


OBJEDNÁVATEĽ:




HLAVNÝ PROJEKTANT		<b>GEOCONSULT S.R.O.</b> MILETIČOVA 21, P.O.BOX 34, 820 05 BRATISLAVA 25		
HL. INŽ. PROJ. Ing. Marek ŠMELÍK	VED. ÚSEKU Ing. Peter ŽIAK	ČÍS.ZÁK.	1279/1154	

## DOKUMENTÁCIA NA STAVEBNÉ POVOLENIE 2141 – MOSTY A NADJAZDY

KATASTRÁLNE ÚZEMIE : Dlhá nad Váhom, Kráľová nad Váhom

202-00

STAVBA				<div>PROJKON, s.r.o. Beniakova 24 84105 BRATISLAVA</div>	
CESTA I/75 ŠAĽA-OBCHVAT					
STAVEBNÝ OBJEKT					
202-00 MOST NA C.I/75 NAD VÁHOM V KM 1,795					
PRÍLOHA				STUPEŇ	ČÍSLO ZÁKAZKY
STATICKÝ VÝPOČET - DC2				DSP	1279/1154
OBJEDNÁVATEĽ				OKRES Šaľa	
SLOVENSKÁ SPRÁVA CIEST					
HLAVNÝ INŽ. PROJ. Ing. ĽUBOŠ ROJKO, PhD.		TECH. KONTROLA Ing. JÁN SEDLAK		SÚRADNICOVÝ SYSTÉM S-JTSK	
ZODP. PROJ. Ing. ĽUBOŠ ROJKO, PhD.				VÝŠKOVÝ SYSTÉM Bpv	
VYPRACOVAL Kolektív		DÁTUM 11.2012	FORMÁT A4	MIERKA -	
				ČÍSLO PRÍLOHY 13.2	SÚPRAVA

**Obsah**

1. Úvod.....	4
1.1. Popis konštrukcie mosta.....	4
1.2. Postup výstavby mosta .....	6
1.3. Použité programy .....	6
2. Zaťaženie .....	6
2.1. Zaťaženie – vlastná tiaž $G_0$ .....	6
2.2. Zaťaženie – mostný zvršok $G_1$ .....	6
2.3. Zaťaženie – nerovnomerné sadanie $G_{sett}$ .....	7
2.4. Zaťaženie – teplota $T$ .....	7
2.5. Zaťaženie – vietor $W$ .....	8
2.6. Zaťaženie – montážne zaťaženie $Q_{con}$ .....	8
2.7. Premenné zaťaženie od dopravy $Q$ – LM1 .....	8
2.8. Premenné zaťaženie od dopravy $Q$ – LM2 .....	10
2.9. Premenné zaťaženie od dopravy $Q$ – LM3 .....	10
2.10. Premenné zaťaženie od dopravy $Q$ – LM4.....	10
2.11. Únavová zaťažovacia schéma 3 – FLM3 .....	11
2.12. Brzdne a rozjazdové sily.....	11
2.13. Odstredivé sily.....	11
3. Kombinácie zaťažení .....	12
3.1. Návrhové kombinácie zaťažení MSU – horná stavba.....	12
3.2. Kombinácie zaťažení pre MSP – horná stavba .....	12
4. Predpätie .....	13
4.1. Predpätie – charakteristiky predpínacej výstuže .....	13
4.2. Predpätie – strata od poklzu v kotvení .....	13
4.3. Predpätie – relaxácia predpínacej výstuže.....	13
4.4. Predpätie – strata zo zmrašťovania .....	14

## **Statický výpočet**

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

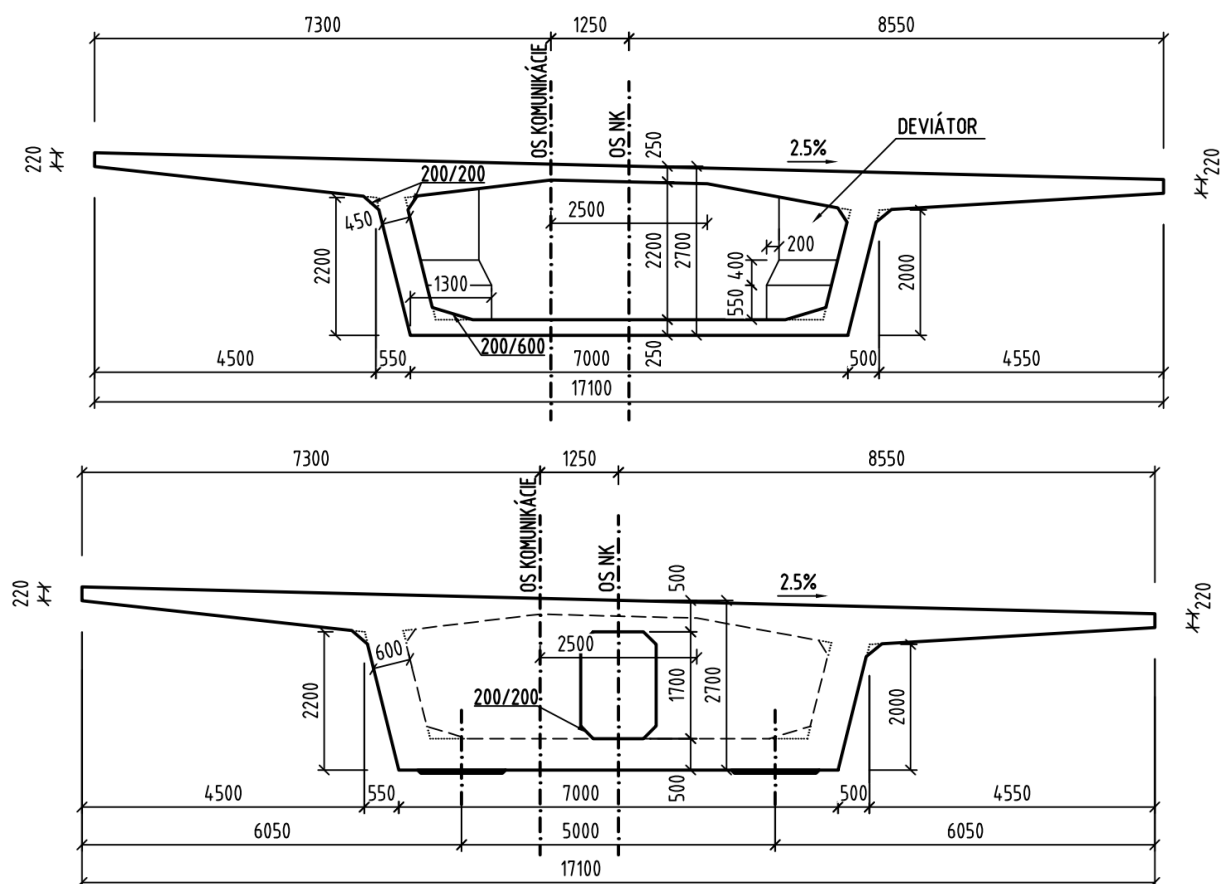
4.5.	Predpätie – strata z dotvarovania .....	14
4.6.	Krytie predpínacej výstuže.....	14
5.	Vnútorne sily – výpočtový model – horná stavba.....	15
6.	Pozdĺžny smer – kontrola napätí v betóne – dočasné návrhové situácie .....	15
7.	Pozdĺžny smer – kontrola napätí v betóne – trvalé návrhové situácie .....	22
8.	Pozdĺžny smer – overenie MSU.....	26
8.1.	Ohybová odolnosť – jednorázové porušenie .....	26
8.2.	Šmyková odolnosť .....	30
9.	Priečny smer.....	35
9.1.	Priečny smer – mostovková doska - návrh výstuže MSU.....	35
9.2.	Priečny smer – priečniky - návrh výstuže MSU .....	36
10.	Návrh ložísk .....	36
11.	Návrh mostných záverov .....	37
12.	Spodná stavba.....	37
12.1.	Prehľad reakcií v ložiskách.....	37
12.2.	Návrh drieku piliera č.13 – MSU .....	38
12.3.	Prehľad reakcií – základové škáry.....	40
12.4.	Návrh zakladania .....	42
13.	Použitá literatúra .....	42
14.	Grafické prílohy .....	43

## 1. Úvod

Predmetom statického výpočtu je návrh mostného objektu, ktorý rieši premostenie inundácie a koryta inundačného pásma rieky Váh.

### 1.1. Popis konštrukcie mosta

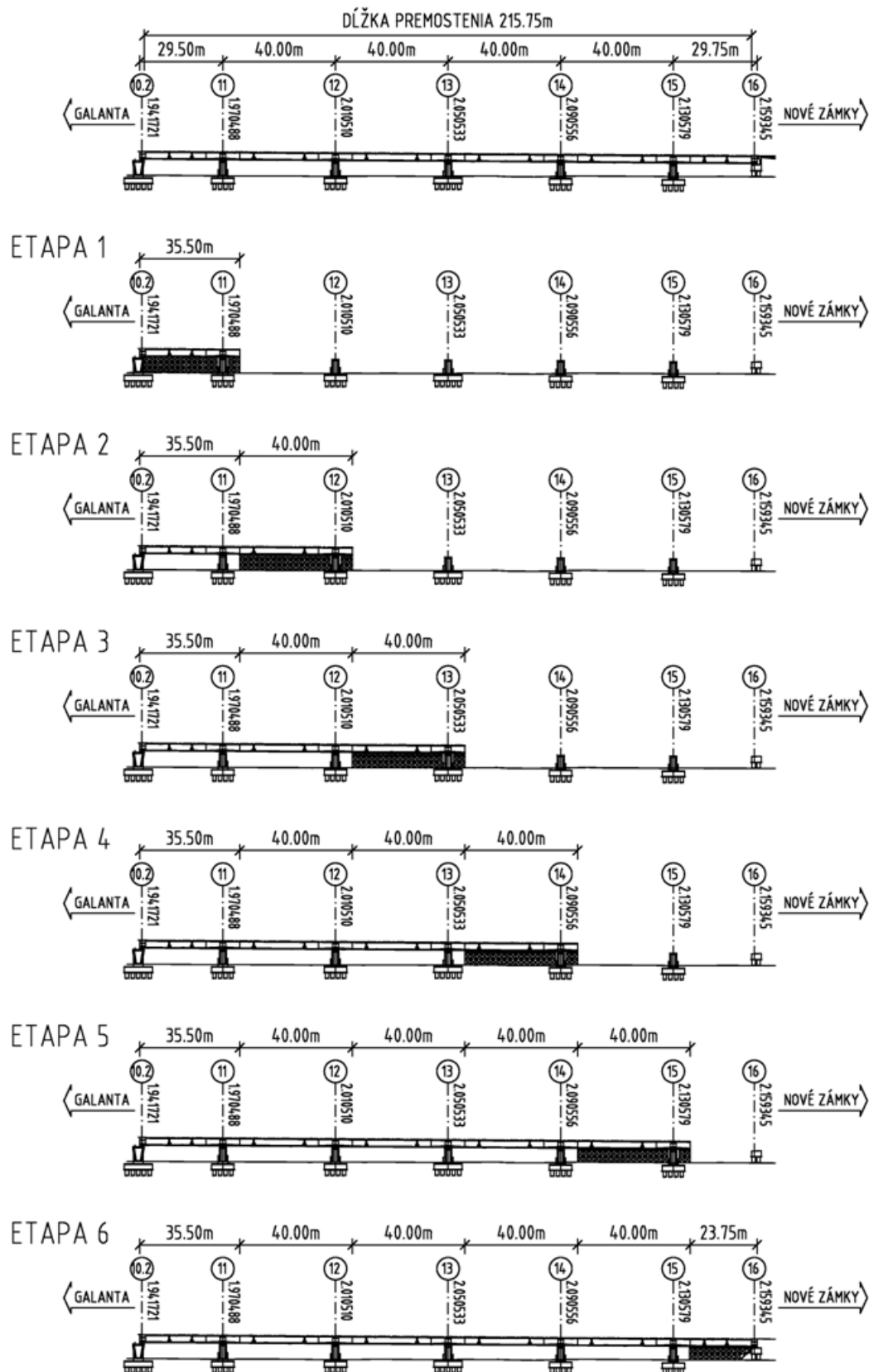
Navrhnutá je pätnásťpolová monolitická predpätá komôrková konštrukcia výšky 2,7 – 5,5m, zložená z dvoch dilatčných celkov. Predmetom tohto výpočtu je dilatačný celok 2 (DC2). Tento celok tvorí šesťpolová monolitická predpätá komôrková konštrukcia konštantnej výšky 2,7m s rozpätiami polí 28,75+40+40+40+28,75=217,5m. Nosná konštrukcia hornej stavby mosta je navrhnutá z betónu triedy C45/55- XC4, XD1, XF2 (SK) - C1 0,20 - Dmax16-S3, predopnutá dodatočne predpätými jednotkami  $\phi$ LS 15,7-1860MPa, betonárska výstuž bude použitá výstuž triedy B500(B). Monolitická konštrukcia bude budovaná postupne po poliach na pevnej podpernej skruži.



Obr. 1.1 Priečný rez mosta – rez v poli, rez nad podperou

## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2



Obr. 1.2 pozdĺžny rez mosta, postup výstavby

## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

### **1.2.Postup výstavby mosta**

Vzhľadom na charakter premost'ovaného územia bola zvolená postupná betonáž po poliach (s prečnievajúcou konzolou) na pevnej skruži. Postup výstavby je znázornený na predošlom obrázku. Pre časovú analýzu bol uvažovaný nasledovný časový harmonogram:

- Etapa 1 – betonáž  $t=0$ dní, predpínanie  $t=14$ dní
- Etapa 2 – betonáž  $t=32$ dní, predpínanie  $t=46$ dní
- Etapa 3 – betonáž  $t=64$ dní, predpínanie  $t=78$ dní
- Etapa 4 – betonáž  $t=96$ dní, predpínanie  $t=110$ dní
- Etapa 5 – betonáž  $t=128$ dní, predpínanie  $t=142$ dní
- Etapa 6 – betonáž  $t=160$ dní, predpínanie  $t=174$ dní
- Predpínanie voľných káblov  $t=200$ dní
- Osadenie mostného zvršku  $t=220$ dní
- Prvá prevádzková fáza  $t=250$ dní
- Koniec životnosti  $t=36500$ dní

### **1.3.Použité programy**

Pre výpočet vnútorných síl bol použitý programový balík STRAP 2011, na výpočty týkajúce sa predpätia bol použitý modul Postten systému Strap 2011. Výstupy boli spracované v programe MS Excel, v ktorom boli spracované aj pomocné výpočty.

## **2. Zat'azenie**

Zat'azenie bolo uvažované v zmysle STN EN 1991-1-1, STN EN 1997, STN EN 1991-1-4, STN EN 1991-1-5, STN EN 1991-1-6

### **2.1.Zat'azenie – vlastná tiaž $G_0$**

Vlastná tiaž betónových konštrukcií je uvažovaná s objemovou tiažou betónu:  $25,0 \text{ kN/m}^3$ .

- Prierez v poli  $A_{c1} = 9,85 \text{ m}^2$ ,  $g_{0k} = 9,85 \cdot 25,0 = 246,25 \text{ kN/m}$
- Koncový priečnik  $A_{c2} = 22,22 \text{ m}^2$ ,  $g_{0k} = 22,22 \cdot 25,0 = 555,50 \text{ kN/m}$
- Medzil'ahlý priečnik  $A_{c3} = 21,98 \text{ m}^2$ ,  $g_{0k} = 21,98 \cdot 25,0 = 549,50 \text{ kN/m}$

### **2.2.Zat'azenie – mostný zvršok $G_1$**

- Tiaž vozovky - komunikácia  $g_{11k,sup} = 0,09 \cdot 1,4 \cdot 24,0 = 3,024 \text{ kN/m}^2$

### **Statický výpočet**

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

- Tiaž vozovky - komunikácia  $g_{11k,inf} = 0,09 \cdot 0,8 \cdot 24,0 = 1,728 \text{ kN/m}^2$
- Tiaž rímasy – ľavá strana  $g_{13k} = 0,25 \cdot 25,0 = 6,25 \text{ kN/m}^2$
- Tiaž ľavej protihlukovej steny  $g_{14k} = 3,0 \text{ kN/m}$
- Tiaž ľavého zvodidla  $g_{15k} = 1,0 \text{ kN/m}$
- Tiaž pravého zvodidla  $g_{16k} = 1,0 \text{ kN/m}$
- Tiaž pravej protihlukovej steny  $g_{17k} = 3,0 \text{ kN/m}$
- Tiaž zábradlia  $g_{18k} = 0,5 \text{ kN/m}$
- Tiaž žľabu  $g_{19k} = 1,0 \text{ kN/m}$

### **2.3.Zat'azenie – nerovnomerné sadanie $G_{sett}$**

Nerovnomerné sadnutie podpier bolo uvažované hodnotou  $\Delta d_{sett}=10\text{mm}$ .

### **2.4.Zat'azenie – teplota $T$**

Súčiniteľ teplotnej rozťažnosti  $\alpha = 1,0 \cdot 10^{-5} \text{ } 1/^{\circ}\text{C}$

Teplotný spád – štádium výstavby:

$$\Delta T_{M,heat}=8^{\circ}\text{C}; \Delta T_{M,cool}=5,5^{\circ}\text{C}$$

Teplotný spád – počas životnosti:

$$\Delta T_{M,heat}=7^{\circ}\text{C}; \Delta T_{M,cool}=5^{\circ}\text{C}$$

Hodnoty spádu boli vypočítané na základe typu konštrukcie (betónový nosník) a hrúbky vozovky ( $k_{sur}=0,7$ ).

Osová zmena teploty – ohriatie (roztiahnutie):

$$\Delta T_{N,exp}=T_0 - T_{e,min} = 10 + 27 = 37^{\circ}\text{C}$$

Osová zmena teploty – ochladenie (stiahnutie):

$$\Delta T_{N,con}= T_{e,max} - T_0 = 43 - 10 = 33^{\circ}\text{C}$$

## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

### 2.5.Zat'azenie – vietor $W$

Parametre priecneho rezu:

$$d_{\text{tot}} := 2.88\text{m} + 0.26\text{m} + 3\text{m} = 6.14\text{m}$$

$$b := 17.8\text{m}$$

Hustota vzduchu:  $\rho := 1.25\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$

Zakladna rychlost vetra:  $v_{b0} := 26\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$

Rychlost vetra:  $c_{\text{dir}} := 1.0$

$$c_{\text{season}} := 1.0$$

$$v_b := c_{\text{dir}} \cdot c_{\text{season}} \cdot v_{b0} = 26\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$$

$c_e := 2.9$  (typ terenu I.  $z_{\text{max}} := 12\text{m}$   $c_0(z) := 1$ )

$$c_{fx} := \frac{1.4}{(5 - 0.5)} \cdot \left( 5 - \frac{b}{d_{\text{tot}}} \right) + 1 = 1.654$$

$$C := c_e \cdot c_{fx} = 4.796$$

Zatazenie vetrom - priecne:  $f_{wk} := 0.5 \cdot C \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot d_{\text{tot}} = 12.44\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}$

Pozdĺžny vietor bol uvačovaný hodnotou 25% z priecneho.

### 2.6.Zat'azenie – montážne zat'azenie $Q_{\text{con}}$

Montážne zat'azenie bolo uvažované hodnotou  $q_{\text{con}}=1,0\text{kN/m}^2$ .

### 2.7.Premenné zat'azenie od dopravy $Q$ – LM1

Hlavný zvislý zat'azovací systém mostov predstavuje zat'azovacia schéma 1 (LM1), ktorá sa používa pre celkové aj lokálne posúdenia (obr.2.1).

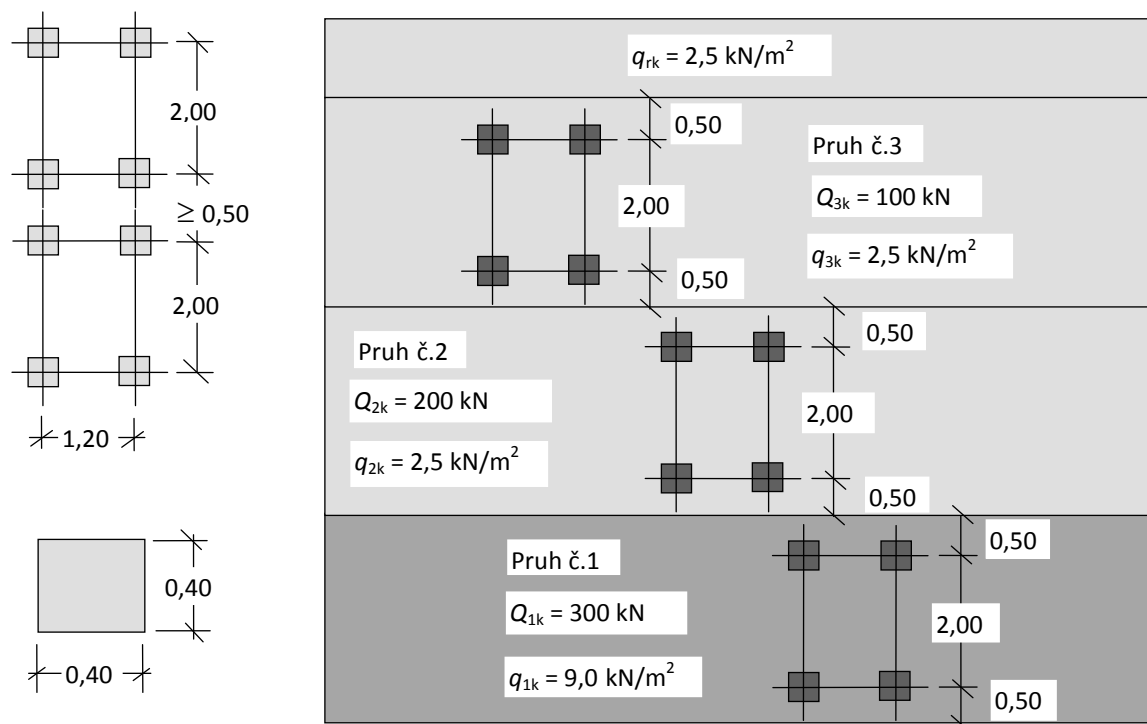
Táto schéma sa skladá z dvoch častí. Prvú časť tvorí dvojnápravové sústredené zat'azenie (TS), kde každá náprava ma tiaž  $\alpha_Q \cdot Q_k$ . Nápravu tvoria dve identické kolesá s roznášajúcou plochou 0,40 m x 0,40 m. Druhá časť zat'azenia pozostáva z rovnomerného plošného zat'azenia UDL s intenzitou  $\alpha_Q \cdot q_k$  kde  $Q_k$  a  $q_k$  sú charakteristické hodnoty zat'azenia v ktorých sú zahrnuté aj dynamickej účinky, pozri tab.2.1.

Pohyblivé zat'azenie umiestňujeme do myslených pásov max. šírky 3 m, pričom v rámci pásu sa môže pohybovať len jeden TS a jedno UDL.



## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2



Obr.2.1 Usporiadanie zaťaženia zaťažovacia schéma LM1

Intenzita zaťaženia TS a UDL sa mení v závislosti od číselného označenia „i“ mysleného pásu a má veľkosť  $\alpha_{Qi} Q_{ik}$ , resp.  $\alpha_{qi} q_{ik}$ . Hodnoty  $Q_{ik}$  a  $q_{ik}$  sú uvedené v tab.2.

Hodnota redukčných súčiniteľov  $\alpha_{Qi}$  a  $\alpha_{qi}$  bola uvažovaná v zmysle Národnej prílohy SR STN EN 1991-2/NA,  $\alpha_{Qi} = 0,9$  a  $\alpha_{q1} = 0,9$  a  $\alpha_{qi} = 1,0$  pre  $i \geq 2$ .

Umiestnenie	TS [kN]		UDL [kN/m <sup>2</sup> ]	
	$Q_{ik}$	$\alpha_{Qi} Q_{ik}$	$q_{ik}$	$\alpha_{qi} q_{ik}$
Zaťažovací pás č.1	300	<b>270</b>	9,0	<b>8,1</b>
Zaťažovací pás č.2	200	<b>180</b>	2,5	<b>2,5</b>
Zaťažovací pás č.3	100	<b>90</b>	2,5	<b>2,5</b>
Ostatne pásy	0	0	2,5	<b>2,5</b>
Zostatková plocha	0	0	2,5	<b>2,5</b>

Tab.2.1 – Základné hodnoty zaťaženia

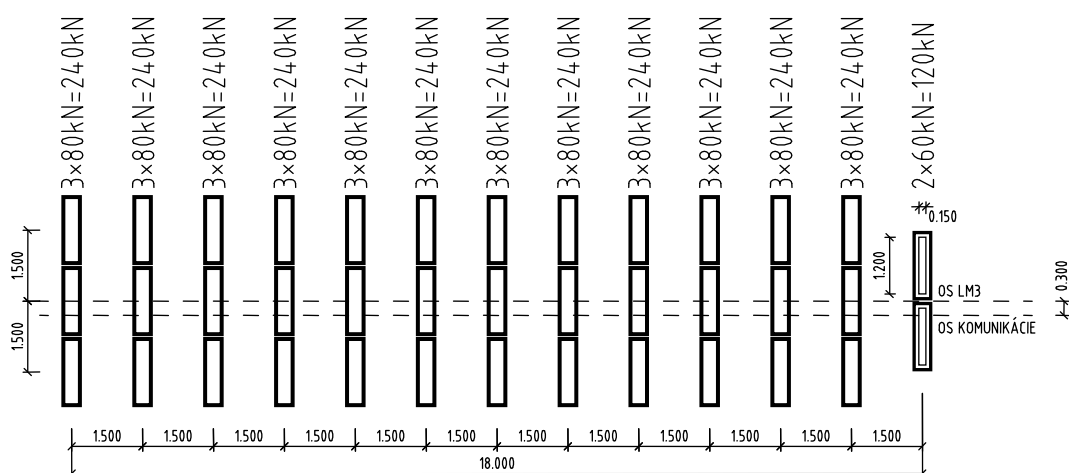
**2.8.Premenné zaťaženie od dopravy Q – LM2**

Zaťaženie sa používa na lokálne posúdenia. Model tvorí jednonápravové zaťaženie  $\alpha_{Q1} Q_{ak}$  s tiažou  $Q_{ak} = 400$  kN, ktoré zahŕňa aj dynamické účinky.

**2.9.Premenné zaťaženie od dopravy Q – LM3**

LM3 je zoskupením nápravových zaťažení, ktoré modelujú zvláštne vozidlá, ktoré sa môžu pohybovať na povolených trasách cestných komunikácií vyhradených pre ťažký náklad.

Schéma LM3 je znázornená na obr.2.2:



Obr.2.2 Usporiadanie zaťaženia zaťažovacia schéma LM3

**2.10. Premenné zaťaženie od dopravy Q – LM4**

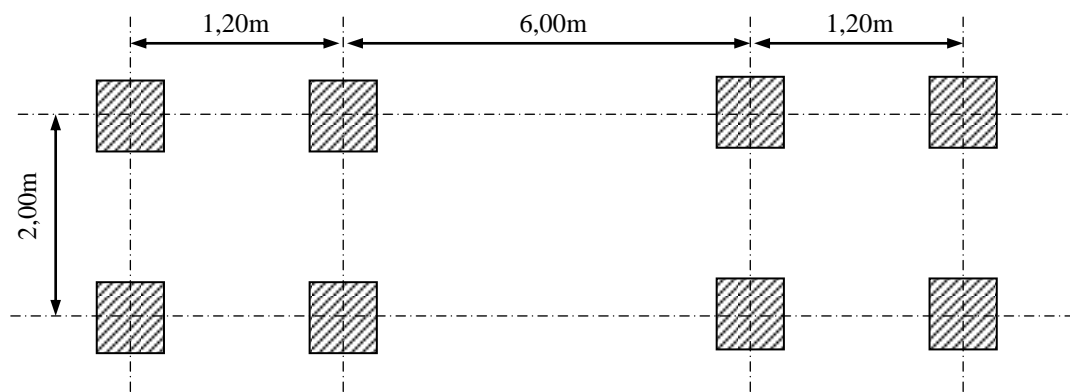
Účinky pohybu davu ľudí na vozovke a na chodníkoch sa modelujú zaťažovacou schémou 4 (LM4). Na vozovke sa uvažuje toto zaťaženie ako rovnomerné spojité s intenzitou  $q_{fk} = 5$  kN/m<sup>2</sup> pri rozpätí zaťažovaného poľa  $L_{sj} \leq 10$  m. Pri väčšom rozpätí môžeme uvažovať redukovanú hodnotu v tvare:

$$2,5 \text{ kN/m}^2 \leq q_{fk} = 2,0 + \frac{120}{L_{sj} + 30} \leq 5,0 \text{ kN/m}^2$$

Pokiaľ zaťaženie predpokladáme len na chodníkoch cestných mostov, pre všetky rozpätia môžeme uvažovať jednu hodnotu  $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$ , alebo v kombinácii s pohyblivým zaťažením redukovanú hodnotu  $q_{fk} = 2,5 \text{ kN/m}^2$ .

**2.11. Únavová zaťažovacia schéma 3 – FLM3**

Schému tvoria dva dvojnápravové sústredené zaťaženia s tiažou každej nápravy 120 kN. Nápravy pozostávajú z dvoch identických kolies s kontaktnou plochou 0,4 m x 0,4 m (obr.5). Pri výpočte vnútorných síl bola kontaktná plocha zväčšená z dôvodu roznosu zaťaženia na 0,58 m x 0,58 m.



Obr.2.2 Únavová zaťažovacia schéma 3

**2.12. Brzdné a rozjazdové sily**

Účinok brzdných síl bol uvažovaný nasledovne:

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot 2 \cdot Q_{1k} + 0,1 \cdot \alpha_{q1} \cdot w_1 \cdot L = 0,6 \cdot 0,9 \cdot 2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 0,9 \cdot 9,0 \cdot 3,0 \cdot 219,5 \approx 900 \text{ kN}$$

**2.13. Odstredivé sily**

Vzhľadom na smerové vedenie, kedy  $R > 1500 \text{ m}$ , neboli odstredivé sily uvažované.

## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

### 3. Kombinácie zat'azení

Kombinácie zat'azení boli definované v zmysle normy [1], príloha A2.

#### 3.1. Návrhové kombinácie zat'azení MSU – horná stavba

Pre medzné stavy únosnosti (MSU) týkajúce sa mechanickej odolnosti z hľadiska jednorazového porušenia sú definované nasledovné parciálne súčinitele spoľahlivosti  $\gamma$  pre cestné mosty.

Stále zat'azenia G:  $\gamma_G = 1,35$

Zat'azenia od dopravy Q:  $\gamma_Q = 1,35$

Návrhová hodnota účinku zat'azenia:

$$E_d = \gamma_G(E_{g0k}(t) + E_{g1,k}) + 1,20 \cdot E_{g,sett} + \gamma_P \cdot E_P(t) + \gamma_Q(E_{TS,k} + E_{udl,k} + E_{ch,k})$$

$$E_d = \gamma_G(E_{g0k}(t) + E_{g1,k}) + 1,20 \cdot E_{g,sett} + \gamma_P \cdot E_P(t) + \gamma_Q(E_{LM3,k} + E_{ch,k})$$

kde:  $E_{g0k}$  je účinok vlastnej tiaže (napr. ohybový moment, šmyková sila)

$E_{g1,k}$  - účinok tiaže zvršku

$E_{g,sett}$  - účinok nerovnomerného sadnutia podpier

$E_P$  - účinok predpätia ( $\gamma_P=1,0(1,2)$ )

$E_{TS,k}$  - účinok pohyblivého dvojnápravového zat'azenia

$E_{udl,k}$  - účinok pohyblivého rovnomerného zat'azenia

$E_{LM3,k}$  - účinok pohyblivého zat'azenia – LM3

#### 3.2. Kombinácie zat'azení pre MSP – horná stavba

Pre medzné stavy používateľnosti (SLS) definujeme nasledovné kombinácie zat'azení:

Montážne štádiá:

**Kvázi - stála kombinácia:**  $E_{qp} = E_{g0k} + E_{Pk}(t) + Q_{con} + 0,5 \cdot T_M$

**Charakteristická kombinácia:**  $E_k = E_{g0k} + E_{Pk}(t) + Q_{con} + T_M$

Štádium užívania:

**Charakteristická kombinácia:**

$$E_k = E_{g0k}(t) + E_{g1,k} + E_{g,sett} + E_{Pk}(t) + E_{TS,k} + E_{udl,k} + E_{ch,k} + \psi_{0T} \cdot E_{Tk}$$

**Častá kombinácia:**

$$E_k = E_{g0k}(t) + E_{g1,k} + E_{g,sett} + E_{Pk}(t) + \psi_{1TS} \cdot E_{TS,k} + \psi_{1UDL} \cdot E_{udl,k} + E_{ch,k} + \psi_{2T} \cdot E_{Tk}$$

**Kvázi - stála kombinácia:**  $E_{qp} = E_{g0k}(t) + E_{g1,k} + E_{Pk}(t)$

## **Statický výpočet**

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

kde:  $E_{pk,sup}$  - horná charakteristická hodnota účinku predpätia,  $r_{k,sup}=1,1$  (dodatočne predpäté káble)

$E_{pk,inf}$  - dolná charakteristická hodnota účinku predpätia,  $r_{k,inf}=0,90$  (dodatočne predpäté káble).

## **4. Predpätie**

Nosníky budú predopnuté predpínacími lanami  $\phi Ls15,7$  mm/1860 MPa s prierezovou plochou lana  $1,5\text{cm}^2$ . Laná budú predpínané na hodnotu 1450MPa.

### **4.1.Predpätie – charakteristiky predpínacej výstuže**

- Charakteristická pevnosť lana  $f_{pk} = 1860$  MPa
- Dohodnutá medza klzu pri 0,1 % trvalej deformácii:  $f_{p0.1,k} = 1640$  MPa
- Návrhová hodnota pevnosti výstuže  $f_{pd} = f_{p0.1,k} / \gamma_s = 1640 / 1,15 = 1426$  MPa
- Modul pružnosti predpínacej výstuže  $E_p = 195$  GPa
- Maximálne napätie pri predpínaní  $\sigma_{p,max} = \min(0,8 \cdot f_{pk}; 0,9 \cdot f_{p0.1,k}) = 1476$  MPa
- Uvažovaná hodnota  $\sigma_{p,max} = 1450$  MPa
- Maximálne napätie po vnesení predpätia  $\sigma_{pm0} = \min(0,75 \cdot f_{pk}; 0,85 \cdot f_{p0.1,k}) = 1394$  MPa
- Horná hodnota predpínacieho napätia  $\sigma_{pk,sup} = r_{sup} \sigma_{pm0}$
- Dolná hodnota predpínacieho napätia  $\sigma_{pk,inf} = r_{inf} \sigma_{pm}(t)$ , kde  $\sigma_{pm}(t)$  je stredná hodnota predpínacieho napätia v čase  $t$  po prebehnutí strát predpätia.
- Súčiniteľ trenia v káblovom kanáliku – dodatočne predpäté káble  $\mu=0,17$
- Súčiniteľ trenia v káblovom kanáliku – dodatočne predpäté voľné káble  $\mu=0,13$
- Neprojektovaná uhlová výchylka – dodatočne predpäté káble  $k=0,01$  rad/m
- Neprojektovaná uhlová výchylka – dodatočne predpäté voľné káble  $k=0$  rad/m

### **4.2.Predpätie – strata od poklzu v kotvení**

Strata poklzmom v kotve bola vo výpočte zohľadnená zavedením poklzu  $u_p=4\text{mm}$ .

### **4.3.Predpätie – relaxácia predpínacej výstuže**

Relaxácia predpínacej výstuže bola uvažovaná na základe modelu popísaného v STN EN 1991-1-1. Boli použité jednotky s nízkou relaxáciou.

## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

### **4.4.Predpätie – strata zo zmrašťovania**

Zmrašťovanie od vysychania  $\varepsilon_{cd}(t, t_s)$  bolo uvažované s použitím modelu na predikciu zmrašťovania z vysychania, ktorý je definovaný v prílohe B normy [4]. Autogénne zmrašťovanie bolo uvažované podľa vzorca  $\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$ . Výsledné zmrašťovanie:  $\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cd}(t, t_s) + \varepsilon_{ca}(t)$ .

### **4.5.Predpätie – strata z dotvarovania**

Súčiniteľ dotvarovania  $\varphi(t, t_0)$  bol vypočítaný s použitím modelu na predikciu dotvarovania, ktorý je definovaný v prílohe B normy [4].

Pri výpočte súčiniteľov dotvarovania a pomerného pretvorenia od zmrašťovania nosníkov boli uvažované nasledovné parametre:

Betón: C45/55  $f_{cm} = 53 \text{ MPa}$

Cement: CEM42,5 N (normálne tuhnúci cement)

Relatívna vlhkosť prostredia  $RH = 70\%$

### **4.6.Krytie predpínacej výstuže**

Minimálna hodnota z hľadiska súdržnosti:

- Priemer káblového kanálika pre 15-lanový kábel  $\phi_{duct} = 90\text{mm} \Rightarrow c_{min,b}=80\text{mm}$

Minimálna hodnota krytia z hľadiska trvanlivosti:

- Návrhová životnosť 100 rokov – konštrukčná trieda S6.
- Pre triedu prostredia XD1 a kvalitu betónu C45/55 je možné konštrukčnú triedu znížiť o 1 stupeň na S5.

Min. hodnota krytia predpínacej výstuže z hľadiska trvanlivosti podľa [4] je  $c_{min,dur} = 50 \text{ mm}$ .

Krytie kanálikov:  $c_{min} = \max \{ c_{min,b}, c_{min,dur}, 10\text{mm} \} = 80\text{mm}$

Hodnota tolerančného zväčšenia sa uvažuje hodnotou  $\Delta c_{dev} = 10\text{mm}$

**Minimálne krytie kanálikov**  $= c_{min} + \Delta c_{dev} = 90\text{mm}$

## **5. Vnútorne sily – výpočtový model – horná stavba**

Vnútorne sily boli počítané v systéme Strap 2011 na prútovom modeli (pozdĺžny smer – prút, v priečnom smere boli do pozdĺžneho nosníka votknuté prúty s tuhosťou hornej dosky, na tieto bolo ukladané zaťaženie – zohľadnenie krútenia a pod.), pre návrh výstuže komôrky v priečnom smere bol zostrojený model doskovo-stenový. Pre výpočet vnútorných síl od predpínacej výstuže bol použitý prútový model, bol použitý modul Postten systému Strap 2011. V grafickej prílohe sa nachádzajú nasledovné výsledky výpočtového modelu:

Pozdĺžny smer:

- vnútorne sily na prútovom modeli od vlastnej tiaže počas jednotlivých fáz výstavby, na celej konštrukcii, na nefázovanej sústave,
- vnútorne sily na prútovom modeli od predpätia počas jednotlivých fáz výstavby, na celej konštrukcii, na nefázovanej sústave (vo vyšetrovaných časoch),
- vnútorne sily na prútovom modeli od mostného zvršku,
- vnútorne sily na prútovom modeli od nerovnomerného sadnutia podpier,
- vnútorne sily na prútovom modeli od účinkov teploty počas jednotlivých fáz výstavby,
- vnútorne sily na prútovom modeli od účinkov teploty na celej konštrukcii,
- vnútorne sily na prútovom modeli od účinkov montážneho zaťaženia počas jednotlivých fáz výstavby,
- vnútorne sily na prútovom modeli spôsobené zaťažením LM1, LM3

Priečny smer – horná doska:

- vnútorne sily - horná doska,

Priečny smer – priečniky:

- potrebné plochy betonárskej výstuže - priečnik.

