

Zhotovitel

Společnost  
**VALBEK-PRODEX**

Valbek 

**Valbek**  **Prodex**

Valbek&Prodex, spol. s r.o.  
Rusovská cesta 16, 851 01 Bratislava

				Číslo soupravy
Č. změny	Zdůvodnění změny	Datum	Podpis	

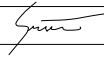
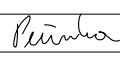
Investor



Správa železnic, státní organizace  
Dlážděná 1003/7  
110 00 Praha 1 - Nové Město

Zpracovatel přílohy

Valbek 

Odpov. projektant stavby	Ing. Aleš Sršeň	
Odpov. projektant PS, SO, části	Ing. Aleš Menšík	
Vypracoval	Martin Pečinka	
Technická kontrola	Ing. Miroslav Marek	
<b>Přestavba propustku v km 159,434 trati Stará Paka - Liberec na podchod SO 201 Schodiště a monolitická část podchodu</b>		
<b>STATICKÝ VÝPOČET</b>		

Valbek, spol. s r.o.  
V Olšinách 2300/75, 100 00 Praha 10  
tel.: +420 221 592 050  
e-mail: info@valbek.cz

Zak. číslo zhotov.	20PH61013
Datum	11/2021
Stupeň	PDPS
Měřítko	1:100,50,20,10
Část	Příloha
<b>D.2.1.4.2.</b>	<b>8</b>

## Obsah

1.	ÚVOD.....	2
2.	VÝPOČETNÍ MODEL.....	4
3.	POPIS ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ.....	12
4.	KOMBINACE.....	18
5.	VNITŘNÍ SÍLY.....	20
6.	POSOUZENÍ PRŮŘEZŮ.....	39
7.	POSOUZENÍ SMYKOVÉ ÚNOSNOSTI (ULS).....	51
8.	POSOUZENÍ ZALOŽENÍ.....	58
9.	ZÁVĚR.....	59

## 1. ÚVOD

### 1.1. Základní údaje

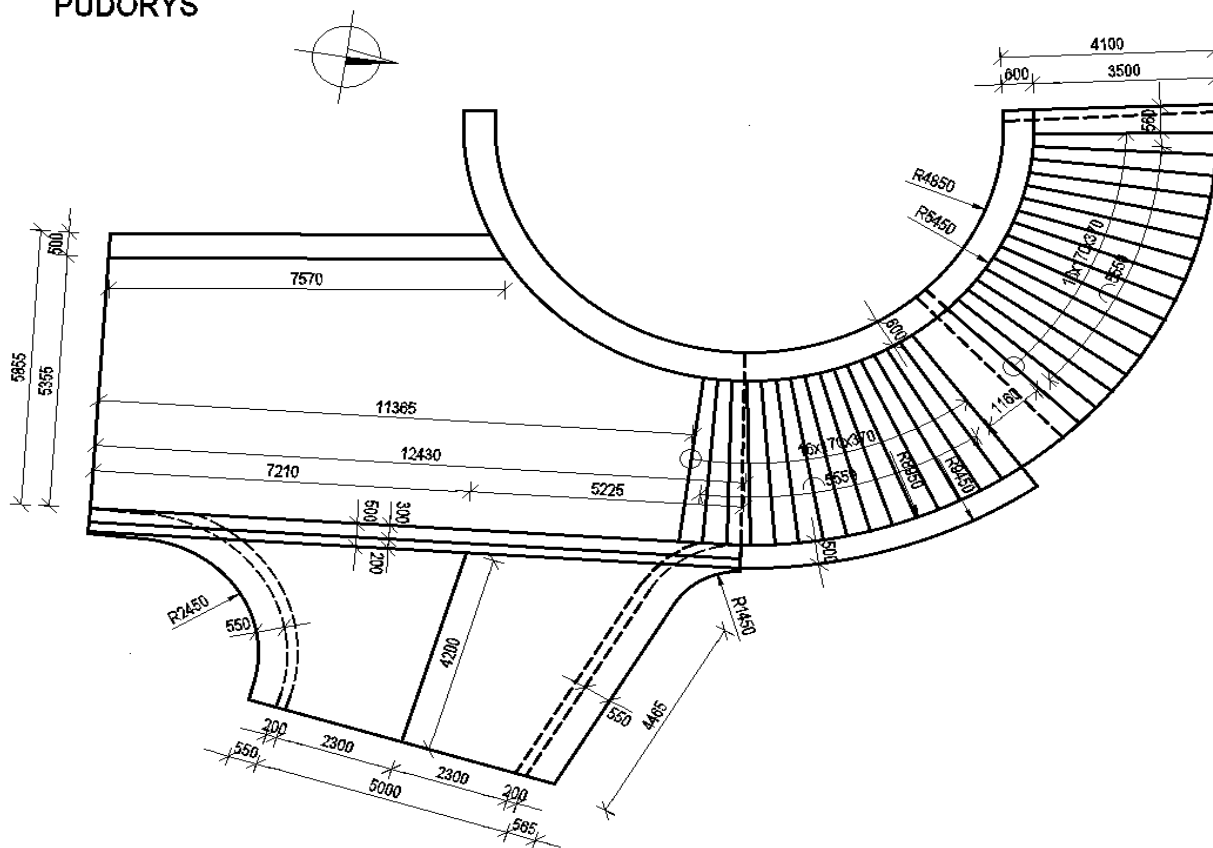
<b>Akce:</b>	<b>Přestavba propustku v km 159,434 trati Stará Paka - Liberec na podchod</b>
<b>Objednatel:</b>	Správa železnic, s. o.
<b>Zhotovitel PD:</b>	Valbek, spol. s r.o.
<b>Projektový stupeň:</b>	DUSP

<b>Název objektu:</b>	<b>SO 201 Schodiště a monolitická část podchodu</b>
<b>Řešené prvky objektu:</b>	Luneta, schodiště a monolitická část podchodu

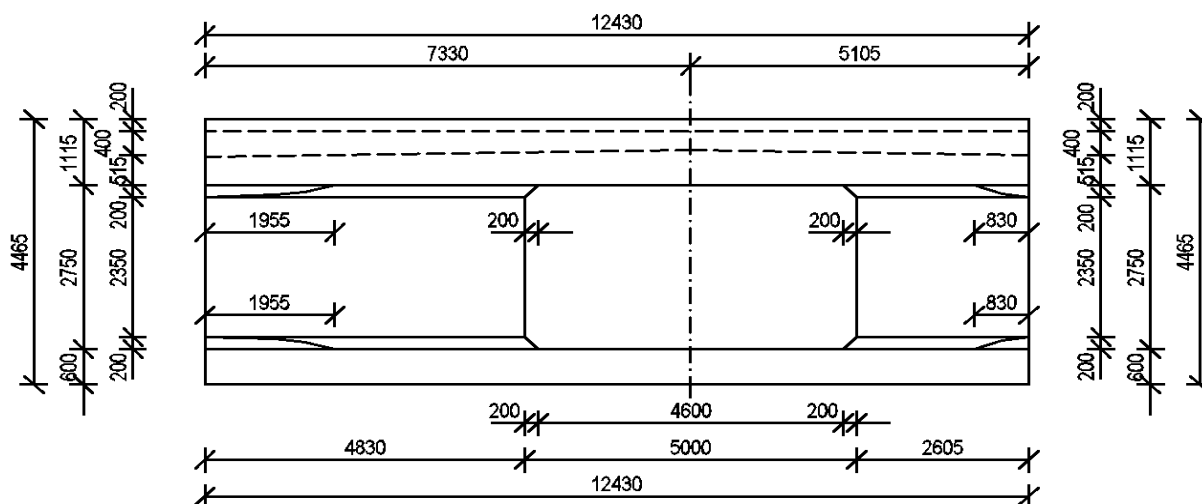
Zodpovědný projektant SO: Ing. Aleš Menšík

### 1.2. Výkresové schéma monolitické konstrukce

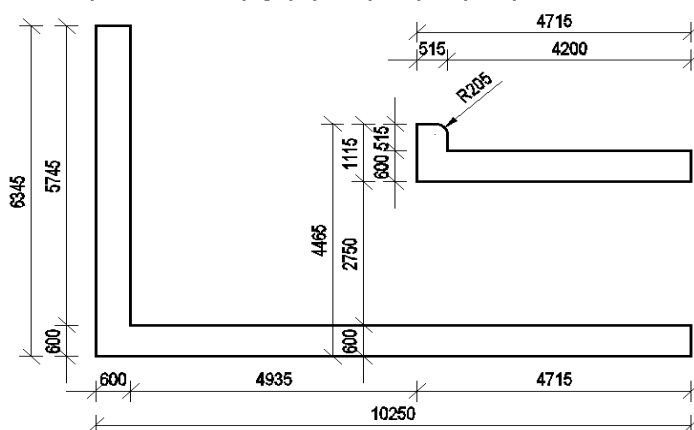
#### PŮDORYS



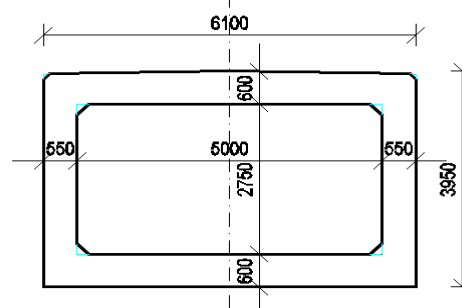
## POHLED NA VSTUP DO PODCHODU



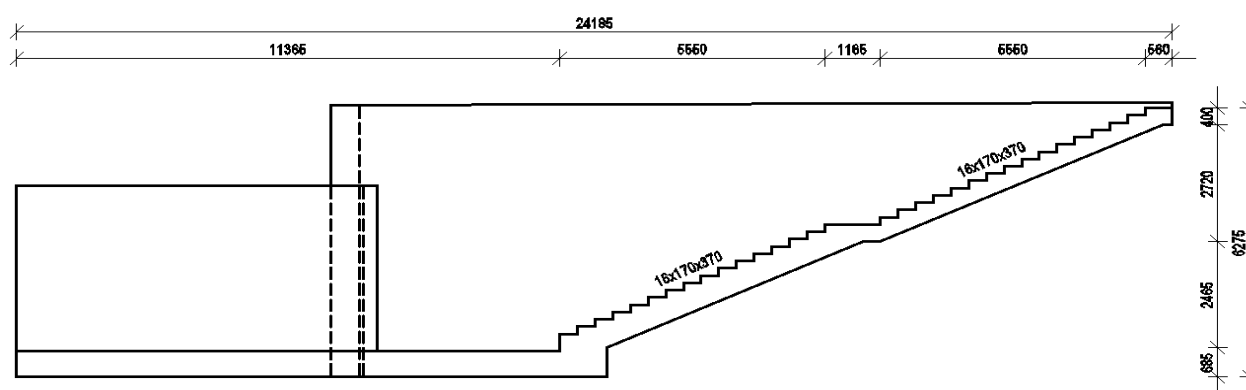
## PŘÍČNÝ ŘEZ OSOU PODCHODU



## PODÉLNÝ ŘEZ PODCHODEM



## ROZVINUTÝ ŘEZ OSOU SCHODIŠTĚ S POHLEDEM NA LUNETU



## 2. VÝPOČETNÍ MODEL

### 2.1. Popis výpočetního modelu

#### **Volba výpočetního modelu**

Statický výpočet je proveden na 3D deskostěnnovém modelu, pro reálné vystižení působení zatížení na konstrukci.

#### **Postup výstavby**

Ve výpočetním modelu jsou zohledněny změny statického schématu, i když jejich vliv na přerozdělení účinků zatížení v konstrukci je zanedbatelný.

#### **Změny tuhosti v závislosti na stavu namáhání**

Jedná se o běžnou železobetonovou konstrukci, bez vzniku plastických kloubů nebo nadměrných trhlin, změny tuhosti železobetonových částí konstrukce vlivem vzniku a rozevírání trhlin se tedy neuvažují.

#### **Časově závislé změny vlastností konstrukce a okrajových podmínek**

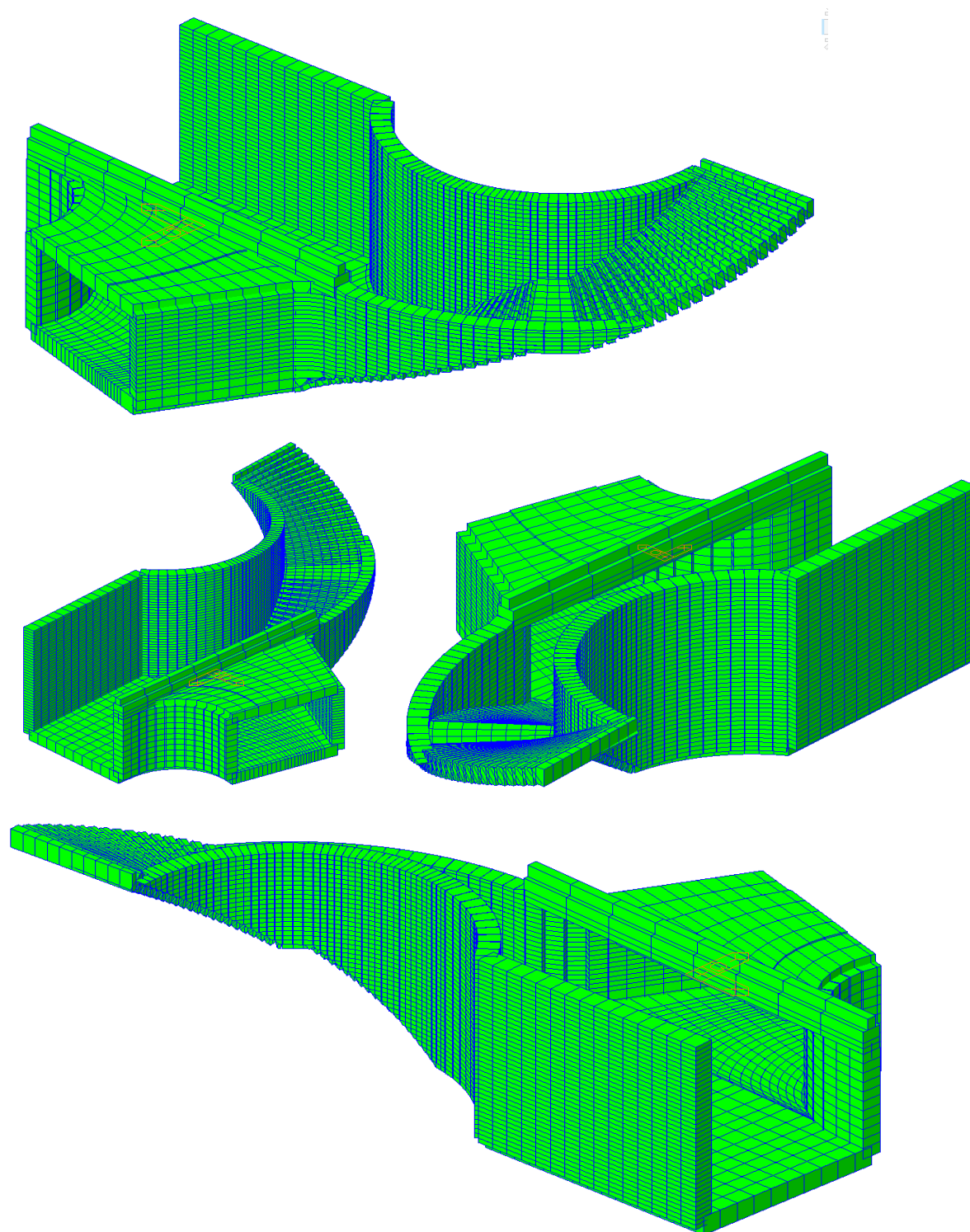
Uvažuje se vliv dotvarování a smršťování betonu, a proměnný modul pružnosti betonu v čase. Další změny vlastností konstrukce, např. vlivem opakovaného namáhání, se neuvažují.

#### **Interakce konstrukce se zemním prostředím**

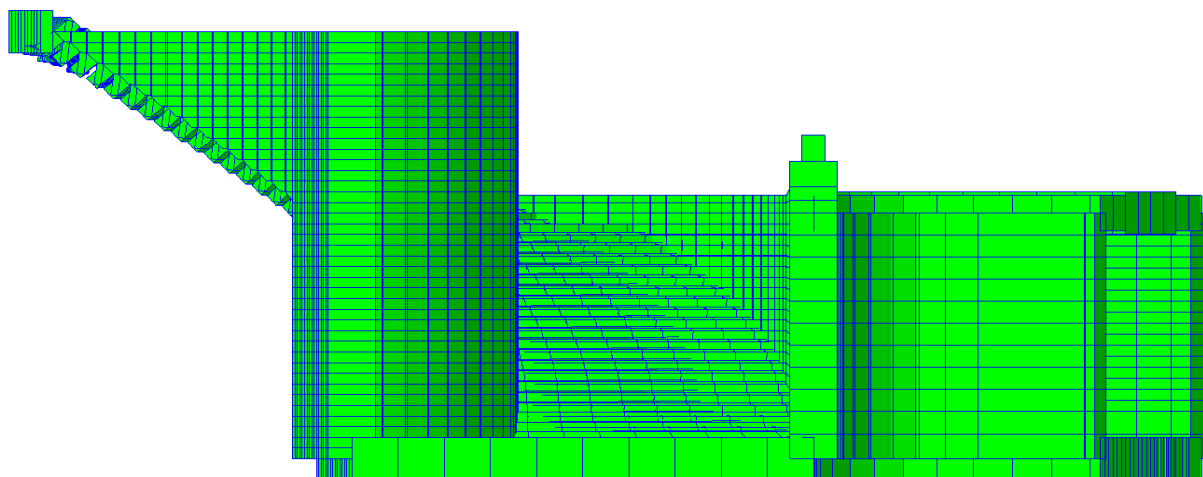
Uvažuje se model založený na náhradním zatížení, v kombinaci s modelem založeným na náhradní tuhosti podepření.

## 2.2. Zobrazení hmot

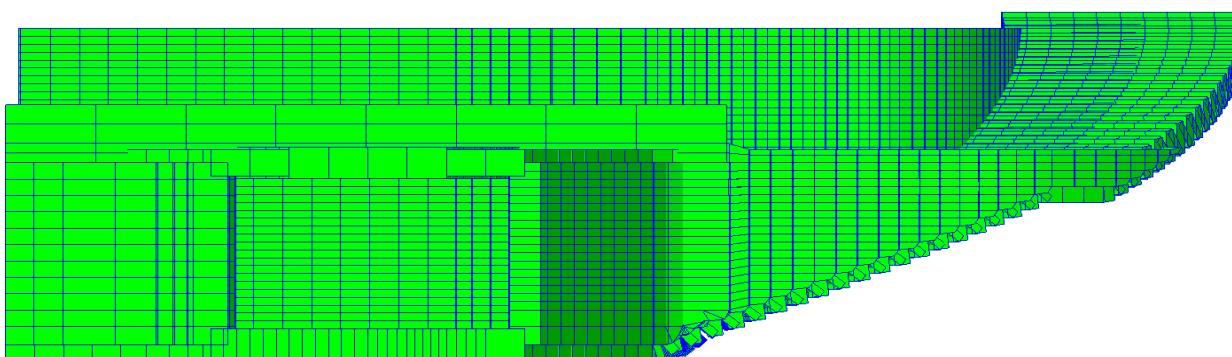
### Axonometrické pohledy



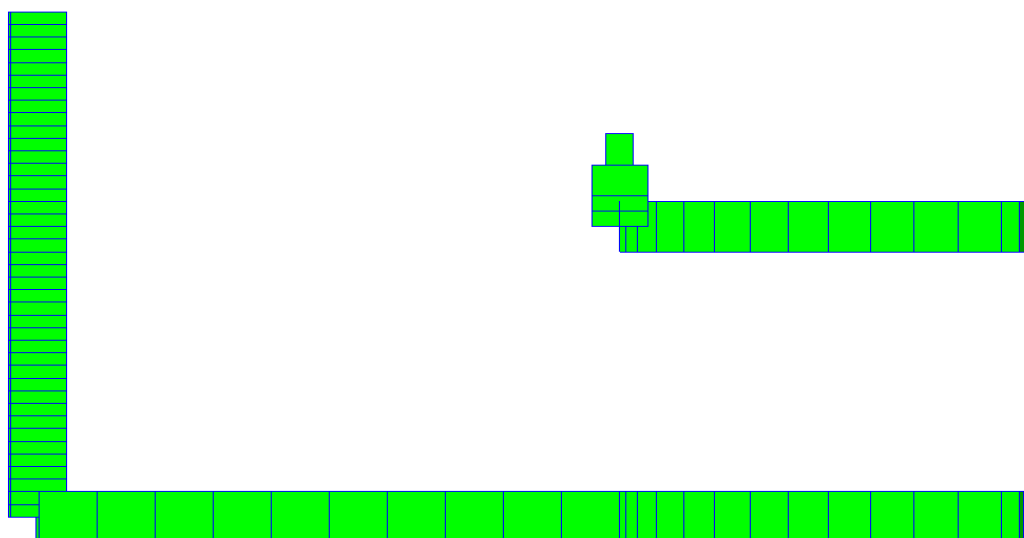
**Boční pohled**



**Čelní pohled**

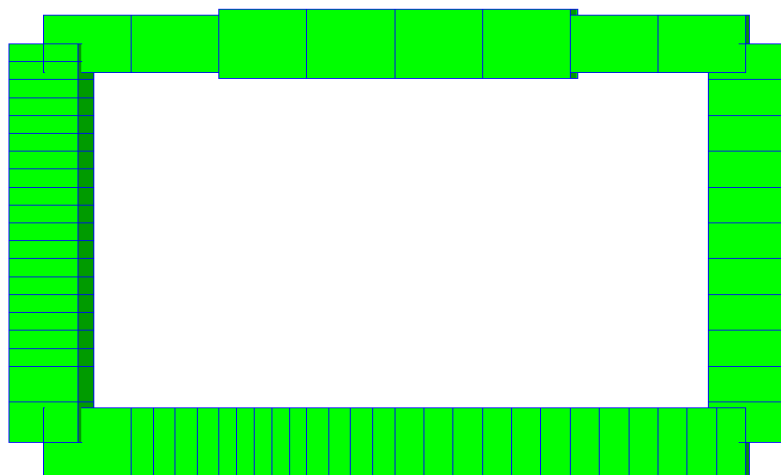


**Příčný řez**



---

**Podélný řez tubusem**





## 2.4. Horizontální tuhost zásypu (rub opěr)

Protože se jedná o plošnou konstrukci v interakci se zeminou, lze předpokládat platnost předpokladů klasické mechaniky zemin a pro stanovení ekvivalentního zatížení použít metody běžně používané pro stanovení zemních tlaků, přičemž vzhledem k malým rozměrům a velké tuhosti konstrukce nedojde k mobilizaci aktivního nebo pasivního zemního tlaku, čímž se omezí množství z toho vyplývajících zatěžovacích stavů. Stanovení klidového zemního tlaku (překonsolidovaného pro zhuťnou přechodovou oblast) je provedeno v kapitole "Popis zatěžovacích stavů".

Mobilizace pasivního tlaku se uvažuje z důvodu případného natočení plošného základu a v modelu je zohledněna tuhost zásypu. Modul reakce podloží zásypu je stanoven pro horní a dolní mez deformačního modulu zeminy uvažované v přechodové oblasti mostu. Tuhost zásypu byla stanovena iteračně, s ohledem na deformace konstrukce ve vrcholu a v patě.

