

# 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.	Obecné předpoklady výpočtu.....	2
1.3.2.	Návrhové materiálové charakteristiky nosné konstrukce .....	3
<b>2.</b>	<b>GEOMETRIE.....</b>	<b>4</b>
2.1.	TVAR KONSTRUKCE .....	5
2.2.	MODEL NOSNÉ KONSTRUKCE .....	8
<b>3.</b>	<b>ZATÍŽENÍ KONSTRUKCE .....</b>	<b>10</b>
3.1.	STÁLÉ ZATÍŽENÍ .....	10
3.1.1.	Vlastní tíha nosné konstrukce .....	10
3.1.2.	Ostatní stálá zatížení .....	10
3.2.	NAHODILÁ ZATÍŽENÍ .....	10
3.2.1.	Nahodilé zatížení sněhem .....	10
3.2.2.	Nahodilé zatížení větrem.....	10
3.2.3.	Nahodilé zatížení teplotou .....	10
3.2.4.	Nahodilé zatížení dopravou .....	11
3.2.4.1.	Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů .....	11
3.2.4.2.	Model zatížení 1 (LM1) .....	11
3.2.4.3.	Model zatížení 2 (LM2) .....	12
3.2.4.4.	Model zatížení 3 (LM3) .....	12
3.2.4.5.	Model zatížení 4 (LM4) .....	13
3.2.4.6.	Brzdné a rozjezdové síly .....	13
3.2.4.7.	Odstředivé a jiné příčné síly.....	13
3.2.4.8.	Nahodilá zatížení na únavu .....	13
<b>4.</b>	<b>SESTAVENÉ ZATĚŽOVACÍ STAVY .....</b>	<b>14</b>
<b>5.</b>	<b>VÝPOČET VNITŘNÍCH SIL.....</b>	<b>16</b>
5.1.	REKAPITULACE VNITŘNÍCH SIL .....	16
5.2.	PRŮBĚH VNITŘNÍCH SIL .....	16
5.3.	SUPERPOZICE ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ.....	19
<b>6.</b>	<b>POSOUZENÍ NOSNÉ KONSTRUKCE .....</b>	<b>26</b>
6.1.	DESKA MOSTOVKY .....	26
6.1.1.	Posouzení na ohyb v MSU .....	26
6.1.2.	Posouzení na smyk.....	28
6.2.1.	Omezení trhlin a napětí .....	29
6.2.2.	Posouzení průhybů .....	29
6.2.3.	Posouzení na únavu .....	30
<b>7.</b>	<b>SPODNÍ STAVBA .....</b>	<b>31</b>
7.1.	STĚNA OPĚRY .....	31
7.2.	ZÁKLADY .....	33
7.3.	KŘÍDLA .....	34
7.4.	CHODNÍKOVÁ ŘÍMSA .....	35
<b>9.</b>	<b>ZÁVĚR.....</b>	<b>36</b>

# 1. Úvod

## 1.1. Všeobecně

Jedná se o most ev.č.1096-3 v intravilánu obce Čtyřkoly v části zvané Javorník na katastrálním území Čtyřkoly. Most převádí silnici III.třídy přes Zaječický potok. Most se nachází u č.p.43, domova pro seniory.

Stávající most je ve velmi špatném stavebním stavu s nedostatečnou zatížitelností a nevhodným šířkovým uspořádáním, kdy tvoří nejužší místo na komunikaci. V rámci rekonstrukce dojde k úplné výměně mostu včetně spodní stavby a vylepšení nájezdových parametrů komunikace na most.

## 1.2. Popis konstrukce

Nový most je charakteru rozpěrákové konstrukce o jednom deskovém poli uloženém na vrubových kloubech. Deska mostovky je z monolitického železobetonu. Opěry jsou stěnové charakteru tížné zdi rovněž ze železobetonu, plošně založené. Základy vlivem pružného podkladu umožňují mírné natočení bez vlivu na redistribuci vnitřních sil a opěry tak fungují jako kyvné stojky rozpěráku. Naproti tomu působí krátká zavěšená křídla s vlastním založením stěny na podkladní a roznášecí beton. Vzhledem k malému rozpětí je vliv objemových změn zanedbatelný, vrubový kloub na jedné straně přitom bude opatřen distanční vložkou pro umožnění případných posunů do 2mm.

Most je šikmý, šikmost levá  $79^\circ$ . Deska s rovným podhledem má tloušťku min.30cm, vlivem příčného spádování v ose až 36.2cm. Střechovitý spád je u krajů s protispády pro omezení zatékání na boky.

Mostní svršek je doplněn monolitickými římsami kotvená shora zabetonovanými nebo dodatečně vlepuvanými kotvami, na vtokové straně je přitom římsa řešena a jako chodníková konzola. Vozovka na mostě je živičná dvouvrstvá. Zábradlí je dodatečně kotvené k římsám.

## 1.3. Předpoklady výpočtu

### 1.3.1. Obecné předpoklady výpočtu

Betonáž nosné konstrukce bude prováděna na skruži jako celek bez vytváření pracovních spar.

Model je uvažován jako šikmá deska prostě uložená, vliv redistribuce vnitřních sil rozpěrákovým působením je zanedbatelný.

Předpokládá se dostatečně velký pasivní odpor základů proti bočnímu zemnímu tlaku výplně za opěrami a kvalitní opevnění dna dlažbou ve funkci rozpěry.

Vzhledem k malému rozpětí je vliv objemových změn zanedbatelný, vrubový kloub na jedné straně bude opatřen distanční vložkou pro případné posuny do 2mm.

### 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	
$f_{ck}= 30$	<b>Mpa</b>		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 Mpa</b>			
$f_{cd}=a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c=$	<b>21.25 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	
$f_{ctk0.05}= 2.0$	<b>Mpa</b>		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 Mpa</b>			
$f_{cd}=a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c=$	<b>1.7 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	
$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s= 434.8$	Mpa				
$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s= 500$	Mpa				

### Krycí vrstva EN 1992-2 ods. 4.

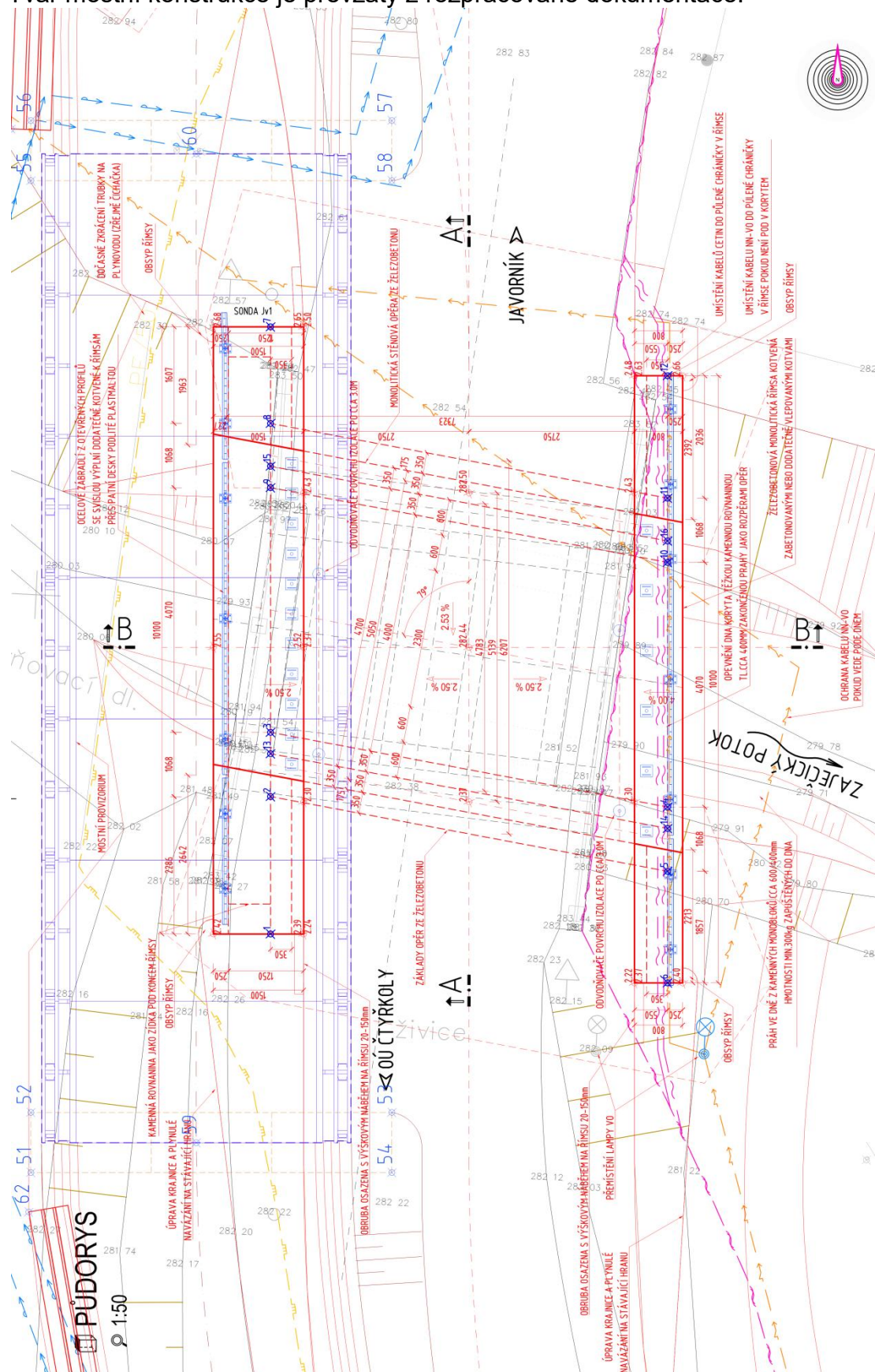
<b>S 4</b>			pozn.	základní třída konstrukce životnost 50 let
+2 třídy	2		EN 1992-1-1, 4.4.1.2, tab 3.4N	návrhová životnost 100 let
-1 třídy	-1		EN 1992-1-1, 4.4.1.2, tab 3.4N	zajištění zvláštní kontroly kvality výroby betonu
<b>S 5</b>				výsledná třída konstrukce
$c_{min,dur}= 40$	mm		EN 1992-1-1, 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 vrstev z hlediska soudržnosti, $D_{max} < 32mm \rightarrow \phi_p$ ak $D_{max} > 32mm \rightarrow \phi_p + 5mm$
$\Delta c_{dur,\gamma}= 0$	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
$c_{min}=\max\{c_{min,b}; c_{min,dur}+\Delta c_{dur,\gamma}-\Delta c_{dur,st}-\Delta c_{dur,add}; 10mm\}$				
$c_{min}= 40$	mm			
$c_{nom}=c_{min}+\Delta c_{dev}= 50$	mm		EN 1992-1-1, 4.4.1.1	

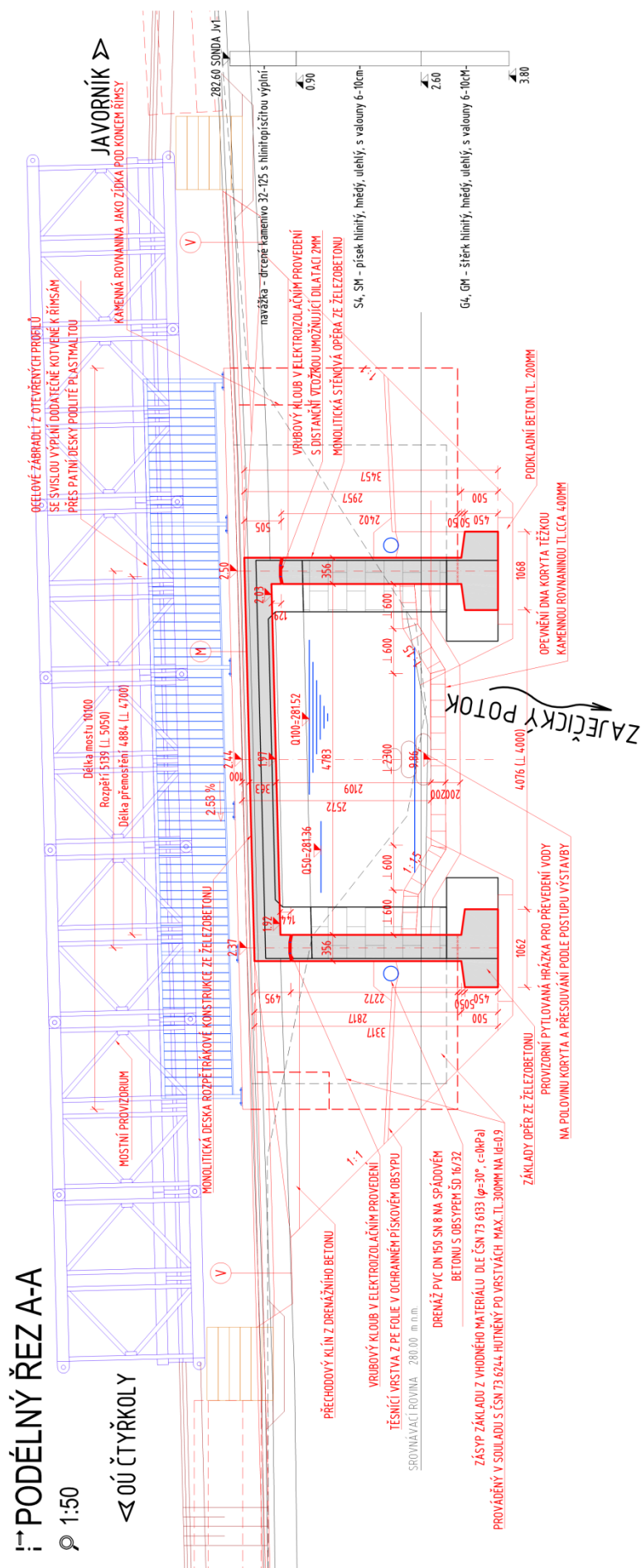
## 2. Geometrie

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 deska.

