

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	6
3.	ZATÍŽENÍ KONSTRUKCE	12
3.1.	STÁLÉ ZATÍŽENÍ	12
3.1.1.	<i>Vlastní tíha nosné konstrukce</i>	12
3.1.2.	<i>Ostatní stálá zatížení</i>	12
3.2.	NAHODILÁ ZATÍŽENÍ	12
3.2.1.	<i>Nahodilé zatížení sněhem</i>	12
3.2.2.	<i>Nahodilé zatížení větrem.....</i>	12
3.2.3.	<i>Nahodilé zatížení teplotou</i>	12
3.2.4.	<i>Nahodilé zatížení dopravou</i>	13
3.2.4.1.	<i>Zatížení pěším provozem (LM4)</i>	13
3.2.4.2.	<i>Zatížení vozidlem 22t</i>	13
3.2.4.3.	<i>Brzdné a rozjezdové síly</i>	14
3.2.4.4.	<i>Odstředivé a jiné příčné síly.....</i>	14
3.2.4.5.	<i>Mimořádné zatížení</i>	14
4.	SESTAVENÉ ZATĚŽOVACÍ STAVY	15
5.	VÝPOČET VNITŘNÍCH SIL.....	19
5.1.	VNITŘNÍ SÍLY A PRŮHYBY NA NESPŘAŽENÉ KONSTRUKCI	19
5.2.	VNITŘNÍ SÍLY V DESCE MOSTOVKY	19
5.3.	REKAPITULACE VNITŘNÍCH SIL	19
5.3.1.	<i>Namáhání hlavní nosné konstrukce v podélném směru</i>	19
5.3.2.	<i>Namáhání desky mostovky.....</i>	19
5.4.	PRŮBĚH VNITŘNÍCH SIL NA SPŘAŽENÉ KONSTRUKCI	20
5.5.	SUPERPOZICE ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ	23
6.	NÁVRH A POSOUZENÍ NOSNÉ KONSTRUKCE.....	28
6.1.	POSOUZENÍ NORMÁLOVÝCH NAPĚTÍ	28
6.2.	POSOUZENÍ NOSNÍKŮ NA ÚNAVU	28
6.3.	POSOUZENÍ SMYKOVÝCH NAPĚTÍ V NOSNÍKU	28
6.4.	POSOUZENÍ MOMENTU ÚNOSNOSTI.....	28
6.5.	NÁVRH SPŘAŽENÍ.....	29
6.6.	POSOUZENÍ PRŮHYBŮ.....	29
6.7.	VÝPOČET VLASTNÍCH FREKVENCÍ A TVARŮ	30
6.8.	NÁVRH VÝZTUŽE DESKY MOSTOVKY	31
6.8.1.	<i>Posouzení na ohyb.....</i>	31
6.8.2.	<i>Posouzení na smyk.....</i>	32
6.8.3.	<i>Omezení trhlin a napětí</i>	33
6.8.4.	<i>Posouzení na únavu.....</i>	34
7.	SPODNÍ STAVBA	35
7.1.	LOŽISKA.....	35
7.2.	ÚLOŽNÉ PRAHY	35
8.	ZÁVĚR.....	36

1. Úvod

1.1. Všeobecně

Jedná se o most přes Sprévu ve Šluknovském výběžku. Most převádí především cyklodopravu a výjimečně zemědělskou a lesní techniku o hmotnosti do 20t. Stávající nosná konstrukce je ve velmi špatném stavebním stavu a bude nahrazena novou, spodní stavba bude částečně ubourána, ale z větší části ponechána.

1.2. Popis konstrukce

Nový most je charakteru spřažené ocelobetonové konstrukce o jednom prostě uloženém poli. Spřažená deska je zakončena koncovými příčnicí na jedné straně plošně uloženými na lepenková ložiska a na druhé na vrubový kloub. Opěry jsou ponechány stávající kamenné s novými monolitickými úložnými prahy s ozubem na rubu proti zatékání na uložení. Zábradlí je ocelové dodatečně kotvené.

Jsou použity tři nosníky profilu HEA 320 délky 13.50m se spřahujícími prvky na horní pásnici. Monolitická železobetonová deska mostovky má proměnnou tl. 20-25cm. Proměnná tloušťka je dána střechovitým příčným spádem. Rozpětí nosné konstrukce činí 12.88m, osová vzdálenost nosníků je uvažována 1.25m. Celková šířka konstrukce je 4.00m, volná šířka mezi zábradlím činí 3.50m.

Mostní svršek je bezřímsový s okapovou hranou. Vozovka na mostě je tvořena přímo pojížděnou deskou mostovky opatřenou přímo pojížděnou izolací. Jako záchytné zařízení je navrženo ocelové zábradlí se svislou výplní.

Podpory tvoří původní kamenné opěry s novými žb úložnými prahy.

1.3. Předpoklady výpočtu

1.3.1. Obecné předpoklady výpočtu

Předpokládá se betonáž spřažené desky mostovky s provizorním podepřením v poli, vlastní tíha působí na už spřažené konstrukci. Betonáž bude prováděna kontinuálně bez vytváření pracovních spar.

Zatěžovací šířka je uvažována na celou šířku konstrukce.

Návrh konstrukce je proveden na zatížení dle ČSN EN 1991-2 pro zatížení mostů dopravou, dimenzování metodou mezních stavů.

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			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, $D_{max} < 32mm \rightarrow \phi_p$ 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	

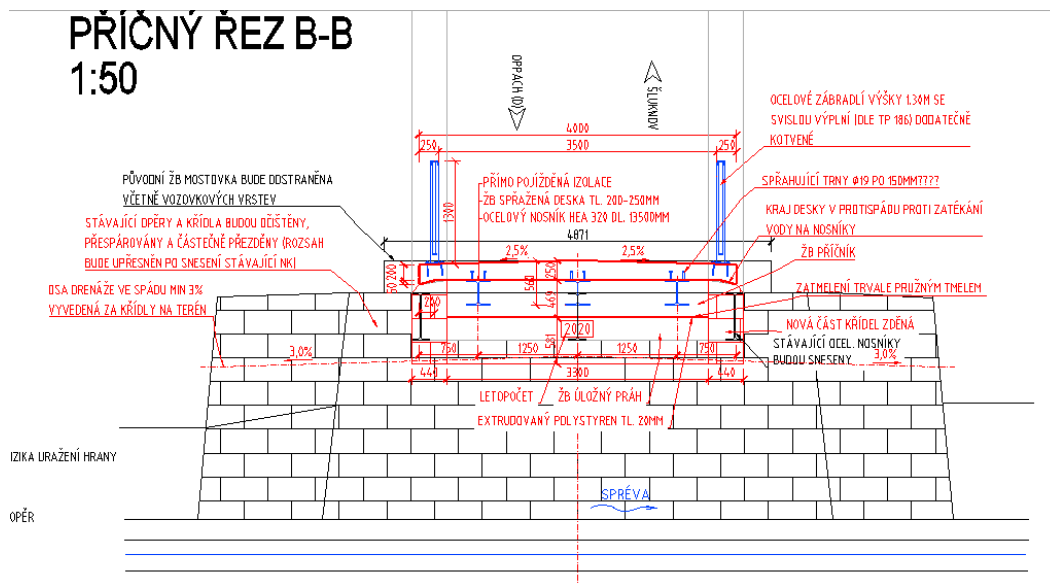
Ocel nosníků: S355
Návrhová pevnost $f_{yd}=355/1.15=308MPa$

2. Geometrie

Tvar a základní rozměry lávky jsou patrné z přiložených 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 šikmý rošt s excentricky připojenou deskou.

