

Statický výpočet

Obsah:

1.	ÚVOD.....	2
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
2.	GEOMETRIE.....	4
2.1.	TVAR KONSTRUKCE	5
2.2.	MODEL NOSNÉ KONSTRUKCE	9
3.	ZATÍŽENÍ KONSTRUKCE	11
3.1.	STÁLÉ ZATÍŽENÍ	11
3.1.1.	<i>Vlastní tíha nosné konstrukce</i>	11
3.1.2.	<i>Ostatní stálá zatížení</i>	11
3.2.	NAHODILÁ ZATÍŽENÍ	11
3.2.1.	<i>Nahodilé zatížení sněhem</i>	11
3.2.2.	<i>Nahodilé zatížení větrem.....</i>	11
3.2.3.	<i>Nahodilé zatížení teplotou</i>	11
3.2.4.	<i>Nahodilé zatížení dopravou</i>	11
3.2.4.1.	<i>Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů</i>	11
3.2.4.2.	<i>Model zatížení 1 (LM1)</i>	12
3.2.4.3.	<i>Model zatížení 2 (LM2)</i>	12
3.2.4.4.	<i>Model zatížení 3 (LM3)</i>	13
3.2.4.5.	<i>Model zatížení 4 (LM4)</i>	13
3.2.4.6.	<i>Brzdné a rozjezdové síly.....</i>	13
3.2.4.7.	<i>Odstředivé a jiné příčné síly.....</i>	13
3.2.4.8.	<i>Nahodilá zatížení na únavu</i>	13
4.	SESTAVENÉ ZATĚŽOVACÍ STAVY	14
5.	VÝPOČET VNITŘNÍCH SIL.....	16
5.1.	REKAPITULACE VNITŘNÍCH SIL	16
5.2.	PRŮBĚH VNITŘNÍCH SIL	17
5.3.	SUPERPOZICE ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ.....	21
6.	POSOUZENÍ NOSNÉ KONSTRUKCE	28
6.1.	DESKA RÁMU	28
6.1.1.	<i>Posouzení na ohyb v MSU</i>	28
6.1.2.	<i>Posouzení na smyk.....</i>	30
6.1.3.	<i>Omezení trhlin a napětí</i>	32
6.1.4.	<i>Posouzení na únavu</i>	33
6.1.5.	<i>Posouzení průhybů</i>	33
6.2.	STĚNA OPĚRY	34
6.3.	VRUBOVÝ KLOUB.....	34
6.4.	ZALOŽENÍ.....	35
7.	ZÁVĚR.....	36

1. Úvod

1.1. Všeobecně

Jedná se o most ev.č.M-19 v Rumburku, v křižovatce ulic Sukova a Lesní. Most převádí průběžnou ulici Lesní přes zakryté lomené koryto Pstružného potoka. Původní most o jednom klenbovém poli je na výtoku rozšířen o desku proměnné šířky a na vtoku je koryto zaklopeno deskovou konstrukcí lomenou dle zakřivení koryta. V rámci rekonstrukce bude část zaklopení koryta na pozemku investora nahrazeno včetně výměny spodní stavby.

1.2. Popis konstrukce

Nový most je železobetonový monolitický deskový se stěnovými opěrami. Oboustranné uložení přes vrubové klouby řadí konstrukci do rozpěrákového typu.

Založení plošné na štěrkopískovém polštáři nebo na dostatečně únosné vrstvě geologického profilu.

Mostní svršek je opatřen na výtoku monolitickou železobetonovou římsou se zábradlím.

Na vtoku navazuje nerekonstruovaná část zaklopení koryta železobetonovou deskovou, na výtoku navazuje levobřežní regulační zeď, resp, pravobřežní opevnění břehového svahu.

1.3. Předpoklady výpočtu

1.3.1. Obecné předpoklady výpočtu

Předpokládá se výstavba po polovinách s ponecháním pracovní spáry jako dilatační. Betonáž jednotlivých dilatačních celků opěr i desky se předpokládá bez vytváření pracovních spar, desky na skruži, opěry do bednění. Vrubový kloub přitom není považován za pracovní spáru, ale uložení. Připouští se pouze vodorovná pracovní spára mezi základem a dříkem opěry.

Model je sestaven pro jeden dilatační, resp. betonážní celek desky mostovky, resp, stěny opěry.

Vliv roznosu kolových tlaků přes vrstvy nadnásypu na přerozdělení namáhání je zanedbatelný, uvažují tedy s osamělými silami bez roznosu na plochu.

Předpokládá se dostatečně velký pasivní odpor základů proti bočnímu zemnímu tlaku výplně za opěrami. K rozepření opěr přispívá i opevnění dna koryta dlažbou.

Předpokládá se, že brzdné síly budou přeneseny dostatečně tuhým zásypem za opěrami. I kdyby nebyla tuhost dostatečná, roznesené zatížení od brzdných sil není rozhodující.

1.3.2. Návrhové materiálové charakteristiky nosné konstrukce

Beton: C 30/37-XD1, XF2 (CZ) – CI 0.40 – D_{max}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
$f_{cd} = a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	17.0	Mpa		
$f_{cd} = a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	21.25	Mpa		

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
$f_{cd} = a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	1.3	Mpa		
$f_{cd} = a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	1.7	Mpa		

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.

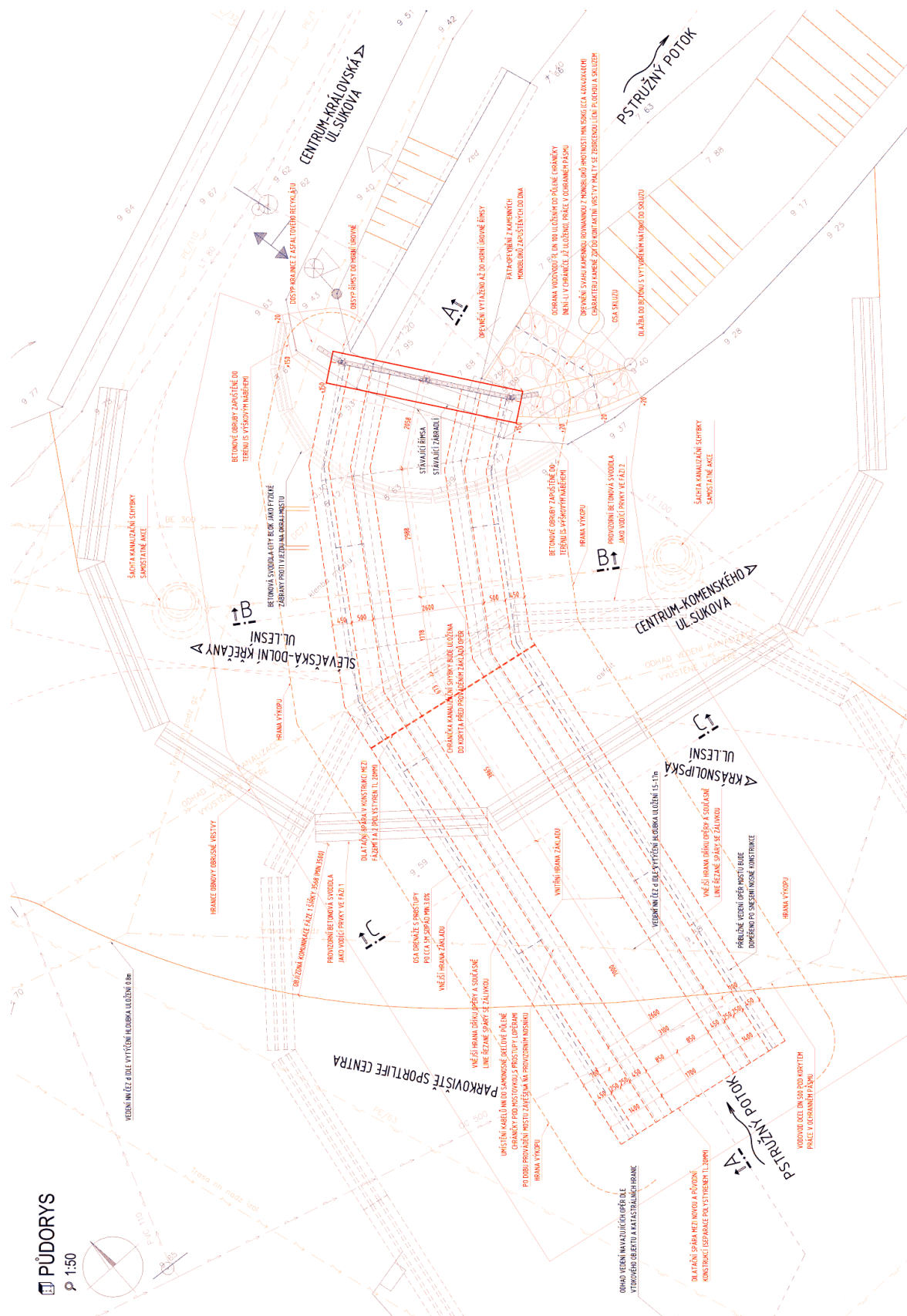
S 4			EN 1992-1-1, 4.4.1.2- pozn.	základní třída konstrukce životnost 50 let
+2 třídy	2		EN 1992-1-1, 4.4.1.2, tab 3.4N	návrhová životnost 100 let
-1 třídy	-1		EN 1992-1-1, 4.4.1.2, tab 3.4N	zajištění zvláštní kontroly kvality výroby betonu
S 5				výsledná třída konstrukce
$c_{min,dur}= 40$	mm		EN 1992-1-1, 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, $D_{max}<32mm \rightarrow \phi_p$ nebo pro $D_{max}>32mm \rightarrow \phi_p+5mm$
$\Delta c_{dur,\gamma}= 0$	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	

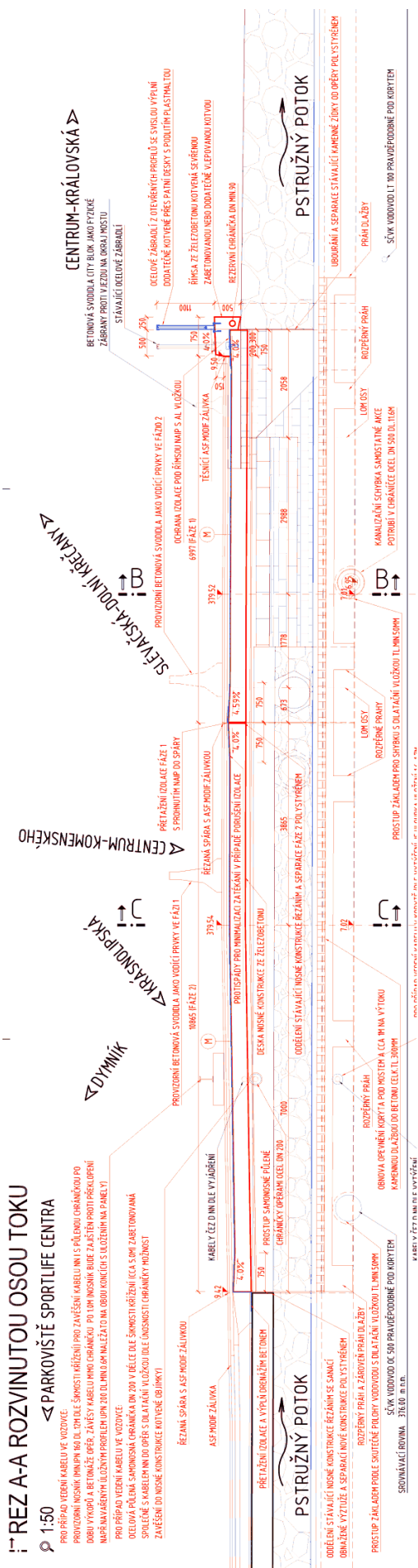
2. Geometrie

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 i výstupy jsou archivovány u projektanta. Model nosné konstrukce je zvolen jako prostě uložená deska. S pružným podkladem se neuvažuje.

2.1. Tvar konstrukce

Tvar mostní konstrukce je převzatý z rozpracované dokumentace.