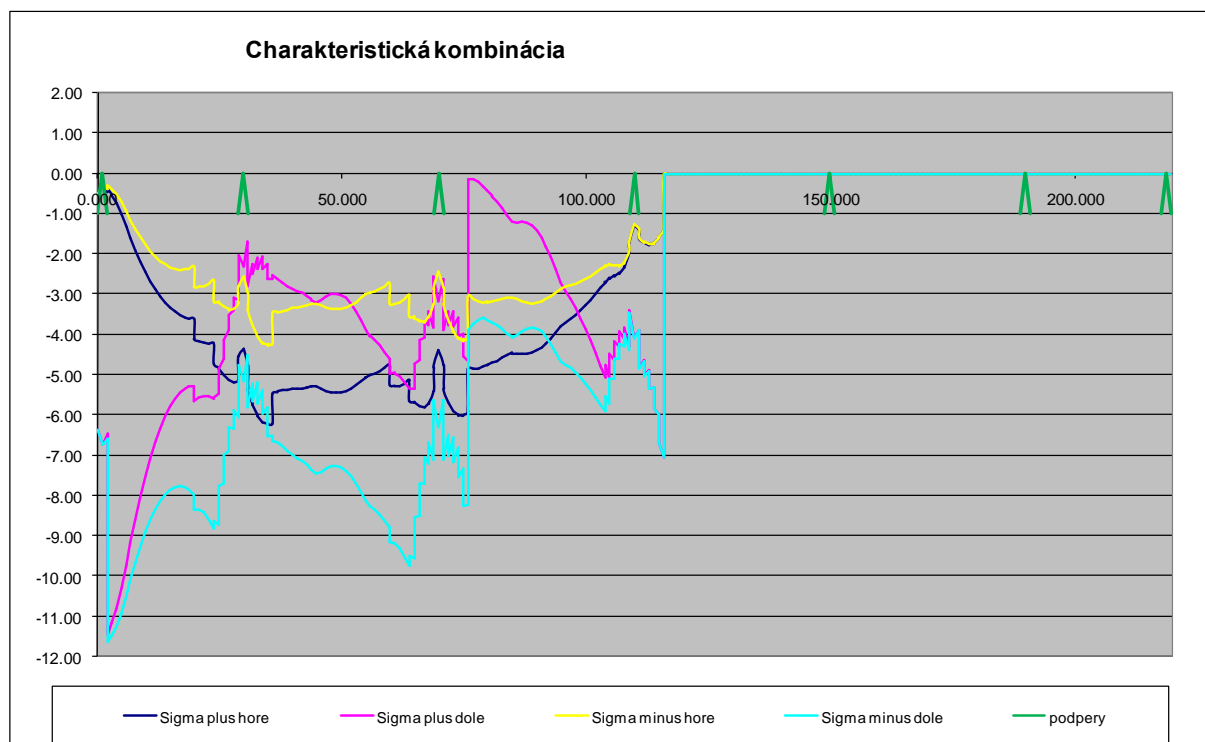
## **6. Pozdĺžny smer – kontrola napätí v betóne – dočasné návrhové situácie**

V štádiu predpínania sa požaduje aby maximálne tlakové napätia v betóne  $\sigma_{c,max} \leq 0,6 \cdot f_{ck}(t)$  (charakteristická kombinácia). Maximálne ťahové napätia v krajných vláknoch nesmú prekročiť hodnotu pevnosti betónu v ťahu  $\sigma_{ct,max} < 0,7 \cdot f_{ctm}(t)$  (charakteristická kombinácia). Pri kvázi-stálej kombinácii zaťaženia nesmie dôjsť k dekompresii. V nasledovných grafoch sú znázornené napätia počas jednotlivých štádií výstavby:

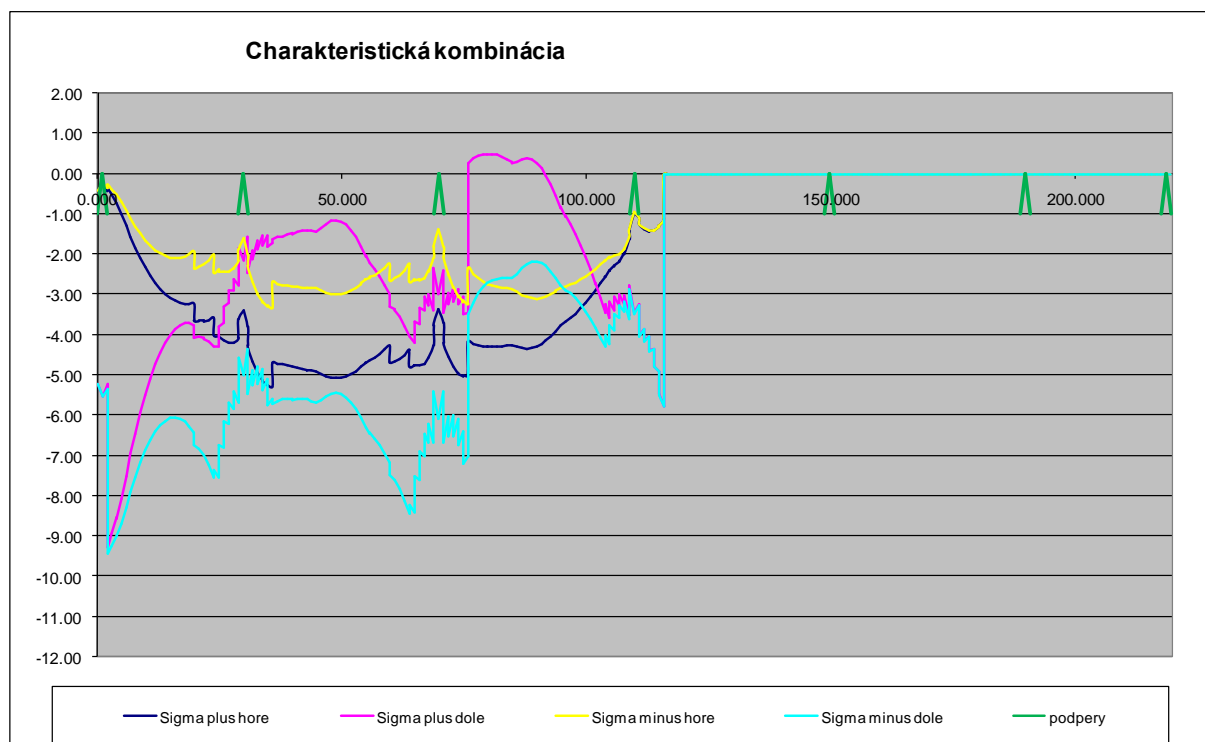
## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

- Etapa 3,  $t=78$ dní – Charakteristická kombinácia,  $r_{pk}=1,1$



- Etapa 3,  $t=78$ dní – Charakteristická kombinácia,  $r_{pk}=0,9$

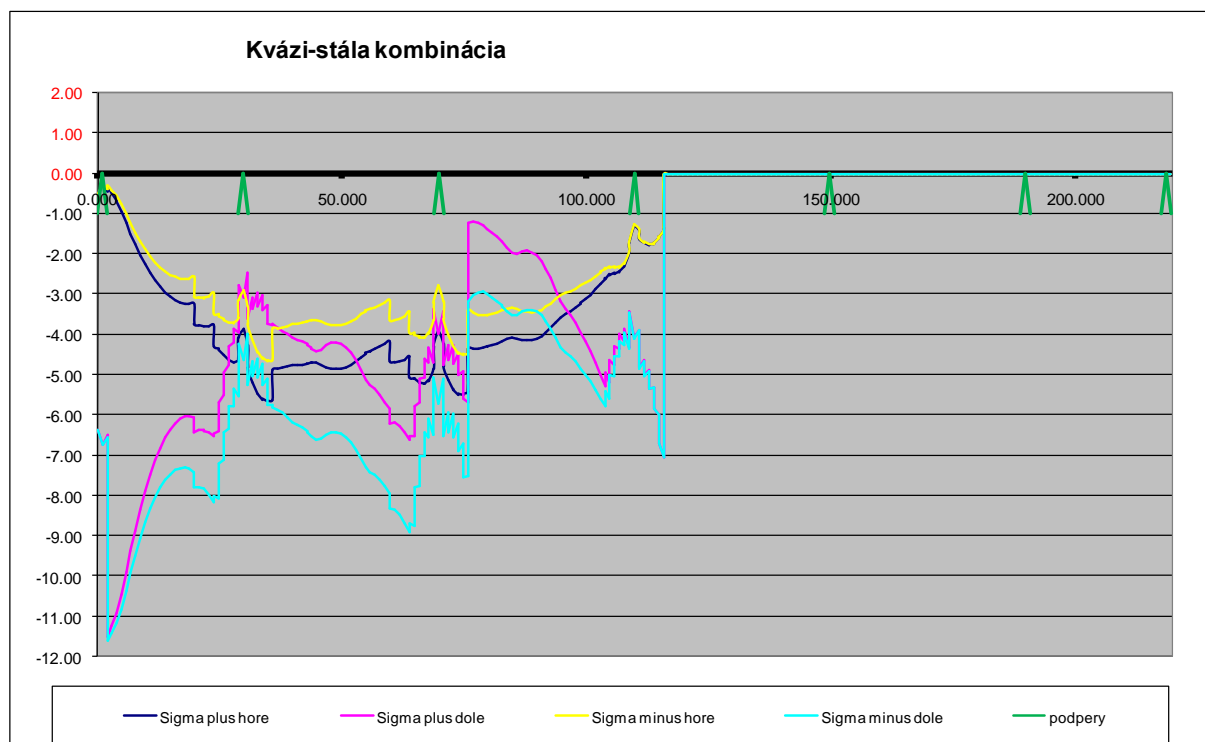




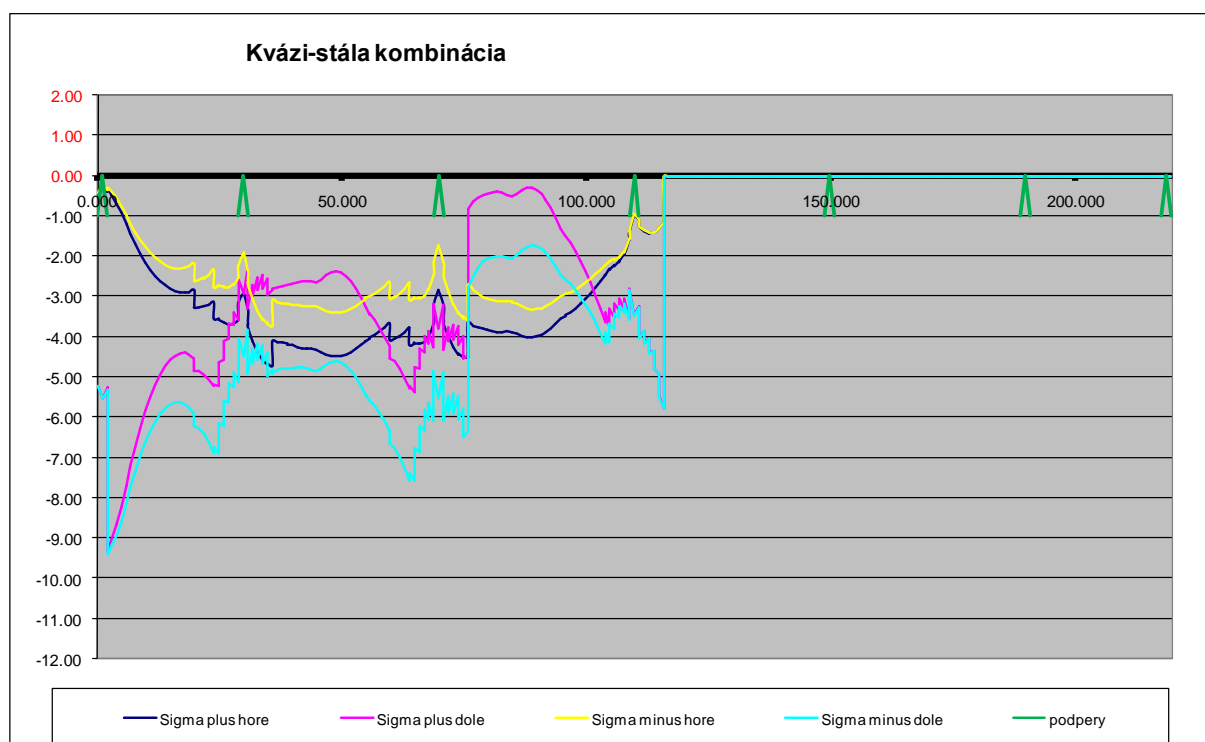
## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

- Etapa 3,  $t=78$ dní – Kvázi-stála kombinácia,  $r_{pk}=1,1$



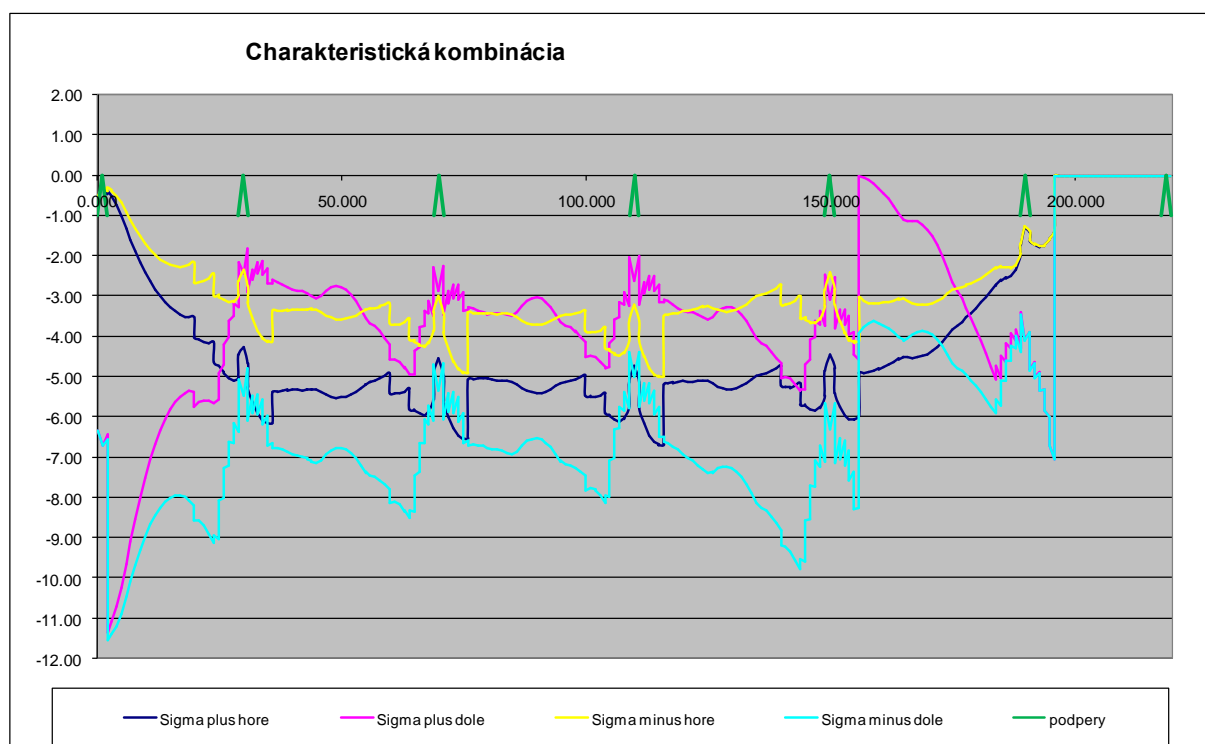
- Etapa 3,  $t=78$ dní – Kvázi-stála kombinácia,  $r_{pk}=0,9$



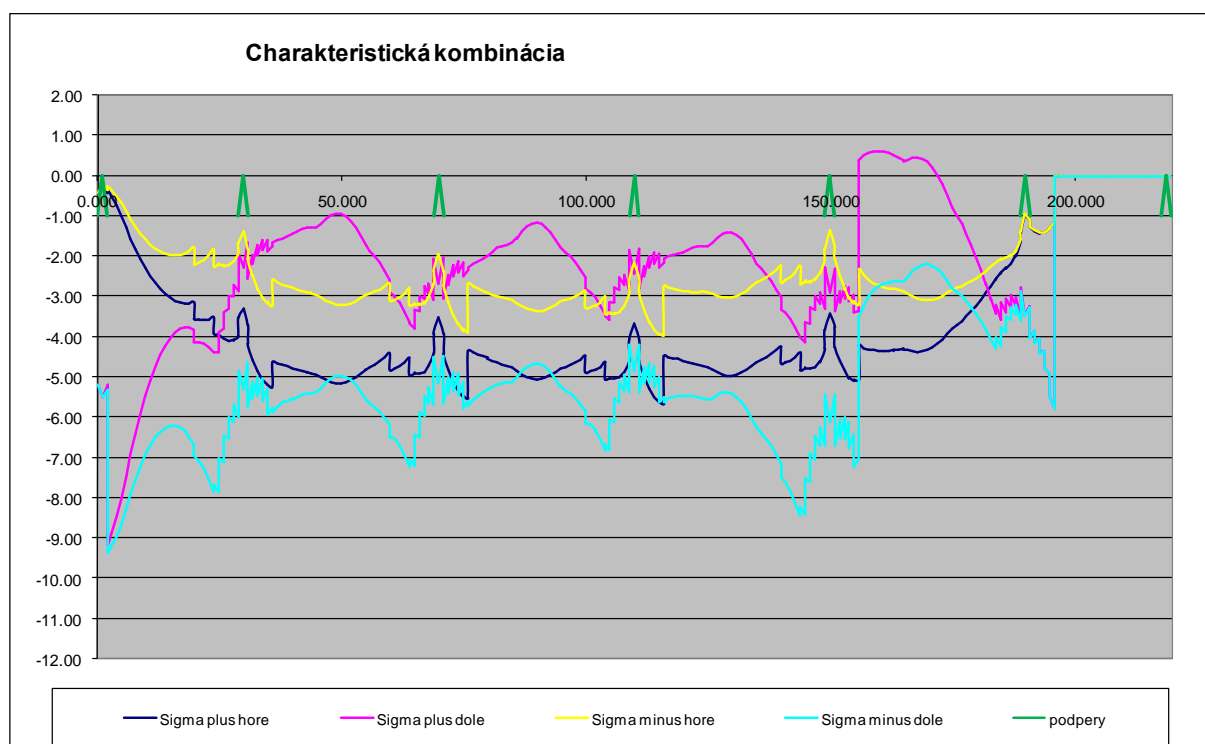
## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

- Etapa 5,  $t=142$ dní – Charakteristická kombinácia,  $r_{pk}=1,1$



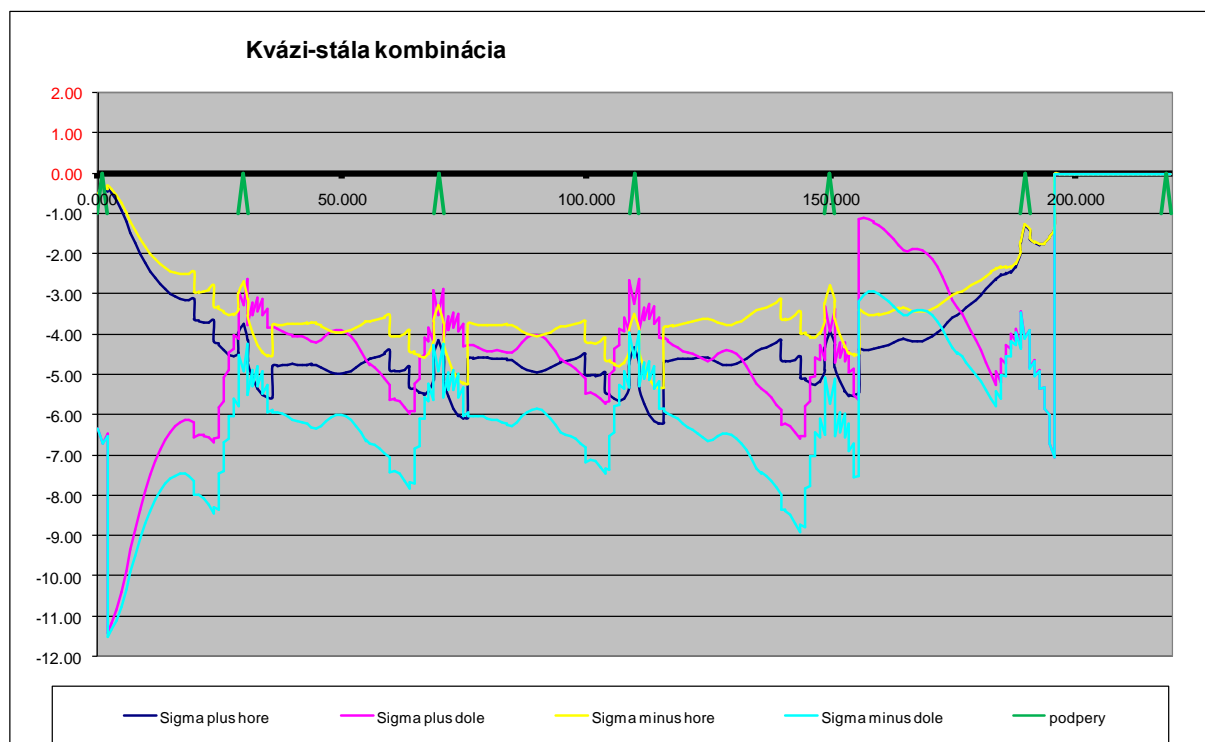
- Etapa 5,  $t=142$ dní – Charakteristická kombinácia,  $r_{pk}=0,9$



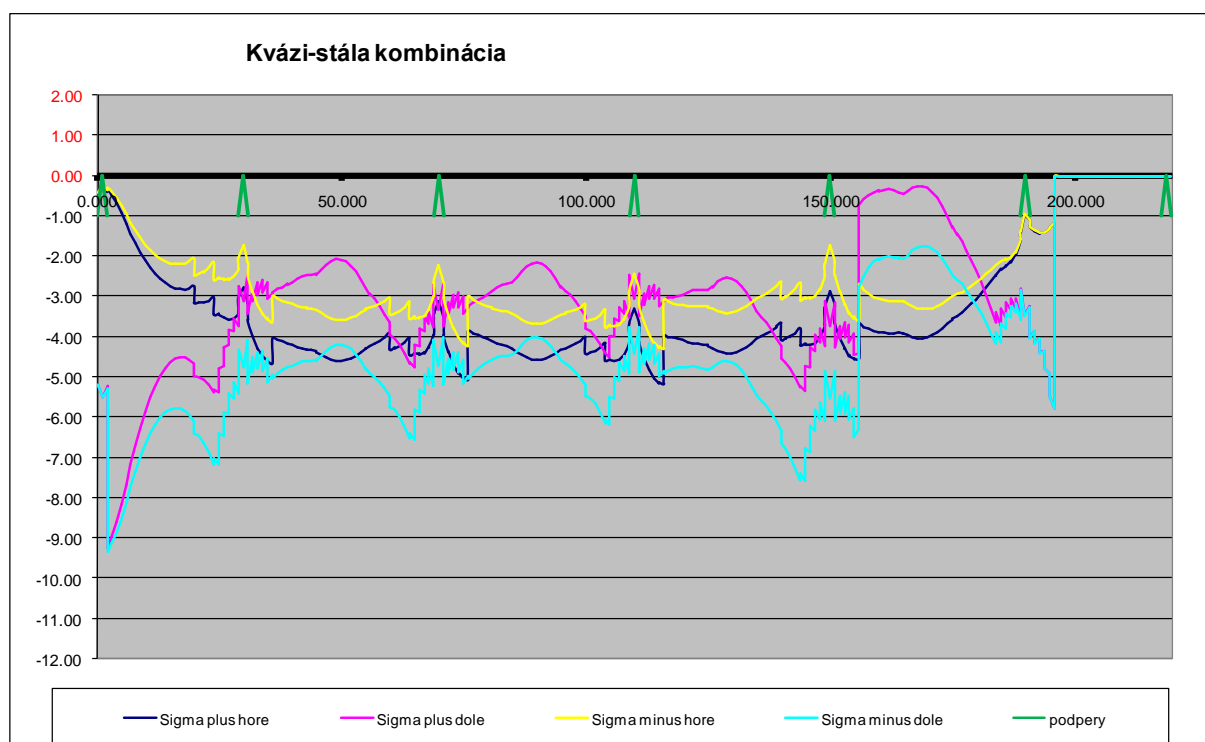
## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

- Etapa 5,  $t=142$ dní – Kvázi-stála kombinácia,  $r_{pk}=1,1$



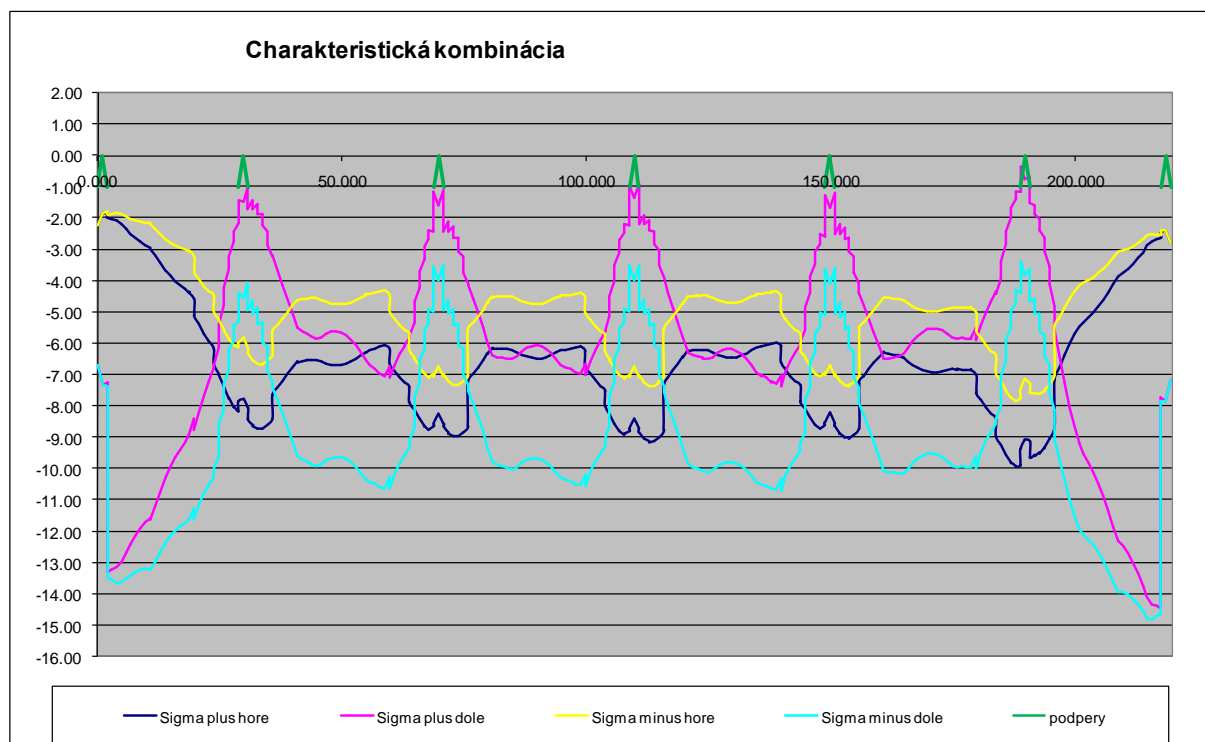
- Etapa 5,  $t=142$ dní – Kvázi-stála kombinácia,  $r_{pk}=0,9$



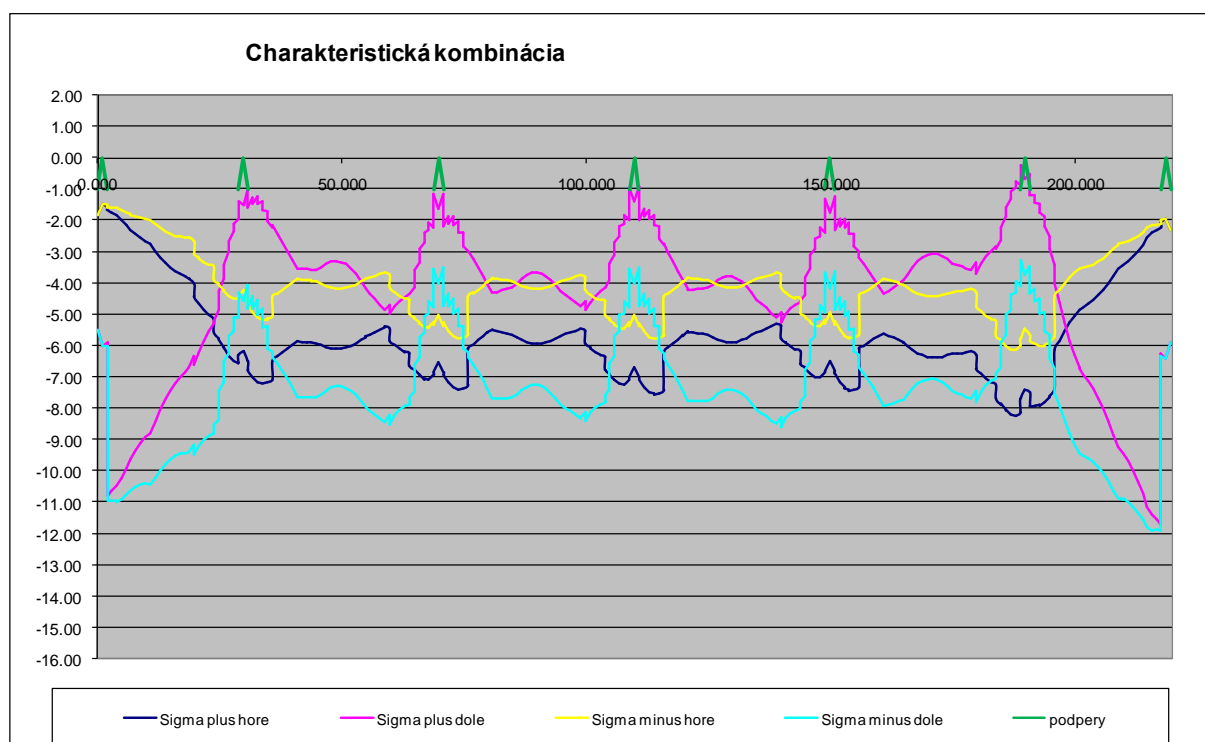
## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

- Etapa 6,  $t=200$  dní, predpínanie voľných káblov – Charakteristická kombinácia,  $r_{pk}=1,1$



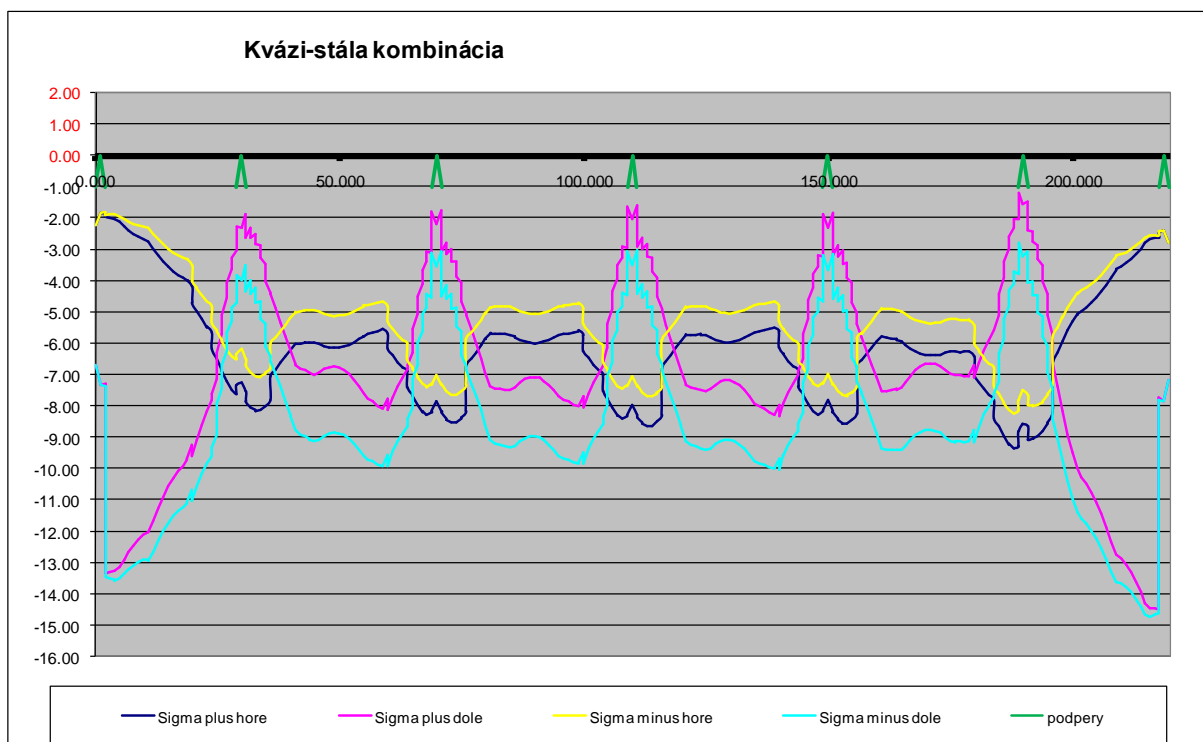
- Etapa 6,  $t=200$  dní, predpínanie voľných káblov – Charakteristická kombinácia,  $r_{pk}=0,9$



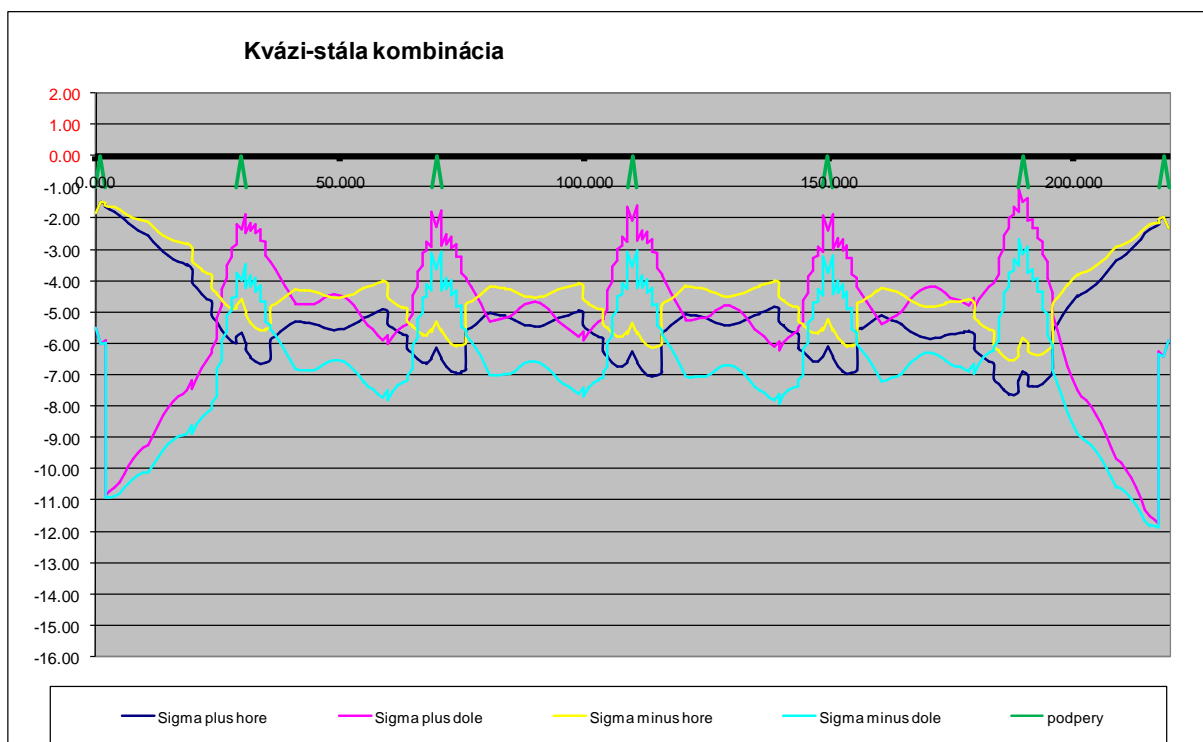
## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

- Etapa 6,  $t=200$  dní, predpínanie voľných káblov – Kvázi-stála kombinácia,  $r_{pk}=1,1$



- Etapa 6,  $t=200$  dní, predpínanie voľných káblov – Kvázi-stála kombinácia,  $r_{pk}=0,9$



Vo všetkých sledovaných etapách sa napätia pohybovali v dovolených intervaloch.