Výška opěry	$H_a =$	3.75 m
Ref. deformační modul zeminy	$E_{ref} =$	100 MPa
Deformace ve vrcholu	$u_T =$	0.003 m
Deformace v patě	$u_B =$	0.001 m

### Horní část křivky:

výška opěry (m)	$h =$	3	4	3.75
součinitel	$A_1 =$	-11.1	-10.3	-10.5
součinitel	$B_1 =$	4.2	4	4.05
součinitel	$C_1 =$	-9.7	-5.5	-6.55
součinitel	$D_1 =$	3.9	2.8	3.075

$$z_1 = 0 \text{ m}$$

$$k_{h,1} = A_1 * E_{ref} * u_T / 10^4 + B_1 * E_{ref} / 10^2 + C_1 * u_T / 10^2 + D_1 = 7124 \text{ kN/m}^3$$

### Střední část křivky:

výška opěry (m)	$h =$	3	4	3.75
součinitel	$A_2 =$	-61.7	-50.2	-53.075
součinitel	$B_2 =$	24.1	21	21.775
součinitel	$C_2 =$	1.3	4.8	3.925
součinitel	$D_2 =$	7.6	4.8	5.5
součinitel	$A_z =$	-0.1	0.1	0.05
součinitel	$B_z =$	0.1	0.1	0.1
součinitel	$C_z =$	2.7	2.6	2.625
součinitel	$D_z =$	0.6	0.6	0.6

$$z_2 = A_z * E_{ref} * u_T / 10^4 + B_z * E_{ref} / 10^2 + C_z * u_T / 10^2 + D_z = 0.70 \text{ m}$$

$$k_{h,2T} = k_{h,1} + (k_{h,3T} - k_{h,1}) * z_2 / H_a = 10774 \text{ kN/m}^3$$

$$k_{h,2R} = A_2 * E_{ref} * u_T / 10^4 + B_2 * E_{ref} / 10^2 + C_2 * u_T / 10^2 + D_2 = 27274 \text{ kN/m}^3$$

$$k_{h,2M} = k_{h,2R} + (k_{h,2R} - k_{h,2T}) * u_B / u_T = 32773 \text{ kN/m}^3$$

### Spodní část křivky:

výška opěry (m)	$h =$	3	4	3.75
součinitel	$A_3 =$	-52.1	-48.7	-49.55
součinitel	$B_3 =$	21.7	20.7	20.95
součinitel	$C_3 =$	-12.2	-0.3	-3.275
součinitel	$D_3 =$	8.5	4.8	5.725

$$k_{h,3T} = A_3 * E_{ref} * u_T / 10^4 + B_3 * E_{ref} / 10^2 + C_3 * u_T / 10^2 + D_3 = 26673 \text{ kN/m}^3$$

$$k_{h,3R} = k_{h,2R} = 27274 \text{ kN/m}^3$$

$$k_{h,3M} = k_{h,3R} + (k_{h,3R} - k_{h,3T}) * u_B / u_T = 27474 \text{ kN/m}^3$$

$$z_3 = H_a = 3.75 \text{ m}$$

Grafy křivek:

Přemístění posunem (T)

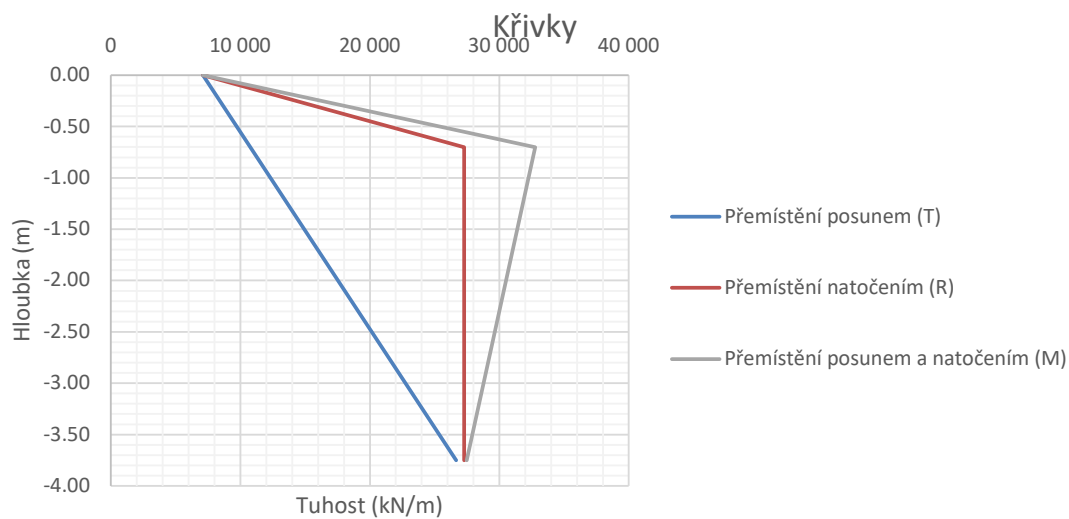
$k_{h,1} =$	7124 kN/m	$z_1 =$	0.00 m
$k_{h,2T} =$	10774 kN/m	$z_2 =$	-0.70 m
$k_{h,3T} =$	26673 kN/m	$z_3 =$	-3.75 m

Přemístění natočením (R)

$k_{h,1} =$	7124 kN/m	$z_1 =$	0.00 m
$k_{h,2R} =$	27274 kN/m	$z_2 =$	-0.70 m
$k_{h,3R} =$	27274 kN/m	$z_3 =$	-3.75 m

Přemístění posunem a natočením (M)

$k_{h,1} =$	7124 kN/m	$z_1 =$	0.00 m
$k_{h,2M} =$	32773 kN/m	$z_2 =$	-0.70 m
$k_{h,3M} =$	27474 kN/m	$z_3 =$	-3.75 m



## 2.5. Svislý a vodorovný modul reakce podloží (plošný základ)

Zemina v podloží bude nahrazena pružnými lineárními podporami, bez zohlednění vlivu základové desky.

uvažovaná šířka plošného založení	Bf =	2.55 m
uvažovaná délka plošného založení	Lf =	6.2 m
uvažované svislé normálové napětí v základové spáře	fz =	200 kN/m <sup>2</sup>
uvažované vodorovné smykové napětí v základové spáře	fx =	20 kN/m <sup>2</sup>

Skladba podloží se uvažuje do hloubky deformační zóny, níže se pro výpočet uvažuje podloží jako nestlačitelné.

1)	0.0	zemina S5	h =	1 m	Eref =	450 MPa	Gref =	169.2 MPa
2)	1.0	zemina S5	h =	0.6 m	Eref =	20 MPa	Gref =	7.5 MPa
3)	1.6	zemina S5	h =	0.7 m	Eref =	25 MPa	Gref =	9.4 MPa
	2.3	nestlačitelné (skalní) podloží						

Vrstva 1)		mocnost zemního tělesa pro stanovení posunů		Hs =	7.4 m			
	součinitel	K =	39700	P =	0.0372	T =	152.7	
	součinitel	L =	130	Q =	73.4	U =	179.2	
	součinitel	M =	51.2	R =	150	W <sub>x</sub> =	1 (vliv podz. vody)	
	součinitel	N =	430	S =	0.0401	W <sub>z</sub> =	1 (vliv podz. vody)	
				k <sub>z</sub> =	179480 kN/m <sup>3</sup>			
				k <sub>x</sub> =	128282 kN/m <sup>3</sup>			
	hloubka vrchní části vrstvy			zT =	0.0 m	zrT =	0.00 m	
	hloubka spodní části vrstvy			zB =	1.0 m	zrB =	0.14 m	
	svislé relativní posuny na horním a dolním okraji			urTz =	1	urBz =	0.85	
	vodorovné relativní posuny na horním a dolním okraji			urTx =	1	urBx =	0.75	
	svislý modul reakce	k <sub>z1</sub> =	1196533 kN/m <sup>3</sup>					
	vodorovný modul reakce	k <sub>x1</sub> =	513128 kN/m <sup>3</sup>					
Vrstva 2)		mocnost zemního tělesa pro stanovení posunů		Hs =	5.3 m			
	součinitel	K =	680	P =	0.00977	T =	5	
	součinitel	L =	21	Q =	1.5	U =	3.8	
	součinitel	M =	0.84	R =	25	W <sub>x</sub> =	1 (vliv podz. vody)	
	součinitel	N =	10	S =	0.0126	W <sub>z</sub> =	1 (vliv podz. vody)	
				k <sub>z</sub> =	7834 kN/m <sup>3</sup>			
				k <sub>x</sub> =	5626 kN/m <sup>3</sup>			
	hloubka vrchní části vrstvy			zT =	1.0 m	zrT =	0.19 m	
	hloubka spodní části vrstvy			zB =	1.6 m	zrB =	0.30 m	
	svislé relativní posuny na horním a dolním okraji			urTz =	0.85	urBz =	0.62	
	vodorovné relativní posuny na horním a dolním okraji			urTx =	0.7	urBx =	0.35	
	svislý modul reakce	k <sub>z2</sub> =	34060 kN/m <sup>3</sup>					
	vodorovný modul reakce	k <sub>x2</sub> =	16073 kN/m <sup>3</sup>					

Vrstva 3)	mocnost zemního tělesa pro stanovení posunů	Hs =	5.3 m		
	součinitel	K =	3910	P =	0.0084
		L =	28	T =	23.6
	součinitel			Q =	7.5
		M =	4.73	U =	19.2
	součinitel			R =	50
		N =	50	W <sub>x</sub> =	1 (vliv podz. vody)
				S =	0.0202
				W <sub>z</sub> =	1 (vliv podz. vody)
				k <sub>z</sub> =	10940 kN/m <sup>3</sup>
				k <sub>x</sub> =	8435 kN/m <sup>3</sup>
	hloubka vrchní části vrstvy	zT =	1.6 m	zrT =	0.30 m
	hloubka spodní části vrstvy	zB =	2.3 m	zrB =	0.43 m
	svislé relativní posuny na horním a dolním okraji	urTz =	0.62	urBz =	0.45
	vodorovné relativní posuny na horním a dolním okraji	urTx =	0.35	urBx =	0.18
	svislý modul reakce	k <sub>z3</sub> =	64350 kN/m <sup>3</sup>		
	vodorovný modul reakce	k <sub>x3</sub> =	49619 kN/m <sup>3</sup>		
Výsledný)		k <sub>zs</sub> =	21865 kN/m <sup>3</sup>		
		k <sub>xs</sub> =	11860 kN/m <sup>3</sup>		

POZN: Vzhledem k rozměrům a tuhosti konstrukce je změna tuhosti, s ohledem na nejistotu/rozptyl parametrů zemin v základové spáře, zanedbatelná.

### 3. POPIS ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ

#### 3.1. Stálá a nahodilá dlouhodobá zatížení

##### 3.1.1. Vlastní tíha

**ZS1.1** Vlastní tíha je generovaná programem Midas Civil. železobeton  $g_0 = 25 \text{ [kN/m}^3\text{]}$   
Vzhledem k dobrému vystižení geometrie konstrukce výpočtním modelem, jsou drobné rozdíly/nepřesnosti zanedbány.

##### 3.1.2. Nahodilá dlouhodobá zatížení

(zkratka OP ... opravné práce)

Na rámovou příčel v místě koleje 1 a 2		b [m]	h [m]	$\gamma \text{ [kN/m}^3\text{]}$	A [m <sup>2</sup> ]	$g_1 \text{ [kN/m]}$	$g_1 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
ZS1.2+	2 kolejnice (bez kolejového upevnění)	2.600				1.2	0.5
	betonové pražce s kolejovým upevněním	2.600				4.8	1.8
ZS1.2-	kolejové lože +30%		0.600	20.0			15.6
	kolejové lože -30%		0.600	20.0			8.4
	tvrdá ochrana izolace		0.050	25.0			1.3
	izolace		0.010	22.0			0.2
	Celkem max						19.4
ZS1.2-							12.2

Zábradlí, římsa		b [m]	h [m]	$\gamma \text{ [kN/m}^3\text{]}$	A [m <sup>2</sup> ]	$g_1 \text{ [kN/m]}$	$g_1 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
ZS1.3	zábradlí (všechny druhy výplně)					0.5	
	ŽB římsa			25.0	0.100		2.5
	Celkem					0.5	2.5

Zemní klín za rubem (na základ )		b [m]	h [m]	$\gamma \text{ [kN/m}^3\text{]}$	A [m <sup>2</sup> ]	$g_1 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
ZS1.4	zemina		3.600	20.0		72.0
	Celkem					72.0

##### 3.1.3. Dovarování a smršťování

- uvažuji dle ČSN EN 1992  
relativní vlhkost vzduchu: 70  
dobu ošetřování betonu: 3  
náhradní výška  $h = 2 \cdot A_c / u$  - stanovena programem MIDAS  
typ cementu: N

##### 3.1.4. Poklesy podpor, nerovnoměrné sedání

Vliv nerovnoměrného sednutí mostu jako celku je zohledněn okrajovými podmínkami základové spáry - pružné podpory.

##### 3.1.5. Zemní tlak

Vzhledem k vysoké tuhosti a malým rozměrům konstrukce není nutné uvažovat zemní tlak jako zatížení závislé na deformaci konstrukce. Jednotlivá zatížení nevyvodí potřebnou deformaci ke změně zemního tlaku, uvažuje se tedy pouze zemní tlak v klidu, s vlivem hutnění.

Parametry zeminy:

objemová tíha zeminy  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$   
úhel vnitřního tření zeminy  $\varphi_{ef} = 30^\circ$   
soudržnost zeminy  $c_{ef} = 0 \text{ kPa}$   
souč. zemního tlaku aktivního  $K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi_{ef}/2) = 0.33$   
souč. zemního tlaku v klidu  $K_0 = 1 - \sin \varphi_{ef} = 0.50$   
souč. zemního tlaku pasivního  $K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi_{ef}/2) = 3.00$

Zemní tlak aktivní:

Dochází k oddálení konstrukce od zeminy, pokud vzniká dostatečná deformace pro jeho mobilizaci.

#### Zemní tlak v klidu:

Nedochází k vodorovným posunům.

$$\begin{aligned} \text{maximální napětí v zemině od hutnění} & \quad \sigma_{z,\max} = 150 \text{ kPa} & (\text{řádně zhutněná přech. oblast}) \\ \text{součinitel překonsolidace} & \quad \text{OCR} = \sigma_{z,\max} / \sigma_z = \text{viz tab.} \\ \text{souč. zemního tlaku v klidu} & \quad K_{0,\text{OC}} = (1 - \sin \varphi_{\text{ef}}) * \text{OCR}^{\sin \varphi_{\text{ef}}} = \text{viz tab.} \leq K_p \end{aligned}$$

#### Zemní tlak pasivní:

Dochází k zatlačení konstrukce od zeminy, uvažuje se očekávaná hodnota zatlačení ve vrcholu a nulová v patě.

$$\begin{aligned} \text{výška konstrukce} & \quad H_a = 5.5 \text{ m} \\ \text{očekávaná hodnota zatlačení konstrukce} & \quad u_T = 0 \text{ m} \quad \leq 0.01 * H_a = 0.055 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{změna deformace po výšce opěry} & \quad v = u_T * (1 - z/H_a) = \text{viz tab.} \\ \text{součinitel zohledňující charakter zásypu} & \quad a = 0.02 \\ \text{mobilizovaný pasivní zemní tlak} & \quad K_{p,\text{mob}} = K_0 + (K_p - K_0) * (v/z) / (a + v/z) = \text{viz tab.} \end{aligned}$$

#### **ZS1.5** Zemní tlaky vyhodnocení:

	Svislé napětí v zemině	Aktivní zemní tlak	Klidový zemní tlak	Pasivní zemní tlak	Klidový zemní tlak (překons.)		Pasivní zemní tlak (snížený)	
hloubka [m]	$\sigma_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{h,a}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{h,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{h,p}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$K_{0,\text{OC}}$	$\sigma_{h,k,\text{OC}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$K_{p,\text{mob}}$	$\sigma_{h,p}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
0.001	0.0	0.0	0.0	0.1	1.50	0.0	1.50	0.0
1	20.0	6.7	10.0	60.0	1.37	27.4	1.37	27.4
2	40.0	13.3	20.0	120.0	0.97	38.7	0.97	38.7
3	60.0	20.0	30.0	180.0	0.79	47.4	0.79	47.4
4	80.0	26.7	40.0	240.0	0.68	54.8	0.68	54.8
5	100.0	33.3	50.0	300.0	0.61	61.2	0.61	61.2
7	140.0	46.7	70.0	420.0	0.52	72.5	0.52	72.5

POZN: Uvažuje se správné provedení/hutnění přechodové oblasti.

#### **Přetížení zemního tlaku nahodilým dlouhodobým zatížením**

Uvažováno pro zemní tlak v klidu - uvažuje se náhradní výškou zemního tlaku.

### **3.2. Nahodilá krátkodobá zatížení - klimatická**

#### **3.2.1. Účinky teplotních změn**

Současné působení rovnoměrné a nerovnoměrné změny teploty

$$\begin{aligned} \Delta T_{M,\text{heat}} + \omega_N * \Delta T_{N,\text{exp}} & \quad \omega_N = 0.35 \\ \Delta T_{M,\text{cool}} + \omega_N * \Delta T_{N,\text{cool}} & \quad \omega_M = 0.75 \\ \omega_M * \Delta T_{M,\text{heat}} + \Delta T_{N,\text{exp}} & \\ \omega_M * \Delta T_{M,\text{cool}} + \Delta T_{N,\text{cool}} & \end{aligned}$$

##### **a) Rovnoměrná změna teploty nosné konstrukce**

$$\begin{aligned} \text{výchozí teplota konstrukce:} & \quad T_0 = 10.0 \text{ } ^\circ\text{C} \\ \text{maximální teplota vzduchu ve stínu:} & \quad T_{\max} = 38.0 \text{ } ^\circ\text{C} \\ \text{minimální teplota vzduchu ve stínu:} & \quad T_{\min} = -30.0 \text{ } ^\circ\text{C} \end{aligned}$$

TYP 3 - betonové nosné konstrukce

$$\text{maximální rovnoměrná složka teploty:} \quad T_{e,\max} = T_{\max} + 1.5 = 39.5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\text{minimální rovnoměrná složka teploty:} \quad T_{e,\min} = T_{\min} + 8 = -22.0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\text{ZS2.1+ charakteristická hodnota oteplení:} \quad \Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 29.5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\text{ZS2.1- charakteristická hodnota ochlazení:} \quad \Delta T_{N,\text{con}} = T_{e,\min} - T_0 = -32.0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

##### **b) Nerovnoměrná změna teploty nosné konstrukce - lineární**

TYP 3 - betonové nosné konstrukce

$$\begin{aligned} t_{\text{vozovky}} & = \text{š} \text{ m} & (0 \dots \text{bez svršku}; i \dots \text{izolace}; \text{š} \dots \text{šterk. lože } 750 \text{ mm}) \\ k_{\text{sur,HEAT}} & = 0.6 \\ k_{\text{sur,COOL}} & = 1 \end{aligned}$$

a) betonová deska

	$\Delta T_{M,HEAT} =$	15 °C
<b>ZS2.2+</b>	$\Delta T_{M,HEAT} \cdot k_{sur,HEAT} =$	9.0 °C
	$\Delta T_{M,COOL} =$	-8 °C
<b>ZS2.2-</b>	$\Delta T_{M,COOL} \cdot k_{sur,COOL} =$	-8.0 °C

**3.2.2. Zatížení větrem**

výchozí základní rychlost větru:	mapa větr. oblasti III	$v_{b,0} =$	27.5 m/s
součinitel směru větru:		$c_{dir} =$	1.0
součinitel ročního období:		$c_{season} =$	1.0
základní rychlost větru:		$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} =$	27.5 m/s
výška konstrukce nad terénem:	$z = 5.00 \text{ m}$	$> z_{min} =$	5.0 m
		$< z_{max} =$	200.0 m
parametr drsnosti terénu (terén kategorie II):		$z_0 =$	0.05 m
parametr drsnosti terénu pro kategorii terénu II:		$z_{0,II} =$	0.05 m
součinitel terénu, závislý na $z_0$ :		$k_r = 0,19 \cdot (z_0 / z_{0,II})^{0,07} =$	0.190
součinitel drsnosti terénu:		$c_{r(z)} = k_r \cdot \ln(z/z_0) =$	0.87
součinitel orografie:		$c_{0(z)} =$	1.0
střední rychlost větru:		$v_{m(z)} = c_{r(z)} \cdot c_{0(z)} \cdot v_b =$	24.1 m/s
součinitel turbulence:		$k_j =$	1.0
intenzita turbulence:		$I_{v(z)} = k_j / [c_{0(z)} \cdot \ln(z/z_0)] =$	0.217
měrná hmotnost vzduchu:		$\rho =$	1.25 kg/m <sup>3</sup>
základní dynamický tlak větru:		$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 =$	0.47 kPa
maximální dynamický tlak:		$q_{p(z)} = [1 + 7I_{v(z)}] \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot v_{m(z)}^2 =$	0.91 kPa
součinitel expozice:		$c_e = q_{p(z)} / q_b =$	1.93

**A) Síly ve směru x - příčný směr mostu (vítr zleva = vítr zprava)**

délka nosné konstrukce:	$L_{NK} =$	5.20 m
šířka mostu:	$b =$	10.300 m

**Součkané zat. mostu větrem a dopravou**

výška vzdorující větru:	$d_{tot} =$	5.500 m
poměr šířky mostu k vzdorující výšce:	$b/d_{tot} =$	1.87
součinitel síly bez vlivu proudění kolem volných konců:	$c_{fx,0} =$	1.94
součinitel síly pro zatížení větrem ve směru x:	$c_{f,x} = c_{fx,0} =$	1.94
součinitel zatížení větrem:	$C = c_e \cdot c_{f,x} =$	3.74
	$A_{ref,x} = L_{NK} \cdot d_{tot} =$	28.6 m <sup>2</sup>
síla od větru ve směru x (pro $v_b=27.5$ m/s):	$F_{w,x} = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} =$	51 kN
síla od větru ve směru x (pro $v_{b,0}=23$ m/s):	$F_w^* = 0,5 \cdot \rho \cdot v_{b,0}^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} =$	35 kN
$\psi_0 \cdot F_{w,x} =$	30 kN <	$F_w^* =$
		35 kN → uvažuje se hodnota $F_{w,x}$

přepočtená síla $F_{w,x}$ na přímkové zatížení:	$q_{w,x} = F_{w,x} / L_{NK} =$	9.7 kN/m
momentové rameno	$e_z =$	-2.300 m
moment pod pražcem	$m_{w,x} = q_{w,x} \cdot e_z =$	-22.4 kNm/m
zatěžovací šířka (uvažují přes dva pražce)	$b_w =$	1 m
zatěžovací délka	$L_w =$	3.5 m
průřezový modul plochy pod pražcem	$W_{A,pp} = (1/6) \cdot b_w \cdot L_w^2 =$	2.0 m <sup>3</sup> /m
<b>ZS2.3.1</b> Svislá složka zatížení větrem	$q_{w,y} = 0,5 \cdot (m_{w,x} / W_{A,pp}) =$	-5.5 kN/m <sup>2</sup> /m
<b>ZS2.3.2</b> Vodorovná složka zatížení větrem	$q_{w,z} = (q_{w,x} / b_w) / L_w =$	2.8 kN/m <sup>2</sup> /m

**3.2.3. Zatížení sněhem**

Neuvažuje se - není rozhodující zatížení mostu.