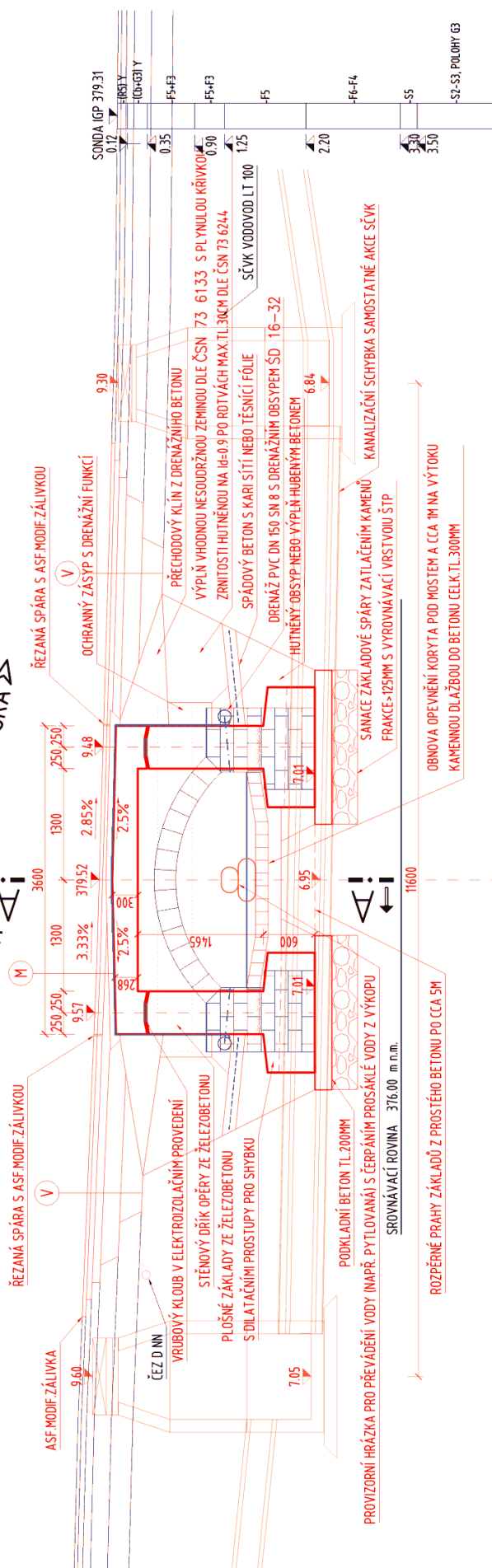




ŘEZ B-B KLENBOVOU ČÁSTÍ - FÁZE 1

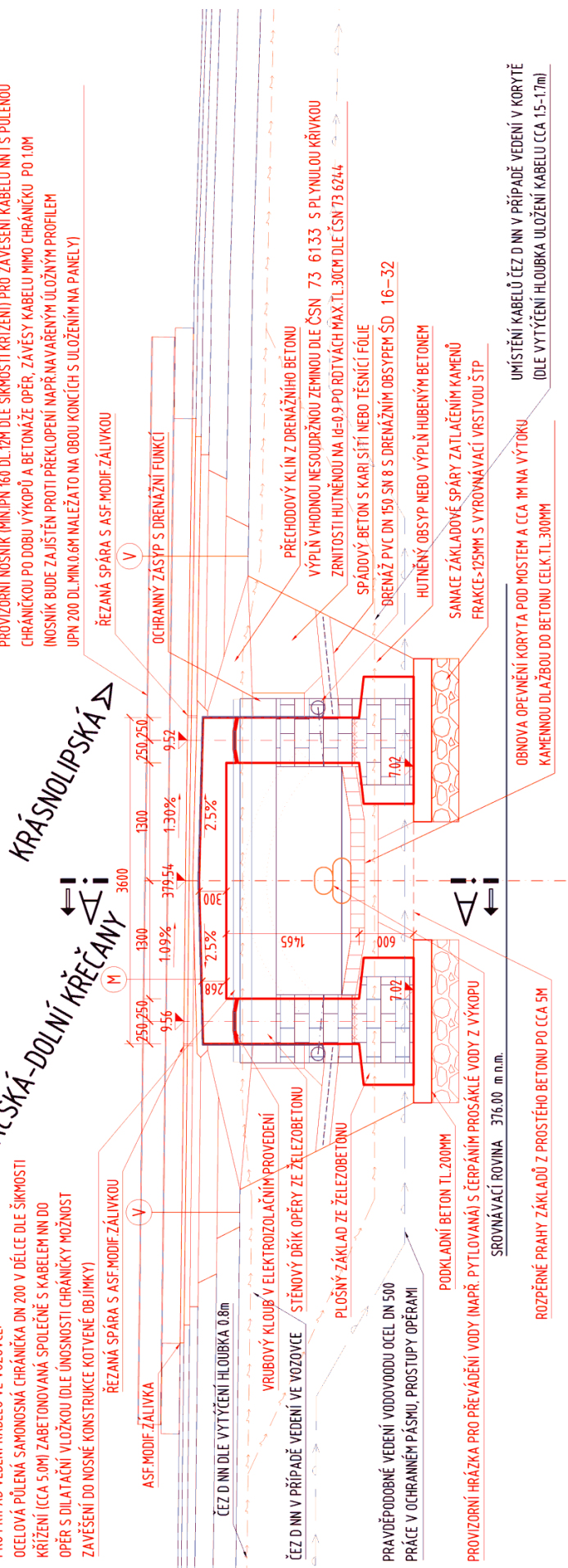
1:50

SLÉVAČSKÁ-DOLNÍ KŘEČANY
KRÁSNOLIPSKÁ



1:50

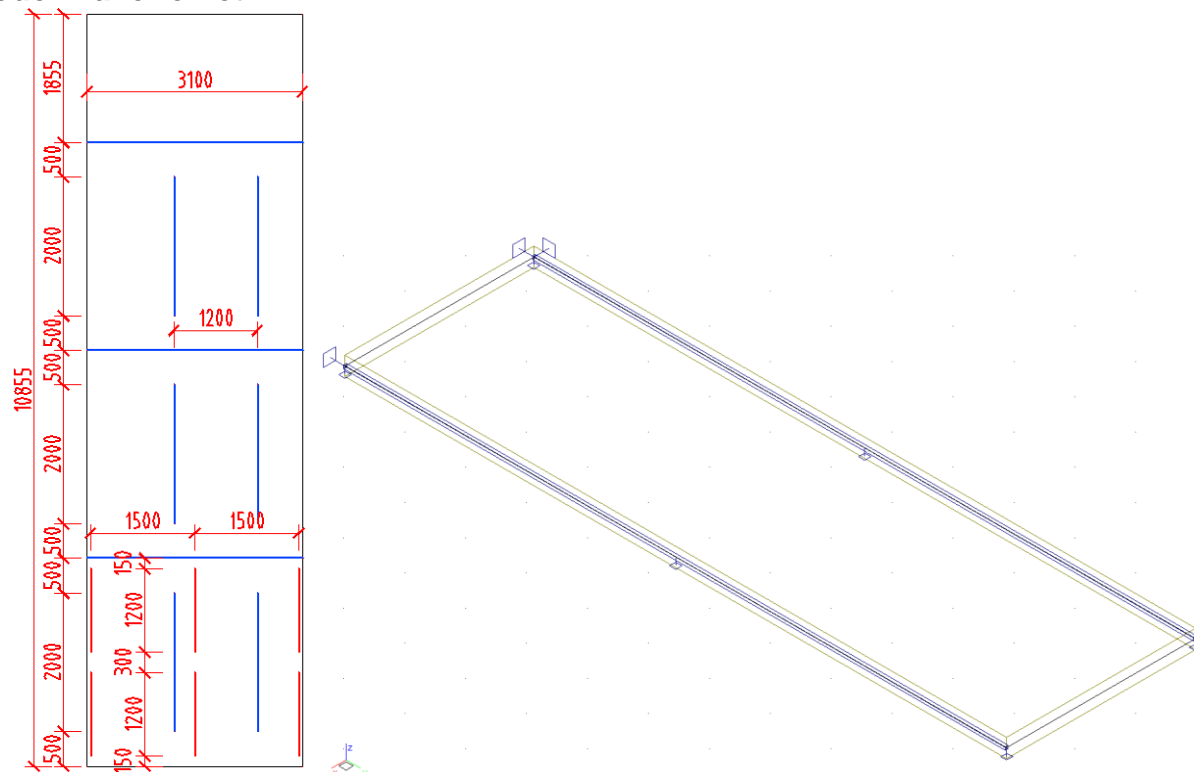
PRO PŘÍPAD VEDENÍ KABELU VE VOZOVCE:
**OCELOVÁ PŮLEŇ SAMONOSNÁ CHRÁŇÁ DN 200 V DÉLCE DLE ŠIKMOSTI
 KRÁŽENÍ (cca 5 m) ZABETOVANÁ SPOLEČNĚ S KABELEM NN DO
 OPĚR S DILATAČNÍ VLOŽKOU (DLE UNOSNOSTI CHRÁŇÁČKY MOŽNOST
 ZAVĚŠENÍ DO NOSNÉ KONSTRUKCE KOTVENÉ OBJÍMKY)**



2.2. Model nosné konstrukce

Model je přiložen formou výpisu a schémat z použitého výpočetního programu.

Půdorysné schéma se základními rozměry a počátečními polohami náprav a 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	Zatížení	152	Průřezy - délky	m
Rozměr projektu	Prostor	Podpor	4	Zatížení, výsledky - síly	kN
Datum	27.11.2019	Bodů	0	Zatížení, výsledky - napětí	kPa
Čas	10:32	Linií	34	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	58		

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	10.095	25.237
celkem		25.237

Výpis zadanych tlouštěk:

Označení	Materiál	Tloušťka
		[m]
mostovka	-BETON	0.300

Výpis plošných dílců - parametry ploch:

Plocha	Typ plochy	Deska	Tloušťka	Objem	Skupina
			[m]	[m3]	
1	Rovinná deska	Tenká deska	0.300	10.095	Skupina č.1

Výpis plošných dílců - souřadnice vrcholů ploch:

Plocha	Hrana	Počátek	Konec
		[m]	[m]
Polygon1	1	1.550,-5.427,0.000	-1.550,-5.427,0.000
	2	-1.550,-5.427,0.000	-1.550,5.427,0.000
	3	-1.550,5.427,0.000	1.550,5.427,0.000
	4	1.550,5.427,0.000	1.550,-5.427,0.000

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.

$$q_{deska\ mostovky} = 0.3 \cdot 25 = 7.5 kN/m^2$$

3.1.2. Ostatní stálá zatížení

Zatížení jsou definována následovně.

$$q_{vozovky} = 0.15 \cdot 25 = 3.75 kN/m^2$$

Smršťování je uvažováno jako ochlazení o $-15^{\circ}C$.

Nerovnoměrné sedání základů není uvažováno s ohledem na charakter konstrukce malých dimenzí.

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 $-35^{\circ}C$ a oteplení o $+35^{\circ}C$.

Rozdílové složky teploty neuvažují s ohledem na tuhost založení, které povolí malé posuny.

3.2.4. Nahodilé zatížení dopravou

3.2.4.1. Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů

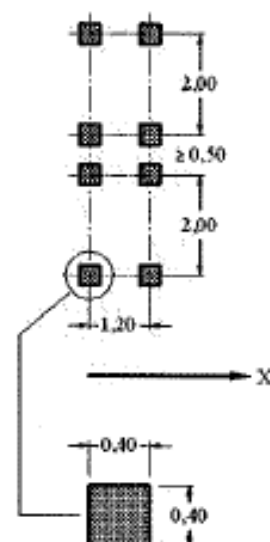
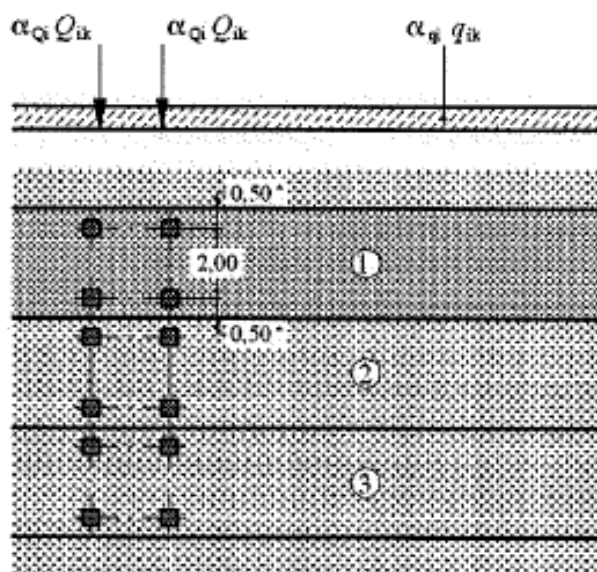
Rozdělení je důležité pro správnou volbu zatěžovacích schémat.

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.

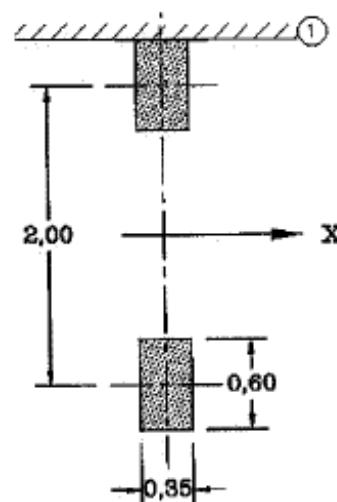
umístění	Soustředěné zatížení				Rovnoměrné zatížení		
	Q_{ik} [kN]	α_{Qi}	$\alpha_{Qi} \cdot Q_i$ [kN]	$\alpha_{Qi} \cdot Q_i / 0.4 \cdot 0.4$ [kN/m ²]	q_{ik} [kN/m ²]	α_{qi}	$\alpha_{qi} \cdot q_i$ [kN/m ²]
Pruh č.1	300	0.8	240	1500	9	0.8	7.2
Pruh č.2	200	0.8	160	1000	2.5	1	2.5
Pruh č.3	100	0.8	80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



3.2.4.3. Model zatížení 2 (LM2)

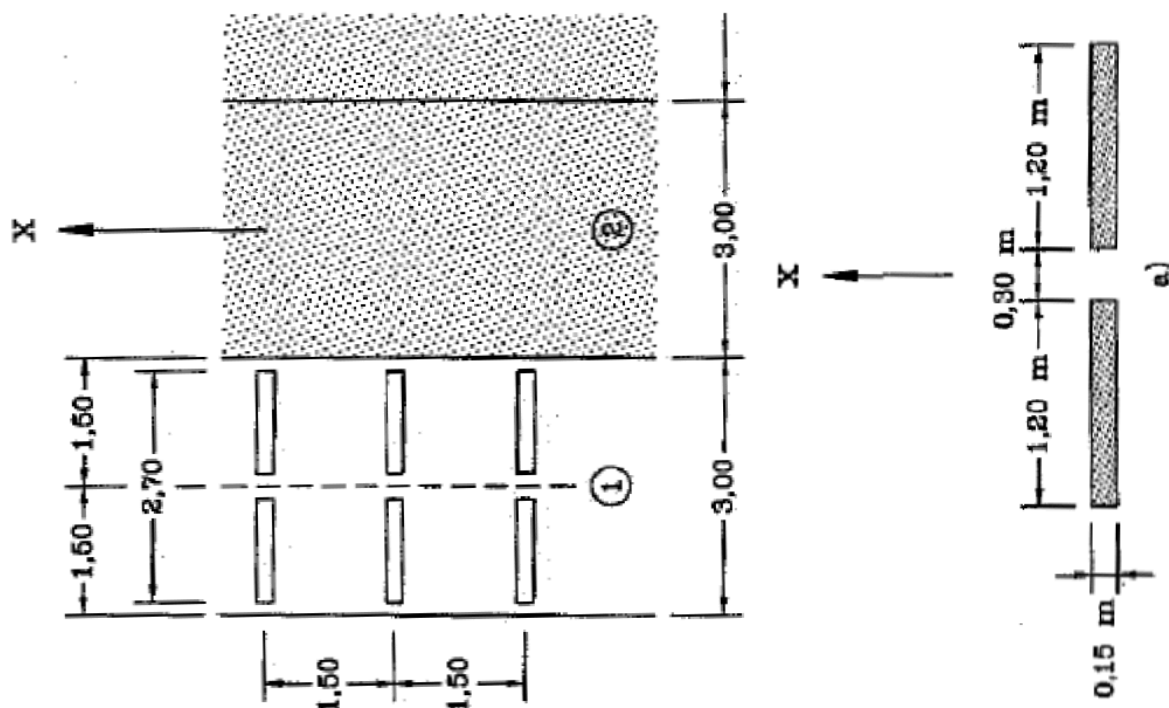
Zatížení ideální nápravou.

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 ²]
	400	0.8	320	1524



3.2.4.4. Model zatížení 3 (LM3)

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



3.2.4.5. Model zatížení 4 (LM4)

Zatížení davem lidí neuvažuji, není rozhodující.

3.2.4.6. Brzdné a rozjezdové síly

Brzdné síly neuvažuji s ohledem na dostatečně tuhé opření rozpěrákové konstrukce o výplň za opěrami. Vliv zvětšeného bočního není rozhodující.