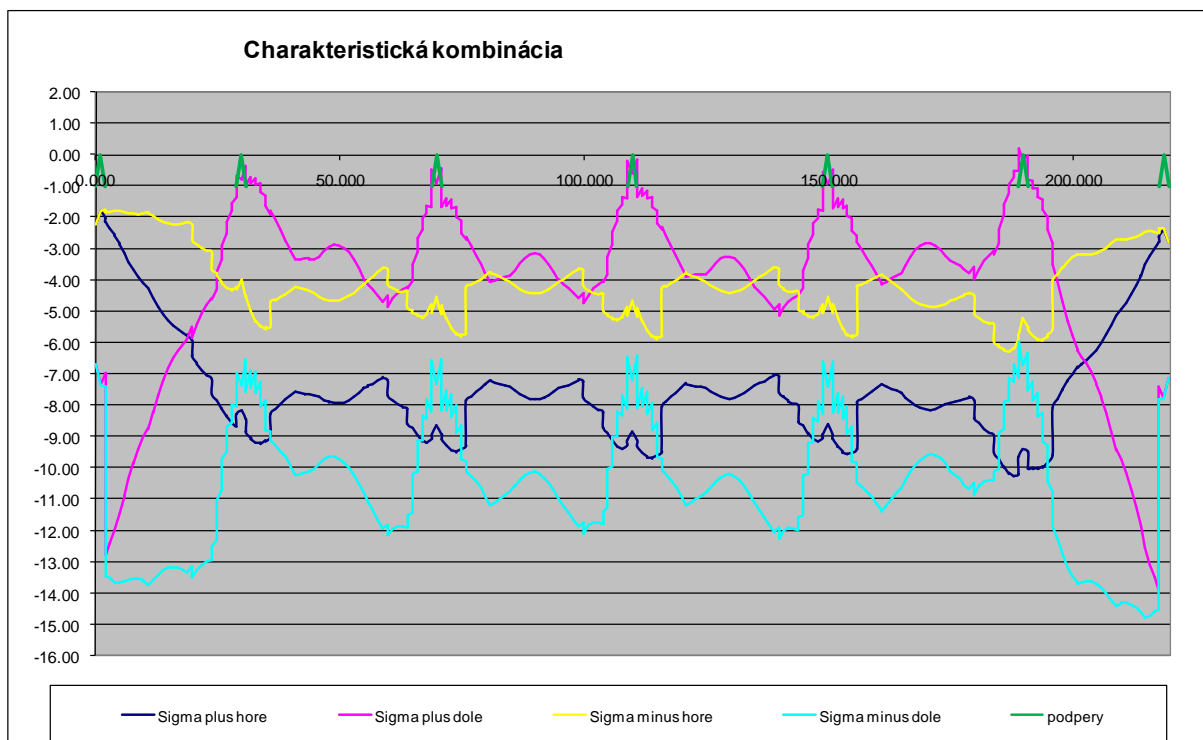
## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

### 7. Pozdĺžny smer – kontrola napätí v betóne – trvalé návrhové situácie

V štádiu prevádzky sa požaduje aby maximálne tlakové napätia v betóne  $\sigma_{c,min} \leq 0,6 f_{ck}$  (charakteristická kombinácia). Maximálne ťahové napätia v krajných vláknoch nesmú prekročiť hodnotu pevnosti betónu v ťahu  $\sigma_{ct,max} < f_{ctm}$  (charakteristická kombinácia). Pri častej kombinácii zaťaženia nesmie dôjsť k dekompresii. V nasledovných grafoch sú znázornené napätia [MPa] počas jednotlivých štádií prevádzky:

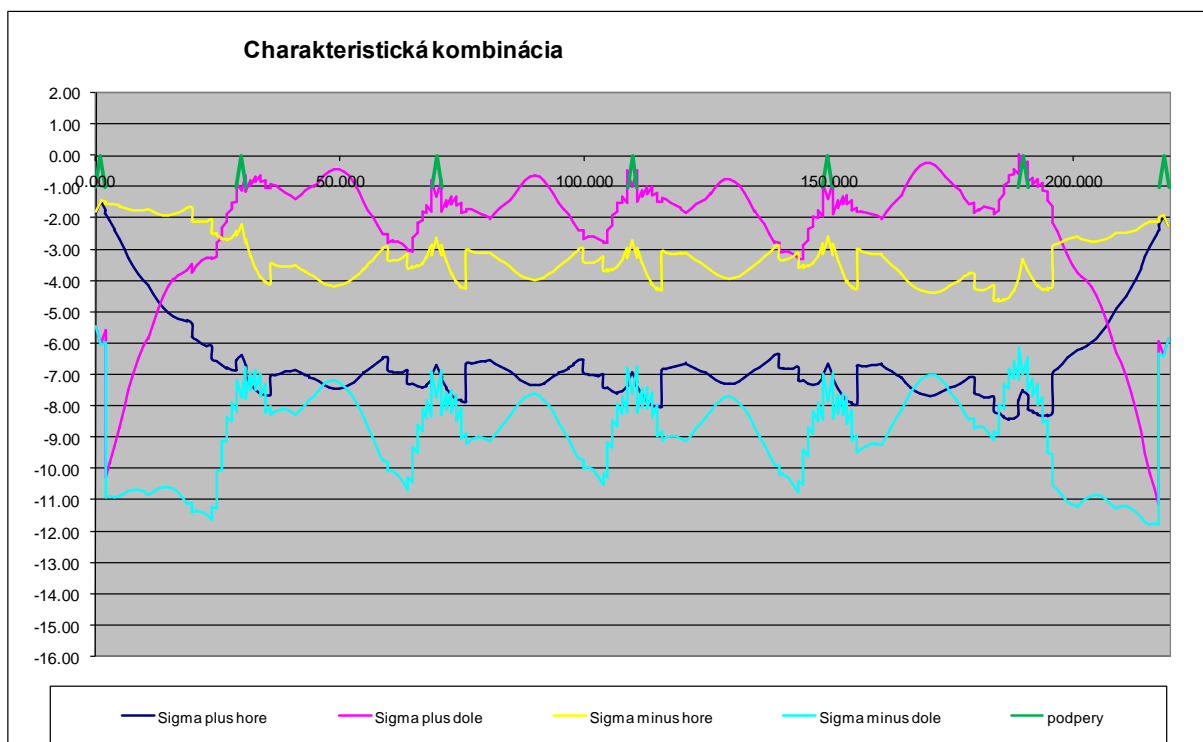
- Prvá prevádzková fáza,  $t=250$  dní – Charakteristická kombinácia,  $r_{pk}=1,1$ ,  $G_{1k,inf}$



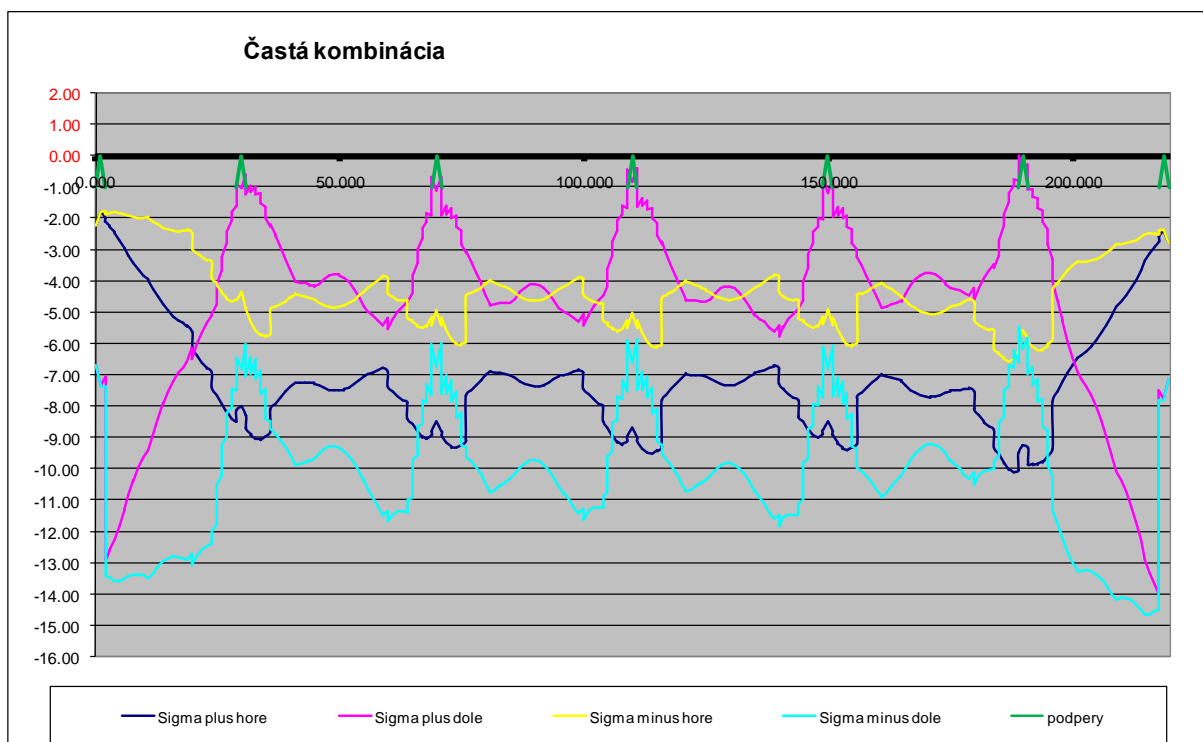
## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

- Prvá prevádzková fáza,  $t=250$ dní – Charakteristická kombinácia,  $r_{pk}=0,9$ ,  $G_{1k,sup}$



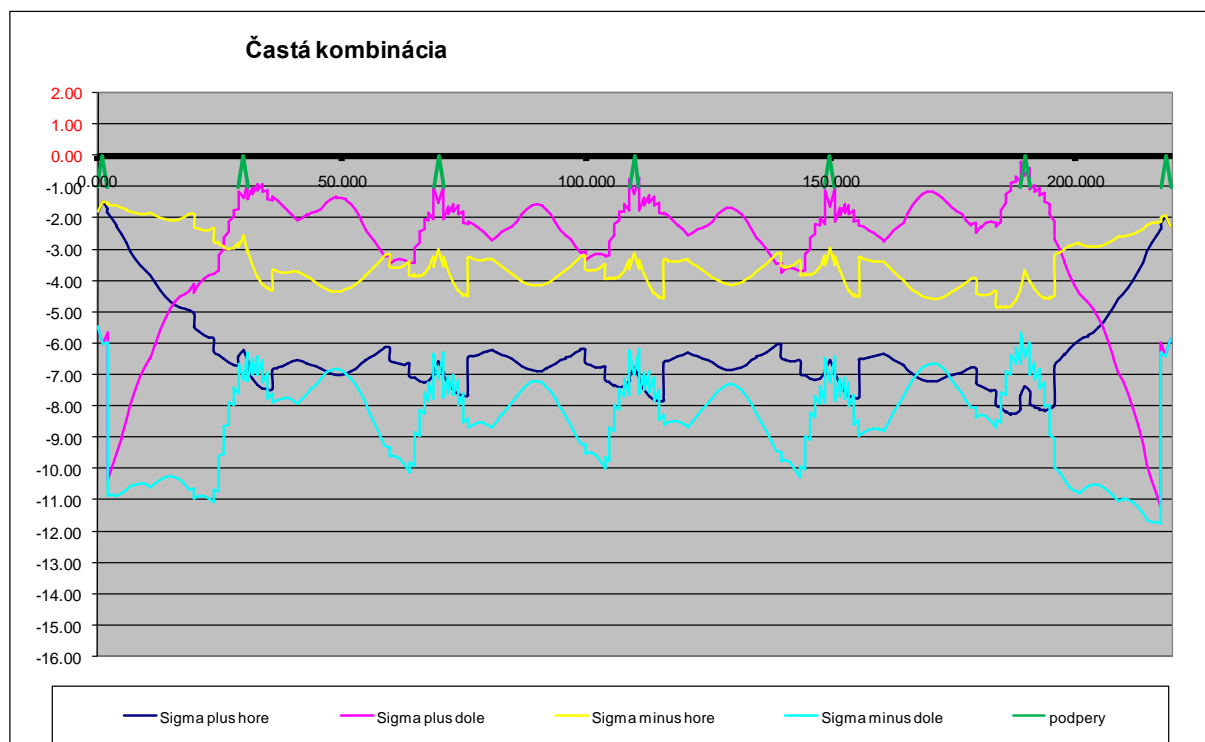
- Prvá prevádzková fáza,  $t=250$ dní – Častá kombinácia,  $r_{pk}=1,1$ ,  $G_{1k,inf}$



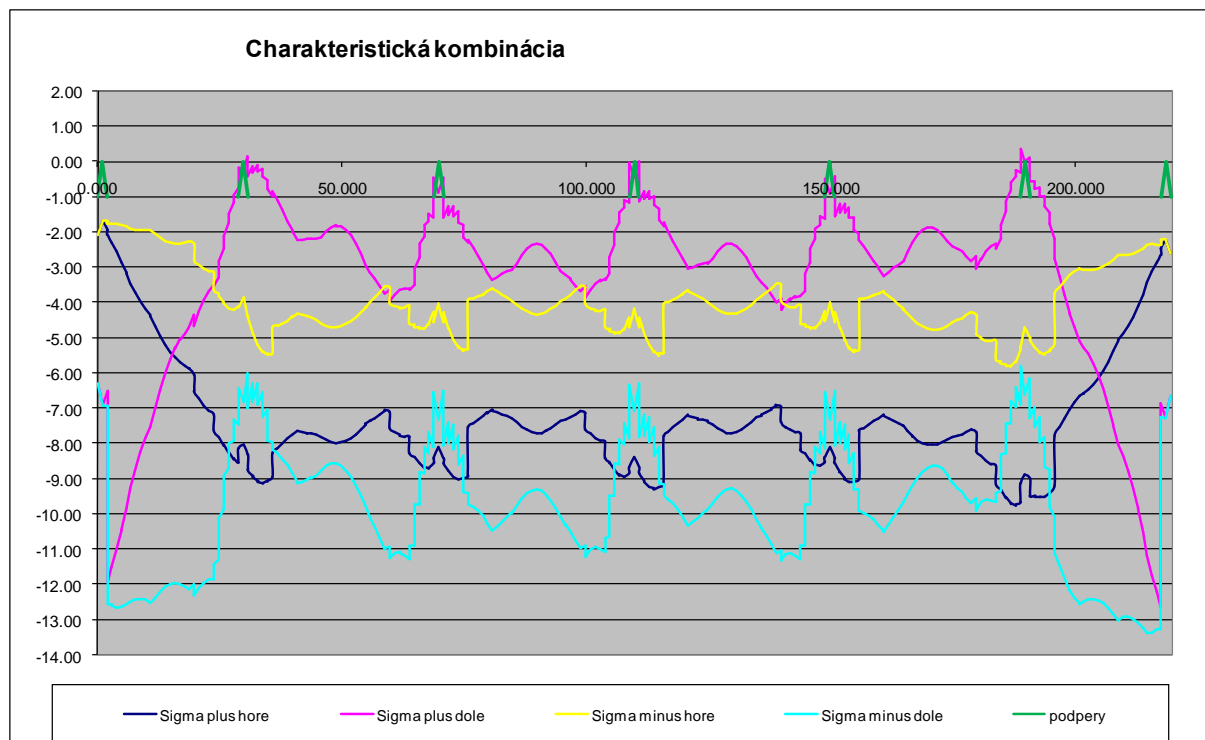
## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

- Prvá prevádzková fáza,  $t=250$ dní – Častá kombinácia,  $r_{pk}=0,9$ ,  $G_{1k,sup}$



- Posledná prevádzková fáza,  $t=36500$ dní – Charakteristická kombinácia,  $r_{pk}=1,1$ ,  $G_{1k,inf}$

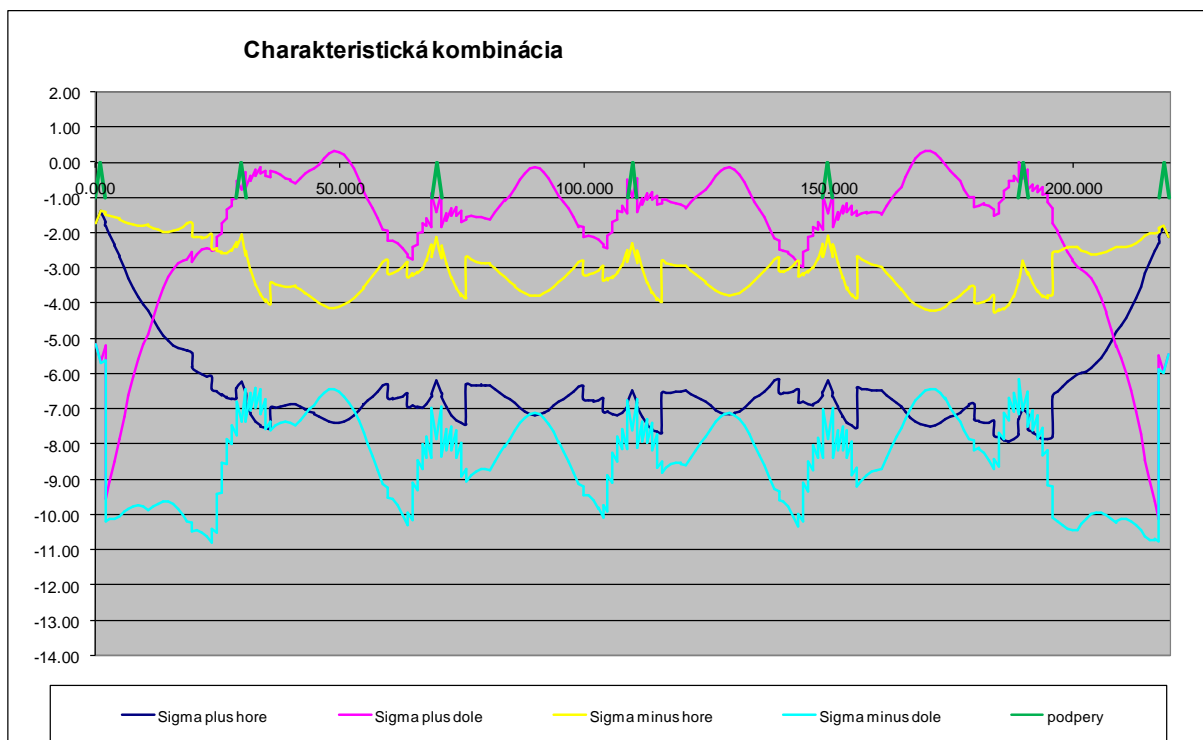




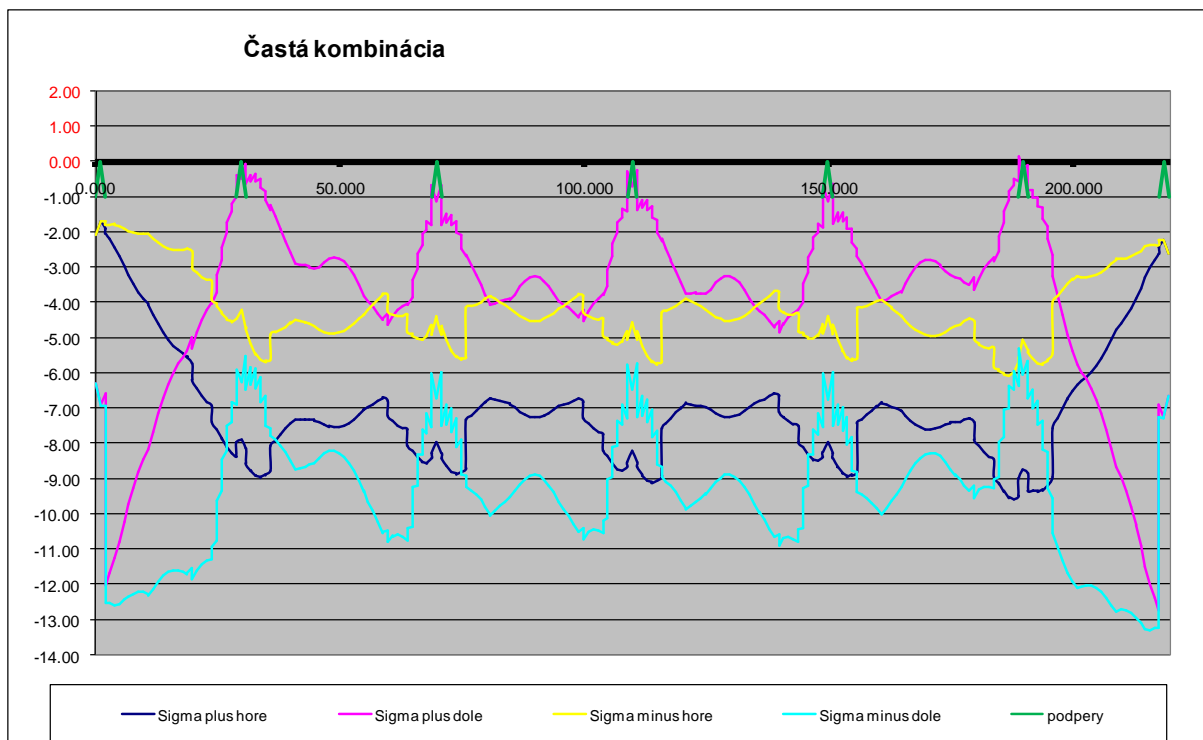
## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

- Posledná prevádzková fáza,  $t=36500$ dní – Charakteristická kombinácia,  $r_{pk}=0,9$ ,  $G_{1k,sup}$



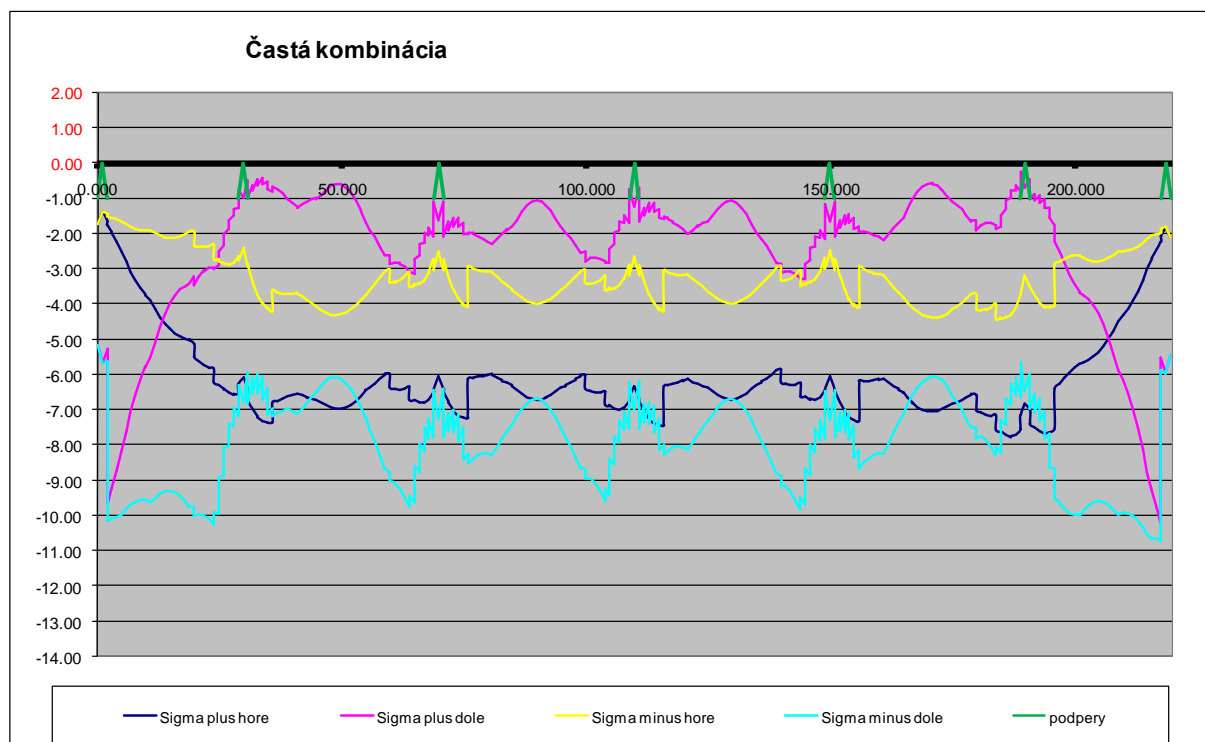
- Posledná prevádzková fáza,  $t=36500$ dní – Častá kombinácia,  $r_{pk}=1,1$ ,  $G_{1k,inf}$



## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

- Posledná prevádzková fáza,  $t=36500$  dní – Častá kombinácia,  $r_{pk}=0,9$ ,  $G_{1k,sup}$



Vo všetkých sledovaných etapách sa napätia pohybovali v dovolených intervaloch.

## 8. Pozdĺžny smer – overenie MSU

Pri overení medzného stavu únosnosti nie je potrebné sledovať históriu zaťaženia, pri overení sa uvažujú účinky zaťaženia podľa návrhovej kombinácie zaťaženia.

### 8.1. Ohybová odolnosť – jednorázové porušenie

Pri výpočte ohybovej odolnosti boli uvažované nasledovné materiálové parametre:

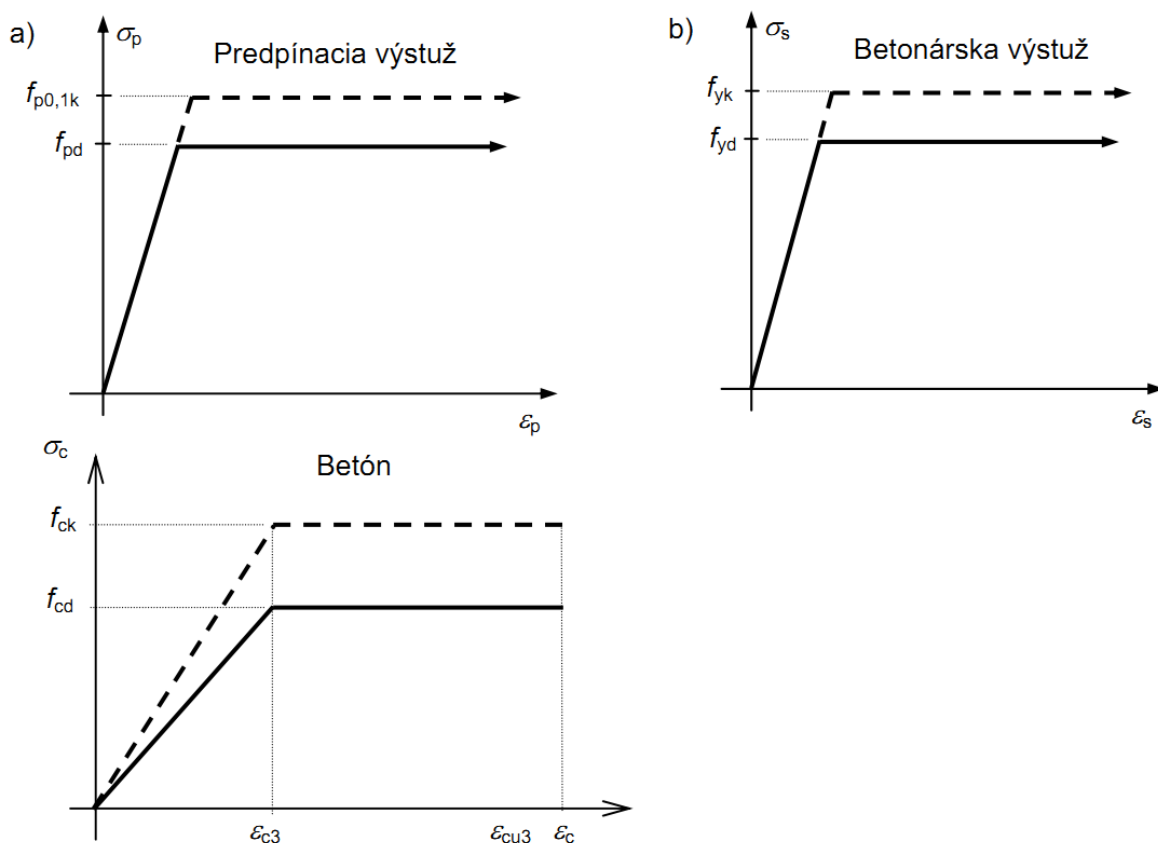
Betón C45/55,  $f_{cd,d} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 45 / 1,5 = 25,5 \text{ MPa}$

Predpínacia výstuž Y1860S7-15,7-  $A_p = 150 \text{ mm}^2$

- Charakteristická pevnosť lana  $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$
- Dohodnutá medza klzu pri 0,1 % trvalej deformácii:  $f_{p0.1,k} = 1640 \text{ MPa}$
- Návrhová hodnota pevnosti výstuže  $f_{pd} = f_{p0.1,k} / \gamma_s = 1640 / 1,15 = 1426 \text{ MPa}$

## Statický výpočet

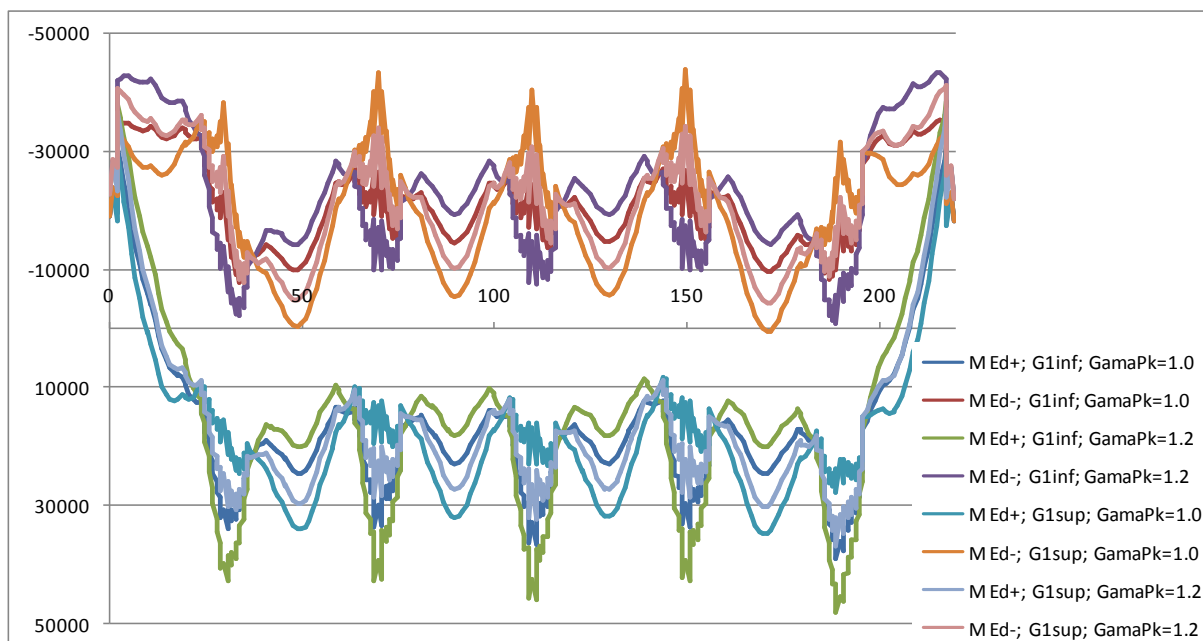
202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2



Obr. 8.1 Návrhové pracovné diagramy

V nasledovných grafoch sú znázornené ohybové momenty [kNm] spočítané podľa návrhovej kombinácie zaťaženia:

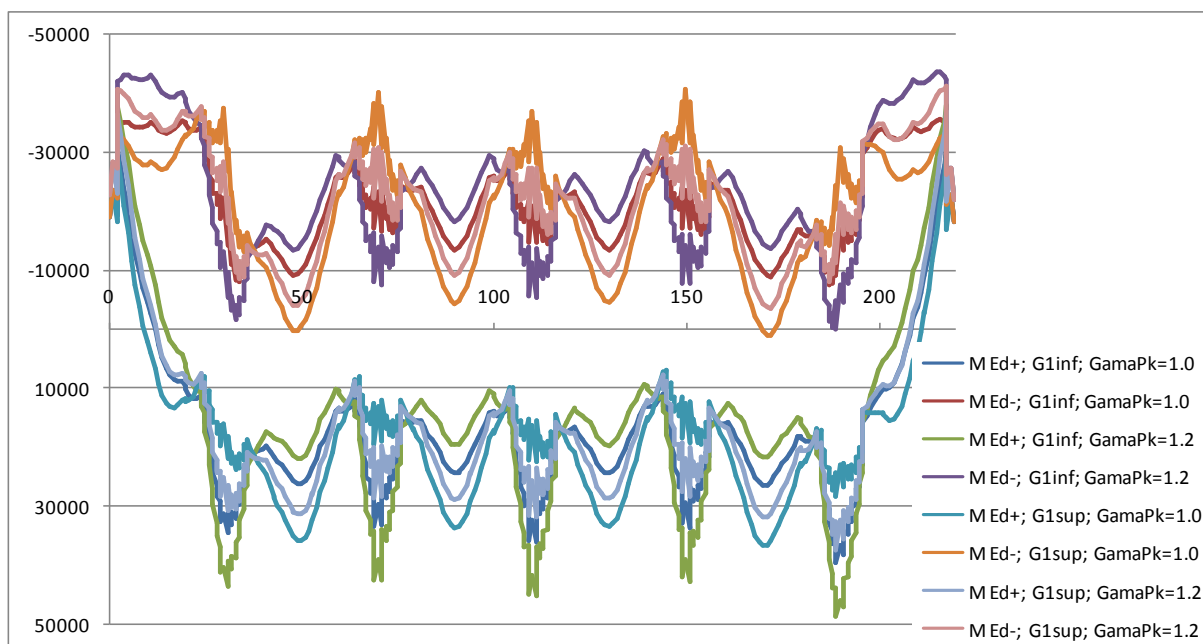
- Návrhové ohybové momenty – LM1



## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

- Návrhové ohybové momenty – LM3



Návrhová odolnosť medzipodperového prierezu (2 pole):

Materialové charakteristiky

$$\begin{aligned} E_p &:= 195 \text{ GPa} & f_{p0.1k} &:= 1640 \text{ MPa} & f_{pd} &:= \frac{f_{p0.1k}}{1.15} = 1426.087 \text{ MPa} \\ E_{cm} &:= 36 \text{ GPa} & f_{ck} &:= 45 \text{ MPa} & f_{cd} &:= \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{1.5} = 25.5 \text{ MPa} \\ & & \epsilon_{cu.3} &:= 0.0035 & E_{cd} &:= \frac{f_{cd}}{\epsilon_{c.3}} = 14571.429 \text{ MPa} \\ & & \epsilon_{c.3} &:= 0.00175 & & \end{aligned}$$

Výpočet spoluposoobiacej sirky

$$\begin{aligned} b_w &:= 0.460 \text{ m} & b_1 &:= 4.5 \text{ m} & b_2 &:= 3.586 \text{ m} & l_0 &:= 0.7 \cdot 40 \text{ m} = 28 \text{ m} \\ b_{eff.1} &:= 0.2 \cdot b_1 + 0.1 \cdot l_0 = 3.7 \text{ m} \\ b_{eff.2} &:= 0.2 \cdot b_2 + 0.1 \cdot l_0 = 3.517 \text{ m} \\ b_{eff} &:= 2 \cdot (b_{eff.1} + b_w + b_{eff.2}) = 15.354 \text{ m} \end{aligned}$$

Sila v betone

$$F_c := \int_0^{x_u} b_{eff} \cdot \sigma_{cd}(x_u, z) dz = 61.84 \text{ MN}$$

Osova sila od predpatia

$$N_{Ed} := 53.1 \text{ MN}$$

## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

Podmienka rovnovahy:  $\Delta F_{pd} + N_{Ed} - F_c = -0.556 \text{ kN}$

Ohybova odolnosť:  $t_{c,h} := 0.916 \text{ m}$

$$M_{Rd} := \int_0^{x_u} b_{eff} \cdot \sigma_{cd}(x_u, z) \cdot (t_{c,h} - z) dz + \sum_{i=1}^4 \left[ A_{p_i} \cdot \Delta \sigma_{pm_i} \cdot (d_{p_i} - t_{c,h}) \right] = 64.879 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$
$$> M_{Ed} := 35.7 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Návrhová odolnosť nadpodperového prierezu (3 podpera):

Materialove charakteristiky

$$E_p := 195 \text{ GPa} \quad f_{p0.1k} := 1640 \text{ MPa} \quad f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{1.15} = 1426.087 \cdot \text{MPa}$$
$$E_{cm} := 36 \text{ GPa} \quad f_{ck} := 45 \text{ MPa} \quad f_{cd} := \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{1.5} = 25.5 \cdot \text{MPa}$$
$$\epsilon_{cu,3} := 0.0035$$
$$\epsilon_{c,3} := 0.00175 \quad E_{cd} := \frac{f_{cd}}{\epsilon_{c,3}} = 14571.429 \cdot \text{MPa}$$

Vypocet spoluposoobiacej sirky

$$b_w := 0.61 \text{ m} \quad b_1 := 0 \text{ m} \quad b_2 := 2.9 \text{ m} \quad l_0 := 0.15 \cdot 2 \cdot 40 \text{ m} = 12 \text{ m}$$
$$b_{eff,1} := 0.2 \cdot b_1 + 0.1 \cdot l_0 = 1.2 \text{ m}$$
$$b_{eff,2} := 0.2 \cdot b_2 + 0.1 \cdot l_0 = 1.78 \text{ m}$$
$$b_{eff} := 2 \cdot (b_{eff,1} + b_w + b_{eff,2}) = 7.18 \text{ m} \quad b_{eff} := 7.0 \text{ m}$$

Sila v betone

$$F_c := \int_0^{x_u} b_{eff} \cdot \sigma_{cd}(x_u, z) dz = 71.524 \cdot \text{MN}$$

Osova sila od predpatia

$$N_{Ed} := 69.1 \text{ MN}$$

Podmienka rovnovahy:  $\Delta F_{pd} + N_{Ed} - F_c = 0.183 \text{ kN}$

Ohybova odolnosť:  $t_{c,h} := 1.5565 \text{ m}$

$$M_{Rd} := \int_0^{x_u} b_{eff} \cdot \sigma_{cd}(x_u, z) \cdot (t_{c,h} - z) dz + \sum_{i=1}^7 A_{p_i} \cdot \Delta \sigma_{pm_i} \cdot (d_{p_i} - t_{c,h}) = 105.44 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$
$$> M_{Ed} := 43.3 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

**8.2.Šmyková odolnosť**

**Maximálna šmyková odolnosť prvku** je definovaná stavom, keď napätie v tlakovej diagonále bude  $\sigma_{c wd} = \alpha_{cw} \cdot \nu \cdot f_{cd}$ . Pre komorové prierezy so šikmou stenou môžeme namáhanie steny vyjedriť nasledovne:

$$V_{Ed,w} = V_{Ed,t} + 0,5 \cdot V_{Ed} / \cos(\beta) = T_{Ed} / (2 \cdot A_k) \cdot h_k / \cos(\beta) + 0,5 \cdot V_{Ed} / \cos(\beta)$$

kde:  $T_{Ed}$  – **návrhový** krútiaci moment,

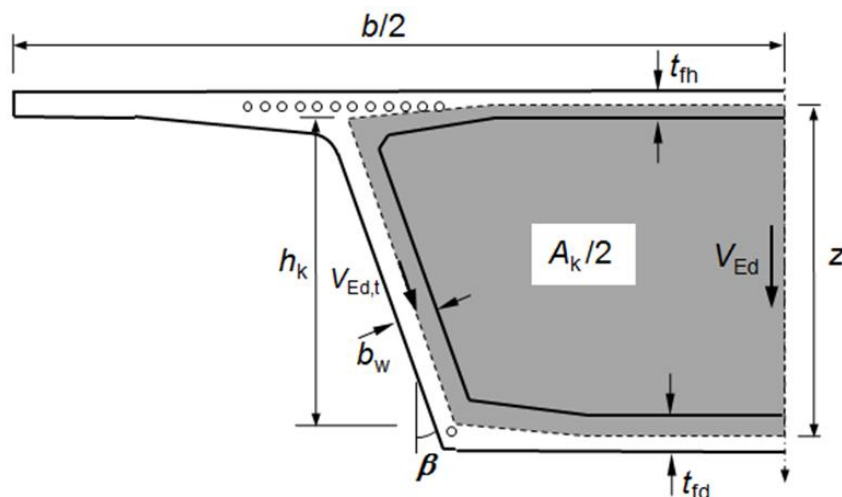
$V_{Ed}$  – **návrhová** priečna sila,

$A_k$  – plocha ohraničená strednicou stien prierezu vrátane vnútorných otvorov,

$h_k$  – výška plochy  $A_k$ ,

$\beta$  – sklon steny (od zvislej roviny),

$\nu$  - redukčný súčiniteľ,  $\nu = 0,6 (1 - f_{ck} / 250) = 0,492$ .



Obr. 8.1 – Označenie veličín – komorový prierez

**Napätie v tlakovej diagonále:**

$$\sigma_{c wd} = V_{Ed,w} / ((z / \cos(\beta)) \cdot b_w) \cdot (\tan(\theta) + \cot(\theta)) \leq \alpha_{cw} \cdot \nu \cdot f_{cd}$$

kde:  $z$  – rameno vnútorných síl,

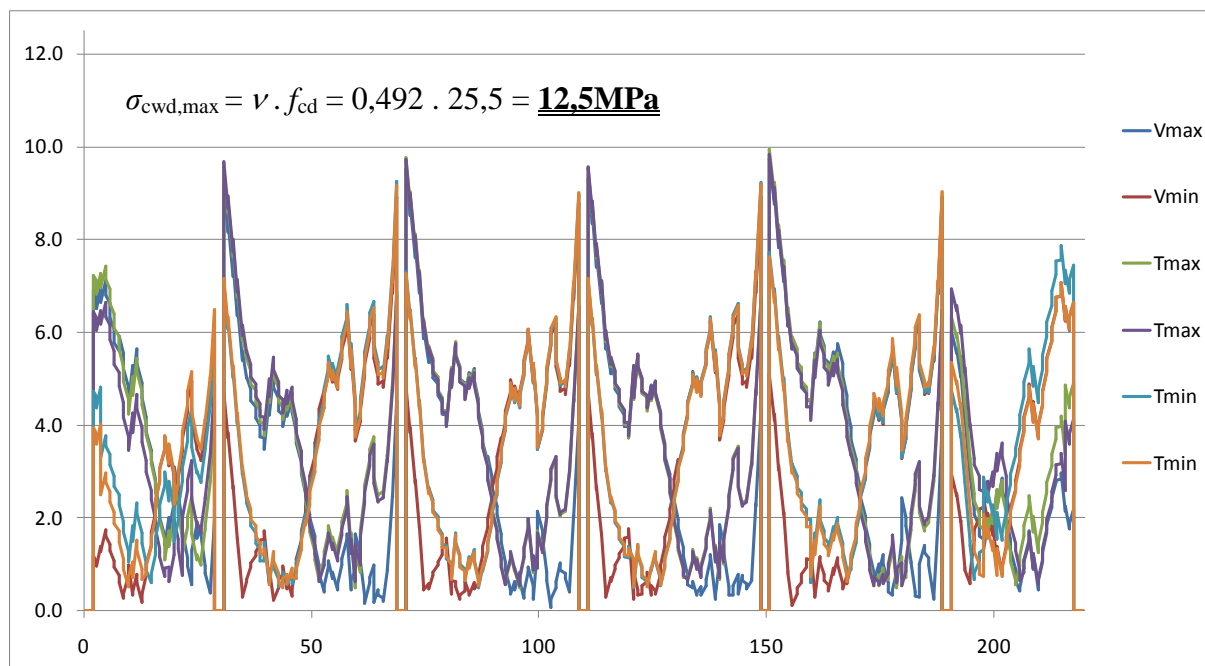
$b_w$  – šírka steny (redukovaná o  $0,5 \cdot \sum \phi_{duct}$ ),

$\theta$  - uhol sklonu tlakových diagonál ( $1,0 \leq \cot(\theta) \leq 2,5$ ).