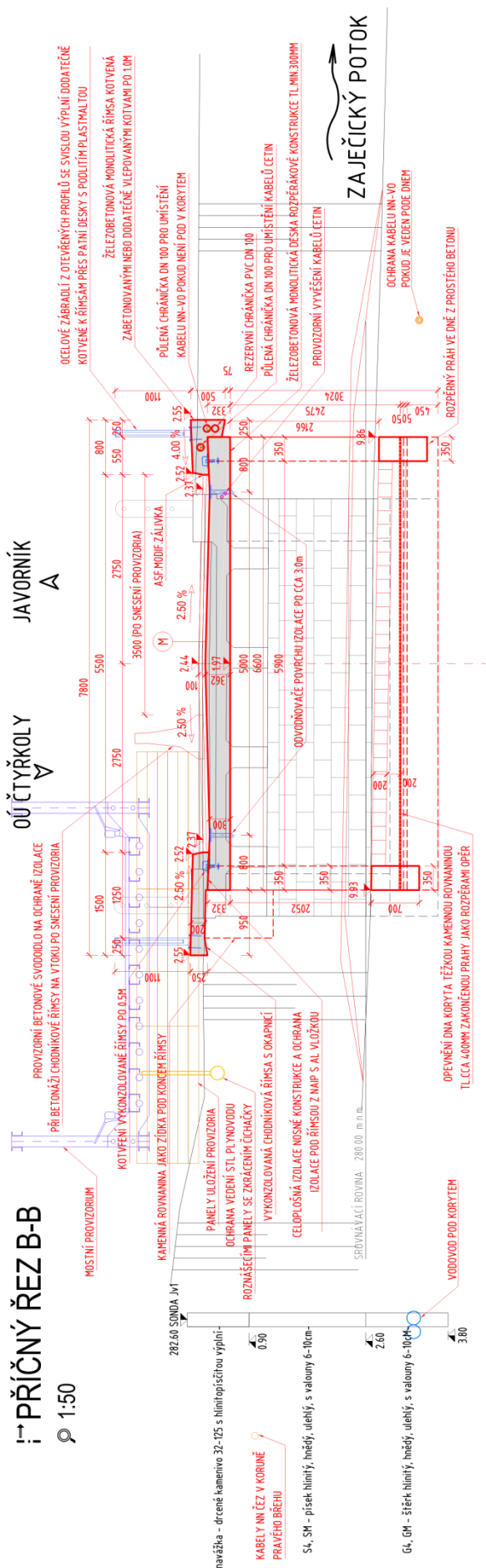
## 2.1. Tvar konstrukce

Tvar mostní konstrukce je převzatý z rozpracované dokumentace.





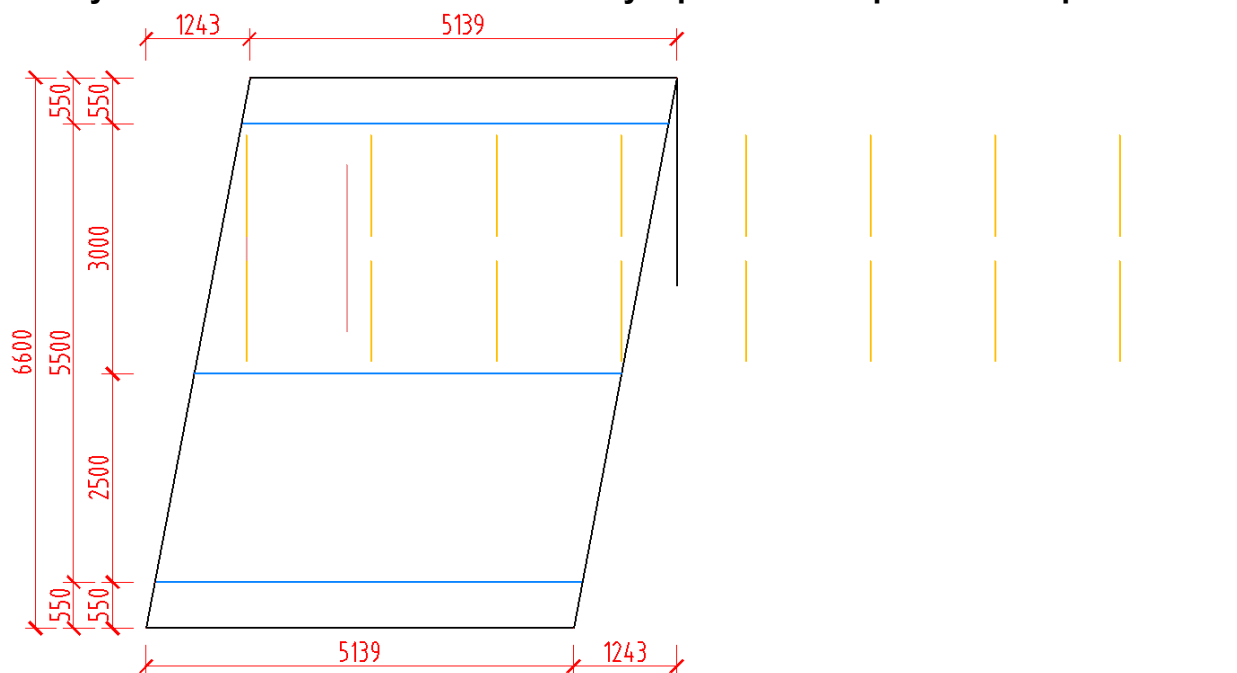




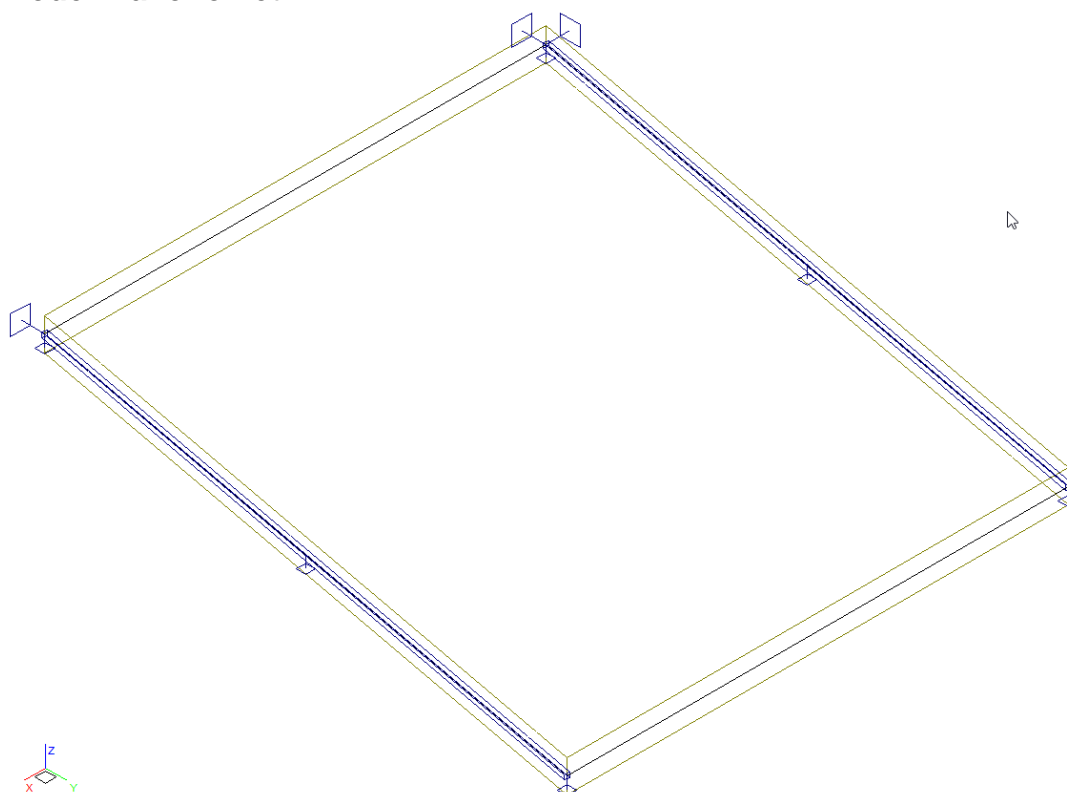
## 2.2. Model nosné konstrukce

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	3	Geometrie - úhly	deg
Popis projektu	deska	Zatížení	107	Průřezy - délky	m
Rozměr projektu	Prostor	Podpor	4	Zatížení, výsledky - síly	kN
Datum	31.8.2020	Bodů	0	Zatížení, výsledky - napětí	kPa
Čas	9:34	Linií	34	Zatížení, výsledky - délky	m
		Ploch	0	Deformace - posuny	m
		Kontaktů	2	Deformace - natočení	deg
		Materiálů	1	Čas	sec
		Průřezů	0	Teplota	°C
		Tloušťek	2	Hmota	t
		Podloží	0		
		Skupin	4		
		Zat. stavů	52		

## 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	ni	gama	K 1	E 2	K 2	útlum
		[kPa]		[t/m3]	[kN/m3]	[kPa]	[kN/m3]	
BETON	BETON	2.600e+07	0.200	2.500	1.000e-05			0.100

Materiál	Objem	Hmotnost
	[m3]	[t]
BETON	11.226	28.066
celkem		28.066

## Výpis zadanych tloušťek:

Označení	Materiál	Tloušťka
		[m]
deska	*BETON	0.331
stena	*BETON	0.350

## Výpis plošných dílců - parametry ploch:

Plocha	Typ plochy	Deska	Tloušťka	Objem	Skupina
			[m]	[m3]	
1	Rovinná deska	Tenká deska	0.331	11.226	Skupina č.1

## Výpis plošných dílců - souřadnice vrcholů ploch:

Plocha	Hrana	Počátek	Konec
		[m]	[m]
Polygon1	1	1.948,-3.300,0.000	-3.191,-3.300,0.000
	2	-3.191,-3.300,0.000	-1.948,3.300,0.000
	3	-1.948,3.300,0.000	3.191,3.300,0.000
	4	3.191,3.300,0.000	1.948,-3.300,0.000

### 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.

$$q_{\text{deska prům.tl.331mm}} = 0.331 \cdot 25 = 8.275 \text{ kN/m}^2$$

##### 3.1.2. Ostatní stálá zatížení

Zatížení jsou definována následovně.

$$q_{\text{vozovky}} = 0.1 \cdot 25 = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{římsa}-\text{část uložená na nk}} = 0.25 \cdot 25 = 6.25 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{římsa}-\text{vykonzolovaná část na výtoku}} = 0.25 \cdot 0.5 \cdot 25 = 3.125 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{římsa}-\text{vykonzolovaná chodníková část na vtoku}} = 0.95 \cdot 0.25 \cdot 25 = 5.9375 \text{ kN/m}$$

$$m_{\text{římsa}-\text{vykonzolovaná chodníková část na vtoku}} = 5.9375 \cdot 0.475 = 2.8203 \text{ kNm/m}$$

$$q_{\text{zábradlí}} = 1.0 \text{ kN/m}$$

$$m_{\text{zábradlí vtok}} = 1.0 \cdot 0.475 = 0.475 \text{ kNm/m}$$

$$q_{\text{výplň za opěrou}} = 20 \cdot h \cdot (1 - \sin 30^\circ) = 10 \cdot h \rightarrow q_{\text{dolní}} = 10 \cdot 2.5 = 25 \text{ kN/m}^2$$

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 -30°C a oteplení o +30°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

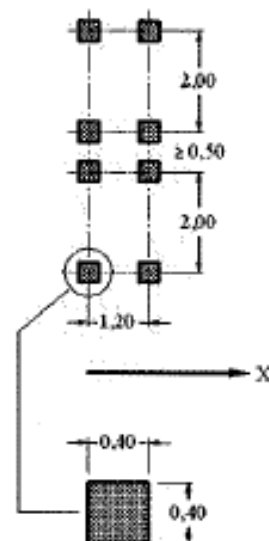
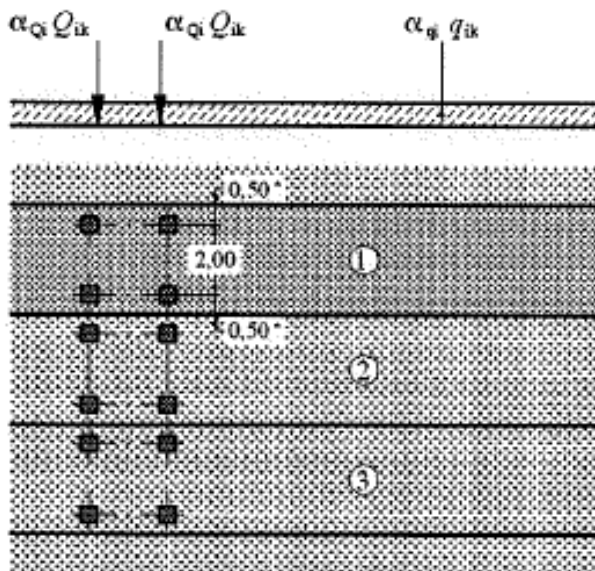
Rozdělení je důležité pro správnou volbu zatěžovacích schémat.

w=	5.5 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
	2.5 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



Vzhledem k postupu výstavby za provozu po polovinách uvažují LM1 v pruhu 2 stejné jako v pruhu 1.

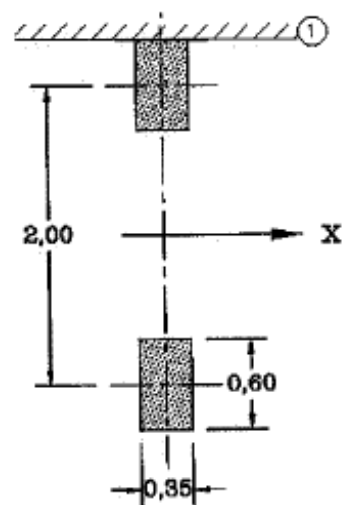
Přítížení povrchu předpolí pro návrh výztuže opěr je uvažováno rozneseným zatížením TS LM1 následovně:

$$q_{\text{předpolí}} = \frac{4 \cdot 120}{5.0 \cdot 2.2} = 43.6 \text{ kN/m}^2$$

### 3.2.4.3. Model zatížení 2 (LM2)

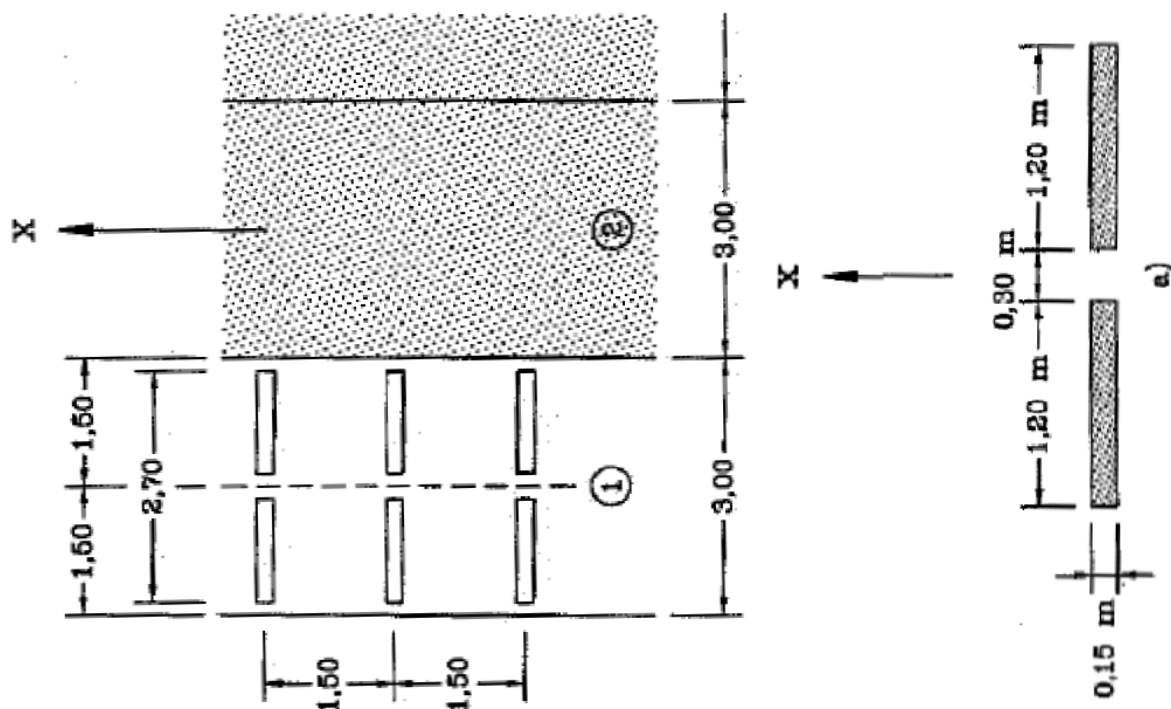
Zatížení ideální nápravou.

umístění	Soustředěné zatížení			
	$Q_{ak}$ [kN]	$\beta_Q = \alpha_{Q1}$	$\beta_{Q1} \cdot Q_{ak}$ [kN]	$\alpha_{Q1} \cdot Q_i / 0.35 \cdot 0.6$ [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 ho na celou nosnou konstrukci neuvažují. Je ale použito pro zatížení chodníkové římsy současně s LM1.

$$q_{LM4-\text{chodníková část na nk vtoku}} = 5\text{kN/m}^2$$

$$q_{LM4-\text{vykonzolovaná chodníková část na vtoku}} = 0.7 \cdot 5 = 3.5\text{kN/m}$$

$$m_{LM4-\text{vykonzolovaná chodníková část na vtoku}} = 3.5 \cdot 0.35 = 1.225\text{kNm/m}$$

### 3.2.4.6. Brzdné a rozjezdové síly

Brzdné síly uvažují s ohledem na rozpěrákový charakter konstrukce, pasivní odpor zeminy za opěrami je dostatečný. Pro návrh vrubového kloubu uvažují následující brzdné síly.