3.2.4.7. Odstředivé a jiné příčné síly

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

3.2.4.8. Nahodilá zatížení na únavu

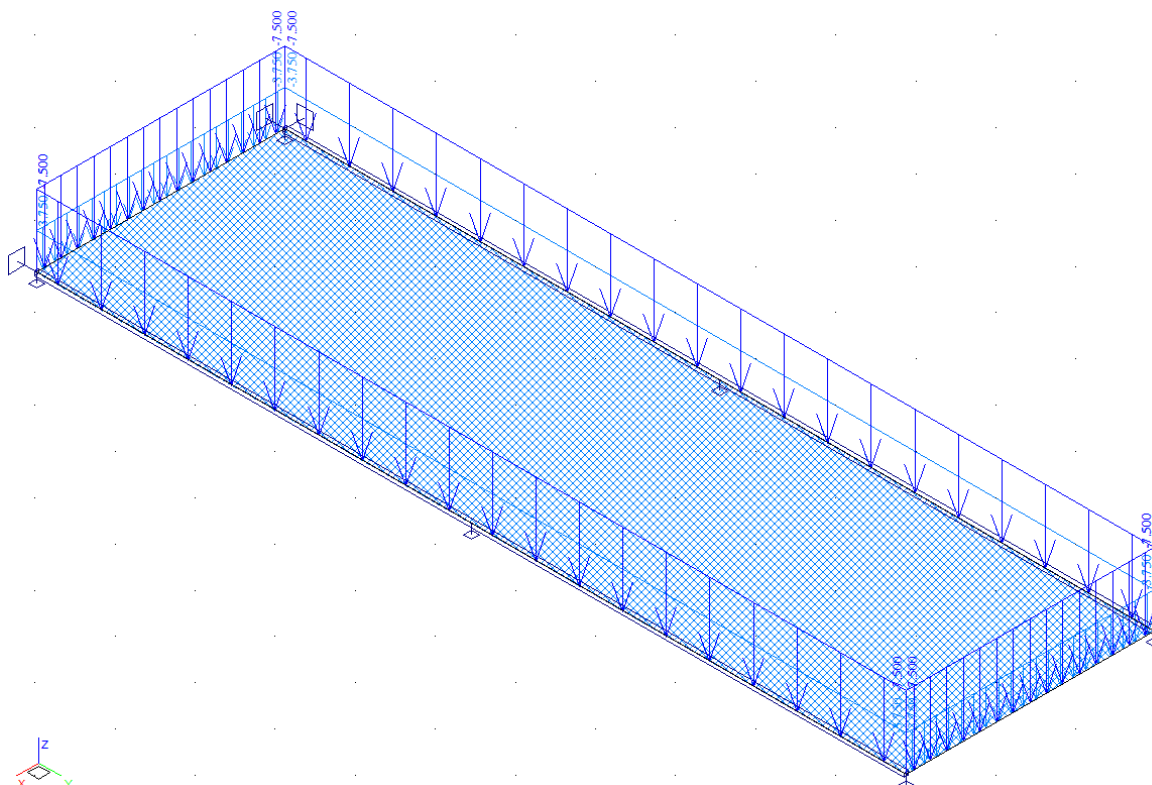
Uvažuji zatížení LM1 s odpovídající redukcí.

4. Sestavené zatěžovací stavy

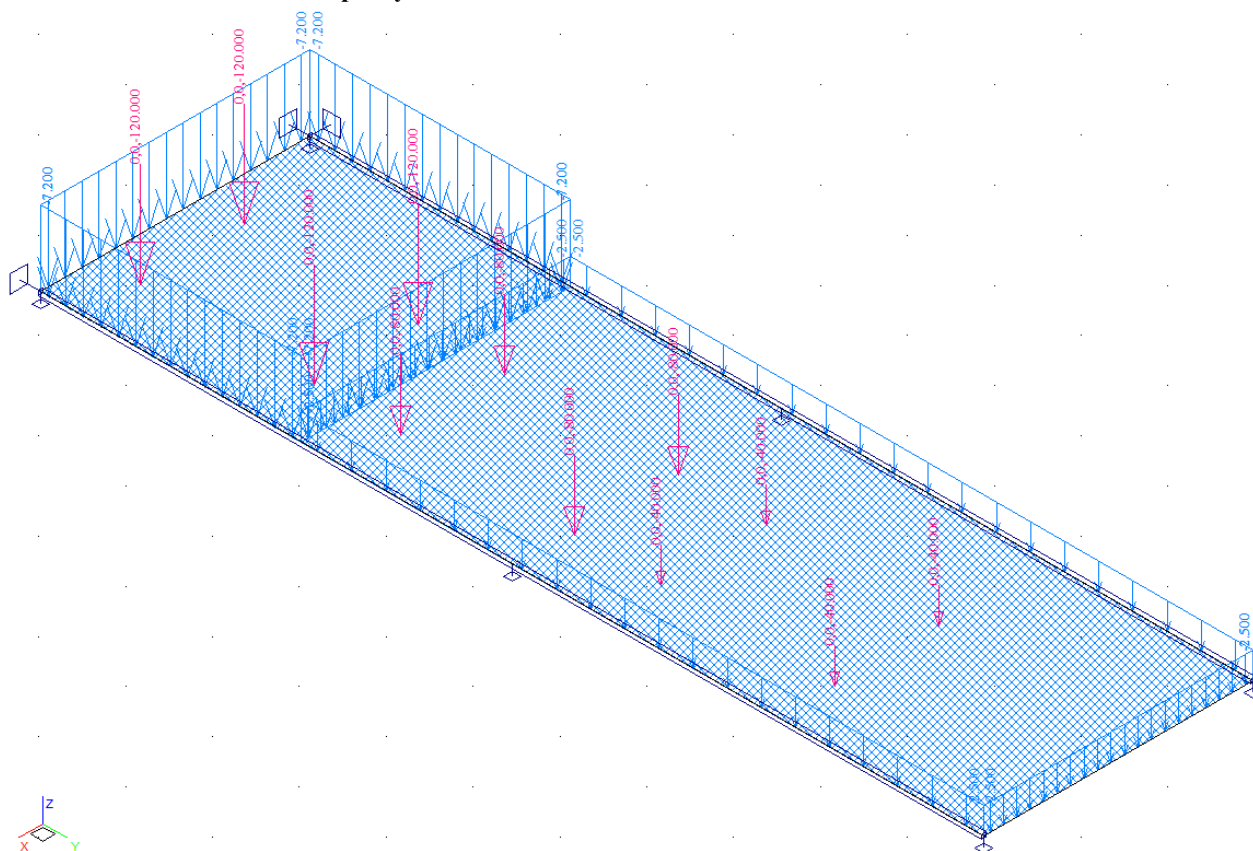
Rekapitulace sestavených zatěžovacích stavů je uvedena formou výpisu z použitého programu. Dále jsou přiložena schémata vybraných zatěžovacích stavů, jedná se o stálá zatížení a počátky simulace pojezdu nahodilých zatížení.

Výpis zatěžovacích stavů :

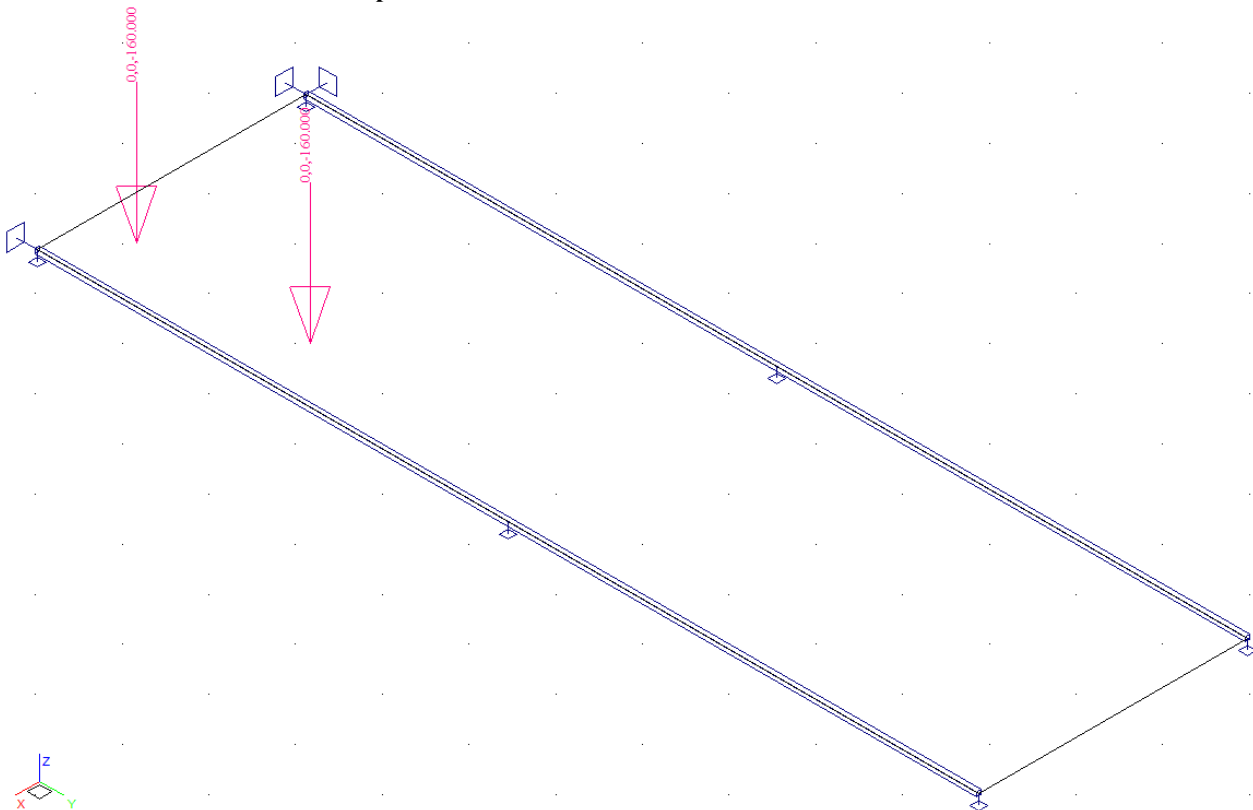
Jméno	Koeficient	Komentář	Typ zatížení	Skupina	Parametry	Výběrový
G0	1.350	stélé zatížení	Perm - stálé	0	Perm	Ne
LM1_	1.500	dvounápravy TS a UDL	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM1_1	1.500	dvounápravy TS a UDL	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM1_2	1.500	dvounápravy TS a UDL	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM1_3	1.500	dvounápravy TS a UDL	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM1_4	1.500	dvounápravy TS a UDL	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM1_5	1.500	dvounápravy TS a UDL	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM1_6	1.500	dvounápravy TS a UDL	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 188t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM3_1	1.500	devítinápava 188t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM3_2	1.500	devítinápava 188t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM3_3	1.500	devítinápava 188t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM3_4	1.500	devítinápava 188t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM3_5	1.500	devítinápava 188t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
G0	1.350	stélé zatížení	Perm - stálé	0	Perm	Ne



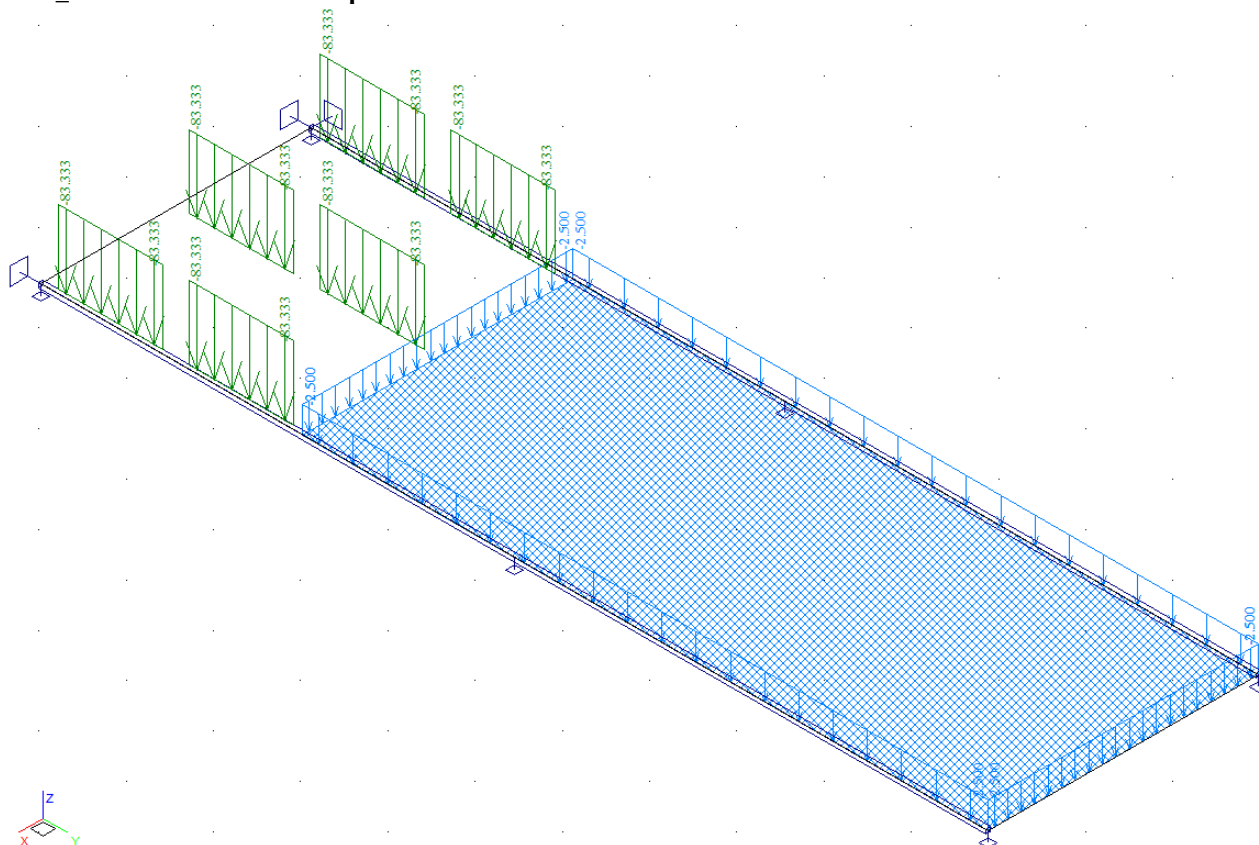
LM1_ 1.500 dvounápravy TS a UDL Short - krátkodobé 0 Short ! Ano



LM2_ 1.500 ideální náprava 32t Short - krátkodobé 0 Short ! Ano



LM3_ 1.500 devítinápřava 188t 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