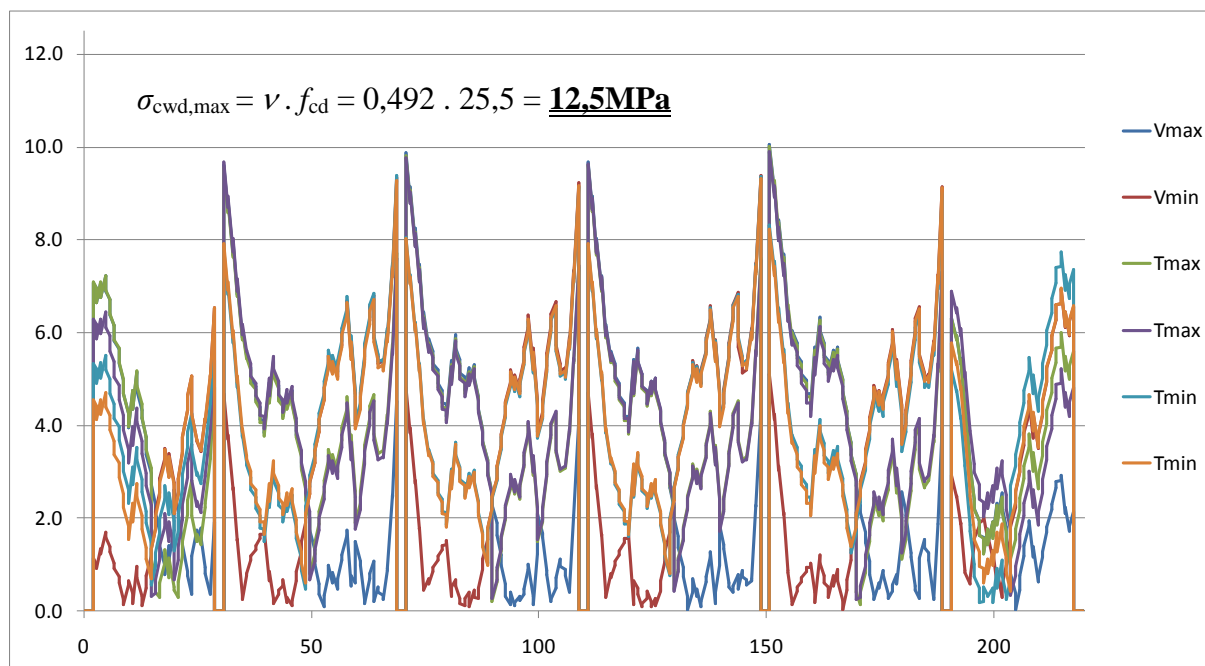
## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

Priebeh napätí v tlakovej diagonále [MPa] pre LM1 je vyjadrený v nasledovnom grafe:



Priebeh napätí v tlakovej diagonále [MPa] pre LM3 je vyjadrený v nasledovnom grafe:



## Napätie v šmykovej výstuži:

Napätie v šmykovej výstuži je vyjadrené pomocou vzťahu:

$$\sigma_{swd} = V_{Ed,w} / ((z / \cos(\beta)) \cdot s / (A_{sw} \cdot \cot(\theta))) \leq f_{ywd}$$

kde:  $s$  – vzdialenosť šmykovej výstuže (bolo uvažované  $s=150\text{mm}$  po celej dĺžke mosta),

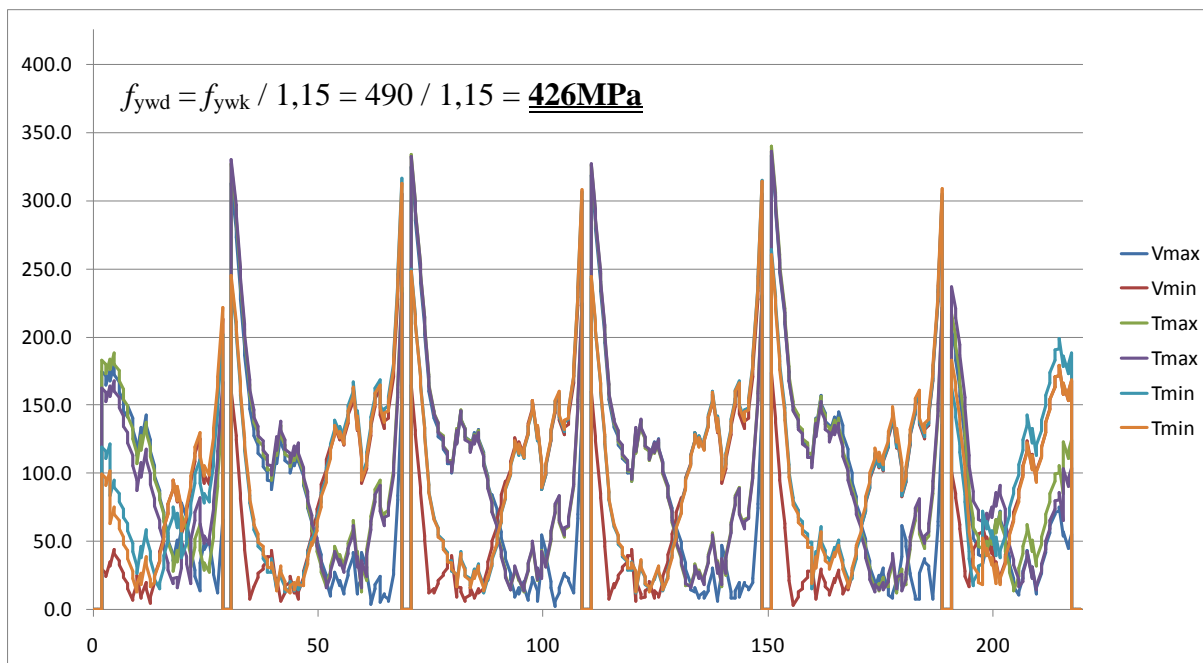
$A_{sw}$  – plocha šmykovej výstuže ( $4\phi 14$  / stenu,  $A_{sw} = 6,16\text{cm}^2$ ),

### Statický výpočet

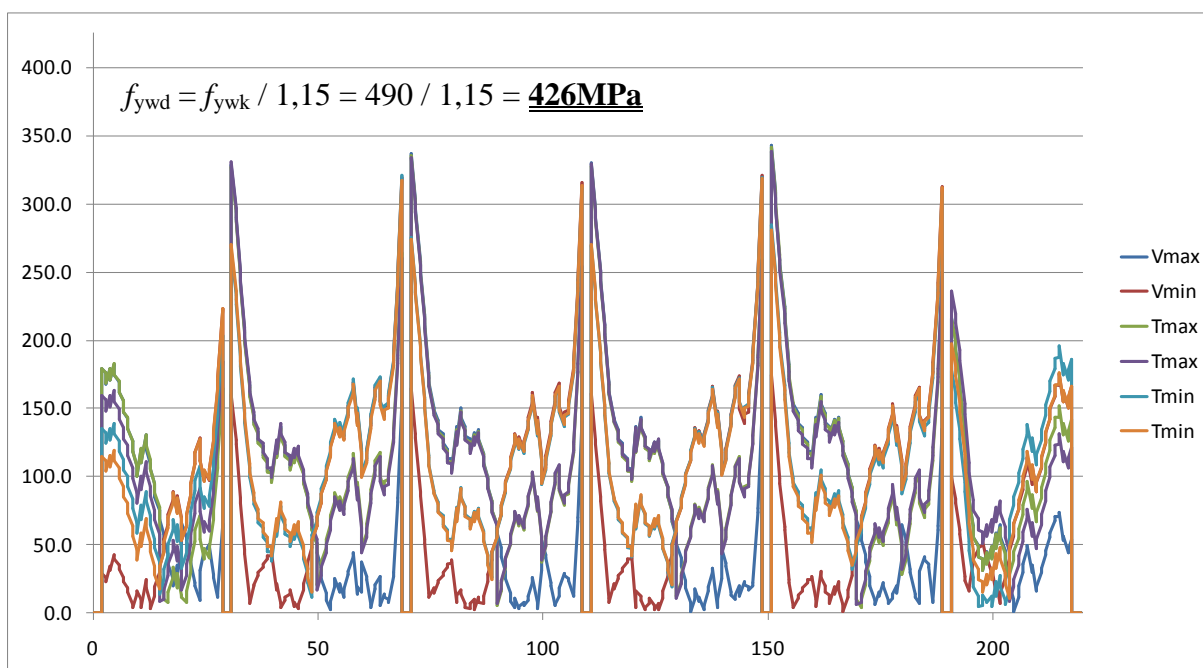
202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

$$f_{ywd} - \text{návrhová pevnost' výstuže } f_{ywd} = f_{ywk} / 1,15 = 490 / 1,15 = 426 \text{ MPa.}$$

Priebeh napätí v šmykovej výstuži [MPa] pre LM1 je vyjadrený v nasledovnom grafe:



Priebeh napätí v šmykovej výstuži [MPa] pre LM3 je vyjadrený v nasledovnom grafe:





### Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

#### **Potrebná plocha pozdĺžnej výstuže na šmyk a krútenie:**

Ťahová sila, ktorú je potrebné pokryť pozdĺžnou výstužou na krútenie je vypočítaná pomocou vzťahu:

$$H_{Ed} = (T_{Ed} / (2 \cdot A_k) \cdot u_k + V_{Ed}) \cdot \cot(\theta)$$

kde:  $T_{Ed}$  – **návrhový** krútiaci moment,

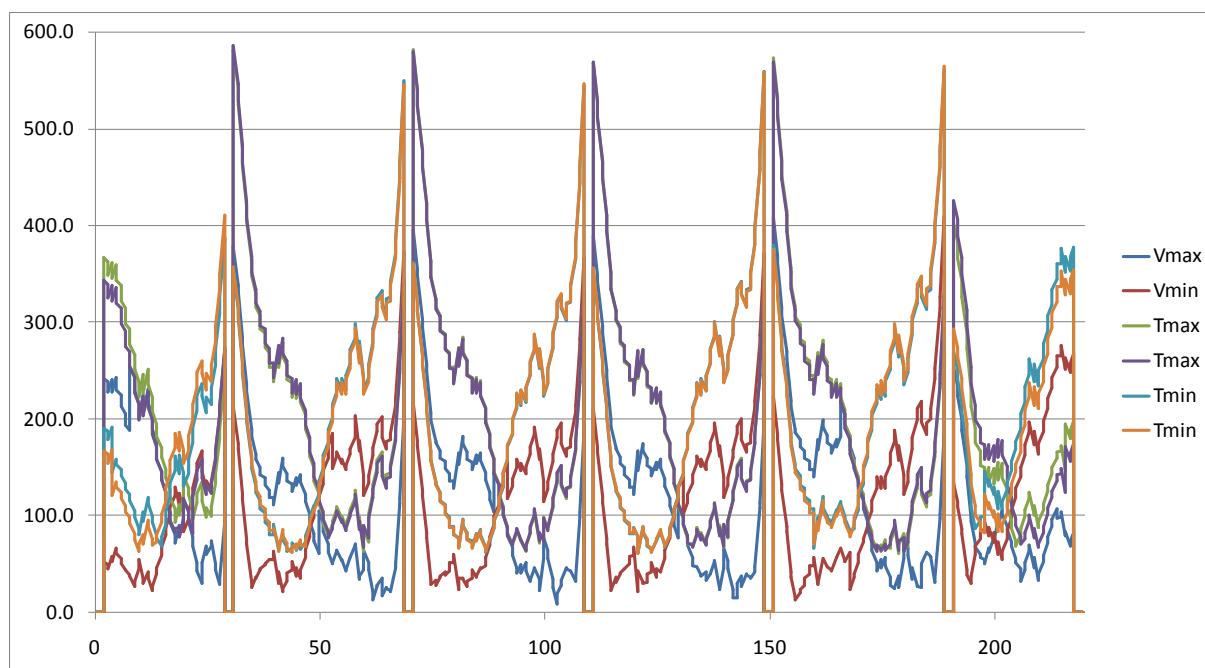
$V_{Ed}$  – **návrhová** priečna sila,

$A_k$  – plocha ohraničená strednicou stien prierezu vrátane vnútorných otvorov,

$u_k$  – obvod plochy  $A_k$ ,

$\theta$  - uhol sklonu tlakových diagonál ( $1,0 \leq \cot(\theta) \leq 2,5$ ).

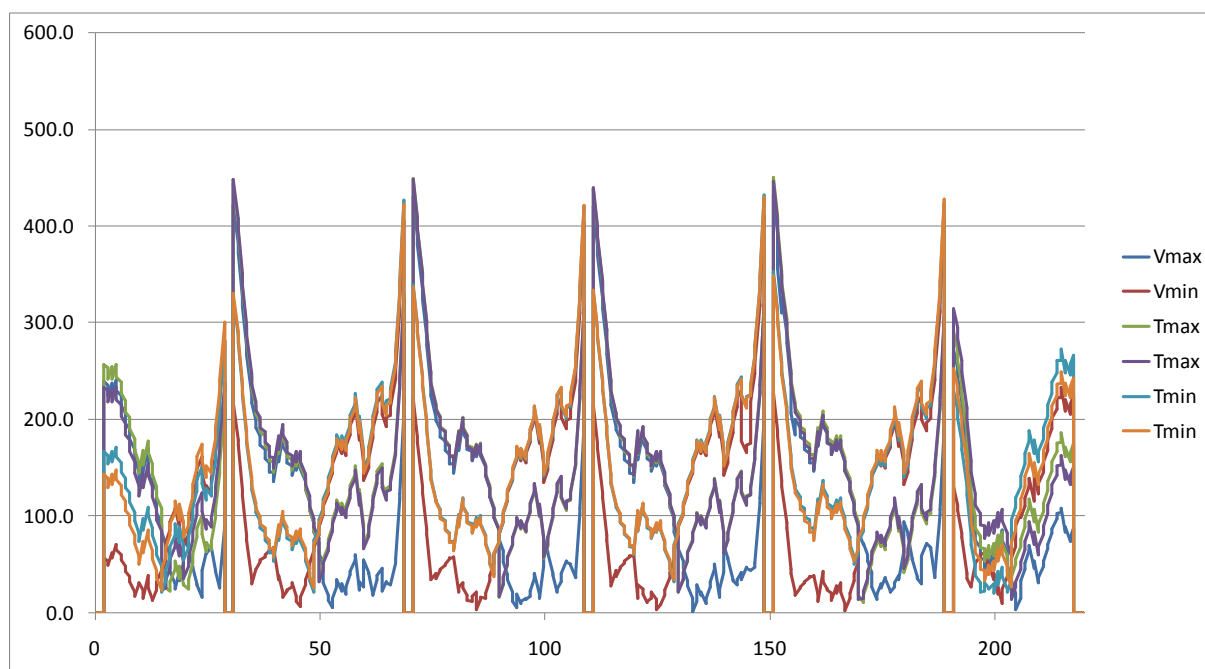
Potrebná plocha pozdĺžnej výstuže na šmyk a krútenie [cm<sup>2</sup>] pre LM1 je vyjadrená v nasledovnom grafe:



### Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

Potrebná plocha pozdĺžnej výstuže na šmyk a krútenie [cm<sup>2</sup>] pre LM3 je vyjadrená v nasledovnom grafe:



## 9. Priechy smer

Priečny smer zahŕňa návrh mostovkovej dosky a priečnikov.

### 9.1. Priečny smer – mostovková doska - návrh výstuže MSU

Pre výpočet vnútorných síl bol vytvorený doskovo-stenový model v programe Strap 2011, Vybrané výsledky sú v grafickej prílohe. Pre zaťaženie dopravou bol použitý model LM1, LM2 a LM3. Doska pôsobí ako železobetónový nosný prvok. Je vybetónovaná z betónu C45/55 ( $f_{cd}=25,5\text{MPa}$ ), vystužená betonárskou výstužou B500B ( $f_{yd}=426\text{MPa}$ ).

**Krytie betonárskej výstuže:** pre výstuž pri hornom povrchu uvažujeme stupeň prostredia XC3, priemer výstuže 22mm, návrhovú životnosť dosky 100 rokov - konštrukčná trieda S6. Vzhľadom na doskový charakter prvku a triedu betónu možno znížiť konštrukčnú triedu na S4. Pre S4 a XC3 je  $c_{\min,dur} = 25\text{ mm}$ . Tolerančne zväčšenie uvažujeme  $\Delta c_{dev} = 10\text{ mm}$ .

$$c_h = c_{\min,dur} + \Delta c_{dev} = 25 + 10 \approx 40\text{ mm}$$

**Krytie betonárskej výstuže:** pre výstuž pri spodnom povrchu sa uvažuje stupeň prostredia XD1, priemer výstuže 14 mm, návrhovú životnosť dosky 100 rokov - konštrukčná trieda S6. Vzhľadom na doskový charakter prvku a triedu betónu znižujeme konštrukčnú triedu na S4. Pre S4 a XD1 je  $c_{\min,dur} = 35\text{ mm}$ . Tolerančné zväčšenie sa má uvažovať  $\Delta c_{dev} = 10\text{ mm}$ .

$$c_d = c_{\min,dur} + \Delta c_{dev} = 35 + 10 \approx 50\text{ mm} \quad (\text{v komore } c_d = 40\text{mm})$$

Návrhové ohybové momenty v priečnom smere sú v grafickej prílohe.

Navrhnutá výstuž (MSU): konzola – horná výstuž  $\phi 22\text{mm}$ , á150mm ( $M_{Rd}=570\text{kNm}$ )

doska – spodná výstuž  $\phi 14\text{mm}$ , á150mm ( $M_{Rd}=85\text{kNm}$ )

### Posúdenie mostovkovej dosky na MSP – konzola

Moment od charakteristického zatazenia:

$$M_{Ek} := 305\text{kN}\cdot\text{m}$$

Moment na medzi vzniku trhliny:

$$f_{ct,eff} := f_{ctm} = 3.8\cdot\text{MPa}$$

$$M_{cr} := f_{ct,eff} \cdot \frac{I_i}{h - t_i} = 240.21\cdot\text{kN}\cdot\text{m}$$

## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

Napätia v betone a vystuži:

$$\sigma_{c,max} := \frac{M_{Ek}}{I_{ir}} \cdot x = 7.808 \cdot \text{MPa} < 0.6 \cdot f_{ck} = 27 \cdot \text{MPa}$$
$$\sigma_{s,max} := \alpha_e \frac{M_{Ek}}{I_{ir}} \cdot (d_1 - x) = 244.416 \cdot \text{MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 392 \cdot \text{MPa}$$

Napätia v betone a vystuži:

$$M_{Ek,qp} := 143 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{c,max} := \frac{M_{Ek,qp}}{I_c} \cdot t_c = 2.383 \cdot \text{MPa} < 0.6 \cdot f_{ck} = 27 \cdot \text{MPa}$$
$$\sigma_{s,max} := \alpha_e \frac{M_{Ek,qp}}{I_c} \cdot (d_1 - t_c) = 9.666 \cdot \text{MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 392 \cdot \text{MPa}$$

$\phi 22 \text{ mm} \quad \sigma_{s,max} := 210 \text{ MPa}$

## 9.2. Priechy smer – priečníky - návrh výstuže MSU

Výstuž bola navrhnutá pomocou stenového modelu vytvoreného v programe Strap 2011, model bol zaťažný v mieste trámov šmykovým tokom (pozri návrh šmykovej výstuže na  $V_{Ed}$ ). Potrebné plochy betonárskej výstuže sú znázornené v grafickej prílohe.

## 10. Návrh ložísk

Hrncové ložiská boli navrhnuté na základe zvislej únosnosti. Zaťaženie (reakcie) v ložiskách boli vypočítané na základe charakteristickej kombinácie zaťažení. Prehľad reakcií a návrh ložísk je zhrnutý v tabuľke:

		Vlastná tiaž G0k	Zvršok G1k sup	Sadnutie podpier Sett k	Predpätie rk . Pm	Tandem system TS k	Uniform load UDL k	Chodci CH k	Vietor W k		
Podpera	Ložisko	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	R Ek, MAX [kN]	Ložisko
10.2	Ľavé - V	1720	565	241	1153	1272	723	73	76	5823	KVB 7.5
11	Ľavé - V	5164	1621	592	-1166	1224	1729	161	150	9476	KV 11
12	Ľavé - V	5429	1777	701	116	1234	1938	186	178	11558	KV 13
13 FIX	Ľavé - J	5345	1754	738	-11	1234	2019	186	180	11444	KJ 13
14	Ľavé - V	5512	1777	701	64	1234	2007	186	178	11658	KV 13
15	Ľavé - V	5011	1621	794	-1102	1223	1782	161	150	9640	KV 11
16	Ľavé - V	1801	565	241	1114	1241	723	73	76	5834	KV 7.5
										R Ek, MAX [kN]	Ložisko
10.2	Pravé - J	1720	121	241	1153	750	432	225	76	4717	KJB 5
11	Pravé - J	5164	754	592	-1166	734	1070	503	150	7801	KJ 10
12	Pravé - J	5429	746	701	116	736	1205	578	178	9689	KJ 11
13 FIX	Pravé - P	5345	712	738	-11	736	1211	579	180	9489	P 11
14	Pravé - J	5512	746	701	70	736	1205	578	178	9725	KJ 11
15	Pravé - J	5011	754	794	-1102	733	1070	503	150	7913	KJ 10
16	Pravé - J	1801	121	241	1114	732	432	225	76	4743	KJ 5

## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

### 11.Návrh mostných záverov

Mostné závery boli navrhnuté na základe objemových zmien od dotvarovania a zmrašťovania, teplotných pohybov a pohybov mosta od horizontálnych zaťažení. Pre podperu 10 bol navrhnutý odhlučnený mostný záver 640N (so zohľadnením dilatačných pohybov DC1), pre oporu 16 bol navrhnutý odhlučnený mostný záver 240N.

### 12.Spodná stavba

#### 12.1. Prehľad reakcií v ložiskách

V nasledovných tabuľkách sú zhrnuté charakteristické reakcie v ložiskách použité pre návrh drieku piliera na MSU.

		Vlastná tiaž G0k FAZOVANÁ SUSTAVA	Vlastná tiaž G0k NEFAZOVANÁ SUSTAVA	Predpätie Pk FAZOVANÁ SUSTAVA	Predpätie Pk NEFAZOVANÁ SUSTAVA	Zvršok G1k sup	Zvršok G1k inf	Pohyblivé zaťaženie TS		Pohyblivé zaťaženie UDL	
Podpera	Ložisko	Fz [kN]	Fz [kN]	Fz [kN]	Fz [kN]	Fz [kN]	Fz [kN]	Fz MAX [kN]	Fz MIN [kN]	Fz MAX [kN]	Fz MIN [kN]
10.2	Ľavé - V	1786.012	263	959	1233	565	468	1272	-86	723	-110
11	Ľavé - V	5191.189	297	-1036	-1357	1621	1283	1224	-91	1729	-96
12	Ľavé - V	5420.553	314	71	146	1777	1418	1234	-87	1938	-136
13 FIX	Ľavé - J	5374.128	331	23	-40	1754	1403	1234	-85	2019	-165
14	Ľavé - V	5604.215	348	-12	135	1777	1418	1234	-87	2007	-136
15	Ľavé - V	4852.146	365	-886	-1351	1621	1283	1223	-91	1782	-96
16	Ľavé - V	1967.867	382	880	1233	565	468	1241	-86	723	-110

10.2	Pravé - J	1786.01	272	959	1233	121	22	750	-296	432	-345
11	Pravé - J	5191.182	306	-1036	-1357	754	411	734	-250	1070	-363
12	Pravé - J	5420.547	323	71	146	746	381	736	-260	1205	-515
13 FIX	Pravé - P	5374.122	340	23	-40	712	355	736	-260	1211	-543
14	Pravé - J	5604.209	357	-12	135	746	381	736	-260	1205	-515
15	Pravé - J	4852.141	374	-886	-1351	754	411	733	-250	1070	-363
16	Pravé - J	1967.869	391	880	1233	121	22	732	-284	432	-345

## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

		Pohyblivé zaťaženie CHODCI		Sadnutie podpier Sett k		Teplota Tk TMheat=7deg, TMcool=5deg		Vietor pozdĺžny Wx k		Vietor priečny Wy k				Brzdne sily BRx k	
Podpera	Ložisko	Fz MAX [kN]	Fz MIN [kN]	Fz MAX [kN]	Fz MIN [kN]	Fz MAX [kN]	Fz MIN [kN]	Fx MAX [kN]	Fx MIN [kN]	Fy MAX [kN]	Fy MIN [kN]	Fz MAX [kN]	Fz MIN [kN]	Fx MAX [kN]	Fx MIN [kN]
10.2	Ľavé - V	73	-144	241	-241	204	-146	0	0	0	0	127	-127	0	0
11	Ľavé - V	161	-215	592	-590	172	-241	0	0	0	0	250	-250	0	0
12	Ľavé - V	186	-273	701	-710	50	-36	0	0	0	0	296	-296	0	0
13 FIX	Ľavé - J	186	-281	738	-703	18	-25	343	-343	0	0	300	-300	450	-450
14	Ľavé - V	186	-273	701	-825	50	-36	0	0	0	0	296	-296	0	0
15	Ľavé - V	161	-215	794	-590	172	-241	0	0	0	0	250	-250	0	0
16	Ľavé - V	73	-144	241	-347	204	-146	0	0	0	0	127	-127	0	0

10.2	Pravé - J	225	-49	241	-242	204	-146	0	0	146	-146	127	-127	0	0
11	Pravé - J	503	-75	592	-590	172	-241	0	0	467	-467	250	-250	0	0
12	Pravé - J	578	-94	701	-710	50	-36	0	0	511	-511	296	-296	0	0
13 FIX	Pravé - P	579	-97	738	-704	18	-25	343	-343	497	-497	300	-300	450	-450
14	Pravé - J	578	-94	701	-825	50	-36	0	0	511	-511	296	-296	0	0
15	Pravé - J	503	-75	794	-590	172	-241	0	0	467	-467	250	-250	0	0
16	Pravé - J	225	-49	241	-347	204	-146	0	0	146	-146	127	-127	0	0

## 12.2. Návrh drieku piliera č.13 – MSU

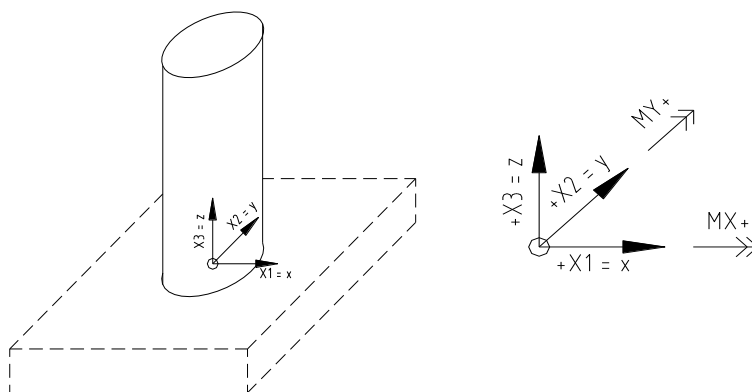
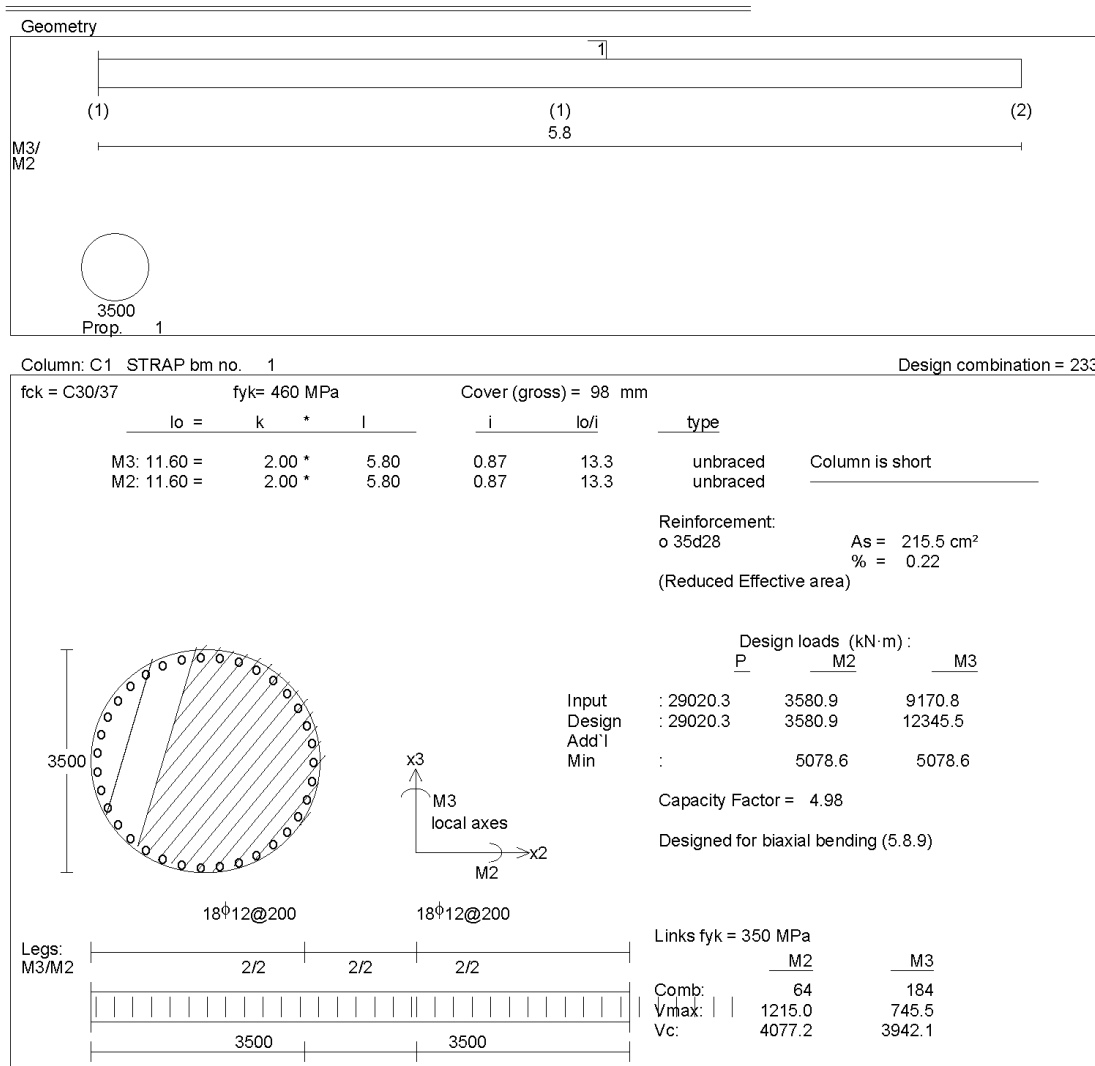
Na základe reakcií v úrovni ložísk boli vytvorené návrhové kombinácie. Na návrhové sily bola navrhnutá výstuž v drieku piliera:

COMBINATIONS DEFINITION				
Comb.				
C1	1	1 * 1.35 +UDL* 0.54 +BRx* 1.35	+ 2 * 1.00	+ 3 * 1.35+TS* 1.01 +SETTk* 1.20+Tk* 0.90
C2	2	1 * 1.00 +UDL* 0.54 +BRx* 1.35	+ 2 * 1.20	+ 4 * 1.00+TS* 1.01 +SETTk* 1.20+Tk* 0.90
C3	3	1 * 1.00 +Tk* 0.50+BRx* 1.00	+ 2 * 1.00	+ 3 * 1.00 +SETTk* 1.00
C4	4	1 * 1.35 +UDL* 0.54 +Wx* 1.50+Wy* 1.50	+ 2 * 1.00	+ 3 * 1.35+TS* 1.01 +SETTk* 1.20+Tk* 0.90
C5	5	1 * 1.00 +UDL* 0.54 +Wx* 1.50+Wy* 1.50	+ 2 * 1.20	+ 4 * 1.00+TS* 1.01 +SETTk* 1.20+Tk* 0.90
C6	6	1 * 1.00 +Wx* 1.00+Wy* 1.00	+ 2 * 1.00	+ 3 * 1.00 +SETTk* 1.00
C7	7	1 * 1.35 +UDL* 1.35 +Wy* 0.90	+ 2 * 1.00	+ 3 * 1.35+TS* 1.35 +SETTk* 1.20+Wx* 0.90 +chodci* 1.35
C8	8	1 * 1.00 +UDL* 1.35 +Wy* 0.90	+ 2 * 1.20	+ 4 * 1.00+TS* 1.35 +SETTk* 1.20+Wx* 0.90 +chodci* 1.35

## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

### Detailed Results (Column C1)



## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

### 12.3. Prehľad reakcií – základové škáry

V nasledovných tabuľkách sú zhrnuté návrhové sily v úrovni základových škár použité pre návrh zakladania.

						R MX2 [kNm]	
		R X1 [kN]	R X2 [kN]	R X3 [kN]	R MX1 [kNm]	R MX2	R MX2 TRENIE*
MAX	Podpera 10.2	0	-267	15398	-887	-2555	±5051
	Podpera 11	0	223	29878	-1602	0	±9800
	Podpera 12	0	351	31084	-1965	0	±9574
	Podpera 13	810	-620	30663	7936	6237	
	Podpera 14	0	338	31085	-1872	0	±9574
	Podpera 15	0	-264	29726	3354	0	±9120
	Podpera 16	0	161	13641	-2611	3846	±1364

\*účinky trenia sú vyjadrené zvlášť

						R MX2 [kNm]	
		R X1 [kN]	R X2 [kN]	R X3 [kN]	R MX1 [kNm]	R MX2	R MX2 TRENIE*
MIN	Podpera 10.2	0	138	7327	-302	-6532	±2403
	Podpera 11	0	-377	14423	6315	0	±4731
	Podpera 12	0	-553	15004	8211	0	±4621
	Podpera 13	-810	386	14665	-1317	-6237	
	Podpera 14	0	-553	15005	7992	0	±4621
	Podpera 15	0	299	14309	-917	0	±4390
	Podpera 16	0	-339	6043	3870	3453	±604

\*účinky trenia sú vyjadrené zvlášť

						R MX2 [kNm]	
		R X1 [kN]	R X2 [kN]	R X3 [kN]	R MX1 [kNm]	R MX2	R MX2 TRENIE*
MAX	Podpera 10.2	0	-334	14140	9991	-4127	±4638
	Podpera 11	0	-441	27513	13396	0	±9024
	Podpera 12	0	-743	28518	17070	0	±8784
	Podpera 13	810	-773	28041	17583	6237	
	Podpera 14	0	-739	28519	16659	0	±8784
	Podpera 15	0	-187	27378	11373	0	±8400
	Podpera 16	0	-539	12351	8948	5135	±1235

\*účinky trenia sú vyjadrené zvlášť

						R MX2 [kNm]	
		R X1 [kN]	R X2 [kN]	R X3 [kN]	R MX1 [kNm]	R MX2	R MX2 TRENIE*
MIN	Podpera 10.2	0	290	12113	-8673	-5996	±3973
	Podpera 11	0	367	23104	-10292	0	±7578
	Podpera 12	0	662	24093	-13050	0	±7421
	Podpera 13	-810	673	23711	-13347	-6237	0
	Podpera 14	0	645	24093	-12704	0	±7426
	Podpera 15	0	228	22950	-8960	0	±7041
	Podpera 16	0	435	10363	-7708	3041	±1036

\*účinky trenia sú vyjadrené zvlášť



### Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

						R MX2 [kNm]	
		R X1 [kN]	R X2 [kN]	R X3 [kN]	R MX1 [kNm]	R MX2	R MX2 TRENIE*
MAX	Podpera 10.2	0	-250	14471	505	-3048	±4747
	Podpera 11	0	-263	24877	6957	0	±8160
	Podpera 12	0	496	26148	-3253	0	±8054
	Podpera 13	1967	89	25665	959	15149	
	Podpera 14	0	-446	25822	10188	0	±7953
	Podpera 15	0	-93	25592	9053	0	±7851
	Podpera 16	0	-334	10508	4216	6446	±1051

\*účinky trenia sú vyjadrené zvlášť

						R MX2 [kNm]	
		R X1 [kN]	R X2 [kN]	R X3 [kN]	R MX1 [kNm]	R MX2	R MX2 TRENIE*
MIN	Podpera 10.2	0	146	10733	-31	-8387	±3520
	Podpera 11	0	401	23891	-2505	0	±7836
	Podpera 12	0	-359	23452	4510	0	±7223
	Podpera 13	-1967	21	23565	1606	-15149	
	Podpera 14	0	577	23566	-5688	0	±7258
	Podpera 15	0	281	22981	-6194	0	±7051
	Podpera 16	0	154	11212	-1869	2725	±1121

\*účinky trenia sú vyjadrené zvlášť

V Bratislave 11/2012

Ing. Andrej Prítula, PhD.

## 12.4 NÁVRH ZAKLADANIA DC 2

### 12.4.1 Geológia, geotechnické parametre

Geotechnické parametre, s ktorými bolo počítané pri návrhu a posúdení základov mosta:

F4 - F6 – íl. zeminy

objemová tiaž	$\gamma$	= 20 KNm-3
efektívny uhol vnútorného trenia	$\varphi_{ef}$	= 17 °
efektívna súdržnosť	$c_{ef}$	= 7 kPa
poissonovo číslo	$\mu$	= 0,40
deformačný modul	$E_{def}$	= 4 MPa

G2 – štrkopiesky, stredne uľahnuté

	$I_d$	= 0,5 – 0,7
objemová tiaž	$\gamma$	= 20 KNm-3
efektívny uhol vnútorného trenia	$\varphi_{ef}$	= 37 °
efektívna súdržnosť	$c_{ef}$	= 0 kPa
poissonovo číslo	$\mu$	= 0,27
deformačný modul	$E_{def}$	= 200 MPa

G2 – štrkopiesky, uľahnuté

	$I_d$	= 0,7
objemová tiaž	$\gamma$	= 20 KNm-3
efektívny uhol vnútorného trenia	$\varphi_{ef}$	= 38 °
efektívna súdržnosť	$c_{ef}$	= 0 kPa
poissonovo číslo	$\mu$	= 0,25
deformačný modul	$E_{def}$	= 350 MPa

Podrobný popis geologických pomerov je v samostatnej inžiniersko-geologickej časti.

### 12.4.2 Návrh technického riešenia základov

Založenie podpier je na pilotových základoch, pozostávajúcich zo základovej pätky a železobetónových pilót Ø1,2m. Hlavy pilót sú votknuté do základovej pätky. Piloty sú navrhnuté ako plávajúce, s možnosťou preinjektovania päty pilót, vŕtané, realizácia pod ochranou oceľovej výpažnice. Úroveň základových škár je vo výkresovej dokumentácii v tab. príl. č.6.

Návrh hĺbkového založenia na plávajúcich pilótach vyplynul z vyhodnotenia geologických pomerov.

Navrhnuté sú 2 typy pilotových základov pre založenie podpier mosta.

Typ 2 pilier č. 13

pätka pilotového základu má rozmery 10 x 10 m, výška 2 m, piloty vŕtané Ø1,2 m, dĺžka pilót 13 m, počet pilót 5 x 5 = 25 ks

Typ 3 piliere č. 11, 12, 14 a 15

pätka pilotového základu má rozmery 8 x 10 m, výška 2 m, piloty vŕtané Ø1,2 m, dĺžka pilot 13 m, počet pilot 4 x 5 = 20 ks

Založenie opôr č. 1 a 16 je na úložnom prahu na železobetónových pilotách Ø1,2 m, dĺžky 14 m, v 2 radoch. Piloty sú navrhnuté ako plávajúce, s možnosťou preinjektovania päty pilot, vŕtané, realizácia pod ochranou ocelevej výpažnice.

Stavebné jamy

Typ 1 piliere č. 5 a 6

stavebná jama sa vybuduje pod ochranou štetovnic Larsen IVn dĺ. 12 m, následne sa budú vŕtať piloty pod ochranou ocelevej výpažnice. Úroveň baranenia štetovnic a vŕtania pilot je vyznačená v pril. č. 7 výkres.dokumentácie. Po vyhlásení stavebnej jamy na úroveň základovej škáry sa zriadia v stavebnej jame dočasné šachty na čerpanie presakujúcej vody, následne sa vybuduje podkladný betón, uloží sa výstuž pätky a pätky sa vybetónuje.. Poloha a výšková úroveň základu umožňuje úpravu brehu lomovým kameňom uloženým v betónovom lôžku o celkovej hrúbke 0,5-0,8 m.

Typ 2 a, piliere 2 a 3

stavebná jama sa vybuduje v časti od hrádze pod ochranou štetovnic Larsen III n dĺ. 8 m, v druhej časti ako svahová stavebná jama. Vŕtanie pilot bude z úrovne dna stavebnej jamy.

Typ 2, 3 b, piliere 4, 7-15

stavebná jama sa vybuduje ako svahová stavebná jama s prístupovou rampou, vŕtanie pilot bude z úrovne dna stavebnej jamy. Spätný zásyp na úroveň upraveného terénu bude z materiálu vhodných odťažených štrkopieskov.

Pri realizácii pilót sa požaduje meranie integrity pilót meraním dynamickej odozvy poklepu (PIT), alebo meranie ultrazvukovou metódou (CHA) prípadne ich kombináciou.

Zaťažovacie skúšky pilót

návrh po 2 skúšky pri základoch pilierov č. 5, 6 a po jednej skúške pri ostatných základoch, spolu 18 zaťažovacích skúšok.

### 12.4.3 Výpočet

Predmetom statického výpočtu je návrh a posúdenie základov, popísaných v bode 12.4.2.

Výpočet je podľa Eurokódu 7 – 1 Navrhovanie geotechnických konštrukcií a príslušných noriem, použitý programový systém GEO 5 .

#### 12.4.3.1 Zaťaženia k úrovni základovej škáry – na celý základ – skupina pilot a max. namáhanie 1 piloty

Zaťaženia pre jednotlivé základy podpier k úrovni základovej škáry na celý základ a výpočet max. namáhanej piloty pre jednotlivé kombinácie je v excel. Tab. č. 12.4.3.1

### 12.4.3.2 Posúdenie hĺbkového základu – skupina pilot

Posúdenie je spracované programom Geo 5 v module päťka ako fiktívny základ v úrovni päty pilot.

Zaťaženia sú uvedené v tab. bod 12.4.3.1

#### A, Posúdenie základu typ P-T2, rozmery základ. pätky 10 x 10 m, h 2 m

Posouzení plošného základu

Vstupní data

##### Parametry zemin

###### G2\_id05

Objemová tíha :	$\gamma$	=	20.00	kN/ m <sup>3</sup>
Úhel vnútorného trení :	$\varphi_{ef}$	=	37.00	°
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$	=	0.00	kPa
Modul přetvárnosti :	$E_{def}$	=	200.00	MPa
Poissonovo číslo :	$\nu$	=	0.30	
Koef. strukturní pevnosti :	$m$	=	0.30	
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	20.00	kN/ m <sup>3</sup>

###### G2\_id07

Objemová tíha :	$\gamma$	=	20.00	kN/ m <sup>3</sup>
Úhel vnútorného trení :	$\varphi_{ef}$	=	38.00	°
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$	=	0.00	kPa
Modul přetvárnosti :	$E_{def}$	=	300.00	MPa
Poissonovo číslo :	$\nu$	=	0.30	
Koef. strukturní pevnosti :	$m$	=	0.30	
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	20.00	kN/ m <sup>3</sup>

##### Založení

###### Typ základu: centrická patka

Hĺoubka od pôvodného terénu	$h_z$	=	14.00	m
Hĺoubka základové spáry	$d$	=	12.00	m
Tloušťka základu	$t$	=	2.80	m
Sklon upraveného terénu	$s_1$	=	0.00	°
Sklon základové spáry	$s_2$	=	0.00	°

Objemová tíha zeminy nad základem = 20.00 kN/m<sup>3</sup>

##### Geometrie konstrukce

###### Typ základu: centrická patka

Délka patky	$x$	=	10.00	m
Šířka patky	$y$	=	10.00	m
Šířka sloupu ve směru x	$c_x$	=	3.15	m
Šířka sloupu ve směru y	$c_y$	=	3.15	m
Objem patky		=	280.00	m <sup>3</sup>

##### Materiál konstrukce

Objemová tíha  $\gamma = 23.00$  kN/m<sup>3</sup>

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

## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2\_zakladanie

Beton : C 25/30

Válcová pevnost v tlaku

$$f_{ck} = 25.00 \text{ MPa}$$

Pevnosť v tahu

$$f_{ctm} = 2.60 \text{ MPa}$$

Modul pružnosti

$$E_{cm} = 31000.00 \text{ MPa}$$

Ocel podélná : B500

Mez kluzu




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

Ocel příčná: B500

Mez kluzu

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

## Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	14.00	G2_id05	
2	3.00	G2_id05	
3	-	G2_id05	

## Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	H <sub>x</sub> [kN]	H <sub>y</sub> [kN]
	nové	změna							
1	ANO		A3_k1	Návrhové	36699.00	13505.00	9369.00	0.00	484.00
2	ANO		A3_k2	Návrhové	27362.00	10069.00	31258.00	0.00	1653.00
3	ANO		Zatížení č. 1	Užitné	36699.00	13505.00	9369.00	0.00	484.00
4	ANO		Zatížení č. 2	Užitné	27362.00	10069.00	31258.00	0.00	1653.00

## Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 3.00 m od původního terénu.

