2.2, je dána vztahem.

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (6.2)$$

$C_{Rd.s} = 0.12$	$k_1 = 0.15$	$f_{ck} = 30.0$ MPa
$d = 0.198$	$\sigma_{cp} = 2.3$ MPa	$b_w = 1.470$ m
$k = 2.01$	$V_{Rd.2} = 0.345$ MPa	$h = 0.220$ m
$\phi_{sl} = 12.0$ mm	$v_{\min} = 0.54$	$A_c = 0.3$ m ²
$s_{sl} = 150.0$ mm		
$n_{sl} = 2.0$ ks		
$A_s = 2.22E-03$ mm ²	$V_{Rd} = 1.004$ MPa	
$\rho_l = 0.69\%$	$V_{Rd,min} = 0.889$ MPa	$V_{Rd} = 325$ kN
$V_{Rd.1} = 0.659$ MPa		

5.9.2. Smyková únosnost vyztužené spřažené desky

Smyková únosnost prvku podle ČSN EN 1992-1-1: Kapitola 6.2.3

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (6.8)$$

Smyková únosnost skloněných prvků podle ČSN EN 1992-1-1: Kapitola 6.2.3

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (6.13)$$

Geometrie

$b_w =$	1.470	m	šířka (smyk)
$h =$	0.220	m	výška
$A_c =$	0.3234	m ²	plocha průřezu
$d =$	0.160	m	účinná výška
$z =$	0.144	m	rameno vnitřních sil
$\theta =$	40	°	

Materiály

Ocel	B500B		Beton	C30/37	
$f_{yd}=f_{ywd} =$	435	MPa	$f_{cd} =$	17	MPa

Výztuž na smyk

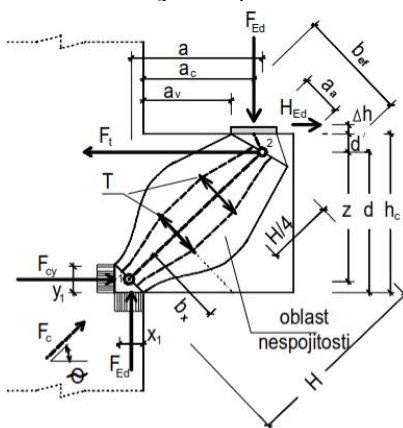
Číslo	α	d	n	s	$A_{sw,V}$	$V_{Rd,V}$
[-]	[°]	[mm]	[ks]	[mm]	[m ²]	[kN]
1	90	12	4	150	4.52E-04	225
2	90	0	0	150	0.00E+00	0
3	90	0	0	150	0.00E+00	0

Posouzení

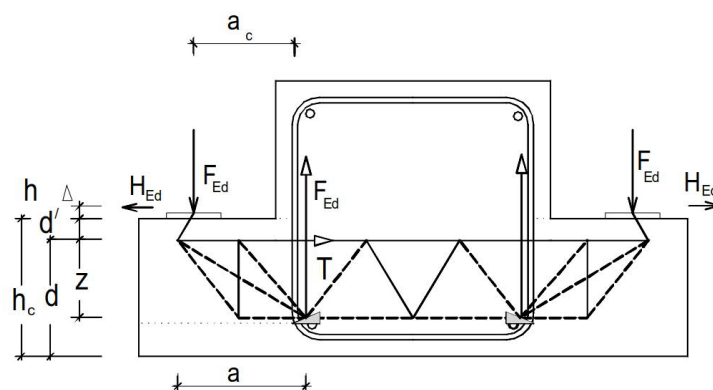
$V_{Ed,V} =$	225	kN	Zatížení
$V_{Rd,max} =$	936	kN	Únosnost tlakové diagonály
$V_{Rd,V} =$	225	kN	Únosnost smykové výztuže
$V_{Ed}/V_{Rd} =$	1.00	OK	Posouzení

5.9.3. Nepřímou uložená konzola

U nepřímou uložené konzoly je oblast opření tlačného betonového pasu posunuta až k těžišti podélné výztuže průvltaku. Podélná výztuž průvltaku roznese zatížení do tažených třmínků, které vynášejí zatížení k hornímu líci průvltaku. U konzoly tak nelze využít celou výšku jako u konzol uložených na sloupech. Při návrhu se uvažuje redukovaná výška h . Redukce výšky konzoly vyplývá z umístění výztuže v průvltaku. Ve vodorovném směru se bod uložení opět posouvá až k těžišti podélné výztuže. Tím se skutečné vyložení konzoly a zvětší. Zatěžovací síla konzoly F_{Ed} se přenáší v místě uložení taženými třmeny průvltaku k hornímu líci. Při návrhu konzoly je nutné uvažovat pevnost betonu porušenou trhlinami CCT i v místě opření konzoly na rozdíl od konzoly, klasicky uložené na sloupu. Při návrhu průvltaku je nutné třmínkovou výztuž posílit na uvedené účinky.



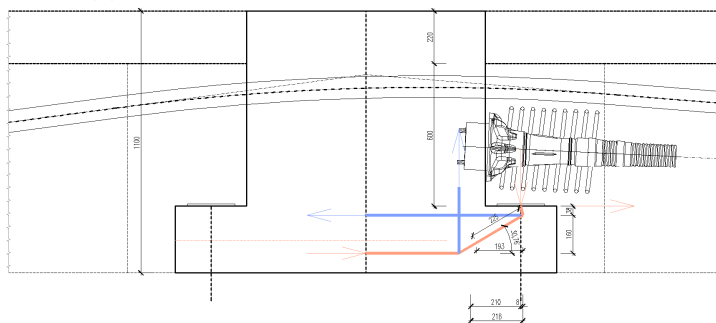
Obrázek – Model příhradoviny pro konzoly



Obrázek – Nepřímou uložená konzola

Výpočetní postup

Podle ČSN EN 1992-1-1



Obrázek – Model příhradoviny

Návrhová reakce

$$F_{Ed} = V_{Ed} = 1150 \text{ N}$$

Rameno vnější síly

$$a = a_c + 0.5x_1 + \frac{H_{Ed}}{F_{Ed}}(d + \Delta h)$$

Tahová síla při horním líci konzoly

$$F_t = F_{Ed} \frac{a}{z} + H_{Ed}$$

Stanovíme sklon první vzpěry

$$\theta_1 = \arctan(z/a)$$

Síla v betonové diagonální vzpěře

$$F_c = F_{Ed} / \sin \theta$$

Únosnost styčníků CCT

$$\sigma_{Rd,max} = k_1 \cdot v \cdot f_{cd}$$

$$\begin{aligned} F_{Ed} &= 1150.0 \text{ kN} \\ F_{ed,deska} &= 350.0 \text{ kN} \\ F_{ed,smyk} &= 300.0 \text{ kN} \\ F_{Ed,kon} &= 500.0 \text{ kN} \\ H_{Ed} &= 230.0 \text{ kN} \\ f_{yd} &= 434.8 \text{ MPa} \\ f_{ck} &= 30.0 \text{ MPa} \\ f_{cd} &= 17.0 \text{ MPa} \\ k_1 &= 0.85 \\ v &= 0.88 \\ \sigma_{Rd,max} &= 12.7 \text{ MPa} \end{aligned}$$

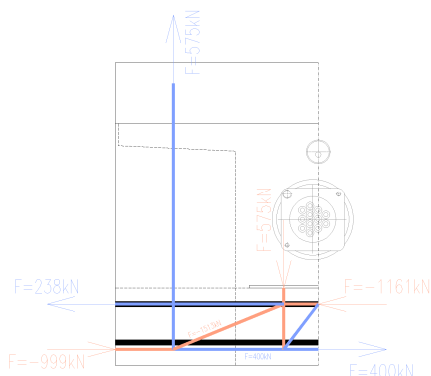
$$\begin{aligned} a_c &= 218 \text{ mm} \\ \Delta h &= 0 \text{ mm} \\ d &= 38 \text{ mm} \\ \Delta a &= 8 \text{ mm} \\ a &= 226 \text{ mm} \\ z &= 158 \text{ mm} \\ \theta_1 &= 35.0^\circ \\ F_t &= 945 \text{ kN} \\ A_{s,t} &= 2.61E-03 \text{ m}^2 \\ F_c &= 873 \text{ kN} \\ b_w &= 1470 \text{ mm} \\ y &= 47 \text{ mm} \end{aligned}$$

Táhlo	t
$A_{s,ij} [\text{mm}^2]$	2609

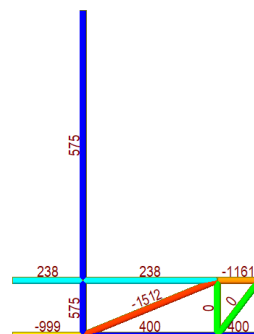
Minimální počet výztu

Profil	[ks]
12	23.1
16	13.0
20	8.3
25	5.3
28	4.2
32	3.2

5.9.1. Vynášecí výztuž rekce nosníku



Obrázek – Model příhradoviny

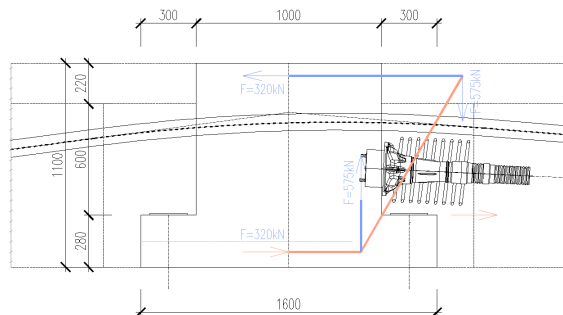


Obrázek – Vnitřních sil

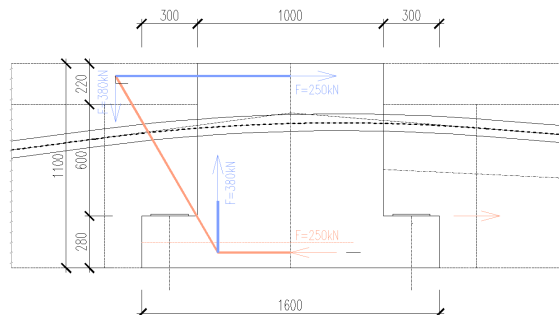
$f_{yd} = 435$ MPa maximální napětí

V_{Ed} [kN]	A_{req} [m ²]	Profil [mm]	12	16	20	25	28	32
575	1.32E-03	Počet [ks]	11.7	6.6	4.2	2.7	2.1	1.6
400	9.20E-04	Počet [ks]	8.1	4.6	2.9	1.9	1.5	1.1
238	5.47E-04	Počet [ks]	4.8	2.7	1.7	1.1	0.9	0.7

5.9.1. Vynášecí výztuž rekce nosníku



Obrázek – Model příhradoviny
Střední pole



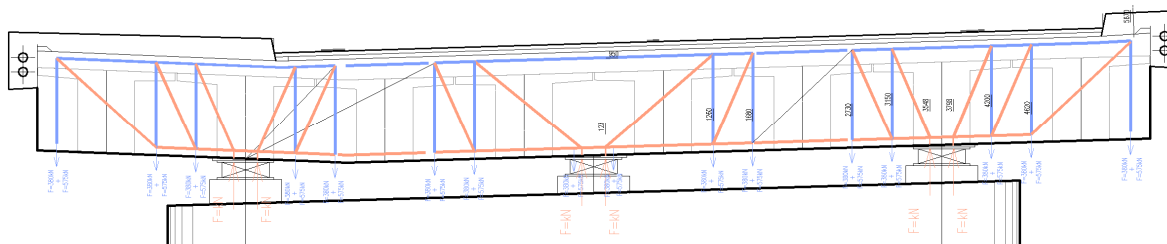
Obrázek – Model příhradoviny
Krajní pole

Návrh výztuže

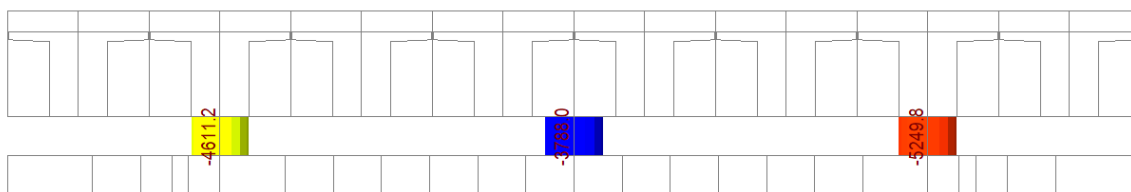
$f_{yd} = 435$ MPa maximální napětí

V_{Ed} [kN]	A_{req} [m ²]	Profil [mm]	12	16	20	25	28	32
575	1.32E-03	Počet [ks]	11.7	6.6	4.2	2.7	2.1	1.6
320	7.36E-04	Počet [ks]	6.5	3.7	2.3	1.5	1.2	0.9
250	5.75E-04	Počet [ks]	5.1	2.9	1.8	1.2	0.9	0.7