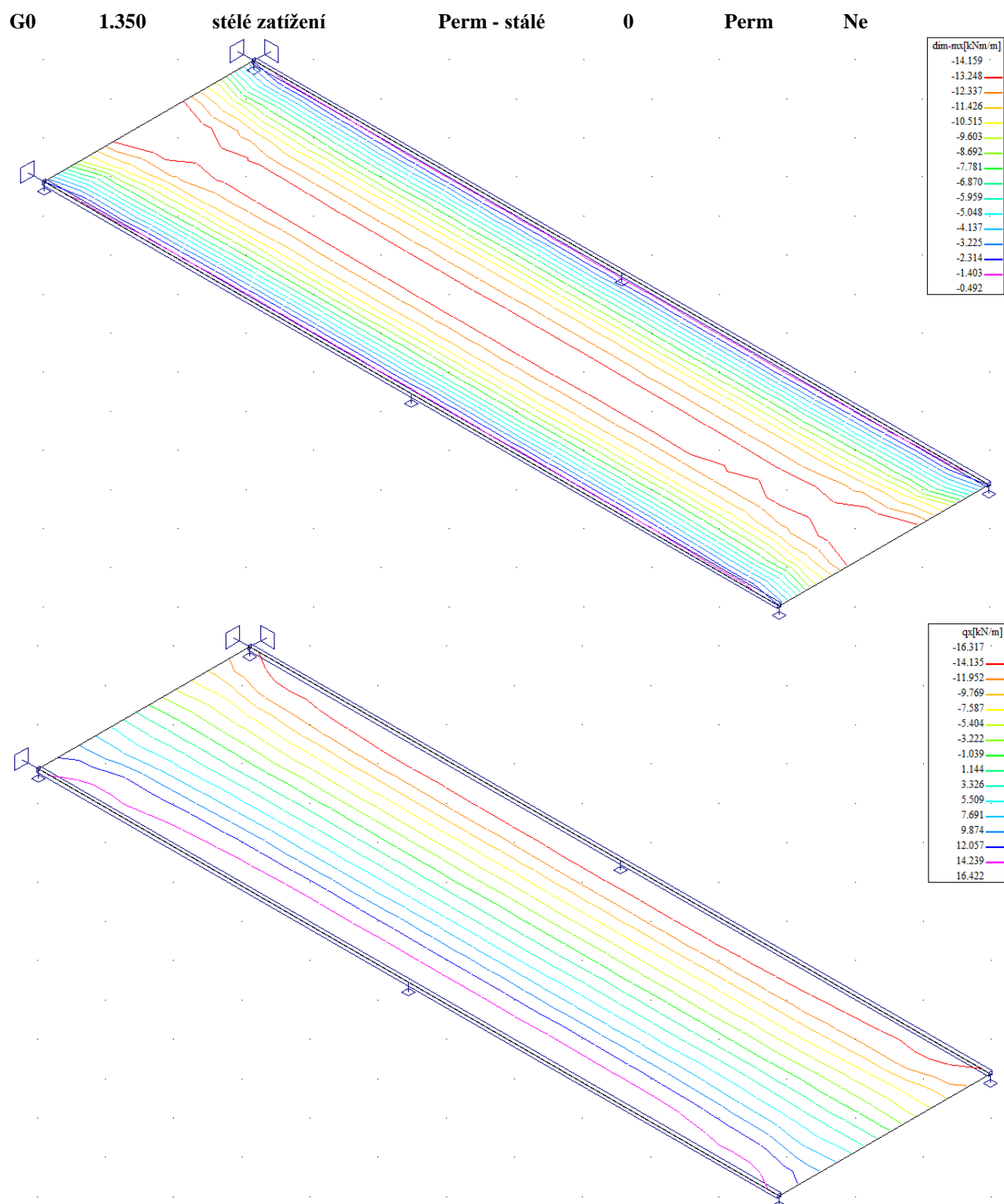
Rekapitulace je provedena pouze pro vybrané vnitřní síly tak, aby bylo možné ověřit správnost superpozice. Ostatní vnitřní síly jsou zohledněny ve strojové superpozici.

Průběh podélných vybraných vnitřních sil po desce v rozhodujících zatěžovacích stavech je přiložen dále, hodnoty jsou bez součinitele zatížení.

zat.stav	max dim M_x	max Q_x	γ_f	max dim $M_{x d}$	max $Q_{x d}$
G0 vlastní tíha nk	14.0	16.0	1.35	18.9	21.6
LM1 dvounápřavy TS 48+24+16t a UDL	102.0	146.0	1.50	153.0	219.0
LM2 ideální náprava 32t	88.0	141.0	1.50	132.0	211.5
LM3 devítinápřava 180t	56.0	79.0	1.50	84.0	118.5

5.2. Průběh vnitřních sil

Přiloženy jsou pouze průběhy podélných dimenzačních ohybových momentů v rozhodujících zatěžovacích stavech pro namáhání ve středu rozpětí horní rámové příčle a v rámovém rohu příčle. Ostatní vnitřní síly a prvky konstrukce jsou zohledněny ve strojové superpozici.

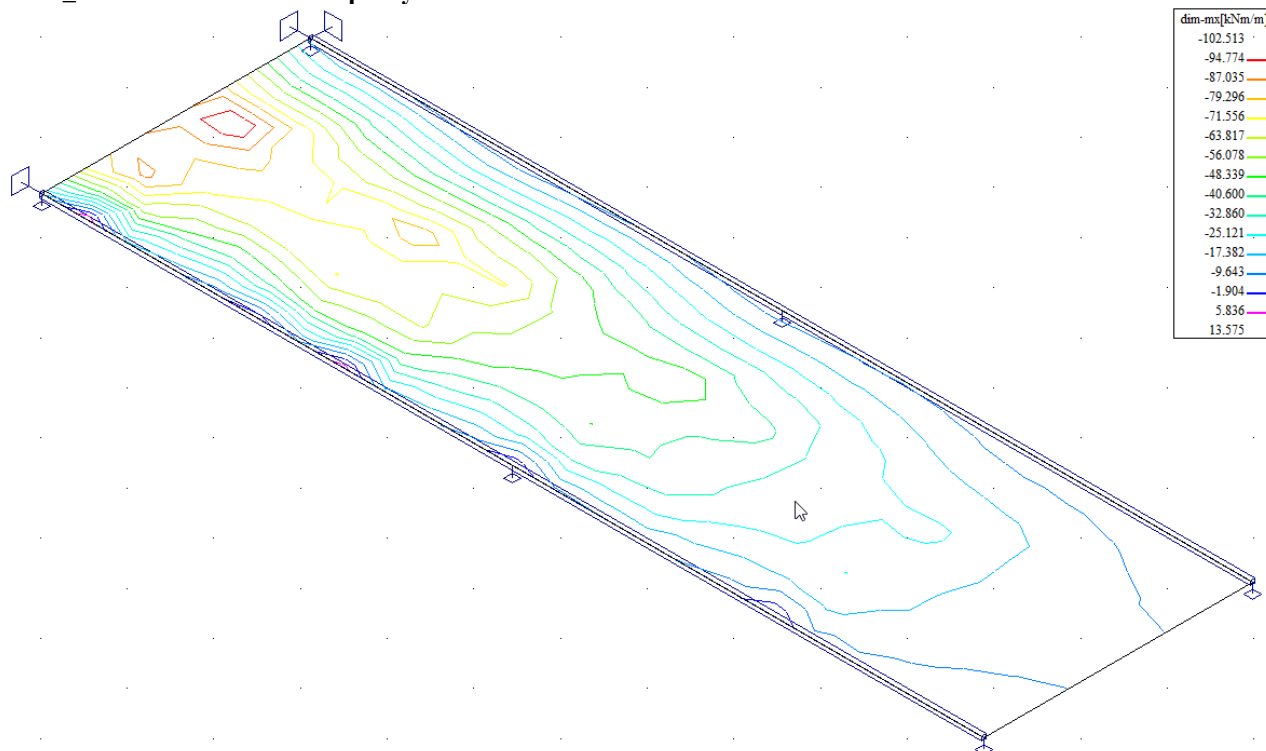


LM1_ 1.500

dvounápravy TS a UDL Short - krátkodobé 0

Short !

Ano

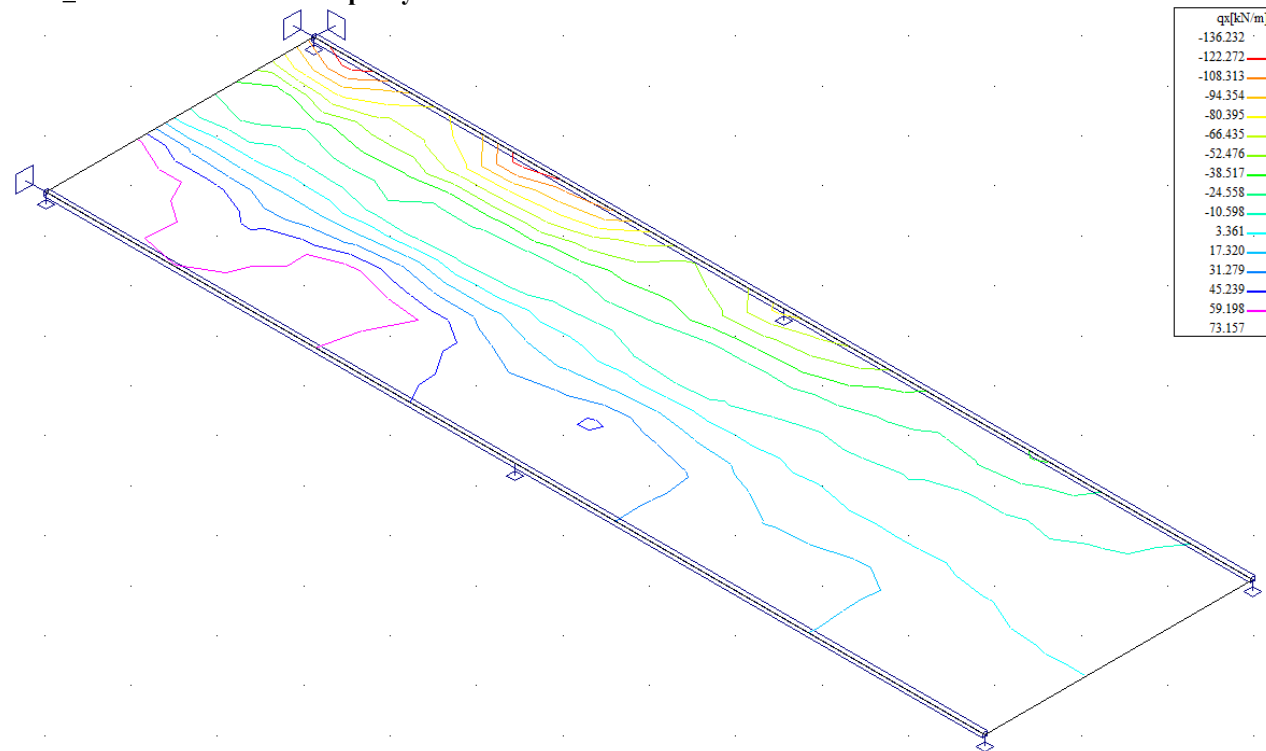


LM1_3 1.500

dvounápravy TS a UDL Short - krátkodobé 0

Short !

Ano



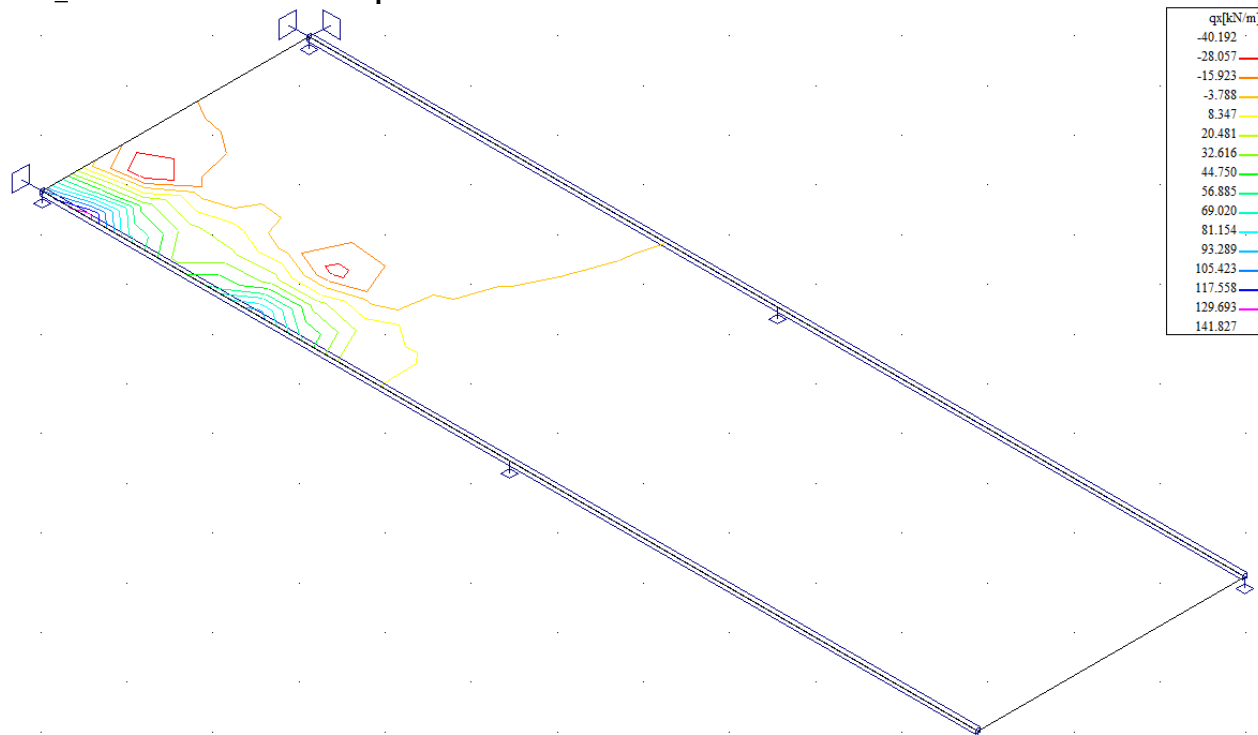
LM2_1 1.500

ideální náprava 32t

Short - krátkodobé 0

Short !