## Nastavení výpočtu

Typ výpočtu - Výpočet pro odvodněné podmínky

Výpočet svislé únosnosti - Standardní postup

Výpočet sednutí - Výpočet pomocí oedometrického modulu (ČSN 73 1001)

Omezení deformační zóny - pomocí strukturní pevnosti

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Zadání koeficientů : Standard

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Návrhová situace : trvalá

Součinitelé redukce zatížení (F)	Souč.	Nepříznivé [-]	Příznivé [-]
Stálé zatížení	$\gamma_G$	1.35	1.00
Součinitelé redukce odporu (R)		Souč.	[-]
Součinitel redukce svislé únosnosti		$\gamma_{Rvs}$	1.40
Součinitel redukce vodorovné únosnosti		$\gamma_{Rhs}$	1.10

## Posouzení čís. 1

### Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e <sub>x</sub> [m]	e <sub>y</sub> [m]	σ [kPa]	R <sub>d</sub> [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
A3_k1	Ano	-0.19	-0.30	547.60	7995.60	6.85	Ano

### Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2\_zakladanie

Název	VI. tíha příznivě	$e_x$ [m]	$e_y$ [m]	$\sigma$ [kPa]	$R_d$ [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
A3_k1	Ne	-0.17	-0.28	592.16	8017.02	7.39	Ano
A3_k2	Ano	-0.78	-0.37	513.49	7291.36	7.04	Ano
A3_k2	Ne	-0.70	-0.33	556.07	7385.93	7.53	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky  $G = 4914.00$  kN

Spočtená tíha nadloží  $Z = 12403.67$  kN

#### Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (A3\_k2)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy  $z_{sp} = 20.59$  m

Dosah smykové plochy  $l_{sp} = 70.34$  m

Výpočtová únosnost zákl. půdy  $R_d = 7385.93$  kPa

Extrémní kontaktní napětí  $\sigma = 556.07$  kPa

**Svislá únosnost VYHOVUJE**

#### Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (A3\_k2)

Zemní odpor: klidový

Výpočtová velikost zemního odporu  $S_{pd} = 1293.30$  kN

Úhel tření základ-základová spára  $\psi = 37.00^\circ$

Soudržnost základ-základová spára  $a = 0.00$  kPa

Horizontální únosnost základu  $R_{dh} = 28707.79$  kN

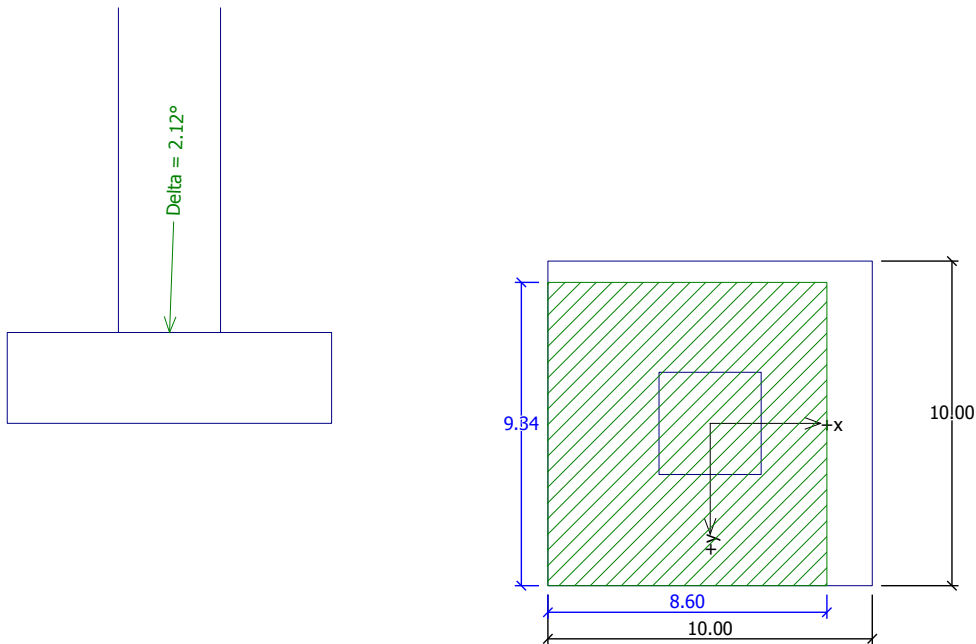
Extrémní horizontální síla  $H = 1653.00$  kN

**Vodorovná únosnost VYHOVUJE**

**Únosnost základu VYHOVUJE**

## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2\_zakladanie



### B, Posúdenie základu typ P-T3, rozmery základ. pätky 8 x 10 m, h 2 m

Posouzení plošného základu

Vstupní data

#### Parametry zemin

##### G2\_id05

Objemová tíha :	$\gamma$	=	20.00	kN/ m <sup>3</sup>
Úhel vnútorného trení :	$\varphi_{ef}$	=	37.00	°
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$	=	0.00	kPa
Modul přetvárnosti :	$E_{def}$	=	200.00	MPa
Poissonovo číslo :	$\nu$	=	0.30	
Koef. strukturní pevnosti :	$m$	=	0.30	
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	20.00	kN/ m <sup>3</sup>

##### G2\_id07

Objemová tíha :	$\gamma$	=	20.00	kN/ m <sup>3</sup>
Úhel vnútorného trení :	$\varphi_{ef}$	=	38.00	°
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$	=	0.00	kPa
Modul přetvárnosti :	$E_{def}$	=	300.00	MPa
Poissonovo číslo :	$\nu$	=	0.30	
Koef. strukturní pevnosti :	$m$	=	0.30	
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	20.00	kN/ m <sup>3</sup>

#### Založení

##### Typ základu: centrická patka

Hĺbokka od pôvodného terénu  $h_z$  = 14.00 m

Hĺbokka základové spáry  $d$  = 12.00 m

## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2\_zakladanie

Tloušťka základu  $t = 2.80 \text{ m}$   
Sklon upraveného terénu  $s_1 = 0.00^\circ$   
Sklon základové spáry  $s_2 = 0.00^\circ$

Objemová tíha zeminy nad základem =  $20.00 \text{ kN/m}^3$

### Geometrie konstrukce

#### Typ základu: centrická patka

Délka patky  $x = 8.00 \text{ m}$   
Šířka patky  $y = 10.00 \text{ m}$   
Šířka sloupu ve směru  $x$   $c_x = 3.15 \text{ m}$   
Šířka sloupu ve směru  $y$   $c_y = 3.15 \text{ m}$   
Objem patky  $= 224.00 \text{ m}^3$

### Materiál konstrukce

Objemová tíha  $\gamma = 23.00 \text{ kN/m}^3$

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

Beton : C 25/30

Válcová pevnost v tlaku  $f_{ck} = 25.00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu  $f_{ctm} = 2.60 \text{ MPa}$

Modul pružnosti  $E_{cm} = 31000.00 \text{ MPa}$




Ocel podélná : B500

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

Ocel příčná: B500

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

### Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	14.00	G2_id05	
2	3.00	G2_id05	
3	-	G2_id05	

### Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	$M_x$ [kNm]	$M_y$ [kNm]	$H_x$ [kN]	$H_y$ [kN]
	nové	změna							
1	ANO		B3_k1	Návrhové	31084.00	9574.00	1965.00	0.00	351.00
2	ANO		B3_k2	Návrhové	28518.00	8784.00	17070.00	0.00	743.00
3	ANO		Zatížení č. 1	Užitné	31084.00	9574.00	1965.00	0.00	351.00
4	ANO		Zatížení č. 2	Užitné	28518.00	8784.00	17070.00	0.00	743.00

### Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 3.00 m od původního terénu.

### Nastavení výpočtu

Typ výpočtu - Výpočet pro odvodněné podmínky

Výpočet svislé únosnosti - Standardní postup

Výpočet sednutí - Výpočet pomocí oedometrického modulu (ČSN 73 1001)

Omezení deformační zóny - pomocí strukturní pevnosti

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Zadání koeficientů : Standard

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu



## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2\_zakladanie

Návrhová situace : trvalá

Součinitelé redukce zatížení (F)	Souč.	Nepříznivé [-]	Příznivé [-]
Stálé zatížení	$\gamma_G$	1.35	1.00

Součinitelé redukce odporu (R)	Souč.	[-]
Součinitel redukce svislé únosnosti	$\gamma_{Rvs}$	1.40
Součinitel redukce vodorovné únosnosti	$\gamma_{Rhs}$	1.10

## Posouzení čís. 1

### Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	$e_x$ [m]	$e_y$ [m]	$\sigma$ [kPa]	$R_d$ [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
B3_k1	Ano	-0.05	-0.26	548.67	7579.01	7.24	Ano
B3_k1	Ne	-0.04	-0.24	592.53	7583.72	7.81	Ano
B3_k2	Ano	-0.44	-0.28	574.56	7178.52	8.00	Ano
B3_k2	Ne	-0.41	-0.26	617.47	7216.95	8.56	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky  $G = 3931.20$  kN

Spočtená tíha nadloží  $Z = 9649.67$  kN

### Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (B3\_k2)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy  $z_{sp} = 16.48$  m

Dosah smykové plochy  $l_{sp} = 56.27$  m

Výpočtová únosnost zákl. půdy  $R_d = 7216.95$  kPa

Extrémní kontaktní napětí  $\sigma = 617.47$  kPa

**Svislá únosnost VYHOVUJE**

### Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (B3\_k2)

Zemní odpor: klidový

Výpočtová velikost zemního odporu  $S_{pd} = 1293.30$  kN

Úhel tření základ-základová spára  $\psi = 37.00^\circ$

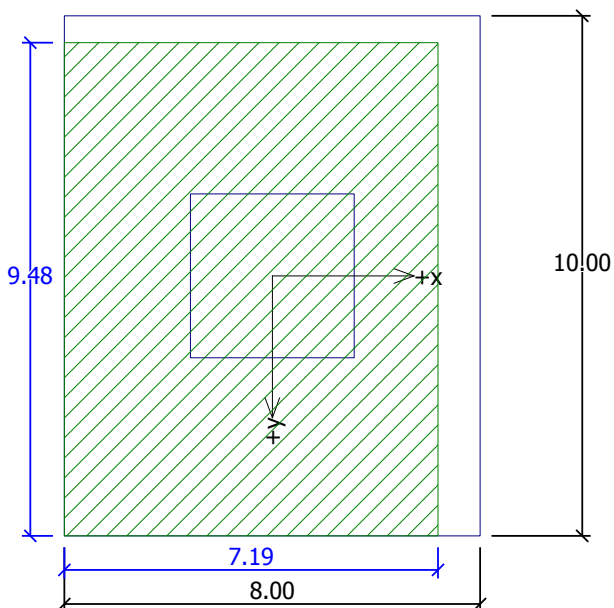
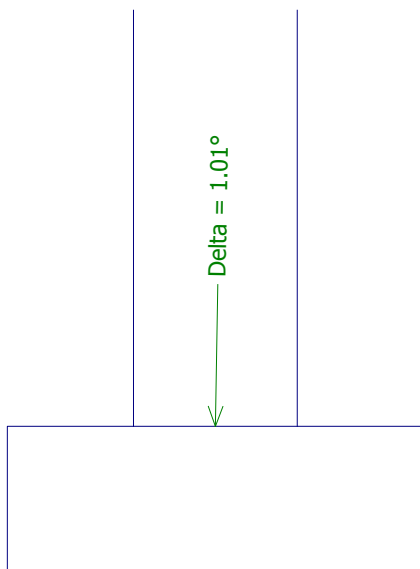
Soudržnost základ-základová spára  $a = 0.00$  kPa

Horizontální únosnost základu  $R_{dh} = 27603.49$  kN

Extrémní horizontální síla  $H = 743.00$  kN

**Vodorovná únosnost VYHOVUJE**

**Únosnost základu VYHOVUJE**



### 12.4.3.3 Posúdenie max. namáhanej piloty

Posúdenie je spracované programom Geo 5 v module pilota pre max. namáhanú pilotu, dĺžky 11 m a 13 m.

Zaťaženia sú uvedené v tab. bod 12.4.3.1

### B, Posúdenie piloty dl. 13 m – typ základu P-T2-3, O

Vstupní data

Parametry zemin

#### G2\_stredne\_ulahnuté

Objemová tíha :	$\gamma$	=	20.00 kN/m <sup>3</sup>
Úhel vnútorného trení :	$\varphi_{ef}$	=	37.00 °
Soudržnost zemin :	$c_{ef}$	=	0.00 kPa
Poissonovo číslo :	$\nu$	=	0.27
Modul přetvárnosti :	$E_{def}$	=	200.00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	20.00 kN/m <sup>3</sup>
Typ zemin :			soudržná

il

## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2\_zakladanie

Objemová tíha :	$\gamma$	=	20.00 kN/m <sup>3</sup>
Úhel vnútorného trenia :	$\varphi_{ef}$	=	17.00 °
Soudržnosť zeminy :	$c_{ef}$	=	7.00 kPa
Poissonovo číslo :	$\nu$	=	0.40
Modul pretvárnosti :	$E_{def}$	=	4.00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	20.00 kN/m <sup>3</sup>
Typ zeminy :	soudržná		

### Geometrie

Profil piloty: kruhová

#### Rozměry

Průměr  $d = 1.20$  m

Délka  $l = 14.00$  m

#### Umístění

Vysazení  $h = 1.00$  m

Hĺbka upraveného terénu  $h_z = 2.50$  m

Typ technologie: vrtaná

Modul reakce podloží uvažován podle ČSN 731004.

### Materiál konstrukce

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

Beton : C 20/25

Válcová pevnost v tlaku  $f_{ck} = 20.00$  MPa

Pevnost v tahu  $f_{ctm} = 2.20$  MPa

Modul pružnosti  $E_{cm} = 30000.00$  MPa

Modul pružnosti ve smyku  $G = 12500.00$  MPa

Ocel podélná : B500

Mez kluzu  $f_{yk} = 500.00$  MPa

### Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	5.00	il	
2	13.00	G2_stredne_ulahnuté	
3	-	G2_stredne_ulahnuté	

### Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	$M_x$ [kNm]	$M_y$ [kNm]	$H_x$ [kN]	$H_y$ [kN]
	nové	změna							
1	ANO		Zatížení č. 1	Návrhové	2120.00	0.00	0.00	30.00	70.00
2	ANO		Zatížení č. 2	Užitné	2120.00	0.00	0.00	30.00	70.00

### Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 6.00 m od původního terénu.

### Celkové nastavení výpočtu

Výpočet svislé únosnosti : klasická teorie

Metoda výpočtu : ČSN 73 1002

Zatěžovací křivka : nelineární (Masopust)

Norma výpočtu bet.konstrukcí - EN 1992-1-1 (EC2)

## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2\_zakladanie

### Nastavení výpočtu fáze

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Zadání koeficientů : Slovensko

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Návrhová situace : trvalá

Součinitel redukce zatížení (F)	Souč.	Nepříznivé [-]	Příznivé [-]
Stálé zatížení	$\gamma_G$	1.35	1.00

Součinitel redukce odporu (R) - vrtaná	Souč.	[-]
Součinitel redukce odporu na plášti	$\gamma_s$	1.10
Součinitel redukce odporu na patě	$\gamma_b$	1.10
Součinitel redukce únosnosti tažené piloty	$\gamma_{st}$	1.15

### Posouzení čís. 1

#### Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie MS - mezivýsledky

Výpočet únosnosti v patě:

Součinitel únosnosti  $N_c = 55.63$

Součinitel únosnosti  $N_d = 42.92$

Součinitel únosnosti  $N_b = 47.38$

Součinitel únosnosti  $K_1 = 1.00$

Výpočtová únosnost na patě piloty  $R_{bd} = 11542.72 \text{ kPa}$

Plocha příčného řezu piloty  $A_p = 1.13E+00 \text{ m}^2$

Únosnost na plášti piloty:

Zkrácení účinné délky piloty  $L_p = 3.68 \text{ m}$

Hloubka [m]	Mocnost [m]	$\varphi_d$ [°]	$c_{ud}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{R2}$ [-]	$f_s$ [kPa]	$R_{si}$ [kN]
2.50	2.50	17.00	7.00	20.00	1.00	12.01	102.91
3.50	1.00	37.00	0.00	20.00	1.00	27.55	94.44
9.32	5.82	37.00	0.00	10.00	1.00	45.52	908.27

#### Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie MS - výsledky

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení tlačené piloty:

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (Zatížení č. 2)

Únosnost piloty na plášti  $R_s = 1105.61 \text{ kN}$

Únosnost piloty v patě  $R_b = 11867.74 \text{ kN}$

Únosnost piloty  $R_c = 12973.34 \text{ kN}$

Extrémní svislá síla  $V_d = 2120.00 \text{ kN}$

$R_c = 12973.34 \text{ kN} > 2120.00 \text{ kN} = V_d$

**Svislá únosnost piloty VYHOVUJE**

## Posouzení čís. 1

### Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data

Vrstva a	Počátek [m]	Konec [m]	Mocnost [m]	$E_s$ [MPa]	Součinitel a	Součinitel b
1	0.00	2.50	2.50	11.38	46.00	20.00
2	2.50	13.00	10.50	30.90	62.00	16.00

Uvažovat zatížení : návrhové

Součinitel vlivu ochrany dřívku  $m_2 = 1.00$

Limitní sedání piloty  $s_{lim} = 20.0$  mm

Regresní součinitel  $e = 268.00$

Regresní součinitel  $f = 175.00$

### Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky

Mezní síla na plášti piloty  $R_{sy} = 2599.32$  kN  
 Velikost napětí na patě při  $R_{sy}$   $q_0 = 251.85$  kPa  
 Průměrné plášťové tření  $q_s = 53.04$  kPa  
 Průměrný sečnový modul deformace  $E_s = 27.15$  MPa  
 Součinitel přenosu zatížení do paty  $\beta = 0.10$

Příčinkové součinitele sedání :

Základní - závislý na poměru  $l/d$   $I_1 = 0.14$

Součinitel vlivu tuhosti piloty  $R_k = 1.04$

Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy  $R_h = 1.00$

### Body zatěžovací křivky

Sednutí [mm]	Zatížení [kN]
0.0	0.00
2.5	1260.51
5.0	1782.63
7.5	2183.27
10.0	2521.02
12.5	2818.59
15.0	2908.29
17.5	2939.86
20.0	2971.43
22.5	3003.00
25.0	3034.57

### Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace plášť.tření  $R_{yu} = 2884.15$  kN

Velikost sedání odpovídající síle  $R_{yu}$   $s_y = 13.1$  mm

Únosnosti odpovídající sednutí 25 mm :

Únosnost paty  $R_{bu} = 435.25$  kN

Celková únosnost  $R_c = 3034.57$  kN

Pro zatížení  $Q = 2120.00$  kN je sednutí piloty 7.1 mm

## Posouzení čís. 1

### Vstupní data pro výpočet vodorovné únosnosti piloty

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepríznivějších zatěžovacích stavů.  
Vodorovná únosnost posouzena ve směru maximálního účinku zatížení.

### Průběhy vnitřních sil a deformace piloty

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě - maximální hodnoty:

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m <sup>3</sup> ]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
0.00	0.00	2.35	0.47	0.00	76.16	0.00
0.70	0.00	2.00	0.47	1.02	76.16	49.00
1.00	0.00	1.85	0.46	1.66	75.43	69.76
1.00	2.22	1.85	0.46	1.66	75.43	69.76
1.40	2.22	1.65	0.45	2.52	74.46	97.44
2.10	2.22	1.31	0.42	2.68	71.70	144.42
2.80	2.22	1.00	0.38	2.05	69.55	189.83
3.50	2.22	0.73	0.34	37.98	67.93	234.03
3.50	111.11	0.73	0.34	37.98	67.93	234.03
4.20	111.11	0.49	0.28	50.52	11.16	258.30
4.90	111.11	0.30	0.22	31.15	23.72	252.64
5.60	111.11	0.16	0.16	16.25	43.33	228.44
6.30	111.11	0.05	0.12	5.41	52.16	194.49
7.00	111.11	0.02	0.08	2.15	53.38	157.20
7.70	111.11	0.06	0.04	7.12	49.63	120.92
8.40	111.11	0.08	0.02	9.75	42.99	88.39
9.10	111.11	0.09	0.00	10.65	35.02	61.04
9.80	111.11	0.09	0.01	10.36	26.85	39.40
10.50	111.11	0.08	0.02	9.29	19.23	23.32
11.20	111.11	0.06	0.02	7.76	12.62	12.24
11.90	111.11	0.05	0.02	5.99	7.30	5.35
12.60	111.11	0.03	0.02	4.12	3.40	1.69
13.30	111.11	0.02	0.02	2.20	0.96	0.25
14.00	111.11	0.00	0.02	0.28	0.00	0.00

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě - minimální hodnoty:

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m <sup>3</sup> ]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
0.00	0.00	-2.16	-0.51	0.00	-70.00	-0.00
0.70	0.00	-1.83	-0.51	-1.11	-70.00	-53.31
1.00	0.00	-1.70	-0.50	-1.81	-69.33	-75.89
1.00	2.22	-1.70	-0.50	-1.81	-69.33	-75.89
1.40	2.22	-1.51	-0.49	-2.74	-68.44	-106.01
2.10	2.22	-1.21	-0.46	-2.92	-65.91	-157.13
2.80	2.22	-0.92	-0.42	-2.23	-63.92	-206.53
3.50	2.22	-0.67	-0.37	-41.32	-62.44	-254.62
3.50	111.11	-0.67	-0.37	-41.32	-62.44	-254.62
4.20	111.11	-0.45	-0.30	-54.97	-10.26	-281.02
4.90	111.11	-0.28	-0.24	-33.89	-25.81	-274.86
5.60	111.11	-0.15	-0.18	-17.68	-47.14	-248.54
6.30	111.11	-0.05	-0.13	-5.88	-56.74	-211.60
7.00	111.11	-0.02	-0.08	-1.97	-58.07	-171.02

### Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2\_zakladanie

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m <sup>3</sup> ]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
7.70	111.11	-0.06	-0.05	-6.55	-53.99	-131.56
8.40	111.11	-0.09	-0.02	-8.96	-46.77	-96.16
9.10	111.11	-0.10	-0.00	-9.79	-38.10	-66.41
9.80	111.11	-0.09	-0.01	-9.52	-29.21	-42.87
10.50	111.11	-0.08	-0.02	-8.54	-20.92	-25.37
11.20	111.11	-0.07	-0.02	-7.14	-13.74	-13.32
11.90	111.11	-0.05	-0.02	-5.51	-7.95	-5.82
12.60	111.11	-0.04	-0.02	-3.78	-3.69	-1.83
13.30	111.11	-0.02	-0.02	-2.02	-1.04	-0.27
14.00	111.11	-0.00	-0.02	-0.26	-0.00	-0.00

#### Maximální vnitřní síly a deformace:

Max.deformace piloty = 2.4 mm  
Max.posouvající síla = 76.16 kN  
Maximální moment = 281.02 kNm

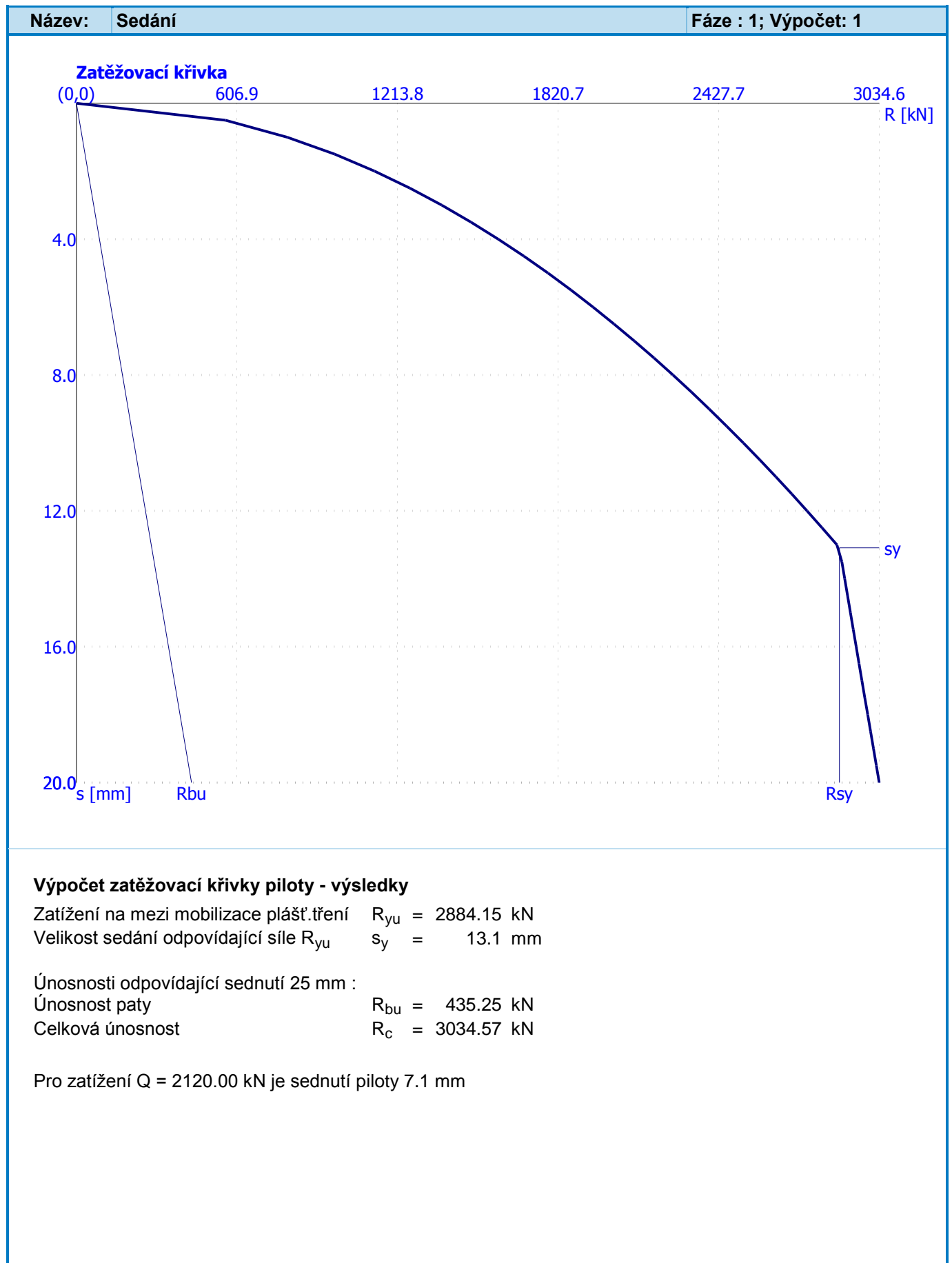
#### Dimenzace výztuže:

Vyztužení - 12 ks profil 20.0 mm; krytí 70.0 mm  
Typ konstrukce (stupně vyztužení) : pilota

Stupeň vyztužení  $\rho = 0.333 \% > 0.250 \% = \rho_{\min}$

Zatížení :  $N_{Ed} = -2120.00$  kN (tlak) ;  $M_{Ed} = 281.02$  kNm  
Únosnost :  $N_{Rd} = -11362.84$  kN;  $M_{Rd} = 1506.25$  kNm

**Navržená výztuž piloty VYHOVUJE**





#### **12.4.4 Záver**

Statický výpočet preukázal požadovanú únosnosť navrhnutých typov základov (v tab. 12.4.3.1) a tiež vypočítané deformácie a nerovnomerné sadanie je menšie ako sú vstupné hodnoty pri výpočte nosnej konštrukcie mosta.

#### **Upozornenie :**

Rozhodnutie o konečnom počte zaťažovacích skúšok (resp. pilótach, na ktorých je potrebné uskutočniť zaťažovacie skúšky), budú spresnené statikom a geotechnikom v priebehu vrtných prác pre pilótové základy (resp. po realizácii doplňujúceho a kontrolného prieskumu).

Pri realizácii zakladania je nevyhnutné pri vŕtaní pilót zabezpečiť tiež trvalý geotechnický dozor, ktorý vyhodnotí skutočné vlastnosti podložia a overí kvalitatívnu zhodu skutočnosti s predpokladmi geotechnických výpočtov a taktiež statické zaťažovacie skúšky únosnosti pilót.

V prípade nezrovnalostí pevnostných a deformačných vlastností zemín a hornín, je potrebné realizovať príslušné opatrenia za účelom dosiahnutia požadovanej únosnosti pilót v spolupráci s projektantom – geotechnikom a statikom.

Bratislava, 11 / 2012

vypracoval : Ing. Peter Čulík

1 Zaťaženia k úrovni základ. škáry na základ - skupina pilot  
návrhové (výpočtové) hodnoty 1.MSU

kombinácia 1

	podpery č.	R X1 [kN]	R X2 [kN]	R X3 [kN]	R MX1 [kNm]	R MX2 [kNm]
		H x	H y	N c	M y	M x
B1_opora	16	0	161	13 641	2 611	3 846
B2_podpery	13	810	620	30 663	7 936	6 237
B3_podpery	10.2-12, 14-15	0	351	31 084	1 965	9 574

2 Zaťaženia - max namáhanie 1 piloty  
návrhové (výpočtové) hodnoty 1.MSU

kombinácia 1

	podpery č.	základ typ	H x kN	H y kN	N c kN
B1_opora	16	O	0	12	1 350
B2_podpery	13	P-T2	32	25	1 510
B3_podpery	10.2-12, 14-15	P-T3	0	18	1 891

Typy základov	základ pätky a*b*h (m)	piloty x*y (ks)_dl.	hodnoty max namáhanej piloty		
			H x kN	H y kN	N c kN
P-T2	10*10*2	5*5 _ dl. 13m	0	66	1 921
P-T3	8*10*2	4*5 _ dl. 13m	0	37	2 116
O	3.5*17.1	2*7 _ dl. 14 m	0	39	1 529

x - os mosta

kombinácia 2

	podpery č.	R X1 [kN]	R X2 [kN]	R X3 [kN]	R MX1 [kNm]	R MX2 [kNm]
		H x	H y	N c	M y	M x
B1_opora	16	0	539	12 351	8 948	5 135
B2_podpery	13	810	773	28 041	17 583	6 237
B3_podpery	10.2-12, 14-15	0	743	28 518	17 070	8 784

kombinácia 2

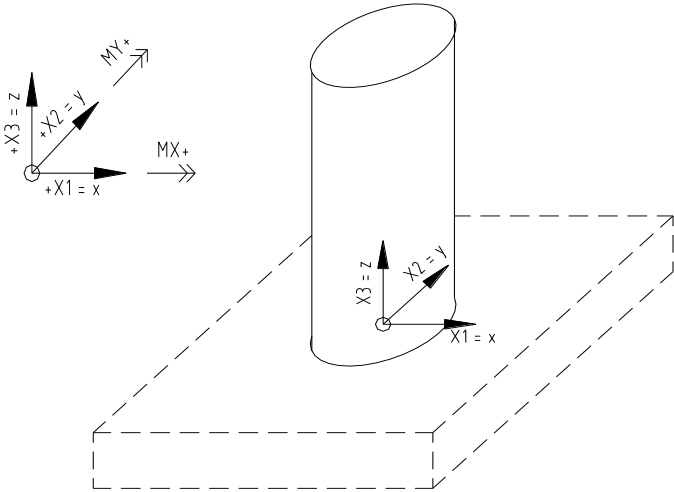
	podpery č.	základ typ	H x kN	H y kN	N c kN
B1_opora	16	O	0	39	1 529
B2_podpery	13	P-T2	32	31	1 598
B3_podpery	10.2-12, 14-15	P-T3	0	37	2 116

kombinácia 3

	podpery č.	R X1 [kN]	R X2 [kN]	R X3 [kN]	R MX1 [kNm]	R MX2 [kNm]
		H x	H y	N c	M y	M x
B1_opora	16	0	334	10 508	4 216	6 446
B2_podpery	13	1 967	89	25 665	959	15 149
B3_podpery	10.2-12, 14-15	0	496	26 148	3 253	8 054

kombinácia 3

	podpery č.	základ typ	H x kN	H y kN	N c kN
B1_opora	16	O	0	24	1 375
B2_podpery	13	P-T2	79	4	1 349
B3_podpery	10.2-12, 14-15	P-T3	0	25	1 630



### **13. Použitá literatúra**

Pre účely statického výpočtu boli použité nasledovné normy a s príslušnými národnými prílohami:

- [1] STN EN 1990 Zásady navrhovania nosných konštrukcií , príloha A2: Mosty
- [2] STN EN 1991-1-1 Zaťaženia konštrukcií, Časť 1-1: Všeobecné zaťaženia – Objemové hmotnosti, vlastná tiaž a úžitkové zaťaženia
- [3] STN EN 1991-1-5 Zaťaženia konštrukcií, Časť 1-5: Všeobecné zaťaženia – Zaťaženia účinkami tepla
- [4] STN EN 1991-2 Zaťaženia konštrukcií, Časť 2: Zaťaženie mostov dopravou
- [5] STN EN 1992-1-1 Navrhovanie betónových konštrukcií, Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre pozemné stavby
- [6] STN EN 1992-2/2005 Navrhovanie betónových konštrukcií, Časť 2: Betónové mosty

## **Statický výpočet**

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

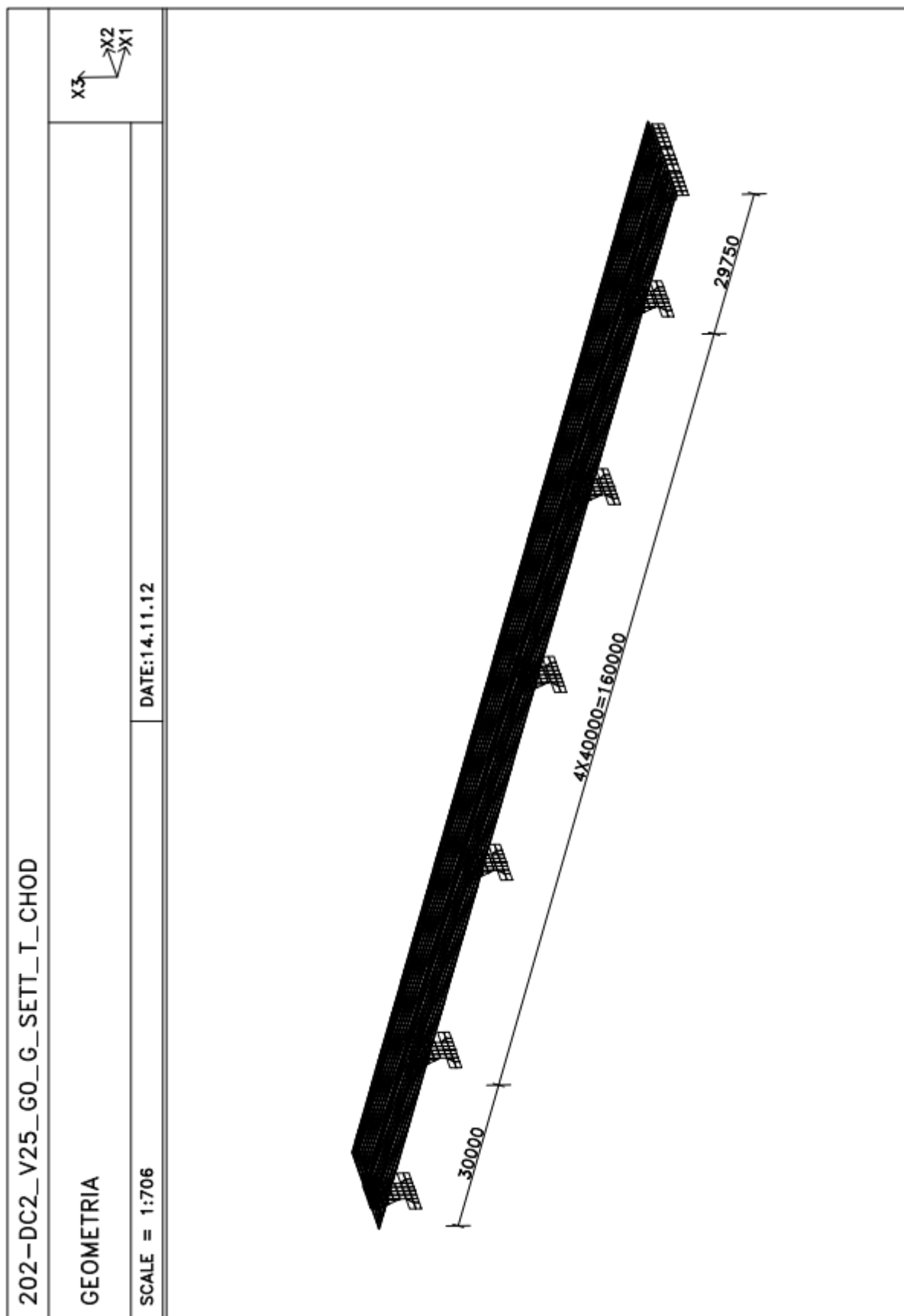
### **14. Grafické prílohy**



## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

- Výpočtový model – geometria



**Statický výpočet**

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

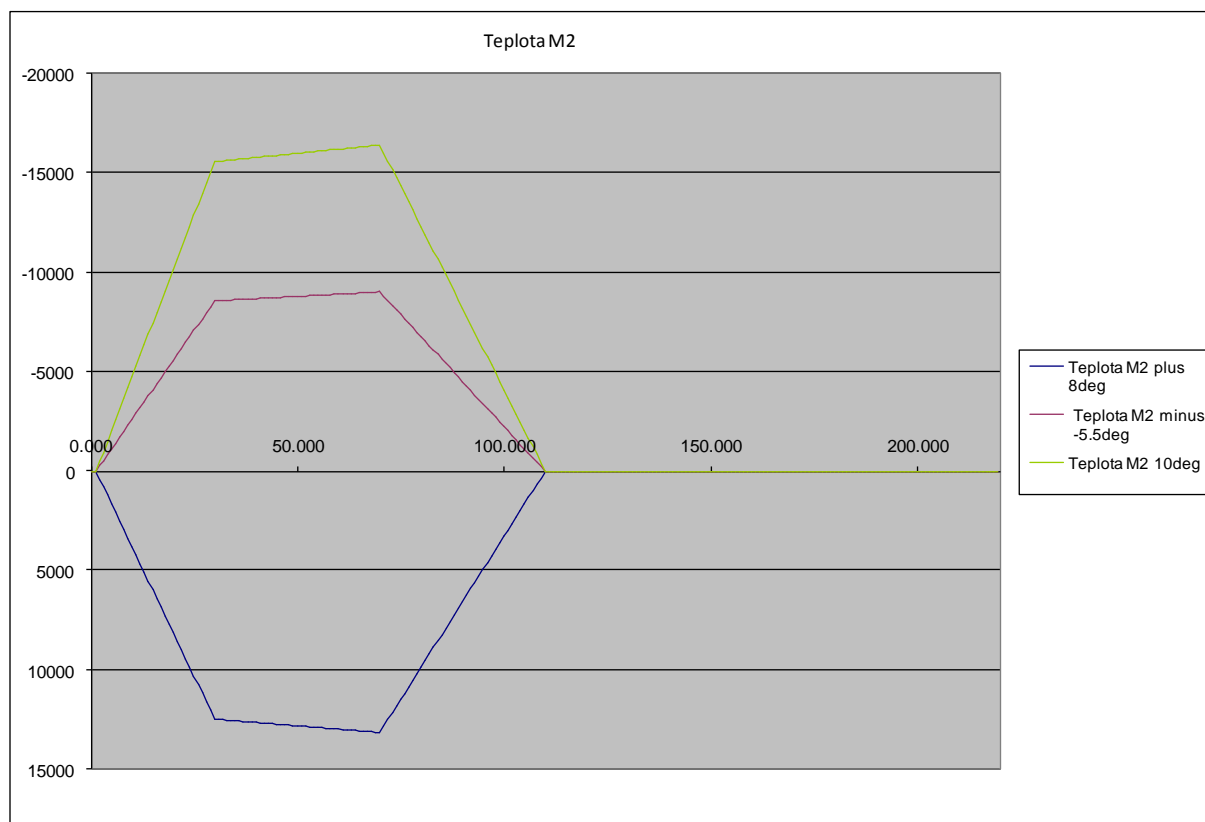
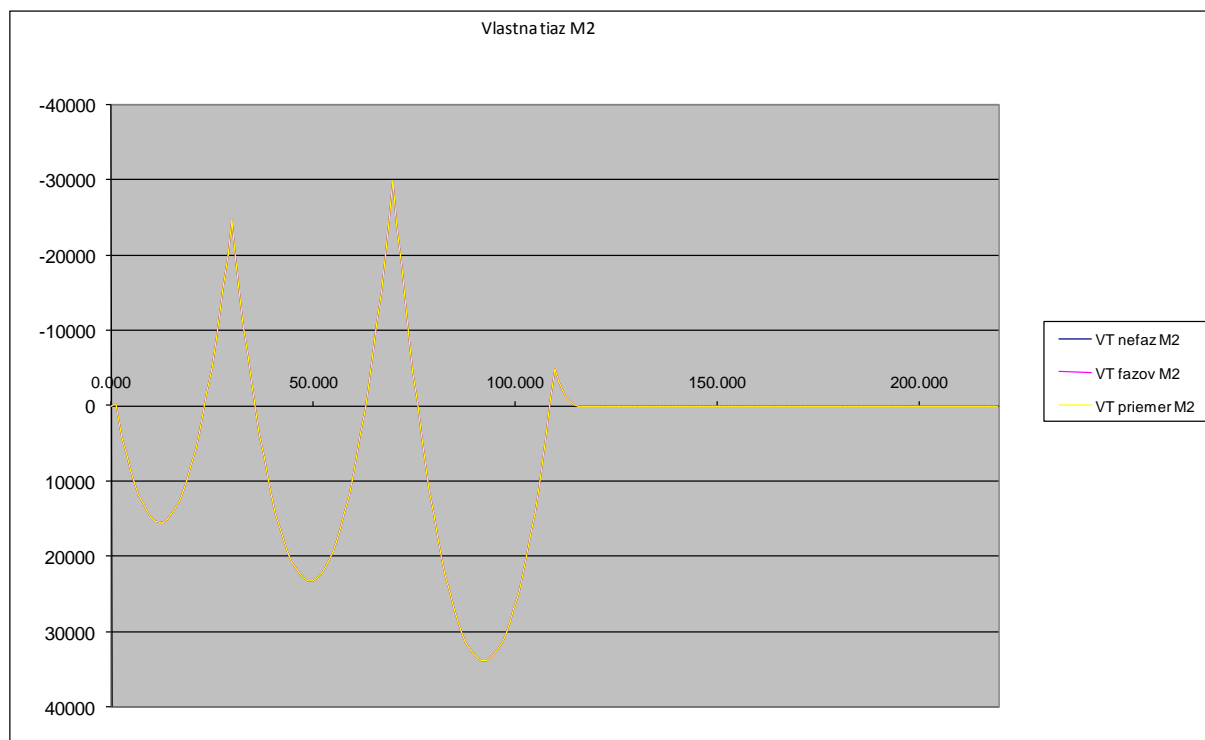
- Výpočtový model –vlastnosti priereзов hlavného nosníka