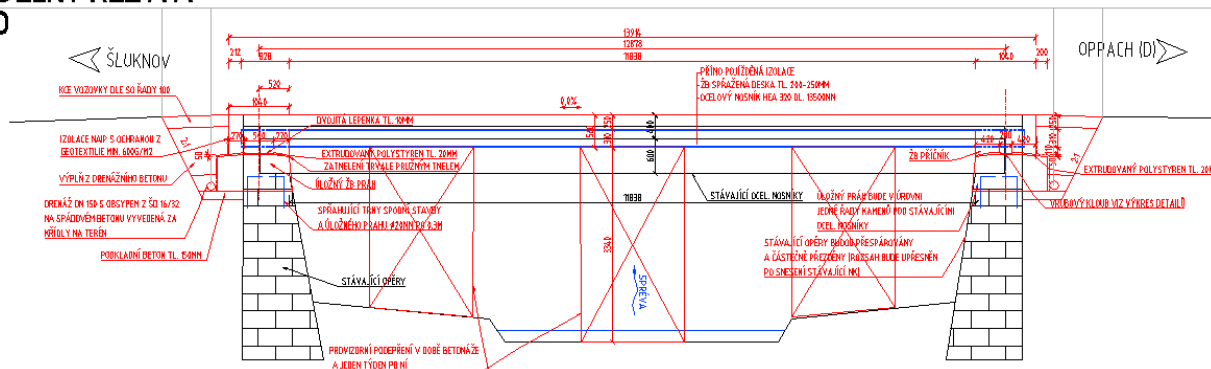
2.1. Tvar konstrukce

Tvar mostní konstrukce je převzatý z rozpracované dokumentace.



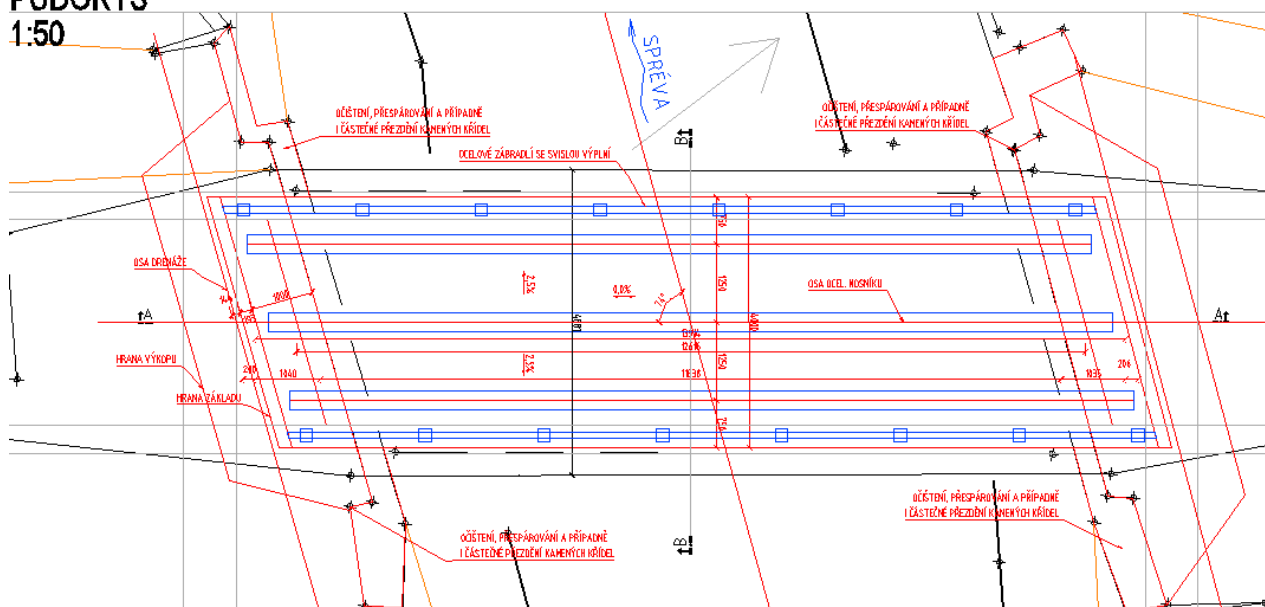
PODÉLNÝ ŘEZ A-A

1:50



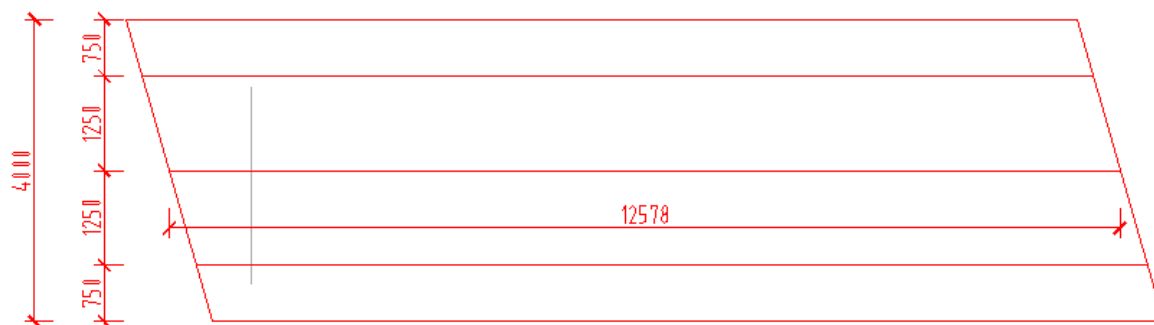
PŮDORYS

1:50

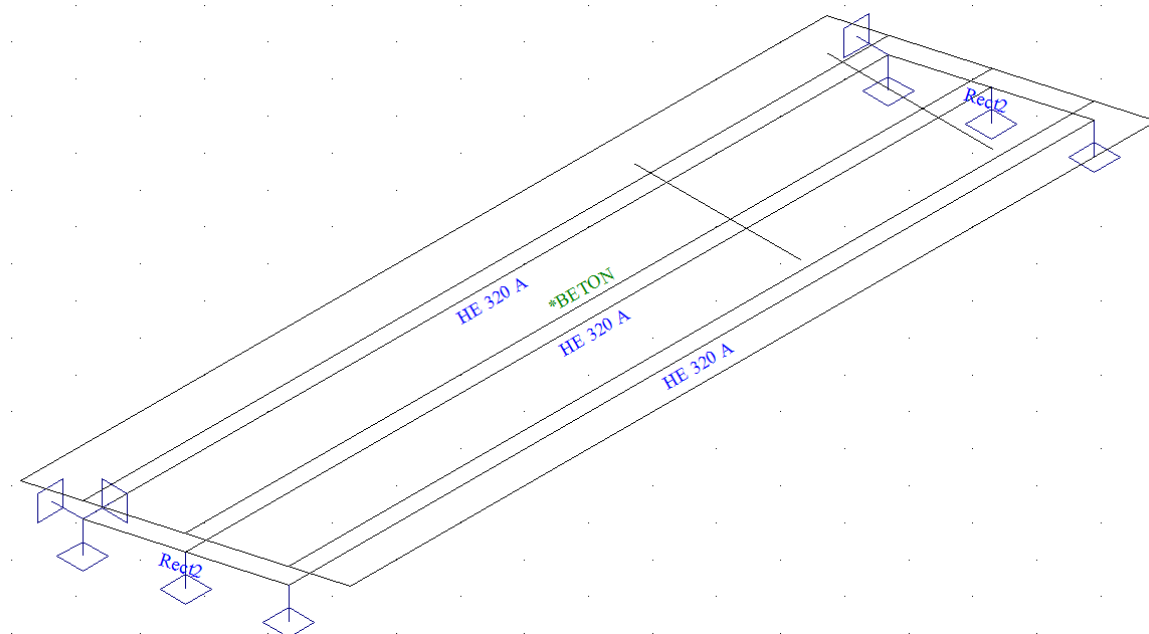


2.2. Model nosné konstrukce

Model je přiložen formou výpisu a schémat z použitého výpočetního programu.
 Půdorysný tvar se základními rozměry