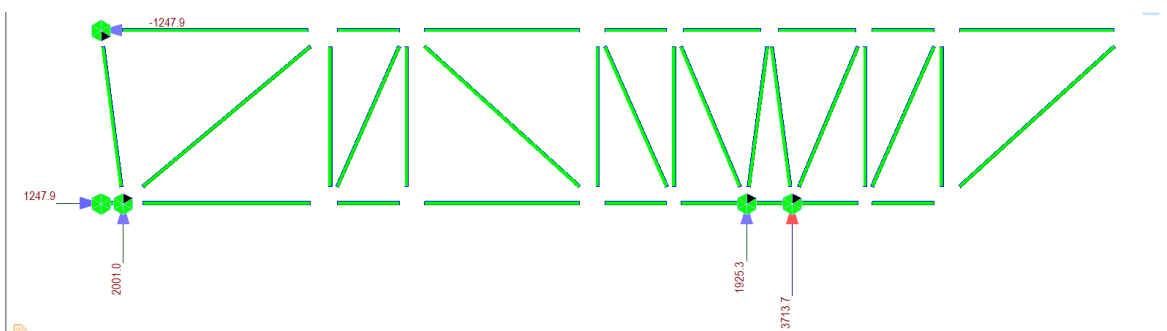
5.9.1. Vynášecí výztuž rekce nosníku



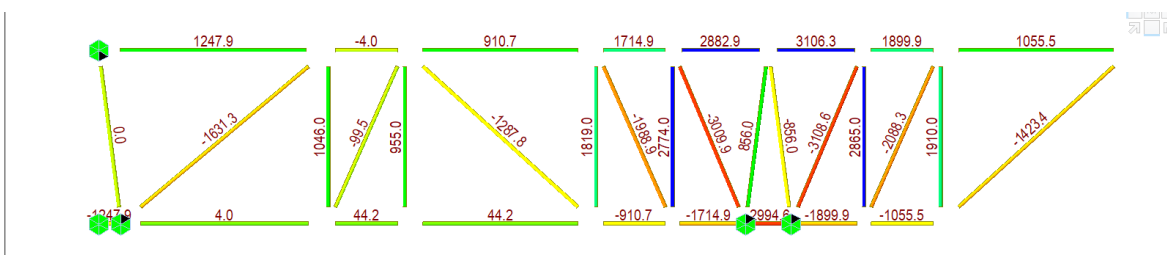
Obrázek – Schéma příhradového modelu



Obrázek – Reakce MSÚ Globální model



Obrázek – Reakce příhradový model



Obrázek – Vnitřní síly

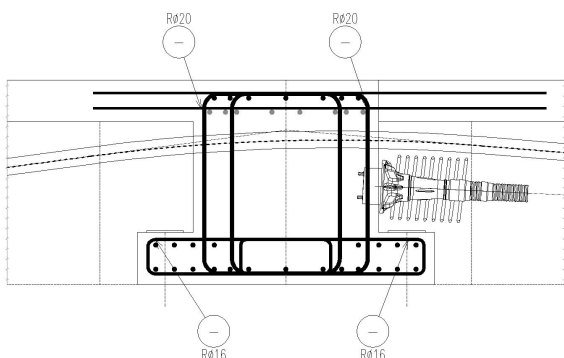
Návrh výztuže

$f_{yd} = 435$ MPa maximální napětí

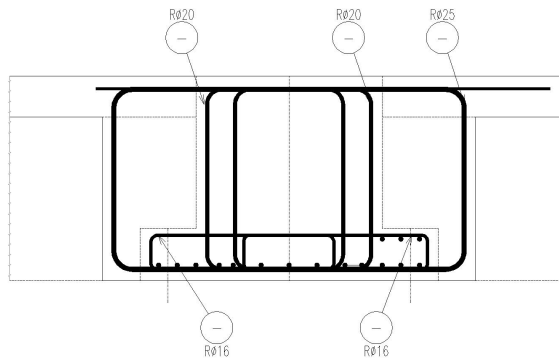
Popis	V_{Ed} [kN]	A_{req} [m ²]	Profil [mm]	12	16	20	25	28	32
Horní - kraj	3110	7.15E-03	Počet [ks]	63.2	35.6	22.8	14.6	11.6	8.9
Horní - střed	1250	2.88E-03	Počet [ks]	25.4	14.3	9.2	5.9	4.7	3.6
Dolní	44	1.01E-04	Počet [ks]	0.9	0.5	0.3	0.2	0.2	0.1
1. svislice	2870	6.60E-03	Počet [ks]	58.4	32.8	21.0	13.4	10.7	8.2
2. svislice	1910	4.39E-03	Počet [ks]	38.8	21.8	14.0	8.9	7.1	5.5
3. svislice	1050	2.42E-03	Počet [ks]	21.4	12.0	7.7	4.9	3.9	3.0

5.9.1. Schémata vyztužení

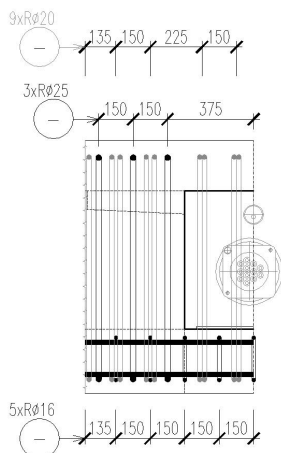
Schémat vyztužení zobrazují staticky nezbytné položky. Při jakékoli změně je nutné schémata upravit dle příslušného řešení.



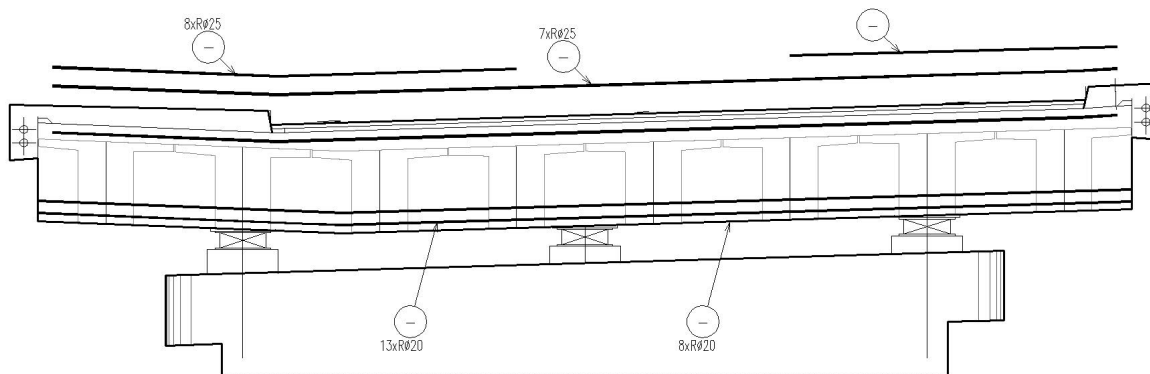
Obrázek – Schéma vyztužení ozubu
Podélný řez - Nosník



Obrázek – Schéma vyztužení ozubu
Podélný řez - Mimo nosník



Obrázek – Pohled na polovinu výztuže na jeden nosník

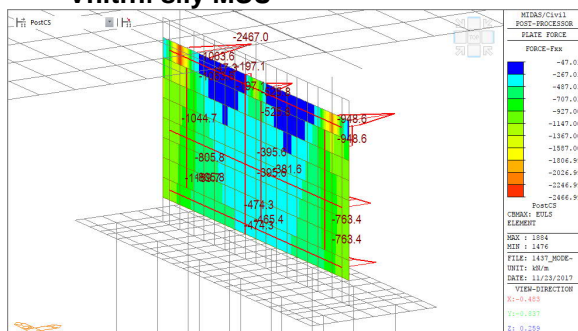


Obrázek – Schéma vyztužení ozubu
Příčný řez

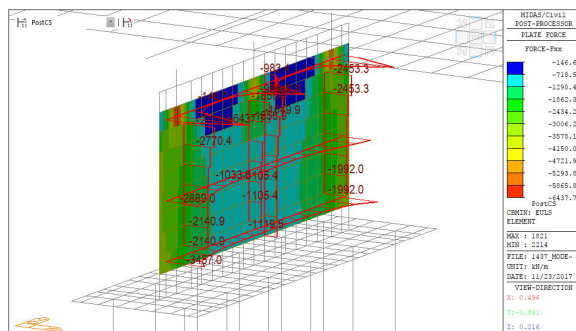
6. PILÍŘE

6.1. Vnitřní síly

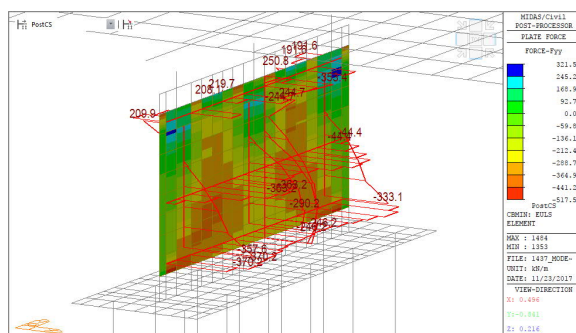
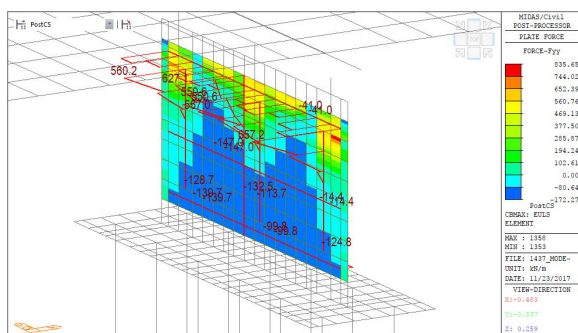
Vnitřní síly MSÚ



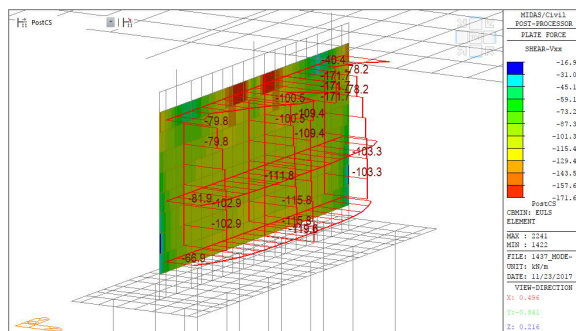
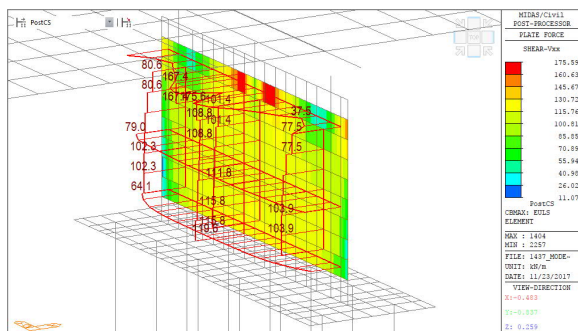
Fxx [kN/m]



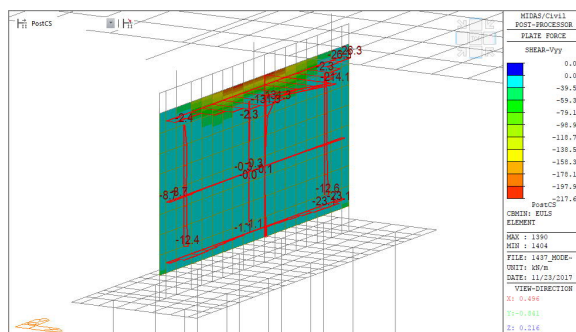
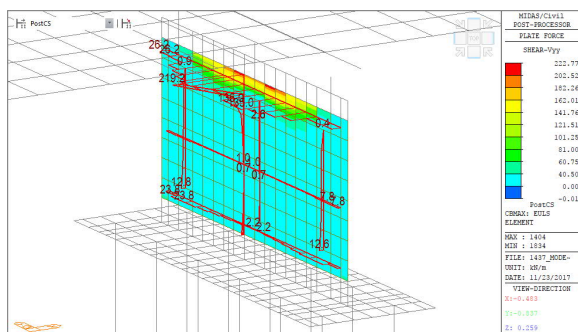
Fyy [kN/m]

