

# Statický výpočet

## Obsah:

<b>1.</b>	<b>ÚVOD.....</b>	<b>2</b>
1.1.	VŠEOBECNĚ .....	2
1.2.	POPIS KONSTRUKCE.....	2
1.3.	PŘEDPOKLADY VÝPOČTU .....	2
1.3.1.	<i>Obecné předpoklady výpočtu.....</i>	2
1.3.2.	<i>Návrhové materiálové charakteristiky nosné konstrukce .....</i>	3
<b>2.</b>	<b>GEOMETRIE.....</b>	<b>4</b>
2.1.	TVAR KONSTRUKCE .....	5
2.2.	MODEL NOSNÉ KONSTRUKCE .....	6
<b>3.</b>	<b>ZATÍŽENÍ KONSTRUKCE .....</b>	<b>8</b>
3.1.	STÁLÉ ZATÍŽENÍ .....	8
3.1.1.	<i>Vlastní tíha nosné konstrukce .....</i>	8
3.1.2.	<i>Ostatní stálá zatížení .....</i>	8
3.2.	NAHODILÁ ZATÍŽENÍ .....	8
3.2.1.	<i>Nahodilé zatížení sněhem .....</i>	8
3.2.2.	<i>Nahodilé zatížení větrem.....</i>	8
3.2.3.	<i>Nahodilé zatížení teplotou .....</i>	8
3.2.4.	<i>Nahodilé zatížení dopravou .....</i>	9
3.2.4.1.	<i>Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů .....</i>	9
3.2.4.2.	<i>Model zatížení 1 (LM1).....</i>	9
3.2.4.3.	<i>Model zatížení 2 (LM2).....</i>	10
3.2.4.4.	<i>Model zatížení 3 (LM3).....</i>	10
3.2.4.5.	<i>Model zatížení 4 (LM4).....</i>	11
3.2.4.6.	<i>Brzdné a rozjezdové síly.....</i>	11
3.2.4.7.	<i>Odstředivé a jiné příčné síly.....</i>	11
3.2.4.8.	<i>Nahodilá zatížení na únavu .....</i>	11
<b>4.</b>	<b>SESTAVENÉ ZATĚŽOVACÍ STAVY .....</b>	<b>12</b>
<b>5.</b>	<b>VÝPOČET VNITŘNÍCH SIL.....</b>	<b>15</b>
5.1.	PRŮBĚH VNITŘNÍCH SIL .....	15
5.2.	REKAPITULACE VNITŘNÍCH SIL .....	17
5.3.	SUPERPOZICE ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ.....	17
<b>6.</b>	<b>NÁVRH A POSOUZENÍ MOSTU .....</b>	<b>24</b>
6.1.	DESKA NOSNÉ KONSTRUKCE .....	24
6.1.1.	<i>Posouzení na ohyb v MSU .....</i>	24
6.1.2.	<i>Posouzení na smyk.....</i>	27
6.1.3.	<i>Omezení trhlin a napětí .....</i>	28
6.1.4.	<i>Posouzení průhybů .....</i>	28
6.1.5.	<i>Posouzení na únavu .....</i>	29
6.1.6.	<i>Táhlo spojení polí (pérová deska) .....</i>	30
6.2.	SPODNÍ STAVBA .....	33
6.2.1.	<i>Opěry .....</i>	33
6.2.2.	<i>Pilíře.....</i>	33
6.2.3.	<i>Křídla.....</i>	34
<b>8.</b>	<b>ZÁVĚR.....</b>	<b>38</b>

# 1. Úvod

## 1.1. Všeobecně

Jedná se o most ev.č.LB-089 v Liberci Machníně. Most se nachází v intravilánu a převání místní obslužnou komunikaci přes inundaci Lužické Nisy k archivu a skladu hasičů č.p.61.

Stávající most je ve velmi špatném stavebním stavu s nedostatečnou zatížitelností. Šířkové uspořádání pro jeden jízdní pruh je s ohledem na stávající i budoucí či výhledový režim dopravy vyhovující.

## 1.2. Popis konstrukce

Nový most sestává ze čtyř prostě uložených polí charakteru desky z monolitického železobetonu. Uložení plovoucí na lepenková ložiska. Jednotlivá pole jsou nad pilíři spojena táhly ve funkci pérové desky, veškeré dilatační pohyby se tak odehrají až za opěrami, nad pilíři nejsou dilatační závěry ani spáry. Za opěrami je povrchová dilatační spára ve vozovce přiznaná jen řezanou spárou těsněnou pouze modifikovanou asfaltovou zálivkou.

Pilíře spodní stavby jsou stěnové železobetonové, tloušťka stěny 75cm umožňuje uložení desek z obou sousedních polí. Krajiní opěry jsou rovněž stěnové železobetonové, ale tloušťky jen 50cm vzhledem k uložení pouze jednoho pole. Na opěrách je nosná konstrukce uložena přes vrubové klouby.

Křídla jsou tvořena gabionovými zdmi a to v kombinaci rovnoběžných a kolmých.

Mostní svršek je bezřímsový pouze s okapničkou ve formě vykonzolované horní hrany desky. Zábradlí dodatečně kotvené.

Tvar a dimenze mostu jsou patrné z kapitoly geometrie. Rozpětí 5.8m, šířka 3.8m, přelivná hrana desky s okapnicí místo římsy, zábradlí kotvené k přímo pojížděné desce s přímo pojížděnou izolací.

## 1.3. Předpoklady výpočtu

### 1.3.1. Obecné předpoklady výpočtu

Betonáž každého pole nosné konstrukce bude prováděna na skruži jako celek bez vytváření pracovních spar. Pérové desky (propojovací táhla) budou dobetonována až po odskružení kvůli pružným deformacím a to s co největším časovým odstupem kvůli dotvarování.

Model je uvažován jako kolmá deska prostě uložená, s ohledem na statické působení a stejná pole je model proveden pouze pro jedno, ostatní pole není nutno modelovat.

### 1.3.2. Návrhové materiálové charakteristiky nosné konstrukce

**Beton: C 30/37-XD1, XF2 (CZ) – CI 0.40 – D<sub>max</sub>22 – S5**

**Návrhová pevnost betonu v tlaku EN 1992-2 ods. 3.1.6**

$f_{cd} = a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$			EN 1992-2, 3.1.6	
$f_{ck} = 30$	Mpa		EN 1992-1-1, tab 3.1	charakteristická pevnost betonu
$a_{cc} = 0.85$			EN 1992-2, 3.1.6	souč. zohledňující dlouhodobé účinky uvedená hodnota je doporučena pro mosty
$\gamma_c = 1.5$			EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro trvalé a dočasné návrhové situace
$\gamma_c = 1.2$			EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro mimořádné návrhové situace
$f_{cd} = a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	<b>17.0</b>	<b>Mpa</b>		
$f_{cd} = a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	<b>21.25</b>	<b>Mpa</b>		

**Návrhová pevnost betonu v tahu EN 1992-2 ods. 3.1.6**

$f_{ctd} = a_{ct} \cdot f_{ctk0.05} / \gamma_c$			EN 1992-2, 3.1.6	
$f_{ctk0.05} = 2.0$	Mpa		EN 1992-1-1, tab 3.1	charakteristická pevnost betonu
$a_{ct} = 1.0$			EN 1992-2, 3.1.6	souč. zohledňující dlouhodobé účinky uvedená hodnota je doporučena pro mosty
$\gamma_c = 1.5$			EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro trvalé a dočasné návrhové situace
$\gamma_c = 1.2$			EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro mimořádné návrhové situace
$f_{cd} = a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	<b>1.3</b>	<b>Mpa</b>		
$f_{cd} = a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	<b>1.7</b>	<b>Mpa</b>		

**Ocel: B 500B**

**Návrhová pevnost oceli EN 1992-1-1 ods. 3.2.7, obr 3.8**

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$			EN 1992-1-1, obr 3.8	
$f_{yk} = 500$	Mpa		EN 1992-1-1, tab 3.1	charakteristická pevnost oceli mez kluzu oceli v ČSN 42 0139 $R_e = f_{yk}$
$\gamma_s = 1.15$			EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro trvalé a dočasné návrhové situace
$\gamma_s = 1.0$			EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro mimořádné návrhové situace
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	<b>434.8</b>	<b>Mpa</b>		
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	<b>500</b>	<b>Mpa</b>		

### Krycí vrstva EN 1992-2 ods. 4.

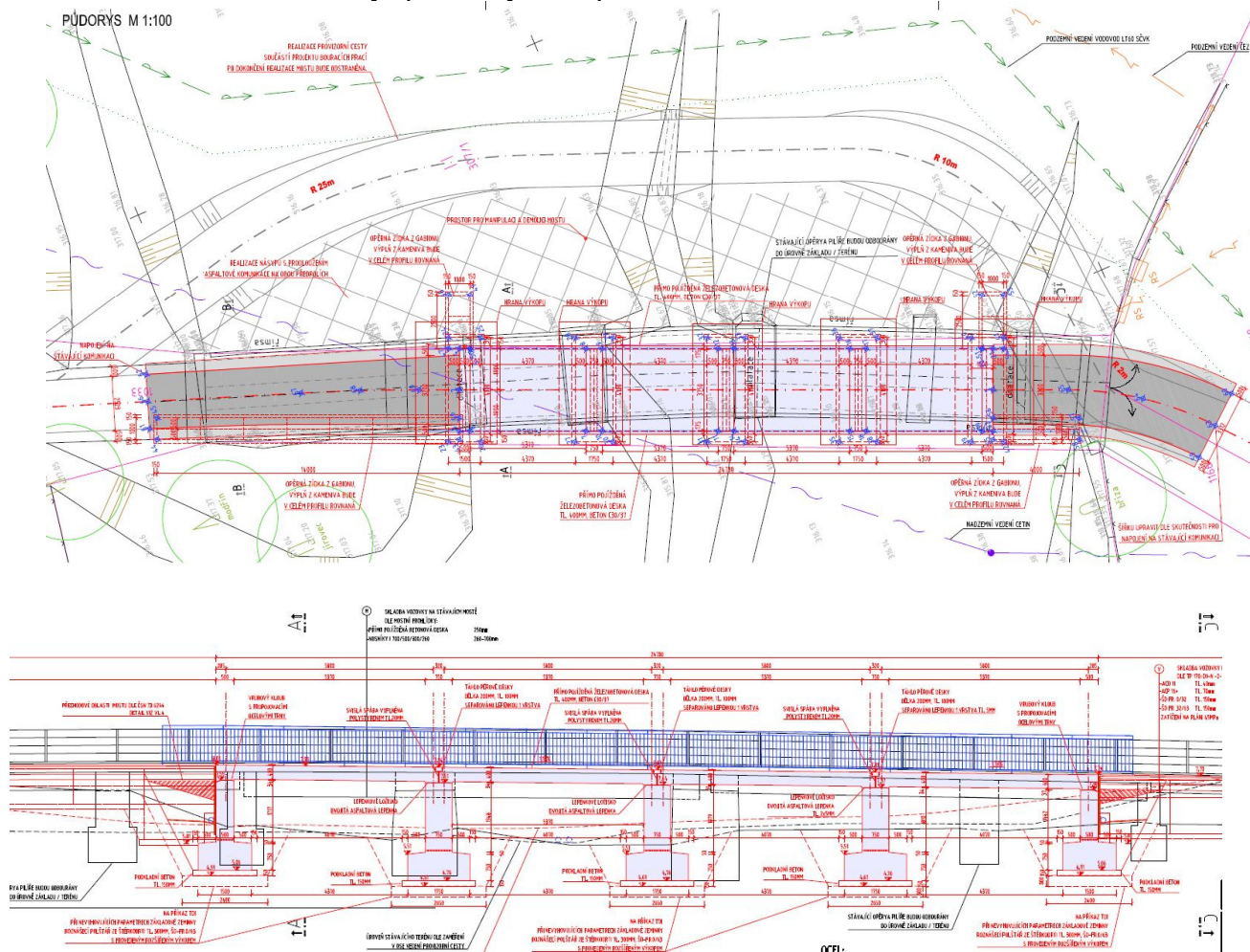
<b>S 4</b>		pozn.	základní třída konstrukce životnost 50 let
+2 třídy	2	EN 1992-1-1, 4.4.1.2, tab 3.4N	návrhová životnost 100 let
-1 třídy	-1	EN 1992-1-1, 4.4.1.2, tab 3.4N	zajištění zvláštní kontroly kvality výroby betonu
<b>S 5</b>			výsledná třída konstrukce
$c_{min,dur} = 40$	mm	EN 1992-1-1, 4.4.1.2, tab 4.4N	minimální krycí vrstva z hlediska vlivu prostředí pro uvažovaný vliv prostředí XD1
$c_{min,b} = 0$	mm	EN 1992-1-1, 4.4.1.2, tab 4.2N	minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti, $D_{max} < 32\text{mm} \rightarrow \emptyset_p$ ak $D_{max} > 32\text{mm} \rightarrow \emptyset_p + 5\text{mm}$
$\Delta c_{dur,\gamma} = 0$	mm	EN 1992-1-1, 4.4.1.2	přídavná bezpečnostní složka
$\Delta c_{dur,st} = 0$	mm	EN 1992-1-1, 4.4.1.2	pro korozivzdornou ocel
$\Delta c_{dur,add} = 0$	mm	EN 1992-1-1, 4.4.1.2	pro beton s ochrannými vrstvami
$\Delta c_{dev} = 10$	mm	EN 1992-1-1, 4.4.1.3. pozn.	přídavek pro návrhovou odchylku
$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{mm}\}$			
$c_{min} = 40$	mm		
$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} =$	<b>50 mm</b>	EN 1992-1-1, 4.4.1.1	

## 2. Geometrie

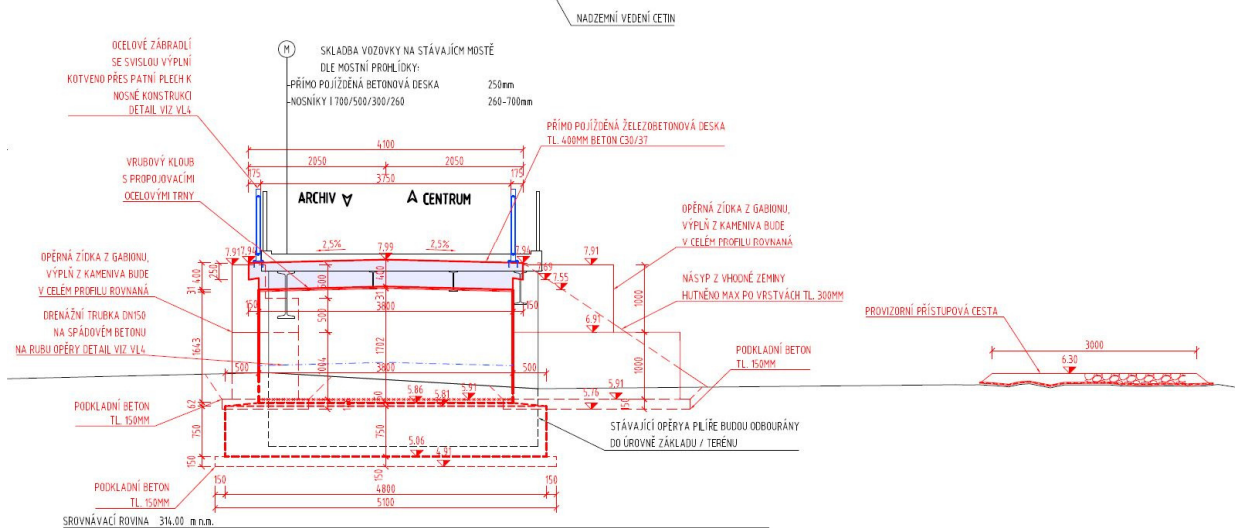
Tvar a základní rozměry mostu jsou patrné z příložených schémat. Vstupní údaje a údaje o modelu jsou s ohledem na množství dat uvedeny pouze základní, kompletní vstupy jsou archivovány u projektanta. Model nosné konstrukce je zvolen jako kolmá železobetonová deska.