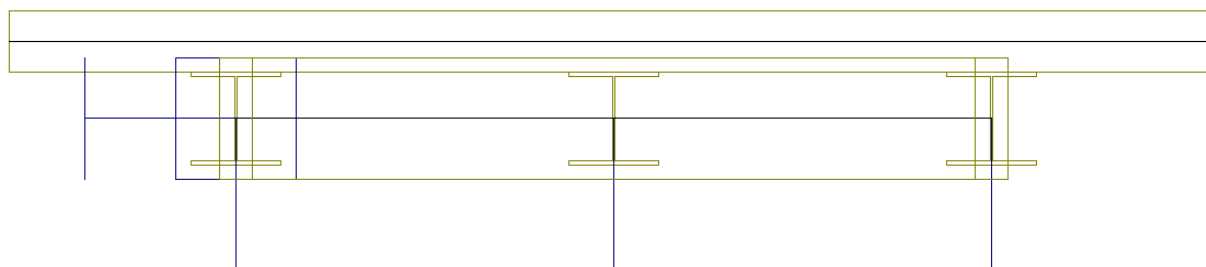
Drátový model v axonometrii s popisem profilů a desek



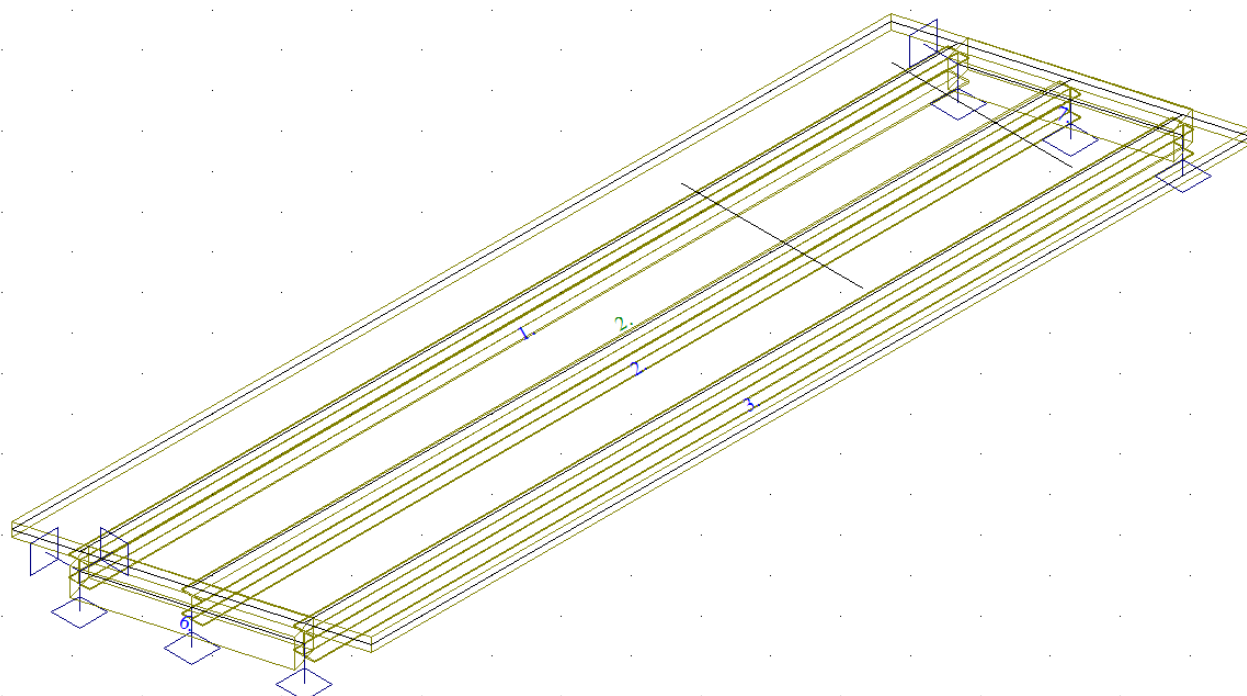
Model v podélném řezu s hranami profilů a desek



Model v příčném řezu s hranami profilů a desek



Model v axonometrii s hranami profilů a desek a číslováním makroprvků



Údaje o konstrukci

Jméno projektu SPREVA
Autor projektu h
Popis projektu
Rozměr projektu Prostor
Datum 2.1.2020
Čas 15:07

Prutů	7
Ploch	2
Zatížení	49
Podpor	6
Bodů	0
Linií	9
Ploch	0
Kontaktů	37
Materiálů	2
Průřezů	2
Tloušťek	1
Podloží	0
Skupin	4
Zat. stavů	42

Údaje o konstrukci

Geometrie - délky	m
Geometrie - úhly	deg
Průřezy - délky	m
Zatížení, výsledky - síly	kN
Zatížení, výsledky - napětí	kPa
Zatížení, výsledky - délky	m
Deformace - posuny	m
Deformace - natočení	deg
Čas	sec
Teplota	°C
Hmota	t

Údaje o konstrukci

Jméno projektu SPREVA
Autor projektu h
Popis projektu
Rozměr projektu Prostor
Datum 2.1.2020
Čas 15:07

Prutů	7
Ploch	2
Zatížení	49
Podpor	6
Bodů	0
Linií	9
Ploch	0
Kontaktů	37
Materiálů	2
Průřezů	2
Tloušťek	1
Podloží	0
Skupin	4
Zat. stavů	42

Údaje o konstrukci

Geometrie - délky	m
Geometrie - úhly	deg
Průřezy - délky	m
Zatížení, výsledky - síly	kN
Zatížení, výsledky - napětí	kPa
Zatížení, výsledky - délky	m
Deformace - posuny	m
Deformace - natočení	deg
Čas	sec
Teplota	°C
Hmoty	t

Výpis zadáných 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
Fe510	OCEL	2.100e+08	0.300	7.850	1.200e-05			0.010

Výpis zadáných průřezů:

Průřez : HE 320 A

Typ : válcovaný

Rozměry :

výška : $h = 0.31$ m

šířka : $b = 0.3$ m

tloušťka stojiny : $t_w = 0.009$ m

tloušťka příruby : $t_f = 0.0155$ m

poloměr zaoblení u kořene příruby : $r = 0.027$ m

světlá vzdálenost přírub : $h_j = 0.279$ m

volná výška stojiny : $d = 0.225$ m

maximální průměr šroubu : $\dim = M27$

minimální dovolená osová vzdálenost otvorů : $p_{\min} = 0.113/0.116$ m

maximální dovolená osová vzdálenost otvorů : $p_{\max} = 0.21$ m

Průřezové charakteristiky :

průřezová plocha : $A = 0.01244$ m²

první hlavní moment setrvačnosti : $I_u = 0.0002293$ m⁴

druhý hlavní moment setrvačnosti : $I_v = 6.985e-005$ m⁴

moment setrvačnosti k ose Y : $I_y = 0.0002293$ m⁴

moment setrvačnosti k ose Z : $I_z = 6.985e-005$ m⁴

odklon hlavních os momentu setrvačnosti : 0 deg

"teplotní koeficient" Temp Y : $\text{TempY} = 0.000739677$ m³

"teplotní koeficient" Temp Z : $\text{TempZ} = 0.000232833$ m³

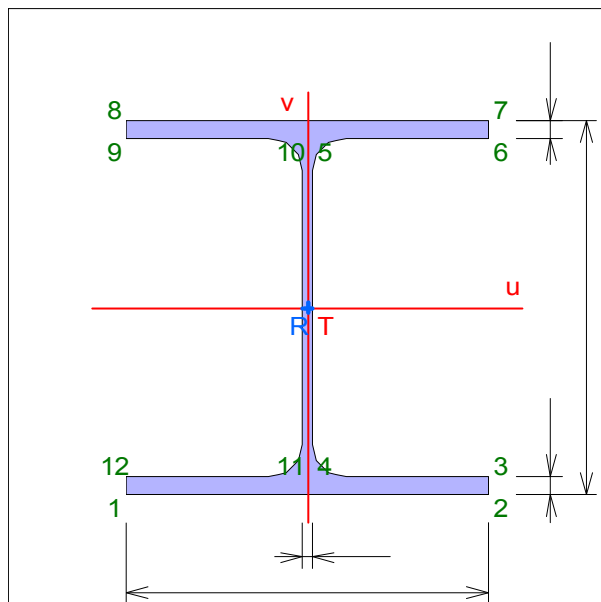
koeficient smykové poddajnosti Y : $A_y/A = 0.691427$