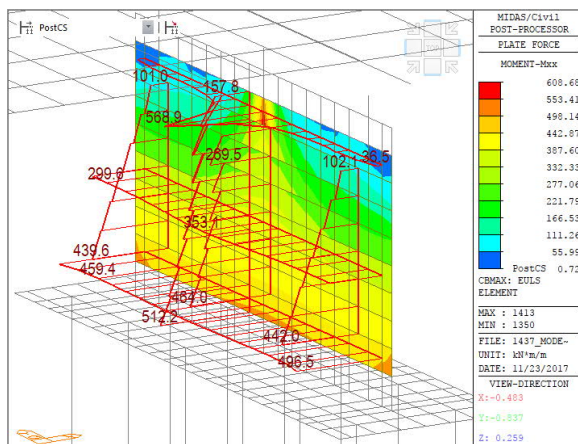


Vxx [kN/m]

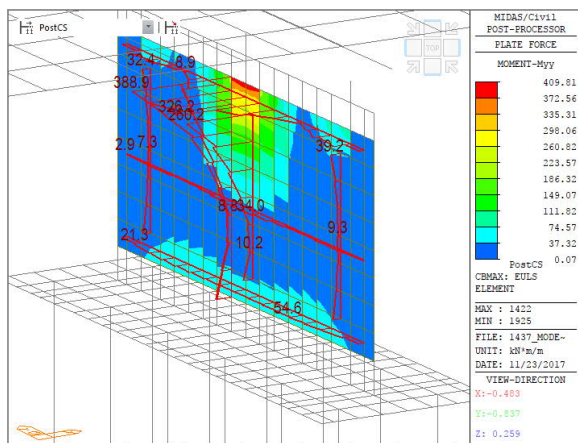
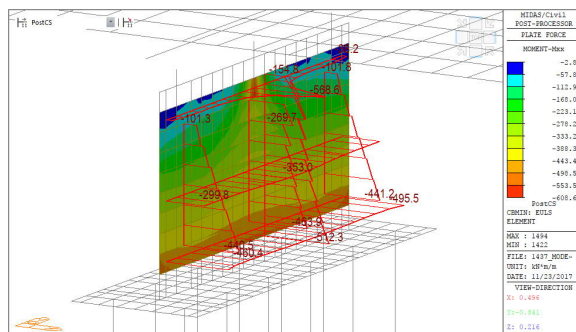


Vyy [kN/m]

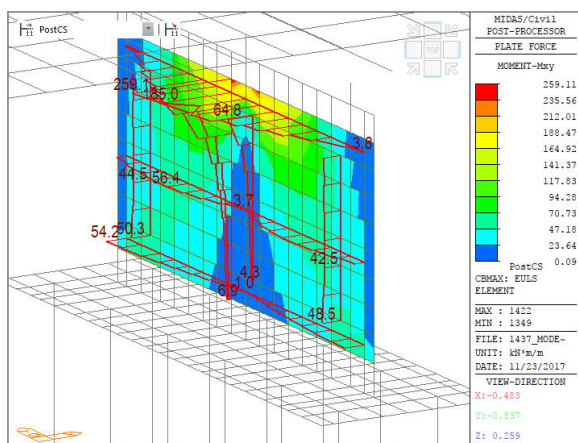
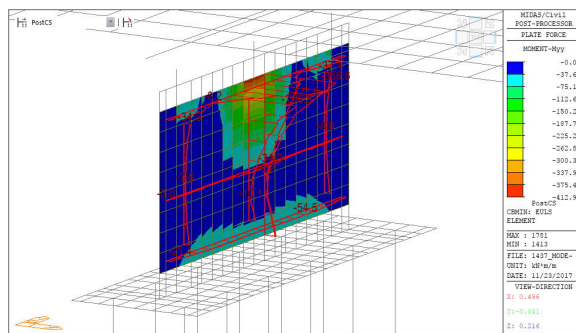




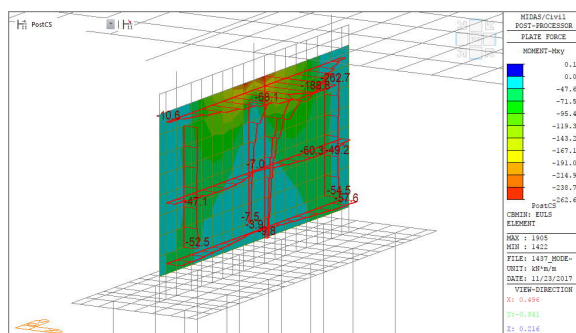
Mxx [kNm/m]



Myy [kNm/m]

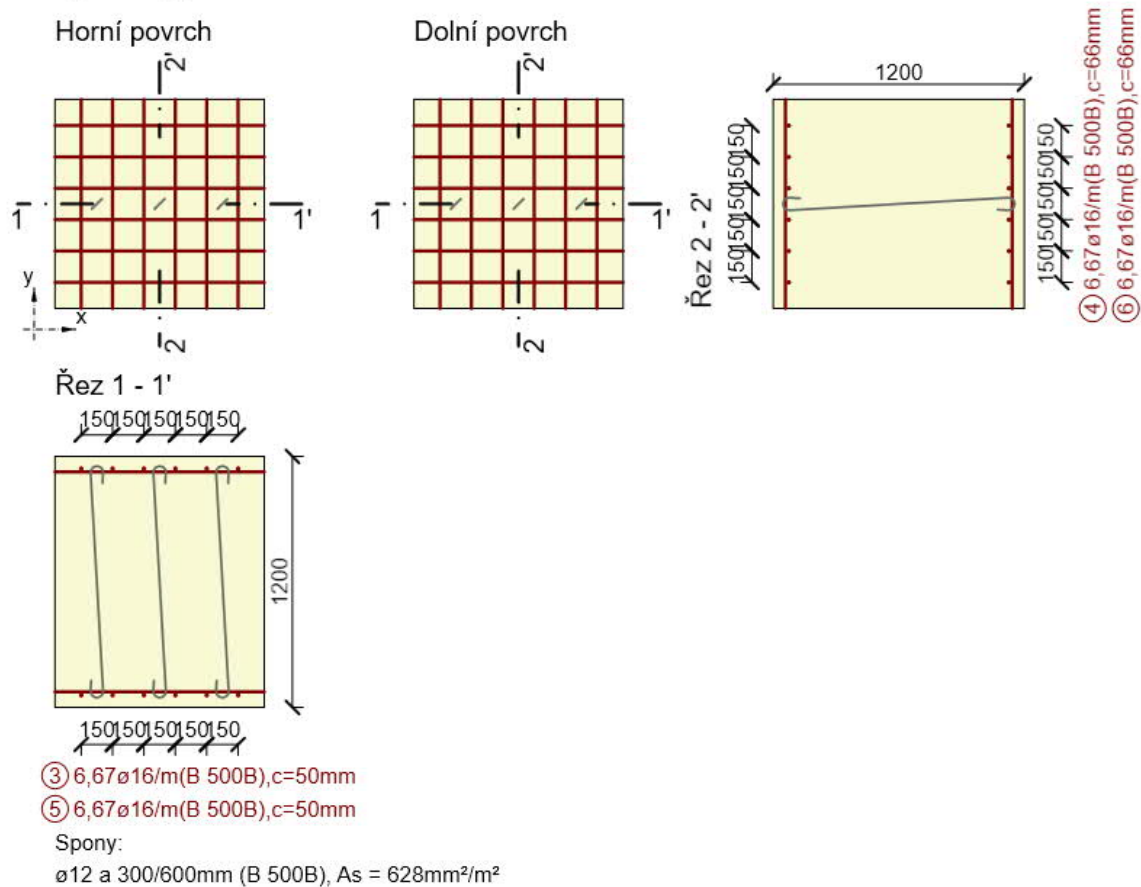


Mxy [kNm/m]



6.2. Posouzení

Charakteristiky a konstrukční zásady



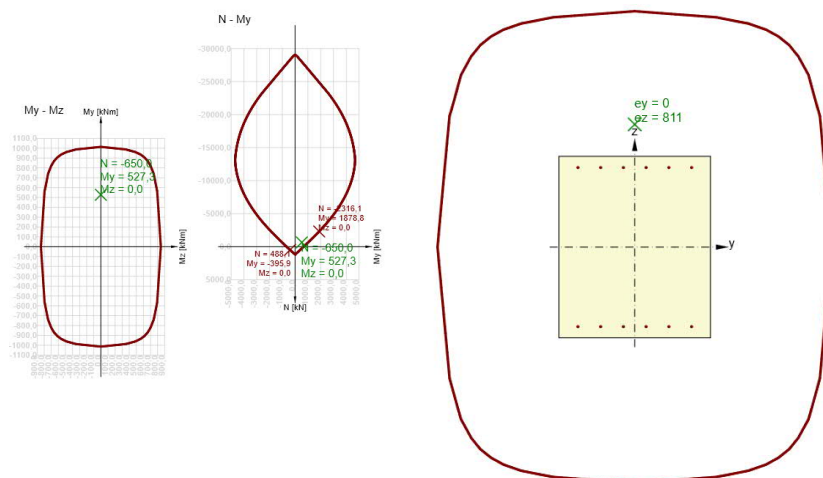
Základní charakteristiky

Souhrn posouzení

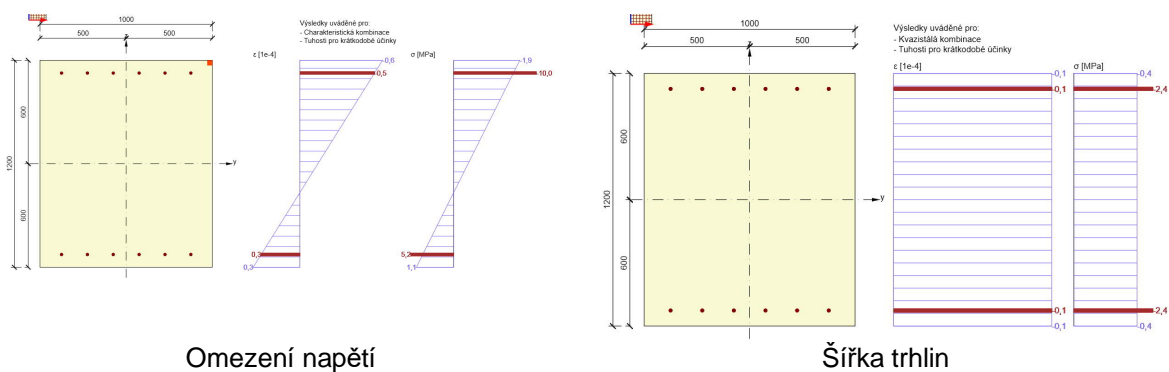
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Konstrukční zásady	-650,0	527,3	0,0			140,2	Nevyhovuje
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-650,0	527,3	0,0			28,1	OK
Smyk	0,0			120,0	0,0	28,4	OK
Interakce	-650,0	527,3	0,0	120,0	0,0	51,0	OK
Omezení napětí	-500,0	365,7	0,0			9,0	OK
Šířka trhliny	-500,0	0,0	0,0			0,0	OK
Konstrukční zásady	-650,0	527,3	0,0			140,2	Nevyhovuje