### 3.3. Nahodilá krátkodobá zatížení - dopravou

#### Stanovení součinitele zatížení:

součinitel zatížení  $\alpha = 1.21$   
Součinitelem  $\alpha$  se násobí model zatížení LM71 a

- ekvivalentní svislé zatížení na zemní těleso a účinky zem. tlaku
- odstředivé síly
- boční ráz
- rozjezdové a brzděné síly
- kombinovaná odezva konstrukce a koleje na proměnná zatížení
- zatížení od vykolejení pro mimořádné situace
- model zatížení SW/0

#### Stanovení dynamického součinitele:

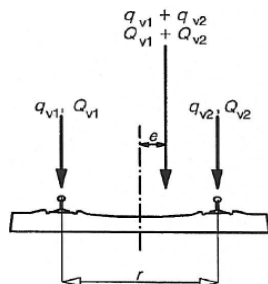
náhradní délka  $L_m = 3.50 \text{ m}$   
 $k = 1.30$   
 $L\phi = k \cdot L_m = 4.55 \text{ m}$

dynamický součinitel  $\phi_3 = 2.16 / \sqrt{(L\phi - 0.2) + 0.73} = 1.77$

Dynamickým součinitelem se nenásobí

- ekvivalentní svislé zatížení na zemní těleso a účinky zemního tlaku
- zatěžovací vlaky pro posouzení únavy
- odstředivé síly
- boční ráz
- rozjezdové a brzděné síly

#### Excentricita svislých zatížení pro model zatížení LM71 a SW/0:



$$q_{v1}, q_{v2}, Q_{v1}, Q_{v2} = (1)$$

$$q_{v1} + q_{v2}, Q_{v1} + Q_{v2} = (2)$$

$$\frac{q_{v2}}{q_{v1}}, \frac{Q_{v2}}{Q_{v1}} \leq 1.25$$

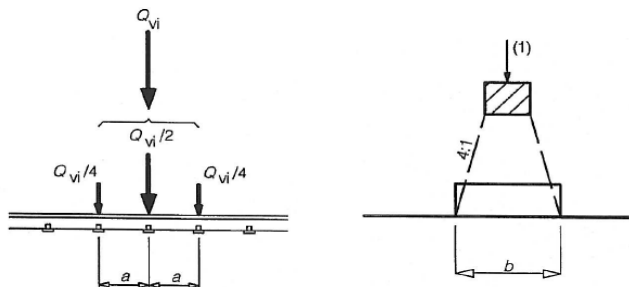
$$e \leq \frac{r}{18}$$

$$r = (3)$$

#### Legenda

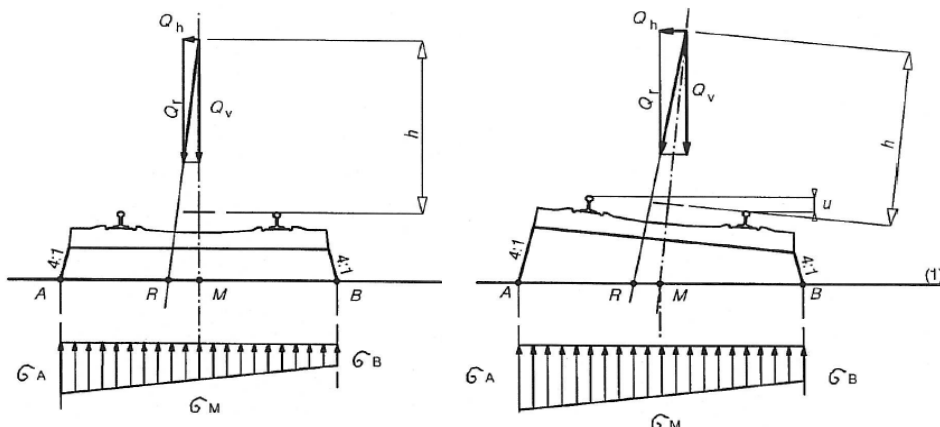
- (1) rovnoměrné zatížení a osamělé síly na každé kolejnici
- (2) LM71 (a SW/0, kde se požaduje)
- (3) příčná vzdálenost mezi kolovými zatíženími

#### Podélné rozdělení osamělé síly nebo kolového zatížení kolenic a pražcem s kolejovým ložem:



POZN: Vzhledem typu konstrukce a železničnímu svršku s kolejovým ložem se neuvažuje.

#### Příčné rozdělení pražci a kolejovým ložem:

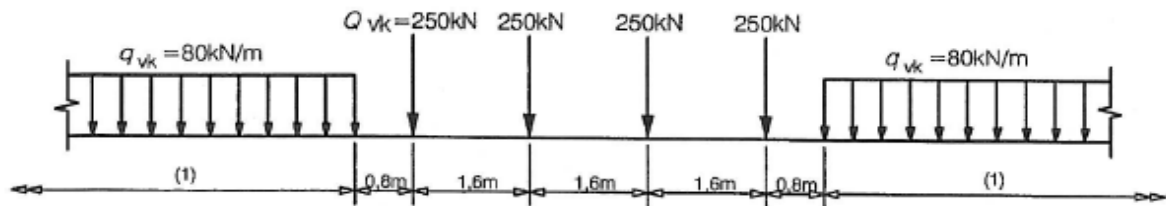


POZN: Kolej na mostě je v přímé, tj. bez převýšení.



### 3.3.1. Model zatížení LM71

#### ZS3.1 Na mostě



#### Přítížení zemního tlaku

úhel vnitřního tření zeminy

$$\phi = 30.0^\circ$$

souč. zemního tlaku v klidu

$$K_0 = 1 - \sin \phi = 0.500$$

zatěžovací šířka v úrovni 0.7m pod pojezdnou plochou koleje

$$\text{šb} = 3.00 \text{ m}$$

#### a) síla od náprav

$$4 \cdot Q_{vk} = 1000 \text{ kN}$$

zatěžovací šířka pod nápravami - podélná

$$\text{š} = 6.40 \text{ m}$$

náhradní rovnoměrné zatížení - hlavní

$$q_{v,vk} = 52 \text{ kN/m}^2$$

#### ZS3.2+ přítížení zemního tlaku - hlavní

$$q_{h,vk} = 26 \text{ kN/m}^2$$

#### b) rovnoměrné zatížení

$$q_{vk} = 80 \text{ kN/m}$$

náhradní rovnoměrné zatížení - vedlejší

$$q_{v,vk} = 27 \text{ kN/m}^2$$

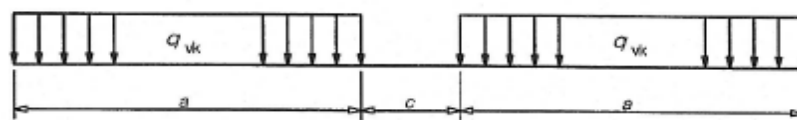
#### ZS3.2- přítížení zemního tlaku - vedlejší

$$q_{h,vk} = 13 \text{ kN/m}^2$$

### 3.3.2. Model zatížení SW/0 a SW/2

Model zatížení SW/0 se neuvažuje.

#### ZS3.3 Na mostě



Model zatížení	$q_{vk}$ [kN/m]	$a$ [m]	$c$ [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

#### Přítížení zemního tlaku

úhel vnitřního tření zeminy

$$\phi = 30.0^\circ$$

souč. zemního tlaku v klidu

$$K_0 = 1 - \sin \phi = 0.500$$

zatěžovací šířka v úrovni 0.7m pod pojezdnou plochou koleje

$$\text{šb} = 3.00 \text{ m}$$

rovnoměrné zatížení

$$q_{vk} = 150 \text{ kN/m}$$

náhradní rovnoměrné zatížení

$$q_{v,vk} = 50 \text{ kN/m}^2$$

#### ZS3.4 přítížení zemního tlaku

$$q_{h,vk} = 25 \text{ kN/m}^2$$

### 3.3.3. Vodorovné zatížení dopravou

#### a) Odstředivé síly

bez dynamického součinitele

působí ven z oblouku ve výšce 1,8 m nad pojezdným povrchem

svislá bodová zatížení na most od LM 71

$$Q_{vk} = 4 \cdot 250 = 1000 \text{ kN}$$

svislá rovnoměrná zatížení na most od LM 71

$$q_{vk} = 80 \cdot (L_f - 4 \cdot 1.6) = 0 \text{ kN}$$

polměr půdorysného oblouku - kolej na mostě je v přímé

$$r = 308 \text{ m}$$

redukční součinitel

$$f = 1 \text{ (do 120 km/hod)}$$

#### Model zatížení 71

maximální rychlost

$$v = 90 \text{ km/hod}$$

odstředivá síla od sil

$$Q_{tk} = v^2 \cdot f \cdot Q_{vk} / (127 \cdot r) = 207 \text{ kN}$$

odstředivá síla od rovnoměrného zatížení

$$q_{tk} = v^2 \cdot f \cdot q_{vk} / (127 \cdot r) = 0 \text{ kN}$$

<b>ZS3.5</b>	průměrná odstředivá síla na mostě	$q_{tk,prům} = (Q_{tk} + q_{tk})/L_F =$	46 kN
	<b>Model zatížení SW/2</b>		
	maximální rychlost	$v =$	90 km/hod
	odstředivá síla od sil	$Q_{tk} = v^2 * f * Q_{vkl} / (127 * r) =$	207 kN
	odstředivá síla od rovnoměrného zatížení	$q_{tk} = v^2 * f * q_{vkl} / (127 * r) =$	0 kN
	průměrná odstředivá síla na mostě	$q_{tk,prům} = (Q_{tk} + q_{tk})/L_F =$	46 kN
	<b>b) Boční ráz</b>		
<b>ZS3.6</b>	Působí v úrovni temene kolejnice, bez dynamického součinitele.	$Q_{sk} =$	100 kN
	<b>c) Rozjezdová a brzdná síla</b>		
	Rozjezdová síla LM71 a SW/2	$Q_{lak} =$	33 kN/m
	zatěžovací šířka	$b =$	2.8 m
	náhradní rovnoměrné zatížení	$q_{lak} =$	11.8 kN/m <sup>2</sup>
	Brzdná síla LM71	$Q_{lbk} =$	20 kN/m
	počet uvažovaných nosníků	$b =$	2.8 m
	náhradní rovnoměrné zatížení	$q_{lbk} =$	7.1 kN/m <sup>2</sup>
	Brzdná síla SW/2	$Q_{lbk} =$	35 kN/m
	počet uvažovaných nosníků	$b =$	2.8 m
<b>ZS3.7</b>	náhradní rovnoměrné zatížení	$q_{lbk} =$	12.5 kN/m <sup>2</sup>
	<i>POZN: Pro malé rozdíly se zjednodušeně uvažuje maximální hodnota brzdných a rozjezdových sil.</i>		
<b>3.4.</b>	<b>Mimořádná zatížení</b>		
<b>3.4.1.</b>	<b>Vykolejení vlaku na mostě</b>		
	Vzhledem k typu konstrukce se neuvažuje, poloha vlaku při vykolejení bude zohledněna při návrhu výztuže.		

#### 4. KOMBINACE

- model zatížení 71 nebo SW0 na jedné nebo na obou kolejích, nebo s SW2 na druhé koleji
- malý rámový most s deskovou příčlím - zatížení modelem SW0 neuvažují
- počet zatížených kolejí 1 nebo 2
- dvě (tři) koleje - zatížení "nezatíženým vlakem" neuvažují
- zatížení větrem se nemusí kombinovat se setavami gr13, gr23, gr16, gr17, gr26, gr27 a SW/2
- zatížení větrem se nemusí kombinovat s mimořádným zatížením

Sestavy zatížení			Svislé síly			Vodorovné síly		
Zatížených kolejí	Sestava	Zatížená kolej	LM71 (SW/0)	SW/2	nezatížený vlak	Rozjezd a brždění	Odstředivé síly	Boční ráz
1	gr11	T1	1			1 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>
1	gr12	T1	1			0.5 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>
1	gr13	T1	1 <sup>(4)</sup>			1	0.5 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>
1	gr14	T1	1 <sup>(4)</sup>			0.5 <sup>(5)</sup>	1	1
1	gr15	T1			1		1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>
1	gr16	T1		1		1	0.5 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>
1	gr17	T1		1		0.5 <sup>(5)</sup>	1	1
2	gr21	T1	1			1 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>
		T2	1			1 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>
2	gr22	T1	1			0.5 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>
		T2	1			0.5 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>
2	gr23	T1	1 <sup>(4)</sup>			1	0.5 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>
		T2	1 <sup>(4)</sup>			1	0.5 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>
2	gr24	T1	1 <sup>(4)</sup>			0.5 <sup>(5)</sup>	1	1
		T2	1 <sup>(4)</sup>			0.5 <sup>(5)</sup>	1	1
2	gr26	T1		1		1	0.5 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>
		T2	1			1	0.5 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>
2	gr27	T1		1		0.5 <sup>(5)</sup>	1	1
		T2	1			0.5 <sup>(5)</sup>	1	1

(4) při příznivém účinku se může redukovat na 0.5 nebo 0

(5) při příznivém účinku se musí uvažovat 0

 Dominantní zatížení

##### Součinitele v mezním stavu únosnosti:

- stálá zatížení

$$Y_{G,sup} = 1.35$$

$$Y_{G,inf} = 1.00$$

- nahodilá zatížení

$$Y_{Q,žel.doprava} = 1.45$$

$$Y_{Q,žel.doprava} = 1.20$$

$$Y_{Q,ostatní} = 1.50$$

LM 71 a SW/0

SW/2

##### Kombinace:

Pro mezní stav únosnosti (MSÚ):

Pro mezní stav použitelnosti (MSP):

$$\text{Kombinace 6.10 } \sum(Y_{G,j} * G_{k,j}) + Y_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum(Y * \psi_{0,i} * Q_{k,i})$$

$$\text{Charakteristická kombinace } \sum(G_{k,j}) + Q_{k,1} + \sum(\psi_{0,i} * Q_{k,i})$$

$$\text{Kvazistálá kombinace } \sum(G_{k,j}) + \sum(\psi_{2,i} * Q_{k,i})$$

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

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

<sup>1)</sup> 0,8 pro zatížení pouze 1 koleje;  
0,7 pro současně zatížené 2 koleje;  
0,6 pro 3 a více současně zatížených kolejí.

<sup>2)</sup> Pokud zatížení větrem působí současně se zatížením dopravou, nemá se zatížení větrem  $\psi_0 F_{wk}$  uvažovat větší než  $F_w^{**}$  (viz EN 1991-1-4). Viz A2.2.4(4).

<sup>3)</sup> Viz EN 1991-1-5.

<sup>4)</sup> Pokud se pro trvalé a dočasné návrhové situace uvažují přetvoření, součinitel  $\psi_2$  pro zatížení kolejovou dopravou se má uvažovat hodnotou 1,00. Pro seismické návrhové situace viz tabulka A2.5.

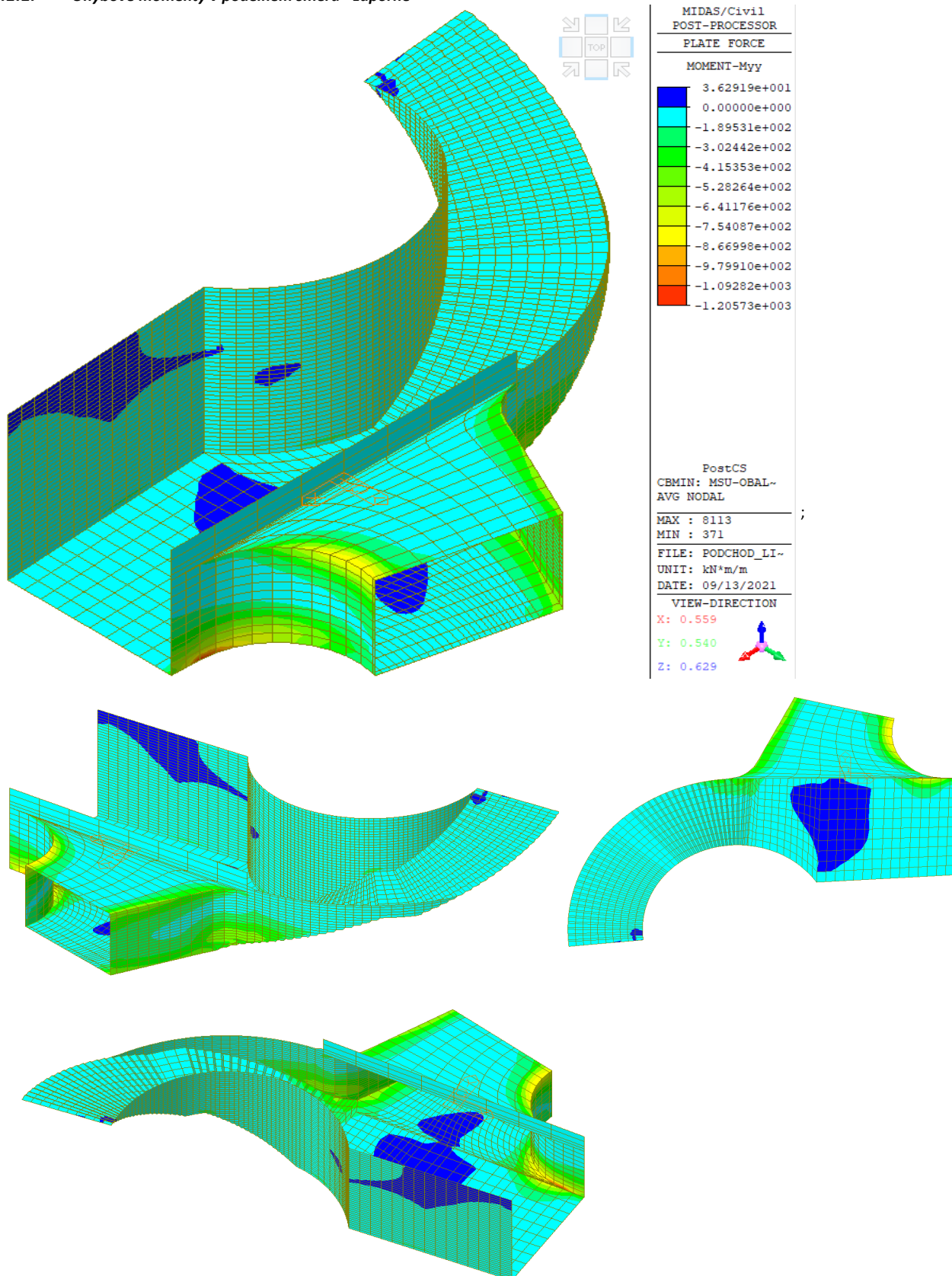
<sup>5)</sup> Minimální hodnota současně příznivě působícího svislého zatížení s jednotlivými složkami zatížení železniční dopravou (např. odstředivými, rozjezdovými nebo brzdovými) je 0,5 LM71, atd.

## 5. VNITŘNÍ SÍLY

S ohledem na malý rozptyl výsledků byly vykresleny pouze vnitřní síly v čase na konci životnosti mostu