koeficient smykové poddajnosti Z : $A_z/A = 0.234806$

poloha těžiště vztažená k zadávacím souř. osám : $e_y = 0$ m

: $e_z = 0$ m

poloha těžiště vztažená k prvnímu vrcholu prvního průřezu : $e_y = 0.15$ m



$ez = 0.155 \text{ m}$
 moment tuhosti v prostém kroucení : $Ik = 1.08e-006 \text{ m}^4$
 modul průřezu : $Wy = 0.00147935 \text{ m}^3$
 $Wz = 0.000465667 \text{ m}^3$
 poloměr setrvačnosti : $iy = 0.1358 \text{ m}$
 $iz = 0.0749 \text{ m}$
 výsečový moment setrvačnosti : $IOmega = 1.512e-006 \text{ m}^6$
 plastický průřezový modul : $Wpl.y = 0.00154457 \text{ m}^3$
 $Wpl.z = 0.000702452 \text{ m}^3$
 nátěrová plocha na tunu : $AG = 0.01798 \text{ m}^2$
 roznášecí délka pod tuhým břemenem : $Ss = 0.0716 \text{ m}$
 pure bending S235 : S 235 = 1
 pure bending S355 : S 355 = 3
 pure bending S460 : S 460 = 3
 pure compression S235 : S 235 = 1
 pure compression S355 : S 355 = 3
 pure compression S460 : S 460 = 3
 HISTAR Y

Další údaje o průřezu :

natočení průřezu : $\alpha = 0 \text{ deg}$
 poloha referenčního bodu : $y = 0 \text{ m}$
 $z = 0 \text{ m}$
 přiřazený materiál : Fe510
 objem 1 metru průřezu : 0.01244 m^3
 plocha 1 metru průřezu - vnější : 1.802 m^2
 hmotnost 1 metru pro přiřazený materiál : 0.097654 t

Průřez : Rect2

Typ : monolitický

Rozměry :

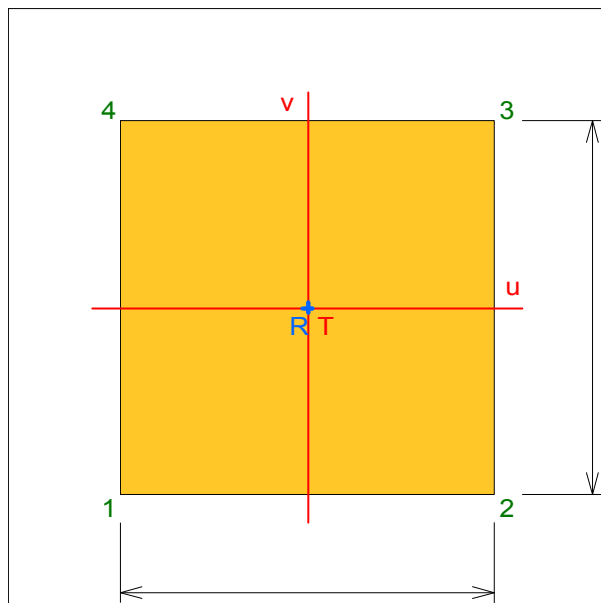
výška : $h = 0.4 \text{ m}$
 šířka : $b = 0.4 \text{ m}$

Průřezové charakteristiky :

průřezová plocha : $A = 0.16 \text{ m}^2$
 první hlavní moment setrvačnosti : $Iu = 0.00213333 \text{ m}^4$
 druhý hlavní moment setrvačnosti : $Iv = 0.00213333 \text{ m}^4$
 moment setrvačnosti k ose Y : $Iy = 0.00213333 \text{ m}^4$
 moment setrvačnosti k ose Z : $Iz = 0.00213333 \text{ m}^4$
 odklon hlavních os momentu setrvačnosti : 0 deg
 "teplotní koeficient" Temp Y : $TempY = 0.00533333 \text{ m}^3$
 "teplotní koeficient" Temp Z : $TempZ = 0.00533333 \text{ m}^3$
 koeficient smykové poddajnosti Y : $Ay/A = 0.833333$
 koeficient smykové poddajnosti Z : $Az/A = 0.833333$
 poloha těžiště vztažená k zadávacím souř. osám : $ey = 0 \text{ m}$
 $ez = 0 \text{ m}$
 poloha těžiště vztažená k prvnímu vrcholu prvního průřezu : $ey = 0.2 \text{ m}$
 $ez = 0.2 \text{ m}$
 moment tuhosti v prostém kroucení : $Ik = 0.00384 \text{ m}^4$
 modul průřezu : $Wy = 0.0106667 \text{ m}^3$
 $Wz = 0.0106667 \text{ m}^3$
 poloměr setrvačnosti : $iy = 0.11547 \text{ m}$
 $iz = 0.11547 \text{ m}$
 plastický průřezový modul : $Wpl.y = 0.016 \text{ m}^3$
 $Wpl.z = 0.016 \text{ m}^3$

Další údaje o průřezu :

natočení průřezu : $\alpha = 0 \text{ deg}$
 poloha referenčního bodu : $y = 0 \text{ m}$



: z = 0 m

přiřazený materiál : BETON

objem 1 metru průřezu : 0.16 m³plocha 1 metru průřezu - vnější : 1.6 m²

hmotnost 1 metru pro přiřazený materiál : 0.4 t

Výpis zadáných tloušťek:

Označení	Materiál	Tloušťka [m]
tl 1	*BETON	0.200

Výpis prutových dílců - parametry prutů:

Prut	Typ prutu	Průřez 1	Působení	Délka [m]	Objem [m ³]	Skupina
1	Obecný	HE 320 A	Běžný	12.578	0.156	0
2	Obecný	HE 320 A	Běžný	12.578	0.156	0
3	Obecný	HE 320 A	Běžný	12.578	0.156	0
6	Obecný	Rect2	Běžný	2.601	0.416	Skupina č.1
7	Obecný	Rect2	Běžný	2.601	0.416	Skupina č.1

Výpis prutových dílců - souřadnice vrcholů:

Prut	Počátek [m]	Konec [m]
1	6.650,-1.250,-0.255	-5.929,-1.250,-0.255
2	6.291,-4.983e-12,-0.255	-6.288,-4.976e-12,-0.255
3	5.932,1.250,-0.255	-6.647,1.250,-0.255
6	6.650,-1.250,-0.255	5.932,1.250,-0.255
7	-6.647,1.250,-0.255	-5.929,-1.250,-0.255

Výpis plošných dílců - parametry ploch:

Plocha	Typ plochy	Deska	Tloušťka [m]	Objem [m ³]	Skupina
2	Rovinná deska	Tenká deska	0.200	10.063	Skupina č.1

Výpis plošných dílců - souřadnice vrcholů ploch:

Plocha	Hrana	Počátek [m]	Konec [m]
Polygon1	1	6.865,-2.000,0.000	-5.713,-2.000,0.000
	2	-5.713,-2.000,0.000	-6.862,2.000,0.000
	3	-6.862,2.000,0.000	5.716,2.000,0.000
	4	5.716,2.000,0.000	6.865,-2.000,0.000

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 aplikací gravitačního zrychlení. Pro kontrolu a případný ruční výpočet stavebního stavu před spřažením jsou vypočteny hodnoty zatížení nosníků a desky.

$$q_{deska} = 0.2 \cdot 25 = 5.0 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{HE\ 320\ A} = 0.98 \text{ kN/m}$$

Vliv ztužidel, příčníků a dočasného bednění je zanedbán.