$Q_{1k} =$	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
$L =$	5.5	m	EN 1991-2, str 36	délka nosné konstrukce nebo uvažované části
$Q_{1k} = 0.6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L =$	299.9	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

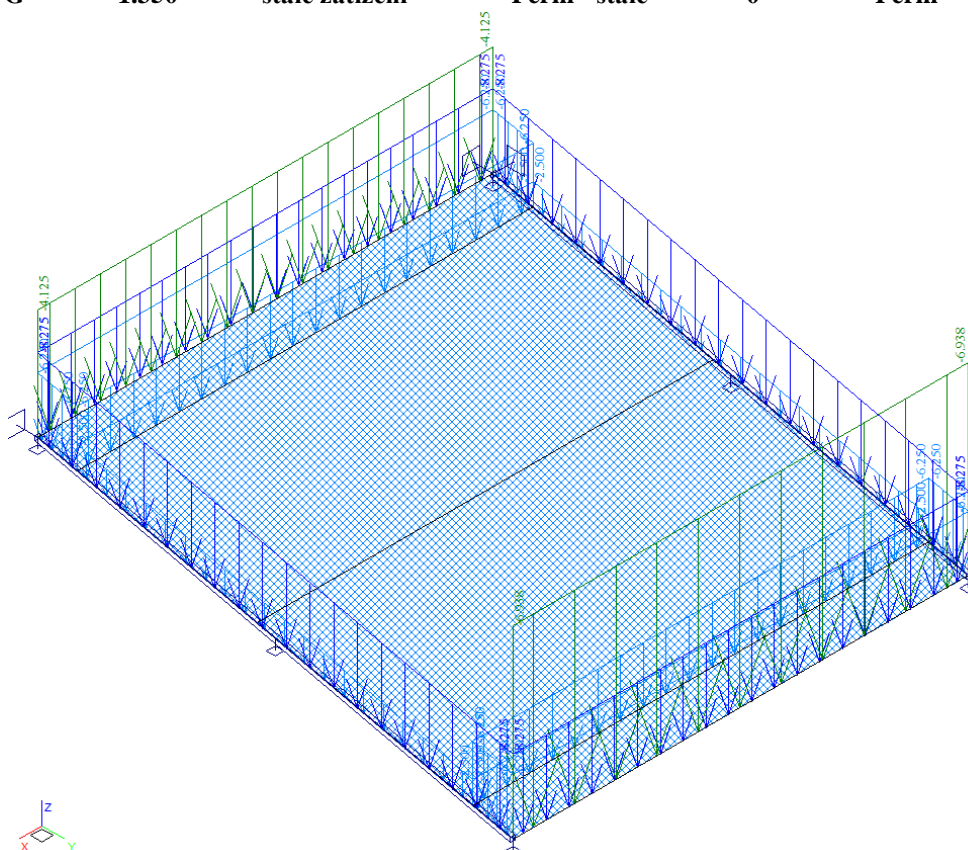
Uvažují zatížení LM1 s odpovídající redukcí.

## 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.

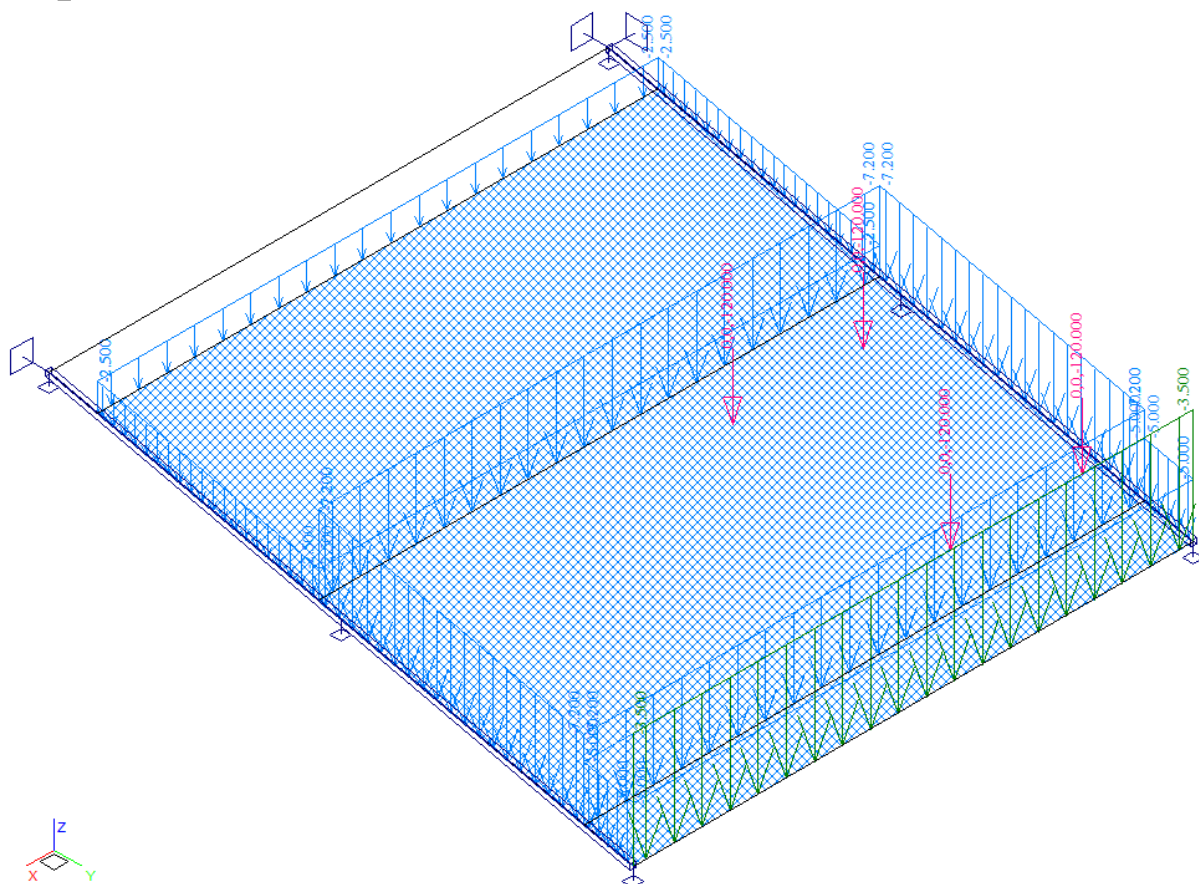
### Výpis zatěžovacích stavů :

Jméno	Koeficient	Komentář	Typ zatížení	Skupina	Parametry	Výběrový
G	1.350	stálé zatížení	Perm - stálé	0	Perm	Ne
LM1_	1.500	TS 48t a UDL 7.2kPa	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM1_1	1.500	TS 48t a UDL 7.2kPa	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM1_2	1.500	TS 48t a UDL 7.2kPa	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM1_3	1.500	TS 48t a UDL 7.2kPa	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM1_4	1.500	TS 48t a UDL 7.2kPa	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM1_5	1.500	TS 48t a UDL 7.2kPa	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM1_6	1.500	TS 48t a 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
LM2_7	1.500	ideální náprava 32t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_8	1.500	ideální náprava 32t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_9	1.500	ideální náprava 32t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM3_	1.500	devítinápava 180t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM3_1	1.500	devítinápava 180t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM3_2	1.500	devítinápava 180t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
<b>G</b>	<b>1.350</b>	<b>stálé zatížení</b>	<b>Perm - stálé</b>	<b>0</b>	<b>Perm</b>	<b>Ne</b>

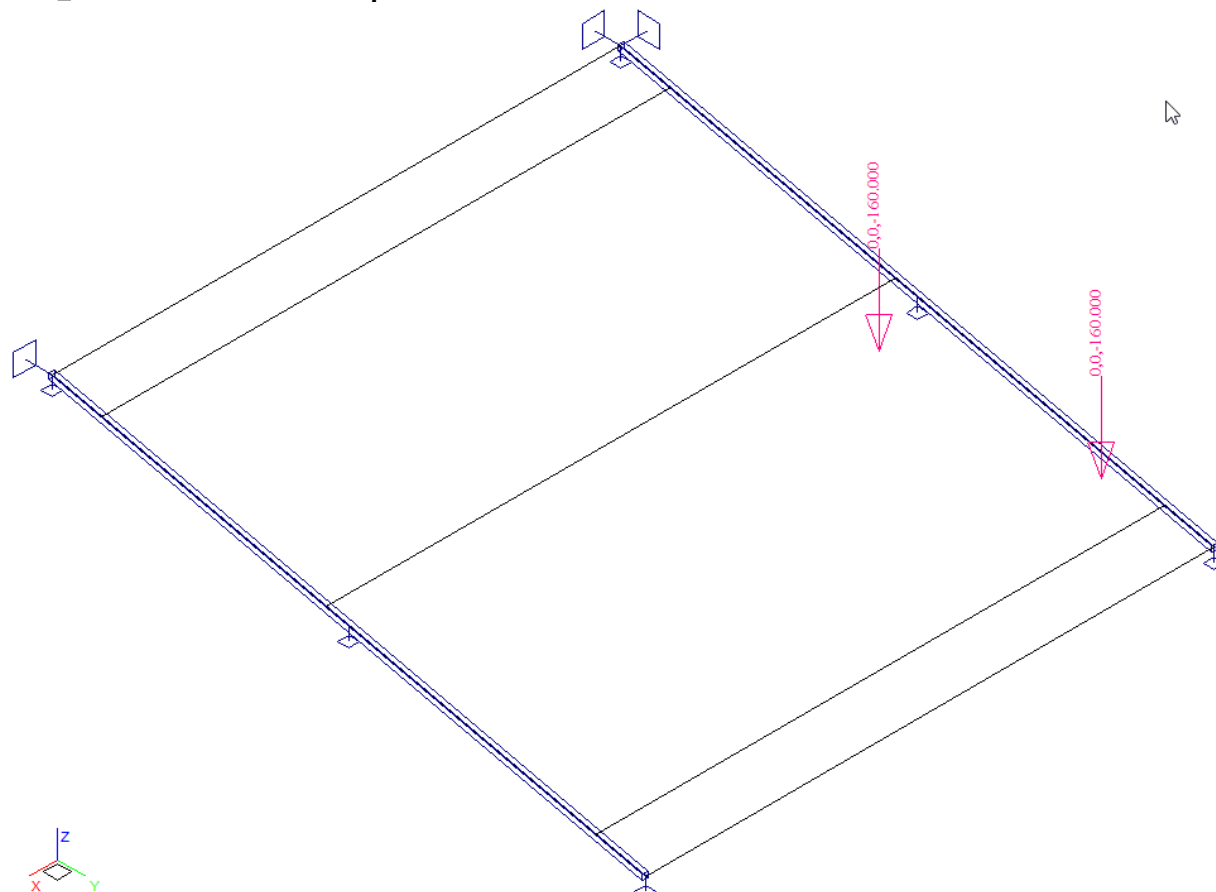




LM1\_ 1.500 TS 48t a UDL 7.2kPa Short - krátkodobé 0 Short ! Ano

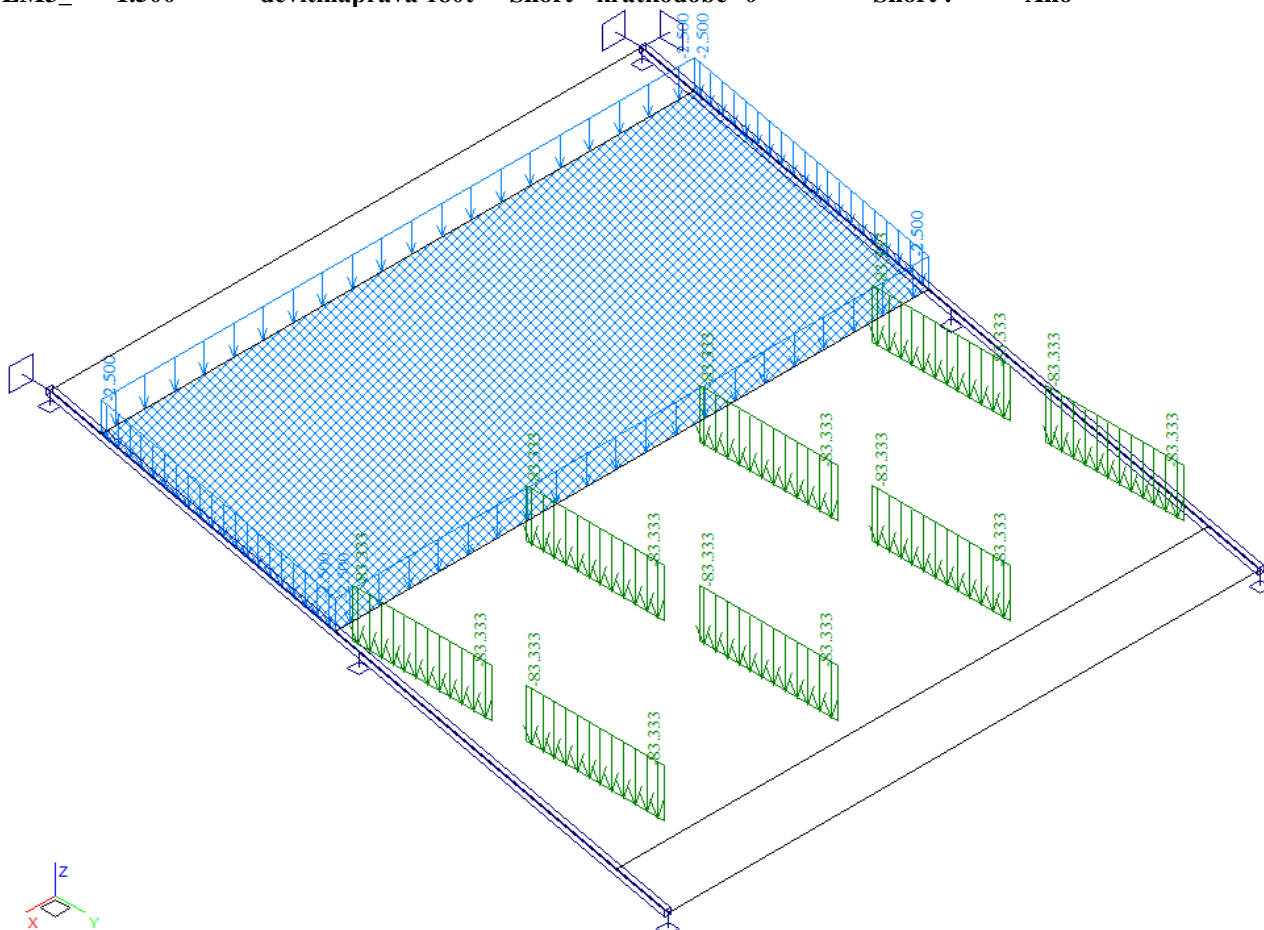


LM2\_ 1.500 ideální náprava 32t Short - krátkodobé 0 Short ! Ano





LM3\_ 1.500 devítinápřeva 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. Rekapitulace vnitřních sil