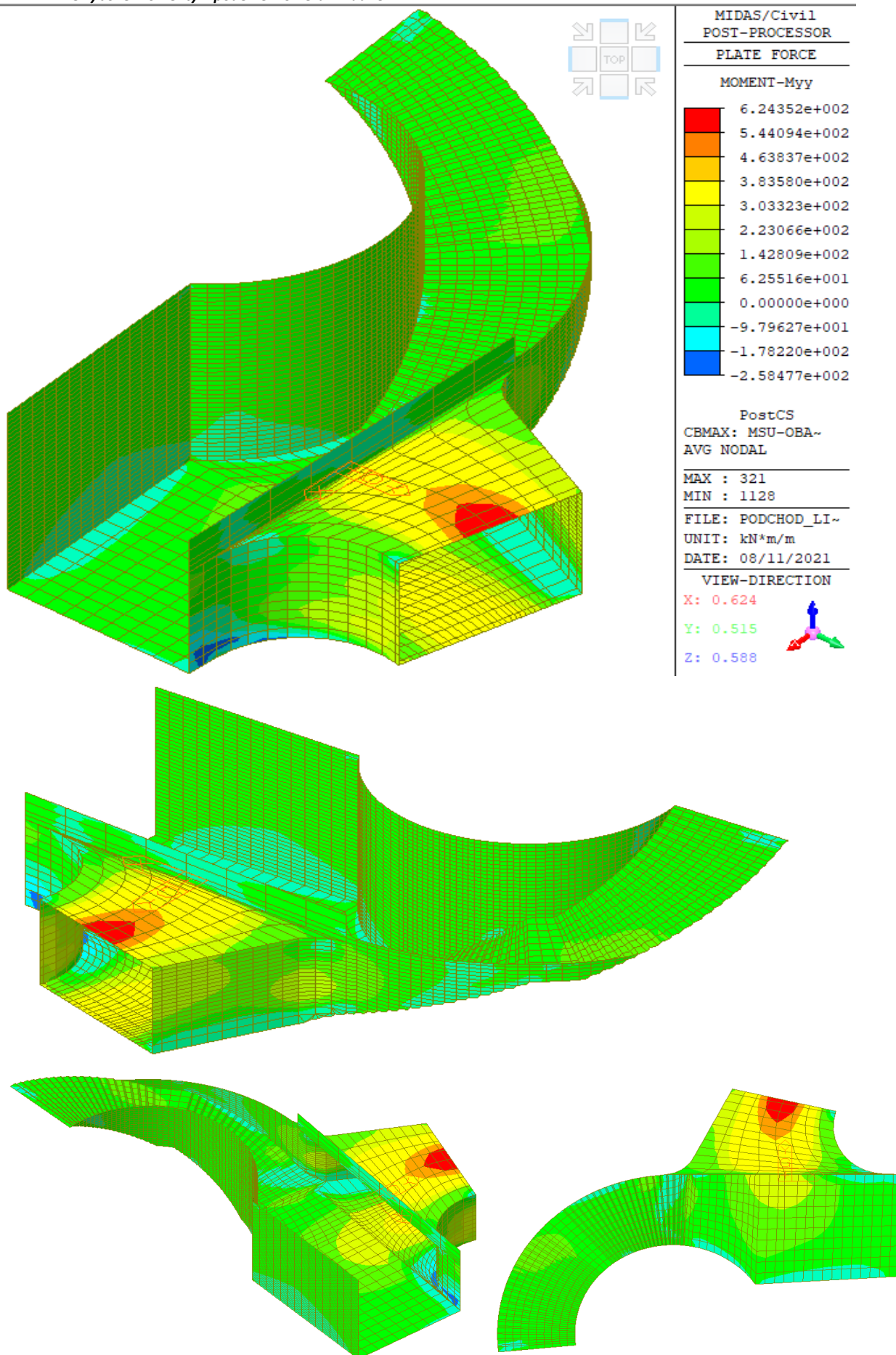
### 5.1. Kombinace MSÚ

#### 5.1.1. Ohybové momenty v podélném směru - záporné

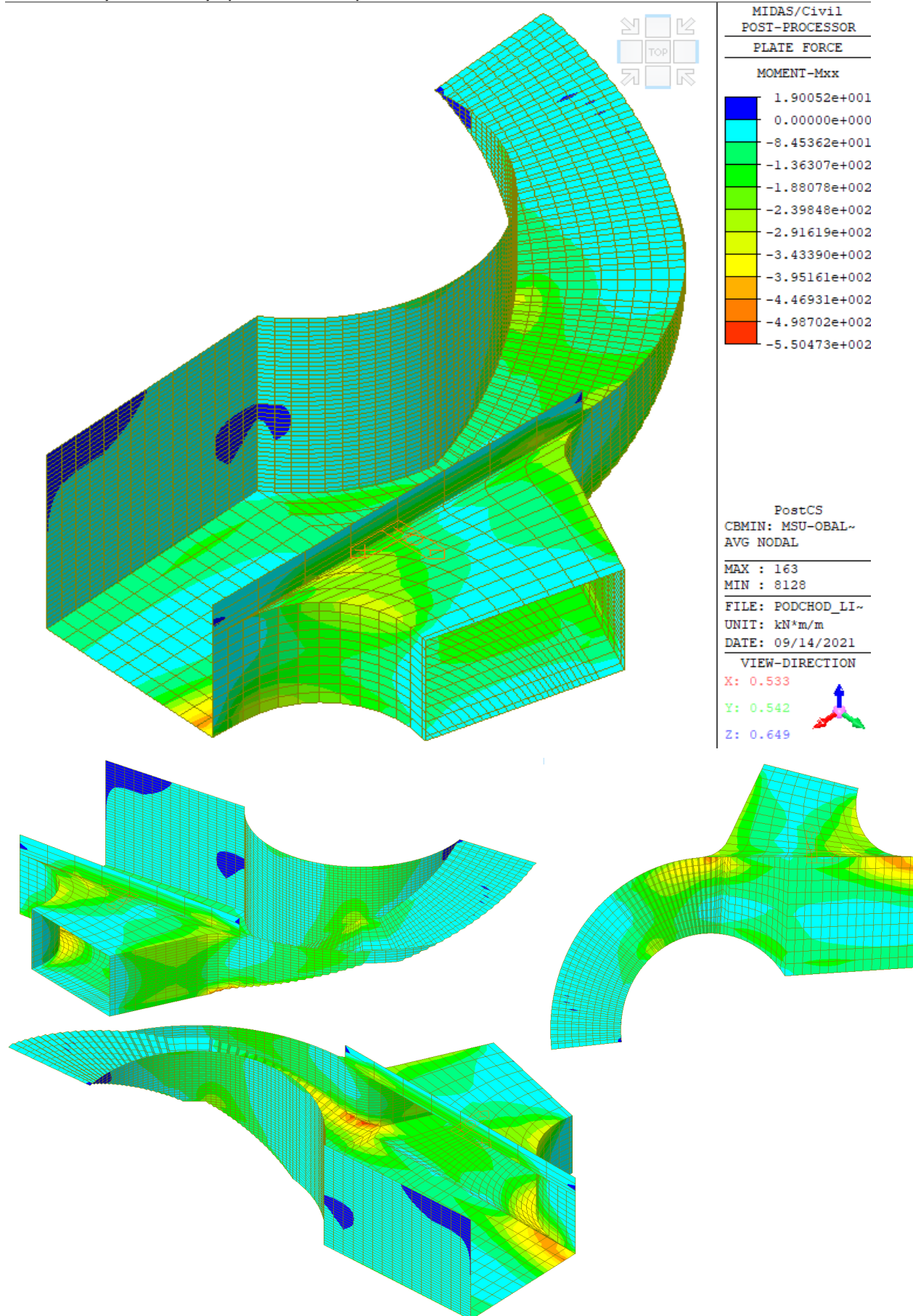




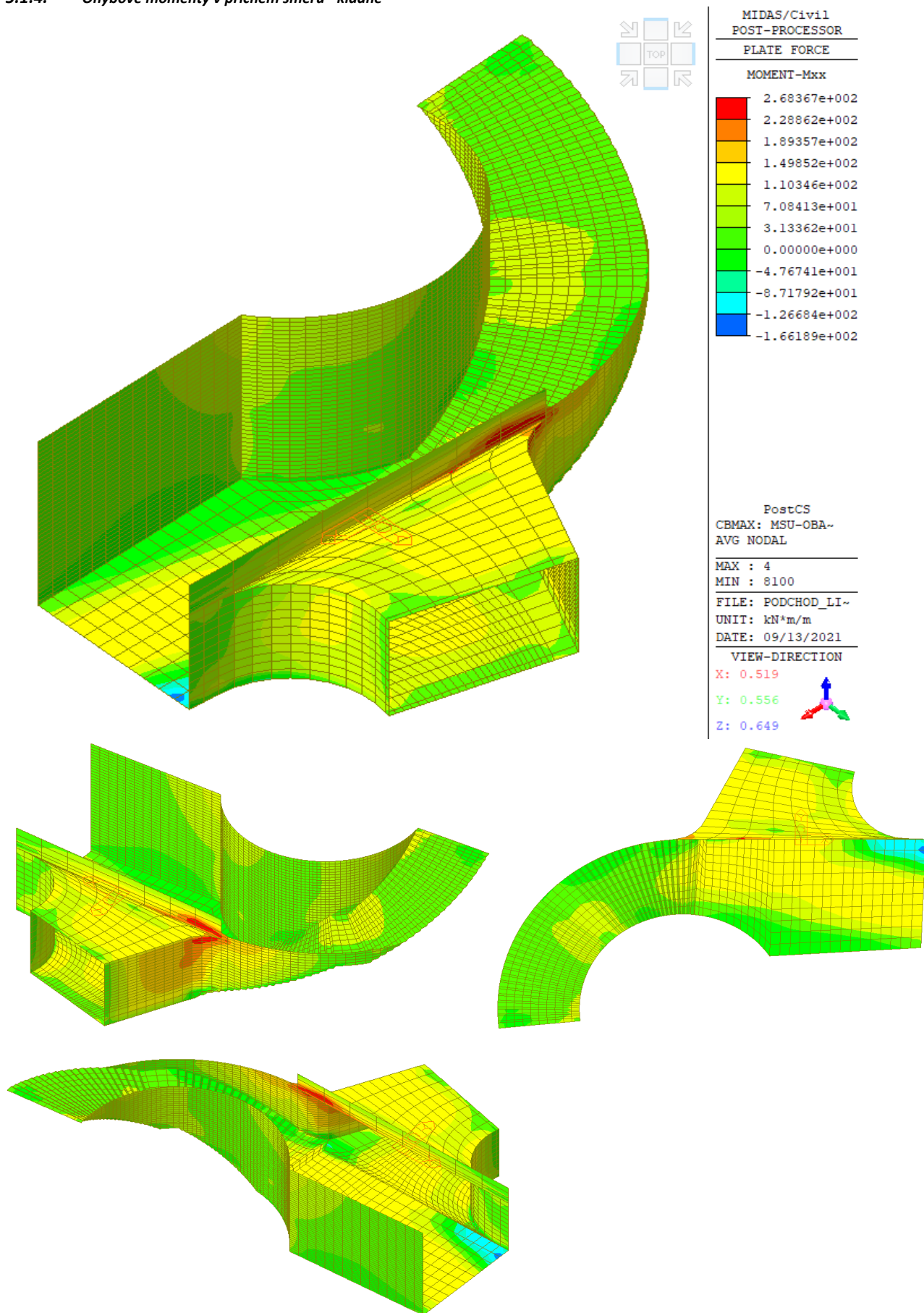
5.1.2. Ohybové momenty v podélném směru - kladné



### 5.1.3. Ohybové momenty v příčném směru - záporné

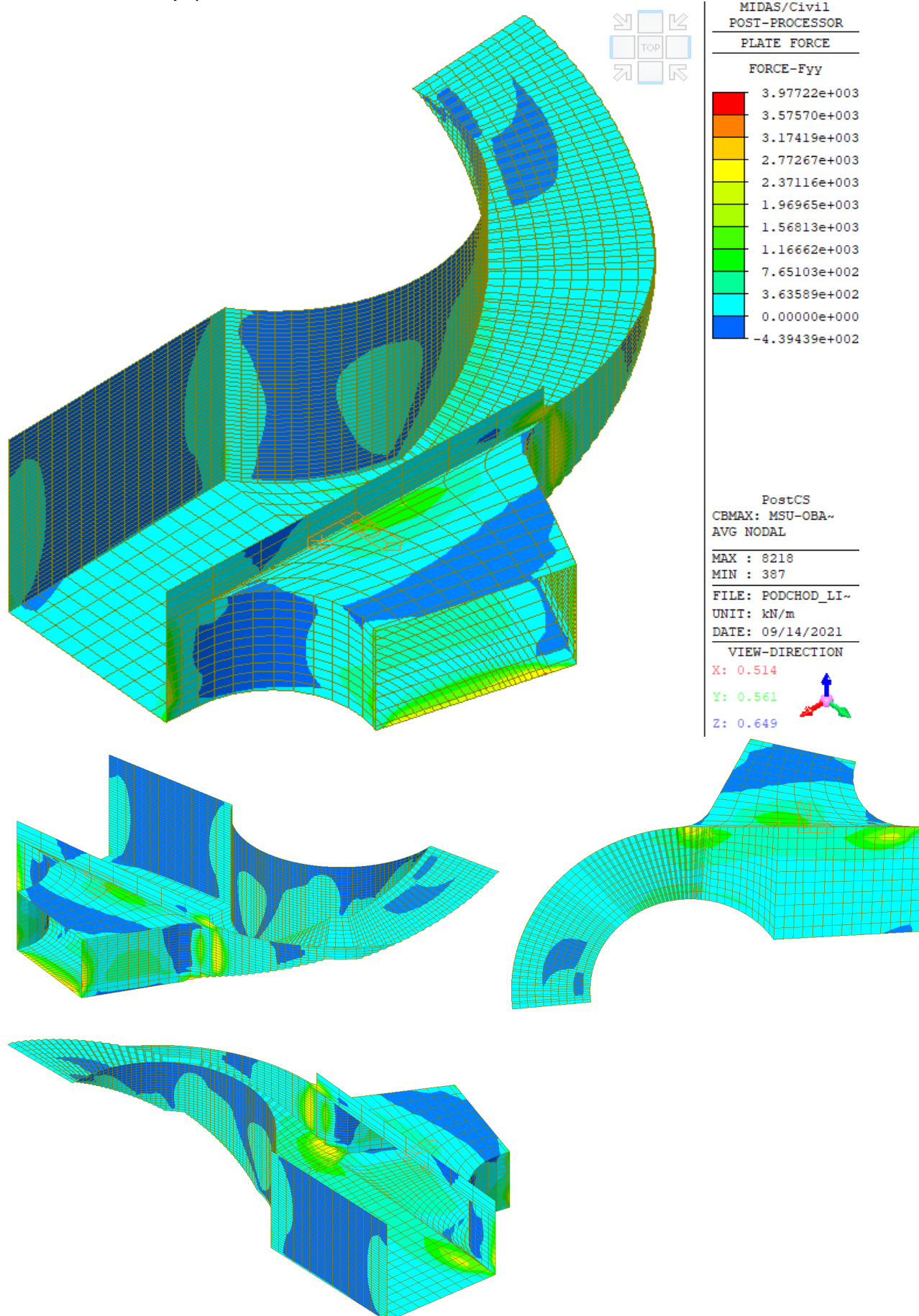


#### 5.1.4. Ohybové momenty v příčném směru - kladné

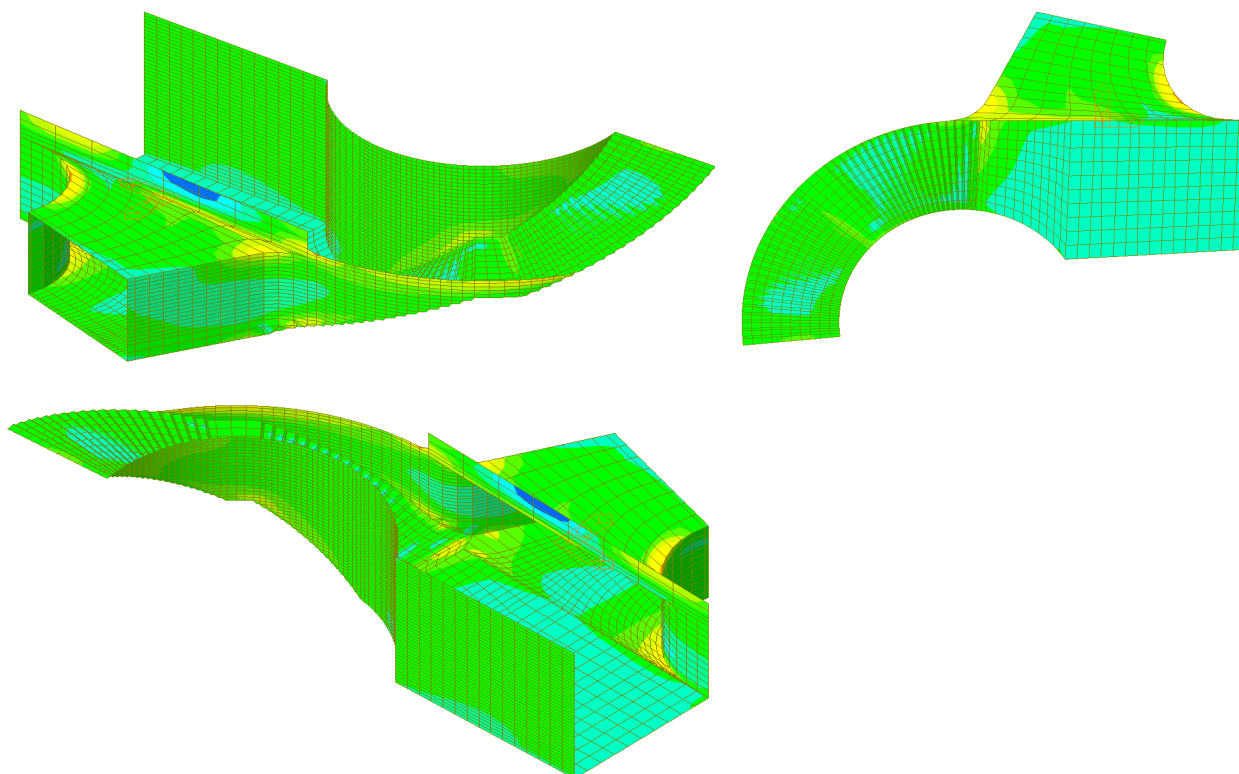
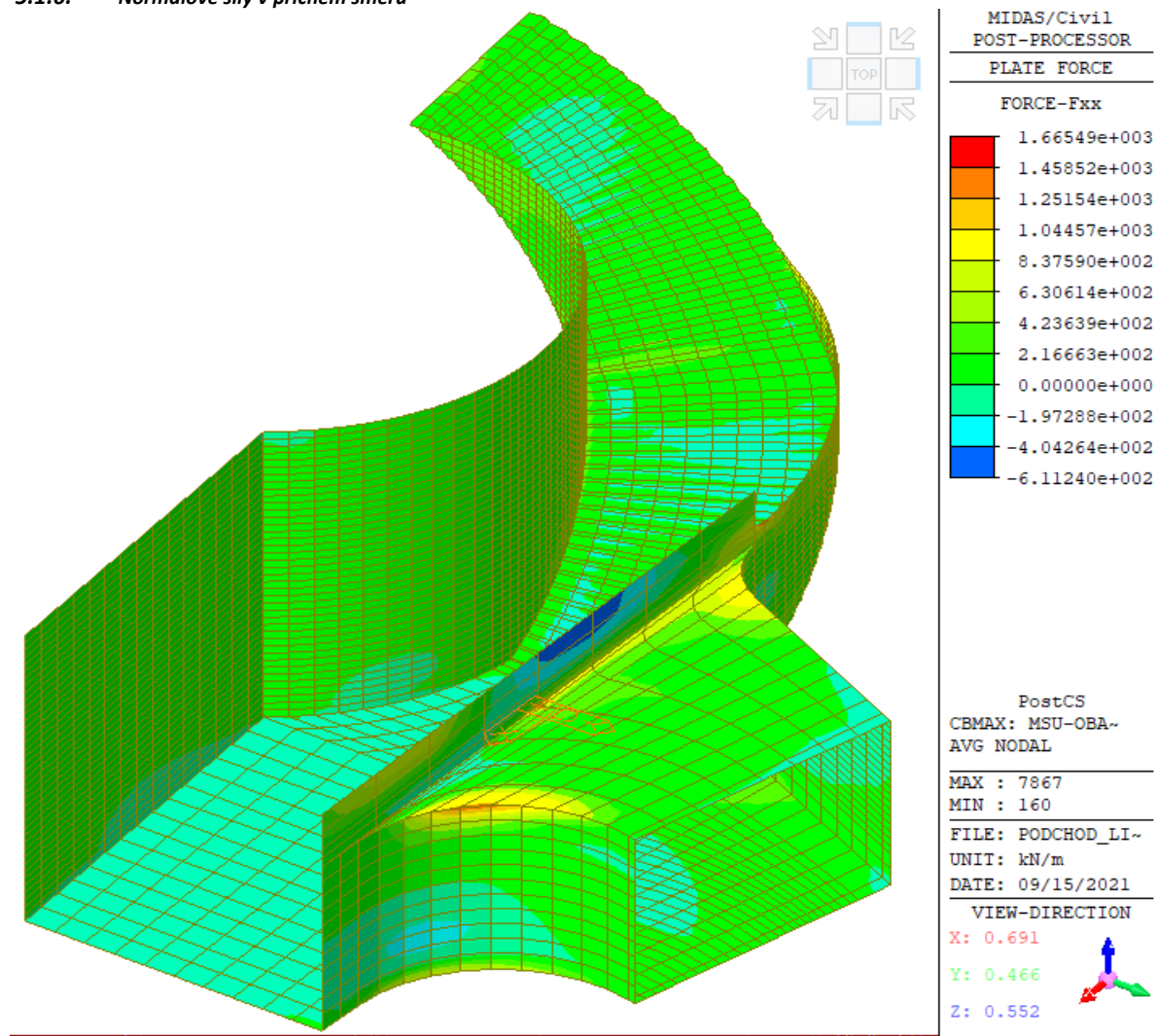




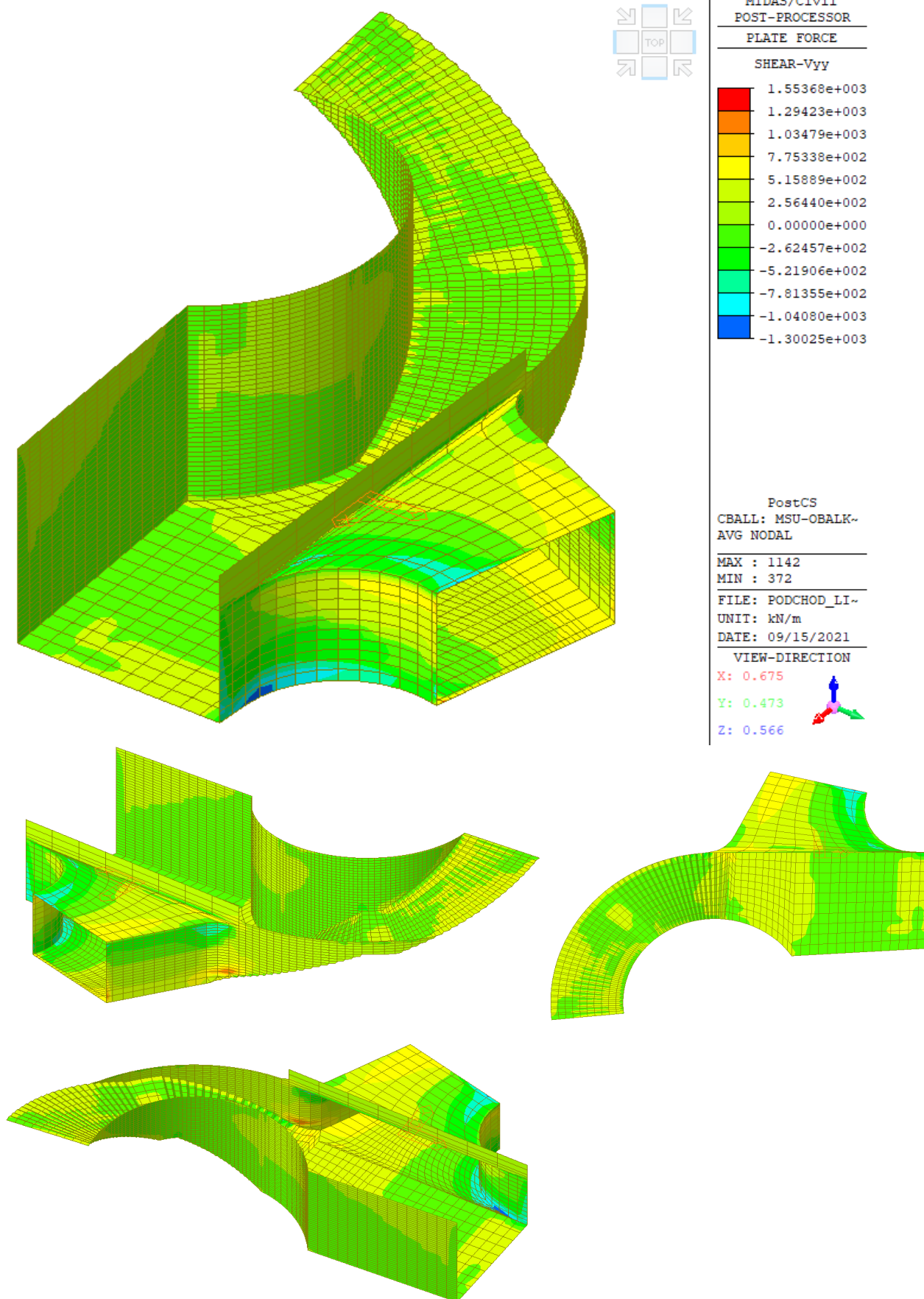
### 5.1.5. Normálové síly v podélném směru