3.1.2. Ostatní stálá zatížení

Sedání základů není uvažováno, vliv je s ohledem na charakter konstrukce zanedbatelný.

Smršťování a dotvarování betonu je uvažováno jako ochlazení o 15°C.

3.2. Nahodilá zatížení

3.2.1. Nahodilé zatížení sněhem

Vzhledem k charakteru mostu a jeho využití mostu není zatížení sněhem v kombinaci s pěším provozem rozhodující a není uvažováno. Navíc se předpokládá odklízení sněhu.

3.2.2. Nahodilé zatížení větrem

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

3.2.3. Nahodilé zatížení teplotou

Rovnoměrná složka teploty není uvažována. Nerovnoměrné oteplení/ochlazení je uvažováno zjednodušeně jako ochlazení/oteplení žb desky o +/-10°C.

	3	typ	EN 1991-1-5, 6.1.1, str 15	stanovení typu konstrukce mostu
T_{\min}	-32.0	°C	EN 1991-1-5, 6.1.3.2, str 15, NA2.20 str 37, obr NA2 str 39	minimální teplota vzduchu ve stínu
T_{\max}	34.0	°C	EN 1991-1-5, 6.1.3.2, str 15, NA2.20 str 37, obr NA1 str 39	maximální teplota vzduchu ve stínu
$T_{e,\min}$	-22.0	°C	EN 1991-1-5, obr 6.1, str 17	
$T_{e,\max}$	38.0	°C	EN 1991-1-5, obr 6.1, str 17	
T_0	10.0	°C	EN 1991-1-5, NA 2.21	výchozí teplota, teplota nosné konstrukce v době zabudování
$\Delta T_{N,noc} = T_{e,\min} - T_0$	-32.0	°C	EN 1991-1-5, 6.1.3.3, str 18	charakteristická hodnota max rozsahu rovnoměrné složky teploty pro výpočet zkrácení
$\Delta T_{N,exp} = T_{e,\max} - T_0$	28.0	°C	EN 1991-1-5, 6.1.3.3, str 18	charakteristická hodnota max rozsahu rovnoměrné složky teploty pro výpočet
Zatížení pro ložiska a dilatační spáry				
$\Delta T_{N,noc-20}$	-52.0	°C	EN 1991-1-5, 6.1.3.3, poz 2	není známa montážní teplota
$\Delta T_{N,exp+20}$	48.0	°C	EN 1991-1-5, 6.1.3.3, poz 2	není známa montážní teplota
$\Delta T_{N,noc-10}$	-42.0	°C	EN 1991-1-5, 6.1.3.3, poz 2	je známa montážní teplota
$\Delta T_{N,exp+10}$	38.0	°C	EN 1991-1-5, 6.1.3.3, poz 2	je známa montážní teplota

Rozdílové složky teploty jsou pro tento typ konstrukce zanedbatelné. Pro orientační zjištění jejich vlivu na přerozdělení vnitřních sil a průhybů je uvažována změna teploty betonu o 10°C.

3.2.4. Nahodilé zatížení dopravou

S ohledem na charakter konstrukce jsou uvažována jen vybraná zatížení.

3.2.4.1. Zatížení pěším provozem (LM4)

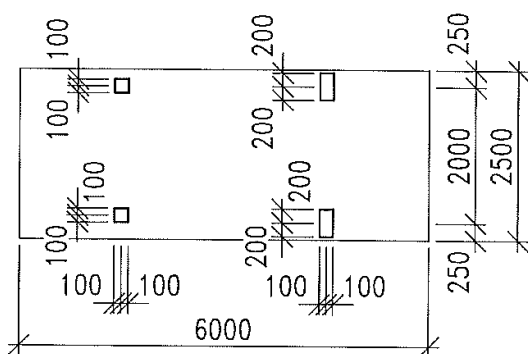
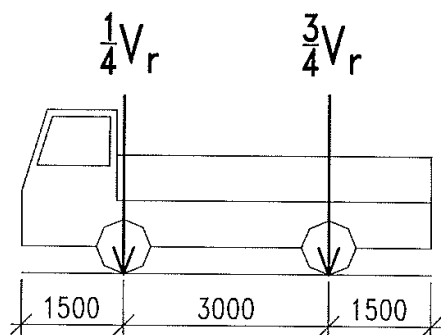
Uvažuje se základní zatížení 5kN/m² na celou šířku nosné konstrukce. Redukce na délku zatěžovací plochy dle ČSN EN 1991-2 kap.5.3.2.1 není rozhodující a není použita.

$$q_L = 2.0 + \frac{120}{L + 30} = 2.0 + \frac{120}{13.5 + 30} = 4.79 \text{ kN/m}^2$$

Uvažuji 5kN/m².

3.2.4.2. Zatížení vozidlem 22t

Uvažuje se zatížení dvounápravovým vozidlem hmotnosti 22t dle požadavků investora a ČSN 73 6222. s rozvorem náprav 3.0m a rozchodem 2.0m.



3.2.4.3. Brzdné a rozjezdové síly

Uvažuji následující brzdné síly pro návrh spodní stavby (60%, resp. 10%, charakteristického zatížení ve svislém směru od vozidla, resp. pěších):

$$B_{pěší} = 0.1 \cdot 3.5 \cdot 13.5 \cdot 5 = 23.625 \text{ kN}$$

$$B_{vozidlo} = 0.6 \cdot 220 = 132.0 \text{ kN}$$

3.2.4.4. Odstředivé a jiné příčné síly

Odstředivé síly se nevyskytují, jiné příčné síly neuvažuji.

3.2.4.5. Mimořádné zatížení

Mimořádná zatížení se nevyskytují, neuvažuji s nimi.

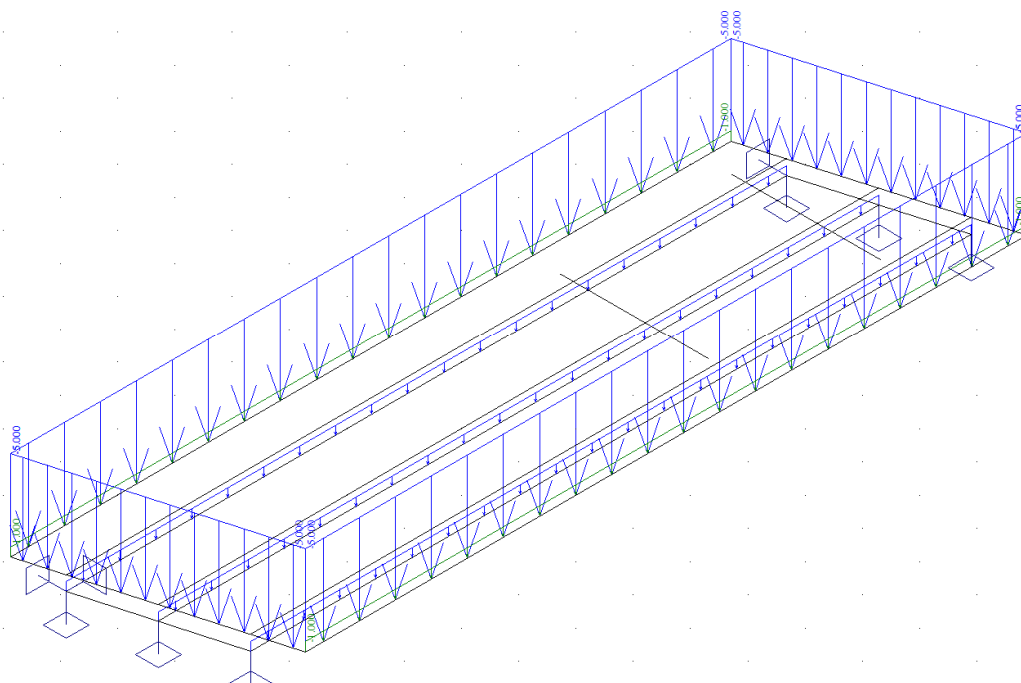
4. Sestavené zatěžovací stavy

Rekapitulace sestavených zatěžovacích stavů je uvedena formou výpisu z použitého výpočetního programu. Dále jsou přiložena schémata vybraných zatěžovacích stavů.