Ano



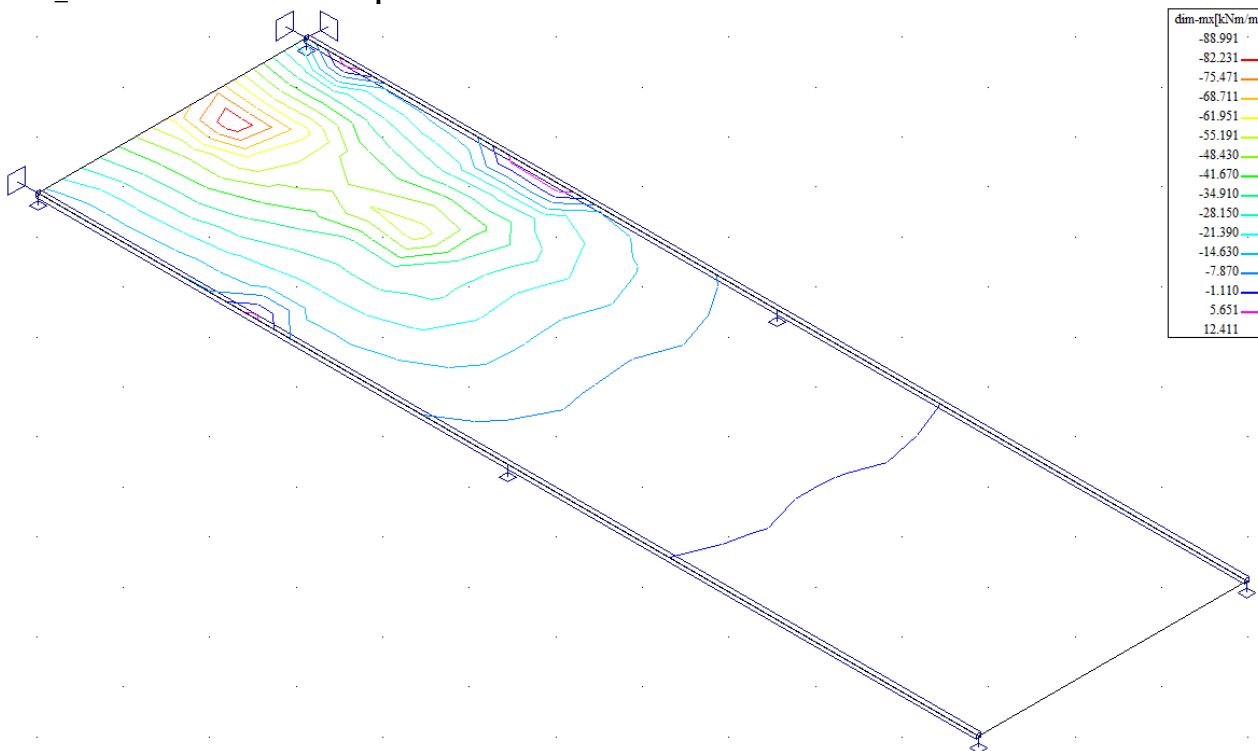
LM2_6 1.500

ideální náprava 32t

Short - krátkodobé 0

Short !

Ano



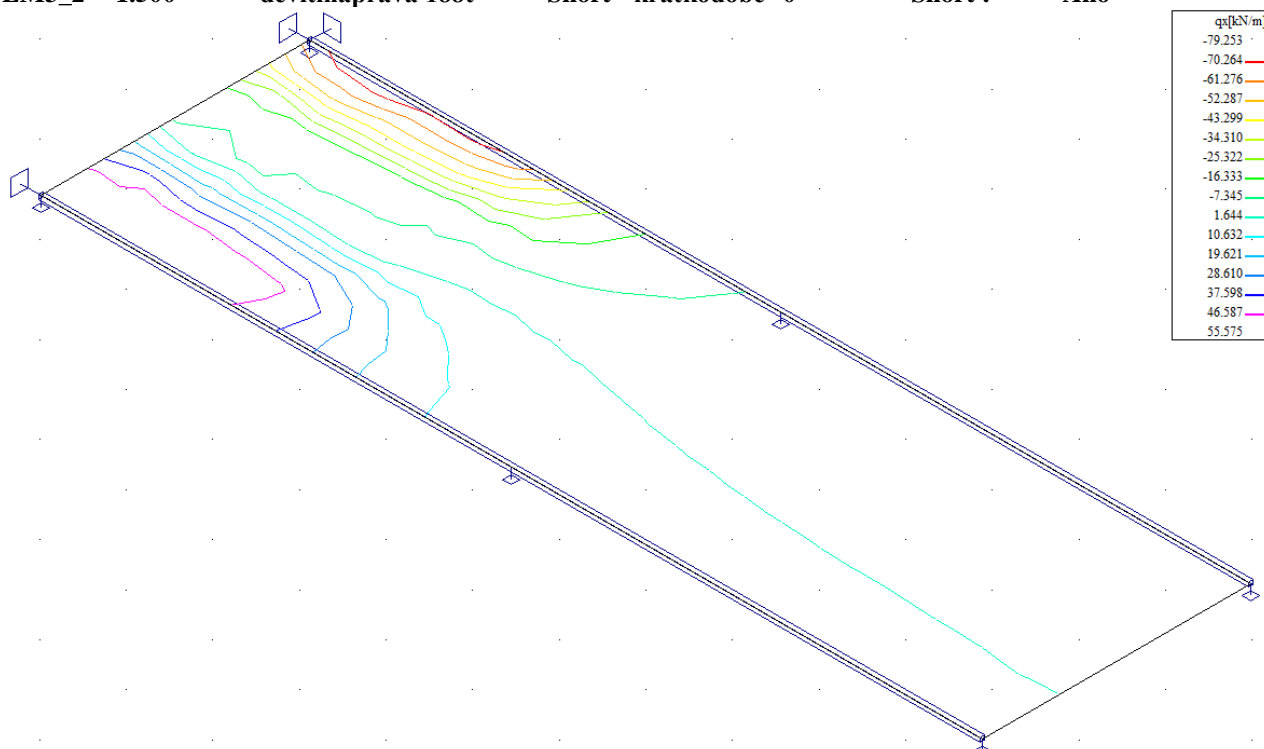
LM3_2 1.500

devítináprava 188t

Short - krátkodobé 0

Short !

Ano



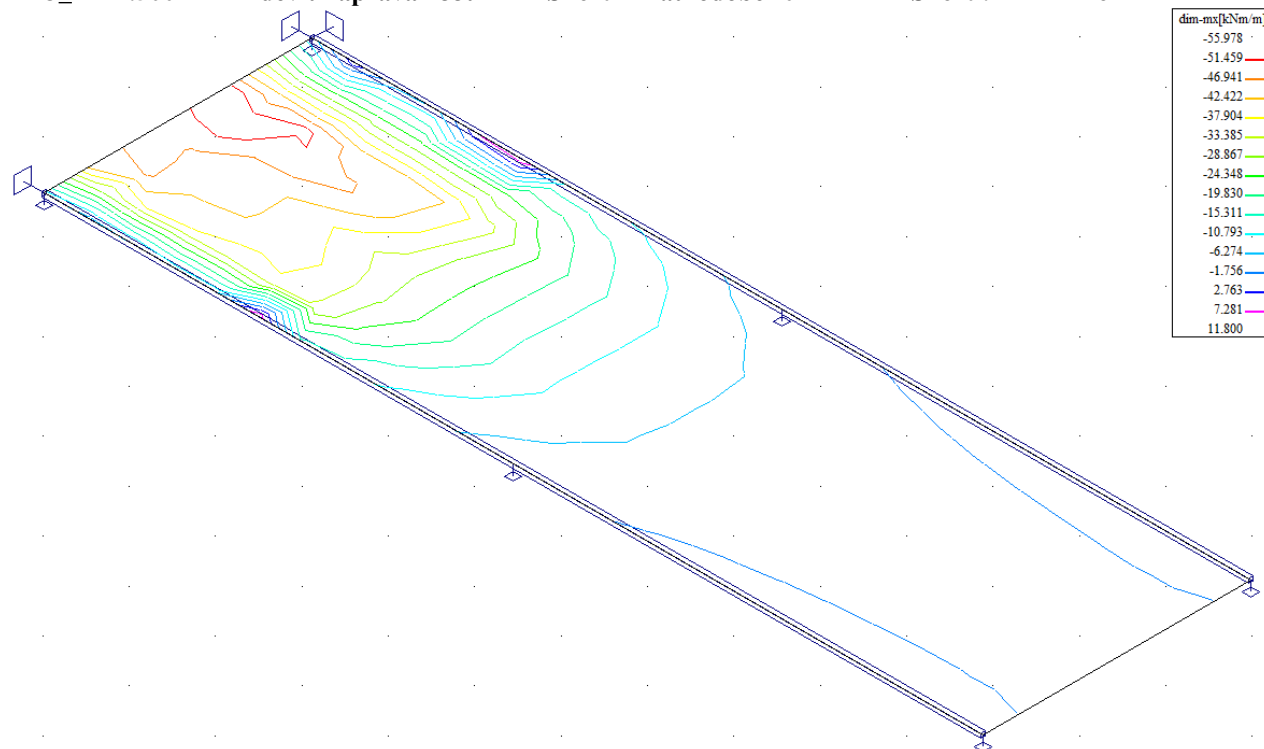
LM3_4 1.500

devítináprava 188t

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, nahodilého zatížení a teploty podle následujícího schématu.

Výpis obalových křivek :

Jméno	ZS	Komentář
hlavní	min/max	hl0001, hl0002, hl0003, hl0004, hl0005, hl0006, hl0007, hl0008, hl0009
	hl0001	1.35*G0
	hl0002	1.35*G0+1.50*LM1_
	hl0003	1.35*G0+1.50*LM1_3
	hl0004	1.35*G0+1.50*LM1_1
	hl0005	1.35*G0+1.50*LM2_9
	hl0006	1.35*G0+1.50*LM1_2
	hl0007	1.35*G0+1.50*LM1_5
	hl0008	1.35*G0+1.50*LM2_5
	hl0009	1.35*G0+1.50*LM3_

Výsledky výpočtu - vnitřní síly, 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

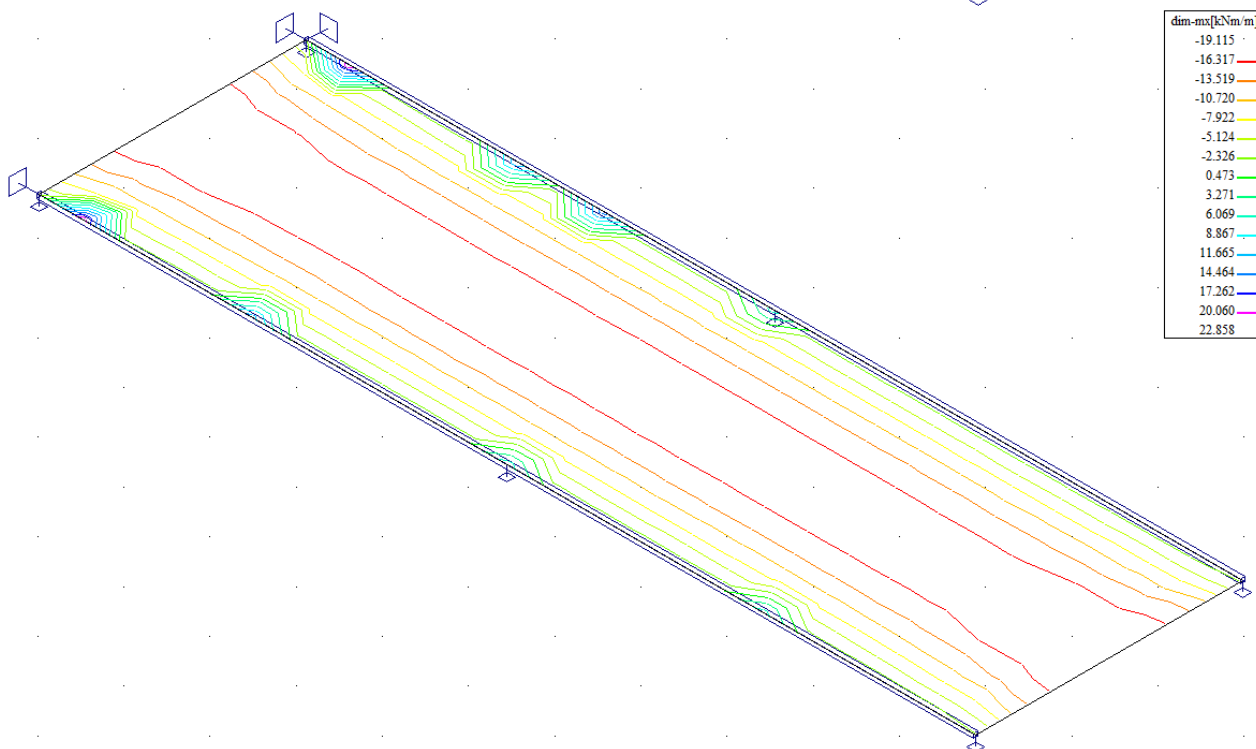
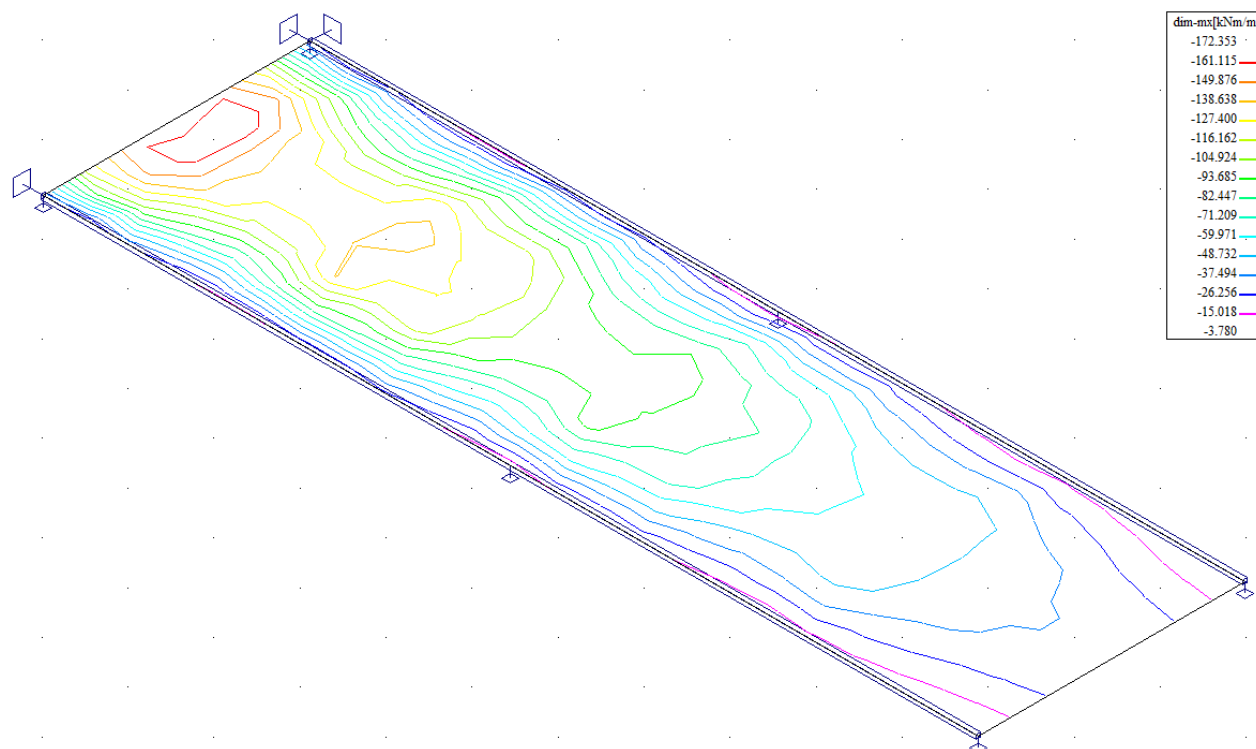
qx, qy [kN/m] smykové síly v lokálních osách

Extrémy pro výsledek : 34 - hlavní Obal. křivka stand.