### 5.1.6. Normálové síly v příčném směru



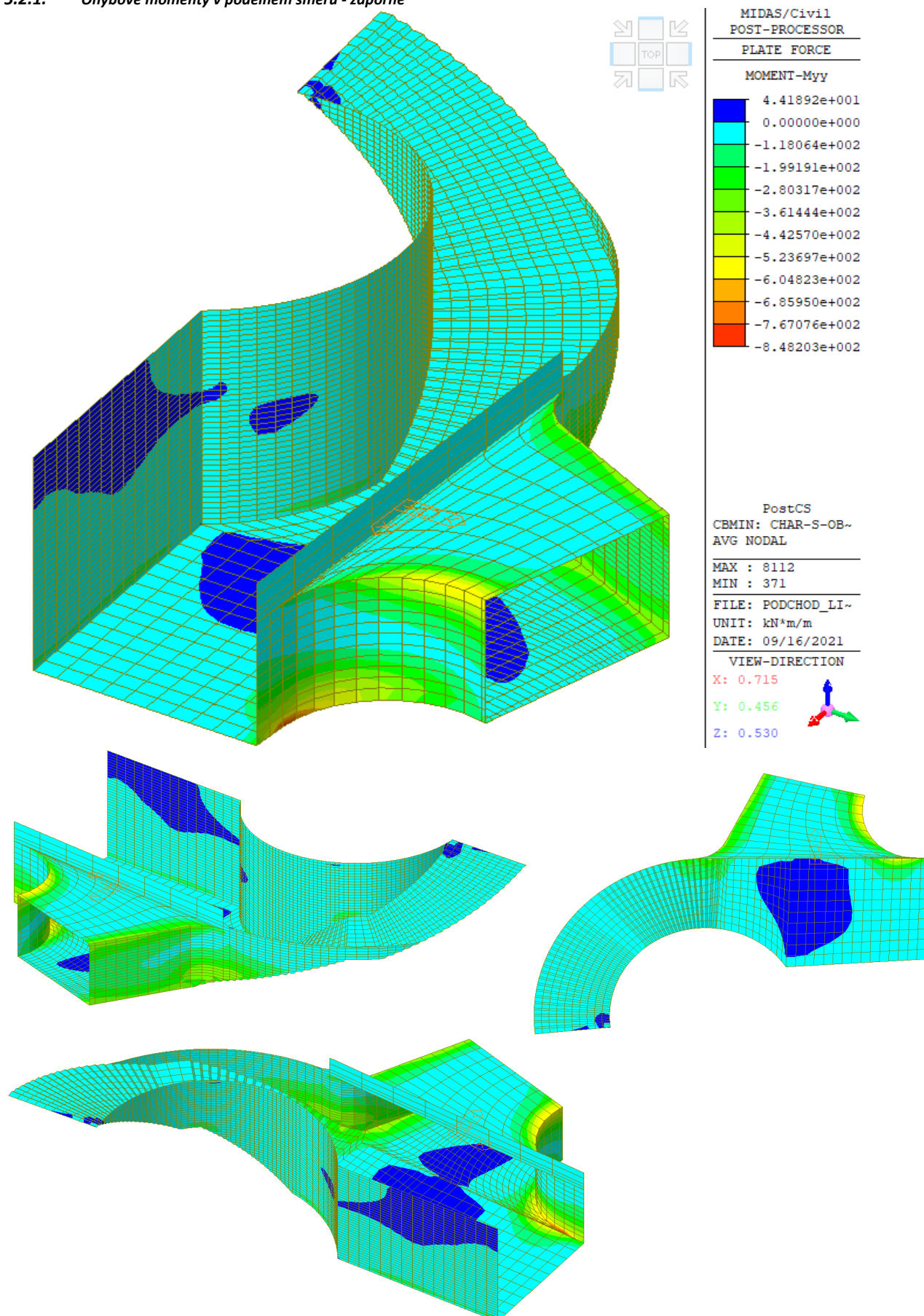
### 5.1.7. Posouvající síly



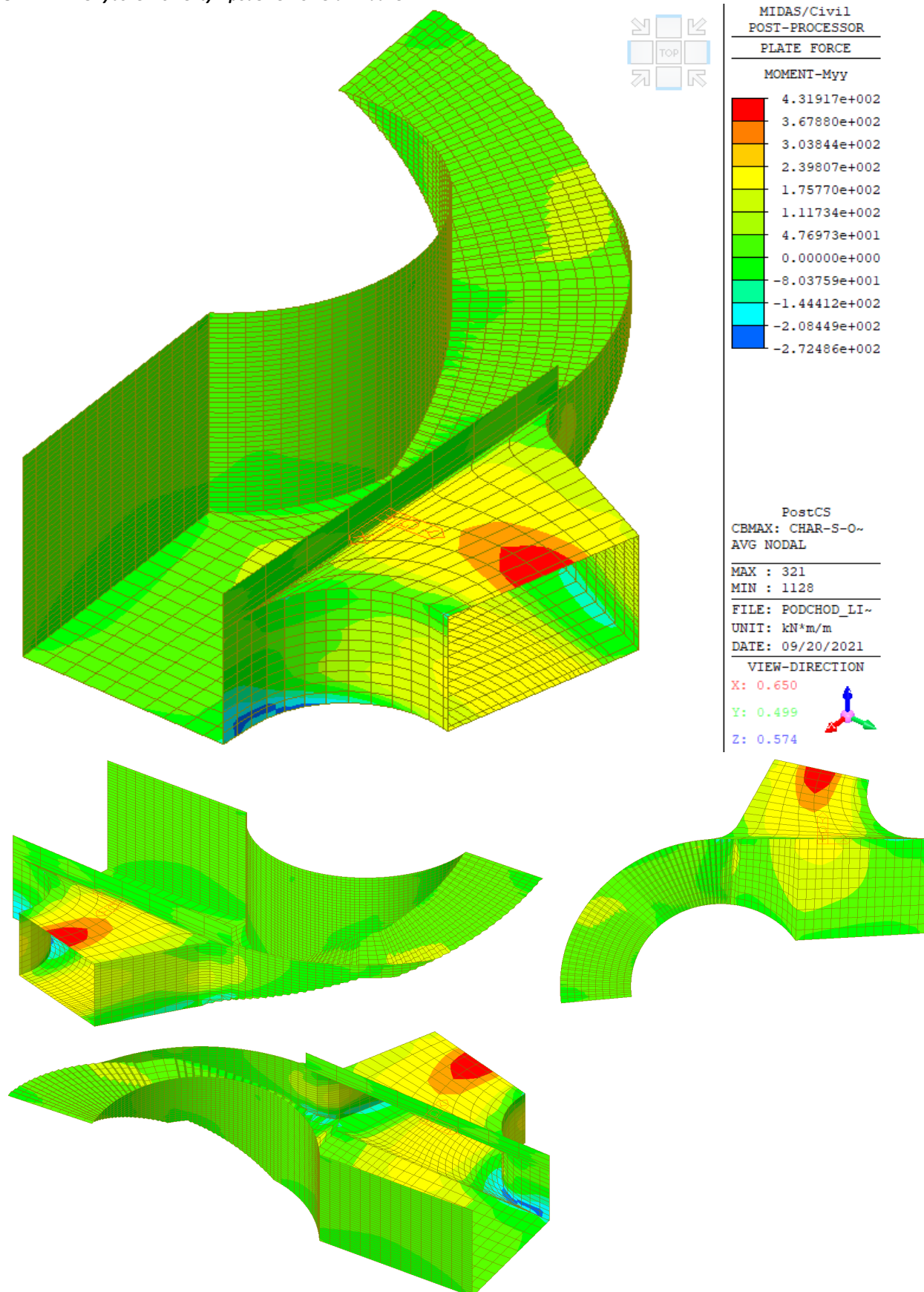


## 5.2. Charakteristická kombinace

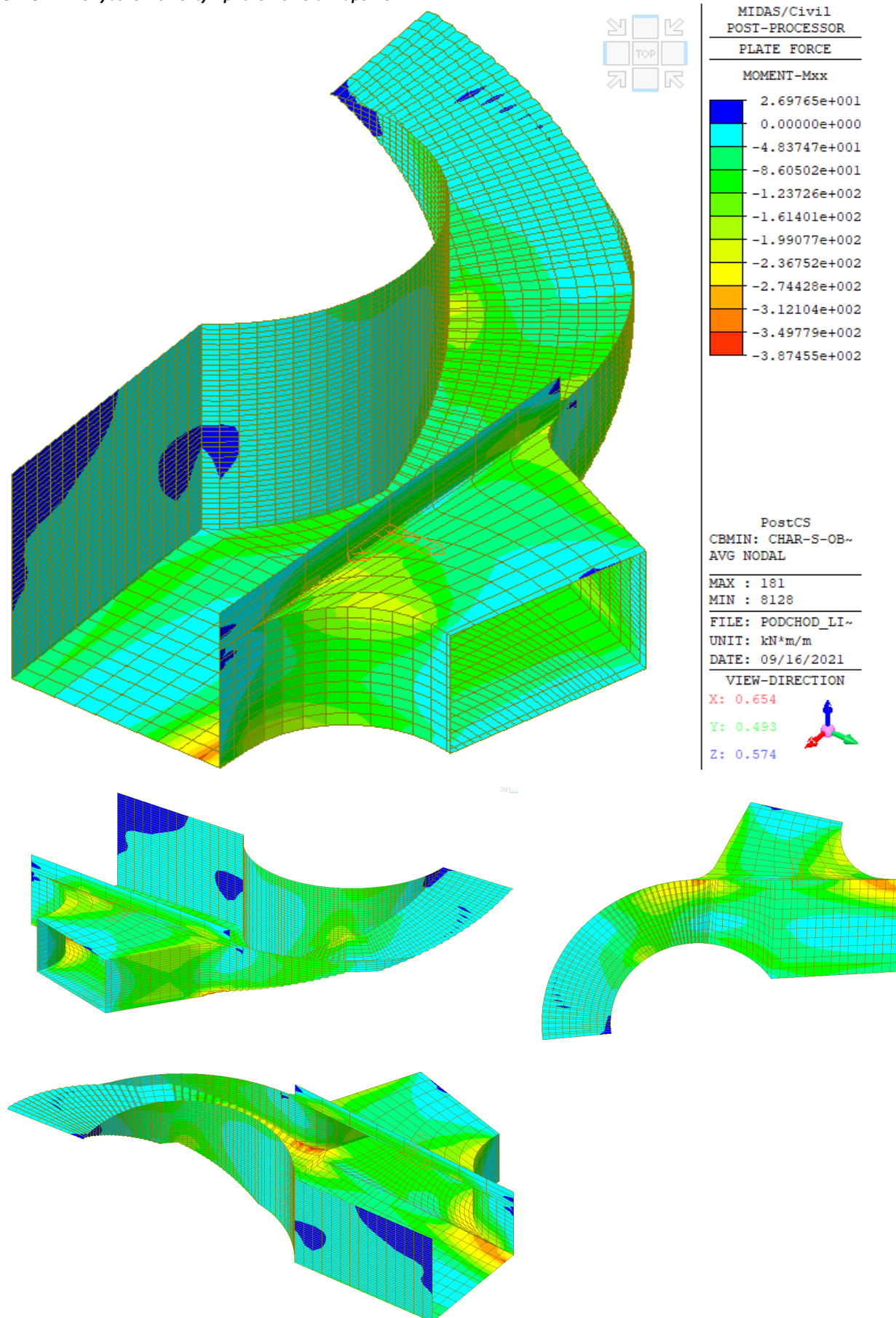
### 5.2.1. Ohybové momenty v podélném směru - záporné