## 2.1. Tvar konstrukce

Tvar mostní konstrukce je převzatý z rozpracované dokumentace.



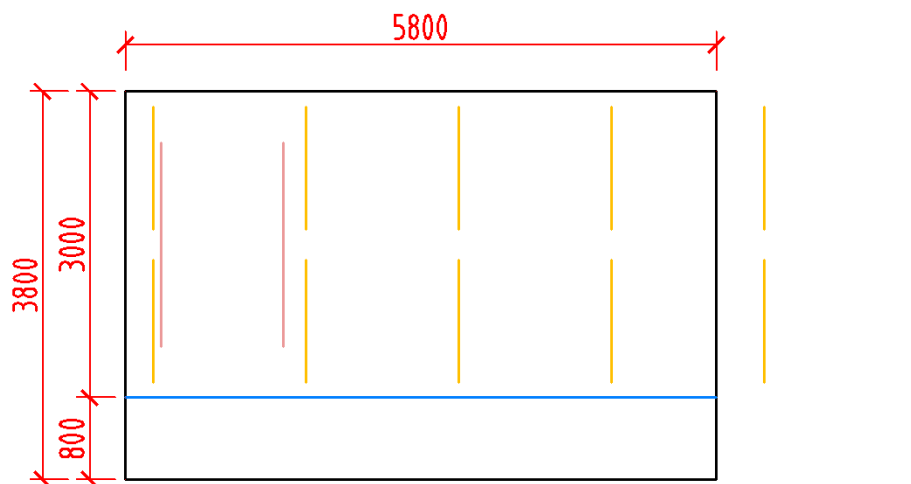
PŘÍČNÝ ŘEZ A - A  
M 1 : 50



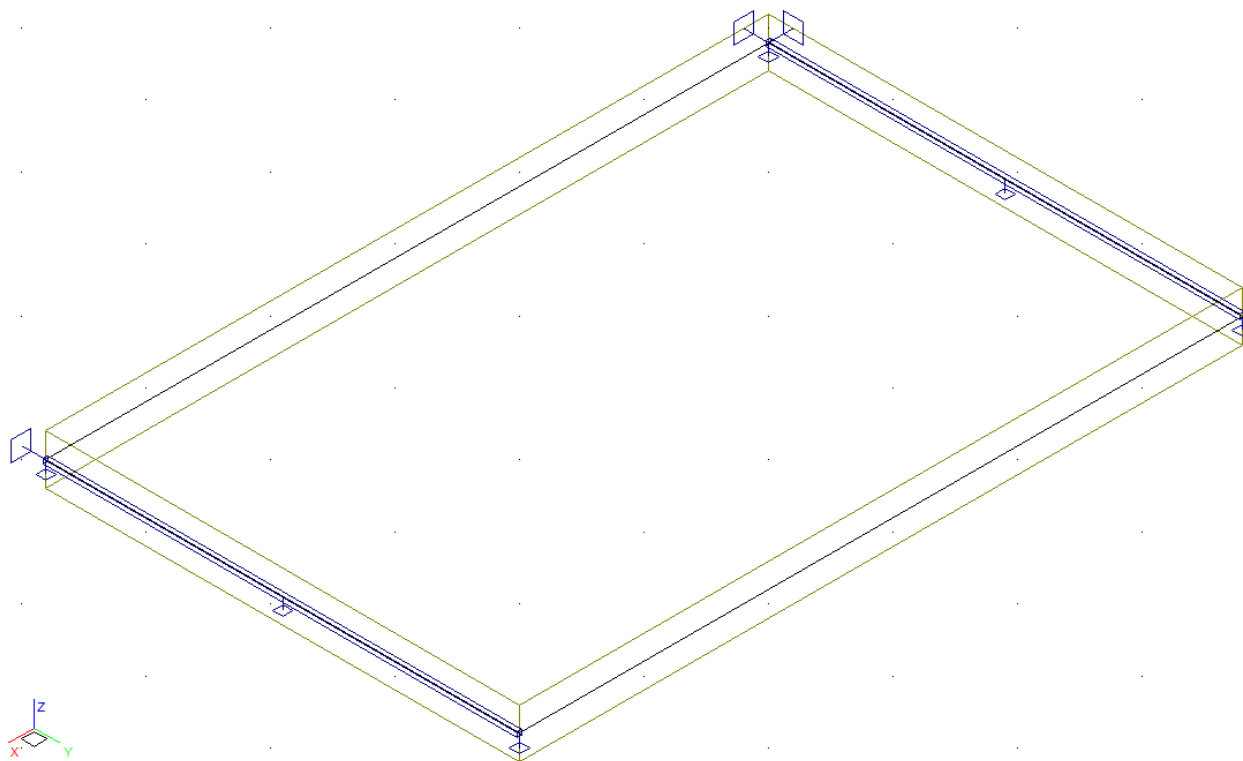
## 2.2. Model nosné konstrukce

Model je uvažován jako šikmá deska šířkově odpovídající polovině nedokončeného mostu. Chodníková konzola je modelována centricky připojenou deskou odstupňované tloušťky ve čtvrtinách náběhu. Model je přiložen formou výpisu a schémat z použitého výpočetního programu.

### Půdorysné schéma se základními rozměry s počátečními polohami náprav



### Model v axonometrii



**Údaje o konstrukci**

Jméno projektu	nk	Prutů	0	Geometrie - délky	m
Autor projektu	Ing.T.Humpal	Ploch	1	Geometrie - úhly	deg
Popis projektu	deska prostá	Zatížení	62	Průřezy - délky	m
Rozměr projektu	Prostor	Podpor	4	Zatížení, výsledky - síly	kN
Datum	15.11.2022	Bodů	0	Zatížení, výsledky - napětí	kPa
Čas	9:02	Linií	19	Zatížení, výsledky - délky	m
		Ploch	0	Deformace - posuny	m
		Kontaktů	0	Deformace - natočení	deg
		Materiálů	1	Čas	sec
		Průřezů	0	Teplota	°C
		Tloušťek	1	Hmota	t
		Podloží	0		
		Skupin	4		
		Zat. stavů	23		

**Výpis zadanych materiálů:**

E1, E2	[kPa]	moduly pružnosti (E2 pouze pro ortotropní materiál)
ni		Poissonův součinitel
gama	[t/m3]	objemová hmotnost
K1, K2	[kN/m3]	koefficienty tepelné roztažnosti
útlum		dekrement útlumu

Materiál	Typ	E 1 [kPa]	ni	gama [t/m3]	K 1 [kN/m3]	E 2 [kPa]	K 2 [kN/m3]	útlum
BETON	BETON	2.600e+07	0.200	2.500	1.000e-05			0.100
Materiál	Objem [m3]	Hmotnost [t]						
BETON	8.816	22.040						
celkem		22.040						

**Výpis zadanych tloušťek:**

Označení	Materiál	Tloušťka [m]
deska	-BETON	0.400

**Výpis plošných dílců - parametry ploch:**

Plocha	Typ plochy	Deska	Tloušťka [m]	Objem [m3]	Skupina
1	Rovinná deska	Tenká deska	0.400	8.816	Skupina č.1

**Výpis plošných dílců - souřadnice vrcholů ploch:**

Plocha	Hrana	Počátek [m]	Konec [m]
Polygon1	1	2.900,-1.900,0.000	-2.900,-1.900,0.000
	2	-2.900,-1.900,0.000	-2.900,1.900,0.000
	3	-2.900,1.900,0.000	2.900,1.900,0.000
	4	2.900,1.900,0.000	2.900,-1.900,0.000

### 3. Zatížení konstrukce

#### 3.1. Stálé zatížení

##### 3.1.1. Vlastní tíha nosné konstrukce

Zatížení vlastní tíhou nosné konstrukce je v programu vygenerováno ze zadaných průřezových a materiálových charakteristik z databanky programu zadáním gravitačního zrychlení.

$$q_{\text{deska prům.tl.331mm}} = 0.4 \cdot 25 = 10.0 \text{ kN/m}^2$$

##### 3.1.2. Ostatní stálá zatížení

Zatížení jsou definována následovně.

$$q_{\text{římso-vykonzoilovaná část desky}} = 0.2 \cdot 0.25 \cdot 25 = 1.25 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{zábradlí}} = 1.5 \text{ kN/m}$$

Smršťování je uvažováno jako ochlazení o 15°C.

Sedání základů není uvažováno s ohledem na statické schéma prostého pole.

#### 3.2. Nahodilá zatížení

##### 3.2.1. Nahodilé zatížení sněhem

Vzhledem k velikosti a tvaru mostu nemá zatížení sněhem rozhodující vliv na vnitřní síly a není uvažováno.

##### 3.2.2. Nahodilé zatížení větrem

Vzhledem k velikosti a tvaru mostu nemá zatížení větrem rozhodující vliv na vnitřní síly a není uvažováno.

##### 3.2.3. Nahodilé zatížení teplotou

Rovnoměrná složka teploty je uvažována při návrhu spodní stavby dilatace a uložení jako ochlazení o -50°C a oteplení o +50°C.

Rozdílové složky teploty neuvažují s ohledem na systém prostého uložení, které nebrání svislým deformacím.



### 3.2.4. Nahodilé zatížení dopravou

#### 3.2.4.1. Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů

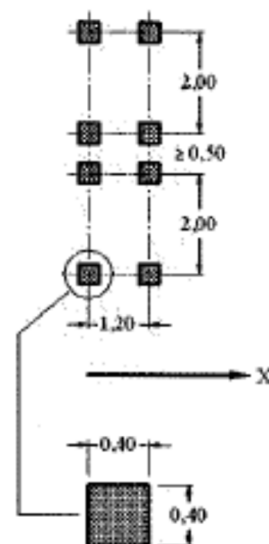
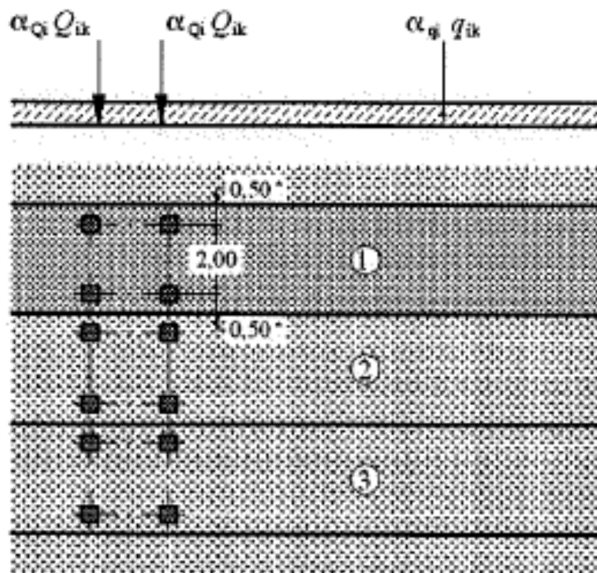
Rozdělení je důležité pro správnou volbu zatěžovacích schémat.

w=	3.8 m		skutečná šířka vozovky na mostě
w=	3.0 m	EN 1991-2, str 29, tab 4.1	šířka jednoho zatěžovacího pruhu max. 3.0m
n=	1	EN 1991-2, str 29, tab 4.1	navržený počet zatěžovacích pruhů
	0.8 m		šířka zbývajících ploch

#### 3.2.4.2. Model zatížení 1 (LM1)

Zatížení LM1 sestává z nápravových tlaků ideální dvounápravy TS a rovnoměrného zatížení UDL.

umístění	Soustředěné zatížení				Rovnoměrné zatížení		
	$Q_{ik}$ [kN]	$\alpha_{Qi}$	$\alpha_{Qi} \cdot Q_i$ [kN]	$\alpha_{Qi} \cdot Q_i / 0.4 \cdot 0.4$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\alpha_{qi}$	$\alpha_{qi} \cdot q_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Pruh č.1	300	0.8	240	1500	9	0.8	7.2
Pruh č.2	200	0.8	160	1000	2.5	1	2.5
Pruh č.3	100	0.8	80	500	2.5	1	2.5
Ostatní					2.5	1	2.5



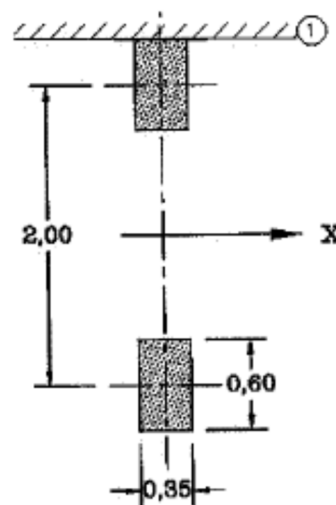
Přítížení povrchu předpolí pro posouzení opěr je uvažováno rozneseným zatížením TS LM1 přes vrstvy vozovek a zásypu do hloubky 1m a to na celou šířku základu následovně:

$$q_{\text{předpolí}} = \frac{4 \cdot 120}{4.8 \cdot (1.0 + 1.2 + 1.0)} = 31.25 \text{ kN/m}^2$$

### 3.2.4.3. Model zatížení 2 (LM2)

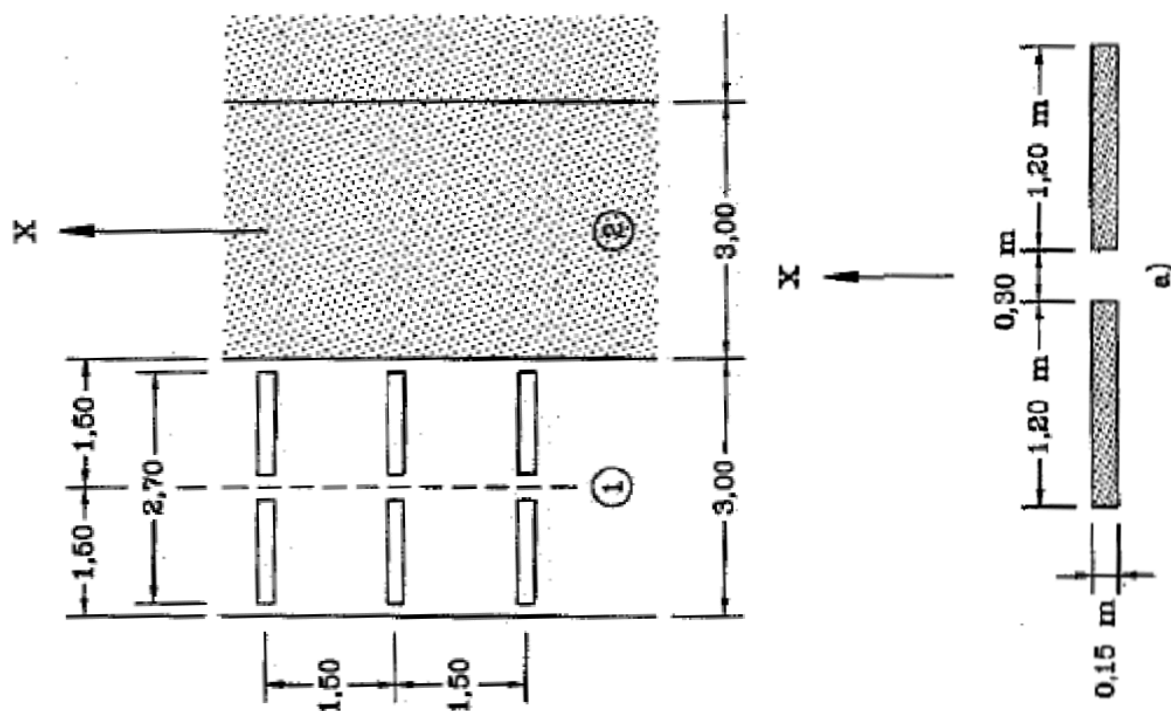
Zatížení ideální nápravou.

umístění	Soustředené zatížení			
	$Q_{ak}$ [kN]	$\beta_Q = \alpha_{Q1}$	$\beta_{Q1} \cdot Q_{ak}$ [kN]	$\alpha_{Qi} \cdot Q_i / 0.35 \cdot 0.6$ [kN/m <sup>2</sup> ]
	400	0.8	320	1524



### 3.2.4.4. Model zatížení 3 (LM3)

Uvažuji zvláštní vozidlo 1800/200(9náprav 200kN po 1.5m) s rovnoměrným zatížením LM1.