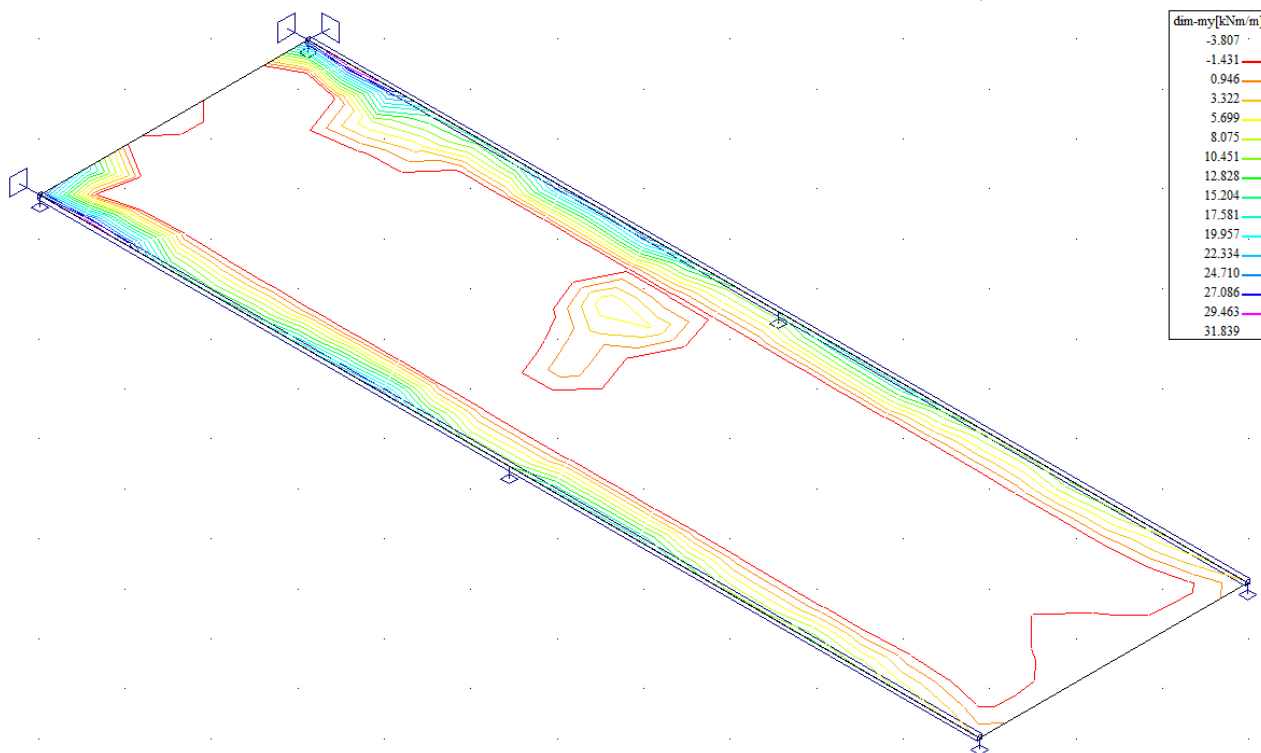
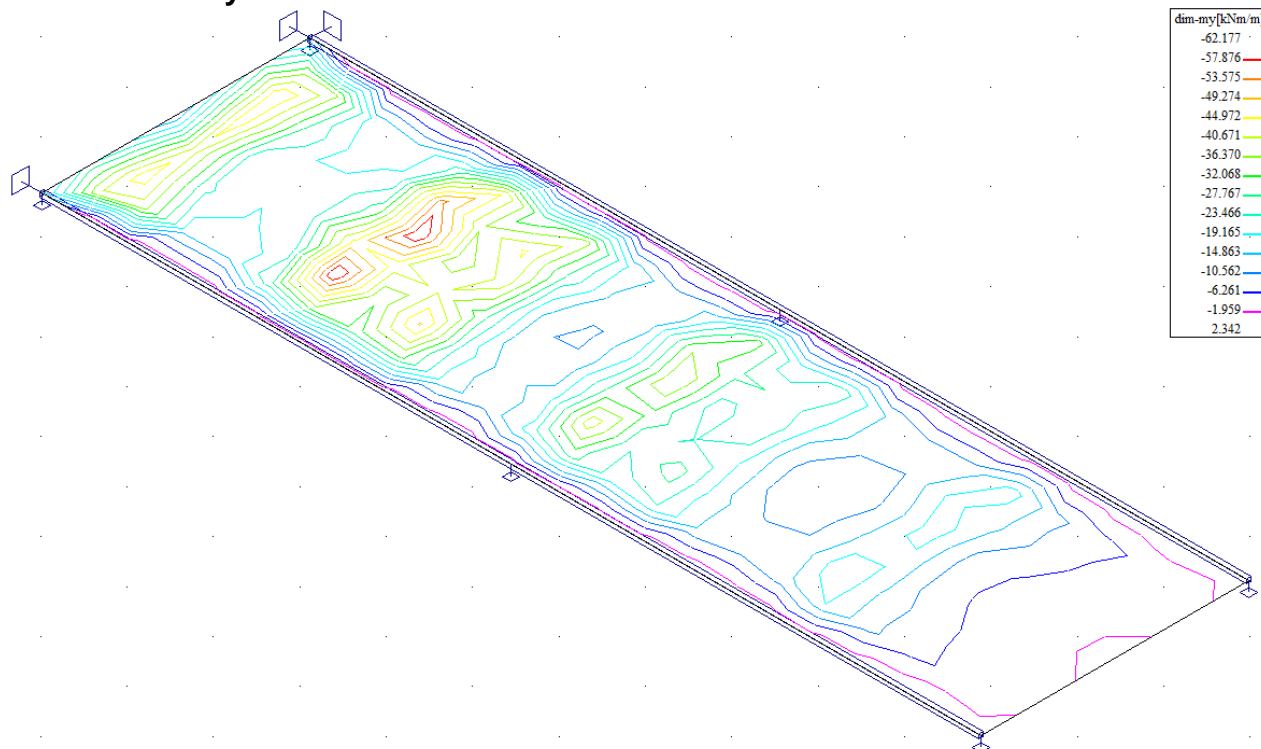
Typ obalové křivky : min/max

ID plochy	Uzel	Poloha [m]	dim-mx [kNm/m]	dim-my [kNm/m]	qx [kN/m]	qy [kN/m]	
1	12	-0.277, -4.986, 0.000	-172.353	-47.228	-42.705	6.982	hl0002
	4	1.550, -4.934, 0.000	22.858	31.485	250.514	41.685	hl0007
	42	0.669, -2.912, 0.000	-138.960	-62.177	82.508	-4.802	hl0004
	17	-1.550, -4.934, 0.000	22.438	31.839	-225.114	23.414	hl0003
	17	-1.550, -4.934, 0.000	22.438	31.839	-225.114	23.414	hl0003
	4	1.550, -4.934, 0.000	22.858	31.485	250.514	41.685	hl0007
	9	0.000, -5.427, 0.000	-135.904	-3.734	25.522	-81.331	hl0008
	49	0.236, -2.633, 0.000	-85.756	-36.010	72.920	72.407	hl0008

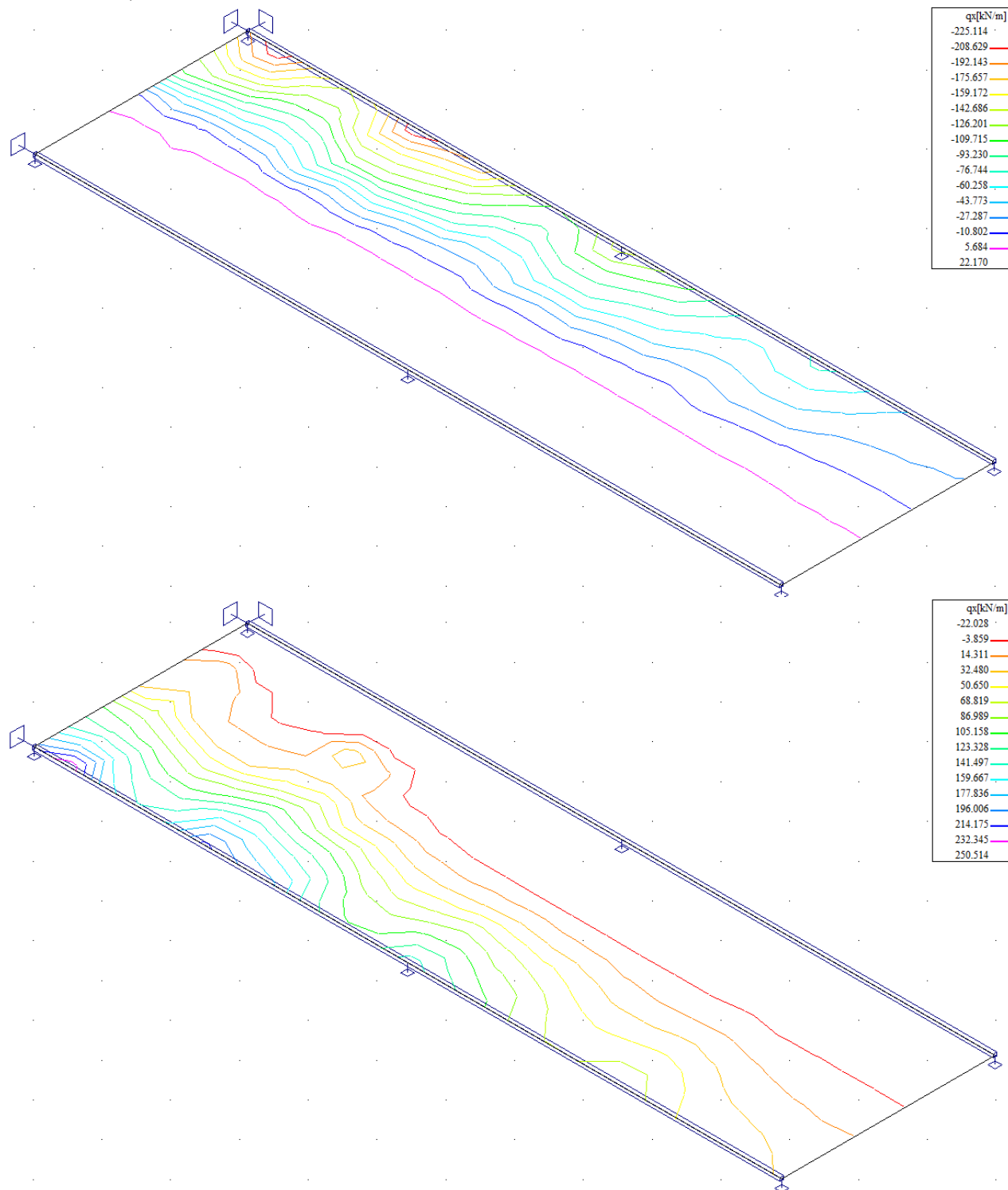
max/min dimMx



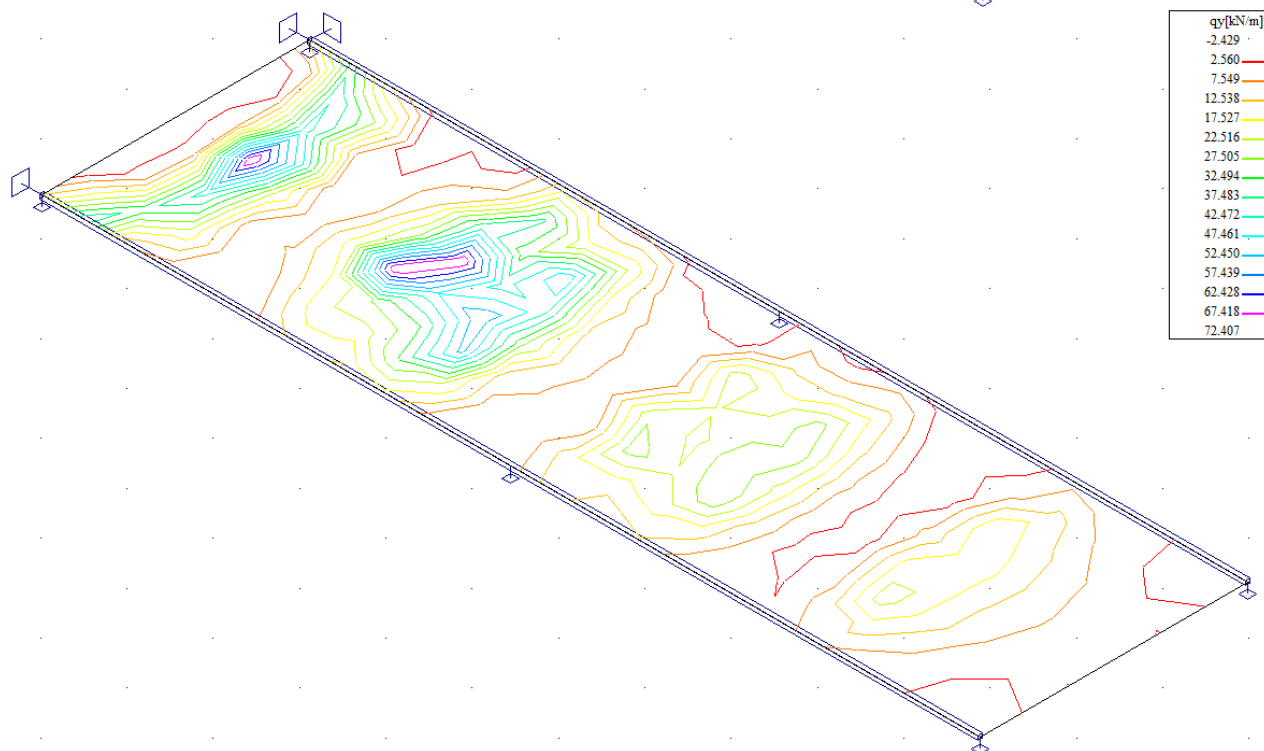
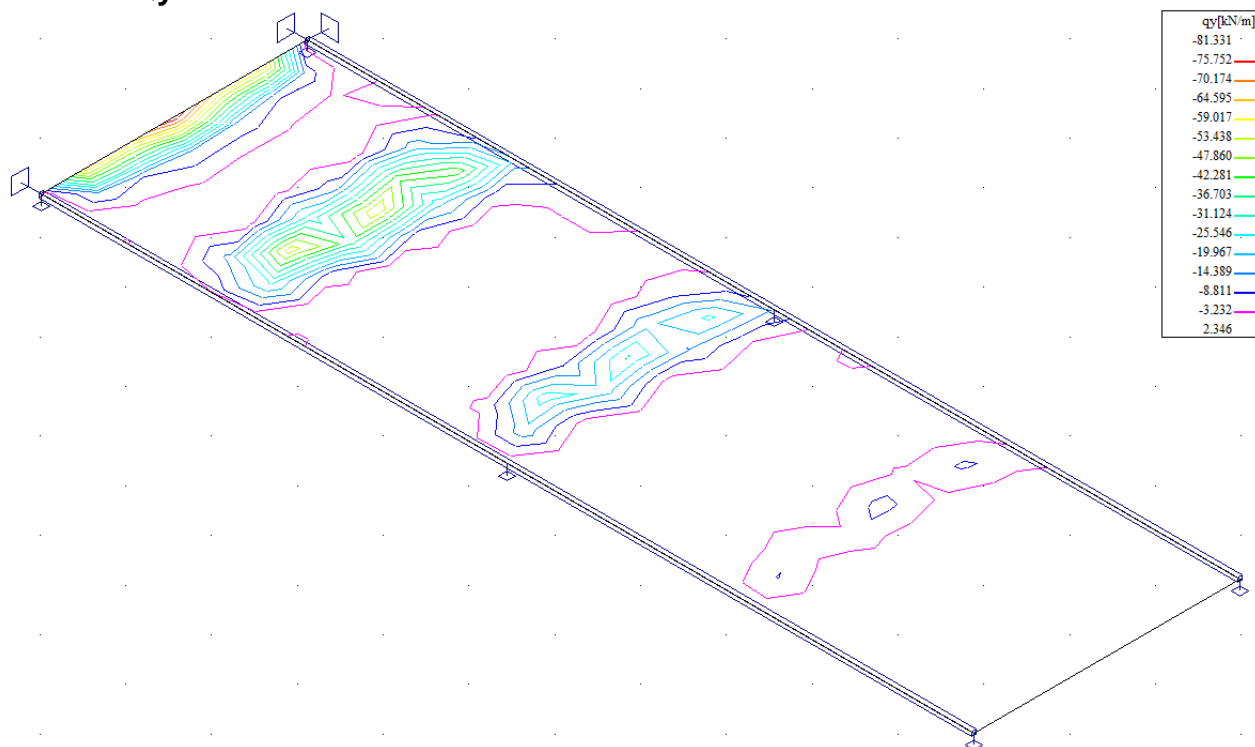
max/min dimMy