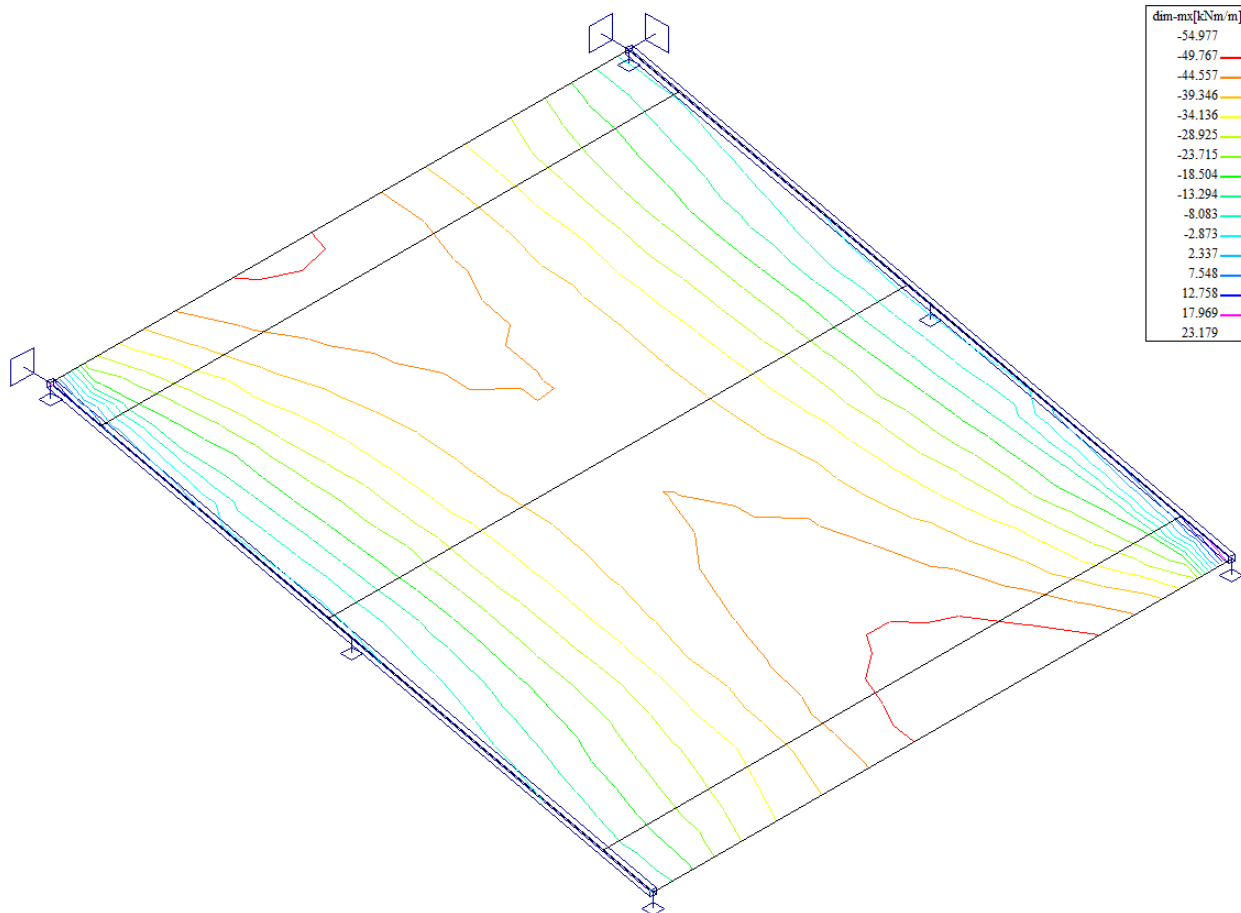
Rekapitulace je provedena pouze pro vybrané vnitřní síly v rozhodujících profilech tak, aby bylo možné ověřit správnost superpozice. Ostatní vnitřní síly a polohy jsou zohledněny ve strojové superpozici. Průběh podélných momentů po desce v rozhodujících zatěžovacích stavech je přiložen dále. V tabulce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

zat.stav	dim $M_x$ v poli	$\gamma/f$	dim $M_{xd}$ v poli
G0 vlastní tíha a mostní svršek	55.0	1.35	74
LM1 extrém ze simulace pojezdu	144.0	1.50	216
LM2 extrém ze simulace pojezdu	103.0	1.50	155
LM3 extrém ze simulace pojezdu	107.0	1.50	161

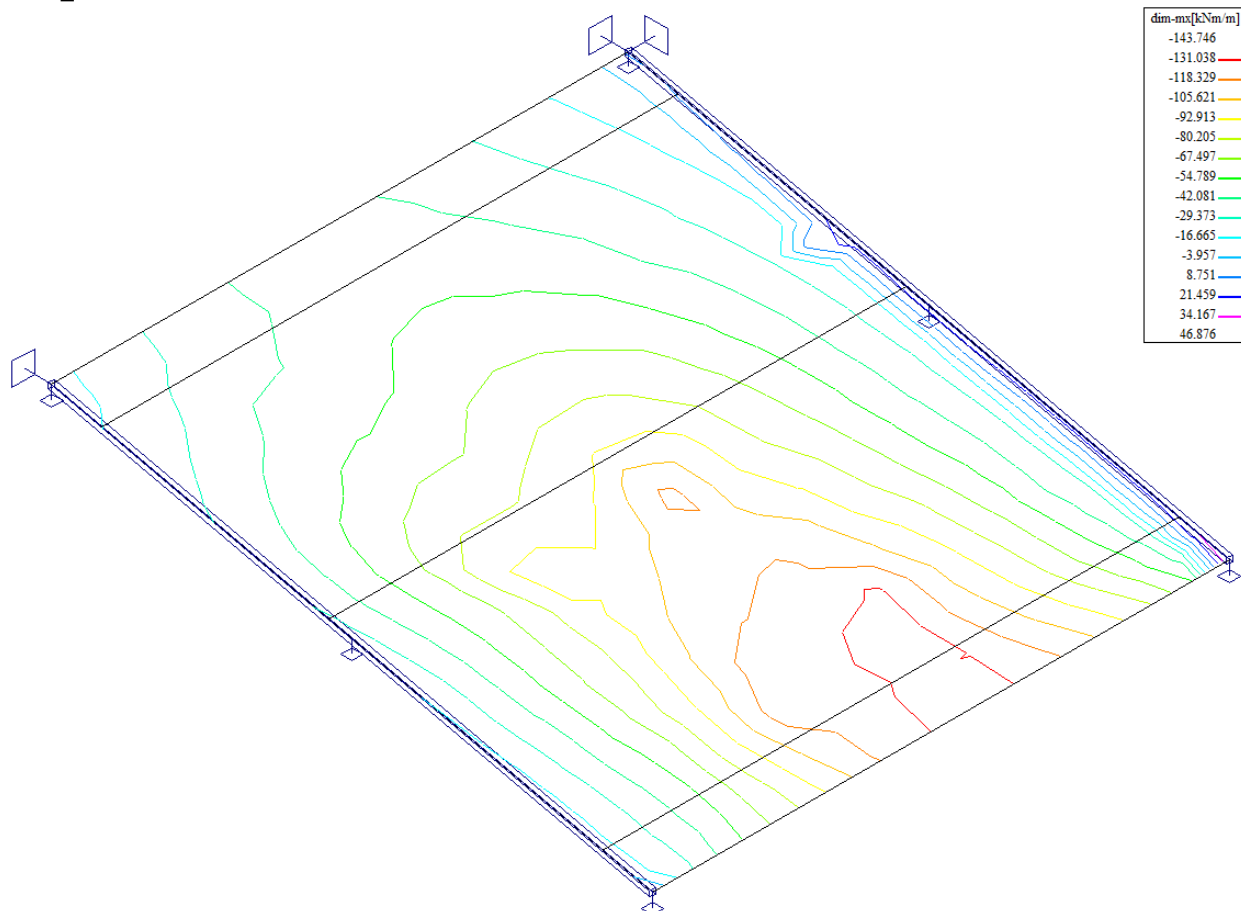
### 5.2. Průběh vnitřních sil

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.

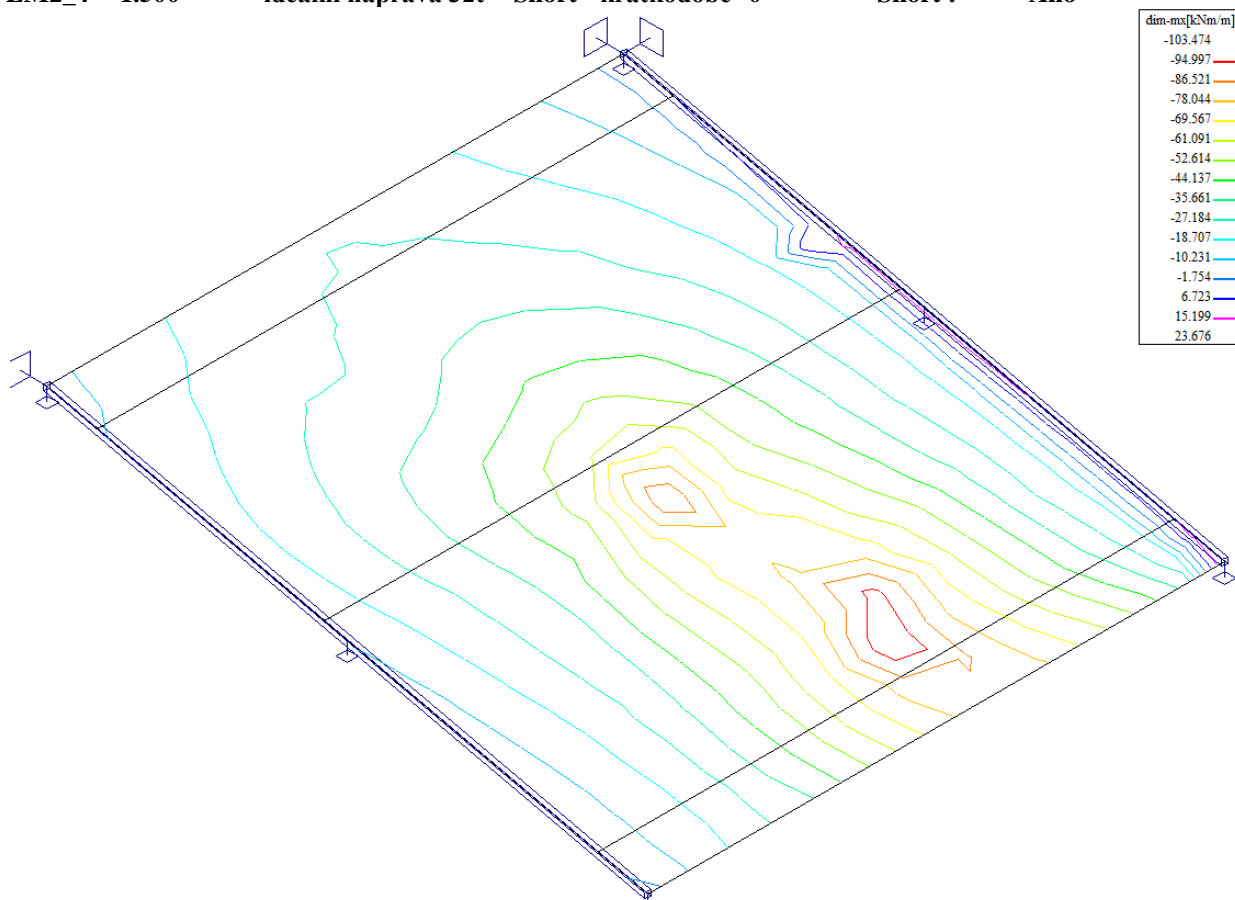
**G 1.350 stálé zatížení Perm - stálé 0 Perm Ne**