Tabulka posouzení průřezu

Dílčí posouzení



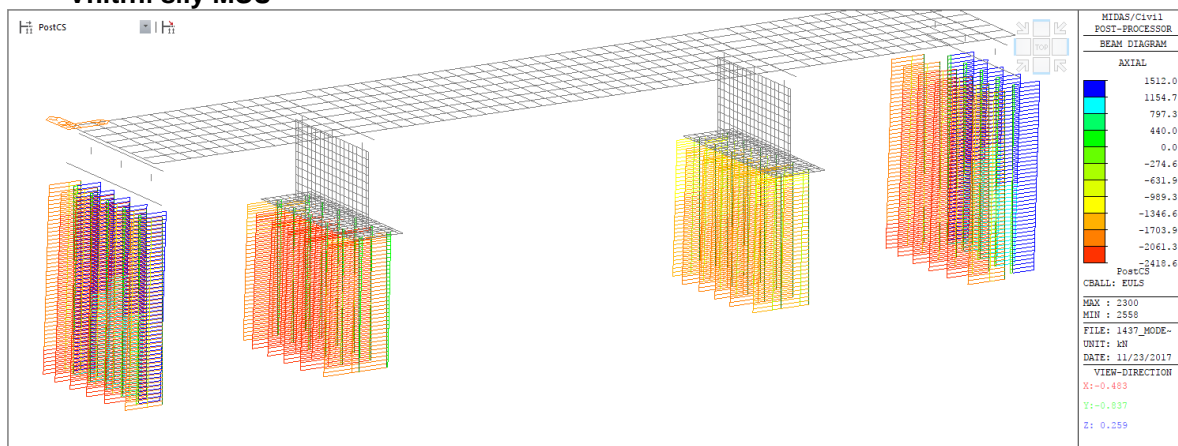
Únosnost N-M-M



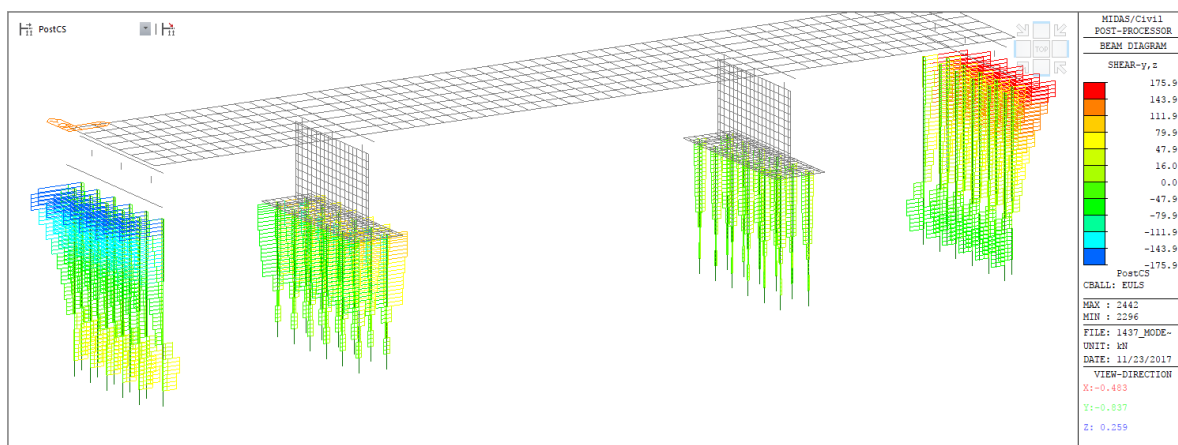
7. PILOTY

7.1. Vnitřní síly

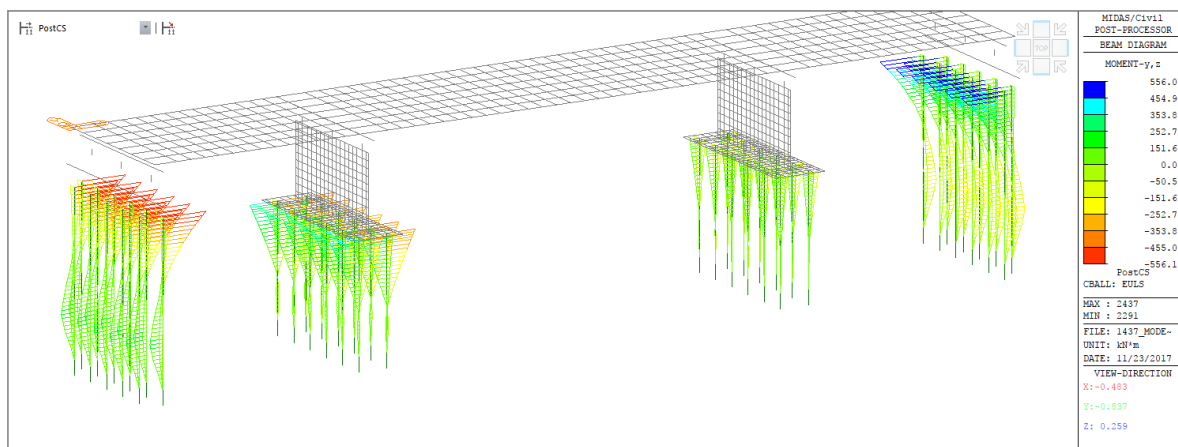
Vnitřní síly MSÚ



Fx [kN]

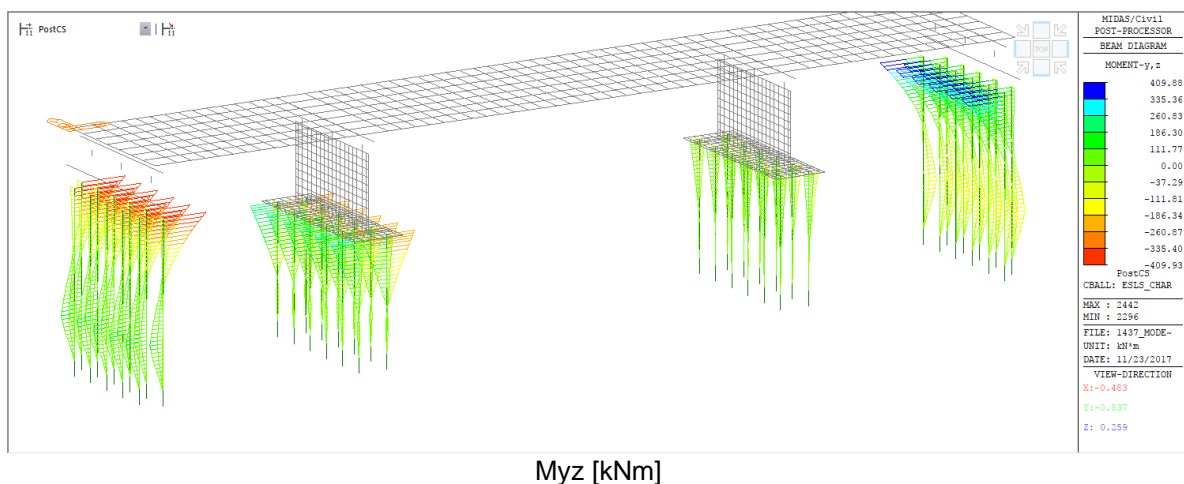
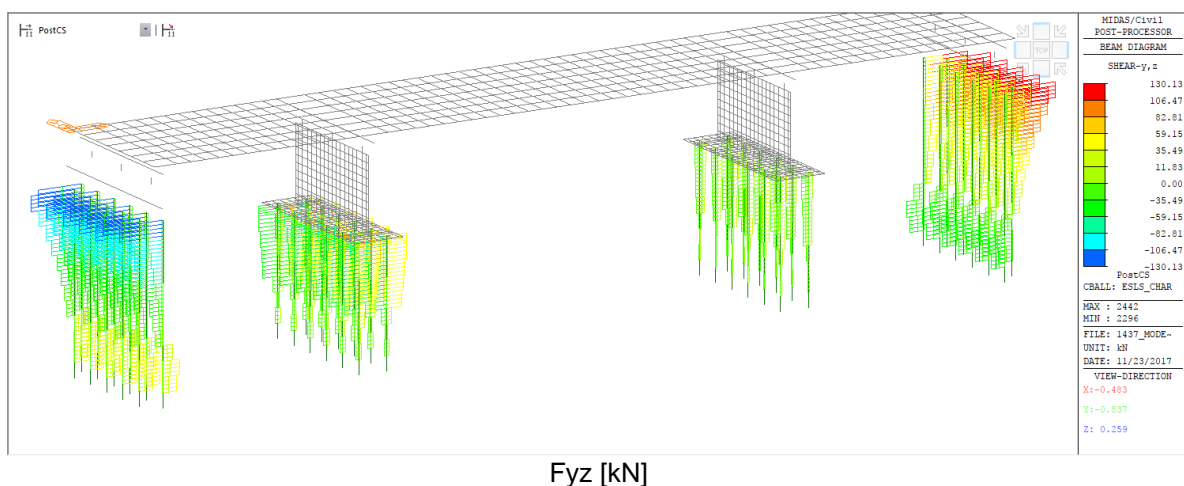
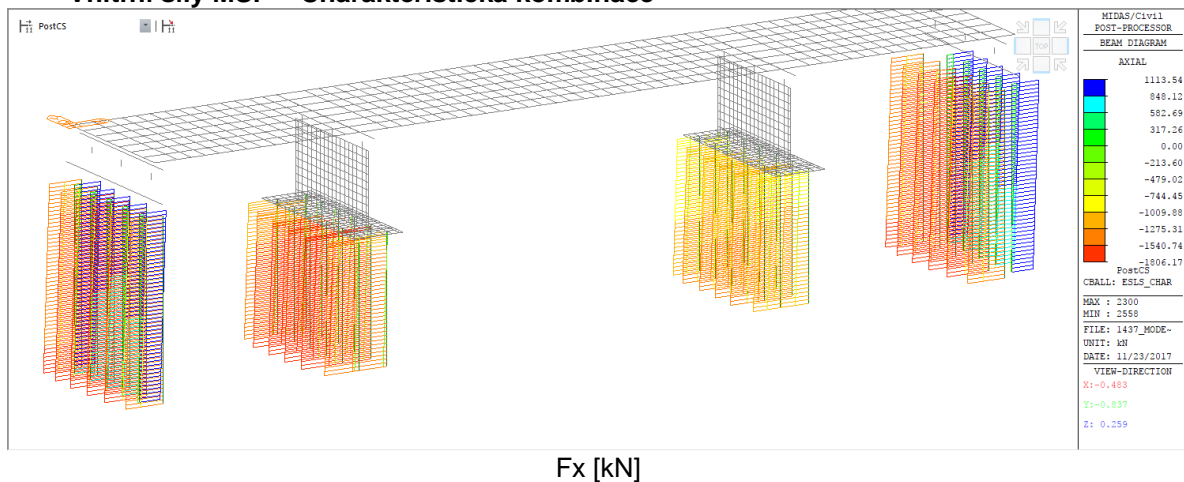


Fyz [kN]



Myz [kNm]

Vnitřní síly MSP – Charakteristická kombinace



7.2. Piloty

Posouzení piloty

Vstupní data

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Piloty

Výpočet pro odvozené podmínky : ČSN 73 1002

Zatěžovací křivka : nelineární (Masopust)

Vodorovná únosnost : pružný poloprostor

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

Návrhový přístup : 3 - redukce zatížení GEO, STR a materiálu

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

Součinitele redukce materiálu (M)		
Trvalá návrhová situace		
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_\phi =$	1,25 [-]
Součinitel redukce efektivní soudržnosti :	$\gamma_c =$	1,25 [-]
Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti :	$\gamma_{cu} =$	1,40 [-]

Součinitele redukce odporu (R)		
Trvalá návrhová situace		
Součinitel redukce odporu na plášti :	$\gamma_s =$	1,00 [-]
Součinitel redukce odporu na patě :	$\gamma_b =$	1,00 [-]
Součinitel redukce únosnosti tažené piloty :	$\gamma_{st} =$	1,10 [-]

Parametry zemín

Třída G4 GMY

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$

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

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

Poissonovo číslo : $\nu = 0,30$

Modul přetvárnosti : $E_{def} = 70,00 \text{ MPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Úhel roznášení : $\beta = 5,00^\circ$

Třída F3, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 26,50^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 12,00 \text{ kPa}$

Poissonovo číslo : $\nu = 0,35$

Modul přetvárnosti : $E_{def} = 6,50 \text{ MPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Úhel roznášení : $\beta = 5,00^\circ$

Třída S3, středně ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 17,50 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 29,50^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,30$
Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 15,50 \text{ MPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 19,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel roznášení : $\beta = 5,00^\circ$

Třída G3, ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 35,50^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,25$
Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 95,00 \text{ MPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 19,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel roznášení : $\beta = 5,00^\circ$

Třída G4

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 32,50^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 4,00 \text{ kPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,30$
Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 70,00 \text{ MPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 19,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel roznášení : $\beta = 5,00^\circ$

R6 Slínovec

Objemová tíha : $\gamma = 22,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 30,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 28,00 \text{ kPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,32$
Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 30,00 \text{ MPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 22,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel roznášení : $\beta = 15,00^\circ$

R5 Slínovec

Objemová tíha : $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 28,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 30,00 \text{ kPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,35$
Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 60,00 \text{ MPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 23,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel roznášení : $\beta = 15,00^\circ$

R4 Slínovec

Objemová tíha : $\gamma = 24,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 32,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 50,00 \text{ kPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,30$

Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 140,00 \text{ MPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 24,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel roznášení : $\beta = 15,00^\circ$