max/min Qx



max/min Qy



max/min Vz

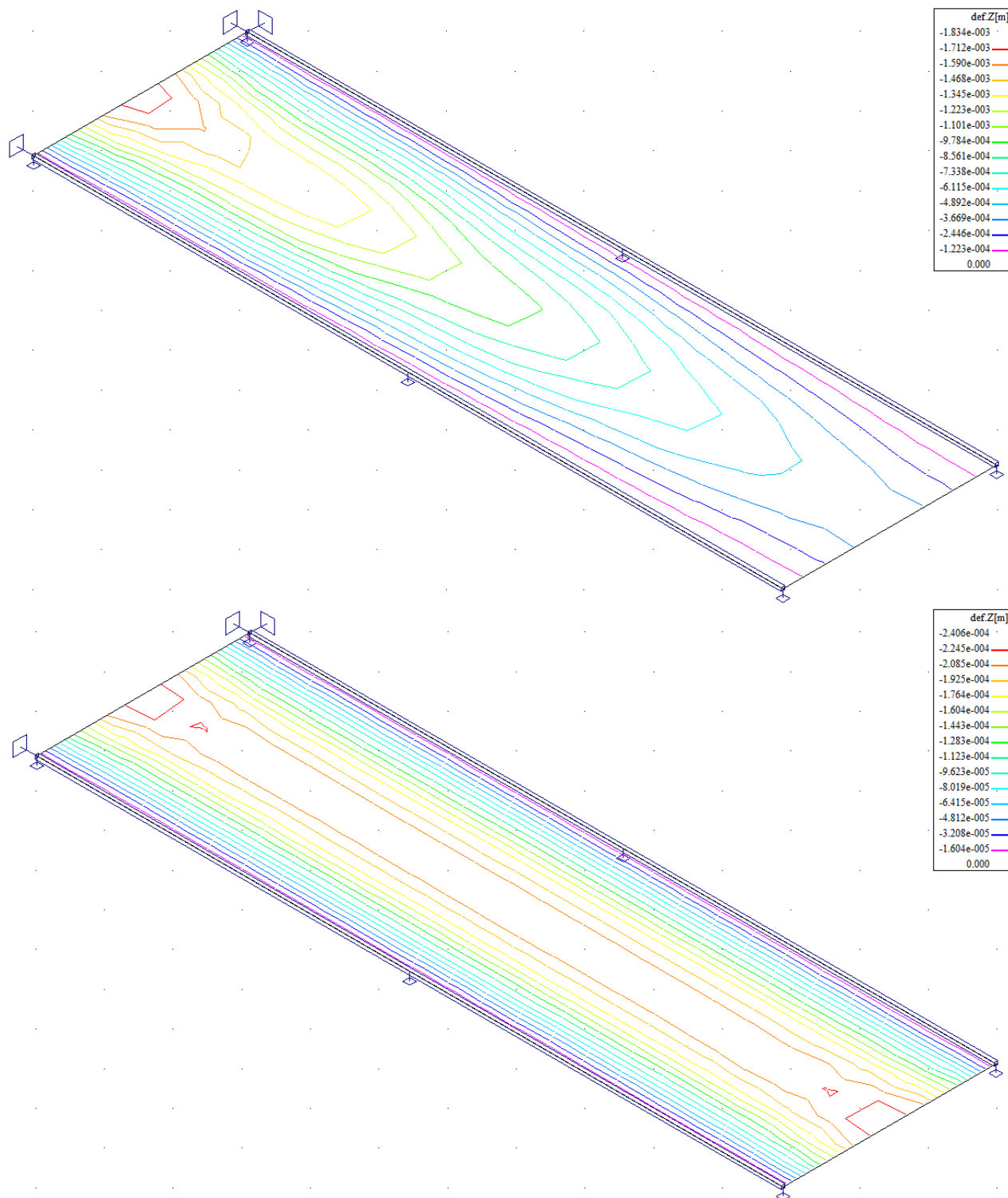


Figure 10: Calculated phonon dispersion for the 1T-TaS₂ monolayer. The plot shows energy in meV on the vertical axis (0 to 400) versus momentum along the high-symmetry path K-Γ-K-M-K on the horizontal axes. The acoustic branches are shown in blue, and the optical branches are shown in magenta. Numerous peaks are labeled with their energy values in meV. A red arrow points to the acoustic branch at the K point, indicating the energy of the 2D phonon mode.

6. Posouzení nosné konstrukce

6.1. Deska rámu

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:

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

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

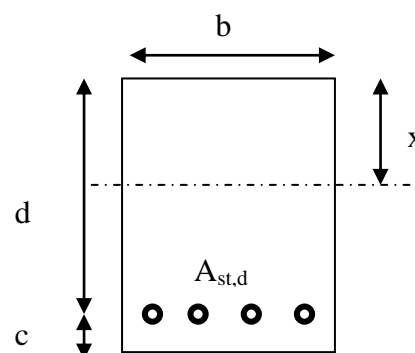
Návrh výztuže v železobetonovém průřezu je proveden v následující tabulce podle teorie mezních stavů:

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 :

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

Deska - dolní podélná výztuž uprostřed rozpětí v poli

Namáhání			Návrh výztuže			
$M_{ed}[\text{MNm}] = 0.172$			$A_{st,d}$	8	ϕ	20
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						
$A_{xmin-fl}[\text{m}^2] = 0.000362$		$A_{xmin-l}[\text{m}^2] = 0.000312$		mimimální plocha výztuže		
$x_{bal}[\text{m}] = 0.148046$	>	$x[\text{m}] = 0.058376$		omezení výšky tlačené oblasti		
$A_{st,req}[\text{m}^2] = 0.001826$	<	$A_{st,d}[\text{m}^2] = 0.002513$		ověření návrhové plochy výztuže		
$\mu_{min}[\%] = 0.15$	<	$\mu[\%] = 1.05$	<	$\mu_{max}[\%] = 1.60$		
Moment únosnosti						
$x[\text{m}] = 0.080348$		$M_{Rd}[\text{MNm}] = 0.227$	>	$M_{ed}[\text{MNm}] = 0.172$		

Deska - horní podélná výztuž

Namáhání			Návrh výztuže					
$M_{ed}[MNm]=$	0.023		$A_{st,d}$	8	ϕ	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	
$h[m]=$	0.270	$f_{ck}[MPa]=$	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	
$d[m]=$	0.210							
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky								
$A_{xmin-f}[m^2]=$	0.000317		$A_{xmin-\mu}[m^2]=$	0.000273		mimimální plocha výztuže		
$x_{bal}[m]=$	0.129540	>	$x[m]=$	0.008181		omezení výšky tlačené oblasti		
$A_{st,req}[m^2]=$	0.000256	<	$A_{st,d}[m^2]=$	0.000905		ověření návrhové plochy výztuže		
$\mu_{min}[\%]=$	0.15	<	$\mu[\%]=$	0.43	<	$\mu_{max}[\%]=$	1.60	
Moment únosnosti								
$x[m]=$	0.028925		$M_{Rd}[MNm]=$	0.078	>	$M_{ed}[MNm]=$	0.023	

Deska - dolní příčná výztuž

Namáhání			Návrh výztuže					
$M_{ed}[MNm]=$	0.062		$A_{st,d}$	8	ϕ	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	
$h[m]=$	0.270	$f_{ck}[MPa]=$	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	
$d[m]=$	0.210							
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky								
$A_{xmin-f}[m^2]=$	0.000317		$A_{xmin-\mu}[m^2]=$	0.000273		mimimální plocha výztuže		
$x_{bal}[m]=$	0.129540	>	$x[m]=$	0.022689		omezení výšky tlačené oblasti		
$A_{st,req}[m^2]=$	0.000710	<	$A_{st,d}[m^2]=$	0.001232		ověření návrhové plochy výztuže		
$\mu_{min}[\%]=$	0.15	<	$\mu[\%]=$	0.59	<	$\mu_{max}[\%]=$	1.60	
Moment únosnosti								
$x[m]=$	0.039370		$M_{Rd}[MNm]=$	0.104	>	$M_{ed}[MNm]=$	0.062	

Deska - horní příčná výztuž

Namáhání			Návrh výztuže				
$M_{ed}[\text{MNm}] =$	0.032		$A_{st,d}$	8	ϕ	12	
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
$h[\text{m}] =$	0.270	$f_{ck}[\text{MPa}] =$	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
$d[\text{m}] =$	0.210						
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky							
$A_{xmin-fl}[\text{m}^2] =$	0.000317		$A_{xmin-l}[\text{m}^2] =$	0.000273		mimimální plocha výztuže	
$x_{bal}[\text{m}] =$	0.129540	>	$x[\text{m}] =$	0.011454		omezení výšky tlačené oblasti	
$A_{st,req}[\text{m}^2] =$	0.000358	<	$A_{st,d}[\text{m}^2] =$	0.000905		ověření návrhové plochy výztuže	
$\mu_{min}[\%] =$	0.15	<	$\mu[\%] =$	0.43	<	$\mu_{max}[\%] =$	1.60
Moment únosnosti							
$x[\text{m}] =$	0.028925		$M_{Rd}[\text{MNm}] =$	0.078	>	$M_{ed}[\text{MNm}] =$	0.032

6.1.2. Posouzení na smyk

Návrh smykové výztuže je proveden na redukovanou výslednou smykovou sílu (neuvažuji lokální extrém, ale izolínii v linii líce opěry) ze strojové superpozice:

$$Q_{dim\text{extrém}} = \sqrt{q_x^2 + q_y^2} = \sqrt{250^2 + 41^2} = 253 \text{ kNm/m}$$

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

beton

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

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

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

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

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

svíslá výztuž

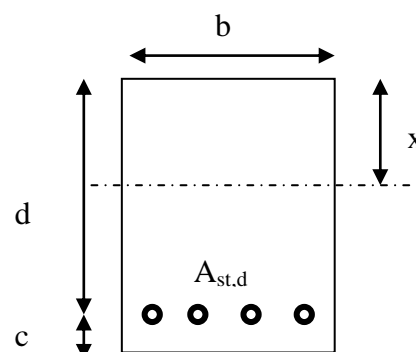
$$V_{Rd,s} = A_{sw}/s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (\theta = 22 - 45^\circ)$$

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

šikmá výztuž

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

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



Deska - extrém

Namáhání	Ohybová výztuž								
V _{ed} [MN]=	0.260	6	φ	20			A _{st,d} [m ²]=	0.001885	
Materiálové a průřezové charakteristiky betonu a oceli									
b[m]=	1.000	f _{ctm} [MPa]=	2.9	f _{yk} [MPa]=	500	ε _{cu} =	0.0035	θ[°]=	45.0
h[m]=	0.270	f _{ck} [MPa]=	30.0	f _{yd} [MPa]=	435	λ=	0.800	α[°]=	45.0
c[m]=	0.060	f _{cd} [MPa]=	17.0	E _s [Mpa]=	200000	η=	1.000	k _{pom} =	1.98
d[m]=	0.210	x[m]=	0.060	σ _{cp} [Mpa]=	0	α _{cw} =	1.000	k=	1.98
Beton									
V _{Rd,c} [MN]=	0.149	>	V _{Rd,min} [MN]=	0.080	V _{Rd} [MN]=	0.149	nutná smyková výztuž		
Třmínky		3	φ	8	s[m]=	0.33	A _{swL} [m ²]=	0.000151	
V _{Rd,s} [MN]=	0.037	<	V _{Rd,max} [MN]=	0.834	V _{Rd} [MN]=	0.186	nutné ohyby		
Ohyby		2	φ	20	s[m]=	0.25	A _{swL} [m ²]=	0.000628	
V _{Rd,s} [MN]=	0.346	<	V _{Rd,max} [MN]=	0.417	V _{Rd} [MN]=	0.532	vyhovuje		