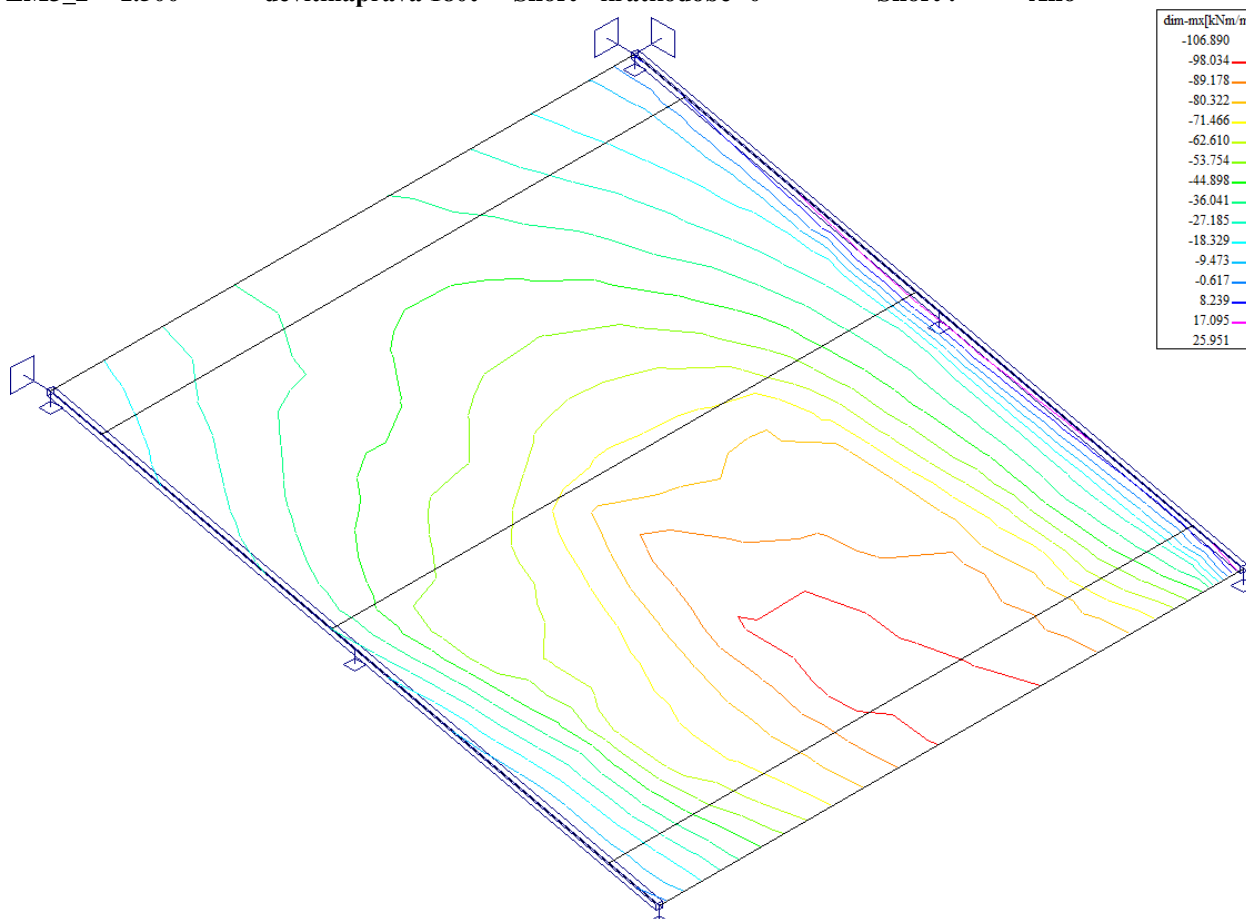
**LM1\_4 1.500 TS 48t a UDL 7.2kPa Short - krátkodobé 0 Short ! Ano**



**LM2\_4 1.500 ideální náprava 32t Short - krátkodobé 0 Short ! Ano**



**LM3\_2 1.500 devítináprava 180t Short - krátkodobé 0 Short ! Ano**



### 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
dimenzační	min/max	DIM0001, DIM0002, DIM0003, DIM0004, DIM0005, DIM0006, DIM0007, DIM0008
	DIM0001	1.35*G
	DIM0002	1.35*G+1.50*LM1_
	DIM0003	1.35*G+1.50*LM1_4
	DIM0004	1.35*G+1.50*LM1_3
	DIM0005	1.35*G+1.50*LM1_2
	DIM0006	1.35*G+1.50*LM1_5
	DIM0007	1.35*G+1.50*LM2_
	DIM0008	1.35*G+1.50*LM1_1

#### Výsledky výpočtu - vnitřní síly, všechny plochy, celkové extrémy na dílcích

Vnitřní síly vypsány pro : vybrané výsledky  
osy veličiny lokální

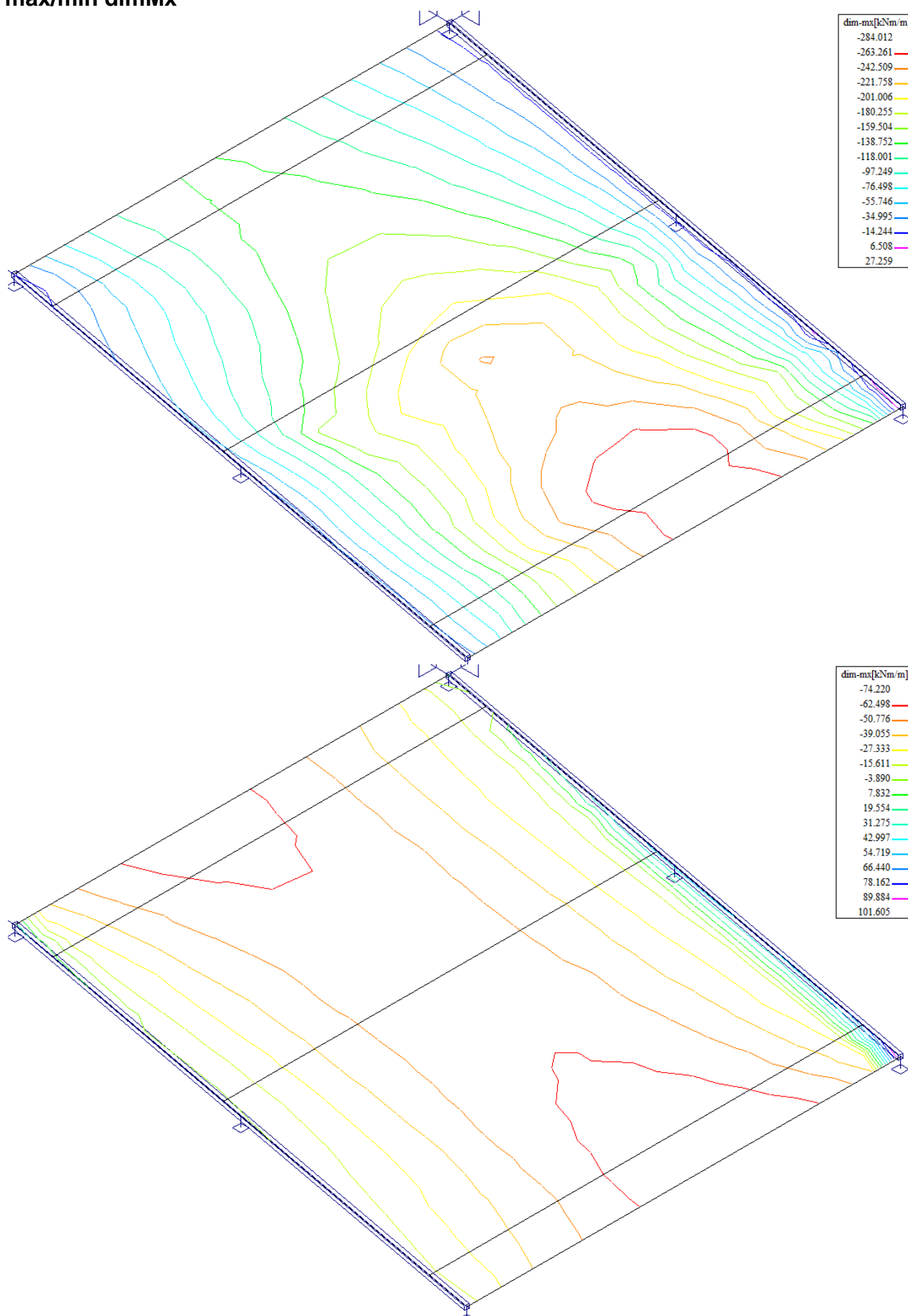
mx, my, mxy, dim-mx, dim-my [kNm/m] ohybové momenty v lokálních osách  
qx, qy [kN/m] smykové síly v lokálních osách

#### Extrémy pro výsledek : 30 - dimenzační Obal. křivka stand.

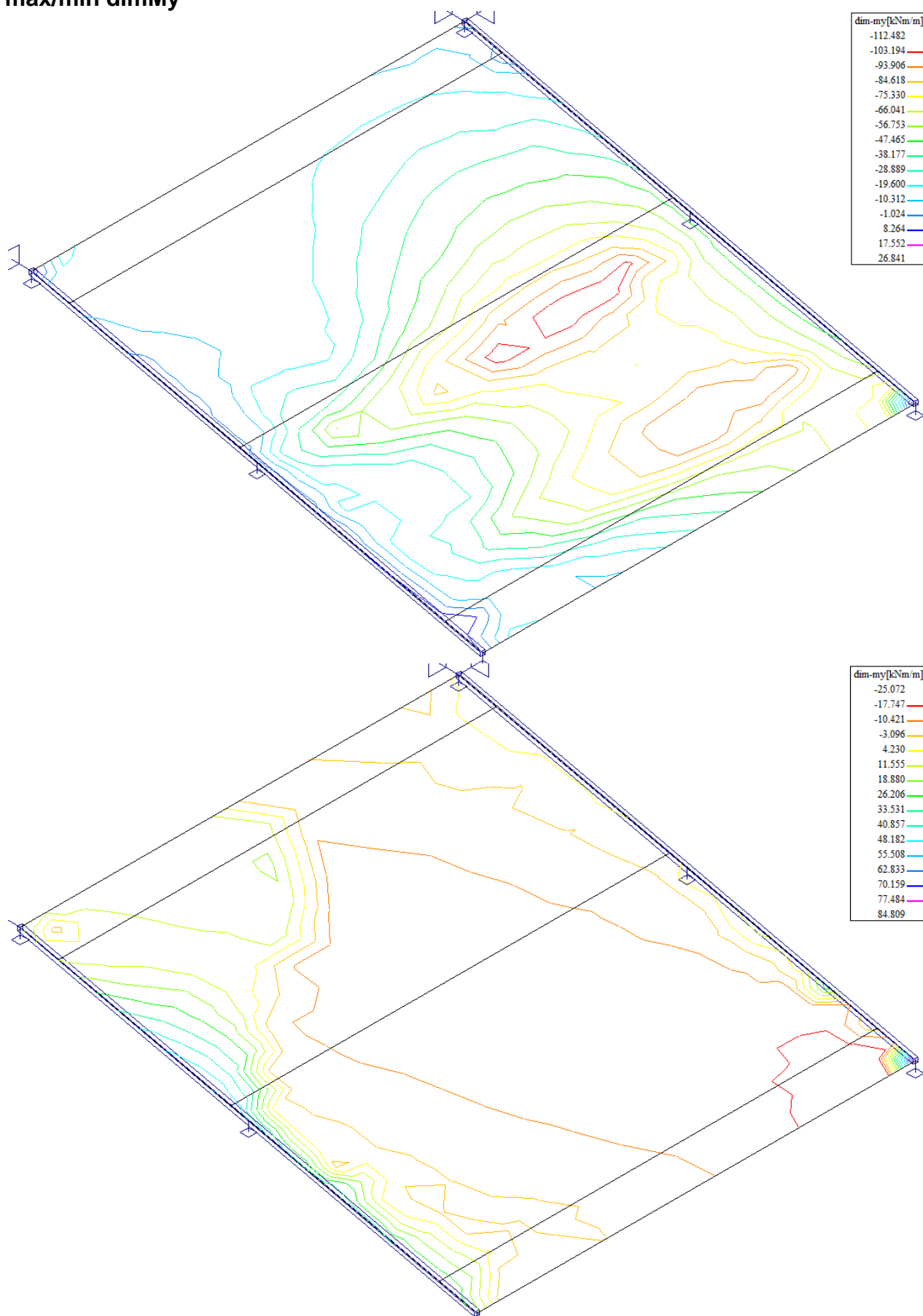
Typ obalové křivky : min/max

ID plochy	Uzel	Poloha [m]	dim-mx [kNm/m]	dim-my [kNm/m]	qx [kN/m]	qy [kN/m]	
1	219	0.163, 2.431, 0.000	<b>-284.012</b>	-91.945	-33.096	15.376	DIM0003
	198	-1.948, 3.300, 0.000	<b>101.605</b>	84.809	-176.667	82.835	DIM0003
	136	-0.775, 0.287, 0.000	-218.179	<b>-112.482</b>	-50.550	-14.118	DIM0005
	198	-1.948, 3.300, 0.000	101.605	<b>84.809</b>	-176.667	82.835	DIM0003
	172	-2.185, 2.043, 0.000	38.484	30.760	<b>-256.882</b>	-19.829	DIM0002
	166	2.020, 0.282, 0.000	-114.115	-45.605	<b>215.896</b>	-18.567	DIM0006
	134	0.064, 0.021, 0.000	-211.007	-78.502	-24.030	<b>-113.033</b>	DIM0005
	109	-1.628, 0.462, 0.000	-141.858	-78.764	-161.472	<b>97.279</b>	DIM0008