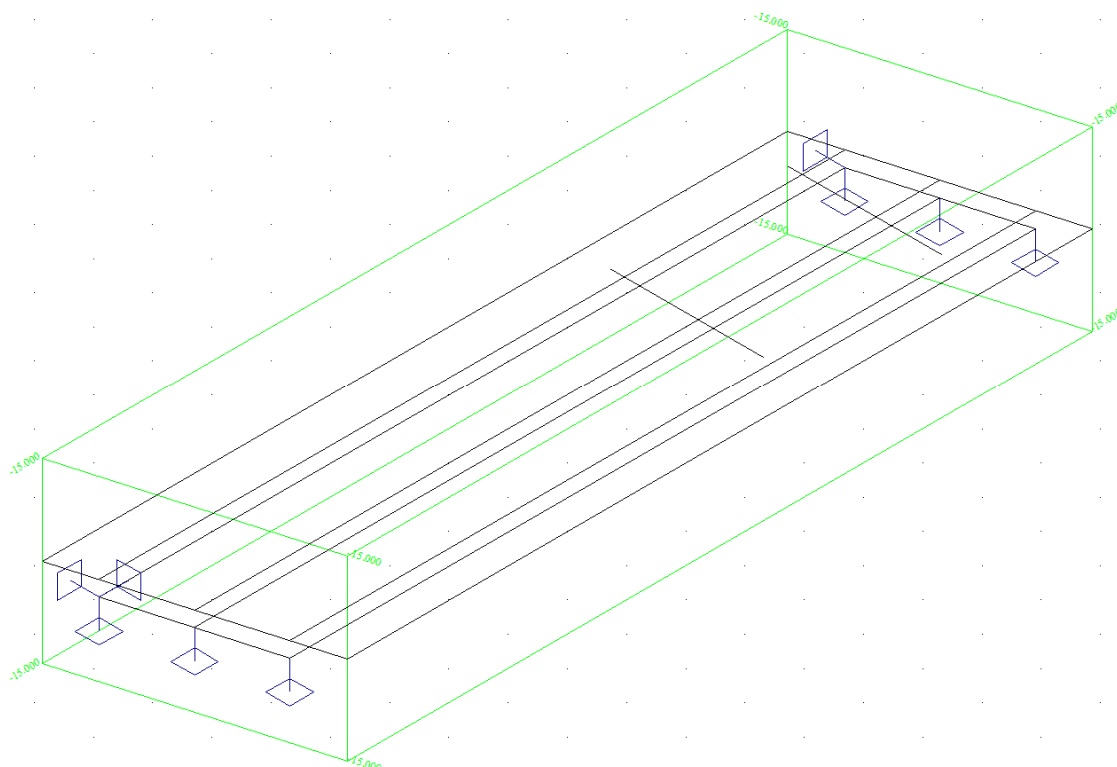
Výpis zatěžovacích stavů :

Jméno	Koeficient	Komentář	Typ zatížení	Skupina	Parametry	Výběrový
g0	1.350		Perm - stálé	1	Perm	Ne
g1	1.350	smršť	Perm - stálé	1	Perm	Ne
p5	1.500		Short - krátkodobé	1	Short !	Ano
ZS1	1.500		Short - krátkodobé	1	Short !	Ano
ZS2	1.500		Short - krátkodobé	1	Short !	Ano
ZS3	1.500		Short - krátkodobé	1	Short !	Ano
ZS4	1.500		Short - krátkodobé	1	Short !	Ano
ZS5	1.500		Short - krátkodobé	1	Short !	Ano
ZS6	1.500		Short - krátkodobé	1	Short !	Ano
ZS7	1.500		Short - krátkodobé	1	Short !	Ano
ZS8	1.500		Short - krátkodobé	1	Short !	Ano
ZS9	1.500		Short - krátkodobé	1	Short !	Ano
ZS10	1.500		Short - krátkodobé	1	Short !	Ano
ZS11	1.500		Short - krátkodobé	1	Short !	Ano
ZS12	1.500		Short - krátkodobé	1	Short !	Ano
t1	1.500	nerovn. otepl.	Short - krátkodobé	2	Short !	Ano
t2	1.500	nerovn. ochl.	Short - krátkodobé	2	Short !	Ano