<b>SECTION PROPERTY TABLE (units - meter)</b>					
PROPERTY NO. 1					
A=0.2198E+02	I2=0.1556E+02	I3=0.2240E+03	J=0.3709E+02	SF2=0.500	SF3=0.500
Material = 2 - C45		Perimeter=37.938			
h2=17.100	h3=2.700	e2=8.550	e3=1.556		
__Solid P01					
PROPERTY NO. 2					
A=0.9850E+01	I2=0.9559E+01	I3=0.1740E+03	J=0.2113E+02	SF2=0.500	SF3=0.500
Material = 2 - C45		Perimeter=37.938			
h2=17.100	h3=2.700	e2=8.550	e3=1.818		
__Solid P02					
PROPERTY NO. 3					
A=0.1006E+02	I2=0.9957E+01	I3=0.1752E+03	J=0.2180E+02	SF2=0.500	SF3=0.500
Material = 2 - C45		Perimeter=37.938			
h2=17.100	h3=2.700	e2=8.550	e3=1.791		
__Solid P03					
PROPERTY NO. 4					
A=0.1049E+02	I2=0.1067E+02	I3=0.1774E+03	J=0.2320E+02	SF2=0.500	SF3=0.500
Material = 2 - C45		Perimeter=37.938			
h2=17.100	h3=2.700	e2=8.550	e3=1.742		
__Solid P04					
PROPERTY NO. 5					
A=0.1091E+02	I2=0.1129E+02	I3=0.1796E+03	J=0.2395E+02	SF2=0.500	SF3=0.500
Material = 2 - C45		Perimeter=37.938			
h2=17.100	h3=2.700	e2=8.550	e3=1.699		
__Solid P05					
PROPERTY NO. 6					
A=0.1133E+02	I2=0.1182E+02	I3=0.1817E+03	J=0.2459E+02	SF2=0.500	SF3=0.500
Material = 2 - C45		Perimeter=37.938			
h2=17.100	h3=2.700	e2=8.550	e3=1.660		
__Solid P06					
PROPERTY NO. 7					
A=0.1172E+02	I2=0.1227E+02	I3=0.1836E+03	J=0.2517E+02	SF2=0.500	SF3=0.500
Material = 2 - C45		Perimeter=37.938			
h2=17.100	h3=2.700	e2=8.550	e3=1.627		
__Solid P07					

## Statický výpočet

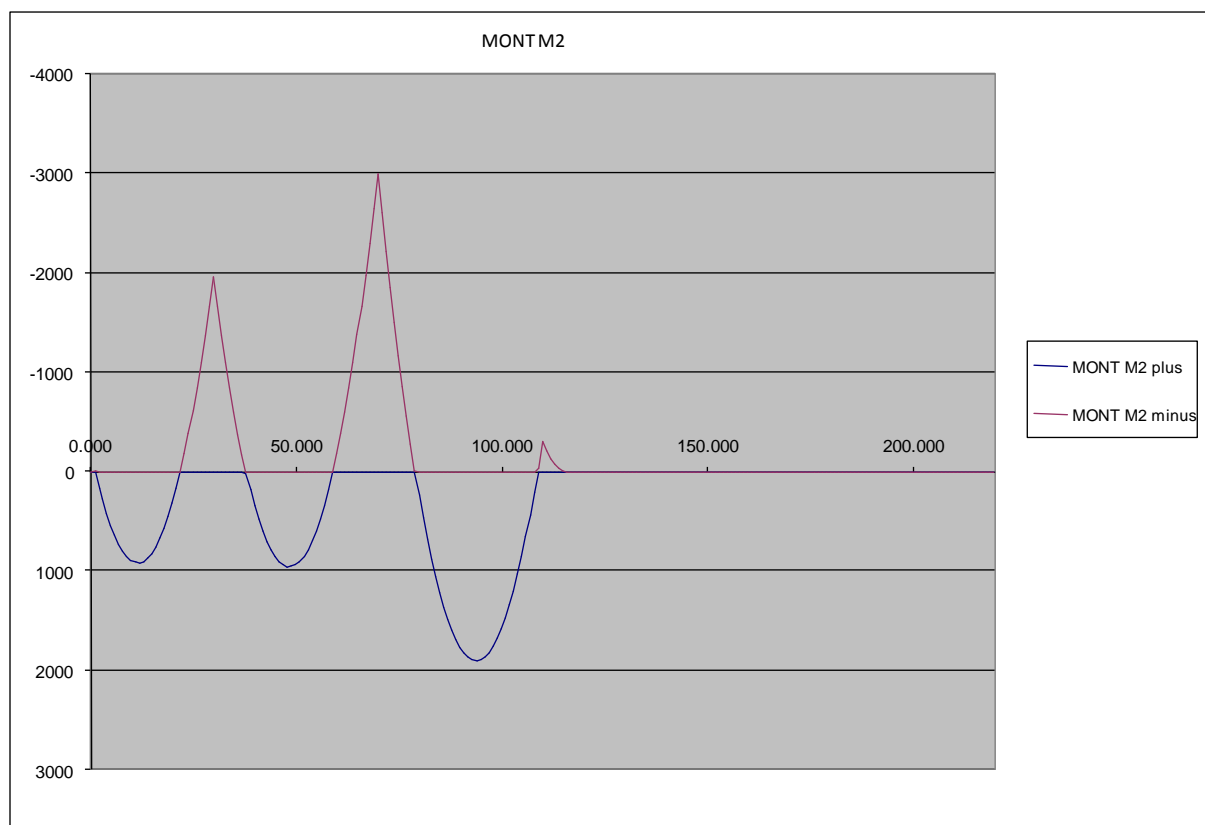
202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

- Vnútorne sily (charakt. hodnoty) – hlavný nosník – Etapa 3

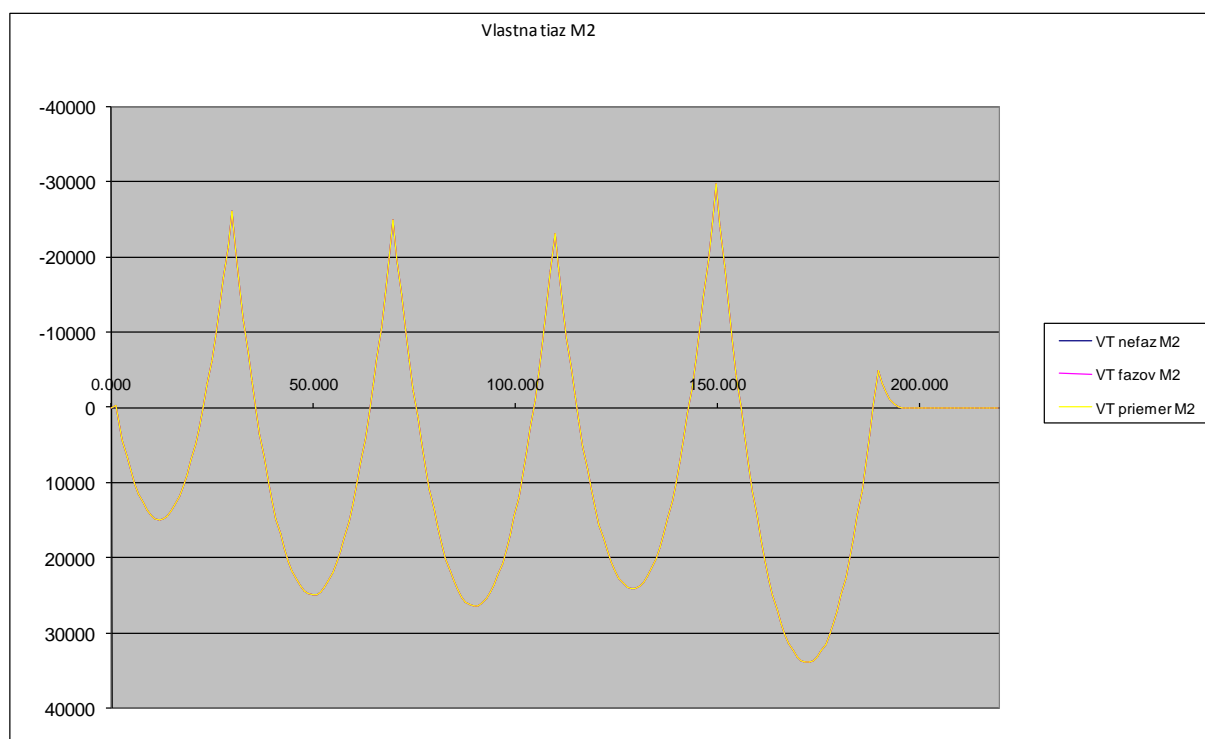


## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2



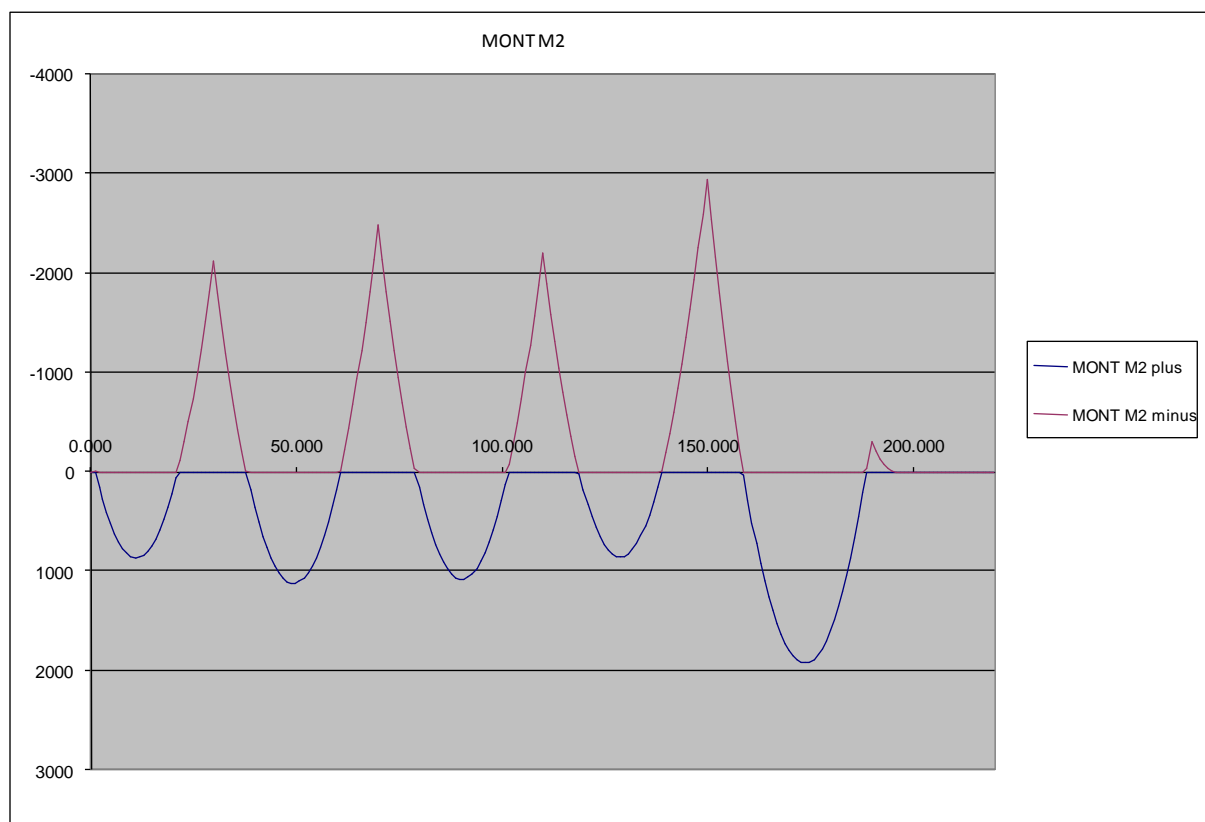
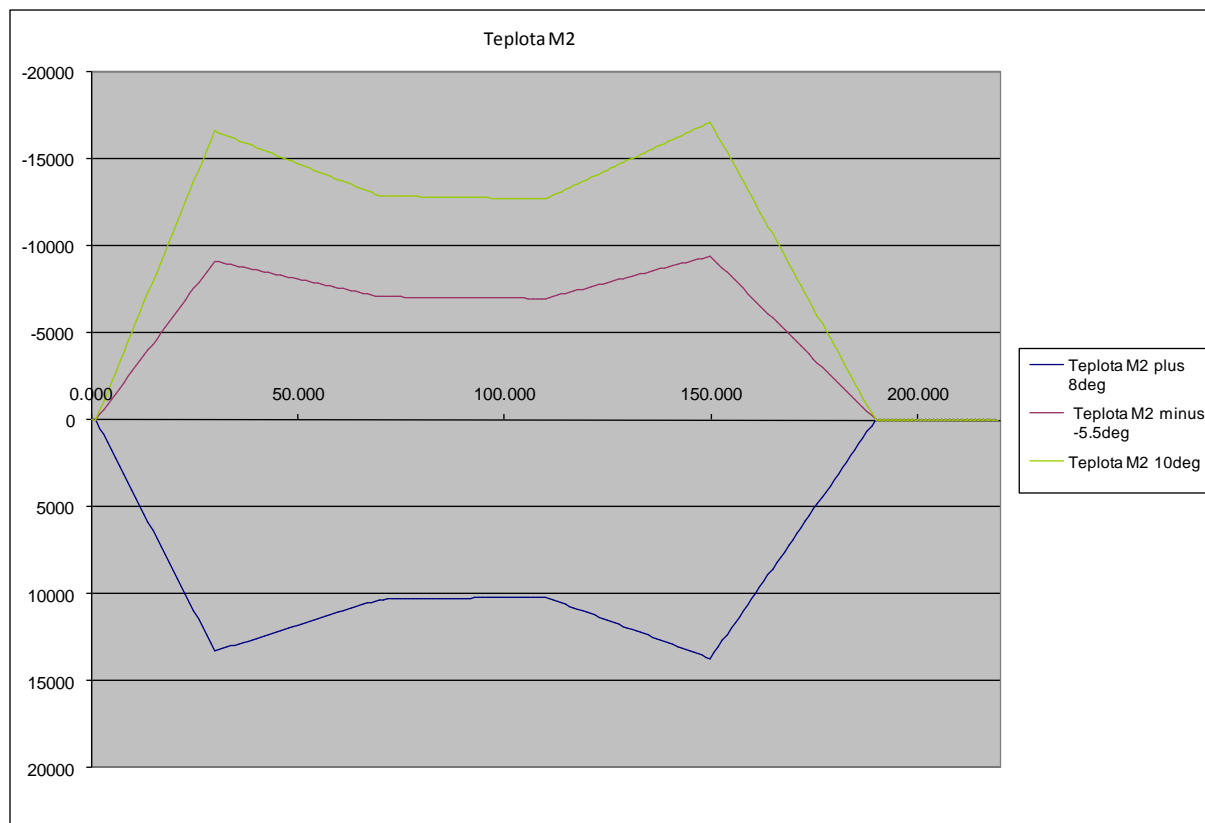
- Vnútročné sily (charakt. hodnoty) – hlavný nosník – Etapa 5





## Statický výpočet

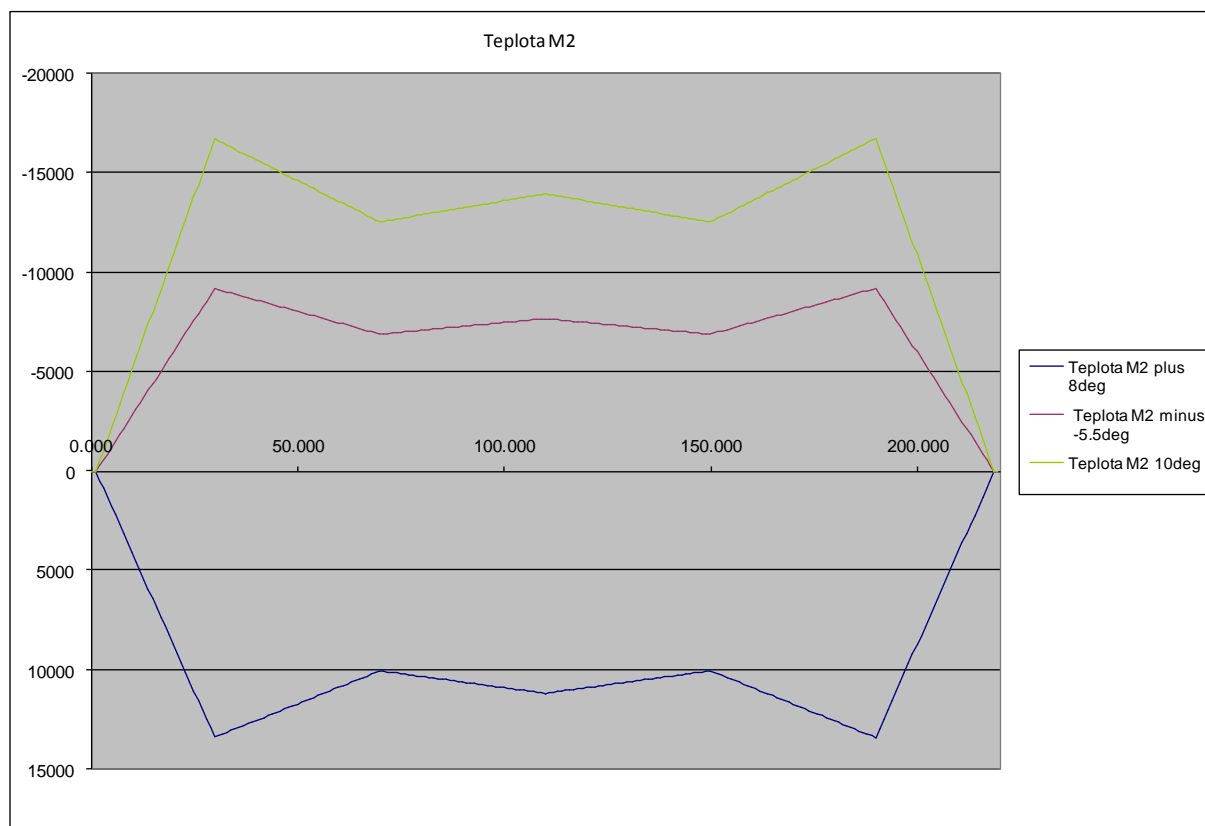
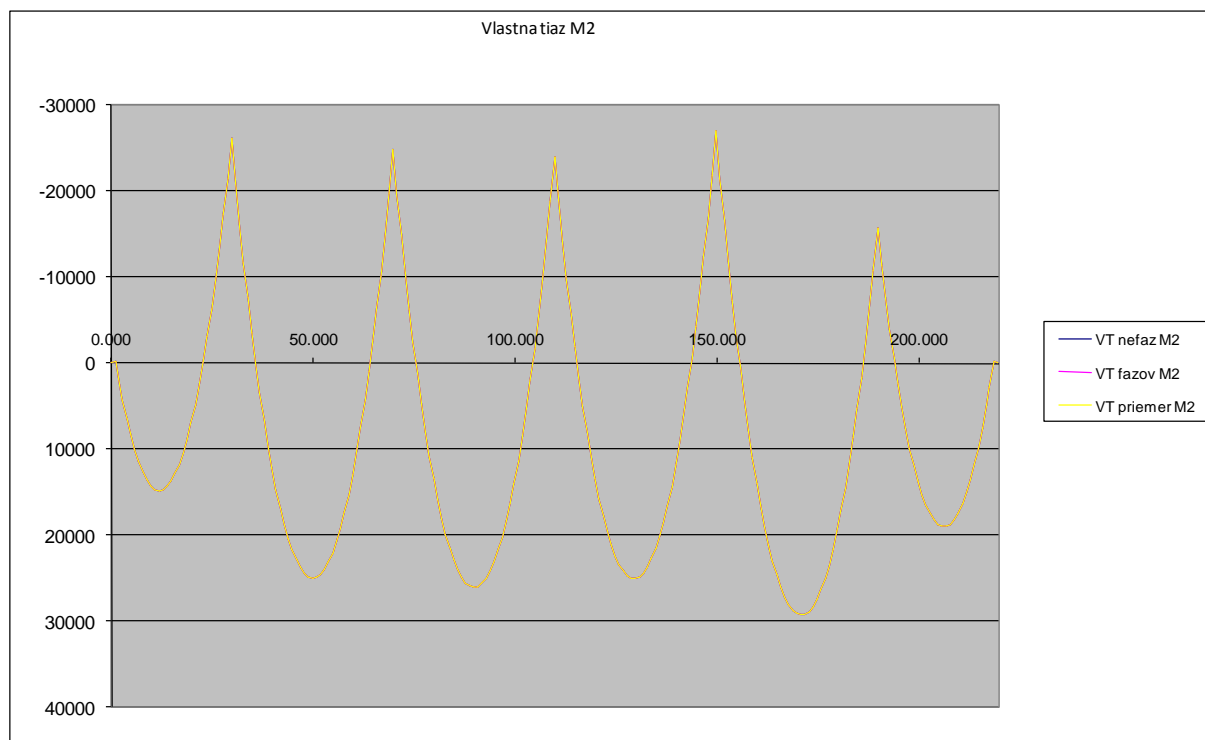
202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2



## Statický výpočet

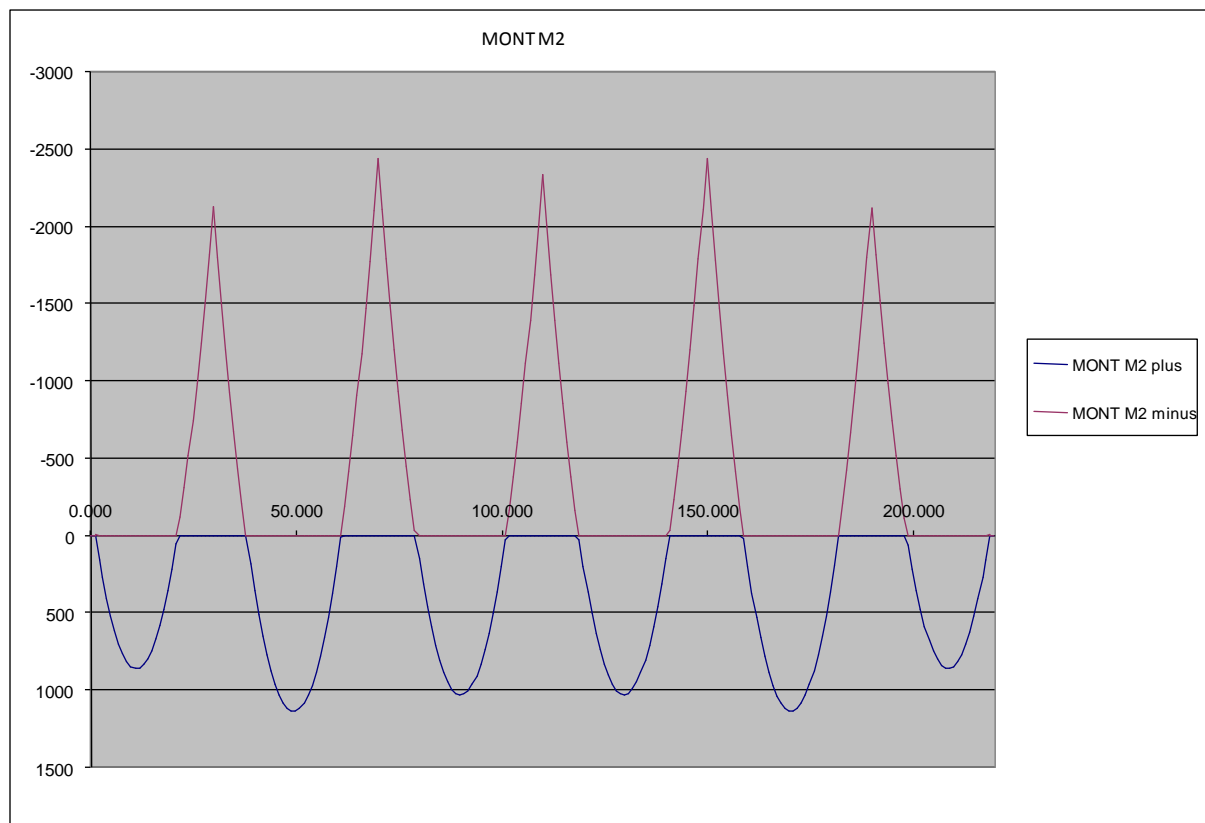
202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

- Vnútorne sily (charakt. hodnoty) – hlavný nosník – Etapa 6

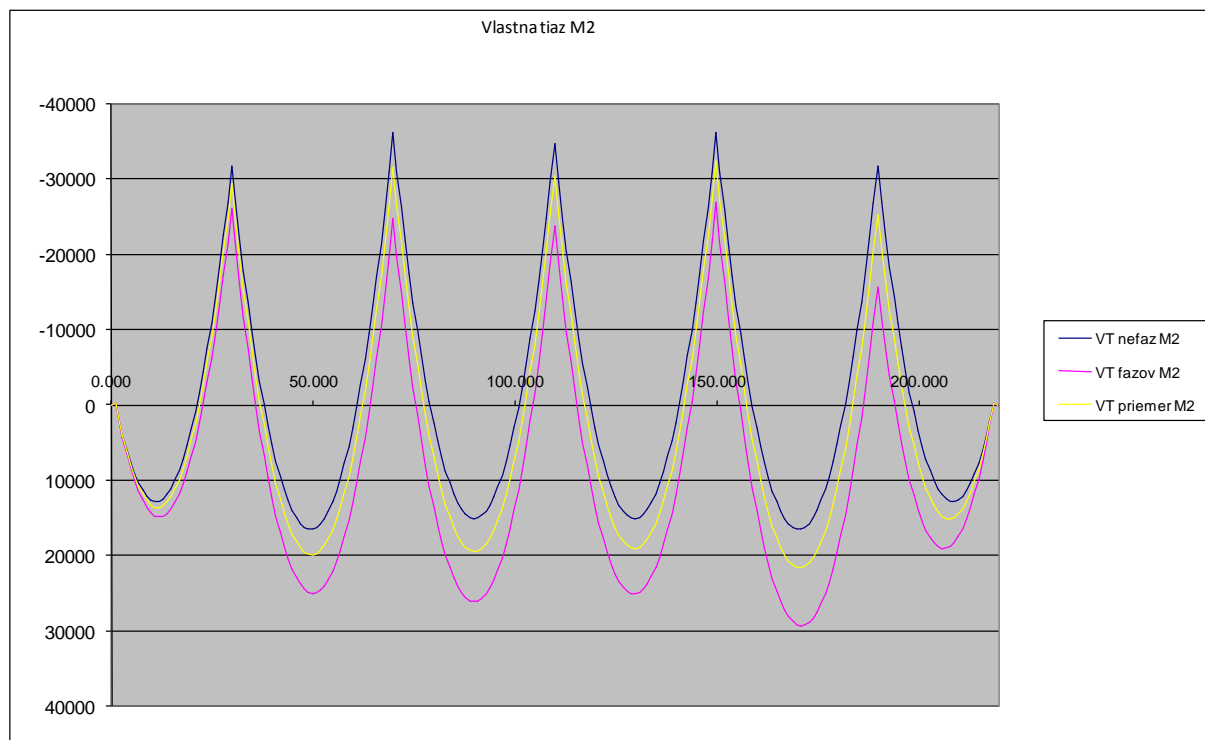


## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

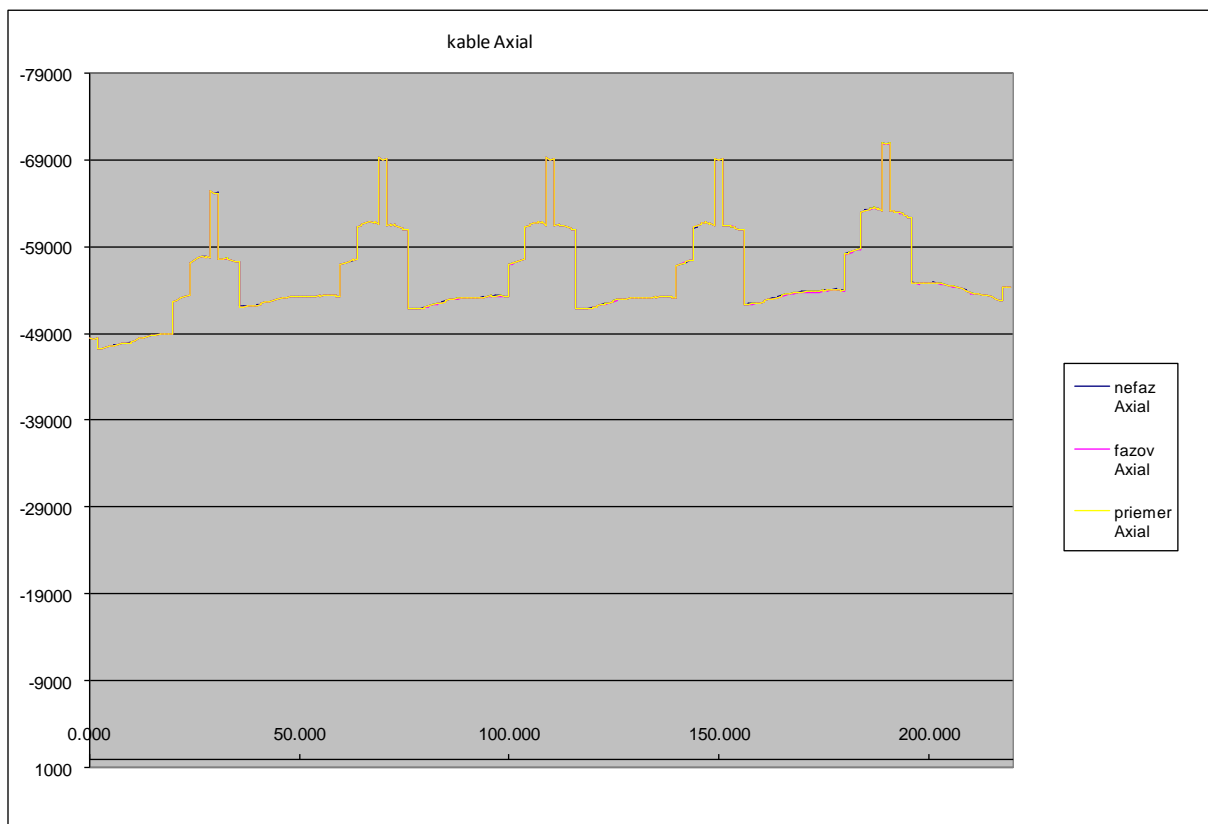
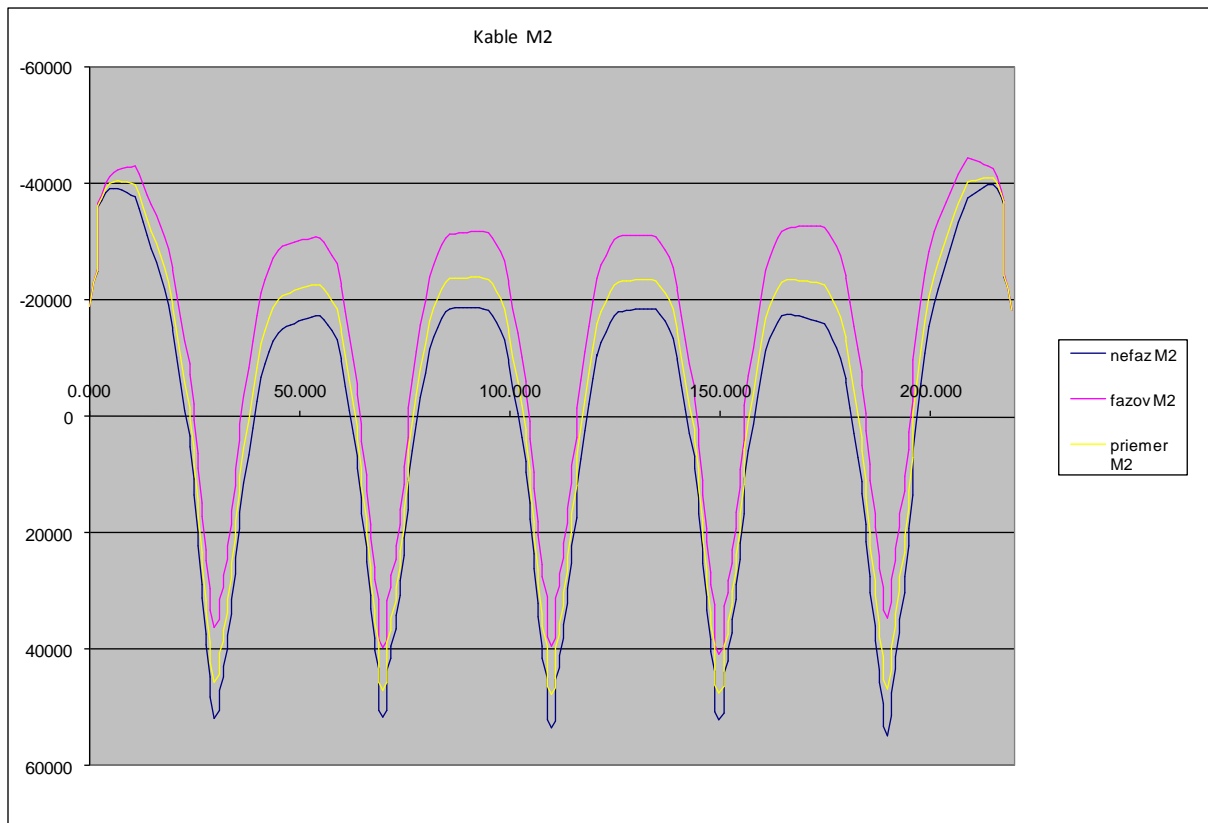


- Vnútorne sily (charakt. hodnoty) – hlavný nosník – koniec životnosti



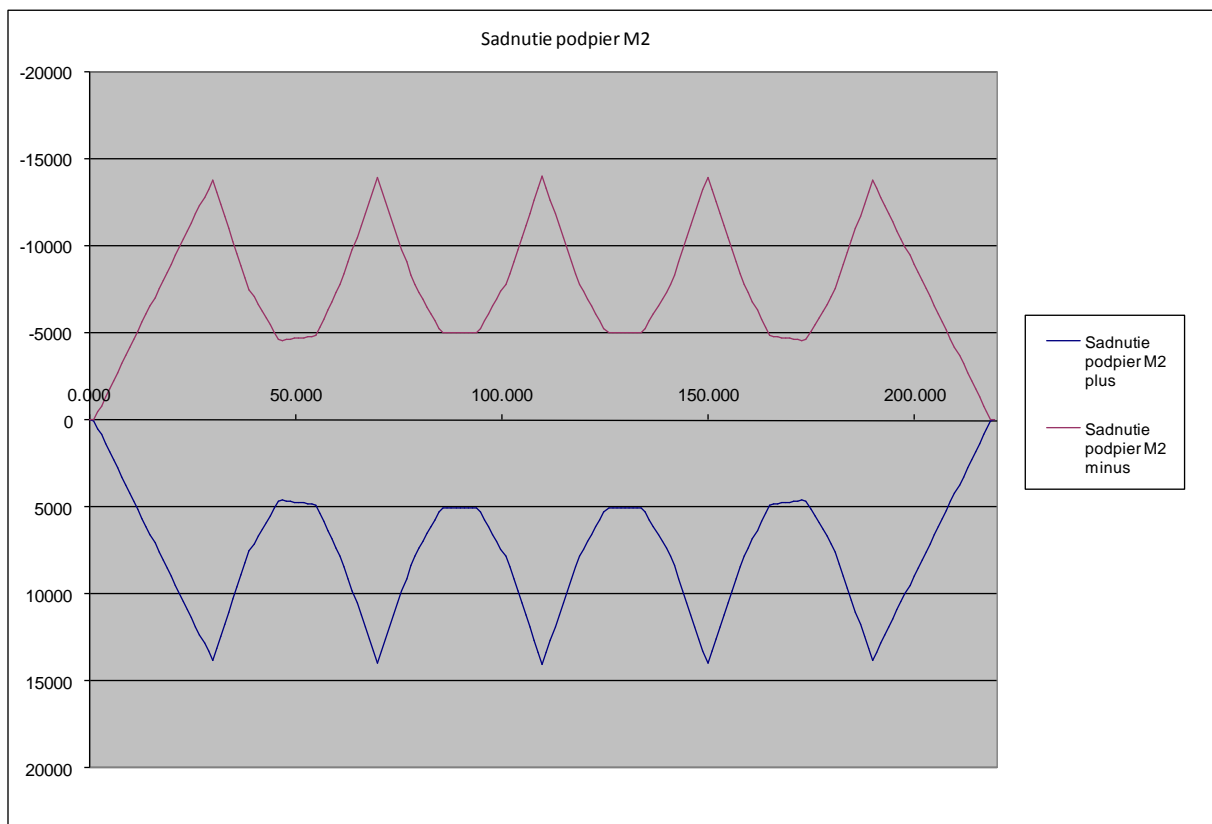
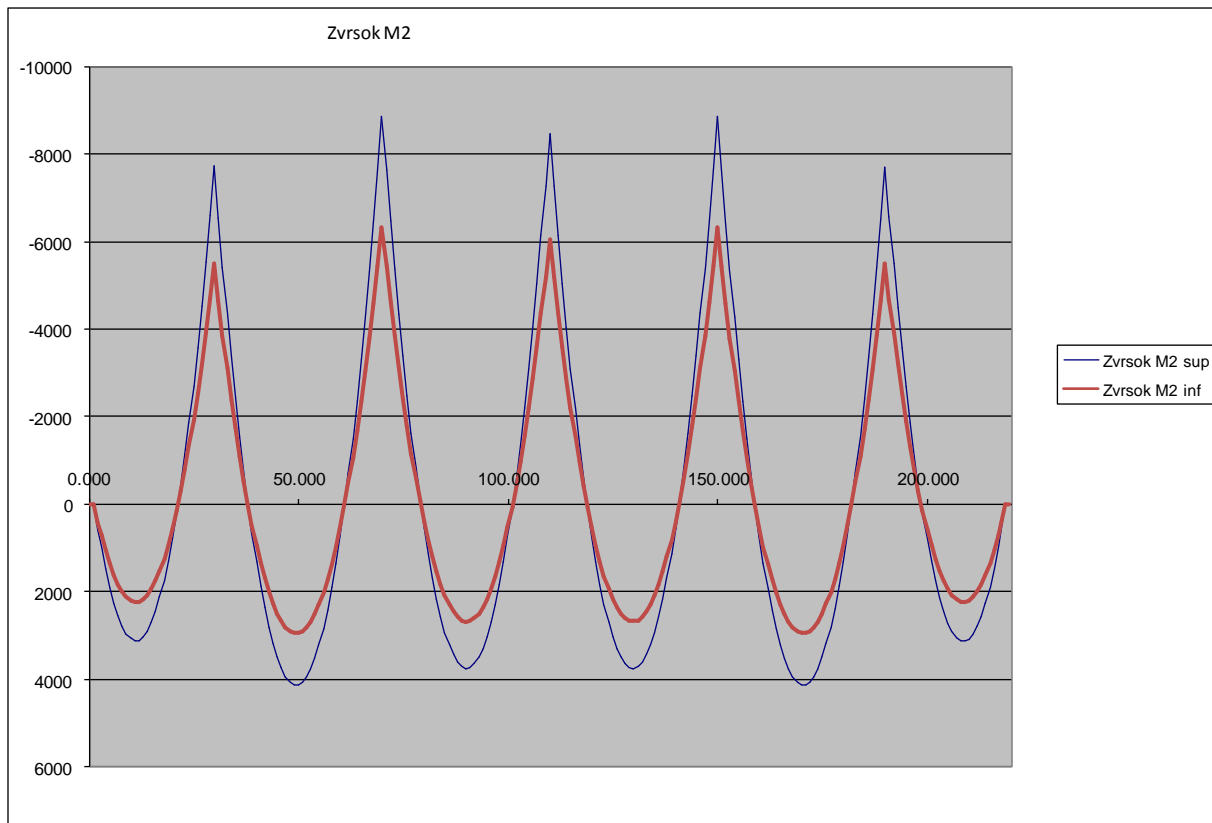
## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2