### 5.2.2. Ohybové momenty v podélném směru - kladné

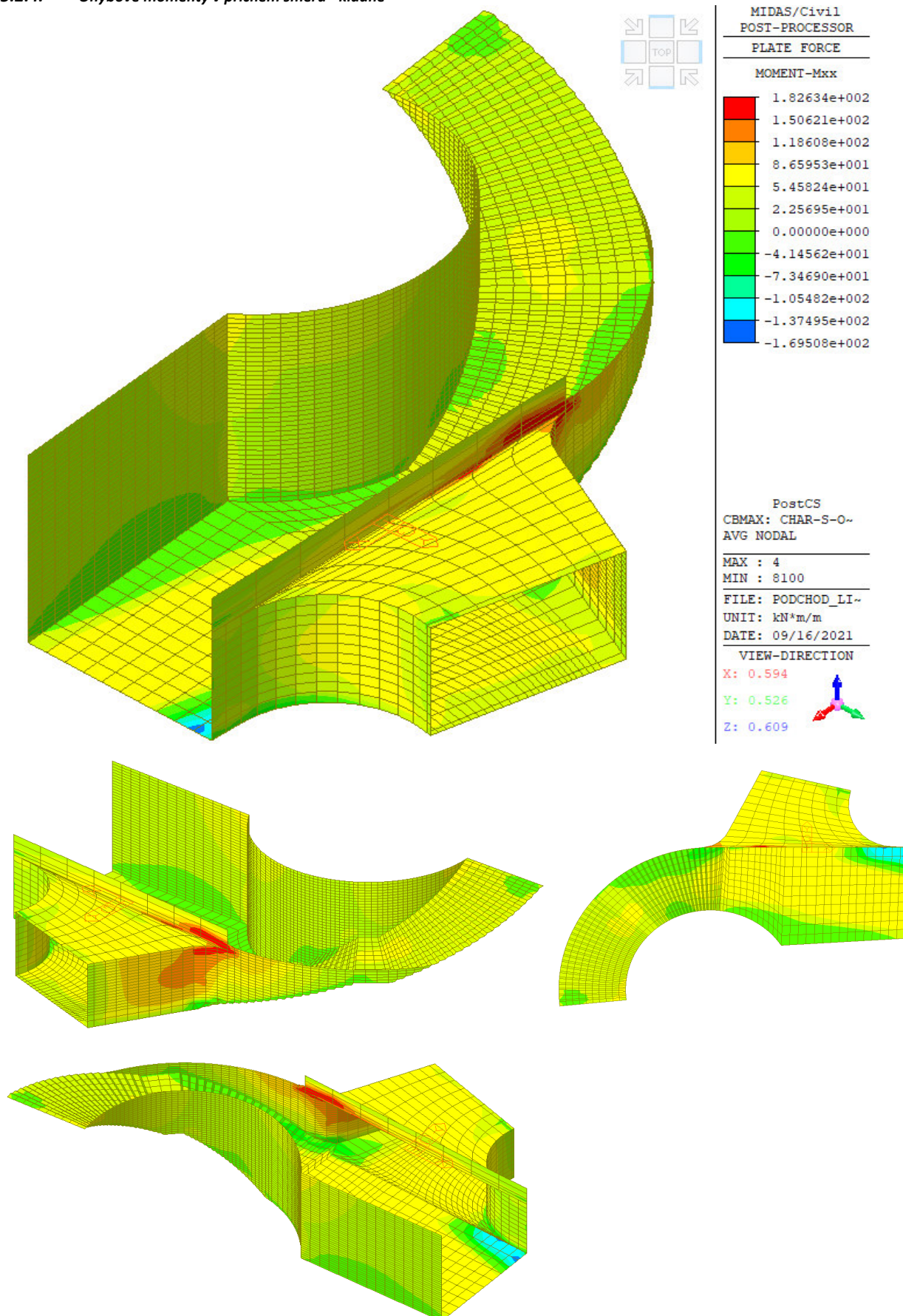


### 5.2.3. Ohybové momenty v příčném směru - záporné

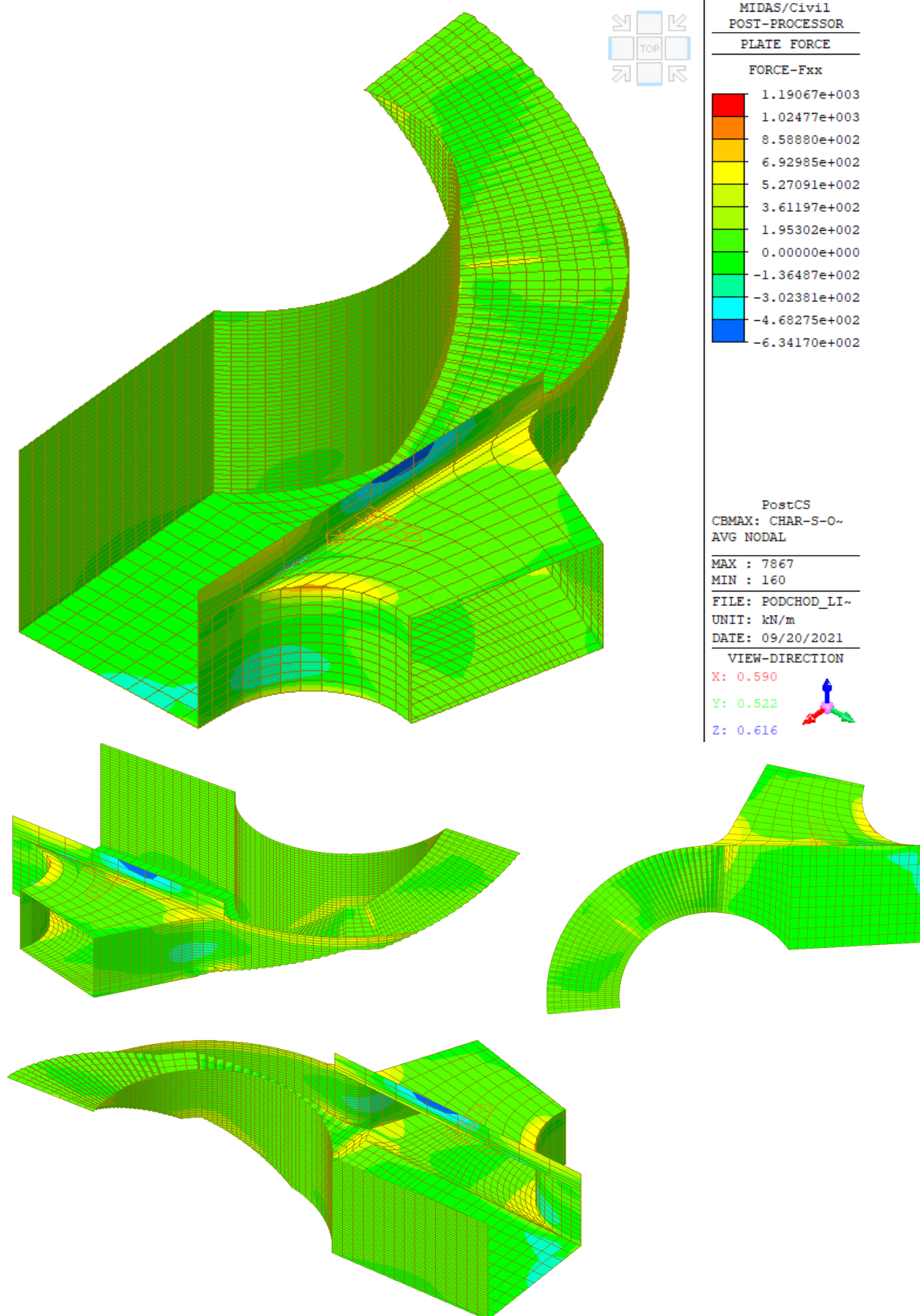




#### 5.2.4. Ohybové momenty v příčném směru - kladné

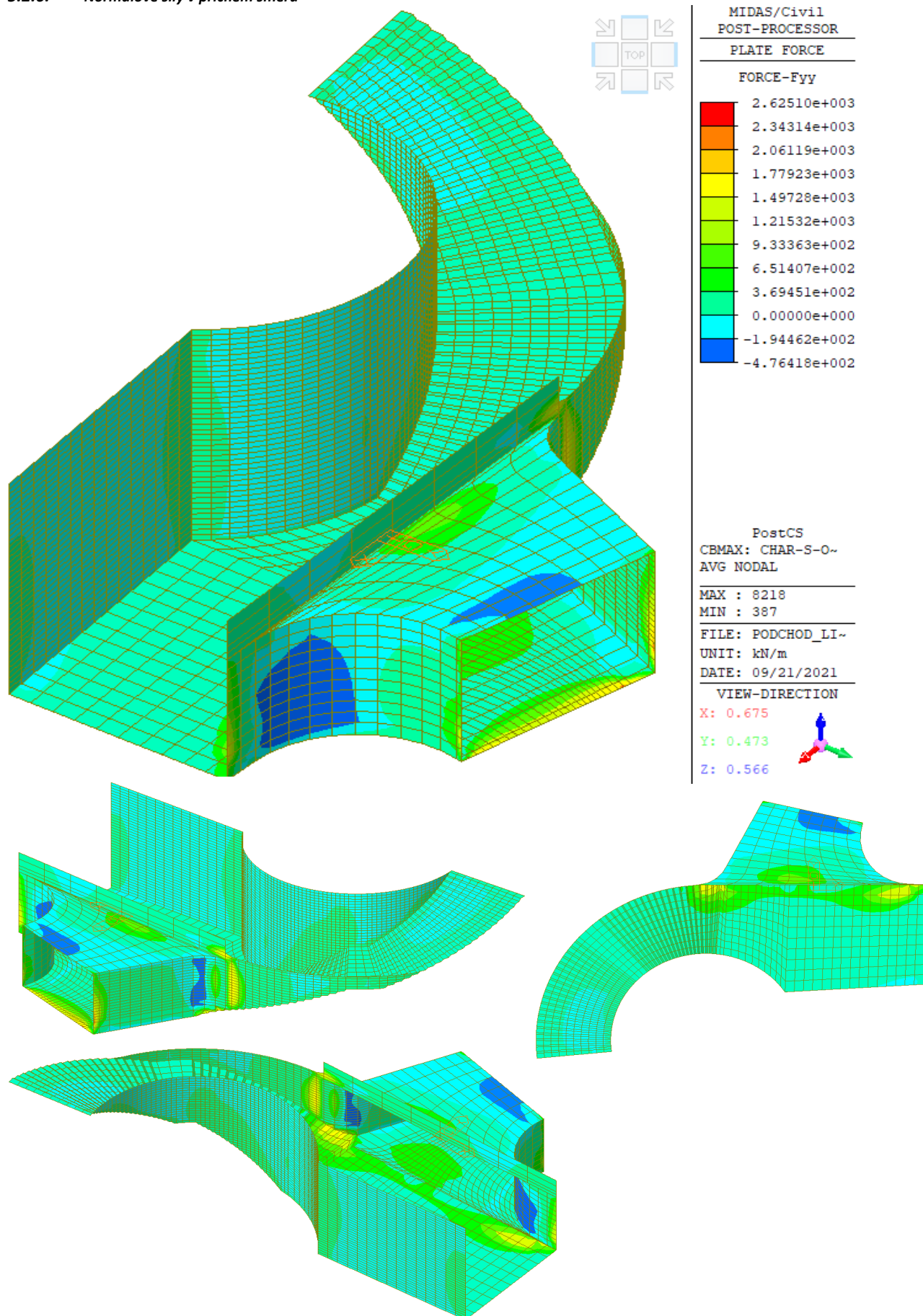


### 5.2.5. Normálové síly v podélném směru



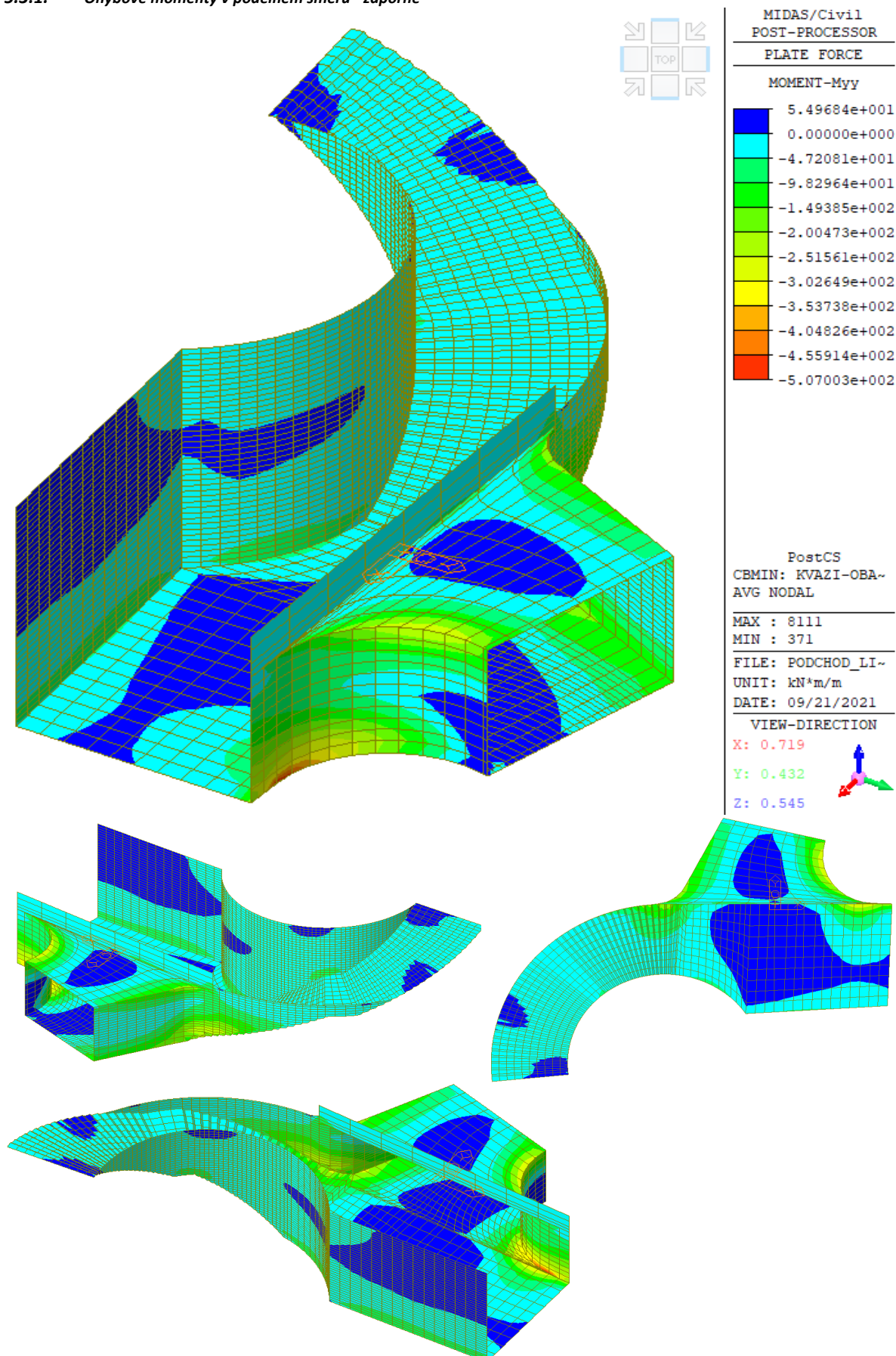


### 5.2.6. Normálové síly v příčném směru



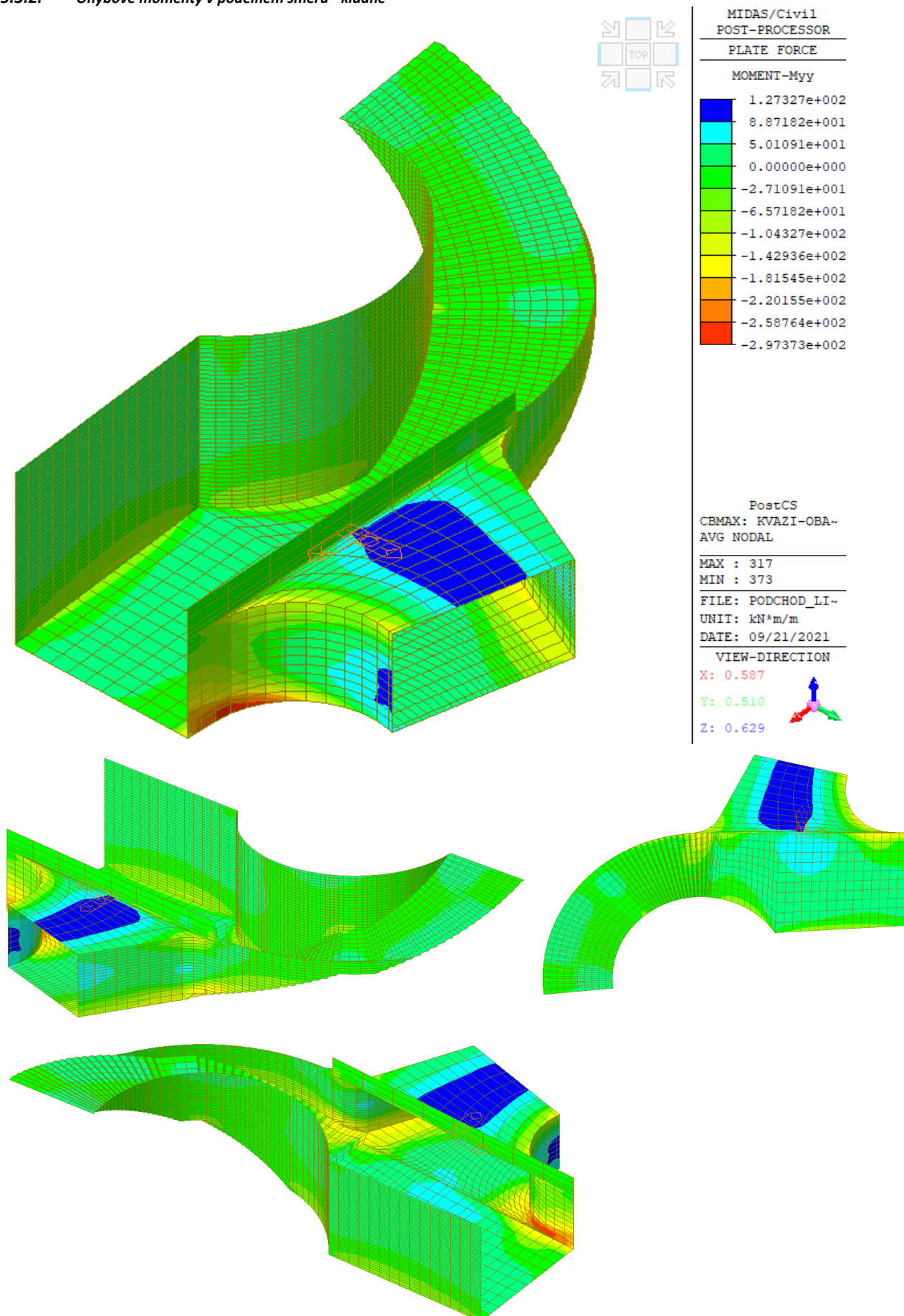
### 5.3. Kvazistálá kombinace

#### 5.3.1. Ohybové momenty v podélném směru - záporné

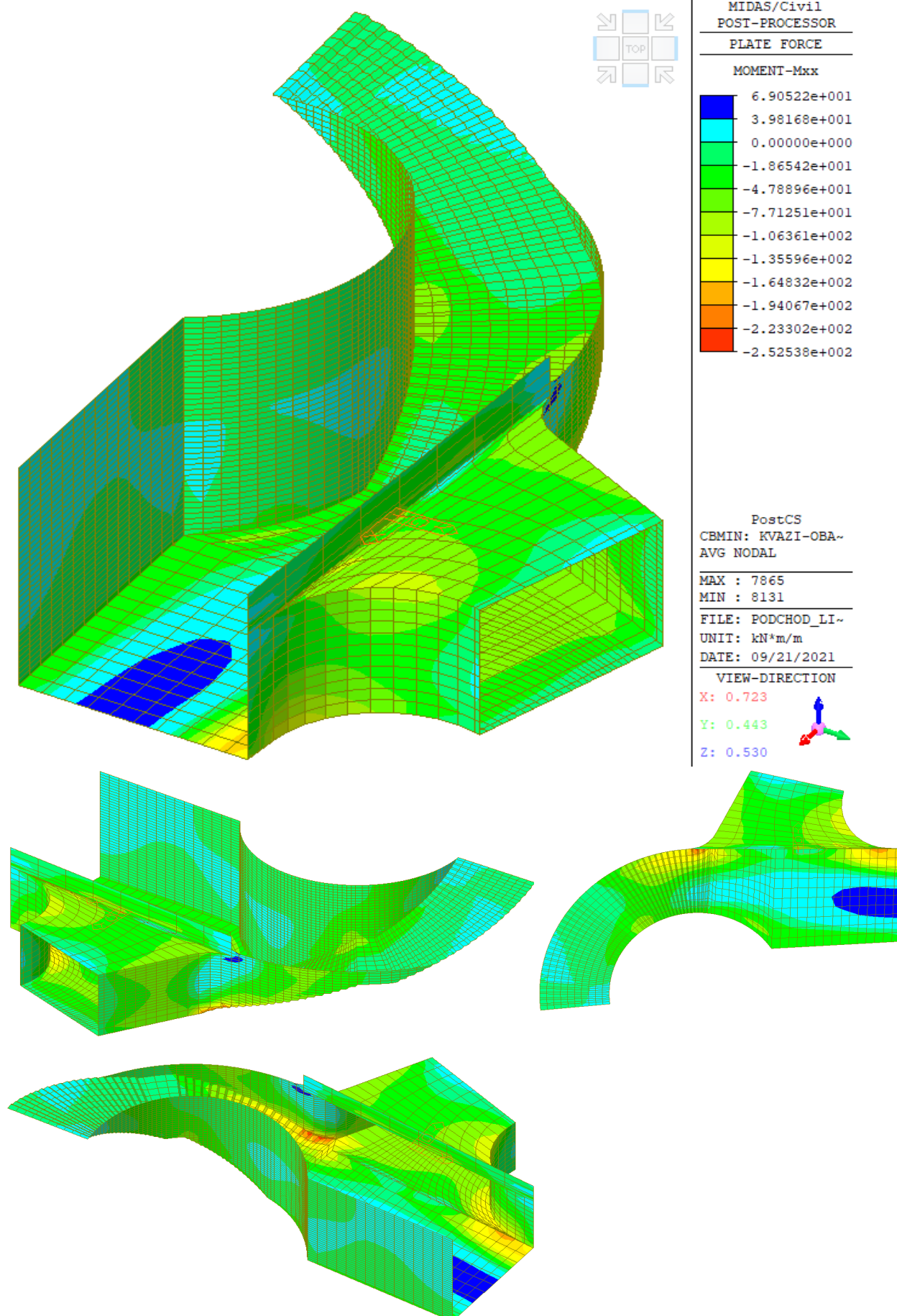




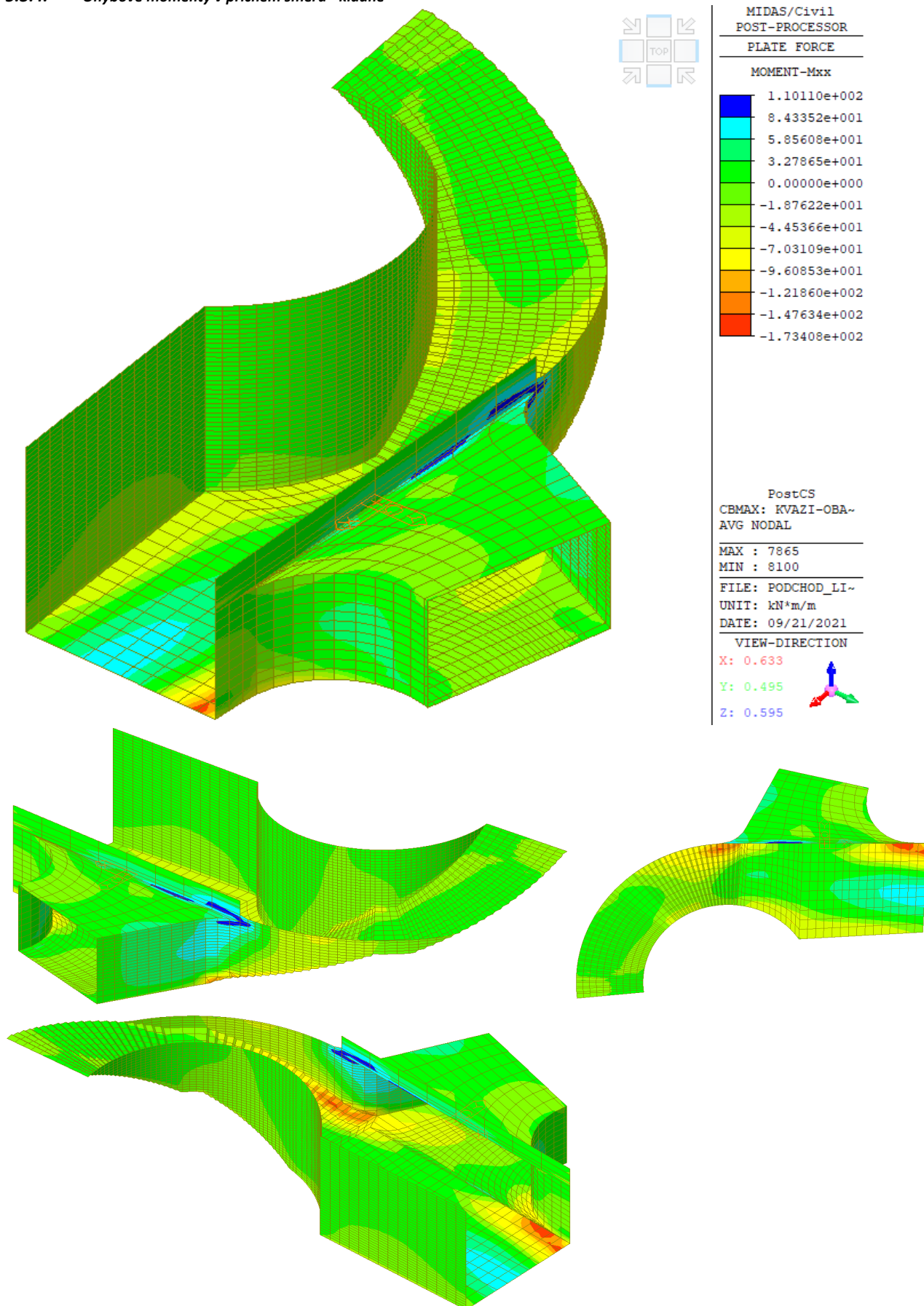
### 5.3.2. Ohybové momenty v podélném směru - kladné



### 5.3.3. Ohybové momenty v příčném směru - záporné

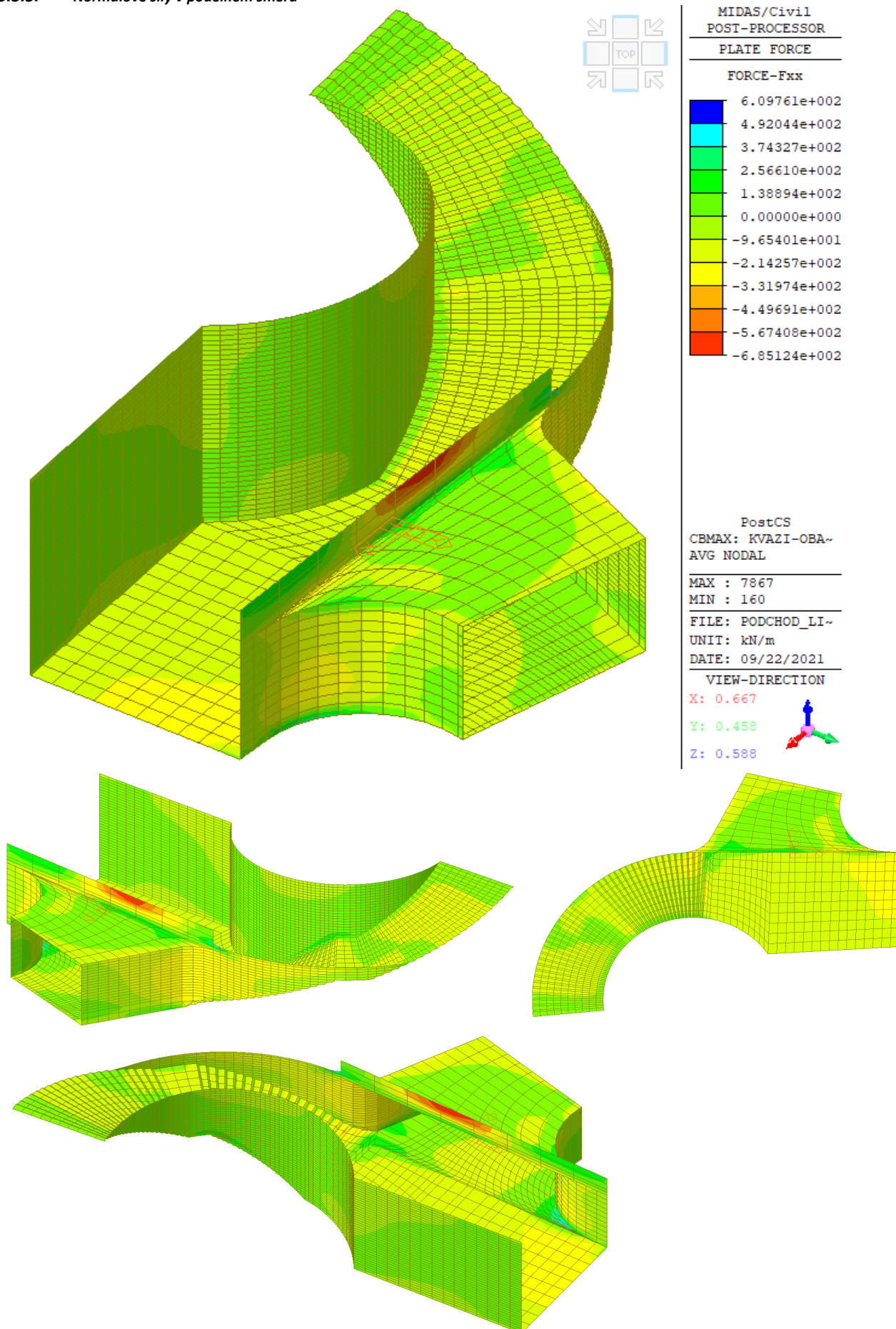


#### 5.3.4. Ohybové momenty v příčném směru - kladné

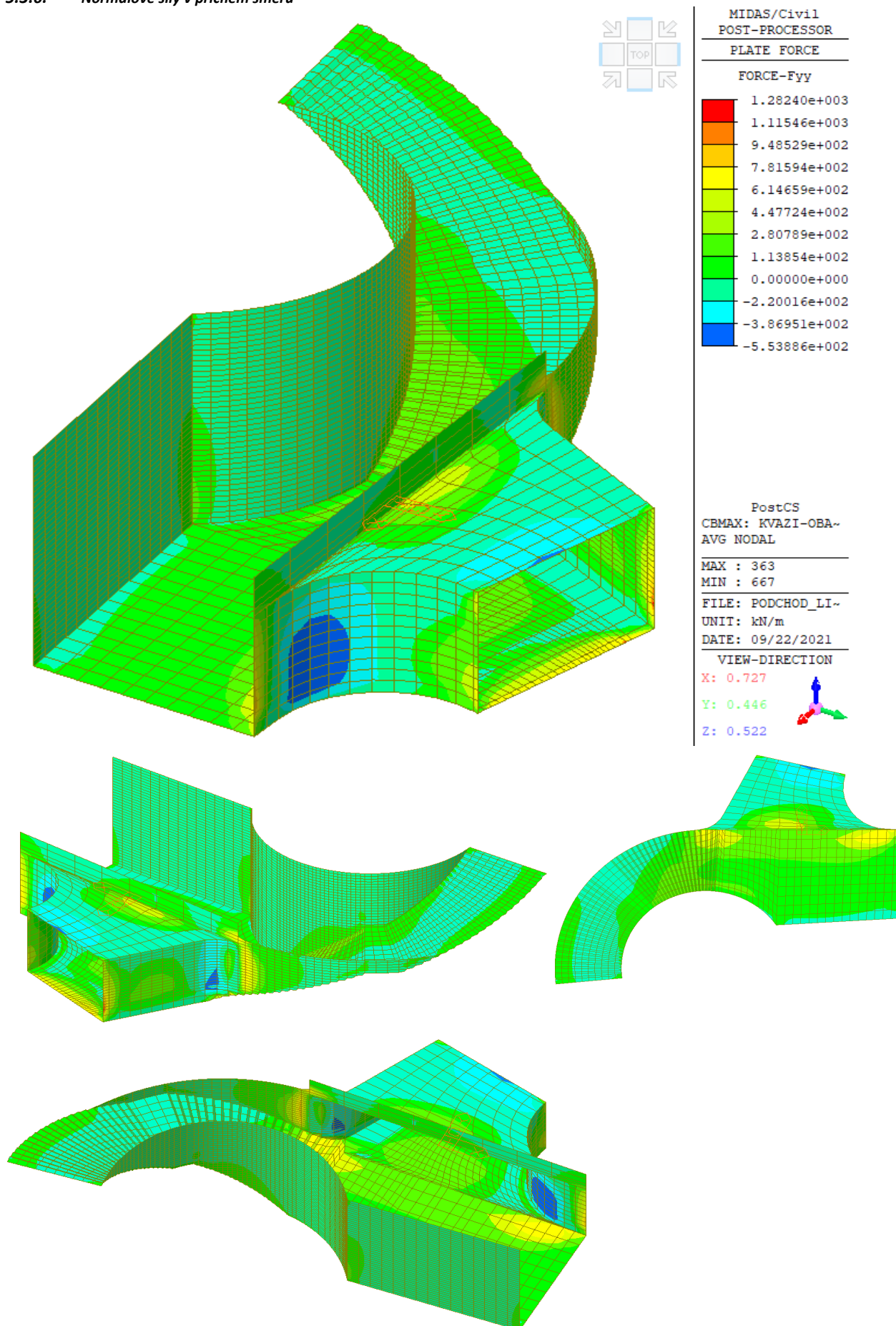




### 5.3.5. Normálové síly v podélném směru



### 5.3.6. Normálové síly v příčném směru



## 6. POSOUZENÍ PRŮŘEZŮ

Výztuž je navržena dle orientace (znaménkové konvence) vnitřních sil (momentů) viz kapitola "Vnitřní síly v MSÚ".