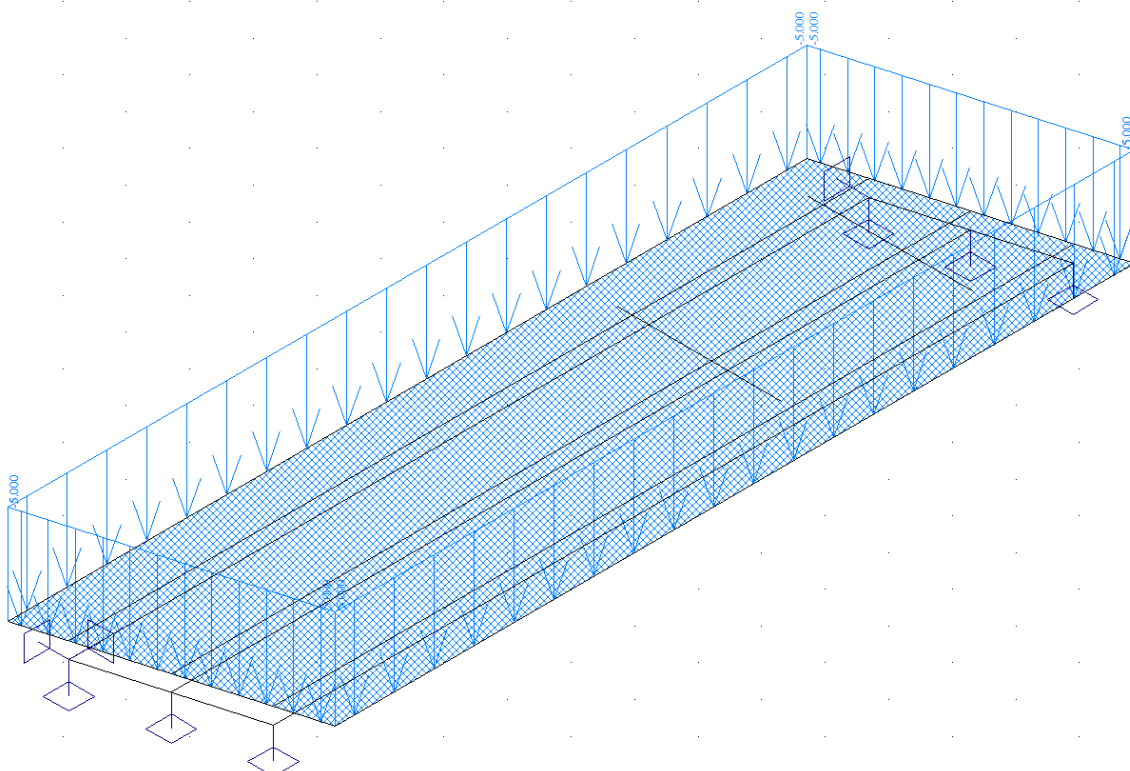
g0 1.350 Perm - stálé 1 Perm Ne



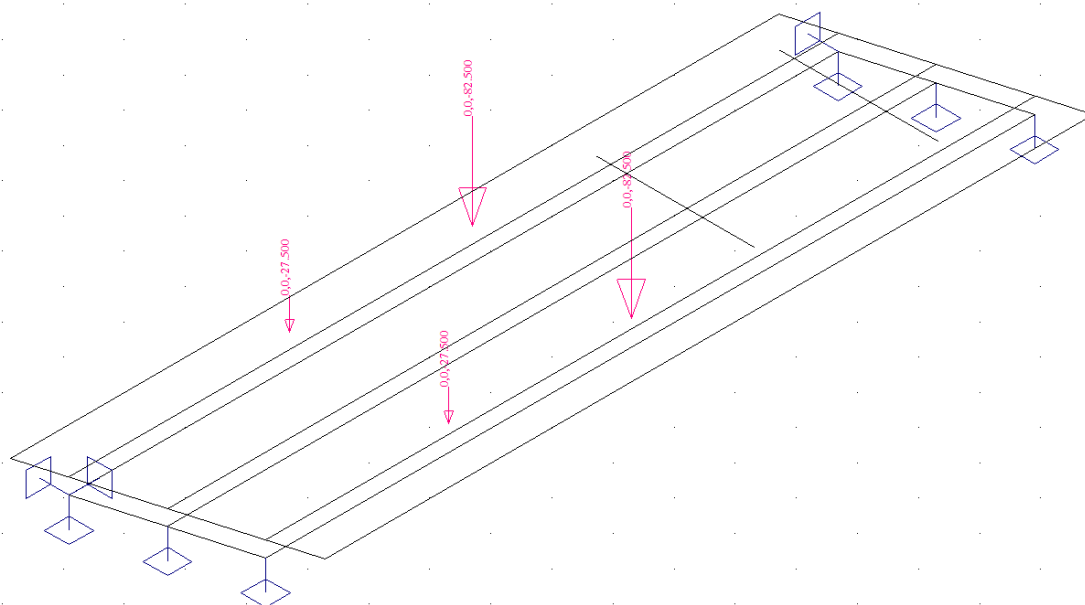
g1 1.350 smršť Perm - stálé 1 Perm Ne



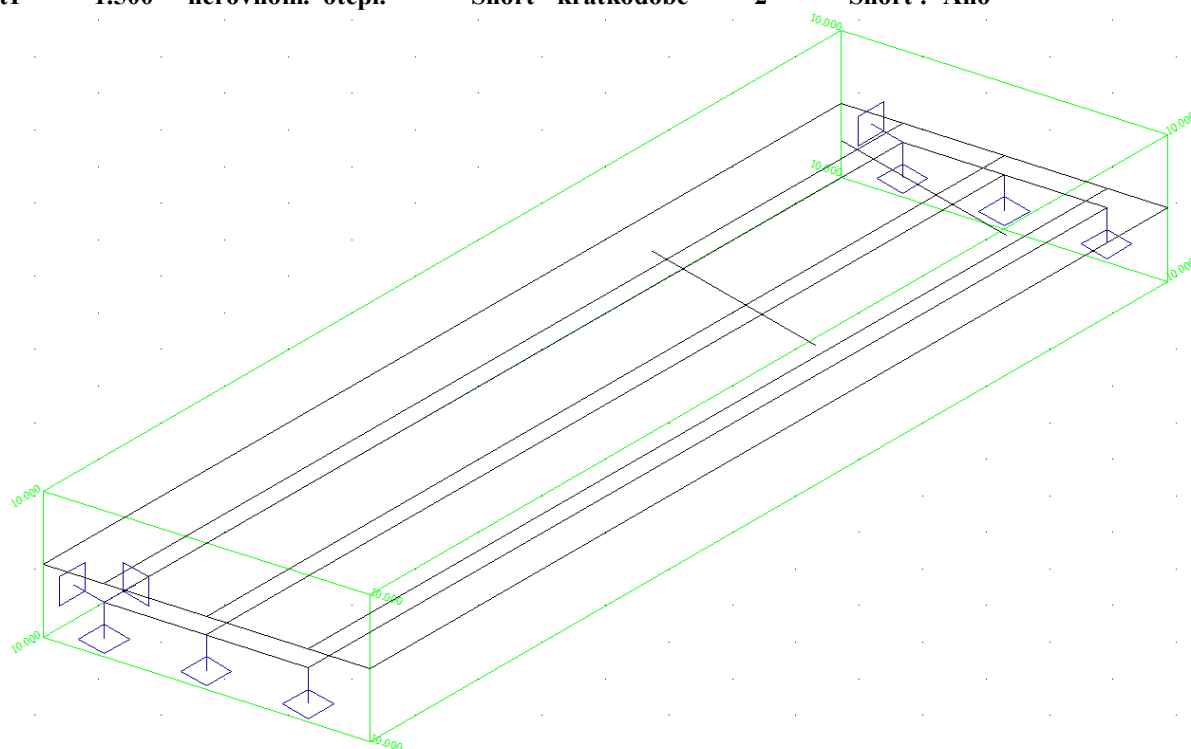
p5 1.500 Short - krátkodobé 1 Short ! Ano



ZS6 1.500 Short - krátkodobé 1 Short ! Ano



t1 1.500 nerovnom. otepl. Short - krátkodobé 2 Short ! Ano



A 3D plot showing a rectangular domain defined by the coordinates $x \in [-10, 10]$, $y \in [-10, 10]$, and $z \in [-10, 10]$. The domain is outlined in green. The z -axis is vertical, and the x and y axes are horizontal. The plot shows a grid of lines representing the domain boundaries. Several blue square markers are placed on the $z=10$ and $z=-10$ planes, indicating specific points or conditions. The markers are located at the corners of the domain on the $z=10$ plane and at the midpoints of the edges on the $z=-10$ plane.

5. Výpočet vnitřních sil

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

5.1. Vnitřní síly a průhyby na nespřažené konstrukci

Posouzení montážního stavu před spřažením není proveden s ohledem na uvažované podepření v době betonáže a cca týden po ní.

5.2. Vnitřní síly v desce mostovky

Namáhání desky mostovky je stanoveno na modelu prostého nosníku s rovnoměrným zatížením pěších, resp. s roznosem kolových tlaků servisního vozidla:

$$M_{stálé} = \frac{1}{8} \cdot 0.2 \cdot 25 \cdot 1.35 \cdot 1.25^2 = 1.32 \text{ kNm/m}$$

$$Q_{stálé} = \frac{1}{2} \cdot 0.2 \cdot 25 \cdot 1.35 \cdot 1.25 = 4.22 \text{ kN/m}$$

$$M_{pěší} = \frac{1}{8} \cdot 5.0 \cdot 1.5 \cdot 1.25^2 = 1.47 \text{ kNm/m}$$

$$Q_{pěší} = \frac{1}{2} \cdot 5.0 \cdot 1.5 \cdot 1.25 = 4.69 \text{ kN/m}$$

$$M_{kolový \text{ tlak } 8.25t} = \frac{1}{4} \cdot \frac{82.50}{0.2 + 0.2 + 0.2} \cdot 1.5 \cdot 1.25 = 64.5 \text{ kNm/m}$$

$$Q_{kolový \text{ tlak } 8.25t} = \frac{82.50}{0.2 + 0.2 + 0.2} \cdot 1.5 = 161.6 \text{ kN/m}$$

5.3. 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.