Deska – optimalizace výztuže

Namáhání	Ohybová výztuž								
V _{ed} [MN]=	0.260	6	φ	20			A _{st.d} [m ²]=	0.001885	
Materiálové a průřezové charakteristiky betonu a oceli									
b[m]=	1.000	f _{ctm} [MPa]=	2.9	f _{yk} [MPa]=	500	ε _{cu} =	0.0035	θ[°]=	45.0
h[m]=	0.270	f _{ck} [MPa]=	30.0	f _{yd} [MPa]=	435	λ=	0.800	α[°]=	45.0
c[m]=	0.060	f _{cd} [MPa]=	17.0	E _s [Mpa]=	200000	η=	1.000	k _{pom} =	1.98
d[m]=	0.210	x[m]=	0.060	σ _{cp} [Mpa]=	0	α _{cw} =	1.000	k=	1.98
Beton									
V _{Rd,cl} [MN]=	0.149	>	V _{Rd,min} [MN]=	0.080	V _{Rd} [MN]=	0.149	nutná smyková výztuž		
Třmínky		3	φ	6	s[m]=	0.33	A _{sw} [m ²]=	0.000085	
V _{Rd,sl} [MN]=	0.021	<	V _{Rd,max} [MN]=	0.834	V _{Rd} [MN]=	0.170	nutné ohyby		
Ohyby		2	φ	14	s[m]=	0.25	A _{sw} [m ²]=	0.000308	
V _{Rd,s} [MN]=	0.169	<	V _{Rd,max} [MN]=	0.417	V _{Rd} [MN]=	0.339	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

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

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

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

$$M_{char-pole-podélná\ dolní} = 14 + 102 = 123 kNm/m$$

$$M_{char-pole-podélná\ dolní} = 40 kNm/m$$

Dolní podélná výztuž uprostřed rozpětí v poli

$M_{char}[MNm]=$ 0.116	$A_s[m^2]=$ 8	ϕ 20	$A_s[m^2]=$ 0.002513	$\sigma_s[Mpa]=$ 222
$b[m]=$ 1.000	$f_{ct, eff}[MPa]=$ 2.9	$f_{yk}[MPa]=$ 500	$x[m]=$ 0.080348	$k_t=$ 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
$h_{c, eff}[m]=$ 0.073	$A_p[m^2]=$ 0	ϕ 15.5	$A_p[m^2]=$ 0.000000	$k_4=$ 0.425
$A_{c, eff}[m^2]=$ 0.073	$\xi=$ 0.500	$\xi_1=$ 0.803	$\rho_{p, eff}=$ 0.034326	$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}=$ 0.001
$s_{r, max}[mm]=$ 99	$w_k[mm]=$ 0.08	$<$	$w_{lim}[mm]=$ 0.3	
$k_c=$ 0.600	$k_y=$ 0.800			
$\sigma_s[Mpa]=$ 222	$<$ 400		$\sigma_c[Mpa]=$ 8.68204	$<$ 18

Dolní příčná v poli

$M_{char}[MNm]=$ 0.040	$A_s[m^2]=$ 8	ϕ 20	$A_s[m^2]=$ 0.002513	$\sigma_s[Mpa]=$ 89
$b[m]=$ 1.000	$f_{ct, eff}[MPa]=$ 2.9	$f_{yk}[MPa]=$ 500	$x[m]=$ 0.080348	$k_t=$ 0.600
$h[m]=$ 0.270	$f_{ck}[MPa]=$ 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
$d[m]=$ 0.210	$E_{cm}[Mpa]=$ 36000	$E_s[Mpa]=$ 200000	$\alpha_e=$ 5.556	$k_3=$ 3.400
$h_{c, eff}[m]=$ 0.063	$A_p[m^2]=$ 0	ϕ 15.5	$A_p[m^2]=$ 0.000000	$k_4=$ 0.425
$A_{c, eff}[m^2]=$ 0.063	$\xi=$ 0.500	$\xi_1=$ 0.803	$\rho_{p, eff}=$ 0.039756	$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}=$ 0.000
$s_{r, max}[mm]=$ 86	$w_k[mm]=$ 0.02	$<$	$w_{lim}[mm]=$ 0.3	
$k_c=$ 0.600	$k_y=$ 0.800			
$\sigma_s[Mpa]=$ 89	$<$ 400		$\sigma_c[Mpa]=$ 3.49878	$<$ 18

6.1.4. Posouzení na únavu

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

$$M_{equ-min-podélná\ dolní} = 14 kNm/m$$

$$M_{equ-max-pole} = 14 + 102 \cdot 0.7 = 85 kNm/m$$

Únava betonu:

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

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

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

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

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

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

Únava betonářské oceli

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

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

Podhled desky uprostřed rozpětí v podélném směru

$M_{equ,max}[MNm]=$	0.085	$M_{equ,min}[MNm]=$	0.014		8	ϕ	20
Materiálové a průřezové charakteristiky betonu a oceli						$A_{st,d}[m^2]=$	0.002513
$b[m]=$	1.000	$f_{ctm}[MPa]=$	2.9	$f_{yk}[MPa]=$	500	$\lambda=$	0.800
$h[m]=$	0.340	$f_{ck}[MPa]=$	30.0	$f_{yd}[MPa]=$	435	$\eta=$	1.000
$c[m]=$	0.060	$f_{cd}[MPa]=$	17.0				
$d[m]=$	0.280					$x[m]=$	0.080
Beton:		$\sigma_{cd,max}[MPa]=$	5.3	$\sigma_{cd,min}[MPa]=$	0.9	$\beta_{cc}=$	1.099
$s=$	0.20	$t[dni]=$	100	$k_1=$	0.85	$f_{cd,fat}[MPa]=$	14.0
podmínka 1	0.77	<	1.00			vyhovuje	
podmínka 2	0.38	<	0.53	<	0.8	vyhovuje	
Ocel:		$\sigma_{s,max}[MPa]=$	136	$\sigma_{s,min}[MPa]=$	22		
$\gamma_{F,fat}=$	1.00	$\gamma_{s,fat}=$	1.00	$\Delta \sigma_{RSK}[MPa]=$	162.5		
podmínka:	114	<	163			vyhovuje	

6.1.5. Posouzení průhybů

Pružné průhyby uprostřed rozpětí jsou:

$$v_{min} = 0.241 mm, v_{max} = 1.834 mm$$

$$v_p = 1.834 - 0.241 = 1.593 mm < v_{lim} = \frac{3100}{300} = 10.333 mm$$

6.2. Stěna opěry

Stěna opěry je navržena na zatížení pasivním zemním tlakem, který může být aktivován brzdými silami jako maximální hodnotou odporu zeminy. Na straně bezpečnosti přitom uvažují průměrný rovnoměrný zemní tlak (v dolní třetině hloubky) na celé ploše opěry a výpočet je pak proveden na modelu prostého nosníku.

$$q_p = 20 \cdot 1.4 \cdot tg^2 \left(45 + \frac{30}{2} \right) = 84 kPa$$

$$M_p = \frac{1}{8} \cdot 84 \cdot 1.5^2 = 23.6 kNm/m$$

Výztuž stěny je navržena podle stejných vztahů, jako deska mostovky. Pozitivní vliv normálových sil je zanedbán. Vzpěr není rozhodující.

Stěna opěry – vnitřní svislá výztuž

Namáhání		Návrh výztuže				
$M_{ed}[MNm]=$	0.024	$A_{st,d}$	5	ϕ	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
$h[m]=$	0.500	$f_{ck}[MPa]=$	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
$d[m]=$	0.440					
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky						
$A_{xmin-f}[m^2]=$	0.000664		$A_{xmin-l}[m^2]=$	0.000572	mimimální plocha výztuže	
$x_{bal}[m]=$	0.271418	>	$x[m]=$	0.004025	omezení výšky tlacené oblasti	
$A_{st,req}[m^2]=$	0.000126	<	$A_{st,d}[m^2]=$	0.000770	ověření návrhové plochy výztuže	
$\mu_{minx}[\%]=$	0.15	<	$\mu[\%]=$	0.17	<	$\mu_{max}[\%]=$ 1.60
Moment únosnosti						
$x[m]=$	0.024606		$M_{Rd}[MNm]=$	0.144	>	$M_{ed}[MNm]=$ 0.024

6.3. Vrubový kloub

Trny vrubového kloubu jsou navrženy na vodorovnou sílu odpovídající maximálnímu pasivnímu odporu zeminy.

$$q_p = 20 \cdot 1.4 \cdot tg^2 \left(45 + \frac{30}{2} \right) = 84 kPa$$

$$H_{pasivní} = 84 \cdot 1.4 \cdot \frac{1}{2} = 58 kN/m$$

$$N_{u trnu R20} = 0.0003142 \cdot 200000 = 62 kN$$

Vodorovné síly přenesé již 1 ϕ R20/m, navrhuji konstruktivně trny po cca 20cm.

6.4. Založení

Posouzení únosnosti základové spáry je provedeno za předpokladu rozepření konstrukce v dolní úrovni opevněním dna dlažbou a v horní úrovni rozpěrákovou konstrukcí desky mostovky. Namáhání základové spáry je pak stanoveno pouze ze svislých reakcí, boční síly nemají zásadní vliv.

Výpočet napětí je proveden pouhým roznosem svislé reakce na plochu základu, vzhledem k typu konstrukce je natočení základu minimální a neprojeví se ani v napětí a ani ve stabilitě na překlopení.

$$\sigma_{\max-\text{pod základem}} = \frac{R_{\max}}{1.4} = \frac{177}{1.4} = 126 \text{ kPa} < R_{d-S5 \text{ } b=1\text{m}} = 175 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{\max-\text{pod roznášecí vrstvou PB a ŠTP tl.50cm}} = \frac{177}{0.5 + 1.4 + 0.5} = 73 \text{ kPa} < R_{d-F4 \text{ měkká}} = 80 \text{ kPa}$$

Posouzení na posunutí je provedeno na minimální reakci a klidový zemní tlak od tíhy zeminy a nahodilému přetížení povrchu, resp. na maximální možný pasivní odpor zeminy.

$$q_p = 20 \cdot 1.4 \cdot tg^2 \left(45 + \frac{30}{2} \right) = 84 \text{ kPa}$$

$$H_{\text{pasivní}} = 84 \cdot 1.4 \cdot \frac{1}{2} = 58 \text{ kN/m}$$

$$q_o = 20 \cdot 1.4 \cdot (1 - \sin 30) = 70 \text{ kPa}$$

$$H_{0 \text{ zemina}} = 70 \cdot 1.4 \cdot \frac{1}{2} = 49 \text{ kN/m}$$

$$H_{0 \text{ nahodilé}} = 10 \cdot 1.4 \cdot \frac{1}{2} = 4 \text{ kN/m}$$

$$R_{\min} = 30 \text{ kN/m}$$

$$H_{\text{tření min}} = 30 \cdot tg 35^\circ = 21 \text{ kN/m}$$

$$H_{\text{pasivní odpor základu}} = 20 \cdot 1.0 \cdot tg^2 \left(45^\circ + \frac{1}{2} \cdot 30^\circ \right) = 60 \text{ kN/m}$$

$$H_{\text{posunující-od zatížení}} = 49 + 4 = 53 \text{ kN/m}$$

$$H_{\text{posunující-pasivní únosnost zeminy}} = 58 \text{ kN/m}$$

$$H_{\text{vzdorující}} = 60 + 21 = 81 \text{ kN/m}$$

$$H_{\text{posunující}} < H_{\text{vzdorující}}$$

Vzhledem k tomu, že tření v základové spáře od minimální reakce společně s klidovým tlakem vyvodí dostatečný odpor proti posunu základu, je návrh dostatečně bezpečný i bez rozpěrných prahů v korytě či rozepření dlažbou. Výztuž základu s ohledem na značné dimenze navrhuji konstruktivně.

7. Závěr

Navrhovaná konstrukce vyhovuje za materiálových a geometrických předpokladů uvedených výše. Rozpěráková deska mostovky i stěnové opěry budou z betonu třídy C30/37 vyztuženého výztuží 10505(R). Tloušťka desky uprostřed rozpětí bude 30cm, vlivem podélného střešovitého spádování u líce opěr 27cm. Tloušťka stěnových opěr 50cm a šířka základu 1.4m. Základ výšky 60cm bude proveden na podkladním betonu tl.20cm a roznášecím štěrkopískovém polštáři tl.mim.30cm případně na zemině třídy alespoň S5. Kolmá světlost mostu je 2.6m, výška opěr od základu po podhled desky mostovky 1.465m.

Výztuž jednotlivých prvků mostu navrhuji minimálně na:

- Dolní podélná výztuž desky v poli $8\phi R20/m$
- Dolní příčná výztuž min. $8\phi R14/m$
- Horní podélná výztuž desky $8\phi R12/m$
- Horní příčná výztuž desky $8\phi R12/m$
- Smyková výztuž desky u opěr sponami $9\phi R8/m^2$
- Smyková výztuž desky u opěr ohyby $2\phi R20/m$
- Smyková výztuž doplněná konstruktivně dvěma řadami příložek po $2\phi R14/m$
- Smyková výztuž desky v poli konstruktivně sponami v počtu $9\phi R6/m^2$
- Vnější i vnitřní svislá výztuž stěnové opěry $5\phi R14/m$
- Vnější i vnitřní vodorovná výztuž opěry $5\phi R14/m$
- Smyková výztuž opěry konstruktivně sponami $9\phi R6/m^2$
- Výztuž základu konstruktivně $5\phi R14/m$

Při takovém vyztužení vyhovuje deska i na šířku trhlin, v podélném směru vychází šířky 0.08mm po 99mm a v příčném směru šířky 0.02mm po 86mm.

Pružné průhyby vyhovují kritériím posouzení, od stálého i nahodilého zatížení se pohybují od 0.24 po 1.84mm, vliv dotvarování betonu lze odhadnout do cca 5mm. I tak je limitní průhyb větší a to 10.33mm.

Výztuž římsy a její kotvení bude provedeno v souladu s platnými vzorovými listy.

Založení bude provedeno na celkovou šířku základu min.140cm. Základová půda musí mít únosnost alespoň 175kPa (odpovídá třídě zeminy min. S5 při šířce základu 1.0m). Předpokládá se ale v úrovni založení výskyt horší zeminy a proto je navrženo založení na roznášecích vrstvách podkladního betonu a na štěrkopískovém polštáři o celkové tloušťce 50cm. Napětí přímo pod základem vychází maximálně na 126kPa a pod roznášecími vrstvami 73kPa. Těmito hodnotám musí odpovídat únosnost základové půdy, přičemž je nutno ji zhutnit na Edef odpovídající hutnění pláně pod vozovkou, tedy min 45MPa.

Takto navržené založení vyhovuje i na posun od bočního tlaku zeminy. Vzhledem k tomu, že tření v základové spáře od minimální reakce společně s klidovým tlakem vyvodí dostatečný odpor proti posunu základu, je návrh dostatečně bezpečný i bez rozpěrných prahů v korytě či rozepření dlažbou.

V Liberci, dne 2.12.2019
Vypracoval Ing.T.Humpal