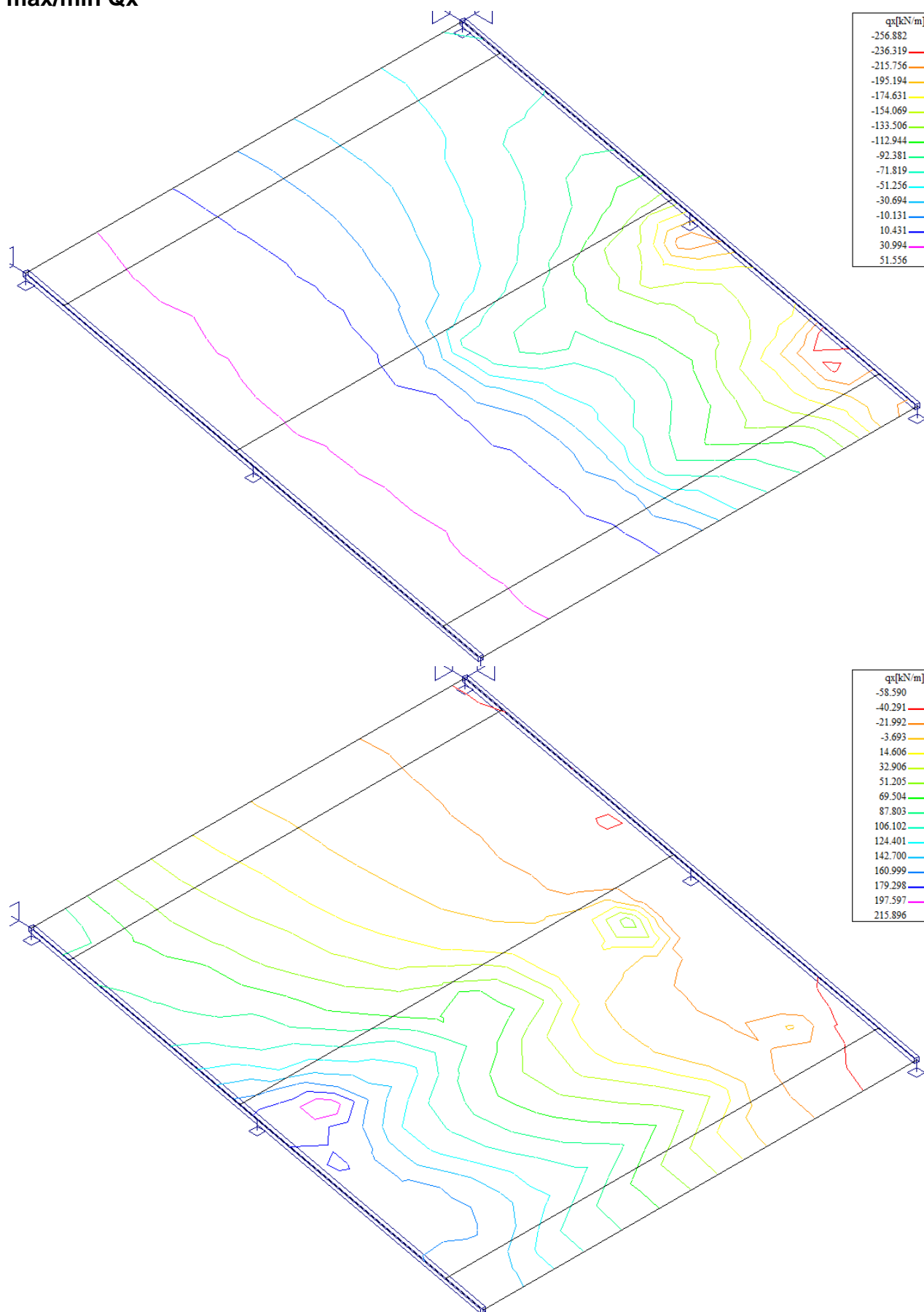
max/min dimMx



# max/min dimMy

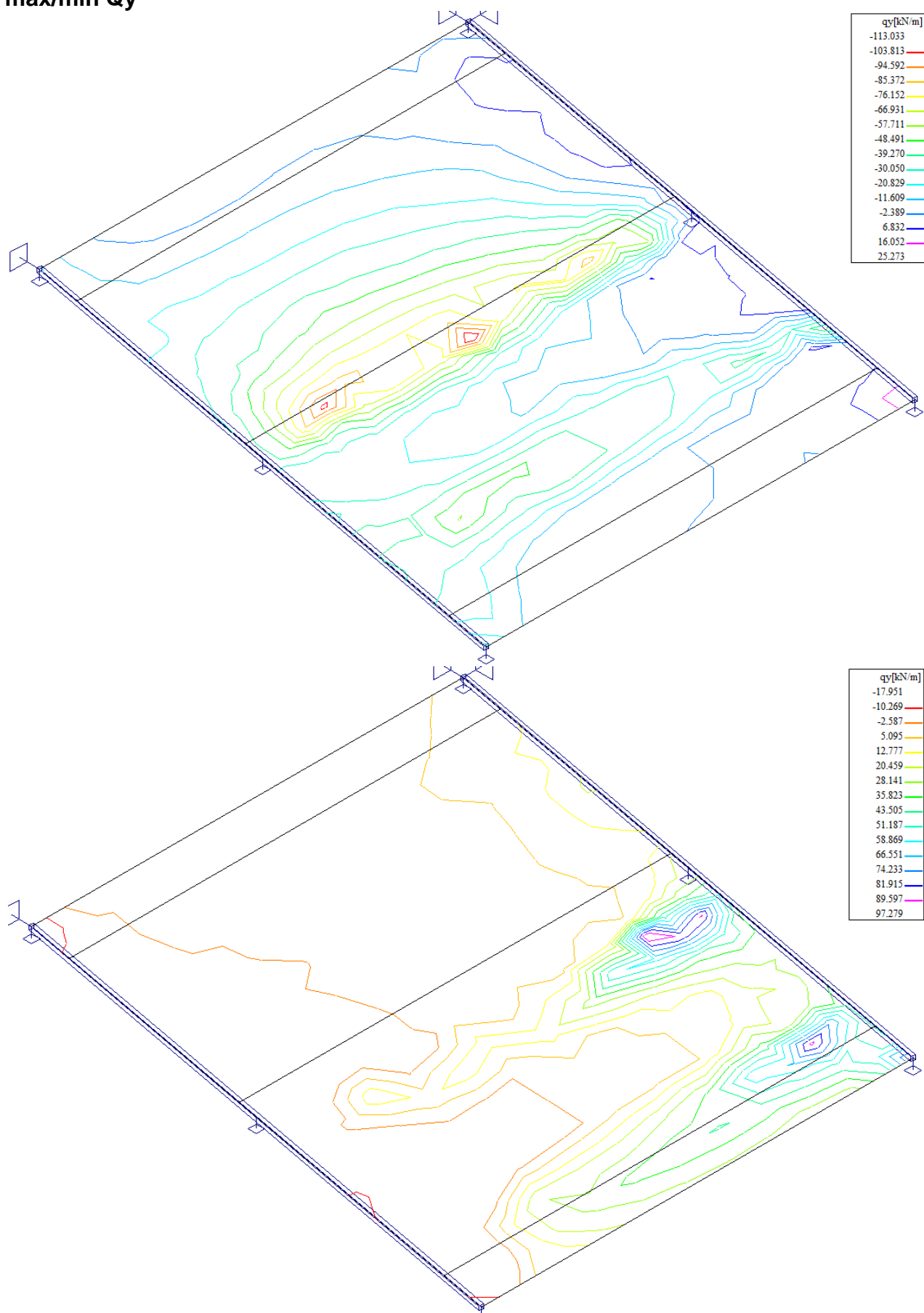


# max/min Qx

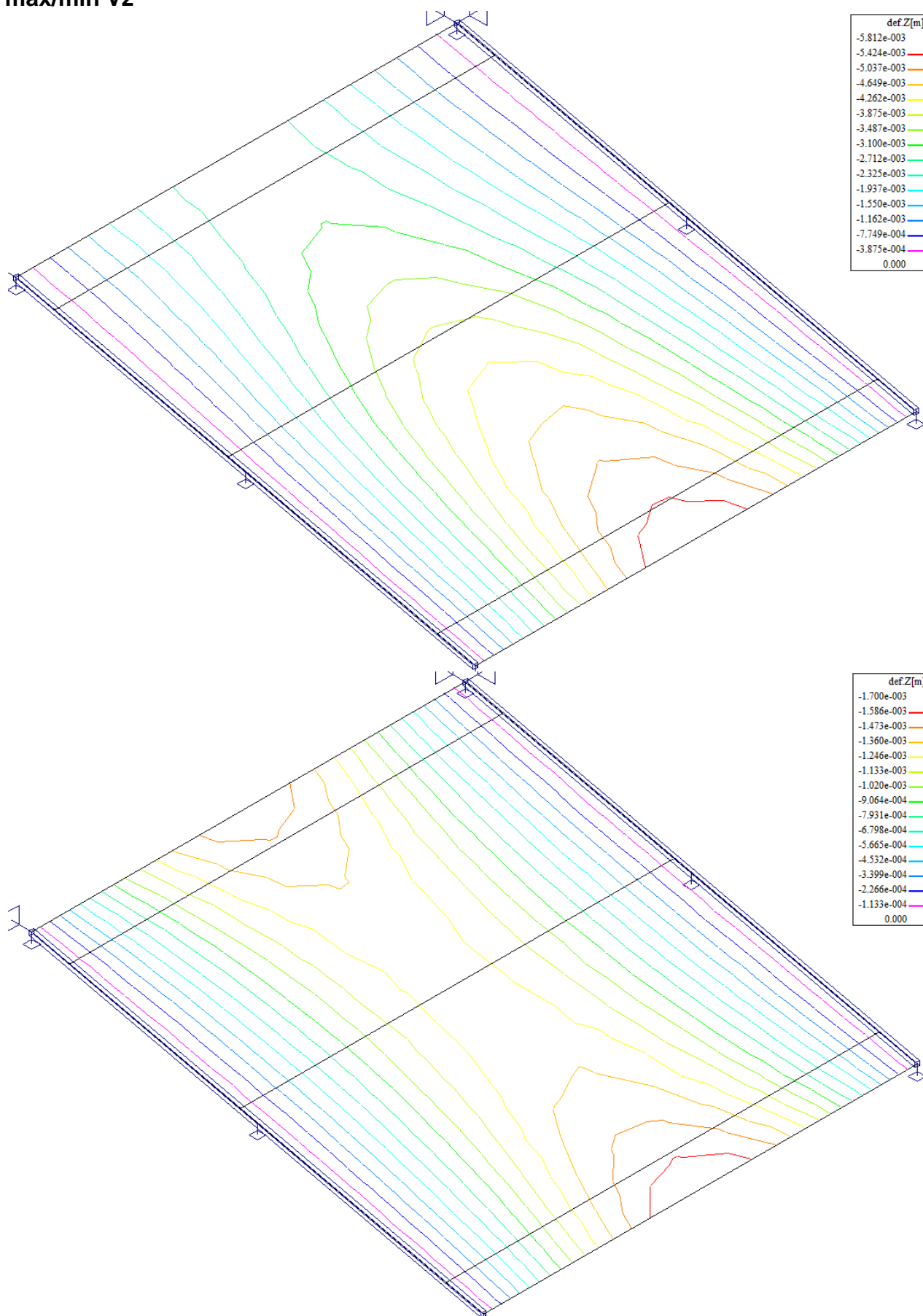




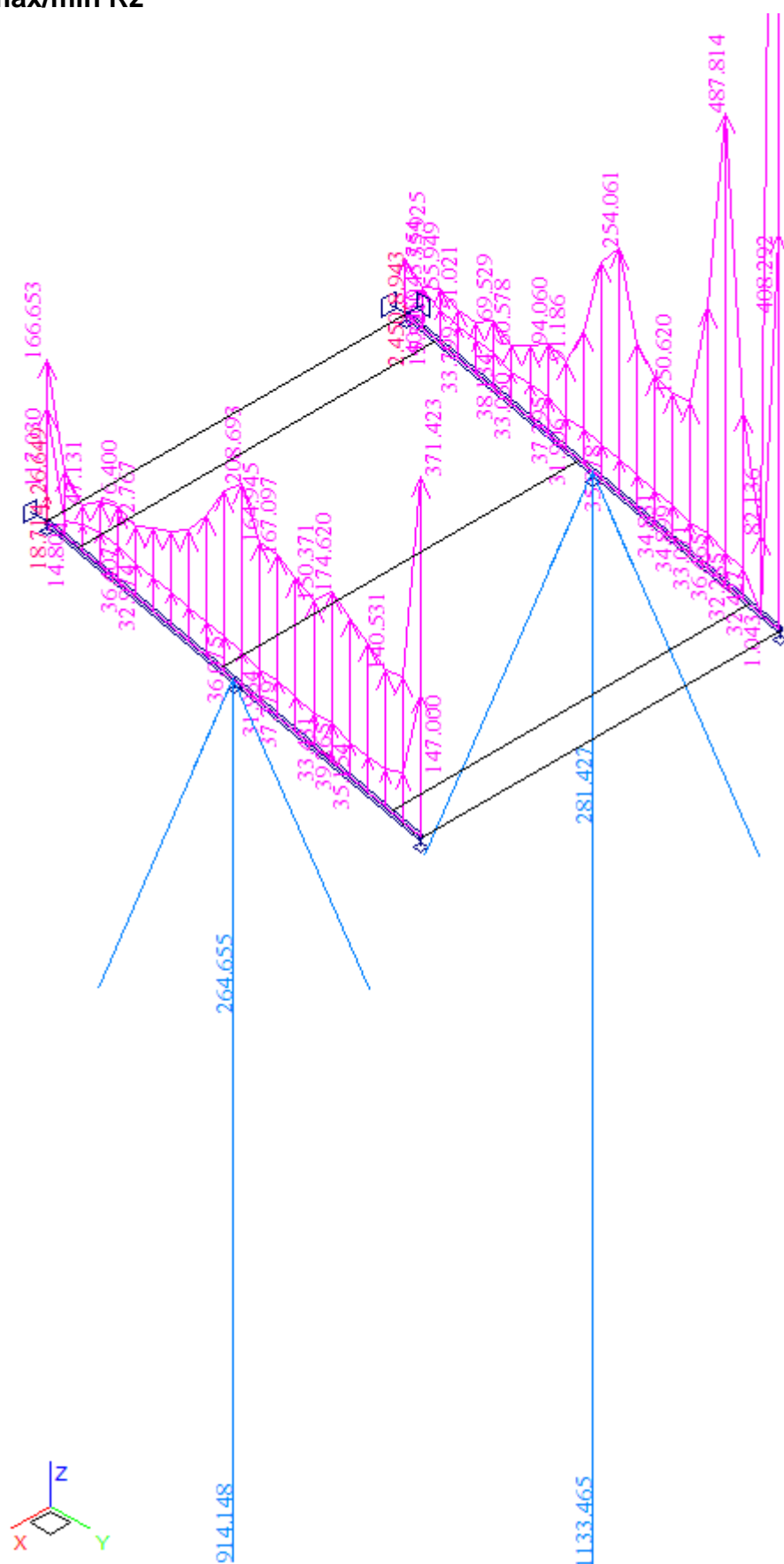
**max/min  $Q_y$**



max/min Vz



max/min Rz



## 6. Posouzení nosné konstrukce

### 6.1. Deska mostovky

#### 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:

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

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

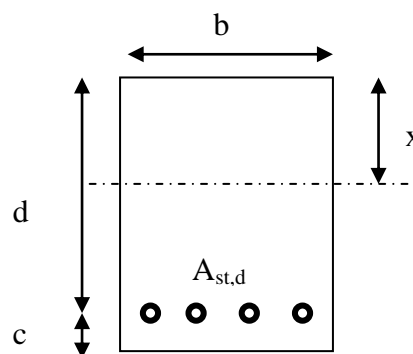
Návrh výztuže v železobetonovém průřezu je proveden v následující tabulce podle teorie mezních stavů:

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				
$M_{ed}[\text{MNm}] =$	0.284	$A_{st,d}$	8	$\phi$	25	
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
$h[\text{m}] =$	0.300	$f_{ck}[\text{MPa}] =$	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
$d[\text{m}] =$	0.240					
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky						
$A_{xmin-f}[\text{m}^2] =$	0.000362		$A_{xmin-\lambda}[\text{m}^2] =$	0.000312		mimimální plocha výztuže
$x_{bal}[\text{m}] =$	0.148046	>	$x[\text{m}] =$	0.105593		omezení výšky tlacené oblasti
$A_{st,req}[\text{m}^2] =$	0.003303	<	$A_{st,d}[\text{m}^2] =$	0.003927		ověření návrhové plochy výztuže
$\mu_{min}[\%] =$	0.15	<	$\mu[\%] =$	1.64	<	$\mu_{max}[\%] =$ 1.60
Moment únosnosti						
$x[\text{m}] =$	0.125543		$M_{Rd}[\text{MNm}] =$	0.324	>	$M_{ed}[\text{MNm}] =$ 0.284