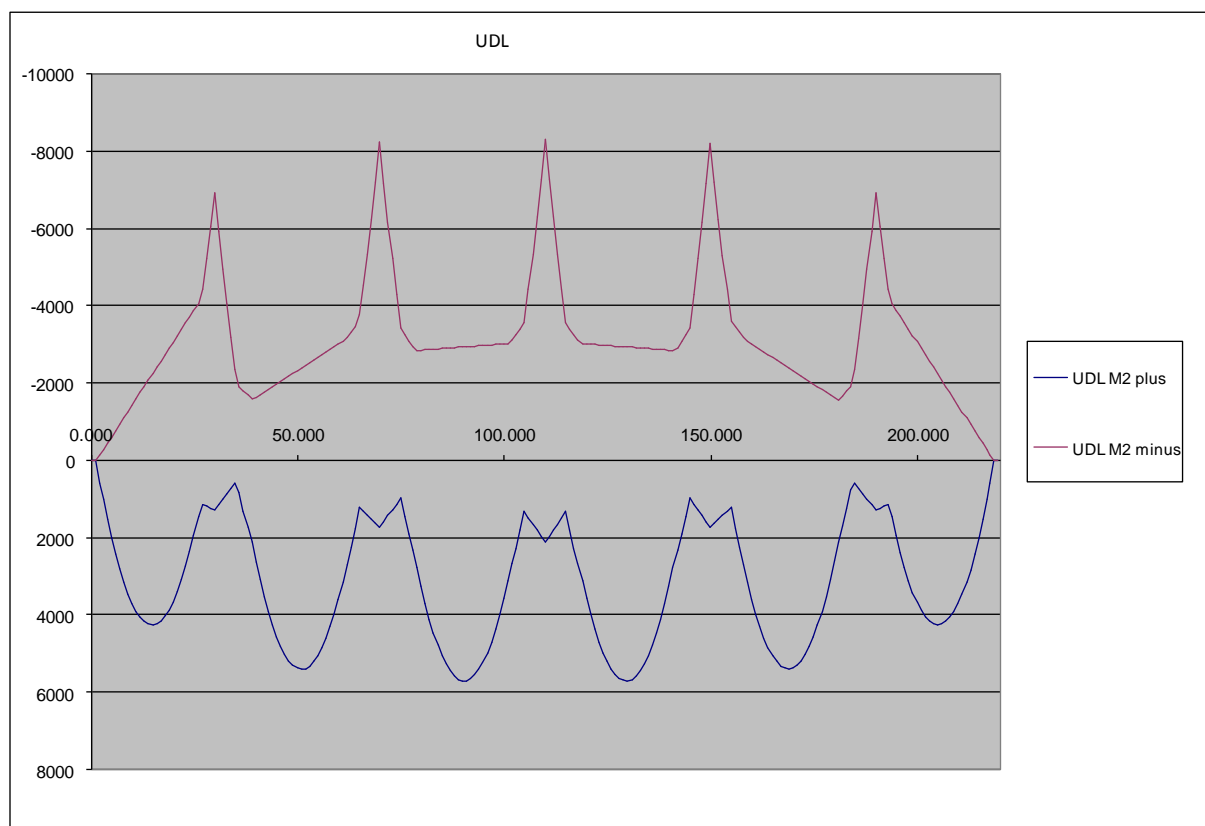
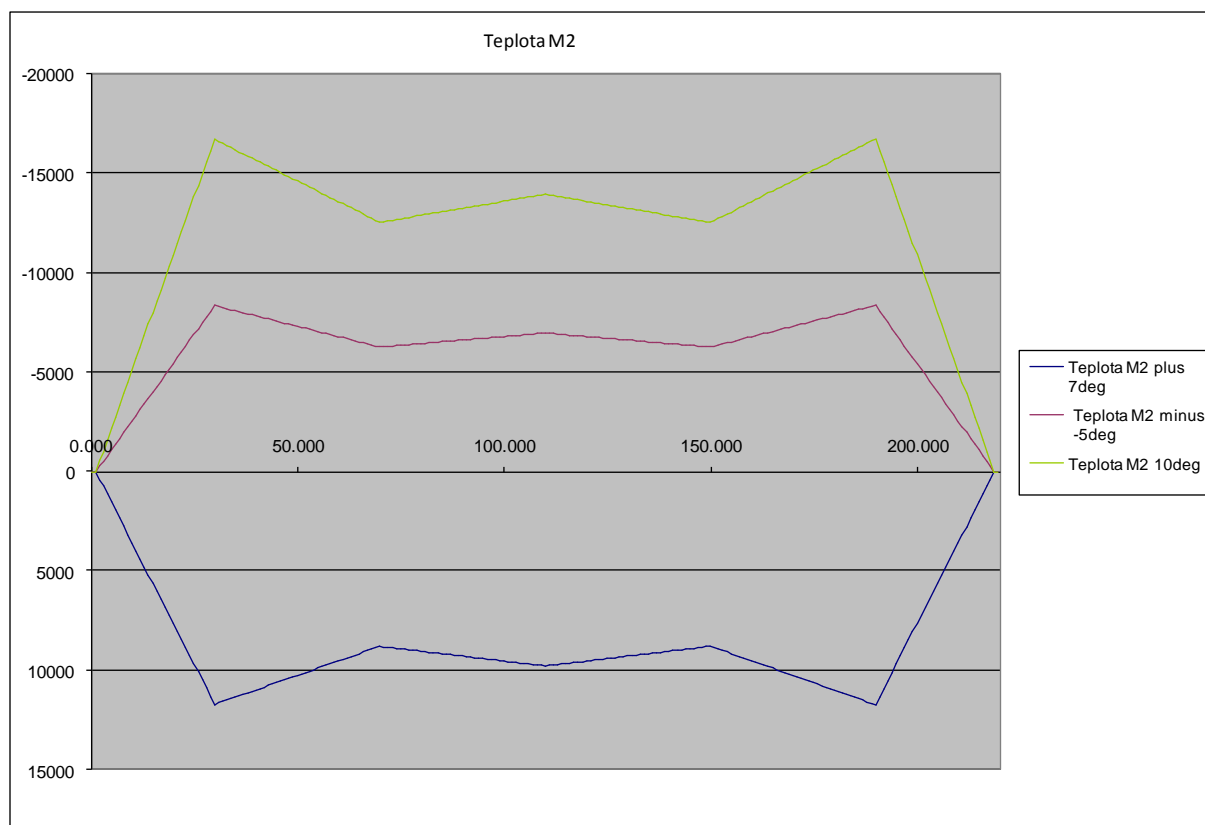
## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2



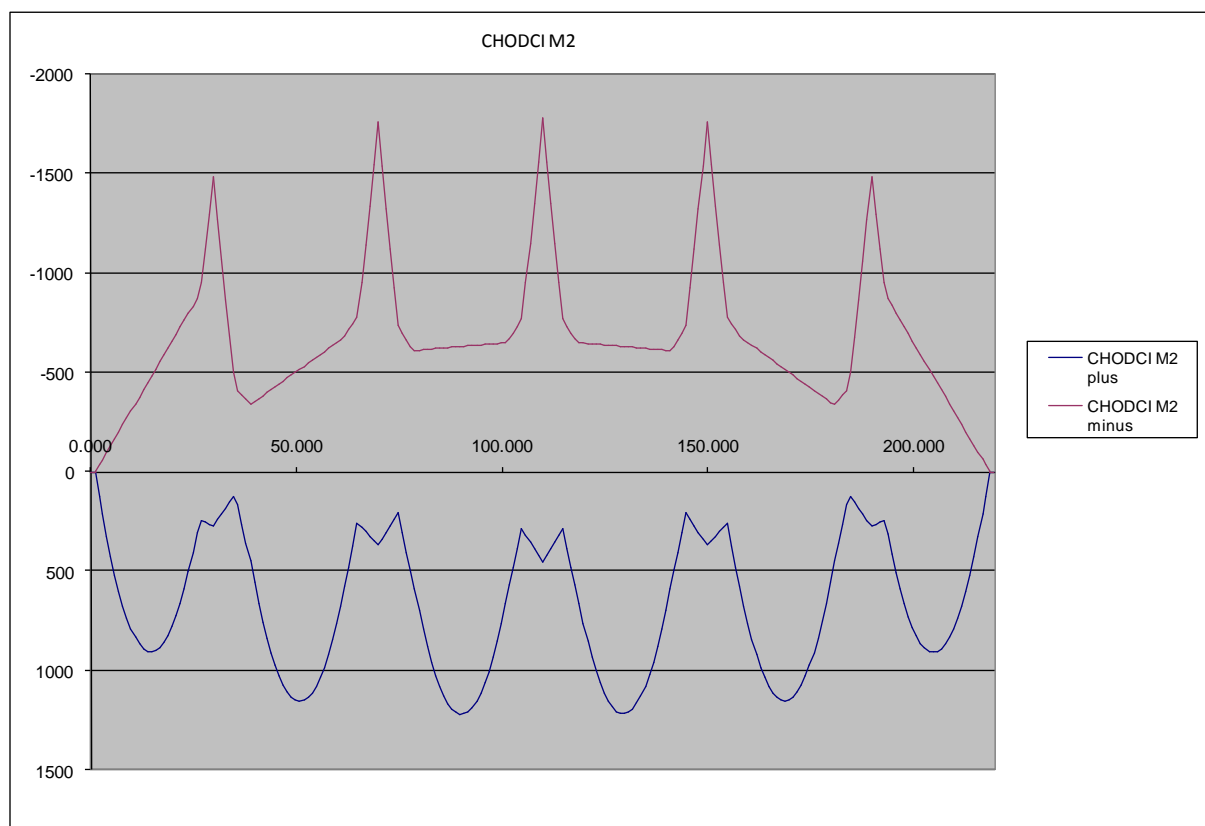
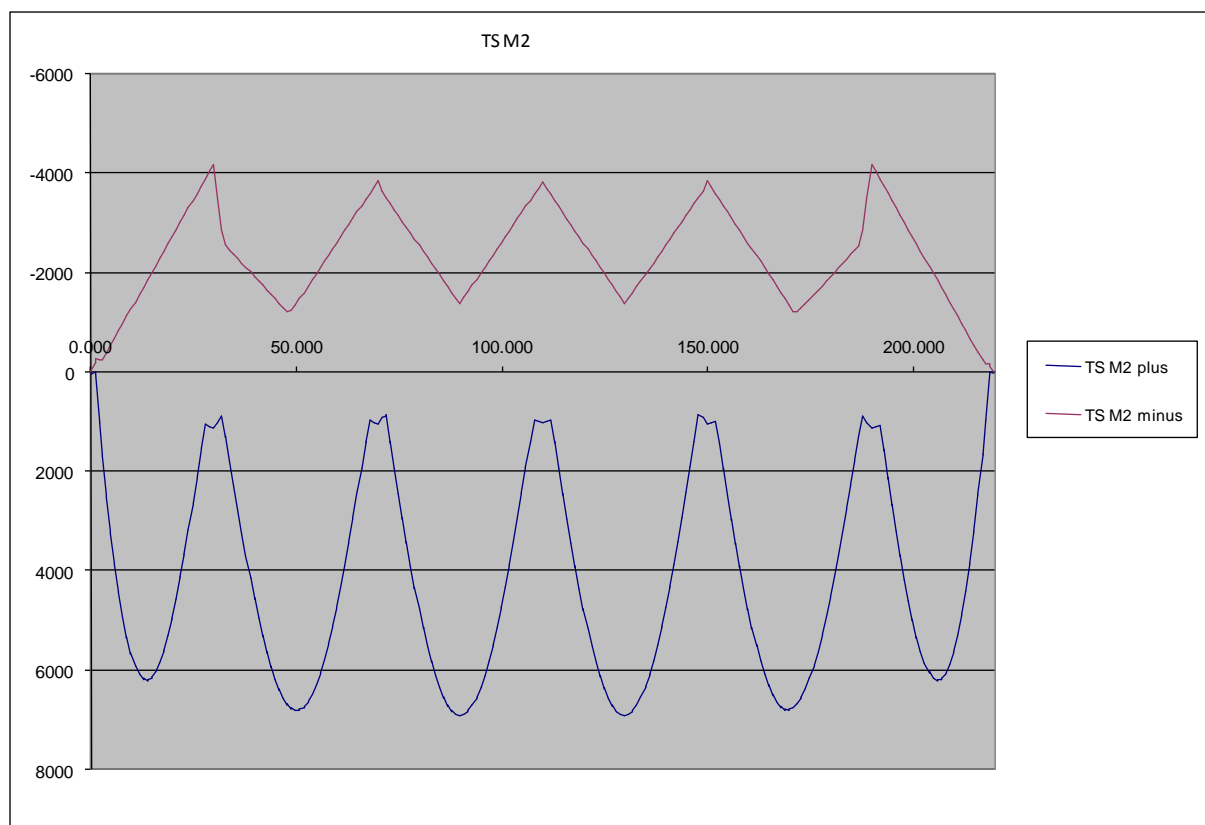
## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2



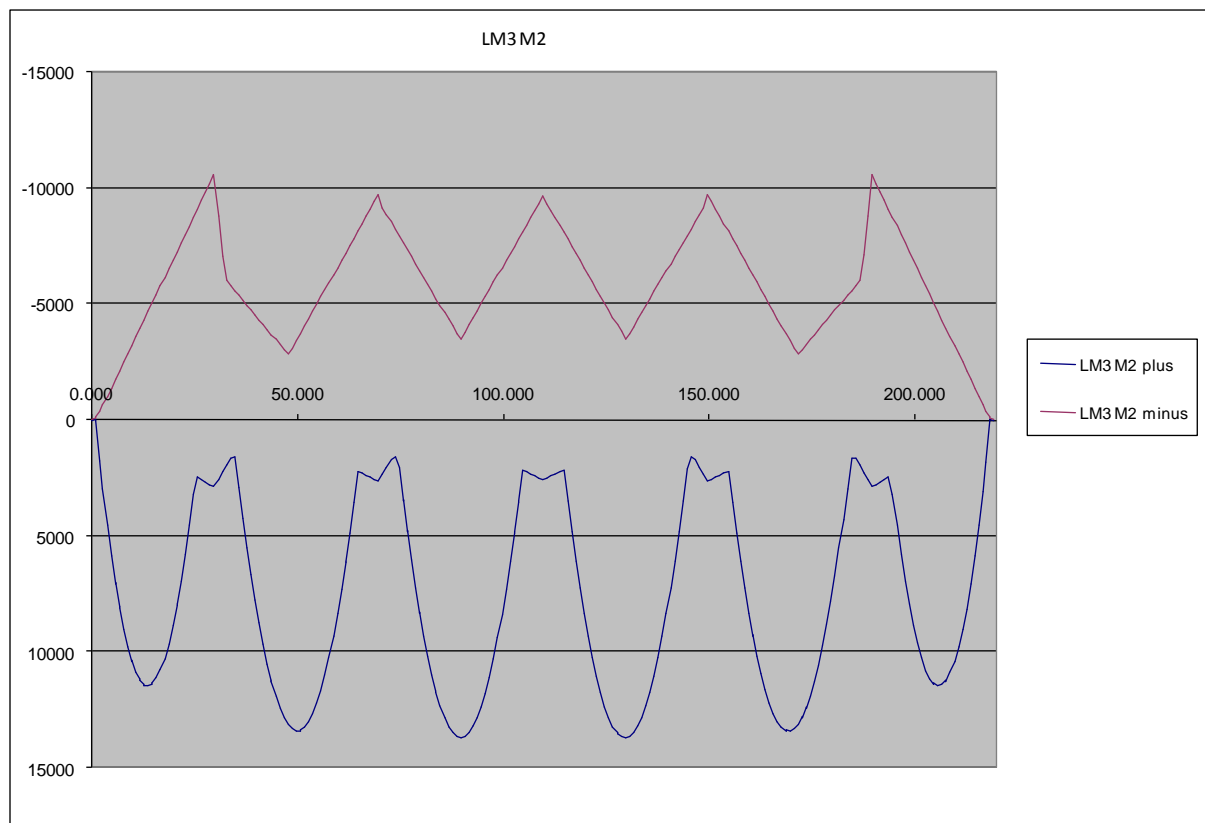
## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

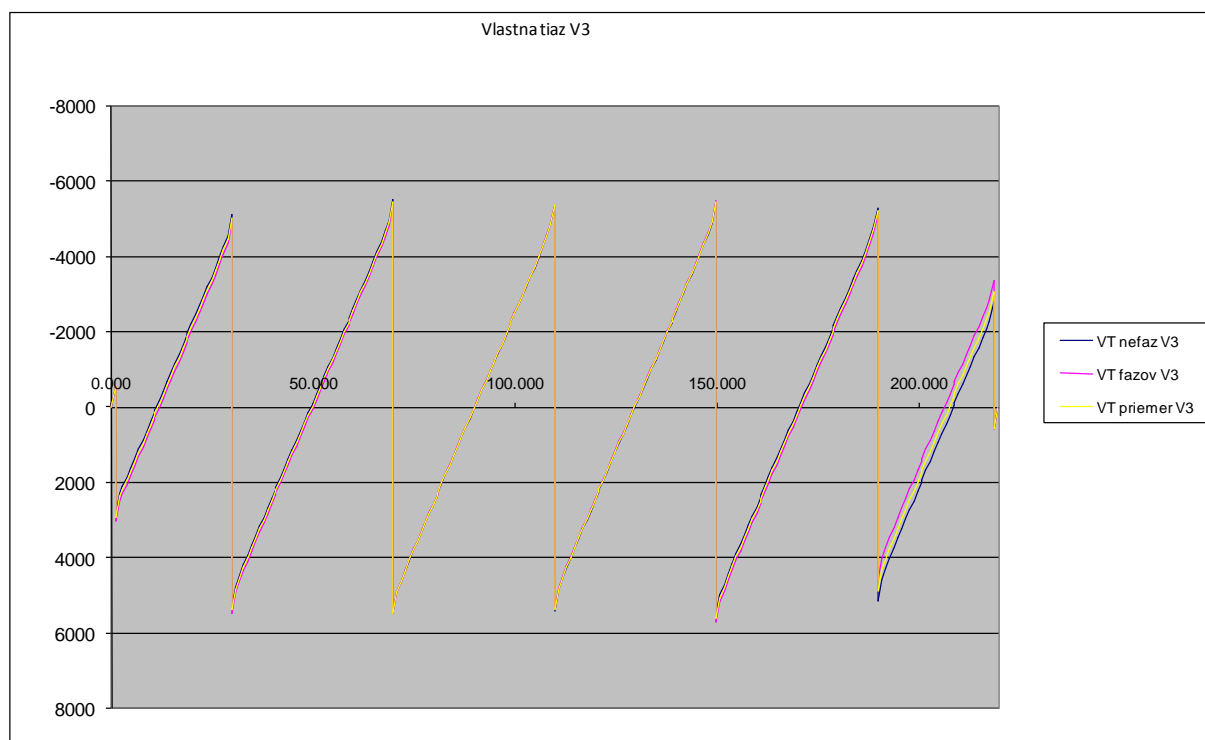


## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2



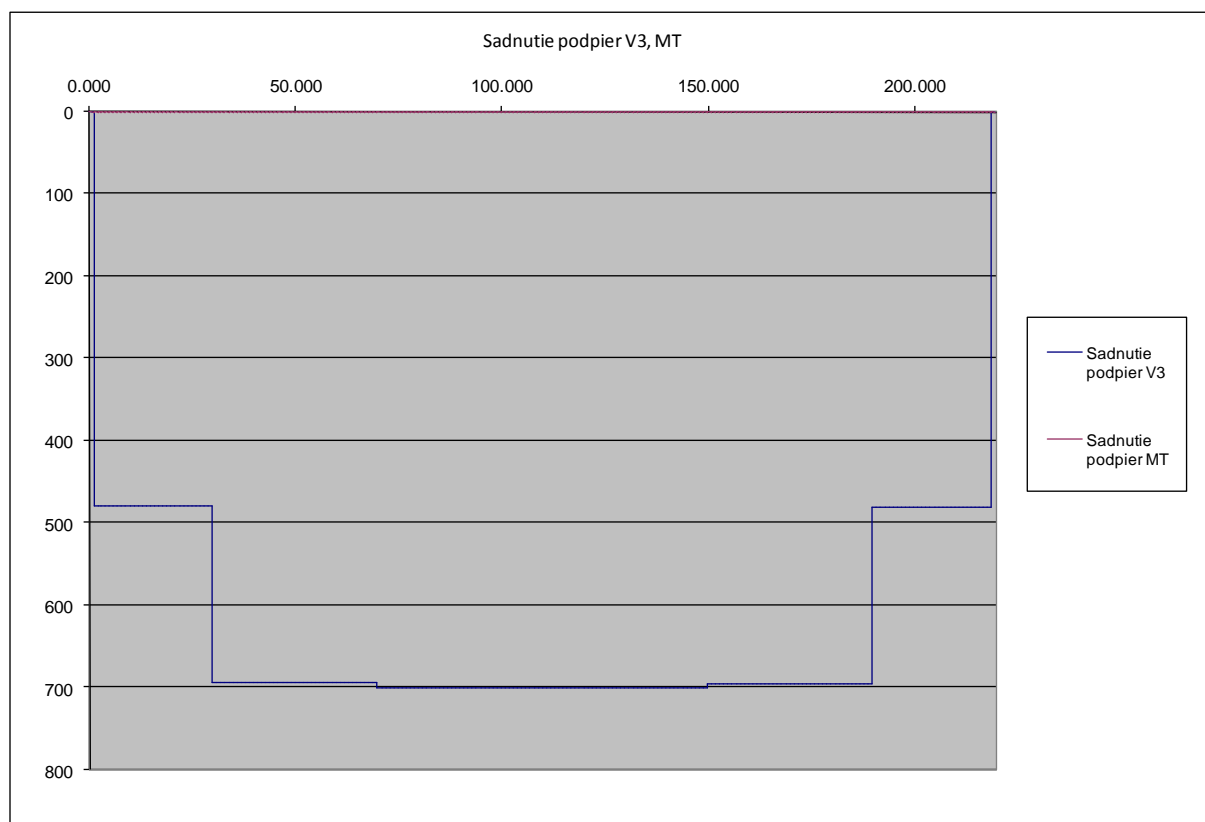
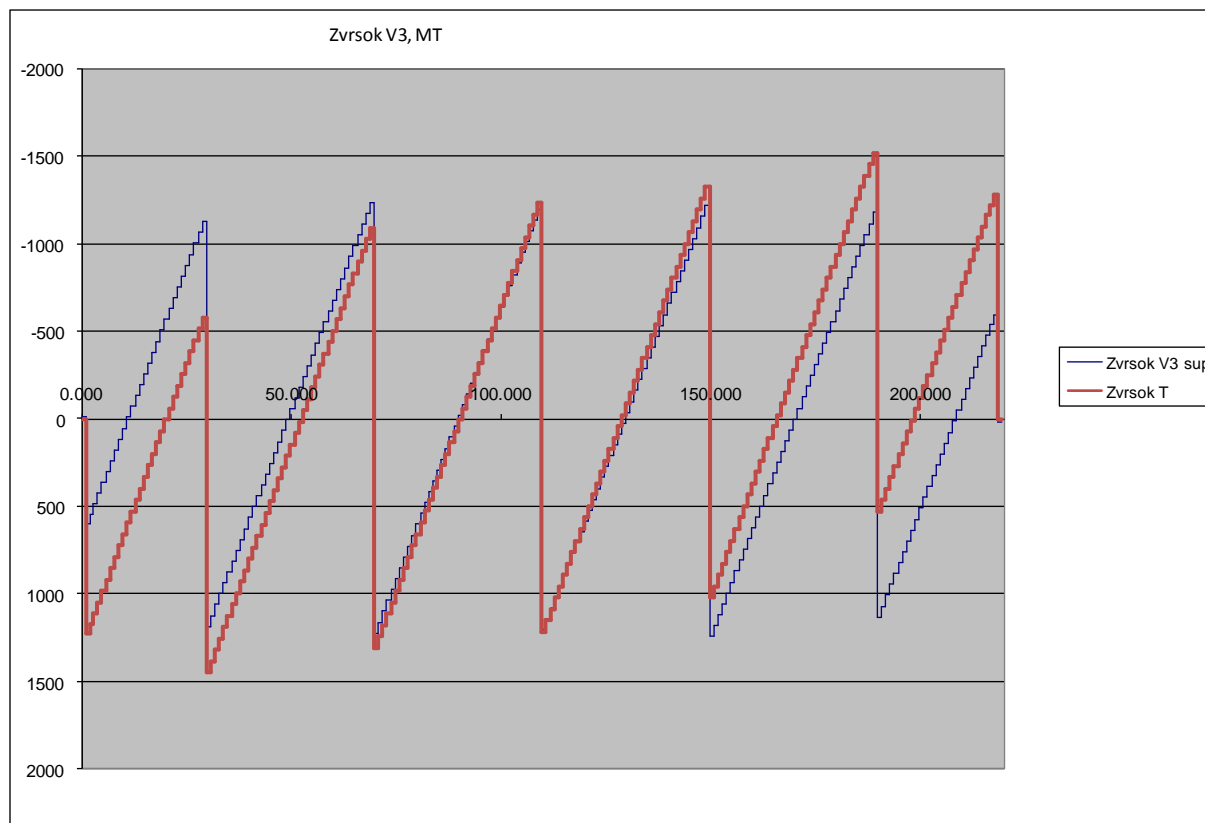
- Vnútročné sily – šmyk a krútenie (charakt. hodnoty) – hlavný nosník – koniec životnosti





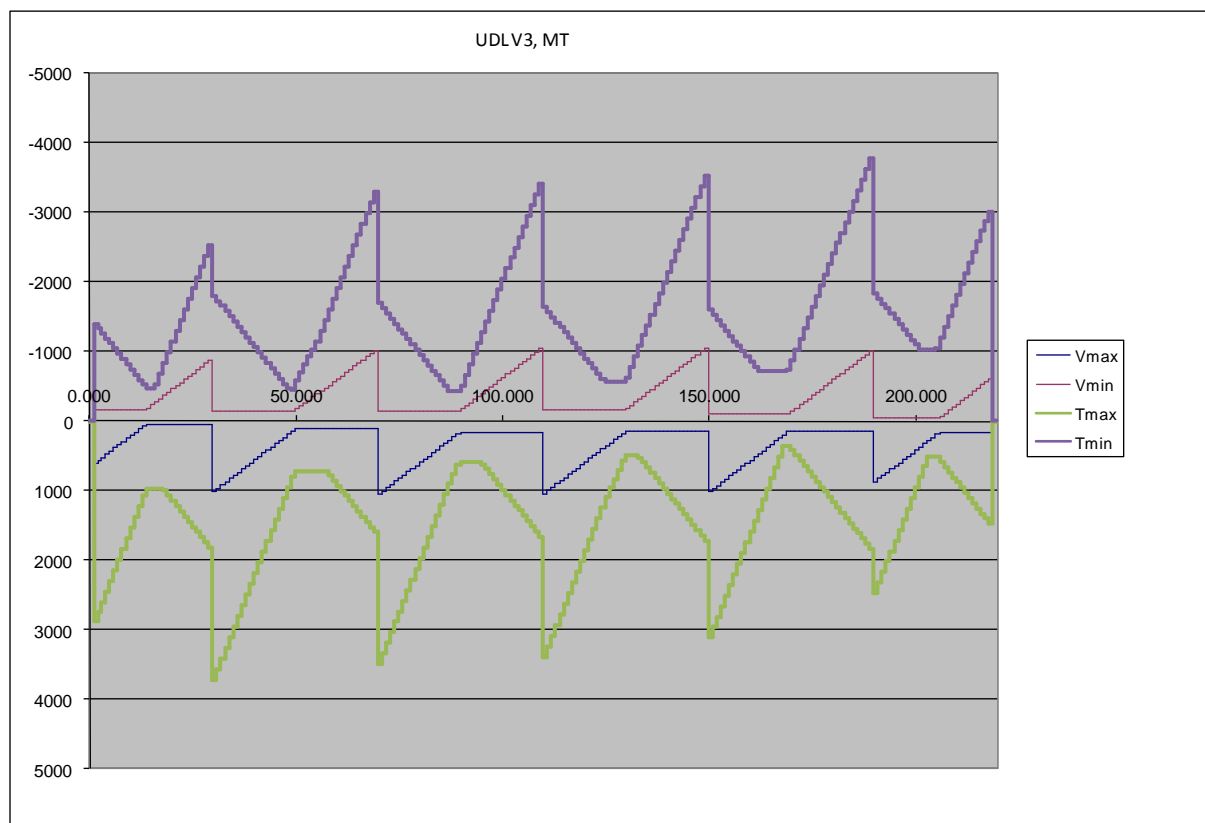
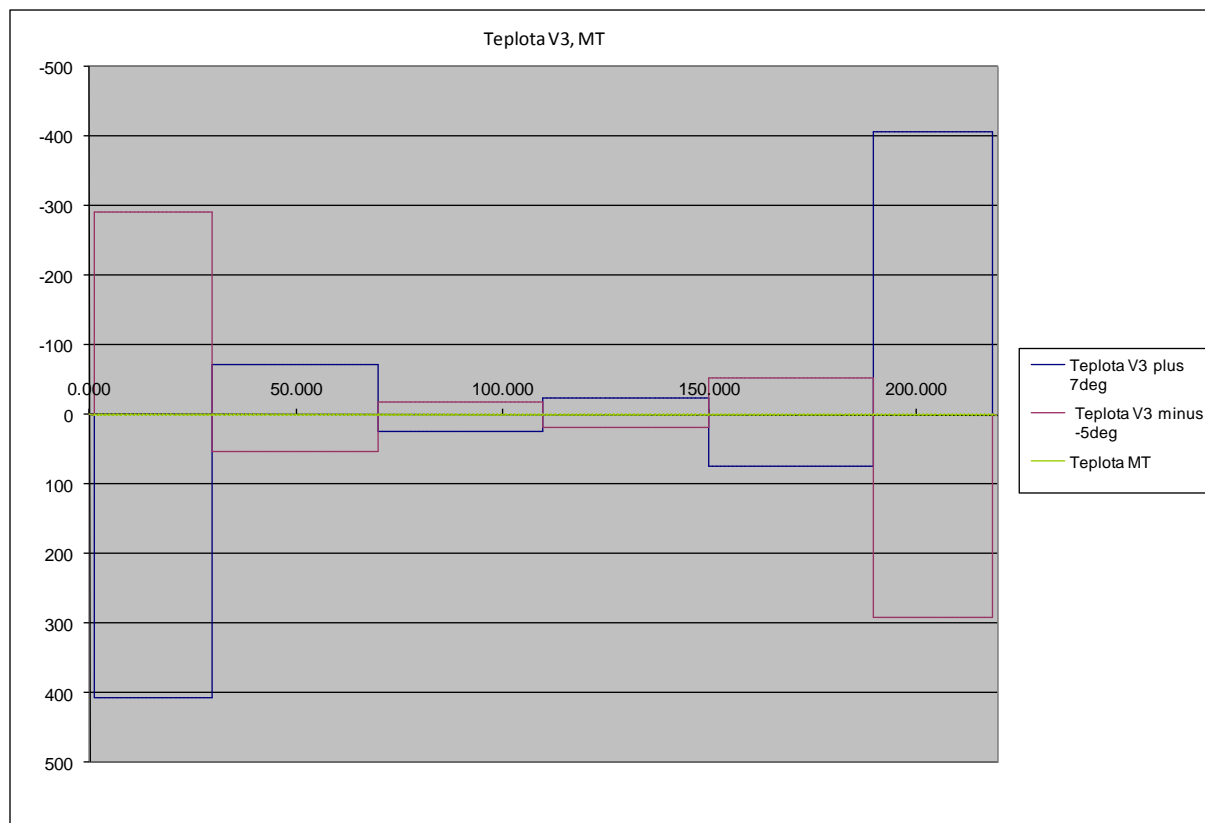
## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2



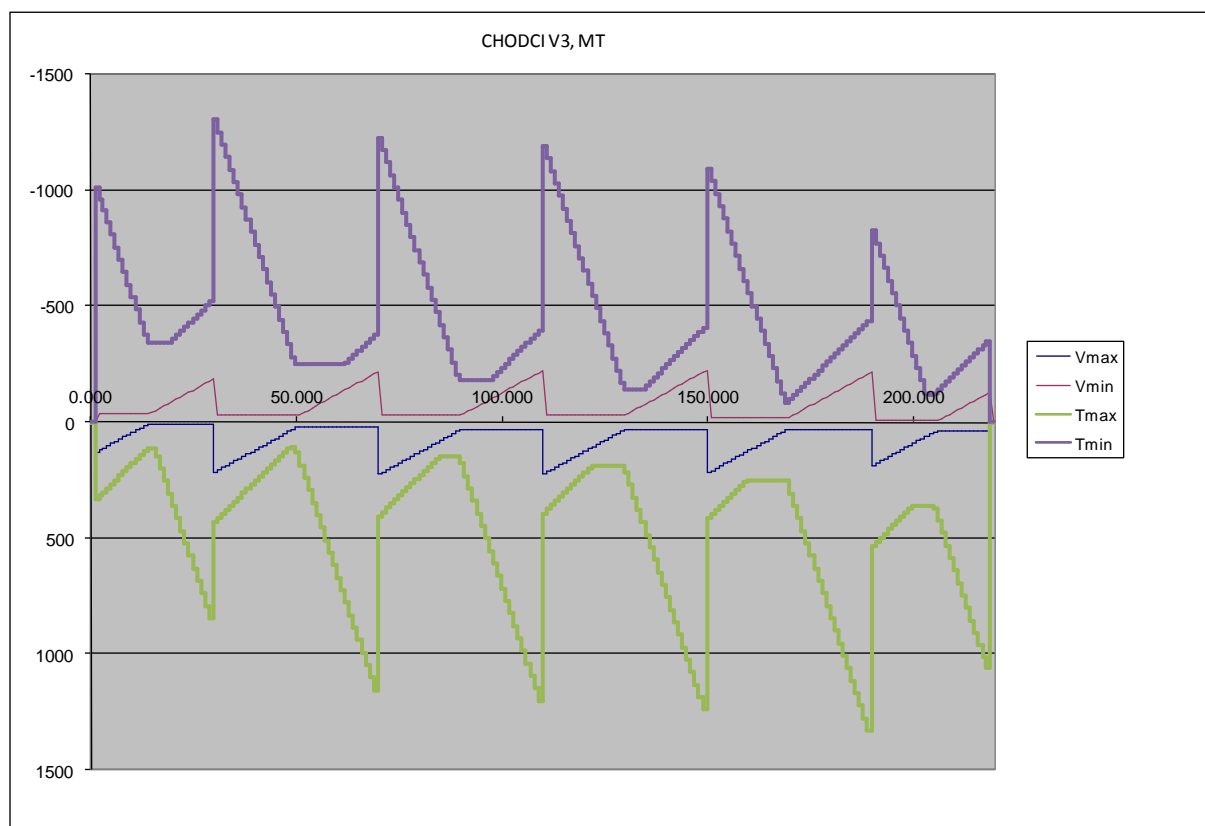
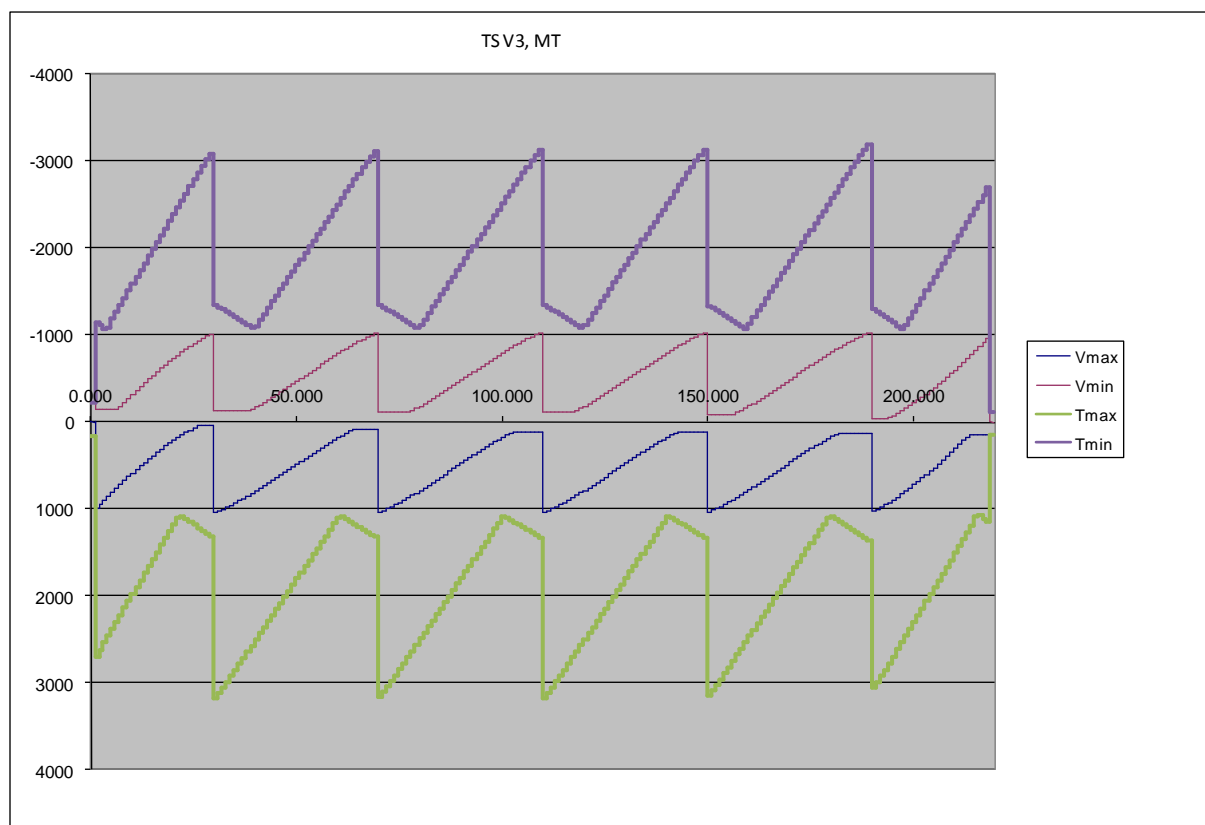
## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2