Geometrie

Profil piloty: kruhová

Rozměry

Průměr $d = 1,02 \text{ m}$

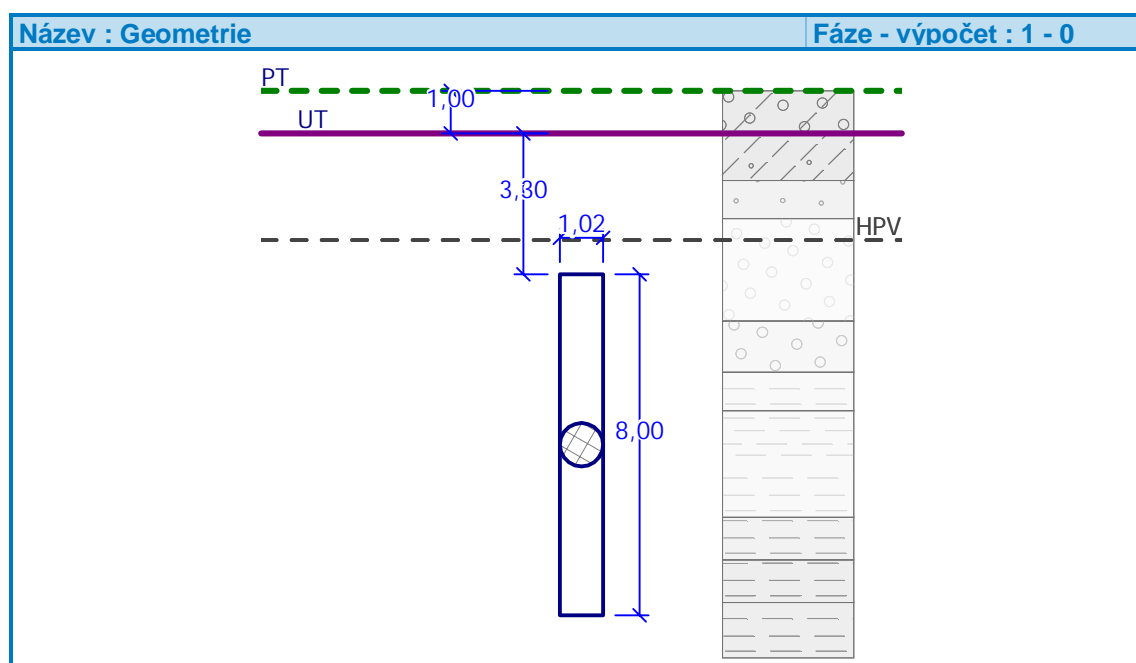
Délka $l = 8,00 \text{ m}$

Umístění

Vysazení $h = -3,30 \text{ m}$

Hloubka upraveného terénu $h_z = 1,00 \text{ m}$

Typ technologie: Vrtané piloty



Modul reakce podloží uvažován jako konstantní.

Materiál konstrukce

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

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

Beton : C 30/37

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

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

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

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

Ocel podélná : B500

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

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,00	Třída G4 GMY	
2	1,10	Třída F3, konzistence tuhá	
3	0,90	Třída S3, středně ulehlá	
4	2,40	Třída G3, ulehlá	
5	1,20	Třída G4	
6	0,90	R6 Slínovec	
7	2,50	R6 Slínovec	
8	1,00	R5 Slínovec	
9	1,00	R4 Slínovec	
10	-	R4 Slínovec	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
	nové	změna							
1	ANO		ULS 1_N min	Návrhové	2200,00	200,00	75,00	25,00	80,00
2	ANO		ULS 2_N max	Návrhové	-550,00	50,00	50,00	5,00	5,00
3	ANO		SLS 1_N min	Užitné	1600,00	50,00	5,00	5,00	5,00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 3,50 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet svislé únosnosti : analytické řešení

Typ výpočtu : výpočet pro odvozené podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Metodika posouzení : bez redukce vstupních dat

Posouzení čís. 1

Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie MS - výsledky

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení tlačené piloty:

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (ULS1_Nmin)

Únosnost piloty na plášti $R_s = 540,06 \text{ kN}$

Únosnost piloty v patě $R_b = 2893,63 \text{ kN}$

Únosnost piloty $R_c = 3433,70 \text{ kN}$

Extrémní svislá síla $V_d = 2316,93 \text{ kN}$

$$R_c = 3433,70 \text{ kN} > 2316,93 \text{ kN} = V_d$$

Únosnost tlačené piloty VYHOVUJE

Posouzení tažené piloty:

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (ULS2_Nmax)

Únosnost tažené piloty $R_{sdt} = 753,84 \text{ kN}$

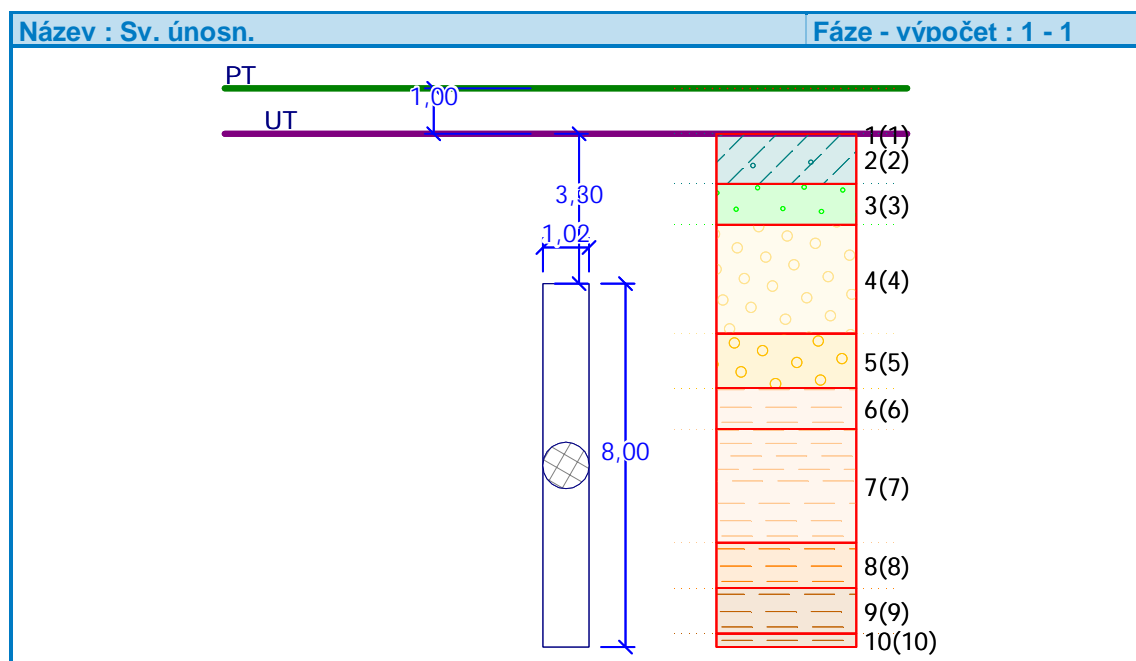
Vlastní hmotnost piloty $w_p = 86,62 \text{ kN}$

Extrémní tahová síla $V_d = 463,38 \text{ kN}$

$$R_c = 753,84 \text{ kN} > 463,38 \text{ kN} = V_d$$

Únosnost tažené piloty VYHOVUJE

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE



Posouzení čís. 1

Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data

Vrstva a číslo	Počátek [m]	Konec [m]	Mocnost [m]	E_s [MPa]	Součinitel a	Součinitel b
1	0,00	0,00	0,00	1,00	11,00	11,00
2	0,00	1,10	1,10	10,00	62,00	16,00
3	1,10	2,00	0,90	20,00	62,00	16,00
4	2,00	4,40	2,40	50,00	100,00	50,00
5	4,40	5,60	1,20	70,00	150,00	110,00
6	5,60	6,50	0,90	45,00	100,00	100,00
7	6,50	9,00	2,50	45,00	100,00	100,00
8	9,00	10,00	1,00	80,00	130,00	90,00
9	10,00	11,00	1,00	100,00	170,00	140,00
10	11,00	11,30	0,30	15,00	20,00	20,00

Uvažovat zatížení : užité

Součinitel vlivu ochrany dřívku $m_2 = 1,00$

Limitní sedání piloty $s_{lim} = 25,0$ mm

Regresní součinitel $e = 1600,00$

Regresní součinitel $f = 1100,00$

Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace pláště tření $R_{yu} = 2452,91$ kN

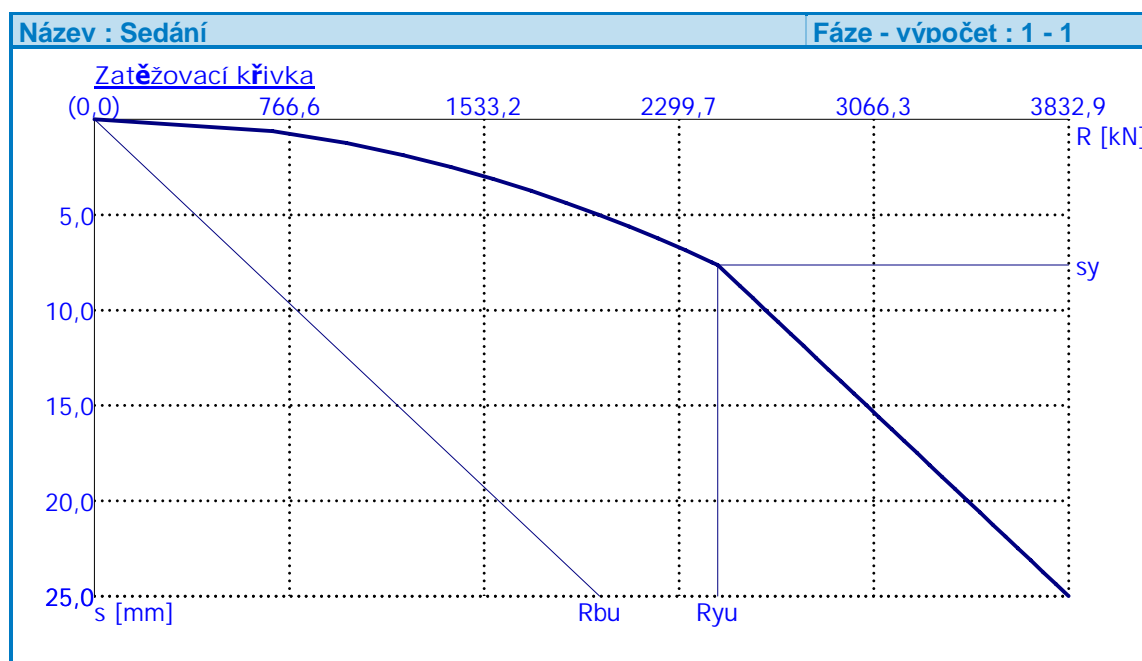
Velikost sedání odpovídající síle R_{yu} $s_y = 7,6$ mm

Únosnosti odpovídající sednutí 25,0 mm :

Únosnost paty $R_{bu} = 1987,71$ kN

Celková únosnost $R_c = 3832,91$ kN

Pro zatížení $Q = 1600,00$ kN je sednutí piloty 3,3 mm



Posouzení čís. 1

Vstupní data pro výpočet vodorovné únosnosti piloty

Pilota je vetknutá do horniny (posun paty je roven nule).
Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepriznivějších zatěžovacích stavů.
Vodorovná únosnost posouzena ve směru maximálního účinku zatížení.

Maximální vnitřní síly a deformace:

Max.deformace piloty = 1,0 mm
Max.posouvající síla = 83,82 kN
Maximální moment = 236,87 kNm

Dimenzace výztuže:

Vyztužení - 16 ks profil 16,0 mm; krytí 120,0 mm
Typ konstrukce (stupně vyztužení) : pilota

Stupeň vyztužení $\rho = 0,394 \% > 0,306 \% = \rho_{\min}$

Zatížení : $N_{Ed} = 550,00$ kN (tah) ; $M_{Ed} = 70,71$ kNm
Únosnost : $N_{Rd} = 1095,51$ kN; $M_{Rd} = 140,84$ kNm