### Dolní příčná výztuž

Namáhání			Návrh výztuže					
$M_{ed}[MNm]=$	0.112		$A_{st,d}$	8	$\phi$	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	
$h[m]=$	0.300	$f_{ck}[MPa]=$	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	
$d[m]=$	0.240							
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky								
$A_{xmin-f}[m^2]=$	0.000362		$A_{xmin-\mu}[m^2]=$	0.000312		mimimální plocha výztuže		
$x_{bal}[m]=$	0.148046	>	$x[m]=$	0.036539		omezení výšky tlačené oblasti		
$A_{st,req}[m^2]=$	0.001143	<	$A_{st,d}[m^2]=$	0.001232		ověření návrhové plochy výztuže		
$\mu_{min}[\%]=$	0.15	<	$\mu[\%]=$	0.51	<	$\mu_{max}[\%]=$	1.60	
Moment únosnosti								
$x[m]=$	0.039370		$M_{Rd}[MNm]=$	0.120	>	$M_{ed}[MNm]=$	0.112	

### Horní podélná výztuž v tupém rohu

Namáhání			Návrh výztuže					
$M_{ed}[MNm]=$	0.101		$A_{st,d}$	8	$\phi$	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	
$h[m]=$	0.300	$f_{ck}[MPa]=$	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	
$d[m]=$	0.240							
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky								
$A_{xmin-f}[m^2]=$	0.000362		$A_{xmin-\mu}[m^2]=$	0.000312		mimimální plocha výztuže		
$x_{bal}[m]=$	0.148046	>	$x[m]=$	0.032729		omezení výšky tlačené oblasti		
$A_{st,req}[m^2]=$	0.001024	<	$A_{st,d}[m^2]=$	0.001232		ověření návrhové plochy výztuže		
$\mu_{min}[\%]=$	0.15	<	$\mu[\%]=$	0.51	<	$\mu_{max}[\%]=$	1.60	
Moment únosnosti								
$x[m]=$	0.039370		$M_{Rd}[MNm]=$	0.120	>	$M_{ed}[MNm]=$	0.101	

### 6.1.2. Posouzení na smyk

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

$$Q_{dim-extrem} = \sqrt{q_x^2 + q_y^2} = \sqrt{257^2 + 20^2} = 258 \text{ kNm/m}$$

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

*beton*

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

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

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

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

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

*svislá výztuž*

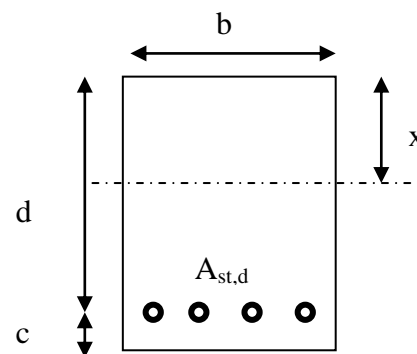
$$V_{Rd,s} = A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (\theta = 22 - 45^\circ)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad v_1 = 0.6 \cdot (1 - f_{ck} / 250)$$

*šikmá výztuž*

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

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



### Extrém v rohu

Namáhání		Ohybová výztuž							
V <sub>ed</sub> [MN]=	0.258	8	φ	25			A <sub>st.d</sub> [m²]=	0.003927	
Materiálové a průřezové charakteristiky betonu a oceli									
b[m]=	1.000	f <sub>ctm</sub> [MPa]=	2.9	f <sub>yk</sub> [MPa]=	500	ε <sub>cu</sub> =	0.0035	θ[°]=	45.0
h[m]=	0.300	f <sub>ck</sub> [MPa]=	30.0	f <sub>yd</sub> [MPa]=	435	λ=	0.800	α[°]=	45.0
c[m]=	0.060	f <sub>cd</sub> [MPa]=	17.0	E <sub>s</sub> [Mpa]=	200000	η=	1.000	k <sub>pom</sub> =	1.91
d[m]=	0.240	x[m]=	0.126	σ <sub>cp</sub> [Mpa]=	0	α <sub>cw</sub> =	1.000	k=	1.91
Beton									
V <sub>Rd,cl</sub> [MN]=	0.202	>	V <sub>Rdc,min</sub> [MN]=	0.088	V <sub>Rd</sub> [MN]=	0.202	nutná smyková výztuž		
Třmínky		4	φ	8	s[m]=	0.25	A <sub>sw</sub> [m²]=	0.000201	
V <sub>Rd,sl</sub> [MN]=	0.066	<	V <sub>Rd,max</sub> [MN]=	0.852	V <sub>Rd</sub> [MN]=	0.268	vyhovuje bez ohybů		
Ohyby		2	φ	14	s[m]=	0.25	A <sub>sw</sub> [m²]=	0.000308	
V <sub>Rd,sl</sub> [MN]=	0.173	<	V <sub>Rd,max</sub> [MN]=	0.426	V <sub>Rd</sub> [MN]=	0.441	vyhovuje		

### 6.2.1. 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

$M_{char} [MNm] = 0.199$	$A_s [m^2] = 8$	$\phi = 25$	$A_s [m^2] = 0.003927$	$\sigma_s [Mpa] = 267$
$b [m] = 1.000$	$f_{ct, eff} [MPa] = 2.9$	$f_{yk} [MPa] = 500$	$x [m] = 0.125543$	$k_t = 0.600$
$h [m] = 0.300$	$f_{ck} [MPa] = 30.0$	$f_{yd} [MPa] = 435$	$\lambda = 0.800$	$k_1 = 0.800$
$c [m] = 0.060$	$f_{cd} [MPa] = 17.0$	$\varepsilon_{cu} = 0.0035$	$\eta = 1.000$	$k_2 = 0.500$
$d [m] = 0.240$	$E_{cm} [Mpa] = 36000$	$E_s [Mpa] = 200000$	$\alpha_e = 5.556$	$k_3 = 3.400$
$h_{c, eff} [m] = 0.058$	$A_p [m^2] = 0$	$\phi = 15.5$	$A_p [m^2] = 0.000000$	$k_4 = 0.425$
$A_{c, eff} [m^2] = 0.058$	$\xi = 0.500$	$\xi_1 = 0.898$	$\rho_{p, eff} = 0.067529$	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0.001$
$s_{r, max} [mm] = 63$	$w_k [mm] = 0.07$	$<$	$w_{lim} [mm] = 0.3$	
$k_c = 0.600$	$k_y = 0.800$			
$\sigma_{st} [Mpa] = 267$	$<$	$400$	$\sigma_c [Mpa] = 10.4403$	$<$

### 6.2.2. Posouzení průhybů

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

$$v_{max} = 5.8mm < v_{lim} = \frac{5139}{300} = 17.1mm$$



### 6.2.3. Posouzení na únavu

Posudek je proveden na namáhání od zatížení bez součinitele zatížení s únavovým zatížením 70% LM1.

$$M_{equ-min} = 55 \text{ kNm/m}$$

$$M_{equ-max} = 55 + 144 \cdot 0.7 = 155 \text{ kNm/m}$$

Únava betonu:

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

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

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

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

$$\text{metoda1: } \sigma_{cd,max} + 0.43 \cdot \sqrt{1 - \frac{\sigma_{cd,min}}{\sigma_{cd,max}}} \leq 1$$

$$\text{metoda2: } \frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0.5 + 0.45 \cdot \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \leq 0.9 \text{ pro } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} (\leq 0.8 \text{ pro } f_{ck} > 50 \text{ MPa})$$

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

$M_{equ,max}[\text{MNm}] =$	0.155	$M_{equ,min}[\text{MNm}] =$	0.055		8	$\phi$	25
Materiálové a průřezové charakteristiky betonu a oceli						$A_{st,d}[\text{m}^2] =$	0.003927
$b[\text{m}] =$	1.000	$f_{ctm}[\text{MPa}] =$	2.9	$f_{yk}[\text{MPa}] =$	500	$\lambda =$	0.800
$h[\text{m}] =$	0.300	$f_{ck}[\text{MPa}] =$	30.0	$f_{yd}[\text{MPa}] =$	435	$\eta =$	1.000
$c[\text{m}] =$	0.060	$f_{cd}[\text{MPa}] =$	17.0				
$d[\text{m}] =$	0.240					$x[\text{m}] =$	0.126
Beton:		$\sigma_{cd,max}[\text{MPa}] =$	8.1	$\sigma_{cd,min}[\text{MPa}] =$	2.9	$\beta_{cc} =$	1.099
$s =$	0.20	$t[\text{dny}] =$	100	$k_1 =$	0.85	$f_{cd,fat}[\text{MPa}] =$	14.0
podmínka 1	0.93	<	1.00			vyhovuje	
podmínka 2	0.58	<	0.59	<	0.8	vyhovuje	
Ocel:		$\sigma_{s,max}[\text{MPa}] =$	208	$\sigma_{s,min}[\text{MPa}] =$	74		
$\gamma_{F,fat} =$	1.00	$\gamma_{s,fat} =$	1.00	$\Delta \sigma_{RSK}[\text{MPa}] =$	162.5		
podmínka:	134	<	163			vyhovuje	

## 7. Spodní stavba

### 7.1. Stěna opěry

Stěna opěry je navržena s ohledem rozpěrákový charakter konstrukce na maximální možný odpor zeminy, tedy na pasivní tlak zeminy zásypu, který v sobě zahrnuje i přitížení povrchu předpolí a vliv brzdících sil. Výztuž je navržena podle stejných vztahů, jako deska mostovky, na straně bezpečnosti jsou zanedbány normálové síly od reakcí.

Výpočet namáhání je proveden na modelu prostého nosníku na svislo, zatíženém ve vodorovném směru. Na straně bezpečnosti je přitom uvažován konstantní zemní tlak po celé výšce opěry (neuvažují trojúhelníkové zatížení).

$$q_{zemina\ dolní} = 20 \cdot 2.5 \cdot tg^2 \left( 45 + \frac{30}{2} \right) = 150 kN/m^2$$

$$M_{opěra} = \frac{1}{8} \cdot 150 \cdot 2.5^2 = 117 kNm/m$$

$$Q_{opěra} = \frac{1}{2} \cdot 150 \cdot 2.5 = 187 kN/m$$

Návrh trnů vrubového kloubu:

$$N_{u\ trnů\ 4R25/m} = 0.001954 \cdot 280000 = \frac{547 kN}{m} > B = \frac{300}{3.0} = 100 kN/m$$

#### Vnitřní svislá výztuž stěny opěry

##### Ohybová výztuž

Namáhání			Návrh výztuže				
$M_{ed}[MNm]=$ 0.176			$A_{st,d}$	8	$\phi$	16	
Beton-průřez		Materiálové charakteristiky betonu a oceli					
$b[m]=$ 1.000		$f_{ctm}[MPa]=$ 2.9		$f_{yk}[MPa]=$ 500		$\varepsilon_{cu}=$ 0.0035	
$h[m]=$ 0.350		$f_{ck}[MPa]=$ 30.0		$f_{yd}[MPa]=$ 435		$\lambda=$ 0.800	
$c[m]=$ 0.070		$f_{cd}[MPa]=$ 17.0		$E_s[MPa]=$ 200000		$\eta=$ 1.000	
$d[m]=$ 0.280							
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky							
$A_{xmin-f}[m^2]=$ 0.000422			$A_{xmin-\mu}[m^2]=$ 0.000364		mimimální plocha výztuže		
$x_{bal}[m]=$ 0.172720	>		$x[m]=$ 0.049602		omezení výšky tlačené oblasti		
$A_{st,req}[m^2]=$ 0.001552	<		$A_{st,d}[m^2]=$ 0.001608		ověření návrhové plochy výztuže		
$\mu_{minx}[\%]=$ 0.15	<		$\mu[\%]=$ 0.57	<	$\mu_{max}[\%]=$ 1.60		
Moment únosnosti							
$x[m]=$ 0.051422			$M_{Rd}[MNm]=$ 0.181	>	$M_{ed}[MNm]=$ 0.176		

### Smyková výztuž

Namáhání		Ohybová výztuž							
V <sub>ed</sub> [MN]=	0.187	8	φ	16			A <sub>st,d</sub> [m²]=	0.001608	
Materiálové a průřezové charakteristiky betonu a oceli									
b[m]=	1.000	f <sub>ctm</sub> [MPa]=	2.9	f <sub>yk</sub> [MPa]=	500	ε <sub>cu</sub> =	0.0035	θ[°]=	45.0
h[m]=	0.350	f <sub>ck</sub> [MPa]=	30.0	f <sub>yd</sub> [MPa]=	435	λ=	0.800	α[°]=	45.0
c[m]=	0.070	f <sub>cd</sub> [MPa]=	17.0	E <sub>s</sub> [Mpa]=	200000	η=	1.000	k <sub>pom</sub> =	1.85
d[m]=	0.280	x[m]=	0.051	σ <sub>cp</sub> [Mpa]=	0	α <sub>cw</sub> =	1.000	k=	1.85
Beton									
V <sub>Rd,cL</sub> [MN]=	0.160	>	V <sub>Rd,c,min</sub> [MN]=	0.099	V <sub>Rd</sub> [MN]=	0.160	nutná smyková výztuž		
Třmínky		3	φ	6	s[m]=	0.33	A <sub>sw</sub> [m²]=	0.000085	
V <sub>Rd,sL</sub> [MN]=	0.029	<	V <sub>Rd,maxL</sub> [MN]=	1.164	V <sub>Rd</sub> [MN]=	0.189	vyhovuje bez ohybů		
Ohyby		0	φ	14	s[m]=	0.25	A <sub>sw</sub> [m²]=	0.000000	
V <sub>Rd,sL</sub> [MN]=	0.000	<	V <sub>Rd,max</sub> [MN]=	0.582	V <sub>Rd</sub> [MN]=	0.189	vyhovuje		

### Omezení trhlin a napětí

M <sub>char</sub> [MNm]=	0.117	A <sub>s</sub> [m <sup>2</sup> ]=	8	φ	16	A <sub>s</sub> [m <sup>2</sup> ]=	0.001608	σ <sub>s</sub> [Mpa]=	280
b[m]=	1.000	f <sub>ct,eff</sub> [MPa]=	2.9	f <sub>yk</sub> [MPa]=	500	x[m]=	0.051422	k <sub>t</sub> =	0.600
h[m]=	0.350	f <sub>ck</sub> [MPa]=	30.0	f <sub>yd</sub> [MPa]=	435	λ=	0.800	k <sub>1</sub> =	0.800
c[m]=	0.070	f <sub>cd</sub> [MPa]=	17.0	ε <sub>cu</sub> =	0.0035	η=	1.000	k <sub>2</sub> =	0.500
d[m]=	0.280	E <sub>cm</sub> [Mpa]=	36000	E <sub>s</sub> [Mpa]=	200000	α <sub>e</sub> =	5.556	k <sub>3</sub> =	3.400
h <sub>c,eff</sub> [m]=	0.100	A <sub>p</sub> [m <sup>2</sup> ]=	0	φ	15.5	A <sub>p</sub> [m <sup>2</sup> ]=	0.000000	k <sub>4</sub> =	0.425
A <sub>c,eff</sub> [m <sup>2</sup> ]=	0.100	ξ=	0.500	ξ <sub>1</sub> =	0.718	ρ <sub>p,eff</sub> =	0.016162	ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> =	0.001
s <sub>r,max</sub> [mm]=	169	w <sub>k</sub> [mm]=	0.14	<	w <sub>lim</sub> [mm]=	0.3			
k <sub>c</sub> =	0.600	k <sub>y</sub> =	0.800						
σ <sub>s</sub> [Mpa]=	280	<	400		σ <sub>c</sub> [Mpa]=	10.9628	<	18	