### 3.2.4.5. Model zatížení 4 (LM4)

Zatížení davem lidí  $5\text{kN/m}^2$  není rozhodující a proto není aplikováno.

$$q_{LM4} = 5\text{kN/m}^2$$

### 3.2.4.6. Brzdné a rozjezdové síly

Brzdné síly uvažují s ohledem na propojení táhly na celou délku mostu následovně.

$Q_{1k} =$	300	kN	EN 1991-2, str 32	charakteristické hodnoty model zatížení 1
$q_{1k} =$	9	kN/m <sup>2</sup>	EN 1991-2, str 32	charakteristické hodnoty model zatížení 1
$\alpha_{Q1} =$	0.8		EN 1991-2, str 143, NA 2.12	
$\alpha_{q1} =$	0.8		EN 1991-2, str 143, NA 2.12	
$w_1 =$	3	m	EN 1991-2, str 29, tab 4.1	šířka jednoho zatěžovacího pruhu max. 3.0m
$L =$	19.2	m	EN 1991-2, str 36	délka nosné konstrukce nebo uvažované části
$Q_{1k} = 0.6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L =$		329.5	kN	EN 1991-2, str 36
				uvažuje se v úrovni povrchu vozovky $180 \cdot \alpha_{Q1} \text{ kN} \leq Q_{1k} \leq 900 \text{ kN}$

### 3.2.4.7. Odstředivé a jiné příčné síly

Odstředivé síly nejsou v tomto případě rozhodující, neuvažují s nimi.

### 3.2.4.8. Nahodilá zatížení na únavu

Uvažují zatížení LM1 s odpovídající redukcí.

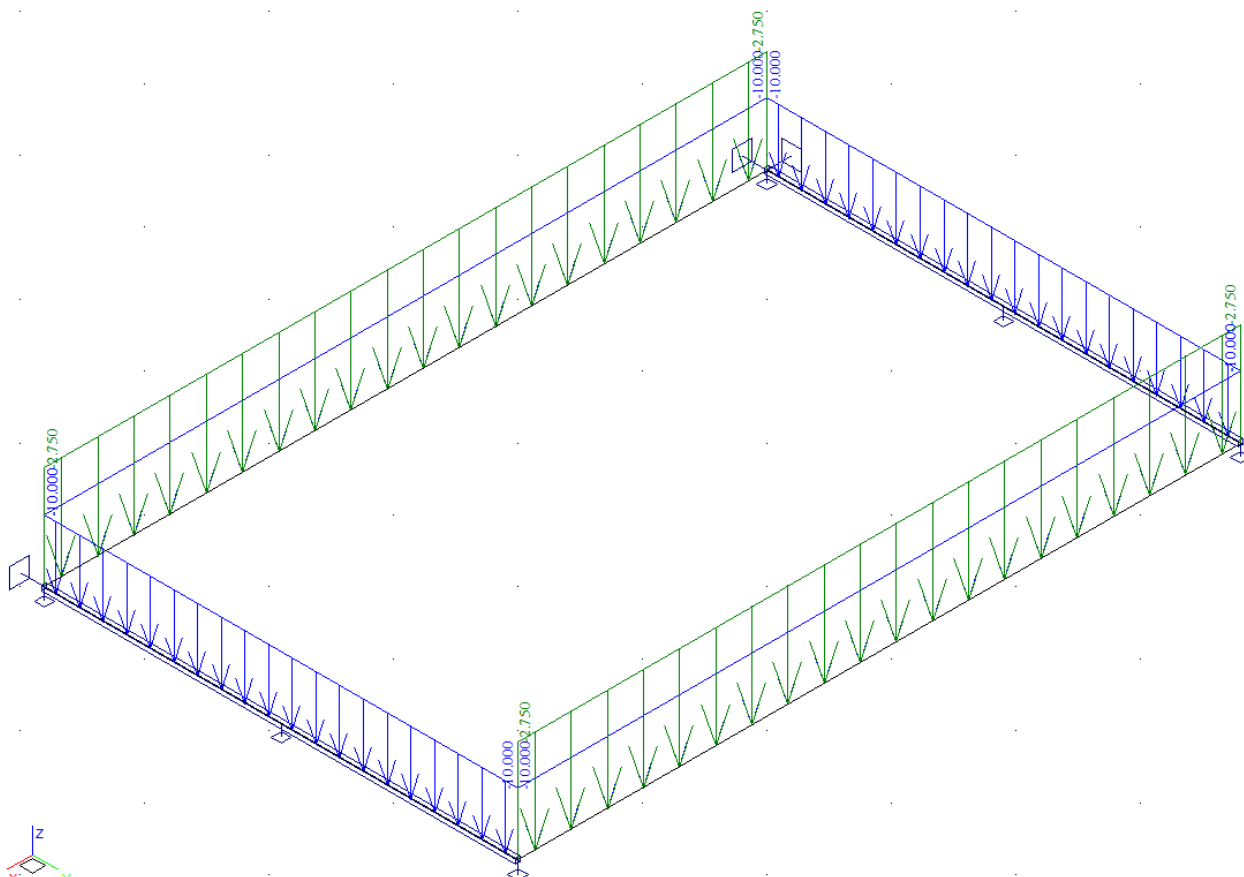
## 4. Sestavené zatěžovací stavy

Rekapitulace sestavených zatěžovacích stavů je uvedena formou výpisu z použitého programu. Dále jsou přiložena schémata vybraných zatěžovacích stavů, jedná se o stálá zatížení a počátky simulace pojezdu nahodilých zatížení.

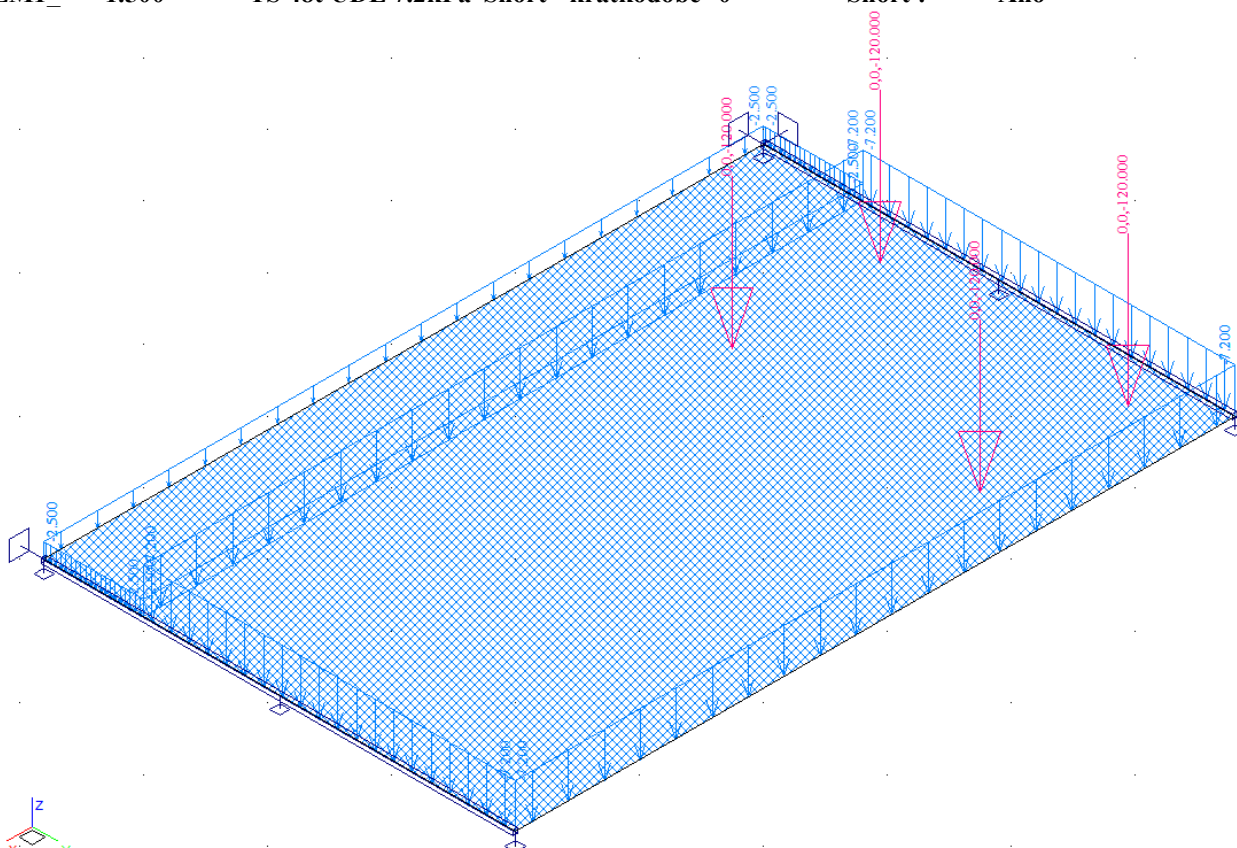
### Výpis zatěžovacích stavů :

Jméno	Koeficient	Komentář	Typ zatížení	Skupina	Parametry	Výběrový
G0	1.350	stálé	Perm - stálé	0	Perm	Ne
LM1_	1.500	TS 48t UDL 7.2kPa	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM1_1	1.500	TS 48t UDL 7.2kPa	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM1_2	1.500	TS 48t UDL 7.2kPa	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM1_3	1.500	TS 48t UDL 7.2kPa	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM1_4	1.500	TS 48t UDL 7.2kPa	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM1_5	1.500	TS 48t UDL 7.2kPa	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_	1.500	ideální náprava 32t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_1	1.500	ideální náprava 32t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_2	1.500	ideální náprava 32t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_3	1.500	ideální náprava 32t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_4	1.500	ideální náprava 32t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_5	1.500	ideální náprava 32t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_6	1.500	ideální náprava 32t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM3_	1.500	devítinápava 180t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano

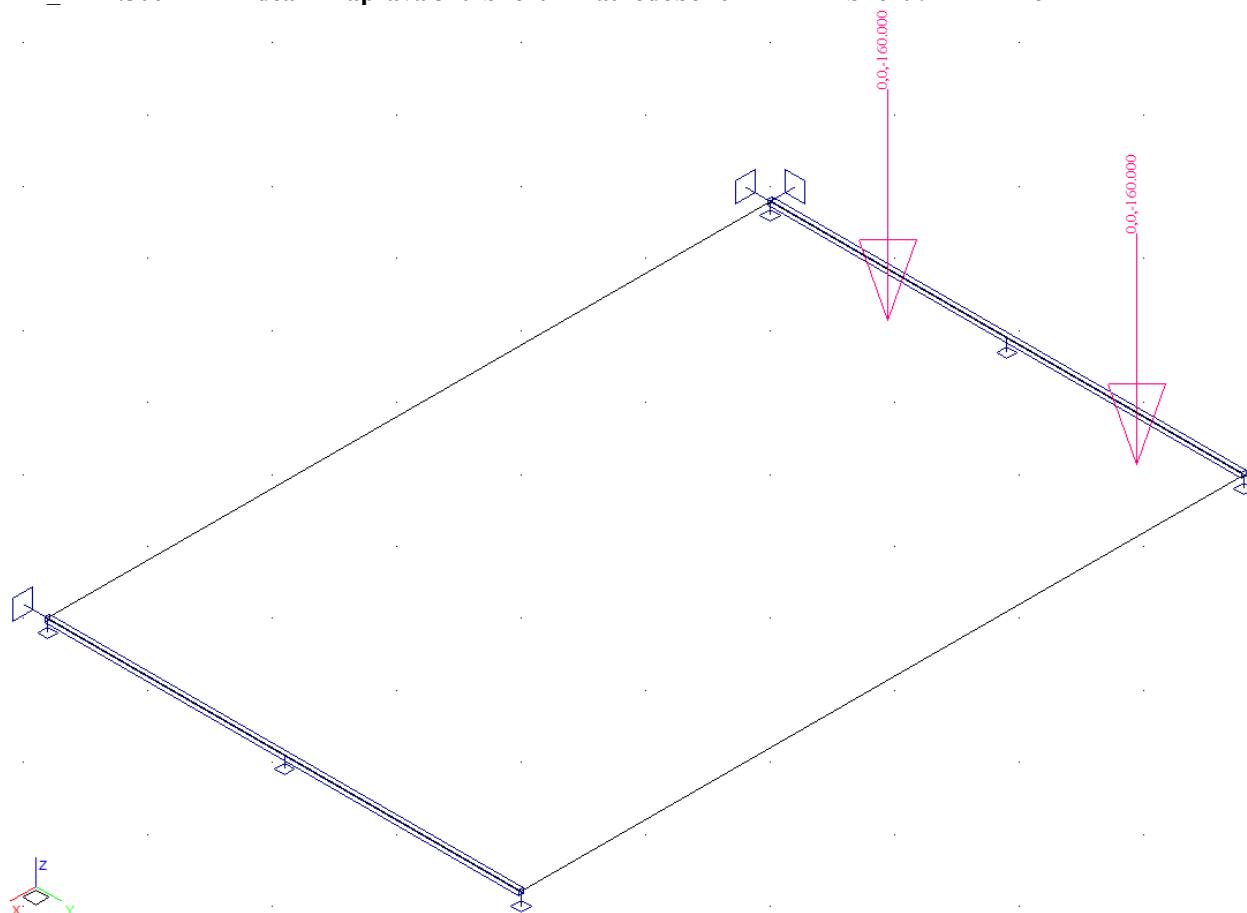
G0      1.350      stálé      Perm - stálé      0      Perm      Ne



LM1\_ 1.500 TS 48t UDL 7.2kPa Short - krátkodobé 0 Short ! Ano



LM2\_ 1.500 ideální náprava 32t Short - krátkodobé 0 Short ! Ano

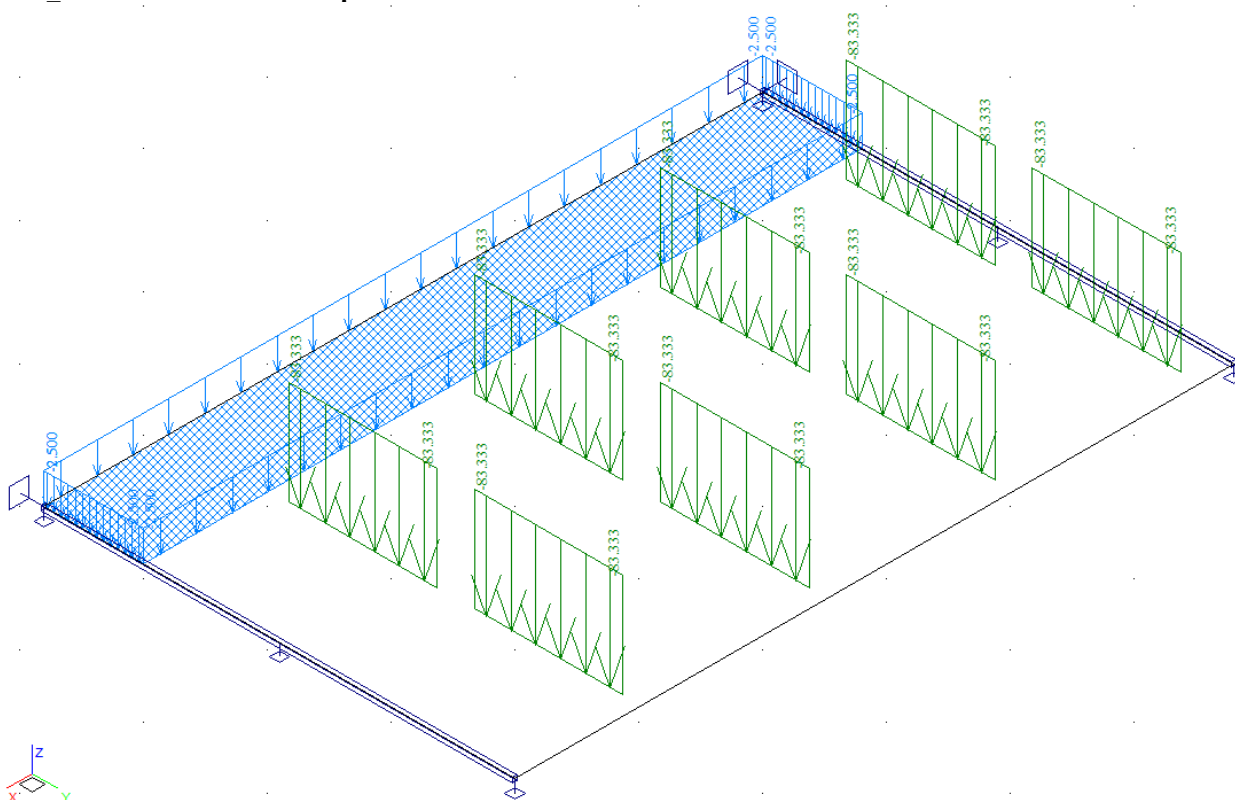


LM3\_ 1.500

devítináprava 180t Short - krátkodobé 0

Short !