Navržená výztuž piloty VYHOVUJE

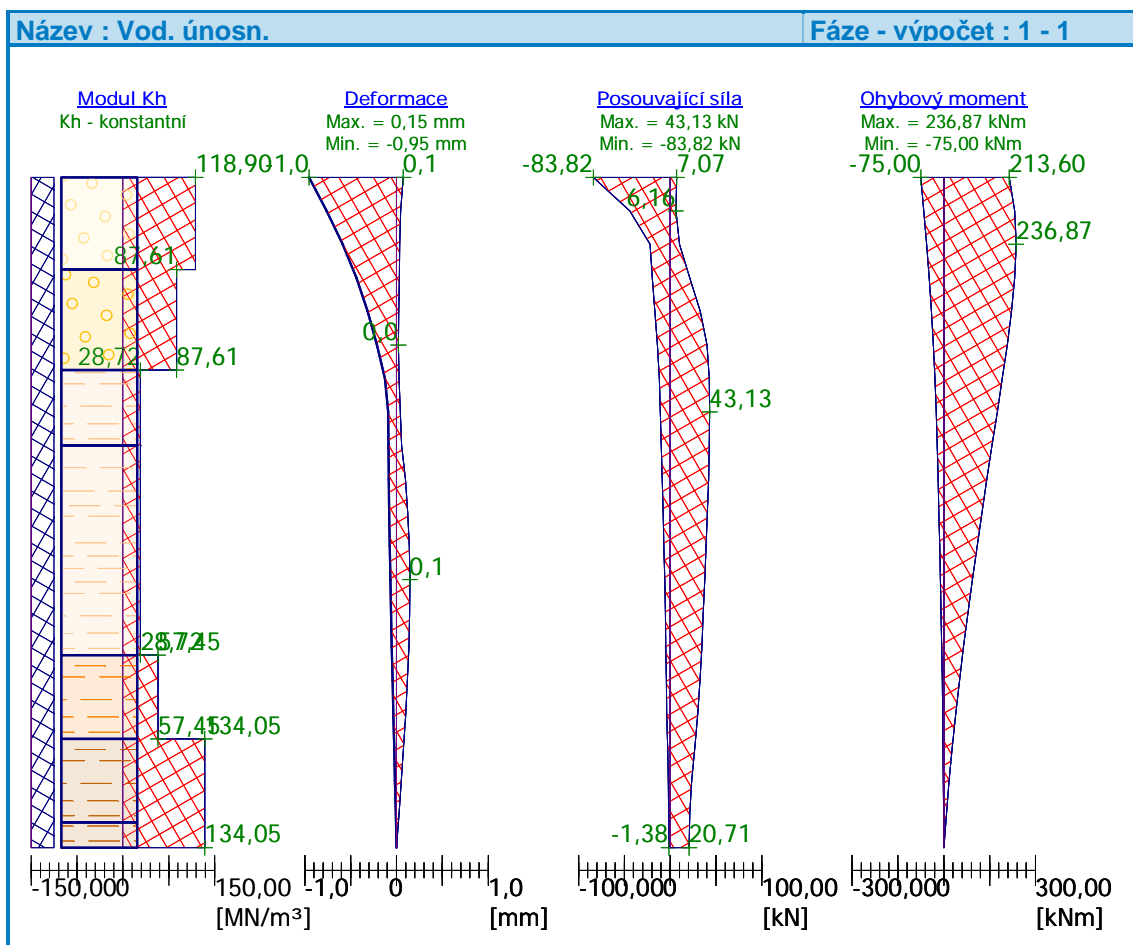
Dimenzace smykové výztuže:

Smyková výztuž - profil 8,0 mm; vzdálenost 150,0 mm

Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 339,18$ kN $> 83,82$ kN = V_{Ed}

Průřez VYHOVUJE.

pouze konstrukční smyková výztuž



8. PŘÍSLUŠENSTVÍ

1.1. Deformační charakteristiky

Stálé zatížení - Byli vyhodnocené deformace od osazení ložisek (t_0) až do konce životnosti (t_{00}).

Proměnné zatížení - Rozsah hodnot rovnoměrné složky teploty podle ČSN EN 1991-1-5, Kapitola 6.1.3.3:

$$\Delta T = \Delta T_N + 10^\circ\text{C} \quad (\text{Poznámka 2})$$

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = 32 + |10| = 42^\circ\text{C} \quad \Delta T_{N,\text{con}} = -38 + |10| = -48^\circ\text{C}$$

Stanovení podélné dilatace - Návrhové hodnoty zatížení v trvalých a dočasných návrhových situacích podle ČSN EN 1990 ed.2: Kapitola A2.3.1 vztah (6.10a) a (6.10b).

Součinitel γ pro jednotlivé zatěžovací stavy:

	$\gamma_{F,\text{sub}}$	$\gamma_{F,\text{inf}}$	Podle
VI. tíha	1.35	1.00	
Předpětí	1.00	1.00	
Dotvarování	1.35	1.00	TNI 73 6270: Kapitola 9.4.1
Smršťování	1.60	1.00	TNI 73 6270: Kapitola 9.4.1
Poklesy	1.20	1.00	
Doprava	1.35	0	
Teploty	1.35	0	ČSN EN 1337-1: Kapitola C.1

Tabulka – Součinitele γ

1.2. Dimenzační charakteristiky ložisek

MSP - Mezní stavy použitelnosti - Podle ČSN EN 1990 ed.2: Kapitola A2.3.3:

MSÚ – Mezní stavy únosnosti - Návrhové hodnoty zatížení v trvalých a dočasných návrhových situacích podle ČSN EN 1990 ed.2: Kapitola A2.3.1 vztah 6.10a a 6.10b.

Pozice	Svislá síla ULS max [kN]	Svislá síla SLS max [kN]	Posun v podélném směru [mm]
Opěra O1. - Levé	400-1900	500-1450	20
Opěra O1. - Střední	100-1850	200-1400	20
Opěra O1. - Pravé	250-2450	400-1900	20
Podpěra P2. - Levé	2000-4650	2000-3400	
Podpěra P2. - Střední	1000-380	1000-2800	
Podpěra P2. - Pravé	1750-5250	1800-3850	
Podpěra P3. - Levé	2000-4650	2000-3400	45
Podpěra P3. - Střední	1000-380	1000-2800	45
Podpěra P3. - Pravé	1750-5250	1800-3850	45
Opěra O4. - Levé	400-1900	500-1450	65
Opěra O4. - Střední	100-1850	200-1400	65
Opěra O4. - Pravé	250-2450	400-1900	65

1.3. Dilatační charakteristik závěrů

Vypočtený dilatační posun mostního závěru dle TP 86:2009

Popis intervalu	Poloha závěru	Směr deformace	Dead Load [mm]	Tendon Primary [mm]	Creep Primary [mm]	Shrinkage Primary [mm]	Summation [mm]
Před vozovkou	OP1	Dx	0.4	1.2	0.6	0.6	2.8
	OP4	Dx	0.2	-4.1	-2.4	-1.9	-8.2
Životnost	OP1	Dx	0.4	1.2	1.3	1.9	4.7
	OP4	Dx	0.2	-3.7	-6.5	-5.7	-15.7
Životnost - Před vozovkou	OP1	Dx	0.0	0.0	0.7	1.2	1.9
	OP4	Dx	0.0	0.4	-4.1	-3.8	-7.5

$$\Delta T_{N,exp} = -42 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{N,con} = 48 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$a_T = 1.00\text{E-}05 \text{ } 1/^\circ\text{C}$$

Poloha závěru	Dilatační délka [m]	RZT + [mm]	RZT - [mm]	Tření [mm]	Teplota + [mm]	Teplota - [mm]	gr2 + [m]	gr2 - [m]
OP1	-15.0	6.3	-7.2	1.0	5.3	-6.2	4.5	-4.5
OP4	45.0	-18.9	21.6	1.0	-17.9	20.6	4.5	-4.5

Popis kombinací	Poloha ložiska	Dead Load [mm]	Tendon Primary [mm]	Creep Primary [mm]	Shrinkage Primary [mm]	Summ. [mm]	Teplota		gr2	
							Teplota + [mm]	Teplota - [mm]	gr2 + [m]	gr2 - [m]
MSP Char.	$\gamma_F \Psi =$	1	1	1	1	-	1	1	0	0
	OP1	0.0	0.0	0.7	1.2	1.9	5.3	-6.2	0.0	0.0
	OP4	0.0	0.4	-4.1	-3.8	-7.5	-17.9	20.6	0.0	0.0
MSÚ 6.10a	$\gamma_F \Psi =$	1.35	1	1.35	1.6	-	0.81	0.81	0	0
	OP1	0.0	0.0	0.9	2.0	2.9	4.3	-5.0	0.0	0.0
	OP4	0.0	0.4	-5.5	-6.0	-11.2	-14.5	16.7	0.0	0.0
MSÚ 6.10b	$\gamma_F \Psi =$	1.15	1	1.15	1.36	-	1.35	1.35	0	0
	OP1	0.0	0.0	0.8	1.7	2.4	7.2	-8.4	0.0	0.0
	OP4	0.0	0.4	-4.7	-5.1	-9.5	-24.2	27.8	0.0	0.0

Návrhový dilatační posun mostního závěru dle TP 86:2009

Popis kombinací	Poloha ložiska	Stálé $t_{00} - t_0$	Proměnné		Posun		
			Kladné	Záporné	Max	Min	Abs
MSP Char	OP1	1.9	5.3	-6.2	7.2	-6.2	13.4
	OP4	-7.5	20.6	-17.9	20.6	-25.4	46.0

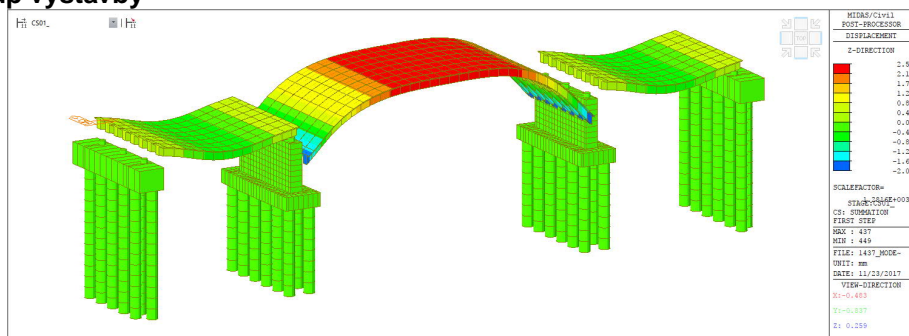
Jmenovitý dilatační posun mostního závěru dle TP 86:2009

Popis kombinací	Poloha ložiska	Stálé $t_{00} - t_0$	Proměnné		Posun		
			Kladné	Záporné	Max	Min	Abs
MSÚ 6.10a	OP1	2.9	4.3	-5.0	7.2	-5.0	12.2
	OP4	-11.2	16.7	-14.5	16.7	-25.7	42.4
MSÚ 6.10a	OP1	2.4	7.2	-8.4	9.6	-8.4	18.0
	OP4	-9.5	27.8	-24.2	27.8	-33.6	61.4

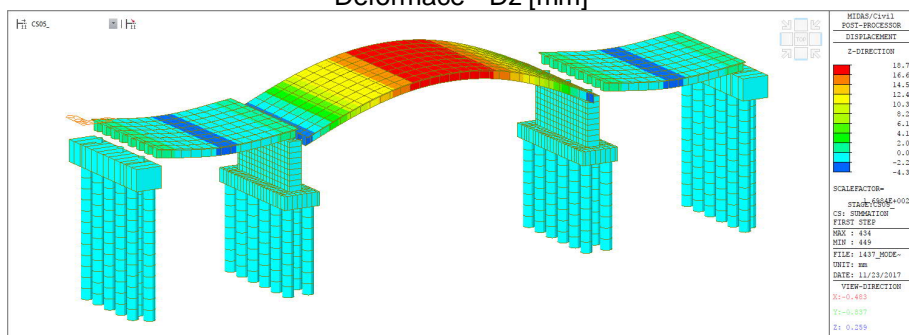
9. DEFORMACE

9.1. Postup výstavby a životnost

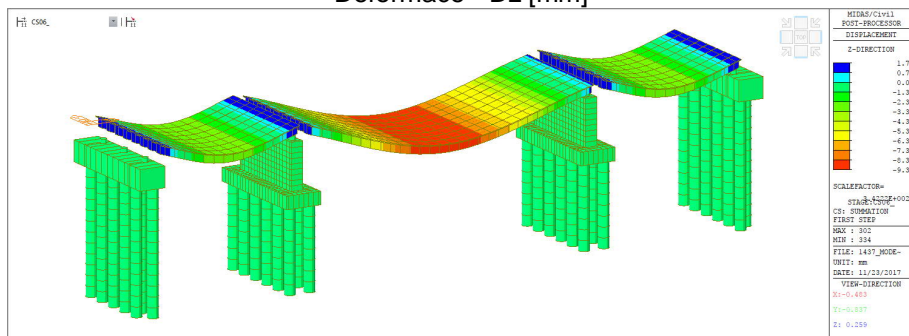
Postup výstavby



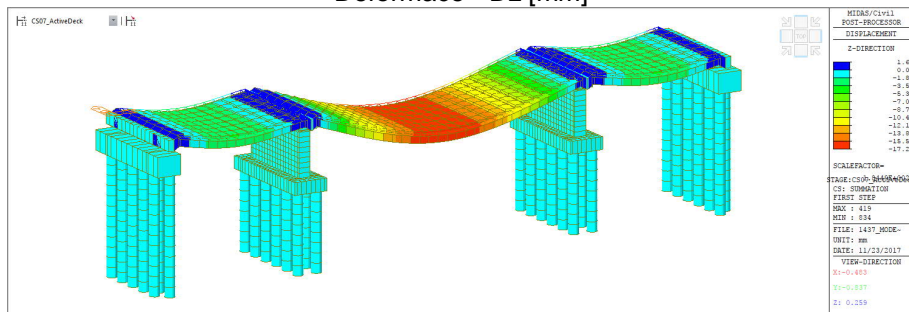
Deformace - Dz [mm]