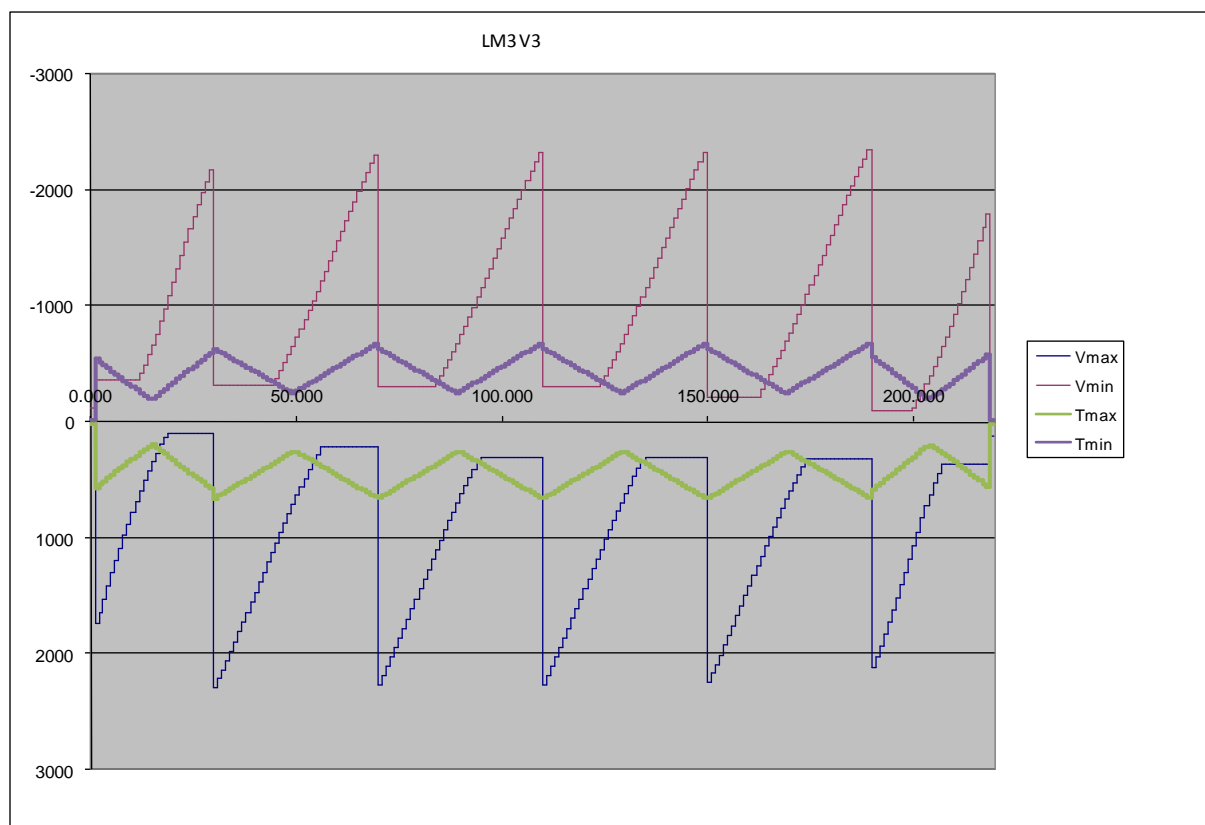
## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2



## Statický výpočet

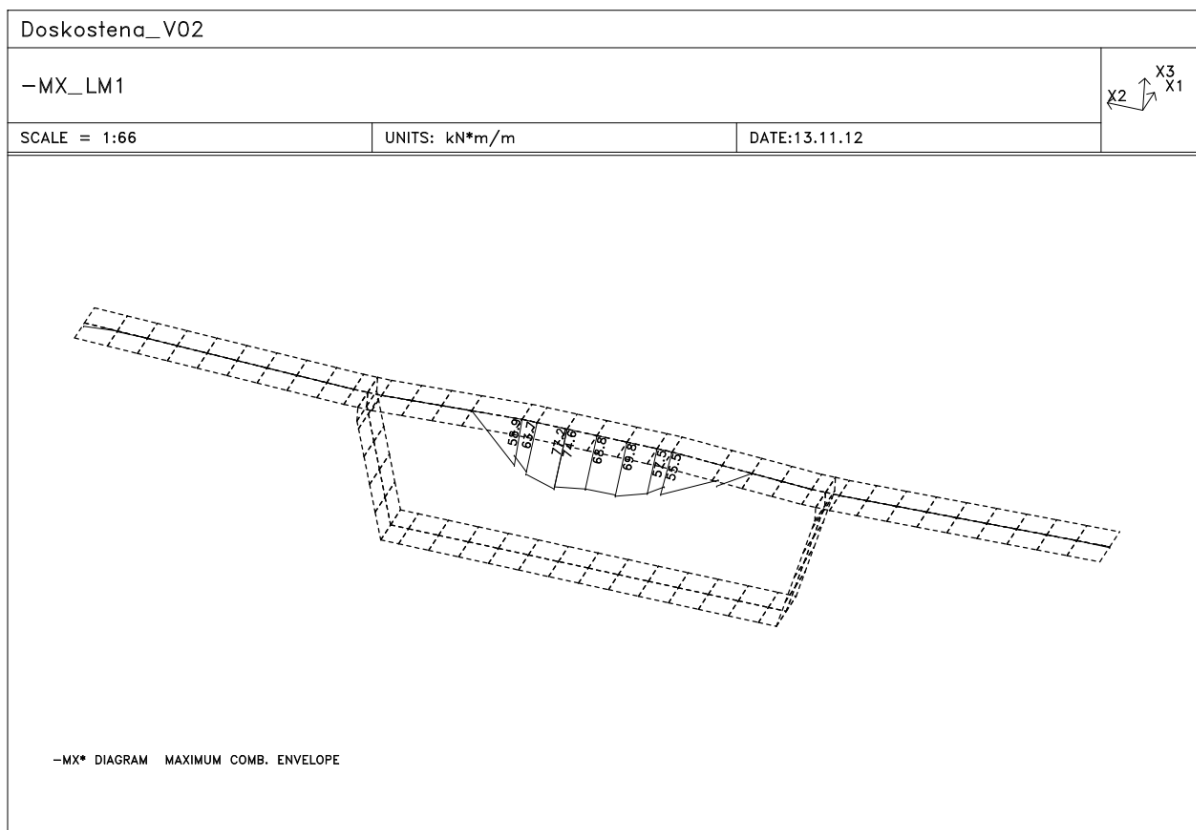
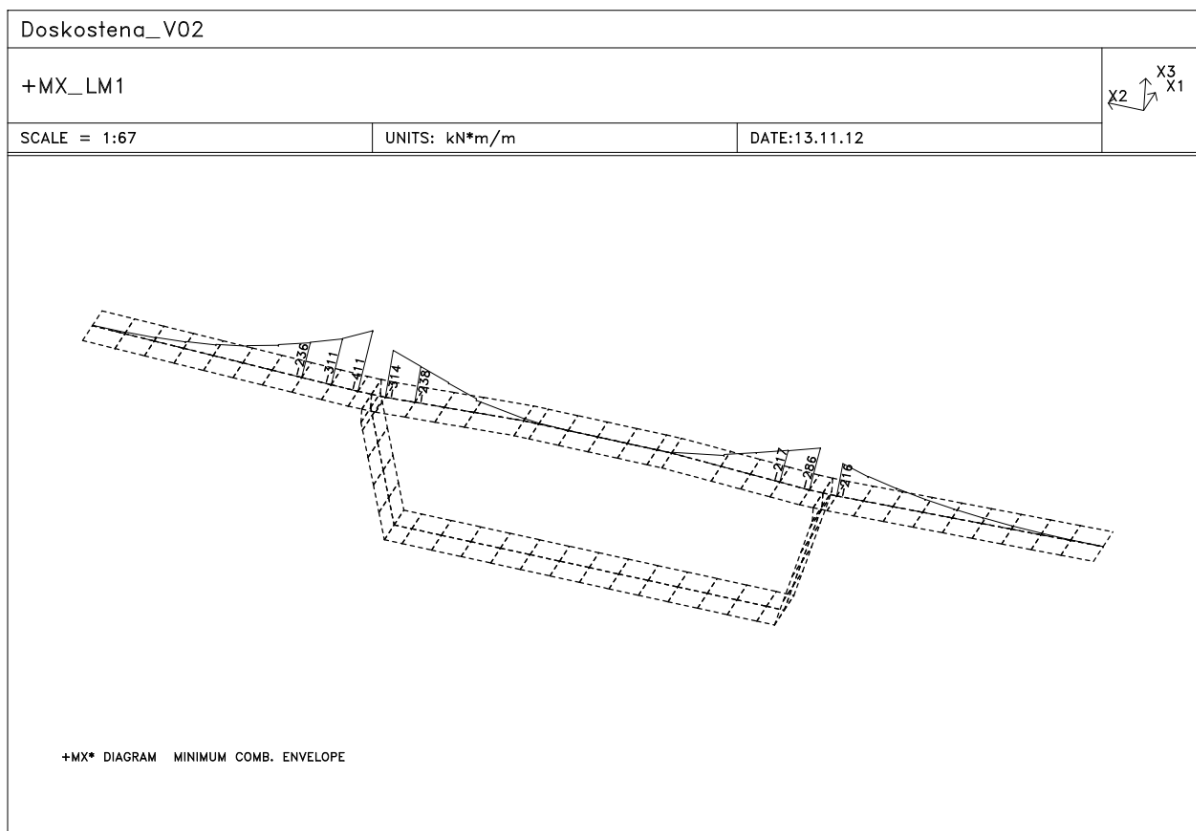
202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2



## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

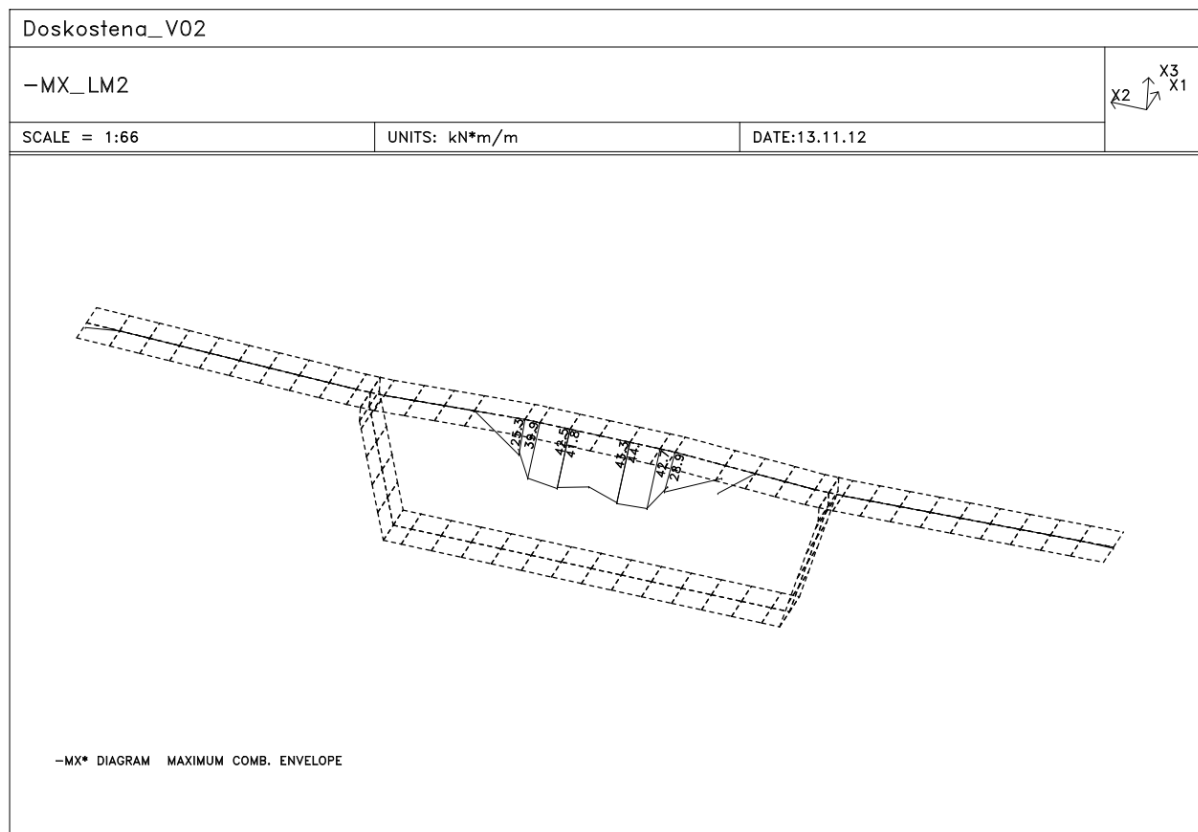
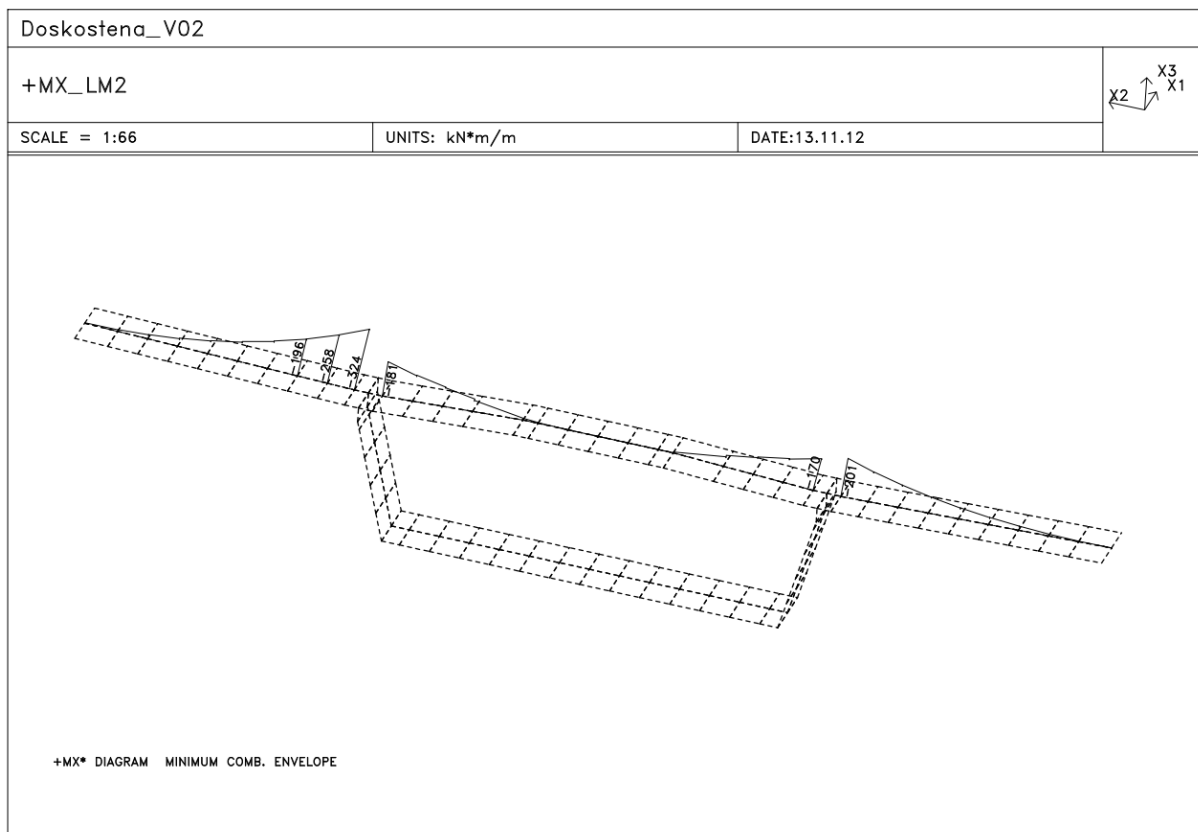
- Priečny smer – horná doska – výsledky z návrhovej kombinácie - LM1



## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

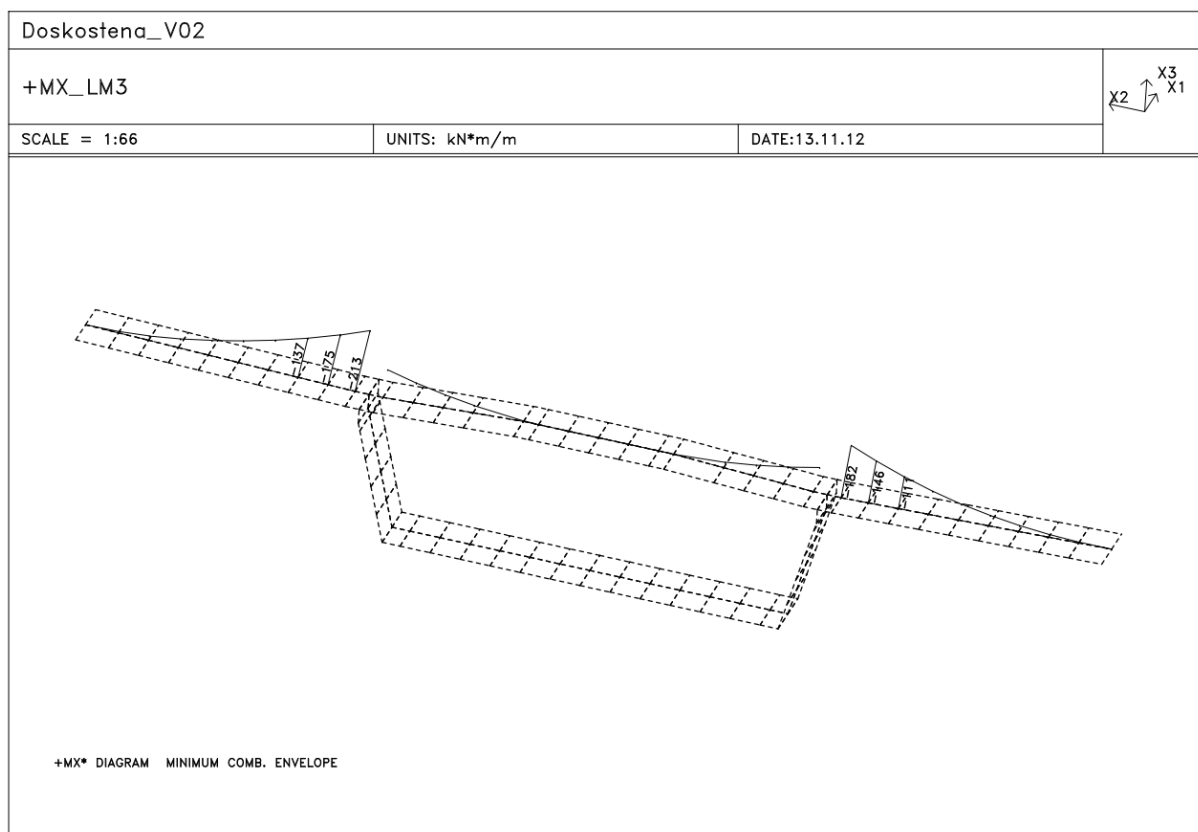
- Priečny smer – horná doska – výsledky z návrhovej kombinácie - LM2



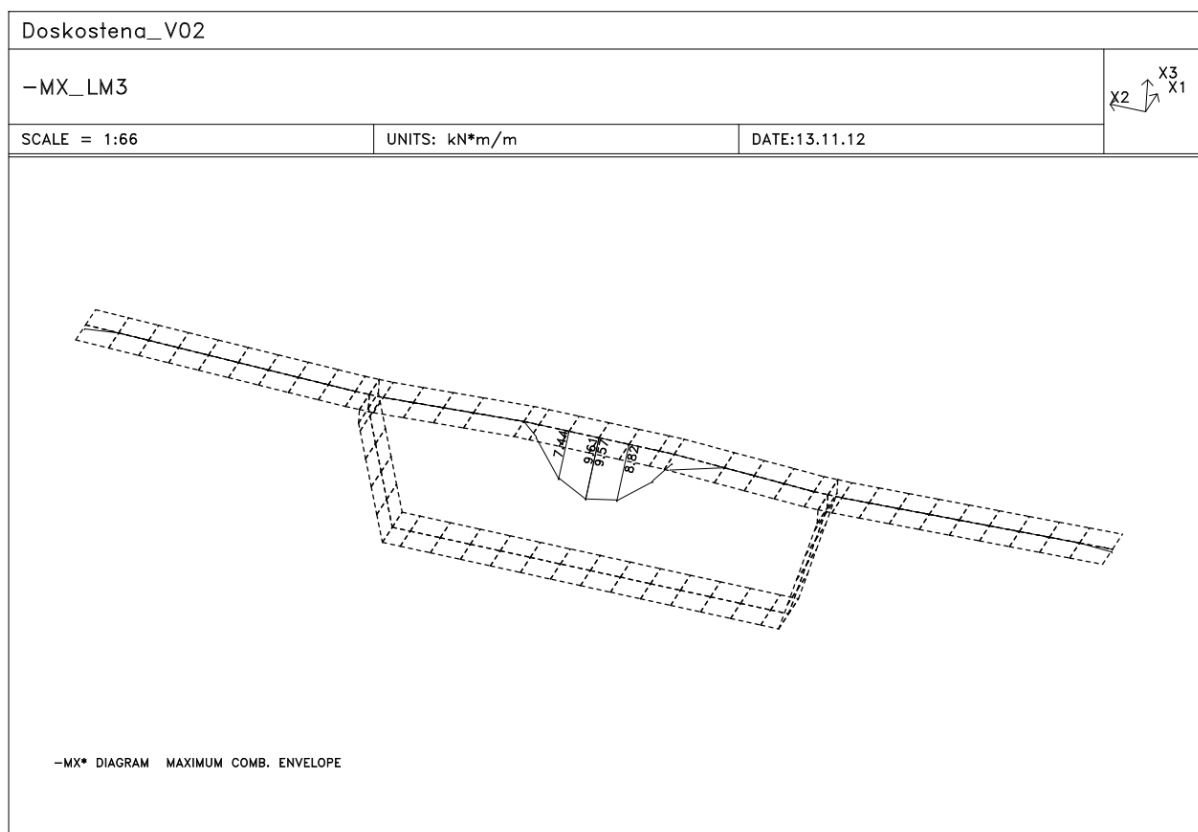
## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

- Priečny smer – horná doska – výsledky z návrhovej kombinácie - LM3



+MX\* DIAGRAM MINIMUM COMB. ENVELOPE

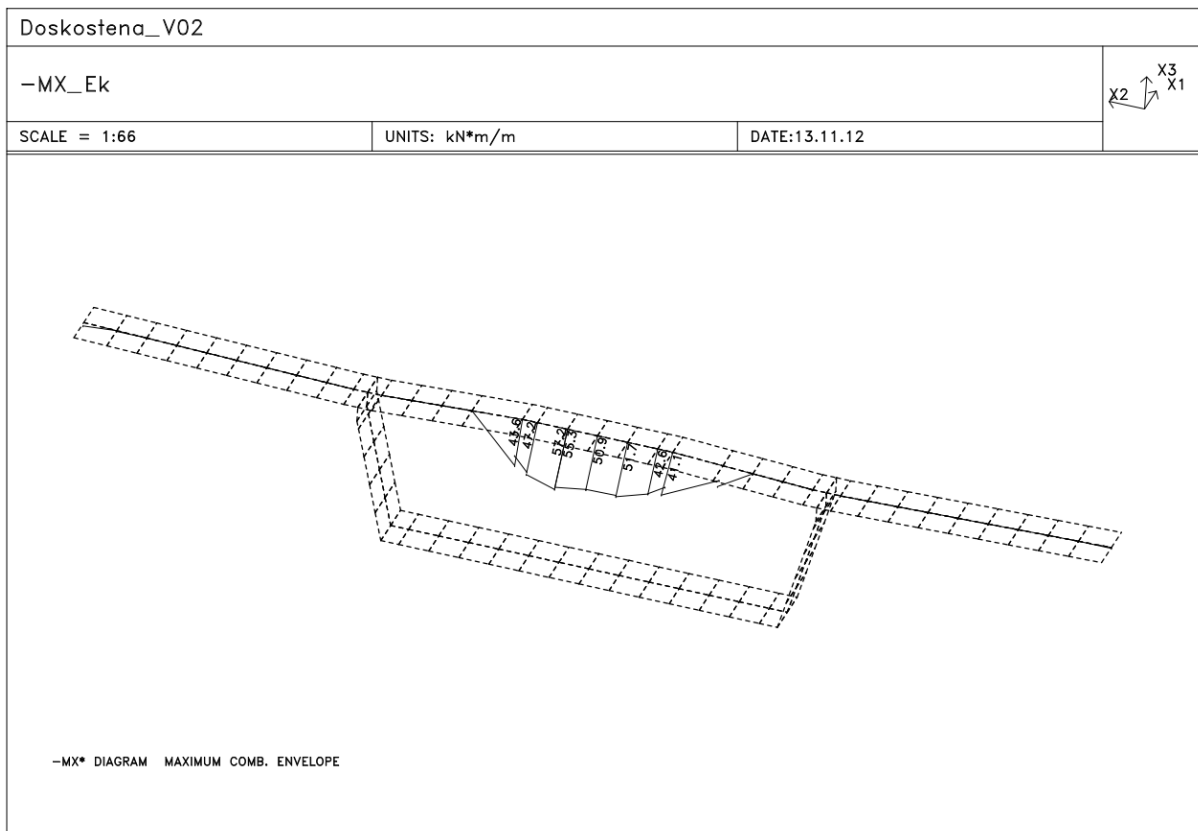
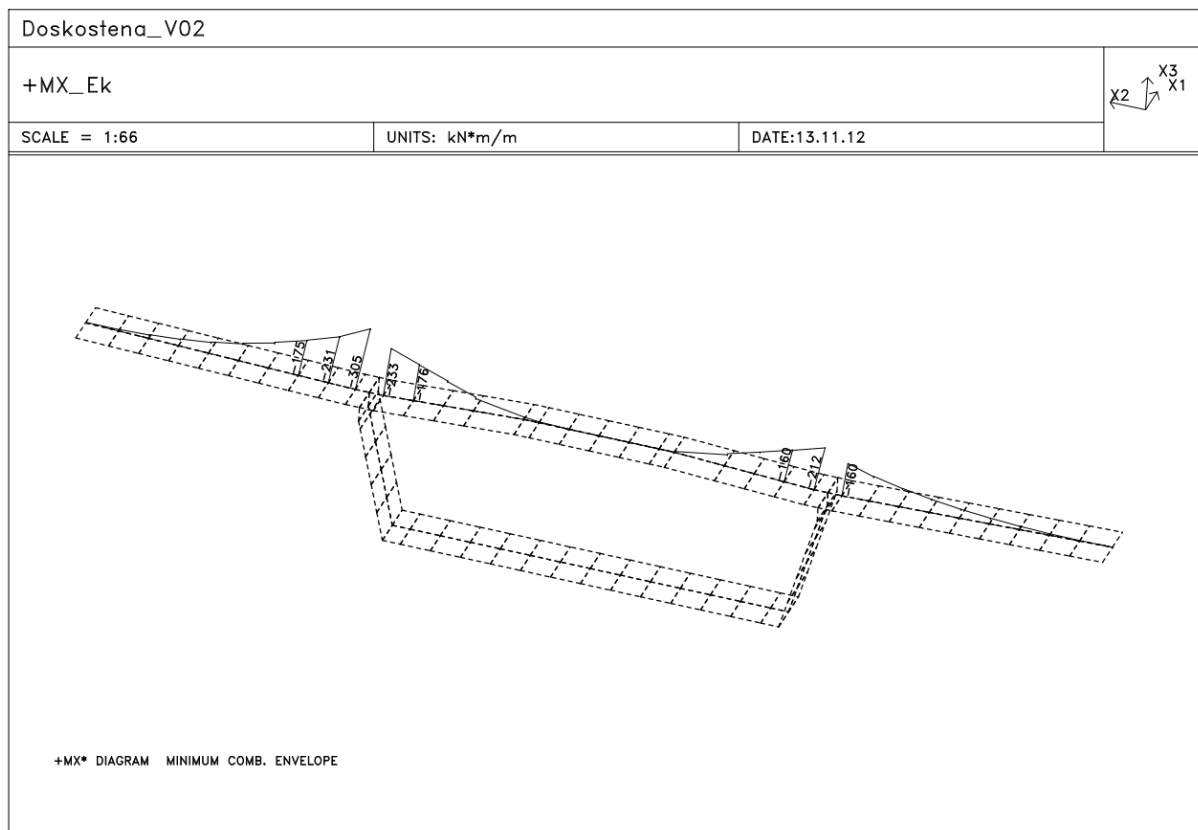


-MX\* DIAGRAM MAXIMUM COMB. ENVELOPE

## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

- Priečny smer – horná doska – charakteristická kombinácia

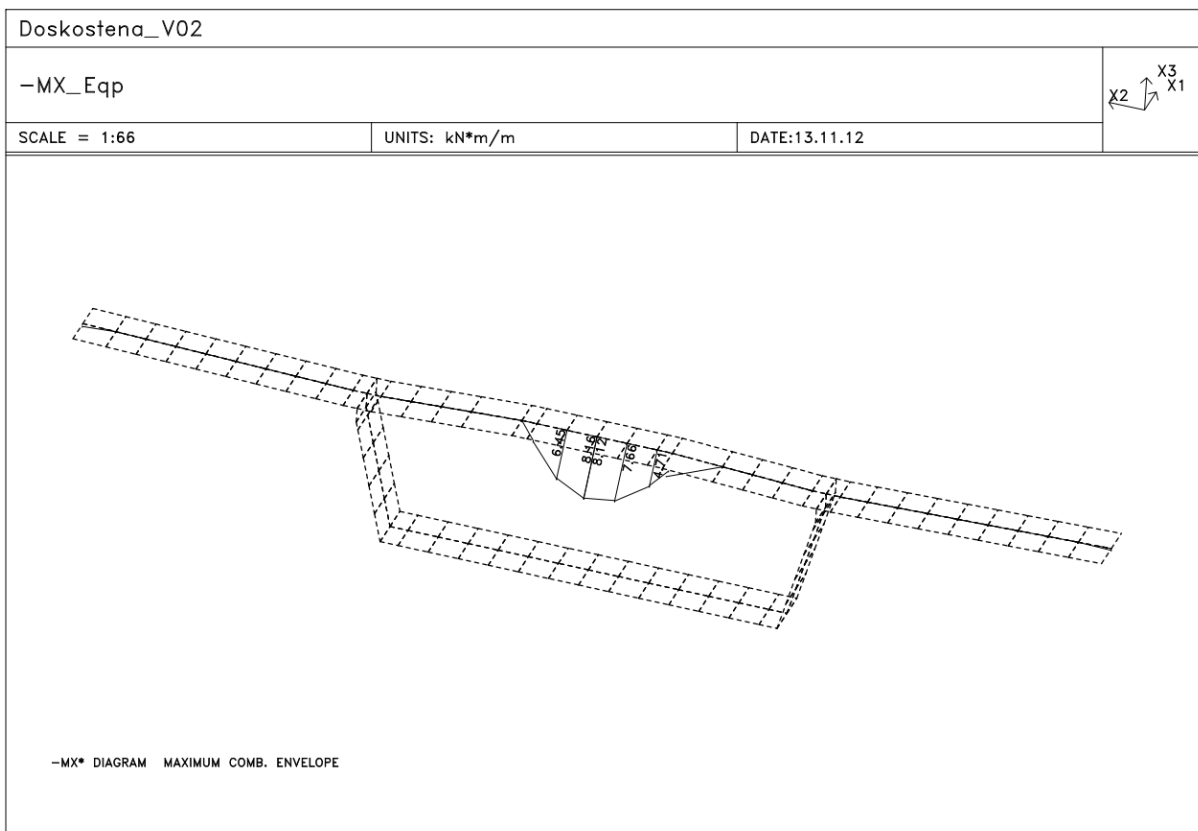
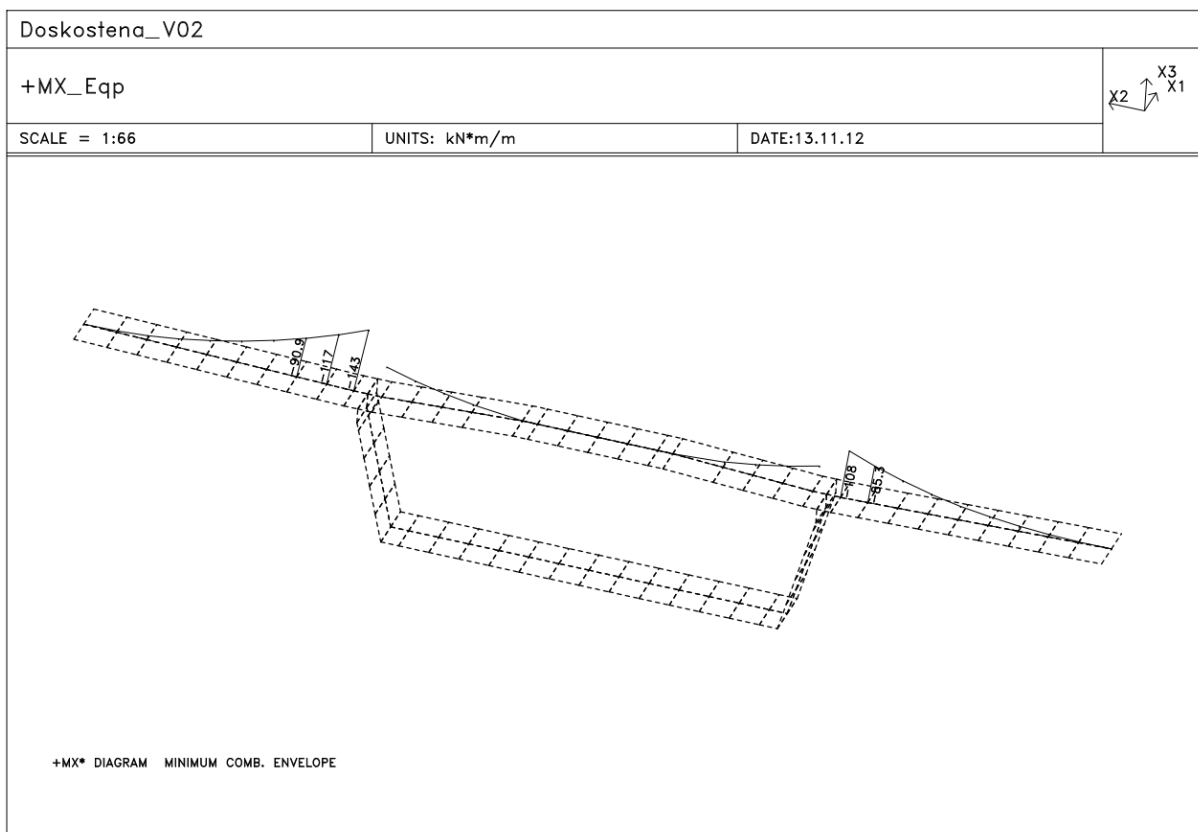




## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

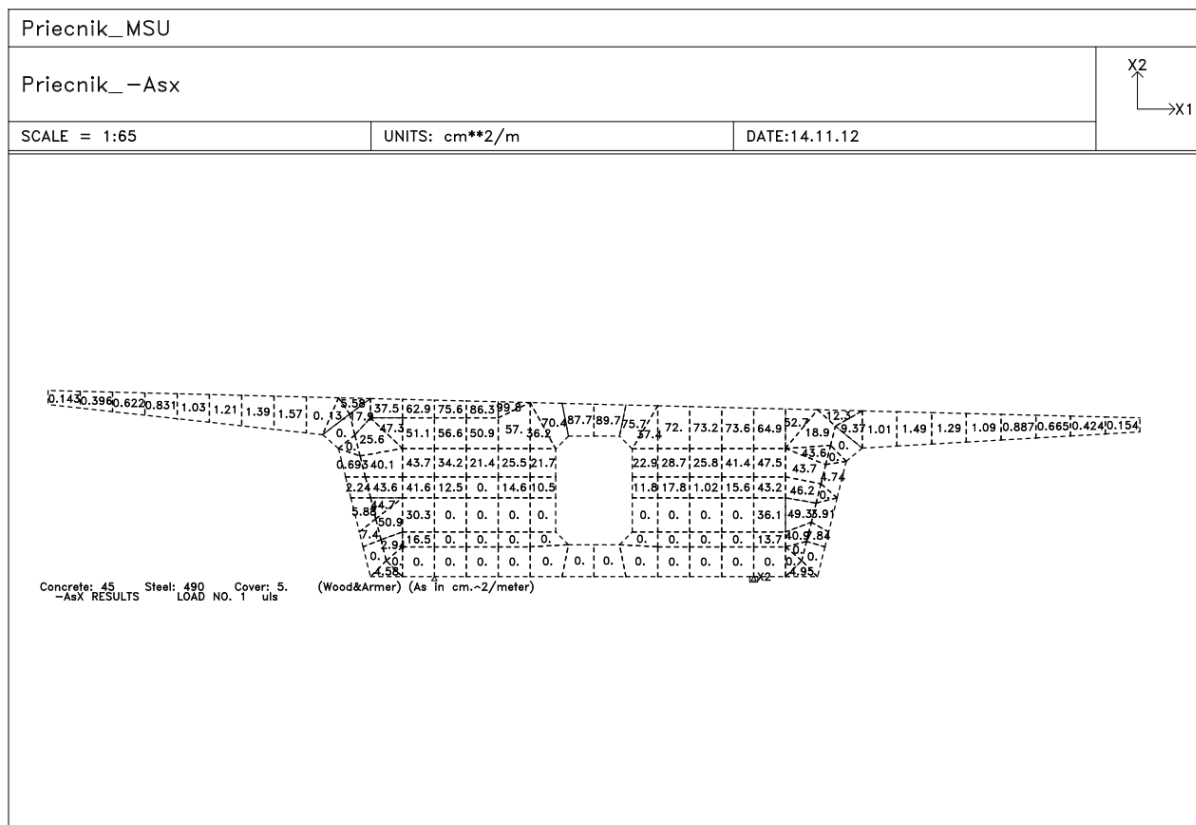
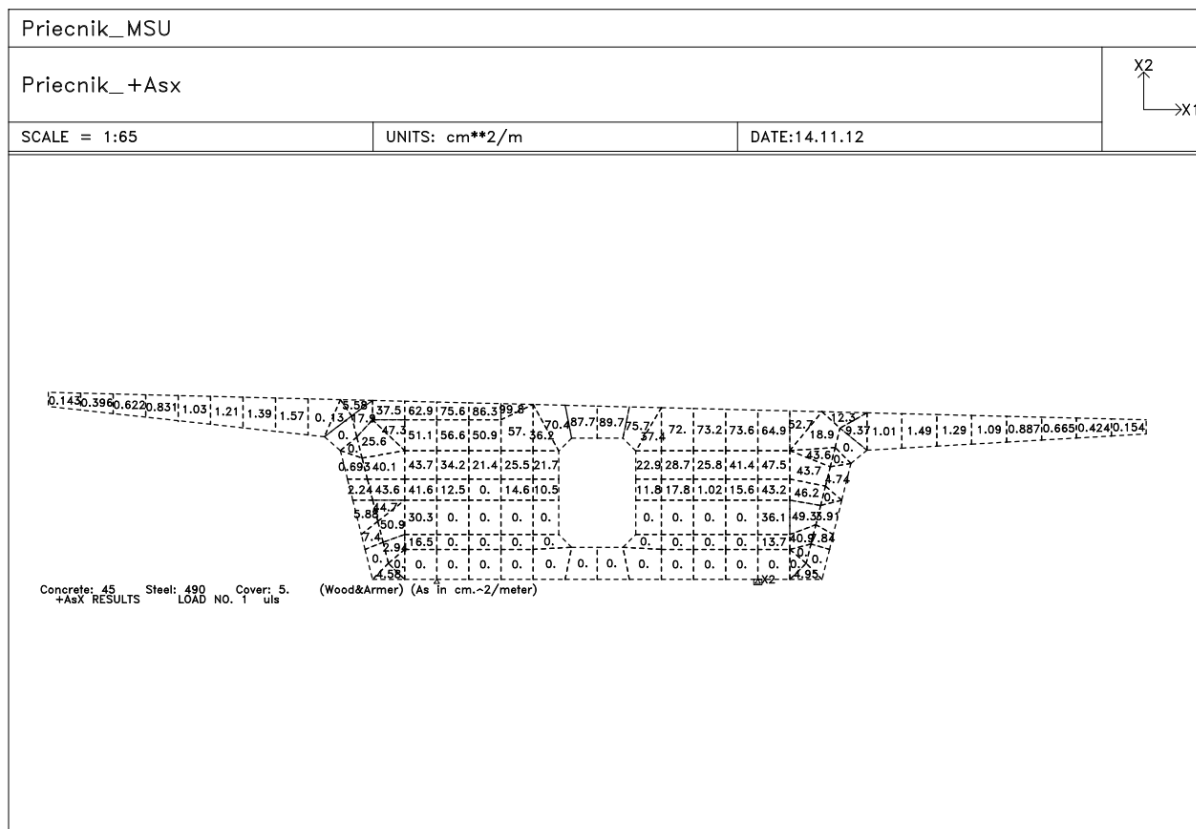
- Priečny smer – horná doska – kvázistála kombinácia zaťažení



## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

- Priečny smer – priečník – potrebné plochy betonárskej výstuže



## Statický výpočet

202-00 Most na C.I/75 nad Váhom v km 1,795 – DC2