Ano

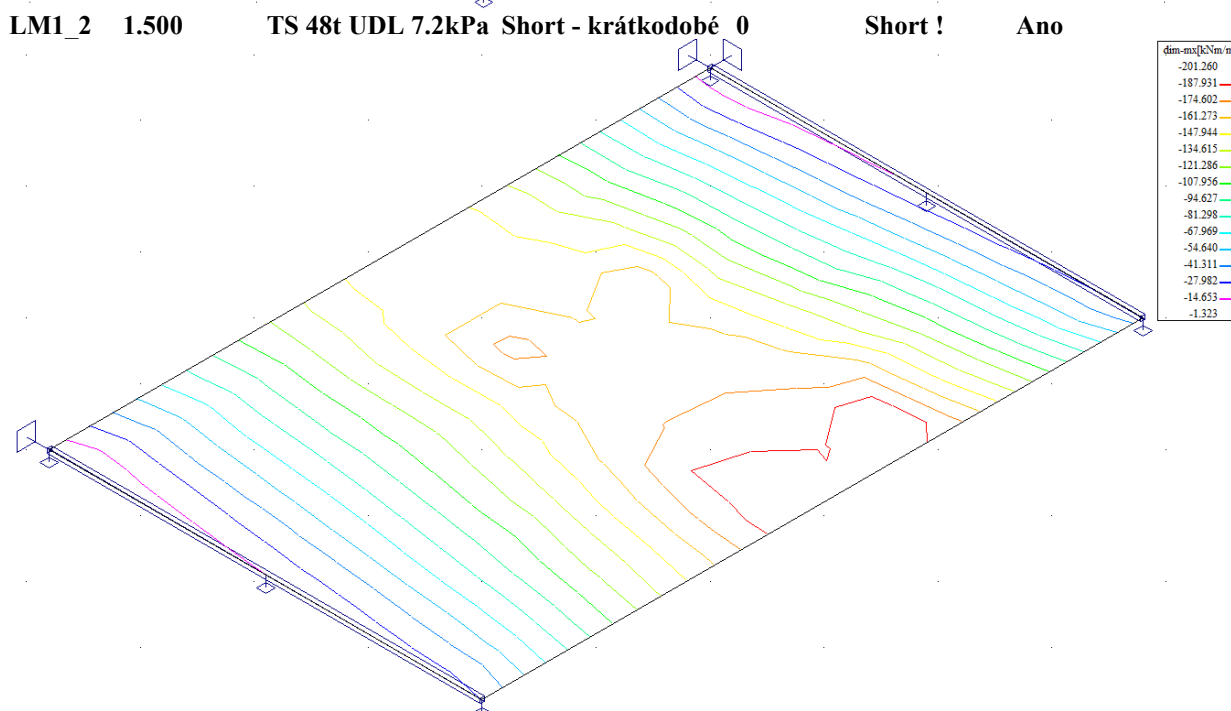
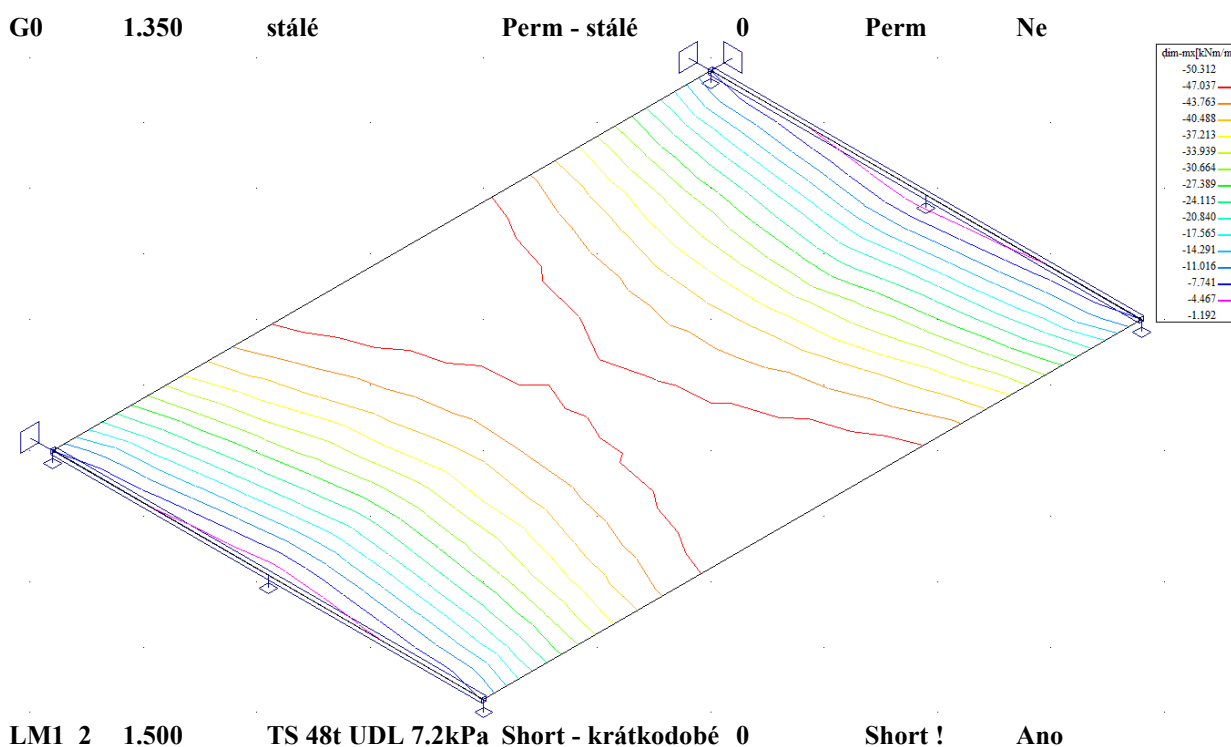


## 5. Výpočet vnitřních sil

Výpočet je proveden pomocí programu FEAT'2000 pro řešení konstrukcí metodou konečných prvků. Kompletní výstupní data jsou archivována u projektanta, s ohledem na množství výstupních údajů jsou přiloženy pouze vybrané údaje, grafy a schémata.

### 5.1. Průběh vnitřních sil

Přiloženy jsou pouze průběhy podélných dimenzačních ohybových momentů v rozhodujících zatěžovacích stavech ve středu rozpětí desky rozpěráku. Ostatní vnitřní síly a prvky konstrukce jsou zohledněny ve strojové superpozici.



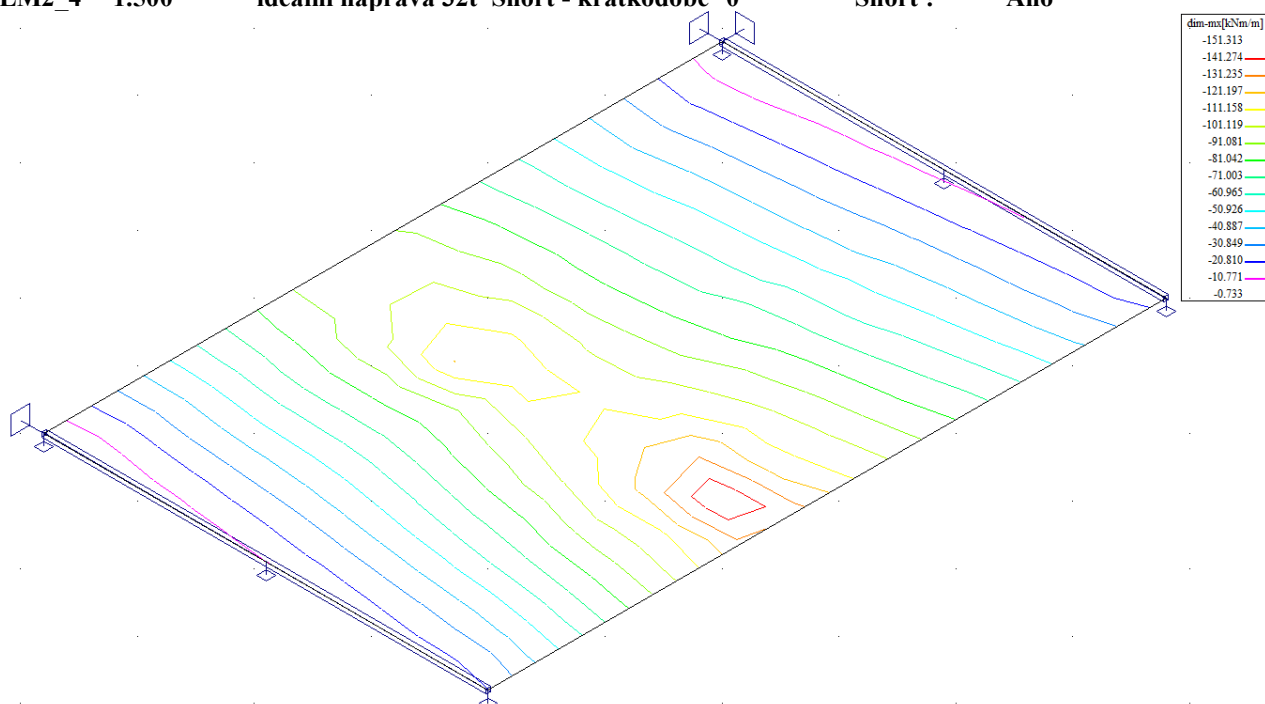


LM2\_4 1.500

ideální náprava 32t Short - krátkodobé 0

Short !

Ano

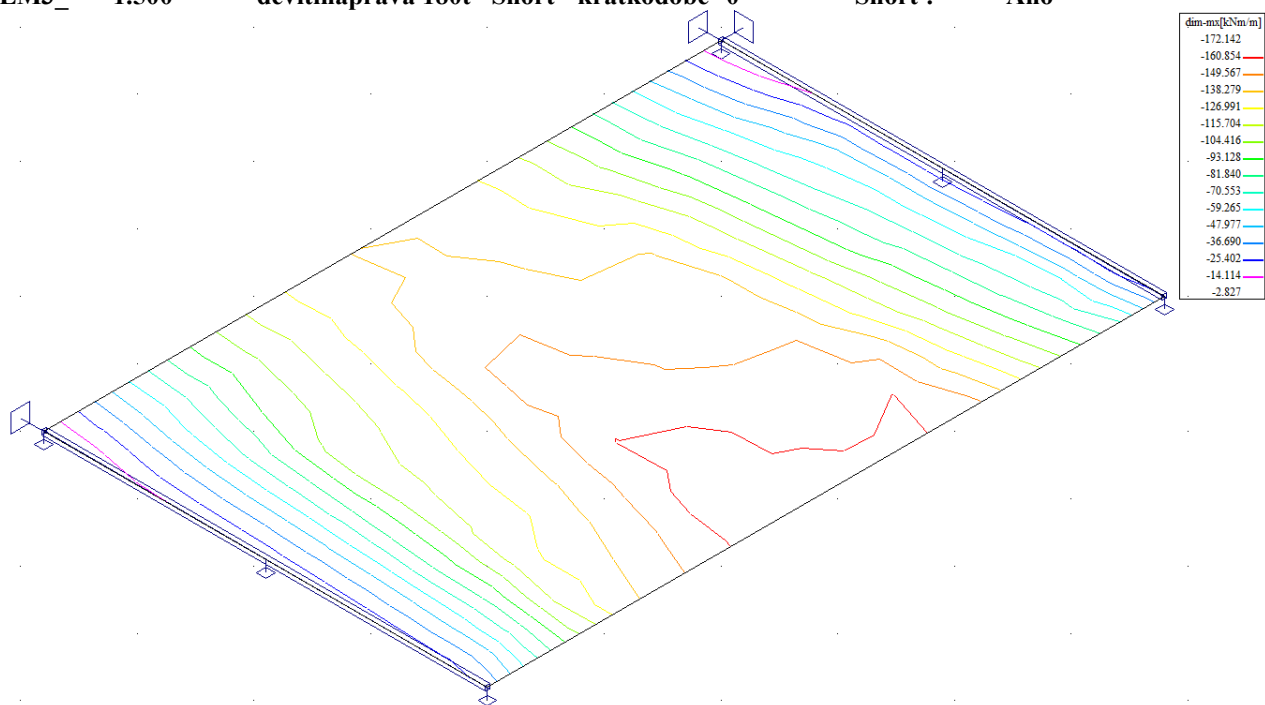


LM3\_ 1.500

devítinápřava 180t Short - krátkodobé 0

Short !

Ano





## 5.2. Rekapitulace vnitřních sil

Rekapitulace je provedena pouze pro vybrané vnitřní síly v rozhodujících profilech tak, aby bylo možné ověřit správnost superpozice. Ostatní vnitřní síly a polohy jsou zohledněny ve strojové superpozici. Průběh podélných momentů po desce v rozhodujících zatěžovacích stavech je přiložen dále. V tabulce jsou uvedeny hodnoty v kNm/m.

zat.stav	dim $M_x$ v poli	$\gamma_f$	dim $M_{xd}$ v poli
G0 stálé zatížení	50.3	1.35	68
LM1 extrém	201.3	1.50	302
LM2 extrém	151.3	1.50	227
LM3 extrém	172.1	1.50	258

## 5.3. Superpozice zatěžovacích stavů

Superpozice je provedena strojovým výpočtem pro všechny vnitřní síly v konstrukci se zohledněním součinitelů zatížení. Zahrnutý je vliv vlastní tíhy nosné konstrukce, ostatního stálého zatížení a nahodilého zatížení podle následujícího schématu.