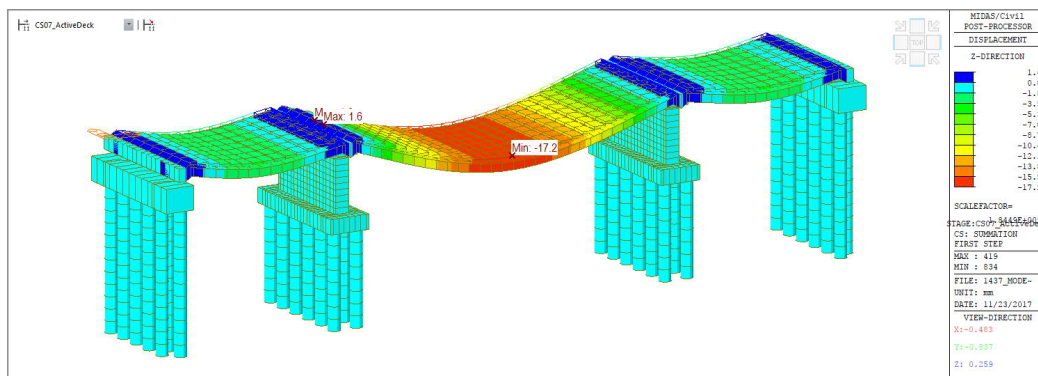
Deformace - Dz [mm]



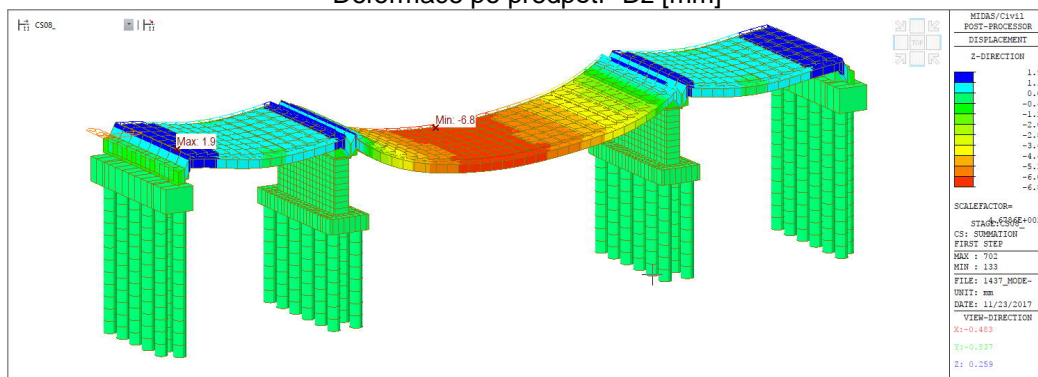
Deformace - Dz [mm]



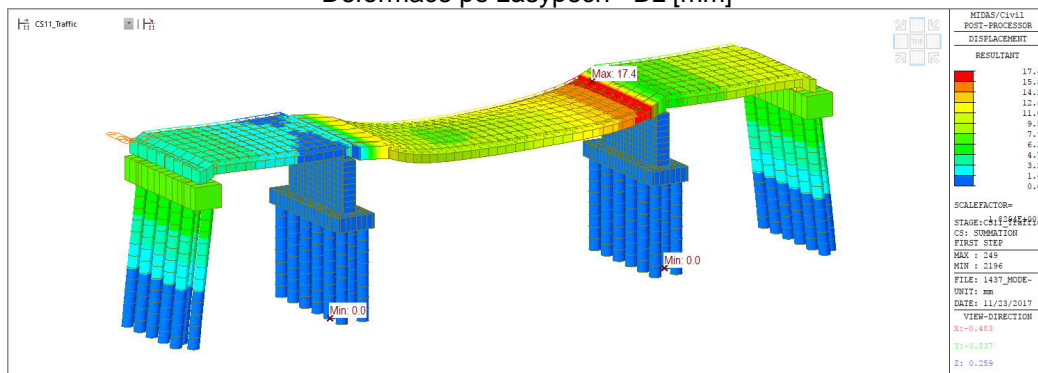
Deformace - Dz [mm]



Deformace po předpětí- Dz [mm]

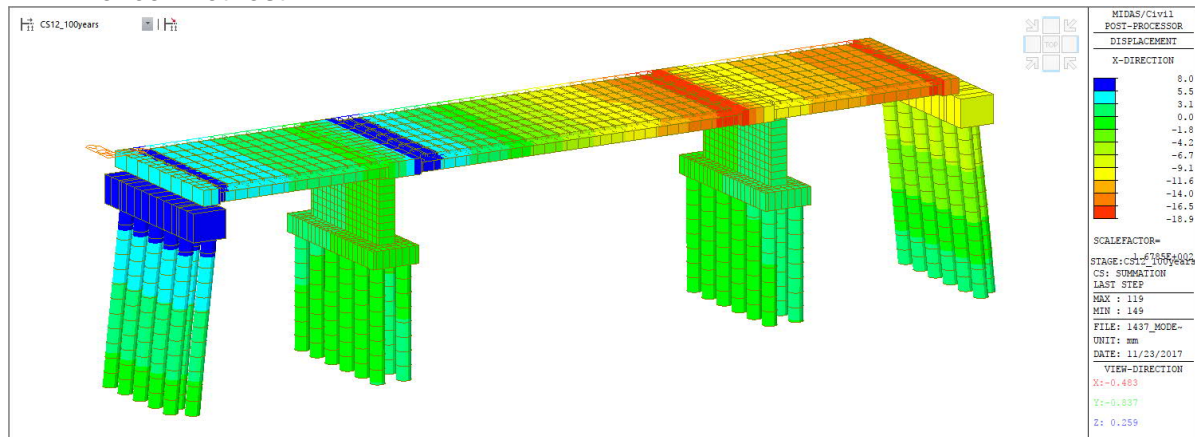


Deformace po zásypech - Dz [mm]

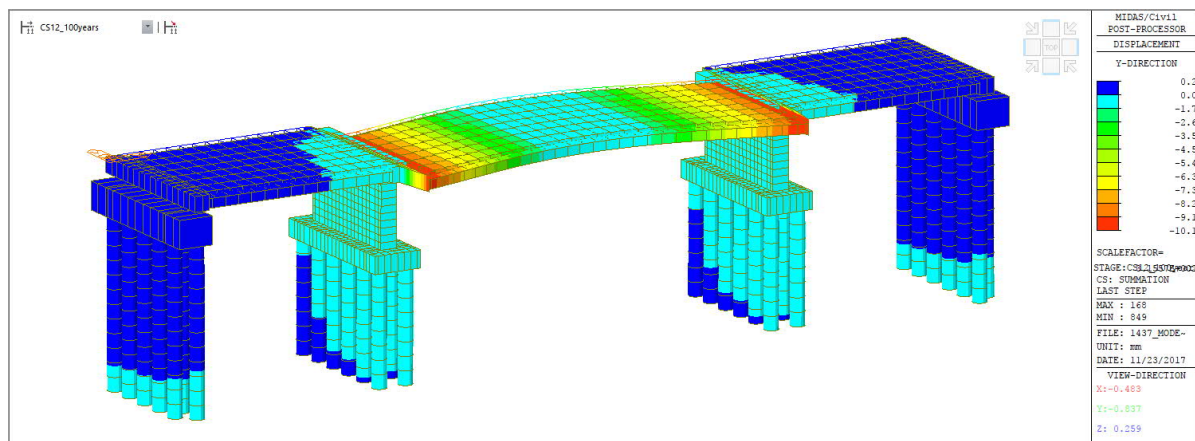


Deformace při uvedení do provozu - Dxyz [mm]

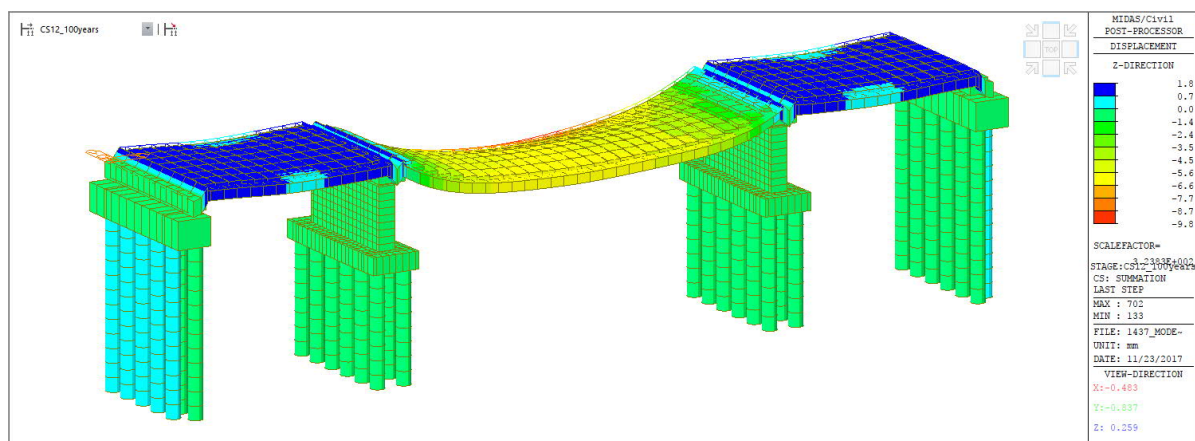
Konec životnosti



Deformace - Dx [mm]



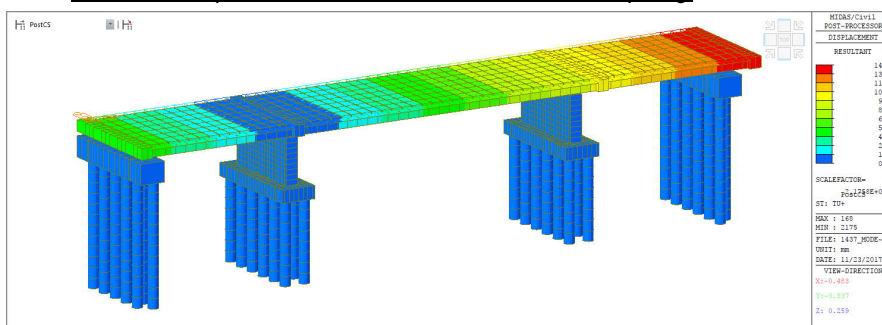
Deformace - Dy [mm]



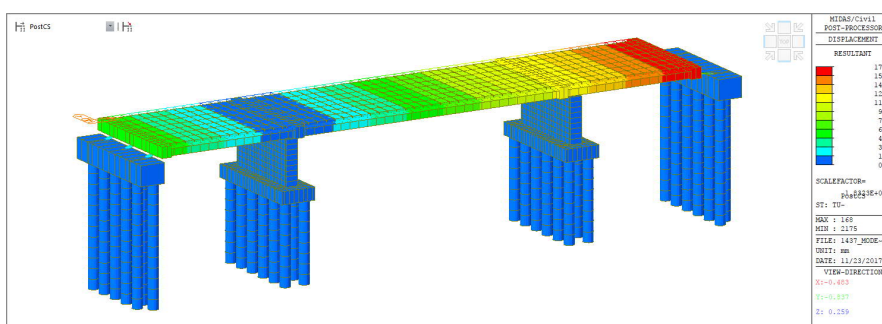
Deformace - Dz [mm]

9.2. Proměnné zatížení

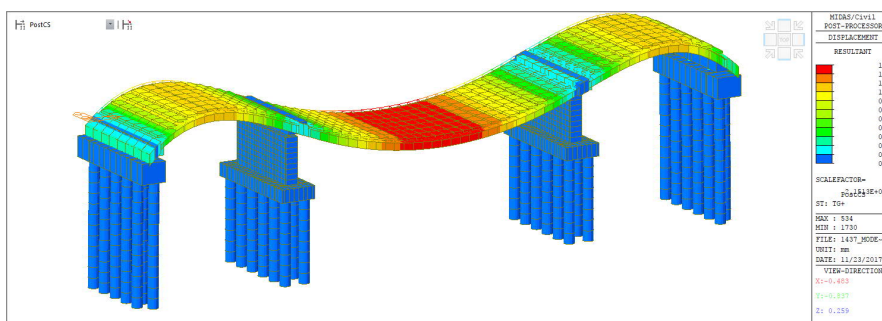
9.2.1. Zatížení teplotou - Rovnoměrná složka teploty