**Posouzení na únavu (uvažována redukce 0.5 s ohledem na nižší četnost brzdění na mostě)**

$M_{\text{equ,max}}[\text{MNm}] =$	0.059	$M_{\text{equ,min}}[\text{MNm}] =$	0.000		8	$\phi$	16
Materiálové a průřezové charakteristiky betonu a oceli						$A_{\text{st,d}}[\text{m}^2] =$	0.001608
$b[\text{m}] =$	1.000	$f_{\text{ctm}}[\text{MPa}] =$	2.9	$f_{\text{yk}}[\text{MPa}] =$	500	$\lambda =$	0.800
$h[\text{m}] =$	0.350	$f_{\text{ck}}[\text{MPa}] =$	30.0	$f_{\text{yd}}[\text{MPa}] =$	435	$\eta =$	1.000
$c[\text{m}] =$	0.070	$f_{\text{cd}}[\text{MPa}] =$	17.0				
$d[\text{m}] =$	0.280					$x[\text{m}] =$	0.051
Beton:		$\sigma_{\text{cd,max}}[\text{MPa}] =$	5.5	$\sigma_{\text{cd,min}}[\text{MPa}] =$	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	0.82	<	1.00			vyhovuje	
podmínka 2	0.39	<	0.50	<	0.8	vyhovuje	
Ocel:		$\sigma_{\text{s,max}}[\text{MPa}] =$	140	$\sigma_{\text{s,min}}[\text{MPa}] =$	0		
$\gamma_{\text{F,fat}} =$	1.00	$\gamma_{\text{s,fat}} =$	1.00	$\Delta\sigma_{\text{RSK}}[\text{Mpa}] =$	162.5		
podmínka:	140	<	163			vyhovuje	

## 7.2. Základy

Namáhání v základové spáře je stanoveno za předpokladu rozepření opěr rozpěrákovou nosnou konstrukcí a pasivním odporem zeminy v korytě, případně opevněním v korytě. Uvažují přitom zprůměrovanou hodnotu maximální reakce, resp. roznesenou celkovou reakci na zmenšenou délku opěry o vliv excentricity zatížení.

$$R_{max-lokal.extrem} = 487kN/m \rightarrow R_{max-průměr} = \frac{1133}{5.0} = 226N/m$$

$$\sigma_{max-průměr} = \frac{226}{1.35} = 167kPa < R_{dS5} = 175kPa$$

Namáhání základu v jeho příčném směru je stanoveno na modelu konzoly s vyložení 0.7m. Výpočet je proveden na straně bezpečnosti na únosnost základové spáry 500kPa.

$$M_{základ} = \frac{1}{2} \cdot 500 \cdot 0.7^2 = 122kNm/m$$

### Ohybová výztuž základu

Namáhání			Návrh výztuže				
$M_{ed}[MNm]=$	0.122		$A_{st,d}$	6	$\phi$	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
$h[m]=$	0.500	$f_{ck}[MPa]=$	30.0	$f_{yd}[MPa]=$	435	$\lambda=$	0.800
$c[m]=$	0.070	$f_{cd}[MPa]=$	17.0	$E_s[MPa]=$	200000	$\eta=$	1.000
$d[m]=$	0.430						
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky							
$A_{xmin-f}[m^2]=$	0.000648		$A_{xmin-\mu}[m^2]=$	0.000559	mimimální plocha výztuže		
$x_{bal}[m]=$	0.265249	>	$x[m]=$	0.021283	omezení výšky tlačené oblasti		
$A_{st,req}[m^2]=$	0.000666	<	$A_{st,d}[m^2]=$	0.000679	ověření návrhové plochy výztuže		
$\mu_{minx}[\%]=$	0.15	<	$\mu[\%]=$	0.16	<	$\mu_{max}[\%]=$	1.60
Moment únosnosti							
$x[m]=$	0.021694		$M_{Rd}[MNm]=$	0.124	>	$M_{ed}[MNm]=$	0.122

Spodní stavba vyhovuje za předpokladu výskytu základové půdy třídy alespoň S5 s kvalitním opevněním dna s rozpěrnou funkcí. Napětí ve spodní úrovni základu je 167kPa, v případě započtení roznášecího účinku podkladního betonu tl.20cm je napětí 129kPa. Pokud bude zemina v základové spáře horší kvality, nebo bude měkké konzistence, bude nutno provést roznášecí štěrkopískový polštář, jehož tloušťka bude upřesněna dle skutečných parametrů zeminy. Výztuž základu vyhovuje konstruktivní min. z 6 $\phi$ R12/m (lépe 8 $\phi$ R12/m, což odpovídá výztuži stěny opěry).

### 7.3. Křídla

Rovnoběžná křídla vetknutá do opěry, resp. zavěšená křídla, jsou navržena na klidový boční tlak zeminy a rozneseného zatížení LM1. Na straně bezpečnosti přitom uvažují konstantní tlak na celou výšku křídla a přitom neuvažují s pozitivním vlivem vnějšího obsypem. V takovém případě lze zanedbat náraz vozidla do obruby. Výpočet je proveden na modelu konzoly s vyložením odpovídajícím délce křídla.

$$q_{výplň\ za\ křídlem} = 20 \cdot 2.5 \cdot (1 - \sin 30^\circ) = 25 kN/m^2$$

$$q_{přítížení\ předpolí\ LM1} = \frac{4 \cdot 120}{5.0 \cdot 2.2} = 43.6 kN/m^2$$

$$M_{křídlo} = \frac{1}{2} \cdot (25 + 43.6) \cdot 2.6^2 = 231 kNm/m$$

$$Q_{křídlo} = (25 + 43.6) \cdot 2.6 = 178 kN/m$$

#### Ohybová výztuž

Namáhání			Návrh výztuže					
$M_{ed}[MNm]=$	0.231		$A_{st,d}$	8	$\phi$	20		
Beton-průřez		Materiálové charakteristiky betonu a oceli						
$b[m]=$	1.000	$f_{ctm}[MPa]=$	2.9	$f_{yk}[MPa]=$	500	$\varepsilon_{cu}=$	0.0035	
$h[m]=$	0.350	$f_{ck}[MPa]=$	30.0	$f_{yd}[MPa]=$	435	$\lambda=$	0.800	
$c[m]=$	0.070	$f_{cd}[MPa]=$	17.0	$E_s[MPa]=$	200000	$\eta=$	1.000	
$d[m]=$	0.280							
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky								
$A_{xmin-f}[m^2]=$	0.000422		$A_{xmin-\mu}[m^2]=$	0.000364		mimimální plocha výztuže		
$x_{bal}[m]=$	0.172720	>	$x[m]=$	0.067092		omezení výšky tlačené oblasti		
$A_{st,req}[m^2]=$	0.002099	<	$A_{st,d}[m^2]=$	0.002513		ověření návrhové plochy výztuže		
$\mu_{minx}[\%]=$	0.15	<	$\mu[\%]=$	0.90	<	$\mu_{max}[\%]=$	1.60	
Moment únosnosti								
$x[m]=$	0.080348		$M_{Rd}[MNm]=$	0.271	>	$M_{ed}[MNm]=$	0.231	

#### Smyková výztuž

Namáhání		Ohybová výztuž						
$V_{ed}[MN]=$	0.178	8	$\phi$	20		$A_{st,d}[m^2]=$	0.002513	
Materiálové a průřezové charakteristiky betonu a oceli								
$b[m]=$	1.000	$f_{ctm}[MPa]=$	2.9	$f_{yk}[MPa]=$	500	$\varepsilon_{cu}=$	0.0035	$\theta[^\circ]=$ 45.0
$h[m]=$	0.350	$f_{ck}[MPa]=$	30.0	$f_{yd}[MPa]=$	435	$\lambda=$	0.800	$\alpha[^\circ]=$ 45.0
$c[m]=$	0.070	$f_{cd}[MPa]=$	17.0	$E_s[MPa]=$	200000	$\eta=$	1.000	$k_{pom}=$ 1.85
$d[m]=$	0.280	$x[m]=$	0.080	$\sigma_{cp}[MPa]=$	0	$\alpha_{cw}=$	1.000	$k=$ 1.85
Beton								
$V_{Rd,c}[MN]=$	0.186	>	$V_{Rd,c,min}[MN]=$	0.099	$V_{Rd}[MN]=$	0.186	vyhovuje bez výztuže	
Třminky		3	$\phi$	6	$s[m]=$	0.33	$A_{sw}[m^2]=$	0.000085
$V_{Rd,s}[MN]=$	0.028	<	$V_{Rd,max}[MN]=$	1.112	$V_{Rd}[MN]=$	0.214	vyhovuje bez ohybů	
Ohyby		0	$\phi$	14	$s[m]=$	0.25	$A_{sw}[m^2]=$	0.000000
$V_{Rd,s}[MN]=$	0.000	<	$V_{Rd,max}[MN]=$	0.556	$V_{Rd}[MN]=$	0.214	vyhovuje	

## 7.4. Chodníková římsa

Namáhání vykonzolované chodníkové římsy je dáno vlastní tíhou a zatížením pěším provozem.

$$q_{\text{římsa-vykonzoloaná chodníková část na vtoku}} = 0.95 \cdot 0.25 \cdot 25 = 5.9375 \text{ kN/m}$$

$$m_{\text{římsa-vykonzoloaná chodníková část na vtoku}} = 5.9375 \cdot 0.475 = 2.8203 \text{ kNm/m}$$

$$q_{\text{zábradlí}} = 1.0 \text{ kN/m}$$

$$m_{\text{zábradlí vtoku}} = 1.0 \cdot 0.475 = 0.475 \text{ kNm/m}$$

$$q_{\text{LM4-vykonzoloaná chodníková část na vtoku}} = 0.7 \cdot 5 = 3.5 \text{ kN/m}$$

$$m_{\text{LM4-vykonzoloaná chodníková část na vtoku}} = 3.5 \cdot 0.35 = 1.225 \text{ kNm/m}$$

$$m_d = (2.82 + 0.48) \cdot 1.35 + (1.23 + 1.1) \cdot 1.5 = 6.45 \text{ kNm/m}$$

### Ohybová výztuž římsy

Namáhání		Návrh výztuže					
$M_{ed}[\text{MNm}] =$	0.007	$A_{st,d}$	10	$\phi$	10		
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
$h[\text{m}] =$	0.200	$f_{ck}[\text{MPa}] =$	30.0	$f_{yd}[\text{MPa}] =$	435	$\lambda =$	0.800
$c[\text{m}] =$	0.070	$f_{cd}[\text{MPa}] =$	17.0	$E_s[\text{MPa}] =$	200000	$\eta =$	1.000
$d[\text{m}] =$	0.130						
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky							
$A_{xmin-f}[\text{m}^2] =$	0.000196		$A_{xmin-\mu}[\text{m}^2] =$	0.000169		mimimální plocha výztuže	
$x_{bal}[\text{m}] =$	0.080192	>	$x[\text{m}] =$	0.004009		omezení výšky tlačené oblasti	
$A_{st,req}[\text{m}^2] =$	0.000125	<	$A_{st,d}[\text{m}^2] =$	0.000785		ověření návrhové plochy výztuže	
$\mu_{min}[\%] =$	0.15	<	$\mu[\%] =$	0.60	<	$\mu_{max}[\%] =$	1.60
Moment únosnosti							
$x[\text{m}] =$	0.025109		$M_{Rd}[\text{MNm}] =$	0.041	>	$M_{ed}[\text{MNm}] =$	0.007

Kotvení římsy na křídle vyhovuje konstruktivně výztuží z křídla min.5 $\phi$ R12/m. Kotvení římsy na nosné konstrukci vyhovuje zabetonovanými nebo dodatečně vlepanými kotvami M24 (kotevní síla při rameni vnitřních sil 0.3m je 23kN/m).

## 9. Závěr

Deska nosné konstrukce tl.300mm u kraje a až 362mm v ose mostu 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 8Ø R25/m
- Dolní příčná výztuž 8Ø R14/m
- Horní podélná výztuž desky v tupých rozích 8Ø R14/m
- Horní příčná výztuž desky v poli konstruktivně 8Ø R12/m
- Smyková výztuž spony 16Ø R8/m<sup>2</sup>
- Konstruktivní doplnění ohyby 2Ø R14/m ve dvou řadách

Stěnové opěry výšky cca 2.4m tl.35cm se symetricky umístěným základem šířky 1350mm tloušťky 500mm vyhovuje z betonu C30/37 vyztuženého výztuží 10505(R) za předpokladů uvedených výše. Výztuž spodní stavby v jednotlivých profilech bude následující.

- Svislá výztuž stěny u obou povrchů navrhuji 8Ø R16/m
- Vodorovná výztuž stěny i základu u obou povrchů konstruktivně 8Ø R12/m
- Vnitřní vodorovná výztuž křídel 8Ø R16/m
- Smyková výztuž stěny i křídel sponami 9Ø R6/m<sup>2</sup>
- Dolní i horní příčná výztuž základu 8Ø R12/m
- Trny vrubového kloubu konstruktivně 4Ø R25/m

Vzhledem k malé délce opěr, resp. šířce nosné konstrukce, a dostatečnému stupni vyztužení není nutno provádět mezilehlé dilatační ani pracovní spáry v opěrách, v nosné konstrukci se ani nepřipouští.

Spodní stavba vyhovuje za předpokladu výskytu základové půdy třídy alespoň S5 s kvalitním opevněním dna s rozpěrnou funkcí. Napětí ve spodní úrovni základu je 167kPa, v případě započtení roznášecího účinku podkladního betonu tl.20cm je napětí 129kPa. Pokud bude zemina v základové spáře horší kvality, nebo bude měkké konzistence, bude nutno provést roznášecí štěrkopískový polštář, jehož tloušťka bude upřesněna dle skutečných parametrů zeminy.

V každém případě se předpokládá kvalitní provedení opevnění dna proti podemílání a současně proti posunu opěr vlivem bočního tlaku na rubu.

Chodníková konzolová římsa vyhovuje při konstruktivním vyztužení odpovídajícím VL4 10Ø R10/m, kotvení vyhovuje kotvami M24 po 1.0m. Kotvy doporučuji konstruktivně zahustit po 0.5m.

V Liberci, dne 2.6.2021  
Vypracoval Ing.T.Humpal