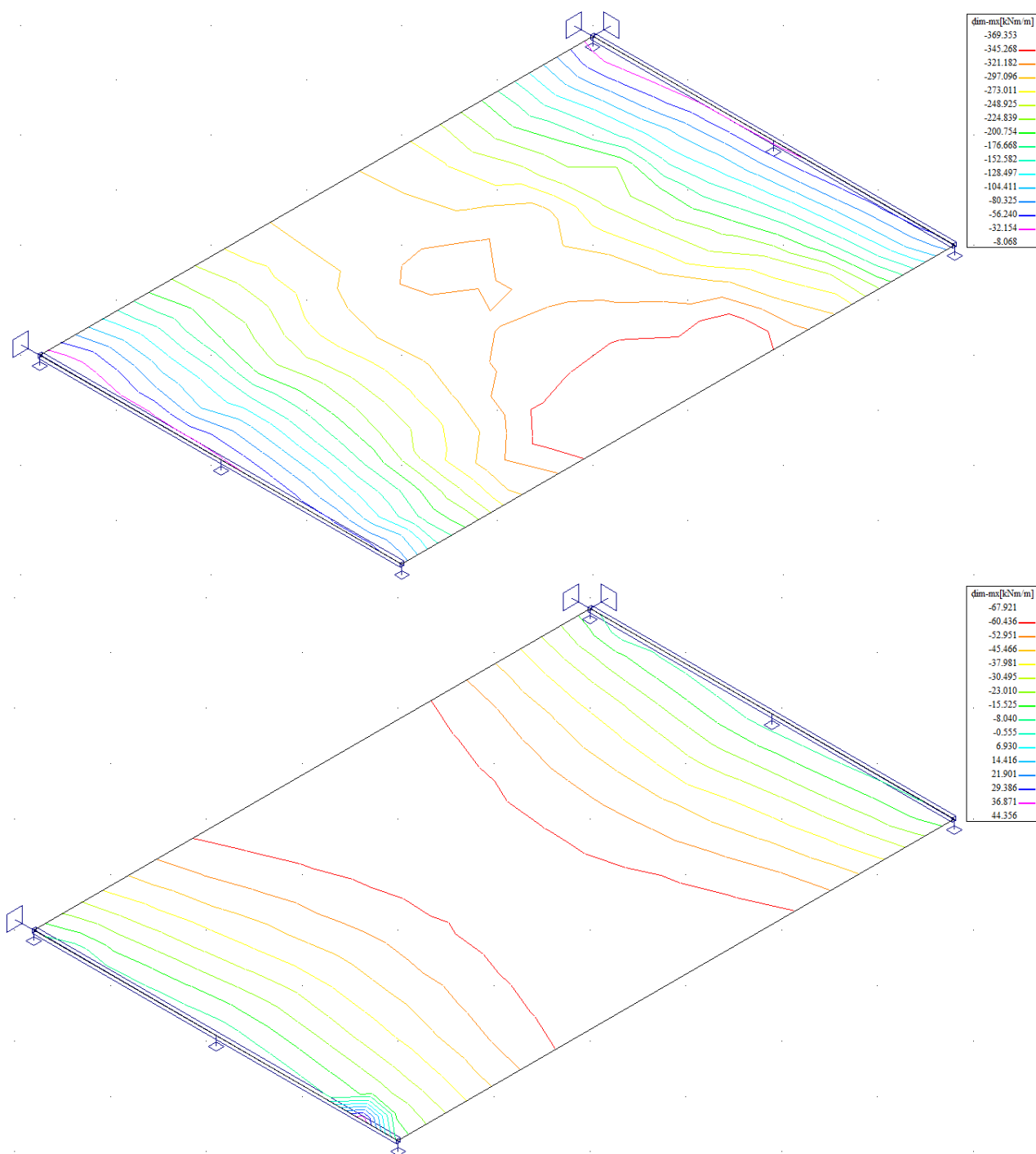
### Výpis obalových křivek :

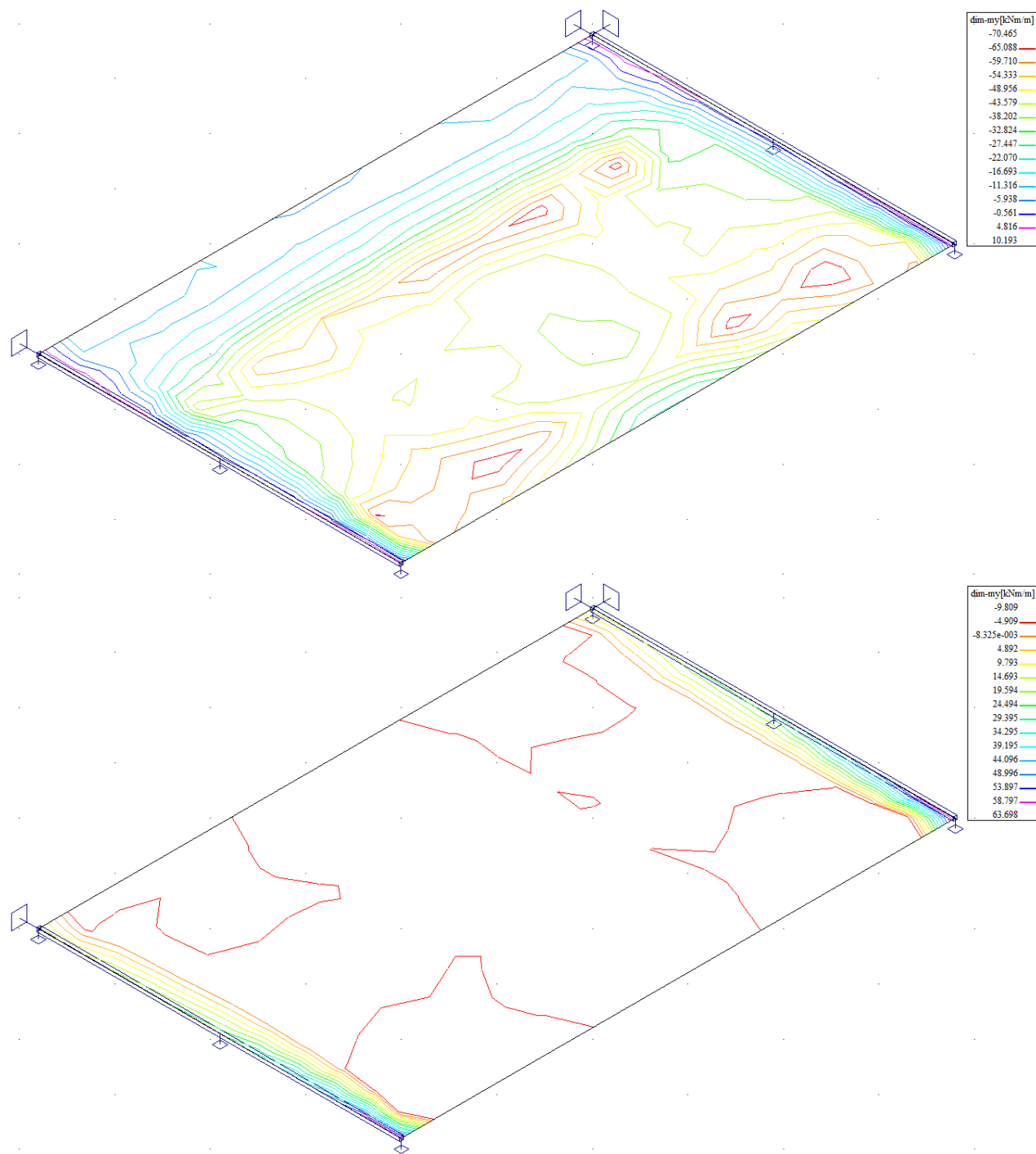
Jméno	ZS	Komentář
MSU	min/max	MSU0001, MSU0002, MSU0003, MSU0004, MSU0005, MSU0006, MSU0007
	MSU0001	1.35*G0
	MSU0002	1.35*G0+1.50*LM3
	MSU0003	1.35*G0+1.50*LM1_1
	MSU0004	1.35*G0+1.50*LM1_2
	MSU0005	1.35*G0+1.50*LM1_5
	MSU0006	1.35*G0+1.50*LM1_4
	MSU0007	1.35*G0+1.50*LM1_3

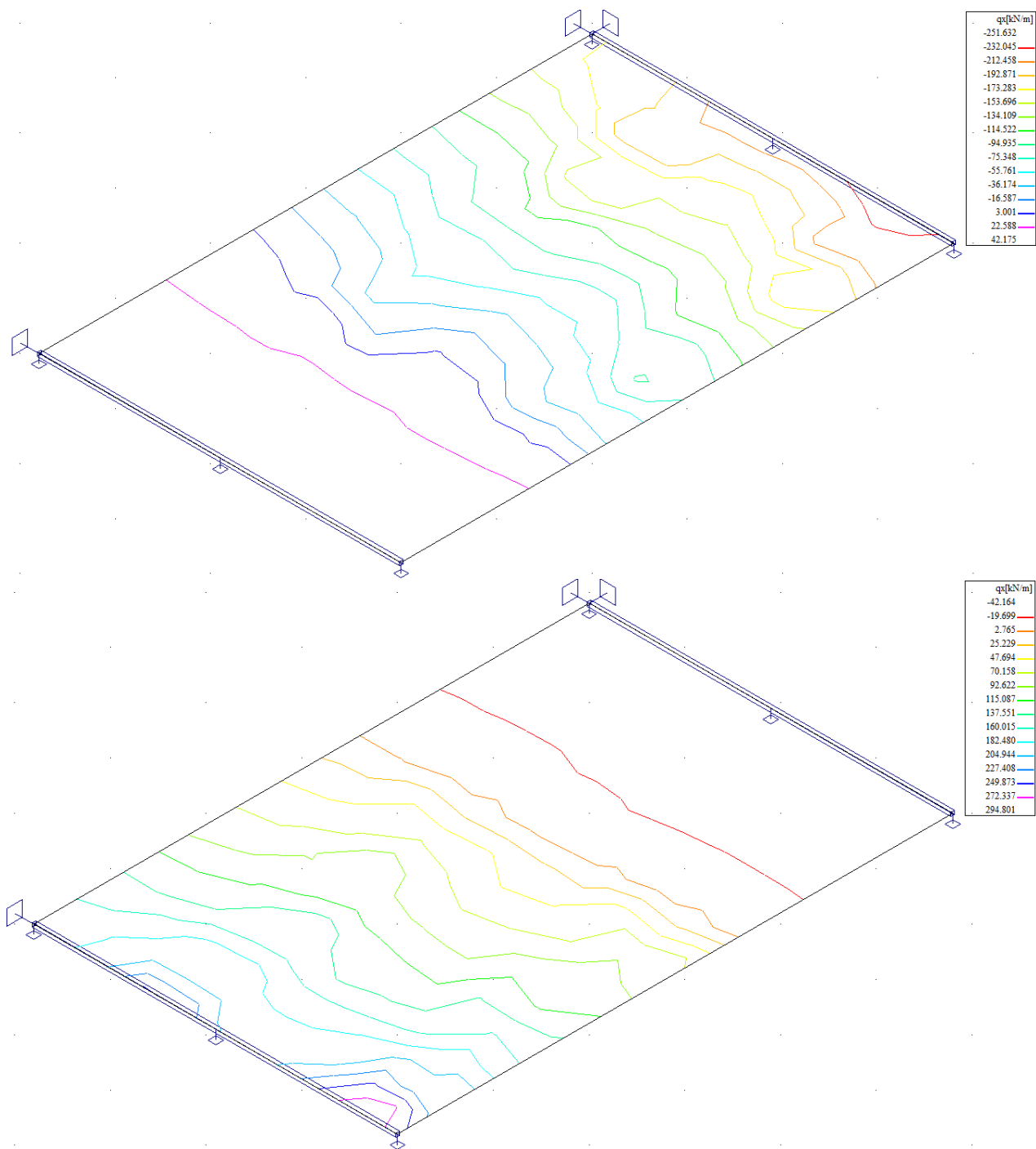
### Extrémy pro výsledek : 23 - MSU Obal. křivka stand.