Posouzení průřezů je provedeno programem IDEA StatiCa RCS



Projekt: Přestavba propustku v km 159,434 trati Stará Paka  
- Liberec na podchod

Projekt číslo: 20PH61013

Autor: Ing. Radek Navrátil, Martin Pečinka



## Obsah

1 Data projektu
2 Stručné shrnutí výsledků posouzení řezů
3 Posouzení řezů
3.1 Řez Příčel - střed rozpětí
3.2 Řez Příčel - rámový roh
3.3 Řez Stěna - horní rámový roh
3.4 Řez Základ - roh
3.5 Řez Základ - střed
3.6 Řez Deska - roh
3.7 Řez Deska - střed
3.8 Řez Schodiste dole - roh
3.9 Řez Schodiste dole - střed

## 1 Data projektu

Název projektu	Přestavba propustku v km 159,434 trati Stará Paka - Liberec na podchod
Projekt číslo	20PH61013
Popis	SO 201 Schodiště a monolitická část podchodu
Autor	Ing. Radek Navrátil, Martin Pečinka
Datum vytvoření protokolu	10.08.2021
Verze	20.1.5115.1

### Národní norma

Národní norma	EN 1992-1-1:2014-12, CSN:2016-04/NA:2012-01 EN 1992-2:2008-07, CSN:2014-01/NA:2014-10
Návrhová životnost	50 let

## 2 Stručné shrnutí výsledků posouzení řezů

Dimenzační dílec	Počet řezů	Název extrémního řezu	Hodnota [%]	Status posudku
luneta (Nosníková deska)	9	Příčel - rámový roh	98,8	✓

Název řezu	Dimenzační dílec	Vyztužený průřez	Hodnota [%]	Status posudku
Příčel - střed rozpětí	luneta (Nosníková deska)	pricel_stred_hl	83,8	✓
Příčel - rámový roh	luneta (Nosníková deska)	pricel_kraj_hl	98,8	✓
Stěna - horní rámový roh	luneta (Nosníková deska)	stena_hor_roh_hl	94,2	✓
Základ - roh	luneta (Nosníková deska)	zaklad_roh_hl	84,5	✓
Základ - střed	luneta (Nosníková deska)	zaklad_stred_hl	77,1	✓
Deska - roh	luneta (Nosníková deska)	deska_roh_hl	48,2	✓
Deska - střed	luneta (Nosníková deska)	deska_stred_hl	55,6	✓
Schodiste dole - roh	luneta (Nosníková deska)	schod_dol_roh_hl	87,0	✓

Název řezu	Dimenzační dílec	Vyztužený průřez	Hodnota [%]	Status posudku
Schodiste dole - střed	luneta (Nosníková deska)	schod_dol_stred_hl	79,0	✓

## 3 Posouzení řezů

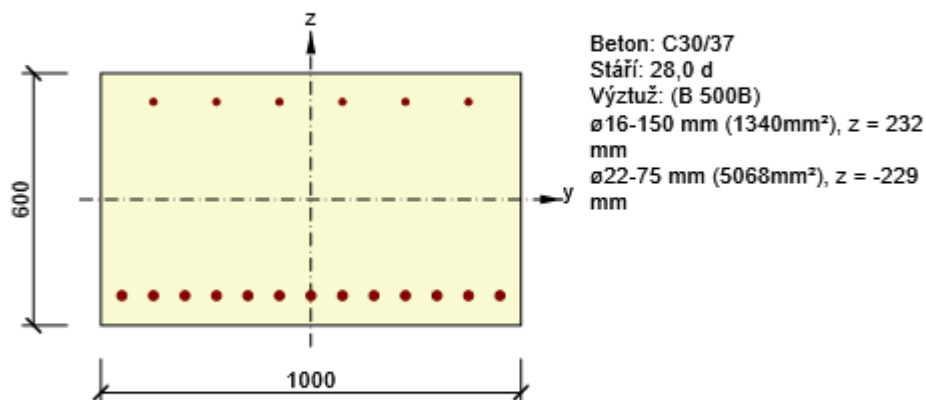
### 3.1 Řez Příčel - střed rozpětí

#### 3.1.1 Stručné shrnutí výsledků extrémů v řezu

Název extrému	Čas [d]	Hodnota [%]	Status posudku
MmaxT100	28,0	83,8	✓
MminT100	28,0	0,0	✓

#### 3.1.2 Kritický extrém MmaxT100

Dimenzační dílec	luneta
Vyztužený průřez	pricel_stred_hl



##### 3.1.2.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed,y</sub> [kNm]	M <sub>Ed,z</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	T <sub>Ed</sub> [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	1117,8	624,0	0,0			83,8	OK
Typ posudku	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed,y</sub> [kNm]	M <sub>Ed,z</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	T <sub>Ed</sub> [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	1117,8	624,0	0,0			83,8	OK
Omezení napětí	763,0	431,0	0,0			64,2	OK
Šířka trhliny	424,2	127,0	0,0			35,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

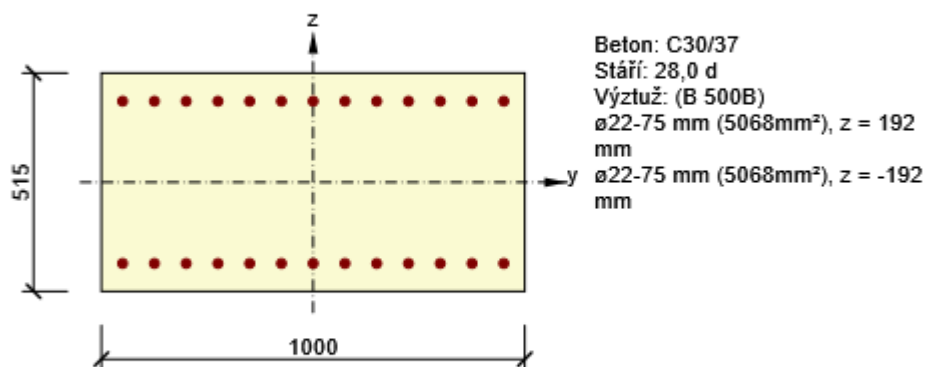
## 3.2 Řez Příčel - rámový roh

### 3.2.1 Stručné shrnutí výsledků extrémů v řezu

Název extrému	Čas [d]	Hodnota [%]	Status posudku
MmaxT100	28,0	0,0	✓
MminT100	28,0	98,8	✓

### 3.2.2 Kritický extrém MminT100

Dimenzační dílec	luneta
Vyztužený průřez	pricel_kraj_hl



#### 3.2.2.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	312,3	-811,8	0,0			98,8	OK
Typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	312,3	-811,8	0,0			98,8	OK
Omezení napětí	177,5	-564,1	0,0			98,3	OK
Šířka trhliny	0,0	-245,3	0,0			43,1	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

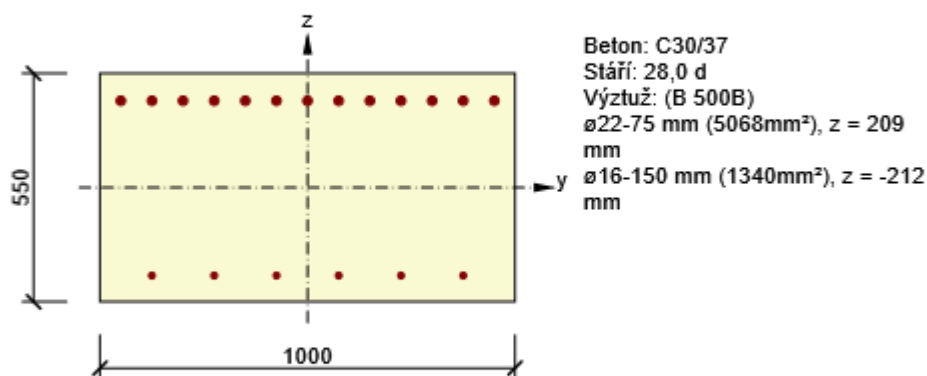
### 3.3 Řez Stěna - horní rámový roh

#### 3.3.1 Stručné shrnutí výsledků extrémů v řezu

Název extrému	Čas [d]	Hodnota [%]	Status posudku
MmaxT100	28,0	0,0	✓
MminT100	28,0	94,2	✓

#### 3.3.2 Kritický extrém MminT100

Dimenzační dílec	luneta
Vyztužený průřez	stena_hor_roh_hl



##### 3.3.2.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	177,5	-564,1	0,0			94,2	OK
Typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	312,3	-811,8	0,0			91,7	OK
Omezení napětí	177,5	-564,1	0,0			94,2	OK
Šířka trhliny	0,0	-245,3	0,0			38,4	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

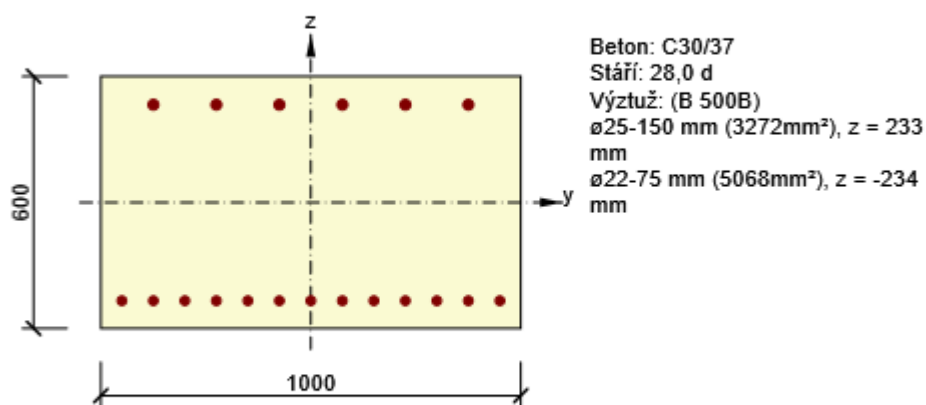
### 3.4 Řez Základ - roh

#### 3.4.1 Stručné shrnutí výsledků extrémů v řezu

Název extrému	Čas [d]	Hodnota [%]	Status posudku
MmaxT100	28,0	84,5	✓
MminT100	28,0	48,9	✓

#### 3.4.2 Kritický extrém MmaxT100

Dimenzační dílec	luneta
Vyztužený průřez	zaklad_roh_hl



##### 3.4.2.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	564,2	771,1	0,0			84,5	OK
Typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	564,2	771,1	0,0			84,5	OK
Omezení napětí	483,7	550,7	0,0			72,0	OK
Šířka trhliny	153,4	264,6	0,0			45,2	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

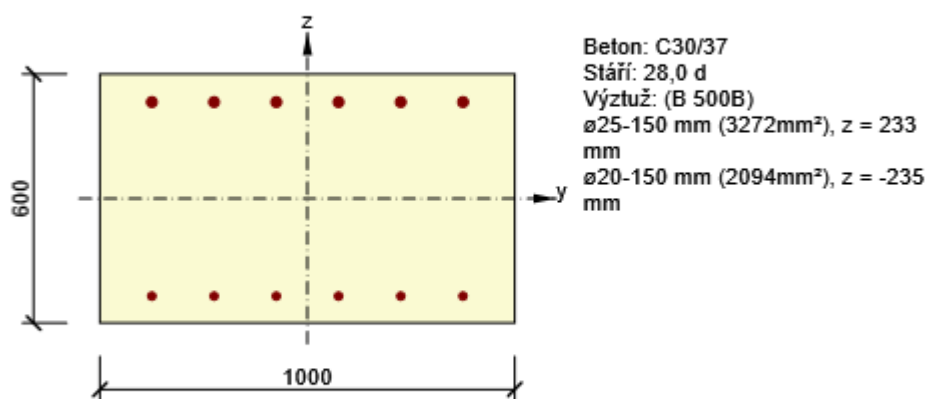
## 3.5 Řez Základ - střed

### 3.5.1 Stručné shrnutí výsledků extrémů v řezu

Název extrému	Čas [d]	Hodnota [%]	Status posudku
MmaxT100	28,0	74,3	✓
MminT100	28,0	77,1	✓

### 3.5.2 Kritický extrém MminT100

Dimenzační dílec	luneta
Vyztužený průřez	zaklad_stred_hl



#### 3.5.2.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	933,3	-317,7	0,0			77,1	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	933,3	-317,7	0,0			77,1	OK
Omezení napětí	598,0	-219,4	0,0			58,1	OK
Šířka trhliny	234,1	-62,0	0,0			37,6	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

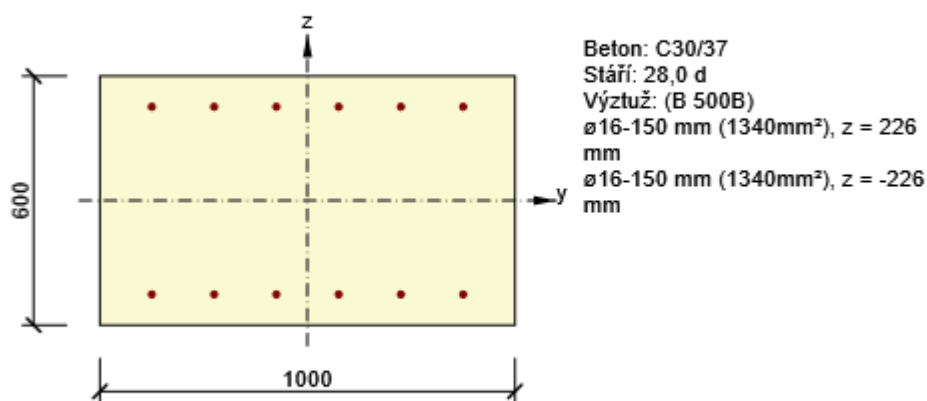
## 3.6 Řez Deska - roh

### 3.6.1 Stručné shrnutí výsledků extrémů v řezu

Název extrému	Čas [d]	Hodnota [%]	Status posudku
MmaxT100	28,0	48,2	✓
MminT100	28,0	11,7	✓

### 3.6.2 Kritický extrém MmaxT100

Dimenzační dílec	luneta
Vyztužený průřez	deska_roh_hl



#### 3.6.2.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	147,2	0,0			48,2	OK
Typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	147,2	0,0			48,2	OK
Omezení napětí	0,0	103,6	0,0			9,2	OK
Šířka trhliny	0,0	45,5	0,0			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %



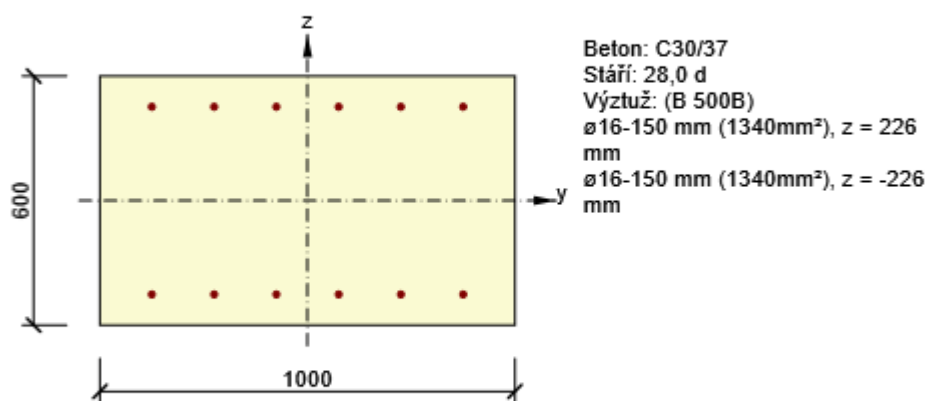
## 3.7 Řez Deska - střed

### 3.7.1 Stručné shrnutí výsledků extrémů v řezu

Název extrému	Čas [d]	Hodnota [%]	Status posudku
MmaxT100	28,0	42,4	✓
MminT100	28,0	55,6	✓

### 3.7.2 Kritický extrém MminT100

Dimenzační dílec	luneta
Vyztužený průřez	deska_stred_hl



#### 3.7.2.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	-169,9	0,0			55,6	OK
Typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	-169,9	0,0			55,6	OK
Omezení napětí	0,0	-110,7	0,0			9,8	OK
Šířka trhliny	0,0	-67,4	0,0			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

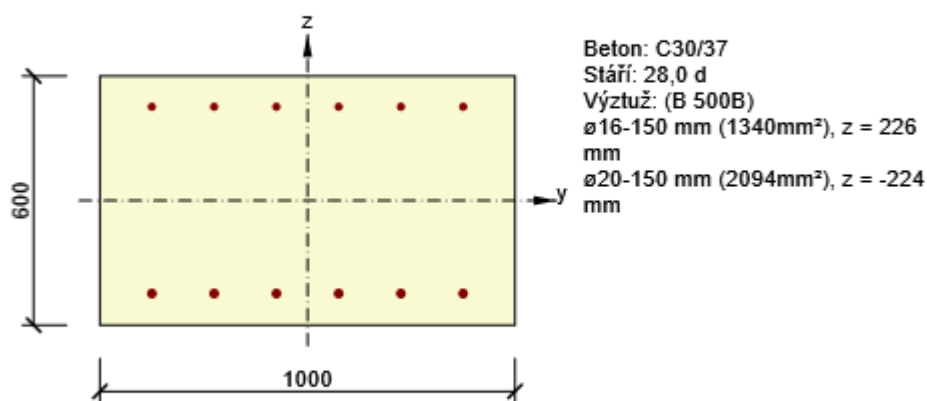
## 3.8 Řez Schodiste dole - roh

### 3.8.1 Stručné shrnutí výsledků extrémů v řezu

Název extrému	Čas [d]	Hodnota [%]	Status posudku
MmaxT100	28,0	87,0	✓
MminT100	28,0	66,8	✓

### 3.8.2 Kritický extrém MmaxT100

Dimenzační dílec	luneta
Vyztužený průřez	schod_dol_roh_hl



#### 3.8.2.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	292,7	326,7	0,0			87,0	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	292,7	326,7	0,0			87,0	OK
Omezení napětí	239,4	253,6	0,0			78,5	OK
Šířka trhliny	90,5	70,2	0,0			54,7	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

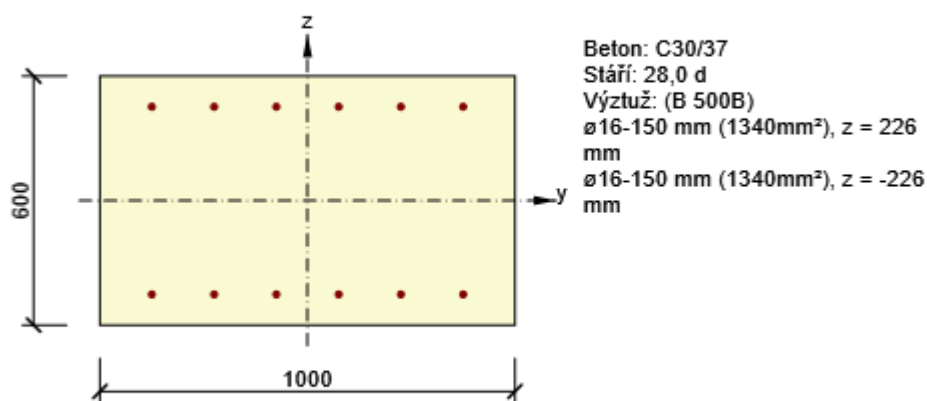
### 3.9 Řez Schodiste dole - střed

#### 3.9.1 Stručné shrnutí výsledků extrémů v řezu

Název extrému	Čas [d]	Hodnota [%]	Status posudku
MmaxT100	28,0	60,7	✓
MminT100	28,0	79,0	✓

#### 3.9.2 Kritický extrém MminT100

Dimenzační dílec	luneta
Vyztužený průřez	schod_dol_stred_hl



##### 3.9.2.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	196,6	-194,7	0,0			79,0	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	196,6	-194,7	0,0			79,0	OK
Omezení napětí	154,1	-136,3	0,0			10,7	OK
Šířka trhliny	0,0	-46,1	0,0			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

## 7. POSOUZENÍ SMYKOVÉ ÚNOSNOSTI (ULS)

### 7.1. Příčel - střed

#### Charakteristické vlastnosti betonu

beton pevnostní třídy C 30/37

charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku:

$$f_{ck} = 30.0 \text{ MPa}$$

součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení:

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

dílčí součinitel spolehlivosti betonu:

$$\gamma_C = 1.50$$

návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C = 17.0 \text{ MPa}$$

průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu:

$$f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$$

#### Charakteristické vlastnosti smykové výztuže

ocel B 500B

charakteristická hodnota meze kluzu oceli:

$$f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$$

dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže:

$$\gamma_S = 1.15$$

návrhová hodnota meze kluzu oceli:

$$f_{ywd} = f_{yk} / \gamma_S = 434.78 \text{ MPa}$$

#### Posouzení prvku

výška průřezu:

$$h = 0.600 \text{ m}$$

nejmenší šířka průřezu v tažené oblasti:

$$b_w = 1.000 \text{ m}$$

krytí výztuže betonem:

$$c_{nom} = 0.050 \text{ m}$$

průměr podélné tahové výztuže:

$$d_s = 0.022 \text{ m}$$

účinná výška průřezu:

$$d = h - c_{nom} - d_s / 2 = 0.539 \text{ m}$$

návrhová hodnota posouvající síly:

$$V_{Ed} = 170.1 \text{ kN}$$

empirický součinitel:

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_C = 0.12$$

parametr vlivu výšky:

$$k = 1 + (200/d)^{0.5} = 1.61$$

$$k < 2.0 \rightarrow k = 1.6$$

průřezová plocha podélné výztuže zasahující do vzdálenosti  $\geq (l_{bd} + d)$  za posuzovaný průřez:

$$A_{sl} = 2.53E-03 \text{ m}^2$$

stupeň vyztužení podélnou výztuží:

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 0.005 < 0.02$$

$$k_1 = 0.15$$

normálová síla v průřezu od zatížení ( $N_{Ed} > 0$  pro tlak):

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

plocha průřezu:

$$A_c = b \cdot h = 0.600 \text{ m}^2$$

normálové napětí od návrhové hodnoty osové síly  $N_{Ed}$ :

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0.2 \cdot f_{cd} = 3.40 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{cp} = 0 \text{ MPa}$$

minimální hodnota smykového napětí, které přenesou prvek v šikmé trhlině:

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.39 \text{ MPa}$$

minimální návrhová hodnota únosnosti ve smyku:

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 210.92 \text{ kN}$$

návrhová hodnota únosnosti ve smyku:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = 251.47 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = \max\{V_{Rd,c,min}; V_{Rd,c}\} = 251.47 \text{ kN}$$

redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem:

$$v = 0.6(1 - f_{ck}/250) = 0.528$$

návrhová únosnost tlakových diagonál:

$$V_{Rd,max} = 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 2419.03 \text{ kN}$$

$V_{Rd,c} =$	<b>251.47 kN</b>	<b>&lt;</b>	$V_{Rd,max} =$	<b>2419.03 kN</b>	<b>→</b>	<b>Vyhovuje</b>
$V_{Ed} =$	<b>170.1 kN</b>	<b>&lt;</b>	$V_{Rd,c} =$	<b>251.47 kN</b>	<b>→</b>	<b>Vyhovuje</b>

## Návrh smykové výztuže

návrh konstrukční smykové výztuže: **3-střížné třmínky** **ØR 10** **à 300mm**

### 7.2. Příčel - kraj

#### Charakteristické vlastnosti betonu

beton pevnostní třídy C 30/37

charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku:

$$f_{ck} = 30.0 \text{ MPa}$$

součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení:

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

dílčí součinitel spolehlivosti betonu:

$$\gamma_C = 1.50$$

návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C = 17.0 \text{ MPa}$$

průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu:

$$f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$$

#### Charakteristické vlastnosti smykové výztuže

ocel B 500B

charakteristická hodnota meze kluzu oceli:

$$f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$$

dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže:

$$\gamma_S = 1.15$$

návrhová hodnota meze kluzu oceli:

$$f_{ywd} = f_{yk} / \gamma_S = 434.78 \text{ MPa}$$

#### Posouzení prvku

výška průřezu:

$$h = 0.515 \text{ m}$$

nejmenší šířka průřezu v tažené oblasti:

$$b_w = 1.000 \text{ m}$$

krytí výztuže betonem:

$$c_{nom} = 0.050 \text{ m}$$

průměr podélné tahové výztuže:

$$d_s = 0.022 \text{ m}$$

účinná výška průřezu:

$$d = h - c_{nom} - d_s / 2 = 0.454 \text{ m}$$

návrhová hodnota posouvající síly:

$$V_{Ed} = 312.3 \text{ kN}$$

empirický součinitel:

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_C = 0.12$$

parametr vlivu výšky:

$$k = 1 + (200/d)^{0.5} = 1.66$$

$$k < 2.0 \rightarrow k = 1.7$$

průřezová plocha podélné výztuže zasahující do vzdálenosti  $\geq (l_{bd} + d)$  za posuzovaný průřez:

$$A_{sl} = 2.53E-03 \text{ m}^2$$

stupeň vyztužení podélnou výztuží:

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 0.006 < 0.02$$

$$k_1 = 0.15$$

normálová síla v průřezu od zatížení ( $N_{Ed} > 0$  pro tlak):

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

plocha průřezu:

$$A_c = b \cdot h = 0.515 \text{ m}^2$$

normálové napětí od návrhové hodnoty osové síly  $N_{Ed}$ :

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0.2 \cdot f_{cd} = 0.17 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{cp} = 0 \text{ MPa}$$

minimální hodnota smykového napětí, které přenesou prvek v šikmé trhlině:

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.41 \text{ MPa}$$

minimální návrhová hodnota únosnosti ve smyku:

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 186.77 \text{ kN}$$



návrhová hodnota únosnosti ve smyku:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = 231.89 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = \max\{V_{Rd,c,min}; V_{Rd,c}\} = 231.89 \text{ kN}$$

redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem:

$$v = 0,6(1 - f_{ck}/250) = 0.528$$

návrhová únosnost tlakových diagonál:

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 2037.55 \text{ kN}$$

$V_{Rd,c} =$	<b>231.89 kN</b>	<b>&lt;</b>	$V_{Rd,max} =$	<b>2037.55 kN</b>	<b>→</b>	<b>Vyhovuje</b>
$V_{Ed} =$	<b>312.3 kN</b>	<b>&gt;</b>	$V_{Rd,c} =$	<b>231.89 kN</b>	<b>→</b>	<b>Nevyhovuje</b>

## Návrh smykové výztuže

návrh smykové výztuže:

3-střížné třmínky

ØR 10 à 150mm

průřezová plocha smykové výztuže:

$$A_{sw} = 2.36E-04 \text{ m}^2$$

účinná výška průřezu:

$$d = h - c_{nom} - d_{sw} - d_s/2 = 0.444 \text{ m}$$

stupeň smykového vyztužení:

$$\rho_w = A_{sw}/(b_w \cdot s) = 1.57E-03$$

minimální stupeň smykového vyztužení:

$$\rho_{w,min} = 0,08 \cdot f_{ck}^{0,5}/f_{yk} = 8.76E-04$$

maximální stupeň smykového vyztužení:

$$\rho_{w,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}/f_{ywd} = 1.03E-02$$

$$\rho_w = 1.57E-03$$

$$> \rho_{w,min} = 8.76E-04 \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$< \rho_{w,max} = 1.03E-02 \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

osová vzdálenost třmínků v podélném směru:

$$s = 0.150 \text{ m}$$

<

$$s_{max} = 0,75d = 0.333 \text{ m} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

<

$$s_{max} = 0.400 \text{ m} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem:

$$v_1 = v = 0,6(1 - f_{ck}/250) = 0.528$$

rameno vnitřních sil:

$$z = 0,9d = 0.400 \text{ m}$$

minimální únosnost tlakových diagonál (pro  $\cot\theta=2,5$ ):

$$\min(V_{Rd,max}) = v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot 2,5/(1+2,5^2) = 1236.83 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 312.30 \text{ kN} < (\min)V_{Rd,max} = 1236.83 \text{ kN} \rightarrow$$

**→ lze předpokládat  $\cot\theta=2,5$**

návrhová únosnost svislých třmínků:

$$V_{Rd,s} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot\theta/s = 682.27 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 312.30 \text{ kN} < V_{Rd,s} = 682.27 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

- pokud  $V_{Ed} > (\min)V_{Rd,max} \rightarrow$  rozhoduje únosnost tlakové diagonály  $\rightarrow$  nutno zpočítat  $\cot\theta$

-  $\cot\theta$  se zpočítá z podmínky  $V_{Rd,s} = V_{Rd,max} \rightarrow \cot\theta = (v \cdot f_{cd}/v_{Rd,w} - 1)^{0,5}$

- zároveň musí platit podmínka  $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$

cot úhlu sklonu tlakové diagonály:

$$\cot\theta = [v \cdot f_{cd}/(v_w \cdot f_{ywd}) - 1]^{0,5} = 2.50$$

$$1,0 < \cot\theta = 2.50 < 2,5 \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

normálová síla v průřezu od zatížení ( $N_{Ed} > 0$  pro tlak):

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

plocha průřezu:

$$A_c = b_w \cdot h = 0.515 \text{ m}^2$$

normálové napětí od návrhové hodnoty osové síly  $N_{Ed}$ :

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = 0.00 \text{ MPa}$$

součinitel, kterým se zohledňuje stav napětí v tlačném pásu:

$$\alpha_{cw} = 1.0$$

návrhová únosnost šikmých třmínků:

$$V_{Rd,s} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot\theta/s = 682.27 \text{ kN}$$

návrhová únosnost tlakových diagonál:  $V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \cot\theta / (1 + \cot^2\theta) = 1236.83 \text{ kN}$

$$V_{Ed} = 312.30 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 1236.83 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

### 7.3. Stěna - vrch

#### Charakteristické vlastnosti betonu

beton pevnostní třídy C 30/37

charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku:

$$f_{ck} = 30.0 \text{ MPa}$$

součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení:

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

dílčí součinitel spolehlivosti betonu:

$$\gamma_C = 1.50$$

návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C = 17.0 \text{ MPa}$$

průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu:

$$f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$$

#### Charakteristické vlastnosti smykové výztuže

ocel B 500B

charakteristická hodnota meze kluzu oceli:

$$f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$$

dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže:

$$\gamma_S = 1.15$$

návrhová hodnota meze kluzu oceli:

$$f_{ywd} = f_{yk} / \gamma_S = 434.78 \text{ MPa}$$

#### Posouzení prvku

výška průřezu:

$$h = 0.550 \text{ m}$$

nejmenší šířka průřezu v tažené oblasti:

$$b_w = 1.000 \text{ m}$$

krytí výztuže betonem:

$$c_{nom} = 0.050 \text{ m}$$

průměr podélné tahové výztuže:

$$d_s = 0.022 \text{ m}$$

účinná výška průřezu:

$$d = h - c_{nom} - d_s / 2 = 0.489 \text{ m}$$

návrhová hodnota posouvající síly:

$$V_{Ed} = 302.9 \text{ kN}$$

empirický součinitel:

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_C = 0.12$$

parametr vlivu výšky:

$$k = 1 + (200/d)^{0.5} = 1.64$$

$$k < 2.0 \rightarrow k = 1.6$$

průřezová plocha podélné výztuže zasahující do vzdálenosti  $\geq (l_{bd} + d)$  za posuzovaný průřez:

$$A_{sl} = 2.53E-03 \text{ m}^2$$

stupeň vyztužení podélnou výztuží:

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 0.005 < 0.02$$

$$k_1 = 0.15$$

normálová síla v průřezu od zatížení ( $N_{Ed} > 0$  pro tlak):

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

plocha průřezu:

$$A_c = b \cdot h = 0.550 \text{ m}^2$$

normálové napětí od návrhové hodnoty osové síly  $N_{Ed}$ :

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0.2 \cdot f_{cd} = 0.17 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{cp} = 0 \text{ MPa}$$

minimální hodnota smykového napětí, které přenesou prvek v šikmé trhlíně:

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.40 \text{ MPa}$$

minimální návrhová hodnota únosnosti ve smyku:

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 196.80 \text{ kN}$$

návrhová hodnota únosnosti ve smyku:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = 240.12 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = \max\{V_{Rd,c,min}; V_{Rd,c}\} = 240.12 \text{ kN}$$

redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem:  $v = 0,6(1-f_{ck}/250) = 0.528$   
návrhová únosnost tlakových diagonál:  $V_{Rd,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 2194.63 \text{ kN}$

$V_{Rd,c} = 240.12 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 2194.63 \text{ kN} \rightarrow$  Vyhovuje  
 $V_{Ed} = 302.9 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 240.12 \text{ kN} \rightarrow$  Nevyhovuje

### Návrh smykové výztuže

návrh smykové výztuže: 3-střížné třmínky  $\varnothing R 10$  à 150mm

průřezová plocha smykové výztuže:  $A_{sw} = 2.36E-04 \text{ m}^2$   
účinná výška průřezu:  $d = h - c_{nom} - d_{sw} - d_s/2 = 0.479 \text{ m}$   
stupeň smykového vyztužení:  $\rho_w = A_{sw}/(b_w \cdot s) = 1.57E-03$   
minimální stupeň smykového vyztužení:  $\rho_{w,min} = 0,08 \cdot f_{ck}^{0,5}/f_{yk} = 8.76E-04$   
maximální stupeň smykového vyztužení:  $\rho_{w,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}/f_{ywd} = 1.03E-02$   
 $\rho_w = 1.57E-03 > \rho_{w,min} = 8.76E-04 \rightarrow$  Vyhovuje  
 $< \rho_{w,max} = 1.03E-02 \rightarrow$  Vyhovuje

osová vzdálenost třmínků v podélném směru:

$s = 0.150 \text{ m} < s_{max} = 0,75d = 0.359 \text{ m} \rightarrow$  Vyhovuje  
 $< s_{max} = 0.400 \text{ m} \rightarrow$  Vyhovuje

redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem:  $v_1 = v = 0,6(1-f_{ck}/250) = 0.528$   
rameno vnitřních sil:  $z = 0,9d = 0.431 \text{ m}$

minimální únosnost tlakových diagonál (pro  $\cot\theta=2,5$ ):

$\min(V_{Rd,max}) = v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot 2,5/(1+2,5^2) = 1334.33 \text{ kN}$   
 $V_{Ed} = 302.90 \text{ kN} < (\min)V_{Rd,max} = 1334.33 \text{ kN} \rightarrow$   
 $\rightarrow$  lze předpokládat  $\cot\theta=2,5$

návrhová únosnost svislých třmínků:

$V_{Rd,s} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot\theta/s = 736.05 \text{ kN}$   
 $V_{Ed} = 302.90 \text{ kN} < V_{Rd,s} = 736.05 \text{ kN} \rightarrow$  Vyhovuje

- pokud  $V_{Ed} > (\min)V_{Rd,max} \rightarrow$  rozhoduje únosnost tlakové diagonály  $\rightarrow$  nutno zpočítat  $\cot\theta$

-  $\cot\theta$  se zpočítá z podmínky  $V_{Rd,s} = V_{Rd,max} \rightarrow \cot\theta = (v \cdot f_{cd}/v_{RD,w} - 1)^{0,5}$

- zároveň musí platit podmínka  $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$

$\cot$  úhlu sklonu tlakové diagonály:

$\cot\theta = [v \cdot f_{cd}/(\rho_w \cdot f_{ywd}) - 1]^{0,5} = 2.50$   
 $1,0 < \cot\theta = 2.50 < 2,5 \rightarrow$  Vyhovuje

normálová síla v průřezu od zatížení ( $N_{Ed} > 0$  pro tlak):

$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$

plocha průřezu:

$A_c = b_w \cdot h = 0.550 \text{ m}^2$

normálové napětí od návrhové hodnoty osové síly  $N_{Ed}$ :

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = 0.00 \text{ MPa}$

součinitel, kterým se zohledňuje stav napětí v tlačném pásu:

$\alpha_{cw} = 1.0$

návrhová únosnost šikmých třmínků:

$V_{Rd,s} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot\theta/s = 736.05 \text{ kN}$

návrhová únosnost tlakových diagonál:

$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \cot\theta/(1+\cot^2\theta) = 1334.33 \text{ kN}$

$V_{Ed} = 302.90 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 1334.33 \text{ kN} \rightarrow$  Vyhovuje

## 7.4. Základ

### Charakteristické vlastnosti betonu

beton pevnostní třídy C 30/37

charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku:	$f_{ck} =$	30.0 MPa
součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení:	$\alpha_{cc} =$	0.85
dílčí součinitel spolehlivosti betonu:	$\gamma_c =$	1.50
návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku:	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	17.0 MPa
průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu:	$f_{ctm} =$	2.9 MPa

### Charakteristické vlastnosti smykové výztuže

ocel B 500B

charakteristická hodnota meze kluzu oceli:	$f_{yk} =$	500.00 MPa
dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže:	$\gamma_s =$	1.15
návrhová hodnota meze kluzu oceli:	$f_{ywd} = f_{yk} / \gamma_s =$	434.78 MPa

### Posouzení prvku

výška průřezu:	$h =$	0.600 m
nejmenší šířka průřezu v tažené oblasti:	$b_w =$	1.000 m
krytí výztuže betonem:	$c_{nom} =$	0.050 m
průměr podélné tahové výztuže:	$d_s =$	0.022 m
účinná výška průřezu:	$d = h - c_{nom} - d_s / 2 =$	0.539 m

návrhová hodnota posouvající síly:	$V_{Ed} =$	630.9 kN
------------------------------------	------------	----------

empirický součinitel:	$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c =$	0.12
parametr vlivu výšky:	$k = 1 + (200/d)^{0,5} =$	1.61
	$k < 2,0 \rightarrow k =$	1.6

průřezová plocha podélné výztuže zasahující do vzdálenosti  $\geq (l_{bd} + d)$  za posuzovaný průřez:

$$A_{sl} = 2.53E-03 \text{ m}^2$$

stupeň vyztužení podélnou výztuží:

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 0.005 < 0,02$$

$$k_1 = 0.15$$

normálová síla v průřezu od zatížení ( $N_{Ed} > 0$  pro tlak):

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

plocha průřezu:

$$A_c = b \cdot h = 0.600 \text{ m}^2$$

normálové napětí od návrhové hodnoty osové síly  $N_{Ed}$ :

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0,2 \cdot f_{cd} = 0.17 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{cp} = 0 \text{ MPa}$$

minimální hodnota smykového napětí, které přenesou prvek v šikmé trhlině:

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.39 \text{ MPa}$$

minimální návrhová hodnota únosnosti ve smyku:

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 210.92 \text{ kN}$$

návrhová hodnota únosnosti ve smyku:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = 251.47 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = \max\{V_{Rd,c,min}; V_{Rd,c}\} = 251.47 \text{ kN}$$

redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem:

$$v = 0,6(1 - f_{ck}/250) = 0.528$$

návrhová únosnost tlakových diagonál:

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 2419.03 \text{ kN}$$

$V_{Rd,c} =$	251.47 kN	<	$V_{Rd,max} =$	2419.03 kN	$\rightarrow$	Vyhovuje
$V_{Ed} =$	630.9 kN	>	$V_{Rd,c} =$	251.47 kN	$\rightarrow$	Nevyhovuje

## Návrh smykové výztuže

návrh smykové výztuže:	3-střížné třmínky	ØR 10	à 150mm
průřezová plocha smykové výztuže:		$A_{sw} =$	2.67E-04 m <sup>2</sup>
účinná výška průřezu:		$d = h - c_{nom} - d_{sw} - d_s / 2 =$	0.529 m
stupeň smykového vyztužení:		$\rho_w = A_{sw} / (b_w \cdot s) =$	1.78E-03
minimální stupeň smykového vyztužení:		$\rho_{w,min} = 0,08 \cdot f_{ck}^{0,5} / f_{yk} =$	8.76E-04
maximální stupeň smykového vyztužení:		$\rho_{w,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} / f_{ywd} =$	1.03E-02
	$\rho_w = 1.78E-03$	$> \rho_{w,min} = 8.76E-04$	→ Vyhovuje
		$< \rho_{w,max} = 1.03E-02$	→ Vyhovuje
osová vzdálenost třmínků v podélném směru:		$s_{max} = 0,75d =$	0.397 m → Vyhovuje
$s = 0.150$ m	$<$	$s_{max} = 0.400$ m	→ Vyhovuje
redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem:		$v_1 = v = 0,6(1 - f_{ck}/250) =$	0.528
rameno vnitřních sil:		$z = 0,9d =$	0.476 m
minimální únosnost tlakových diagonál (pro $\cot\theta=2,5$ ):		$\min(V_{Rd,max}) = v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot 2,5 / (1 + 2,5^2) =$	1473.61 kN
	$V_{Ed} = 630.90$ kN	$< (\min)V_{Rd,max} = 1473.61$ kN	→
	→ lze předpokládat $\cot\theta=2,5$		
návrhová únosnost svislých třmínků:		$V_{Rd,s} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot\theta / s =$	921.27 kN
	$V_{Ed} = 630.90$ kN	$< V_{Rd,s} = 921.27$ kN	→ Vyhovuje

- pokud  $V_{Ed} > (\min)V_{Rd,max}$  → rozhoduje únosnost tlakové diagonály → nutno zpočítat  $\cot\theta$

-  $\cot\theta$  se zpočítá z podmínky  $V_{Rd,s} = V_{Rd,max}$  →  $\cot\theta = (v \cdot f_{cd} / v_{Rd,w} - 1)^{0,5}$

- zároveň musí platit podmínka  $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$

cot úhlu sklonu tlakové diagonály:

$$\cot\theta = [v \cdot f_{cd} / (\rho_w \cdot f_{ywd}) - 1]^{0,5} = 2.50$$

$1,0 < \cot\theta = 2.50 < 2,5$  → Vyhovuje

normálová síla v průřezu od zatížení ( $N_{Ed} > 0$  pro tlak):  $N_{Ed} = 0.00$  kN

plocha průřezu:  $A_c = b_w \cdot h = 0.600$  m<sup>2</sup>

normálové napětí od návrhové hodnoty osové síly  $N_{Ed}$ :  $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0.00$  MPa

součinitel, kterým se zohledňuje stav napětí v tlaceném pásu:  $\alpha_{cw} = 1.0$

návrhová únosnost šikmých třmínků:  $V_{Rd,s} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot\theta / s = 921.27$  kN

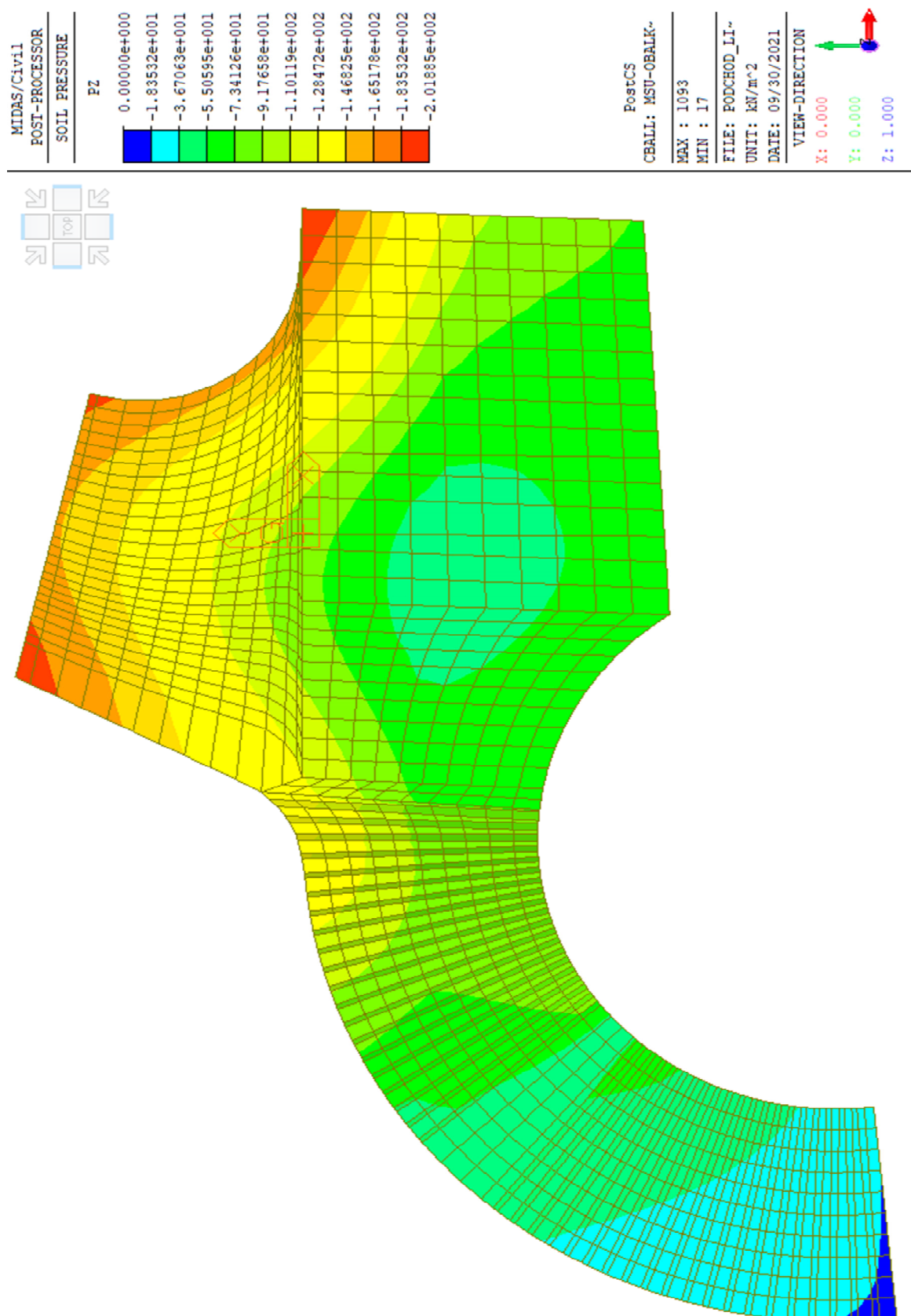
návrhová únosnost tlakových diagonál:  $V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \cot\theta / (1 + \cot^2\theta) = 1473.61$  kN

$V_{Ed} = 630.90$  kN  $< V_{Rd,max} = 1473.61$  kN → Vyhovuje



## 8. POSOUZENÍ ZALOŽENÍ

### 8.1. Napětí v základové spáře



### 8.2. Posouzení únosnosti základové spáry

Tabulková únosnost zeminy  $R_{dt}=250\text{kPa}$  je větší, než maximální napětí v základové spáře  $\sigma=201.8\text{ kPa}$   
=> základová spára vyhoví.

## 9. ZÁVĚR

Mostní konstrukce byla navržena podle teorie mezních stavů, v souladu s platnými normami ČSN EN 1990, ČSN EN 1991-1-1, ČSN EN 1991-1-4, ČSN EN 1991-1-5, ČSN EN 1991-2, ČSN EN 1992-1-1, ČSN EN 1992-2 a ČSN EN 1997-1. Statický výpočet celé konstrukce byl proveden za předpokladu fyzikální a geometrické linearity na deskostěnovém modelu v programu MIDAS CIVIL a řeší rámovou konstrukci mostu. Ve výpočtu byla zohledněna interakce "NK – zemina" a "základ - zemina". Byly vypočteny moduly horizontální a vertikální ložnosti zeminy v podloží a za rubem konstrukce. Dále bylo posouzeno plošné založení.

Nosná konstrukce byla posouzena jako železobeton dle teorie mezních stavů, ve vybraných řezech, programem IDEA Statica a EXCEL.

Vypracoval: Ing. Radek Navrátil  
Martin Pečinka