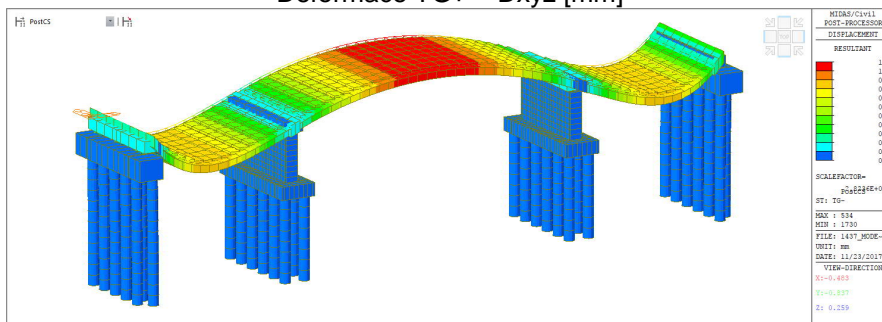
Deformace TU+ – Dxyz [mm]



Deformace TU- – Dxyz [mm]



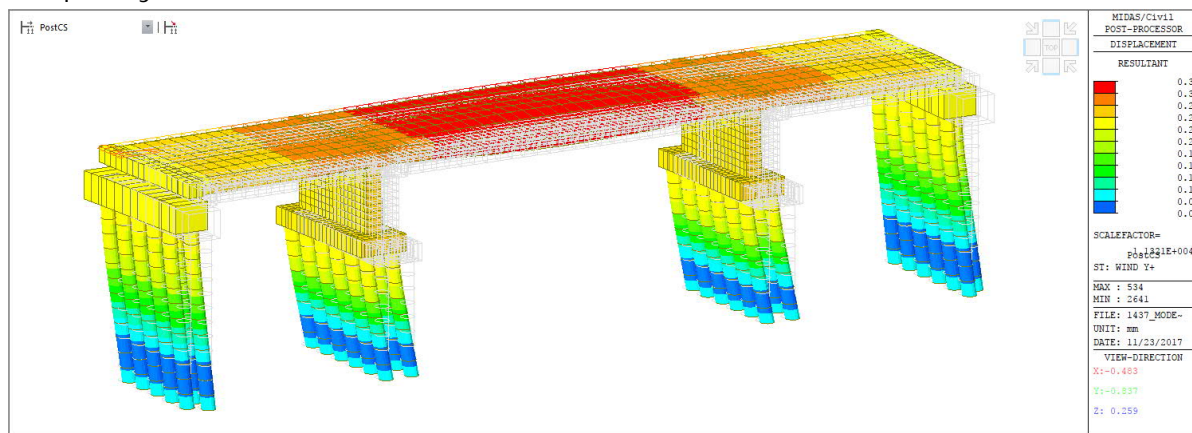
Deformace TG+ – Dxyz [mm]



Deformace TG- – Dxyz [mm]

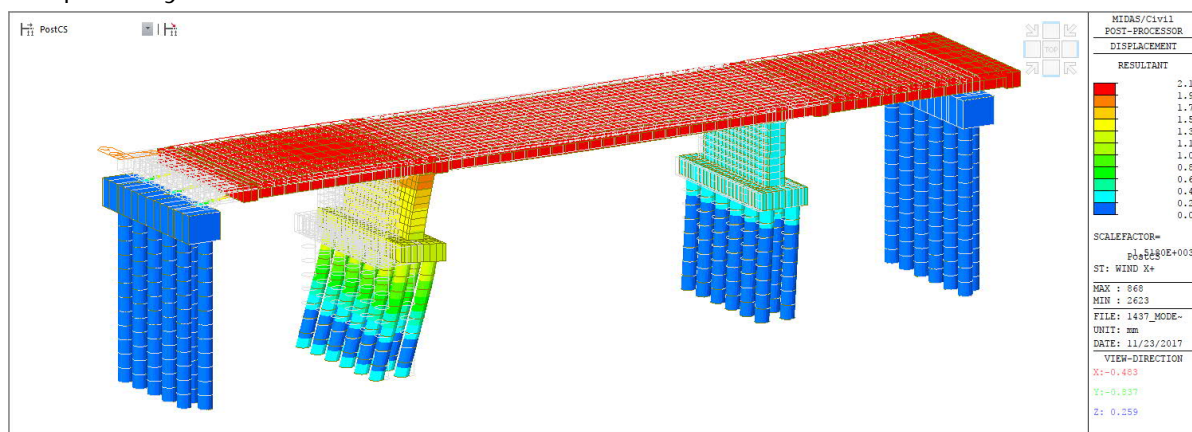
9.2.1. Zatížení větrem

Vítr příčný



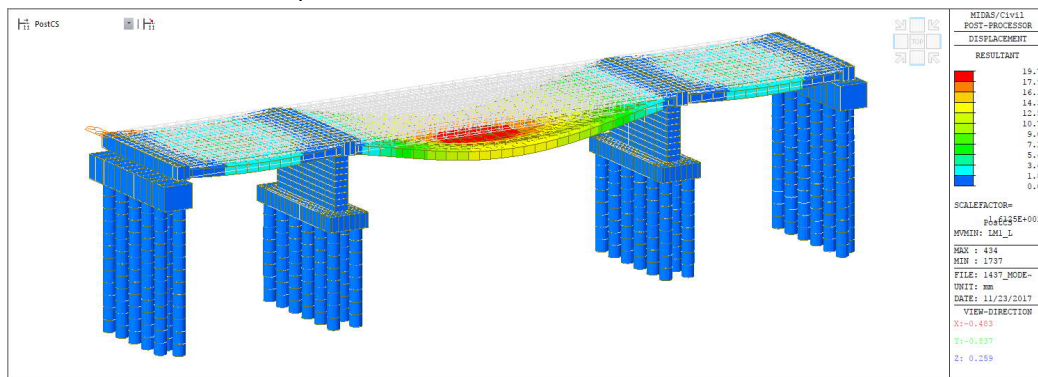
Deformace – Dxyz [mm]

Vítr podélný



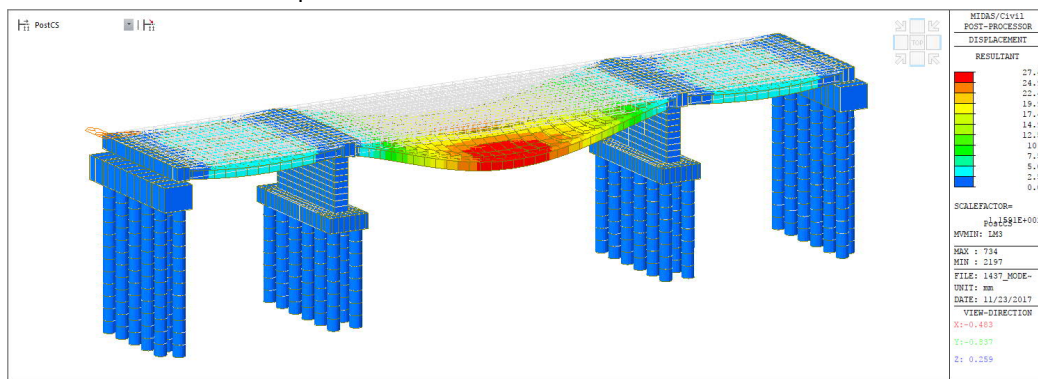
Deformace – Dxyz [mm]

9.2.2. Zatížení dopravou – LM 1



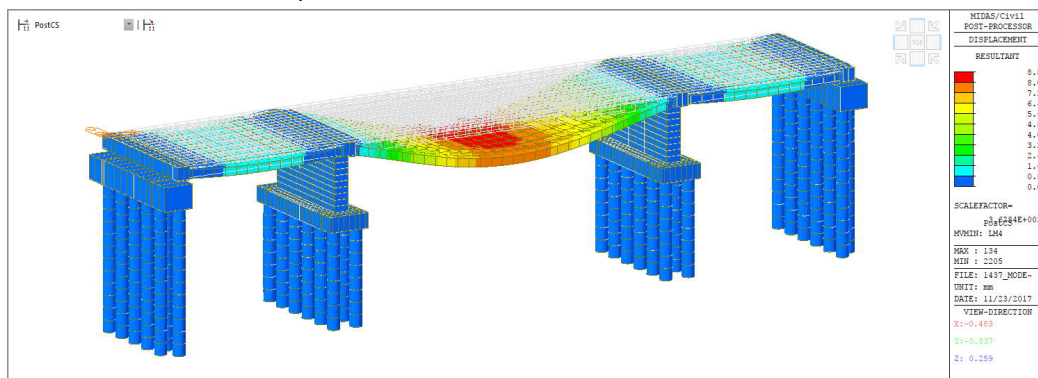
Deformace min – Dxyz [mm]

9.2.1. Zatížení dopravou – LM 3



Deformace min – Dxyz [mm]

9.2.1. Zatížení dopravou – LM 4



Deformace min – Dxyz [mm]

10. POUŽITÉ NORMY A PODKLADY

- Technické a kvalitativní podmínky staveb pozemních komunikací – MD – 2008

ČSN 01 3466 – Výkresy pozemních komunikací

ČSN 01 3483 – Výkresy kovových konstrukcí

ČSN 73 2601 – Provádění ocelových konstrukcí

ČSN 73 2603 – Ocelové mostní konstrukce –

Doplňující specifikace pro provádění, kontrolu kvality a prohlídky

ČSN 73 6200 – Mostní názvosloví

ČSN 73 6201 – Navrhování mostních objektů

ČSN 73 6221 – Prohlídky mostů pozemních komunikací

ČSN 73 6203 – Zatížení mostů

ČSN 73 6206 – Navrhování betonových a železobetonových mostů

ČSN 73 6242 – Navrhování vozovek na mostech pozemních komunikací

ČSN 73 6244 – Přechody mostů pozemních komunikací

ČSN EN 206-1 Beton. Vlastnosti, výroba, ukládání a kritéria hodnocení

ČSN EN 1317-1 Silniční záchytné systémy – Část 1: Technologie a obecná kritéria pro zkušební metody

ČSN EN 1090-1 Požadavky na posouzení shody konstrukčních dílců

ČSN EN 1317-1 Silniční záchytné systémy – Část 1: Technologie a obecná kritéria pro zkušební metody

ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1991-1-1 Zatížení stavebních konstrukcí

ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí – zatížení mostů dopravou

ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí - Obecná pravidla

ČSN EN 1992-2 Navrhování betonových konstrukcí - Betonové mosty

ČSN EN 1997-1 Navrhování geotechnických konstrukcí - Obecná pravidla

ČSN EN 1997-1 Navrhování geotechnických konstrukcí

VL – 4 Mosty 2010

TP 65 Zásady pro dopravní značení na PK

TP 89 Ochrana prvků betonových mostů proti chemickým vlivům

TP 107 Odvodnění mostů pozemních komunikací.

TKP Technické a kvalitativní podmínky staveb mostů pozemních komunikací (aktualizace 2008, 2009)

TP 183 Diagnostický průzkum mostů pozemních komunikací

-

11. POUŽITÝ SOFTWARE

- MIDAS CIVIL 2017
- MS Excel, MS Word
- IDEA StatiCa
- GEO 5

12. ZÁVĚR

12.1. Poznámka ke statickému výpočtu

Statický výpočet byl vypracován v rozsahu požadovaného stupně projektové dokumentace. Podrobnější posouzení včetně dořešení všech detailů je uchováno u zpracovatele.

12.2. Souhrn

Všechny prvky konstrukce byli navrženy a posouzené podle platných norem. Navrhnutá konstrukce je stabilní a vyhovuje pro nejnepříznivější kombinaci vnitřních sil.

Statickým výpočtem bylo prokázáno splnění základních požadavků na stavbu – mechanické odolnosti a stabilita stavby. Dále jsou splněny podmínky spolehlivosti (tj. bezpečnosti, použitelnosti a trvanlivosti) stavby.

Případné změny oproti projektové dokumentace je nutné konzultovat s projektantem. Při všech pracích, které budou prováděny v rámci stavby, musí být dodrženy bezpečnostní vyhlášky a předpisy, zejména vyhláška o bezpečnosti práce a technických zařízení při stavebních pracích č. 309 / 2006 Sb. Zvláště je nutno dbát bezpečnosti práce na zavěšených plošinách a lešeních. Veškeré materiály použité na stavbě musí mít certifikát kvality zaručující splnění požadavků stavby na životnost, mechanické vlastnosti. Dodavatel stavby je povinen použít pouze certifikované materiály k výstavbě. Před zahájením stavebních prací je nutné, aby zhotovitel opravy předložil technologické postupy pro jednotlivé stavební činnosti a doložil certifikáty jednotlivých materiálů a prvků.



Vypracoval:

Ing. Ondřej Jetmar



Vysoké Mýto, 02/2022

Kontroloval:

Ing. Jan Bursa