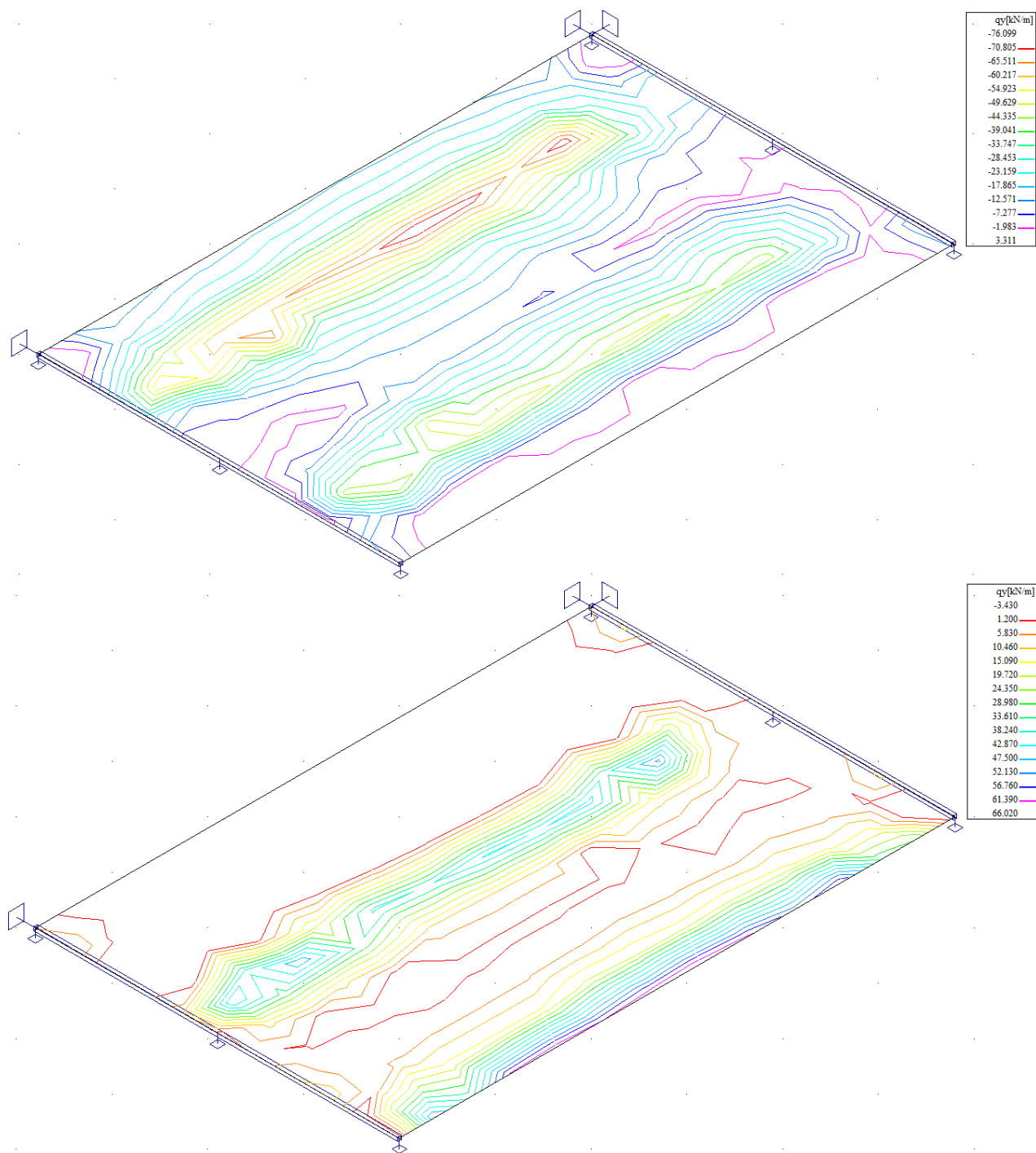
Typ obalové křivky : min/max

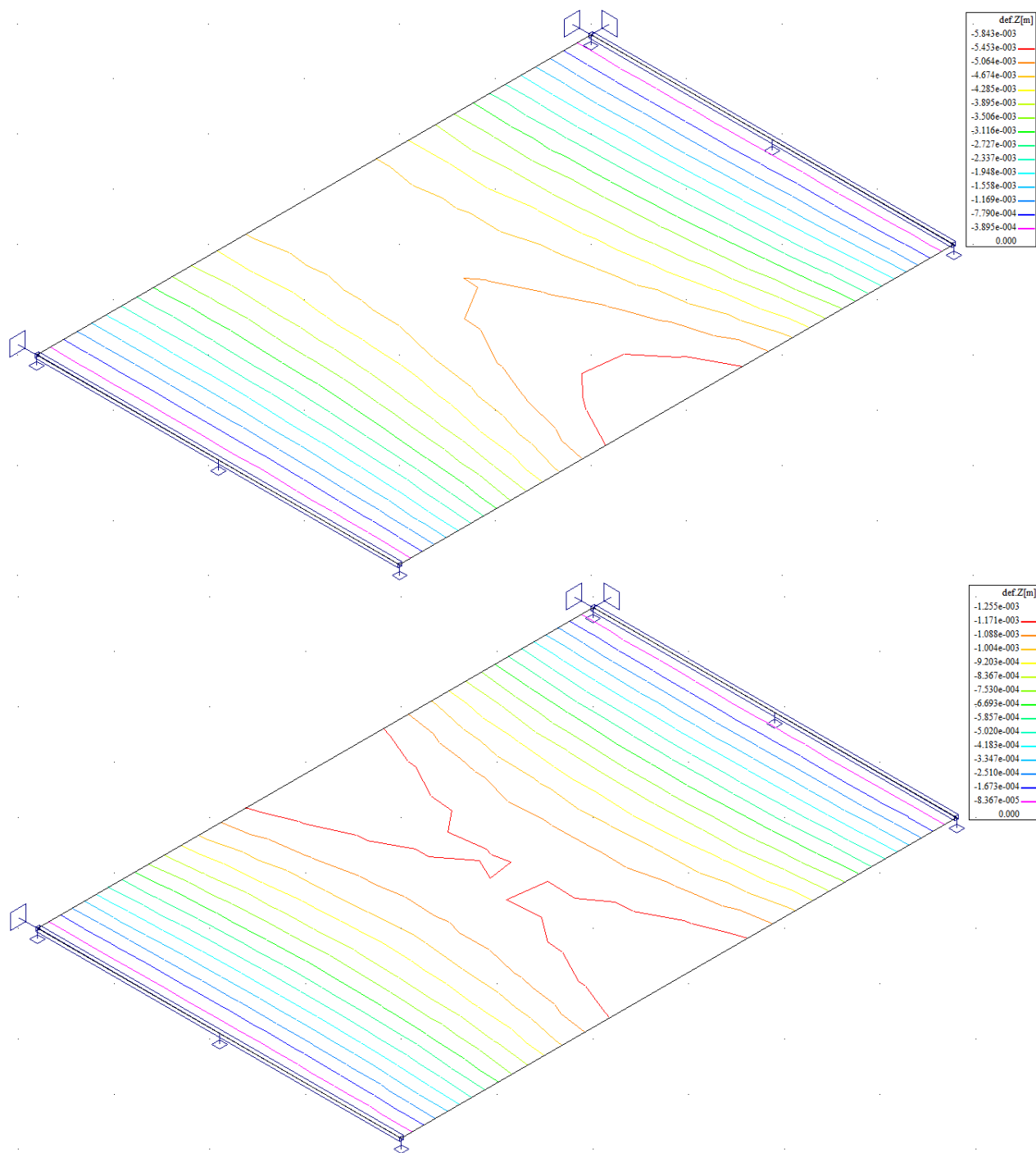
ID plochy	Uzel	Poloha [m]	dim-mx [kNm/m]	dim-my [kNm/m]	qx [kN/m]	qy [kN/m]	
1	121	-0.250, 1.900, 0.000	<b>-369.353</b>	-18.128	-41.389	66.020	MSU0007
	53	2.900, 1.520, 0.000	<b>44.356</b>	56.300	294.801	-8.694	MSU0005
	146	-1.960, 1.511, 0.000	-252.972	<b>-70.465</b>	-176.028	3.418	MSU0003
	54	2.900, 1.900, 0.000	-64.542	<b>63.698</b>	202.658	-11.058	MSU0006
	153	-2.900, 1.520, 0.000	-37.606	49.331	<b>-251.632</b>	-17.251	MSU0002
	53	2.900, 1.520, 0.000	44.356	56.300	<b>294.801</b>	-8.694	MSU0005
	70	-0.209, -1.041, 0.000	-311.005	-25.421	-26.190	<b>-76.099</b>	MSU0007
	121	-0.250, 1.900, 0.000	-369.353	-18.128	-41.389	<b>66.020</b>	MSU0007

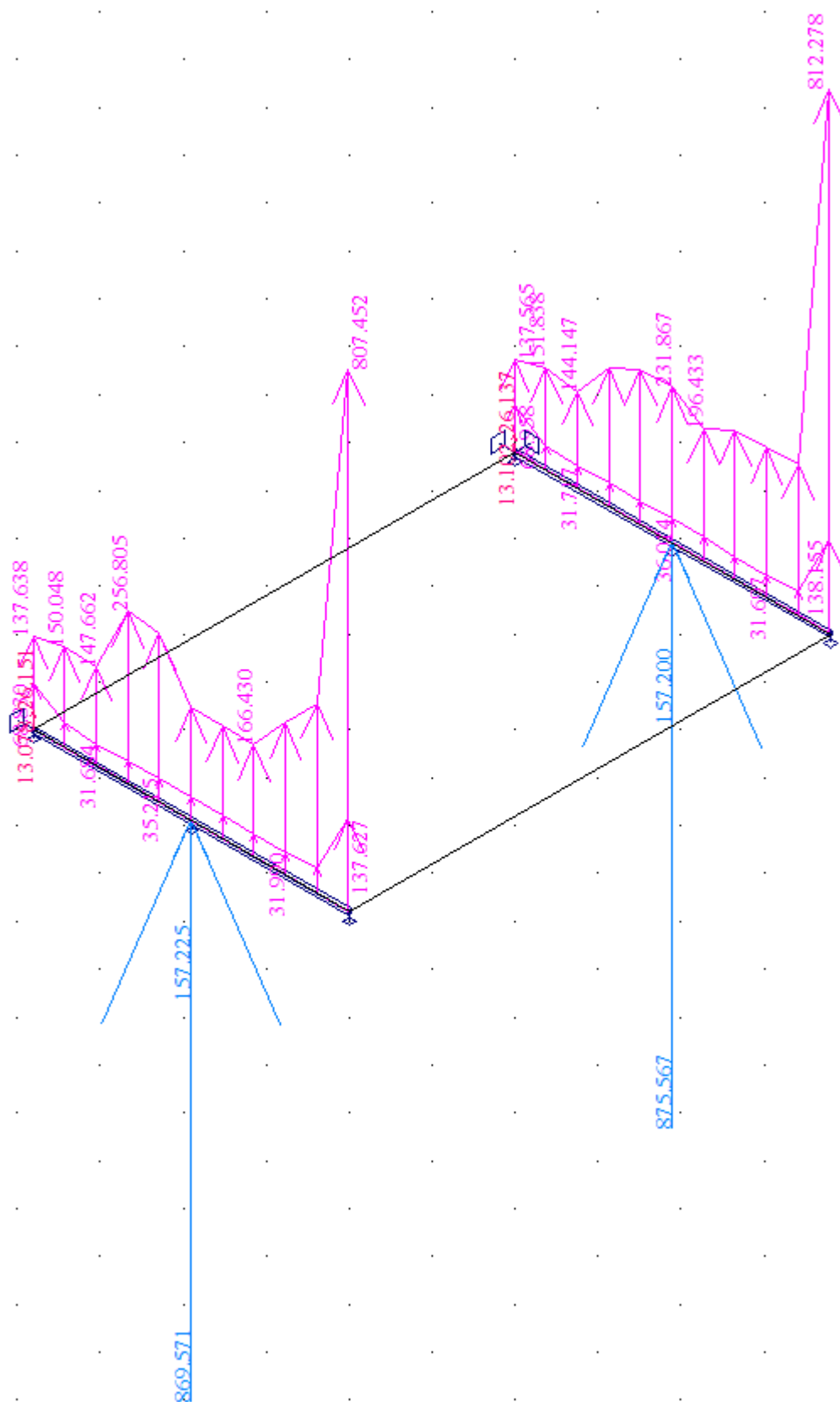












## 6. Návrh a posouzení mostu

### 6.1. Deska nosné konstrukce

#### 6.1.1. Posouzení na ohyb v MSU

Posouzení je provedeno na dimenzační momenty, které jsou převzaté ze strojové superpozice a zahrnují vliv kroucení podle vztahu:

$$\dim M_x = \text{sign}(m_{xx}) \cdot [\text{sign}(m_{xx}) + \text{abs}(m_{xy})]$$

$$\dim M_y = \text{sign}(m_{yy}) \cdot [\text{sign}(m_{yy}) + \text{abs}(m_{xy})]$$

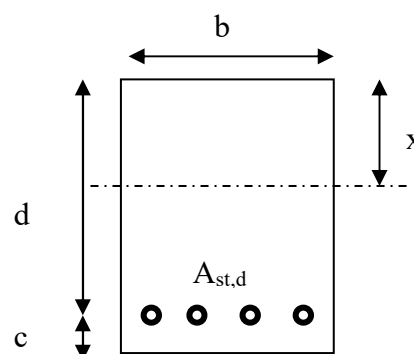
Návrh výztuže v železobetonovém průřezu je proveden v následující tabulce podle teorie mezních stavů:

Návrh plochy výztuže :  $\lambda = 0.8$   $\eta = 1.0$

$$x = \frac{d}{\lambda} \cdot \left( -1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{ed}}{b \cdot d^2 \cdot \eta \cdot f_{cd}}} \right) < x_{bal} = d \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \frac{f_{yd}}{E_s}}$$

$$A_{st,req} = \frac{b \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd}}{f_{yd} \cdot r} \cdot \left( -1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{ed}}{b \cdot d^2 \cdot \eta \cdot f_{cd}}} \right)$$

$$A_{x,min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot b \cdot d \quad A_{x,min} = 0.0013 \cdot b \cdot d$$



Posouzení únosnosti :

$$x = \frac{A_{st,d} \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd}} \quad M_{Rd} = A_{st,d} \cdot f_{yd} \cdot (d - 0.5 \cdot \lambda \cdot x)$$

#### Dolní podélná výztuž uprostřed rozpětí

Namáhání			Návrh výztuže			
$M_{ed}[\text{MNm}] = 0.369$			$A_{st,d}$	8	$\phi$	22
Beton-průřez		Materiálové charakteristiky betonu a oceli				
$b[\text{m}] = 1.000$		$f_{ctm}[\text{MPa}] = 2.9$		$f_{yk}[\text{MPa}] = 500$	$\varepsilon_{cu} = 0.0035$	
$h[\text{m}] = 0.400$		$f_{ck}[\text{MPa}] = 30.0$		$f_{yd}[\text{MPa}] = 435$	$\lambda = 0.800$	
$c[\text{m}] = 0.060$		$f_{cd}[\text{MPa}] = 17.0$		$E_s[\text{Mpa}] = 200000$	$\eta = 1.000$	
$d[\text{m}] = 0.340$						
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky						
$A_{xmin-f}[\text{m}^2] = 0.000513$			$A_{xmin-l}[\text{m}^2] = 0.000442$		mimimální plocha výztuže	
$x_{bal}[\text{m}] = 0.209732$	>		$x[\text{m}] = 0.089152$		omezení výšky tlacené oblasti	
$A_{st,req}[\text{m}^2] = 0.002789$	<		$A_{st,d}[\text{m}^2] = 0.003041$		ověření návrhové plochy výztuže	
$\mu_{min}[\%] = 0.15$	<		$\mu[\%] = 0.89$	<	$\mu_{max}[\%] = 1.60$	
Moment únosnosti						
$x[\text{m}] = 0.097221$			$M_{Rd}[\text{MNm}] = 0.398$	>	$M_{ed}[\text{MNm}] = 0.369$	



**Dolní příčná výztuž**

Namáhání			Návrh výztuže					
$M_{ed}[MNm]=$	0.070		$A_{st,d}$	8	$\phi$	12		
Beton-průřez		Materiálové charakteristiky betonu a oceli						
$b[m]=$	1.000	$f_{ctm}[MPa]=$	2.9	$f_{yk}[MPa]=$	500	$\varepsilon_{cu}=$	0.0035	
$h[m]=$	0.400	$f_{ck}[MPa]=$	30.0	$f_{yd}[MPa]=$	435	$\lambda=$	0.800	
$c[m]=$	0.060	$f_{cd}[MPa]=$	17.0	$E_s[MPa]=$	200000	$\eta=$	1.000	
$d[m]=$	0.340							
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky								
$A_{xmin-f}[m^2]=$	0.000513		$A_{xmin-\mu}[m^2]=$	0.000442		mimimální plocha výztuže		
$x_{bal}[m]=$	0.209732	>	$x[m]=$	0.015418		omezení výšky tlacené oblasti		
$A_{st,req}[m^2]=$	0.000482	<	$A_{st,d}[m^2]=$	0.000905		ověření návrhové plochy výztuže		
$\mu_{min}[\%]=$	0.15	<	$\mu[\%]=$	0.27	<	$\mu_{max}[\%]=$	1.60	
Moment únosnosti								
$x[m]=$	0.028925		$M_{Rd}[MNm]=$	0.129	>	$M_{ed}[MNm]=$	0.070	

**Horní podélná výztuž (minimum v rozích)**

Namáhání			Návrh výztuže					
$M_{ed}[MNm]=$	0.044		$A_{st,d}$	8	$\phi$	12		
Beton-průřez		Materiálové charakteristiky betonu a oceli						
$b[m]=$	1.000	$f_{ctm}[MPa]=$	2.9	$f_{yk}[MPa]=$	500	$\varepsilon_{cu}=$	0.0035	
$h[m]=$	0.400	$f_{ck}[MPa]=$	30.0	$f_{yd}[MPa]=$	435	$\lambda=$	0.800	
$c[m]=$	0.060	$f_{cd}[MPa]=$	17.0	$E_s[MPa]=$	200000	$\eta=$	1.000	
$d[m]=$	0.340							
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky								
$A_{xmin-f}[m^2]=$	0.000513		$A_{xmin-\mu}[m^2]=$	0.000442		mimimální plocha výztuže		
$x_{bal}[m]=$	0.209732	>	$x[m]=$	0.009625		omezení výšky tlacené oblasti		
$A_{st,req}[m^2]=$	0.000301	<	$A_{st,d}[m^2]=$	0.000905		ověření návrhové plochy výztuže		
$\mu_{min}[\%]=$	0.15	<	$\mu[\%]=$	0.27	<	$\mu_{max}[\%]=$	1.60	
Moment únosnosti								
$x[m]=$	0.028925		$M_{Rd}[MNm]=$	0.129	>	$M_{ed}[MNm]=$	0.044	

## Horní příčná výztuž

Namáhání			Návrh výztuže					
$M_{ed}[MNm]=$	0.064		$A_{st,d}$	8	$\phi$	12		
Beton-průřez		Materiálové charakteristiky betonu a oceli						
$b[m]=$	1.000	$f_{ctm}[MPa]=$	2.9	$f_{yk}[MPa]=$	500	$\varepsilon_{cu}=$	0.0035	
$h[m]=$	0.400	$f_{ck}[MPa]=$	30.0	$f_{yd}[MPa]=$	435	$\lambda=$	0.800	
$c[m]=$	0.060	$f_{cd}[MPa]=$	17.0	$E_s[MPa]=$	200000	$\eta=$	1.000	
$d[m]=$	0.340							
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky								
$A_{xmin-f}[m^2]=$	0.000513		$A_{xmin-\mu}[m^2]=$	0.000442	mimimální plocha výztuže			
$x_{bal}[m]=$	0.209732	>	$x[m]=$	0.014074	omezení výšky tlačené oblasti			
$A_{st,req}[m^2]=$	0.000440	<	$A_{st,d}[m^2]=$	0.000905	ověření návrhové plochy výztuže			
$\mu_{min}[\%]=$	0.15	<	$\mu[\%]=$	0.27	<	$\mu_{max}[\%]=$	1.60	
Moment únosnosti								
$x[m]=$	0.028925		$M_{Rd}[MNm]=$	0.129	>	$M_{ed}[MNm]=$	0.064	

**6.1.2. Posouzení na smyk**

Návrh smykové výztuže je proveden na extrémní výslednou smykovou sílu ze strojové superpozice:

$$Q_{dim-extrem} = \sqrt{q_x^2 + q_y^2} = \sqrt{294^2 + 9^2} = 294 \text{ kN/m}$$

Návrh smykové výztuže je proveden dle ČSN EN 1992-1-1 kap.6.2.str.77 podle teorie mezních stavů:

*beton*

$$V_{Rd,c} = [C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}) + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,cmin} = (\nu_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$k = 1 + \sqrt{0.2/d} \leq 2.0 \quad \rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0.2 \cdot f_{cd} \quad \text{vliv predpeti}$$

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c \quad \nu_{min} = 0.035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad k_1 = 0.15$$

*svislá výztuž*

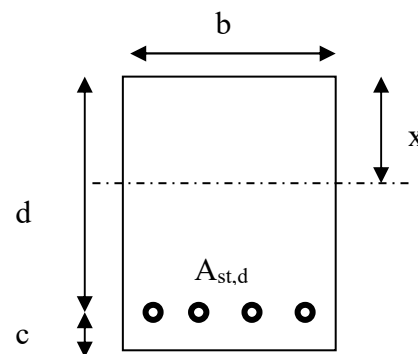
$$V_{Rd,s} = A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot g \theta \quad (\theta = 22 - 45^\circ)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} / (\cot g \theta + \tan \theta) \quad \nu_1 = 0.6 \cdot (1 - f_{ck} / 250)$$

*šikmá výztuž*

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

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

**Extrém v rohu**

Namáhání		Ohybová výztuž						
$V_{ed}[MN]=$ 0.294	8	$\phi$	22			$A_{st,d}[m^2]=$ 0.003041		
<b>Materiálové a průřezové charakteristiky betonu a oceli</b>								
$b[m]=$ 1.000	$f_{ctm}[MPa]=$ 2.9	$f_{yk}[MPa]=$ 500	$\varepsilon_{cu}=$ 0.0035	$\theta[^\circ]=$ 45.0				
$h[m]=$ 0.400	$f_{ck}[MPa]=$ 30.0	$f_{yd}[MPa]=$ 435	$\lambda=$ 0.800	$\alpha[^\circ]=$ 45.0				
$c[m]=$ 0.060	$f_{cd}[MPa]=$ 17.0	$E_s[MPa]=$ 200000	$\eta=$ 1.000	$k_{pom}=$ 1.77				
$d[m]=$ 0.340	$x[m]=$ 0.097	$\sigma_{cp}[MPa]=$ 0	$\alpha_{cw}=$ 1.000	$k=$ 1.77				
<b>Beton</b>								
$V_{Rd,cl}[MN]=$ 0.216	>	$V_{Rd,cl,min}[MN]=$ 0.115	$V_{Rd}[MN]=$ 0.216	nutná smyková výztuž				
<b>Třmínky</b>	3	$\phi$	6	$s[m]=$ 0.33	$A_{sw}[m^2]=$ 0.000085			
$V_{Rd,sl}[MN]=$ 0.034	<	$V_{Rd,maxL}[MN]=$ 1.351	$V_{Rd}[MN]=$ 0.249	nutné ohyby				
<b>Ohyby</b>	3	$\phi$	12	$s[m]=$ 0.40	$A_{sw}[m^2]=$ 0.000339			
$V_{Rd,sl}[MN]=$ 0.189	<	$V_{Rd,maxL}[MN]=$ 0.676	$V_{Rd}[MN]=$ 0.438	vyhovuje				

### 6.1.3. Omezení trhlin a napětí

Výpočet trhlin je proveden podle ČSN EN 1992-1-1 kap.7.3.4. str.112. Výpočet omezení napětí je proveden dle ČSN EN 1992-2 EC2 část 2

$$\sigma_{c, char} = \frac{M_{char}}{A_c \cdot z} \leq k_c \cdot f_{ck} \quad \sigma_{s, char} = \frac{M_{char}}{A_{s1} \cdot z} \leq k_y \cdot f_{yk} \quad z = d - 0.4 \cdot x$$

$$w_k = s_{r, max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad \alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} \quad \rho_{p, eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 \cdot A_p}{A_{c, eff}}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct, eff}}{\rho_{p, eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p, eff})}{E_s} \quad s_{r, max} = k_3 \cdot c + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi}{\rho_{p, eff}}$$

### Dolní podélná výztuž uprostřed rozpětí v poli

$M_{char} [MNm] = 0.251$	$A_s [m^2] = 8$	$\phi = 22$	$A_s [m^2] = 0.003041$	$\sigma_s [Mpa] = 274$
$b [m] = 1.000$	$f_{ct, eff} [MPa] = 2.9$	$f_{yk} [MPa] = 500$	$x [m] = 0.097221$	$k_t = 0.600$
$h [m] = 0.400$	$f_{ck} [MPa] = 30.0$	$f_{yd} [MPa] = 435$	$\lambda = 0.800$	$k_1 = 0.800$
$c [m] = 0.060$	$f_{cd} [MPa] = 17.0$	$\varepsilon_{cu} = 0.0035$	$\eta = 1.000$	$k_2 = 0.500$
$d [m] = 0.340$	$E_{cm} [Mpa] = 36000$	$E_s [Mpa] = 200000$	$\alpha_e = 5.556$	$k_3 = 3.400$
$h_{c, eff} [m] = 0.101$	$A_p [m^2] = 0$	$\phi = 15.5$	$A_p [m^2] = 0.000000$	$k_4 = 0.425$
$A_{c, eff} [m^2] = 0.101$	$\xi = 0.500$	$\xi_1 = 0.842$	$\rho_{p, eff} = 0.030131$	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0.001$
$s_{r, max} [mm] = 124$	$w_k [mm] = 0.13$	$<$	$w_{lim} [mm] = 0.3$	
$k_c = 0.600$	$k_y = 0.800$			
$\sigma_s [Mpa] = 274$	$<$	$400$	$\sigma_c [Mpa] = 10.7176$	$<$
				$18$

### 6.1.4. Posouzení průhybů

Maximální pružné průhyby uprostřed rozpětí na kraji konstrukce od stálého i nahodilého zatížení jsou:

$$v_{max} = 5.8mm < v_{lim} = \frac{5800}{300} = 19.3mm$$

### 6.1.5. Posouzení na únavu

Posudek je proveden na namáhání od zatížení bez součinitele zatížení s únavovým zatížením 60% LM1 s ohledem na malou intenzitu provozu.

$$M_{equ-min} = 50 \text{ kNm/m}$$

$$M_{equ-max} = 50 + 201 \cdot 0.6 = 170 \text{ kNm/m}$$

Únava betonu:

$$x = \frac{A_{st,d} \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd}} \quad \sigma_c = \frac{M}{b \cdot \lambda \cdot x \cdot (d - 0.4x)} \quad \beta_{cc} = \exp \left[ s \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right]$$

$$t = \text{čas poč.cyklického zatížení} \quad k_1 = 0.85 (\text{pro } N = 10^6 \text{ cyklů})$$

$$s_{cement\_tř.R} = 0.2 \quad s_{cement\_tř.N} = 0.25 \quad s_{cement\_tř.N} = 0.38$$

$$f_{cd,fat} = k_1 \cdot \beta_{cc} \cdot f_{cd} \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$$

$$\text{metoda 1: } \sigma_{cd,max} + 0.43 \cdot \sqrt{1 - \frac{\sigma_{cd,min}}{\sigma_{cd,max}}} \leq 1$$

$$\text{metoda 2: } \frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0.5 + 0.45 \cdot \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \leq 0.9 \text{ pro } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} (\leq 0.8 \text{ pro } f_{ck} > 50 \text{ MPa})$$

Únava betonářské oceli

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta \sigma_{s,eq} (N^*) \leq \frac{\Delta \sigma_{RSK} (N^*)}{\gamma_{s,fat}} \quad \sigma_{s,eq} = \frac{M_{equ}}{A_s \cdot (d - 0.4 \cdot x)}$$

$$\gamma_{F,fat} = 1.0 \quad \gamma_{s,fat} = 1.0 \quad \Delta \sigma_{RSK} (N^*) = 162.5 \text{ MPa}$$

### Podhled desky uprostřed rozpětí v podélném směru

$M_{equ,max} [\text{MNm}] =$	0.170	$M_{equ,min} [\text{MNm}] =$	0.050		8	$\phi$	22
Materiálové a průřezové charakteristiky betonu a oceli						$A_{st,d} [\text{m}^2] =$	0.003041
$b [\text{m}] =$	1.000	$f_{ctm} [\text{MPa}] =$	2.9	$f_{yk} [\text{MPa}] =$	500	$\lambda =$	0.800
$h [\text{m}] =$	0.400	$f_{ck} [\text{MPa}] =$	30.0	$f_{yd} [\text{MPa}] =$	435	$\eta =$	1.000
$c [\text{m}] =$	0.060	$f_{cd} [\text{MPa}] =$	17.0				
$d [\text{m}] =$	0.340					$x [\text{m}] =$	0.097
Beton:		$\sigma_{cd,max} [\text{MPa}] =$	7.3	$\sigma_{cd,min} [\text{MPa}] =$	2.1	$\beta_{cc} =$	1.099
$s =$	0.20	$t [\text{dni}] =$	100	$k_1 =$	0.85	$f_{cd,fat} [\text{MPa}] =$	14.0
podmínka 1	0.88	<	1.00			vyhovuje	
podmínka 2	0.52	<	0.57	<	0.8	vyhovuje	
Ocel:		$\sigma_{s,max} [\text{MPa}] =$	186	$\sigma_{s,min} [\text{MPa}] =$	55		
$\gamma_{F,fat} =$	1.00	$\gamma_{s,fat} =$	1.00	$\Delta \sigma_{RSK} [\text{MPa}] =$	162.5		
podmínka:	131	<	163			vyhovuje	

b[m]= 0.100	h[m]= 0.100	E[kPa]= 30000000	A[m <sup>2</sup> ]= 0.010000					
x <sub>l</sub> [m]= 0.000	x <sub>p</sub> [m]= 0.200	cosα= 1.0000	I[m <sup>4</sup> ]= 0.000008333					
y <sub>l</sub> [m]= 0.000	y <sub>p</sub> [m]= 0.000	sinα= 0.0000	I[m]= 0.200					
O= 1500000	P= 2500	Q= 37500	R= 375000					
			[K] * [u] = [F]					
1500000	0	0	-1500000	0	0	0	N <sub>l</sub> [kN]	
0	375000	-37500	0	-375000	-37500	0	-2.6130375	Q <sub>l</sub> [kN]
0	-37500	5000	0	37500	2500	0.000069681	0.348405	M <sub>l</sub> [kNm]
-1500000	0	0	1500000	0	0	0	0	N <sub>p</sub> [kN]
0	-375000	37500	0	375000	37500	0	2.6130375	Q <sub>p</sub> [kN]
0	-37500	2500	0	37500	0	0	0.1742025	M <sub>p</sub> [kNm]

Vliv nájezdu vozidla je s ohledem na tvrdost separace zanedbatelný. Nicméně výpočet na rozpětí pérové desky 20cm je proveden na rovnoměrné zatížení rozneseného kolového tlaku 16t:

$$M_{16t\ kolo} = \frac{1}{8} \cdot \frac{160}{0.6 \cdot 0.35} \cdot 0.2^2 = 3.81 kNm/m$$

$$Q_{16t\ kolo} = \frac{1}{2} \cdot \frac{160}{0.6 \cdot 0.35} \cdot 0.2 = 76 kN/m$$

Návrh výztuže na ohyb je proveden na moment:

$$M = 0.17 + 3.81 = 3.98 kNm/m$$

### Návrh na MSU:

Namáhání			Návrh výztuže				
$M_{ed}[MNm]=$	0.004		$A_{st,d}$	2	$\phi$	14	
Beton-průřez		Materiálové charakteristiky betonu a oceli					
$b[m]=$	1.000	$f_{ctm}[MPa]=$	2.9	$f_{yk}[MPa]=$	500	$\varepsilon_{cu}=$	0.0035
$h[m]=$	0.100	$f_{ck}[MPa]=$	30.0	$f_{yd}[MPa]=$	435	$\lambda=$	0.800
$c[m]=$	0.050	$f_{cd}[MPa]=$	17.0	$E_s[MPa]=$	200000	$\eta=$	1.000
$d[m]=$	0.050						
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky							
$A_{xmin-f}[m^2]=$	0.000075		$A_{xmin-\mu}[m^2]=$	0.000065		mimimální plocha výztuže	
$x_{bal}[m]=$	0.030843	>	$x[m]=$	0.006189		omezení výšky tlacené oblasti	
$A_{st,req}[m^2]=$	0.000194	<	$A_{st,d}[m^2]=$	0.000308		ověření návrhové plochy výztuže	
$\mu_{min}[\%]=$	0.15	<	$\mu[\%]=$	0.62	<	$\mu_{max}[\%]=$	1.60
Moment únosnosti							
$x[m]=$	0.009843		$M_{Rd}[MNm]=$	0.006	>	$M_{ed}[MNm]=$	0.004

### Omezení trhlin a napětí:

$M_{char}[MNm]=$	0.004	$A_s[m^2]=$	2	$\phi$	14	$A_s[m^2]=$	0.000308	$\sigma_s[MPa]=$	282
$b[m]=$	1.000	$f_{ct,eff}[MPa]=$	2.9	$f_{yk}[MPa]=$	500	$x[m]=$	0.009843	$k_t=$	0.600
$h[m]=$	0.100	$f_{ck}[MPa]=$	30.0	$f_{yd}[MPa]=$	435	$\lambda=$	0.800	$k_1=$	0.800
$c[m]=$	0.050	$f_{cd}[MPa]=$	17.0	$\varepsilon_{cu}=$	0.0035	$\eta=$	1.000	$k_2=$	0.500
$d[m]=$	0.050	$E_{cm}[MPa]=$	36000	$E_s[MPa]=$	200000	$\alpha_e=$	5.556	$k_3=$	3.400
$h_{c,eff}[m]=$	0.030	$A_p[m^2]=$	0	$\phi$	15.5	$A_p[m^2]=$	0.000000	$k_4=$	0.425
$A_{c,eff}[m^2]=$	0.030	$\xi=$	0.500	$\xi_1=$	0.672	$\rho_{p,eff}=$	0.010245	$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}=$	0.001
$s_{r,max}[mm]=$	232	$w_{kl}[mm]=$	0.12	<	$w_{lim}[mm]=$	0.3			
$k_c=$	0.600	$k_y=$	0.800						
$\sigma_s[MPa]=$	282	<	400		$\sigma_c[MPa]=$	11.0283	<	18	

**Únava:**

$M_{\text{equ,max}}[\text{MNm}] =$	0.004	$M_{\text{equ,min}}[\text{MNm}] =$	0.000		4	$\phi$	14
<b>Materiálové a průřezové charakteristiky betonu a oceli</b>						$A_{\text{st.d}}[\text{m}^2] =$	0.000616
$b[\text{m}] =$	1.000	$f_{\text{ctm}}[\text{MPa}] =$	2.9	$f_{\text{yk}}[\text{MPa}] =$	500	$\lambda =$	0.800
$h[\text{m}] =$	0.100	$f_{\text{ck}}[\text{MPa}] =$	30.0	$f_{\text{yd}}[\text{MPa}] =$	435	$\eta =$	1.000
$c[\text{m}] =$	0.050	$f_{\text{cd}}[\text{MPa}] =$	17.0				
$d[\text{m}] =$	0.050					$x[\text{m}] =$	0.020
<b>Beton:</b>		$\sigma_{\text{cd,max}}[\text{MPa}] =$	6.0	$\sigma_{\text{cd,min}}[\text{MPa}] =$	0.0	$\beta_{\text{cc}} =$	1.099
$s =$	0.20	$t[\text{dni}] =$	100	$k_1 =$	0.85	$f_{\text{cd,fat}}[\text{MPa}] =$	14.0
podmínka 1	0.86	<	1.00			vyhovuje	
podmínka 2	0.43	<	0.50	<	0.8	vyhovuje	
<b>Ocel:</b>		$\sigma_{\text{s,max}}[\text{MPa}] =$	154	$\sigma_{\text{s,min}}[\text{MPa}] =$	0		
$\gamma_{\text{F,fat}} =$	1.00	$\gamma_{\text{s,fat}} =$	1.00	$\Delta\sigma_{\text{RSK}}[\text{MPa}] =$	162.5		
podmínka:	154	<	163			vyhovuje	

**Smyky:**

Smykové síly jsou s ohledem na malou tloušťku pérové desky přisouzeny pouze podélné výztuži jako trnům vrubového kloubu.

$$F_{\text{trnů min}} = \frac{76}{439000 \cdot 0.8} = 0.000216 \text{ m}^2/\text{m} \rightarrow 2\phi R12/\text{m}$$



## 6.2. Spodní stavba

### 6.2.1. Opěry

Opěry jsou s ohledem na uložení přes vrubový kloub charakteru kyvných stojek. Vliv brzdných sil a bočních tlaků na překlopení lze tedy zanedbat. Vliv vlastní tíhy dřívku podpěry je zanedbán.

$$\sigma_{Rmax \text{ na podkladním betonu}} = \frac{875}{4.8 \cdot 1.5} = 121 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{Rmax \text{ pod podkladním betonem tl.15cm}} = \frac{875}{4.8 \cdot 1.8} = 101 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{Rmax \text{ pod ŠTP polštářem tl.30cm}} = \frac{875}{4.8 \cdot 2.4} = 75 \text{ kPa}$$

Posouzení tření v základové spáře proti posunu od klidových bočních tlaků:

$$k_0 = 1 - \sin 30^\circ = 0.5$$

$$\sigma_{zeminy \text{ dolní}} = 20 \cdot 2.2 \cdot 0.5 = 22 \text{ kPa} \rightarrow R_{zeminy \text{ dolní}} = \frac{1}{2} \cdot 22 \cdot 2.2 = 24 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{přetížení \text{ dolní}} = 31 \cdot 0.5 = 16 \text{ kPa} \rightarrow R_{zeminy \text{ dolní}} = \frac{1}{3} \cdot 16 \cdot 2.2 = 12 \text{ kN/m}$$

$$R_{odpor \text{ zásypu před základem}} = -20 \cdot 0.8 \cdot 0.5 \cdot 0.8 \cdot \frac{1}{2} = -3.2 \text{ kN/m}$$

$$T_{\text{tréní v základové spáře } R_{min}} = \left[ \frac{157}{4.8} + (0.5 \cdot 1.8 + 0.75 \cdot 0.8) \cdot 25 \right] \cdot \tan 30^\circ = 39 \text{ kN}$$

$$24 + 12 - 3 = 33 \text{ kN/m} < 39 \text{ kN/m}$$

### 6.2.2. Pilíře

Pilíře jsou s ohledem na uložení přes pevné vrubové klouby na opěrách posouzeny pouze na svislou reakci, rozhoduje zatížení ze dvou sousedních polí. Vliv vlastní tíhy dřívku podpěry je zanedbán.

$$\sigma_{Rmax \text{ na podkladním betonu}} = \frac{2 \cdot 875}{4.8 \cdot 1.75} = 208 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{Rmax \text{ pod podkladním betonem tl.15cm}} = \frac{2 \cdot 875}{4.8 \cdot 2.05} = 177 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{Rmax \text{ pod ŠTP polštářem tl.30cm}} = \frac{2 \cdot 875}{4.8 \cdot 2.65} = 137 \text{ kPa}$$

**6.2.3. Křídla**

Výpočet je proveden pomocí programu GEO-5 GABION, posuzují přitom jen rozhodující rovnoběžná křídla, která jsou přitížena vozidly. Ačkoli jsou o 0.5m nižší, než ta kolmá, přesto rozhodují.

$$q_{\text{přitížení od vozidla 40t roznos na rozvor a rozchod}} = \frac{4 \cdot 100}{3.8 \cdot 5.0} = 21.0 \text{ kN/m}^2$$

**Výpočet gabionu****Vstupní data****Nastavení**

Standardní - EN 1997 - DA2

**Výpočet zdí**

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na překlopení :	$\gamma_{Rv} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce odporu na posunutí :	$\gamma_{Rh} =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce odporu základové půdy :	$\gamma_{Re} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce namáhání sítě :	$\gamma_{Rn1} =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce spoje sítě :	$\gamma_{Rn2} =$	1,10 [-]	

Kombinační součinitele pro proměnná zatížení			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel kombinační hodnoty :	$\psi_0 =$	0,70 [-]	
Součinitel časté hodnoty :	$\psi_1 =$	0,50 [-]	
Součinitel kvazistálé hodnoty :	$\psi_2 =$	0,30 [-]	

**Materiály bloků - výplň**

Číslo	Název	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c [kPa]
1	gabion	18,00	30,00	0,00

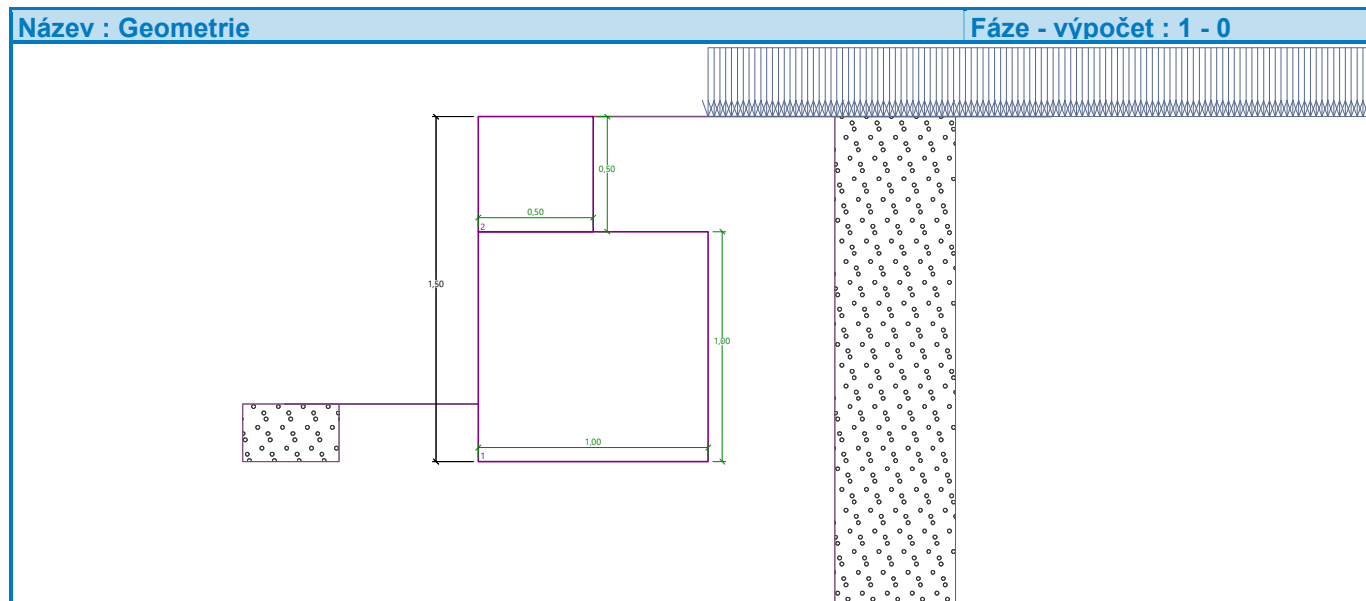
**Materiály bloků - pletivo**

Číslo	Název	Pevnost sítě $R_t$ [kN/m]	Vzdálenost svislých sítí v [m]	Únosnost čelního spoje $R_s$ [kN/m]
1	gabion	40,00	1,00	40,00

### Geometrie konstrukce

Číslo	Šířka b [m]	Výška h [m]	Odskok a [m]	Materiál
2	0,50	0,50	0,00	gabion
1	1,00	1,00	-	gabion

Sklon gabionu = 0,00 °  
Celková výška = 1,50 m  
Celk. objem zdi = 1,25 m<sup>3</sup>/m



### Parametry zemin

#### zásyp

Objemová tíha :  $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$   
Napjatost : efektivní  
Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{\text{ef}} = 30,00^\circ$   
Soudržnost zeminy :  $c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$   
Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 15,00^\circ$   
Zemina : nesoudržná  
Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{\text{sat}} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	0,00 .. ∞	zásyp	

### Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

### Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

### Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

## Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		stálé	21,00		0,50	3,00	na terénu

Číslo	Název
1	nahodilé

## Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: pasivní

Zemina na líci konstrukce - zásyp

Třecí úhel kce-zemina

$$\delta = 0,00^\circ$$

Výška zeminy před zdí

$$h = 0,25 \text{ m}$$

Terén před konstrukcí je rovný.

## Celkové nastavení výpočtu

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou  $\sigma_{a,min} = 0,20\sigma_z$ 

## Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

## Posouzení čís. 1

## Spočtené síly působící na konstrukci

Název	$F_{hor}$ [kN/m]	Působíště z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0,00	-0,65	22,50	0,45	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-1,78	-0,08	0,00	0,00	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,22	3,38	0,69	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	6,32	-0,51	2,85	0,95	1,350	1,350	1,350
nahodilé	7,11	-0,60	3,41	0,95	1,350	1,350	1,350

## Posouzení celé zdi

## Posouzení na překlpení

Moment vzdorující  $M_{res} = 14,64 \text{ kNm/m}$ Moment klopící  $M_{ovr} = 9,96 \text{ kNm/m}$ **Zed' na překlpení VYHOVUJE**

## Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující  $H_{res} = 18,02 \text{ kN/m}$ Vodor. síla posunující  $H_{act} = 16,36 \text{ kN/m}$ **Zed' na posunutí VYHOVUJE**

## Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 63,00 kPa

## Únosnost základové půdy

### Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	6,75	43,39	15,74	0,156	63,00
2	6,63	34,34	16,36	0,193	55,95

### Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	5,00	32,14	11,66

### Posouzení únosnosti základové půdy

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

#### Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly  $e = 0,193$

Maximální dovolená excentricita  $e_{alw} = 0,333$

#### Excentricita normálové síly VYHOVUJE

#### Posouzení únosnosti základové spáry

Únosnost základové půdy  $R = 150,00 \text{ kPa}$

Součinitel redukce odporu základové půdy  $\gamma_{Rv} = 1,40$

Max. napětí v základové spáře  $\sigma = 63,00 \text{ kPa}$

Návrhová únosnost základové půdy  $R_d = 107,14 \text{ kPa}$

#### Únosnost základové půdy VYHOVUJE

#### Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

## Dimenzace čís. 1

### Posouzení prac. spáry s největším využitím - nad blokem čís. 1

#### Posouzení na překlopení

Moment vzdorující  $M_{res} = 1,06 \text{ kNm/m}$

Moment klopící  $M_{ovr} = 0,35 \text{ kNm/m}$

#### Spára na překlopení VYHOVUJE

#### Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující  $H_{res} = 2,75 \text{ kN/m}$

Vodor. síla posunující  $H_{act} = 2,73 \text{ kN/m}$

#### Spára na posunutí VYHOVUJE

Maximální napětí na spodní blok  $= 15,05 \text{ kPa}$

Souč.redukce odskokem hor.bloku  $= 1,00$

Průměrná hodnota tlaku na čelo  $= 10,02 \text{ kPa}$

Smyková síla přenášená třením  $= 3,93 \text{ kN/m}$

#### Únosnost na boční tlak:

Únosnost spoje  $= 36,36 \text{ kN/m}$

Spočtené namáhání  $= 5,01 \text{ kN/m}$

#### Posouzení na boční tlak VYHOVUJE

#### Posouzení spáry mezi bloky:

Únosnost materiálu sítě  $= 36,36 \text{ kN/m}$

Spočtené namáhání  $= 5,01 \text{ kN/m}$

#### Spára mezi bloky VYHOVUJE

## 8. Závěr

Deska nosné konstrukce tl.400mm vyhovuje z betonu třídy C30/37 vyztuženého výztuží 10505(R) za předpokladů uvedených výše. Výztuž desky v jednotlivých směrech a profilech bude minimálně následující.

- Dolní podélná výztuž desky v poli  $8\phi R22/m$
- Dolní příčná výztuž  $8\phi R12/m$
- Horní podélná výztuž desky v tupých rozích  $8\phi R12/m$
- Horní příčná výztuž desky v poli konstruktivně  $8\phi R12/m$
- Smyková výztuž spony  $9\phi R6/m^2$
- Smyková výztuž ohyby  $3\phi R12/m$  ve dvou řadách po 40cm

Za těchto předpokladů vyhovuje i šířka trhlin 0.13mm po 124mm. Vyhovuje i posouzení na únavu. Průhyby budou do 5.8mm oproti povoleným 19.3mm.

Táhlo pérové desky bude délky 20cm, na kterou bude separováno lepenkou, nikoli polystyrenem (je nutné, aby pro nájezd kola byla deska na tuto délku podepřena, ale nespojena). Tloušťka desky 10cm, výztuž trny v počtu  $8\phi 16/m$ , které pokryjí nejen momentové namáhání, ale i namáhání od spojení.

Stěnové opěry i pilíře budou vyztuženy konstruktivně profily min.12 po max.15cm, úložné prahy pak hustěji nebo většími profily s doplněním třmínků.

Uložení na pilířích je řešeno na lepenková ložiska z dvojité asfaltové lepenky, případně elastomerové pásy. Uložení na opěrách je tvořeno vrubovými klouby s konstruktivně navrženými trny v počtu min.  $4\phi R20/m$  v úložných pracích opěr.

Šířka základů opěr 1.5m i pilířů 1.75m vyhovuje, podpěry budou založeny na ŠD polštáři tl.30cm a podkladním betonu tl.15cm s odpovídajícími přesahy. Pak je namáhání v základové spáře 137kPa a vyhovuje zemina již od třídy F5 tuhá nebo S5. Podle archivní sondy se v daném místě mohou vyskytovat písek až štěrk s hlinitou až jílovitou příměsí.

Gabiony křídel vyhovují na zatížení upřesněné investorem, tedy 40t. Je ale nutné kvalitně propojit jednotlivé gabiony a řádně provést vnitřní výztuhy dle TKP 30.

V Liberci, dne 20.12.2022  
Vypracoval Ing.T.Humpal