5.3.1. Namáhání hlavní nosné konstrukce v podélném směru

Namáhání nosníků a desky je uvedeno v následující tabulce, jedná se o hodnoty napětí v MPa a průhyby v mm bez součinitele zatížení.

zatěžovací stav	σ_{ad} [Mpa]	σ_{ah} [Mpa]	σ_{bd} [Mpa]	σ_{bh} [Mpa]	γ_f	v_f [mm]
stálé na spřažené nk	60	5	0.8	-3.7	1.35	14
smršťování betonu	4	-20	1.4	-0.6	1.35	7
pěší 5kPa	33	2	0.4	-2.4	1.50	11
vozidlo 22t	45	2	0.8	-3.5	1.50	16
nerovnoměrné oteplení betonu	-3	14	-0.9	0.4	1.50	-5
nerovnoměrné ochlazení betonu	3	-14	0.9	-0.4	1.50	5

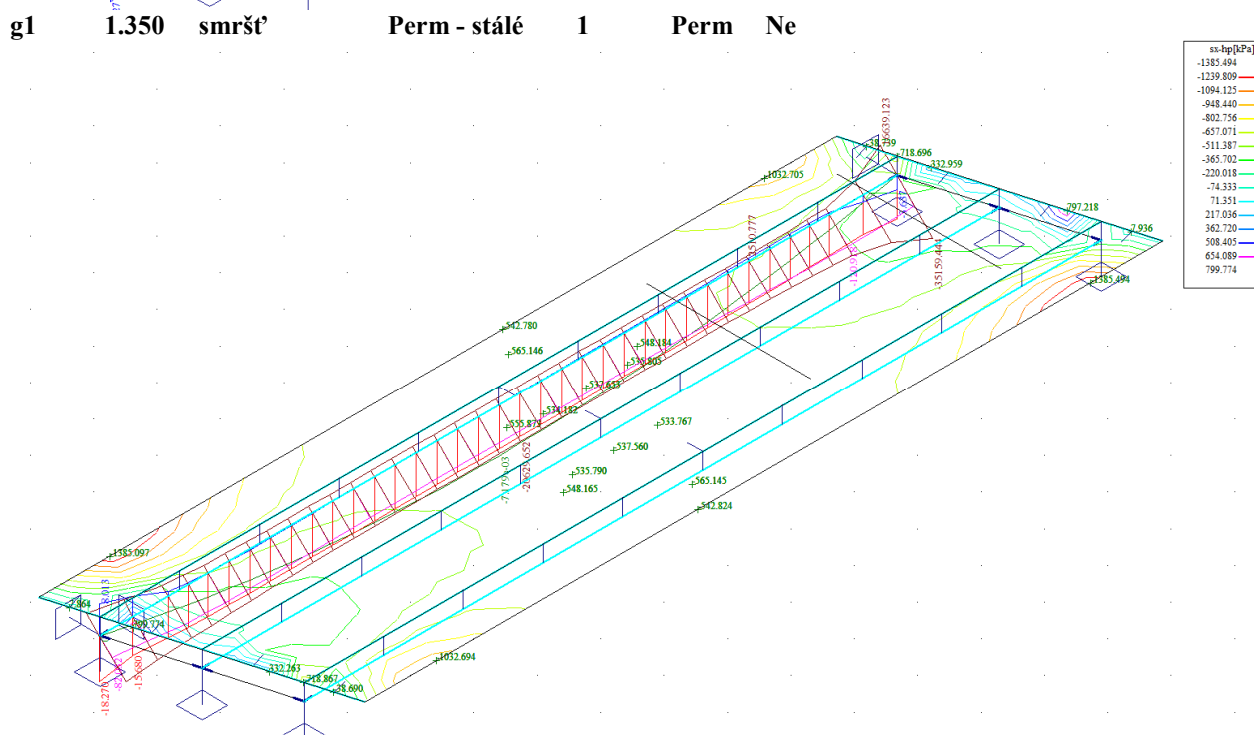
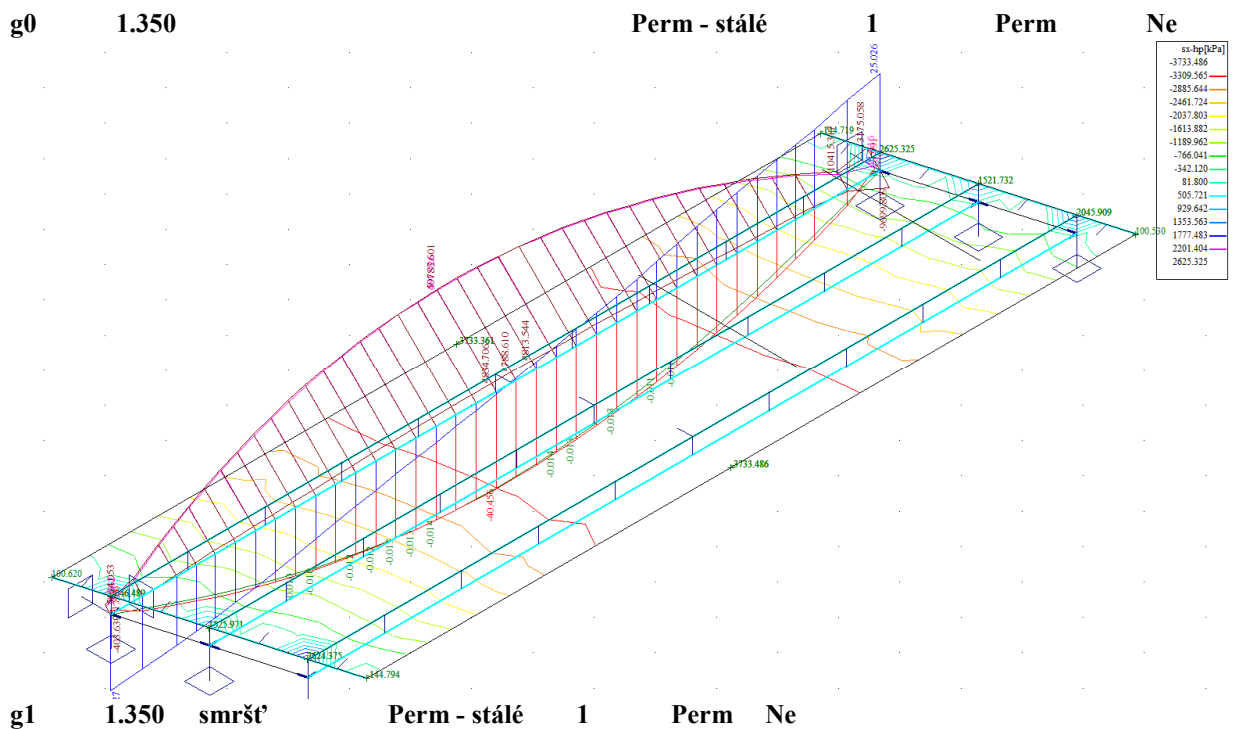
5.3.2. Namáhání desky mostovky

Namáhání desky mostovka je uvedeno v následující tabulce, jedná se o hodnoty příčných ohybových momentů v kNm/m včetně součinitele zatížení.

zatížení	m[kNm/m]	q[kN/m]
deska mostovky	1.32	4.22
pěší 5kPa	1.47	4.69
kolový tlak vozidla 22t	64.5	161.6

5.4. Průběh vnitřních sil na sprážené konstrukci

Přiloženy jsou pouze průběhy vybraných vnitřních sil v rozhodujících zatěžovacích stavech. Ostatní vnitřní síly a zatěžovací stavy jsou zohledněny ve strojové superpozici. Hodnoty jsou bez součinitele zatížení, ten je zohledněn v superpozici.

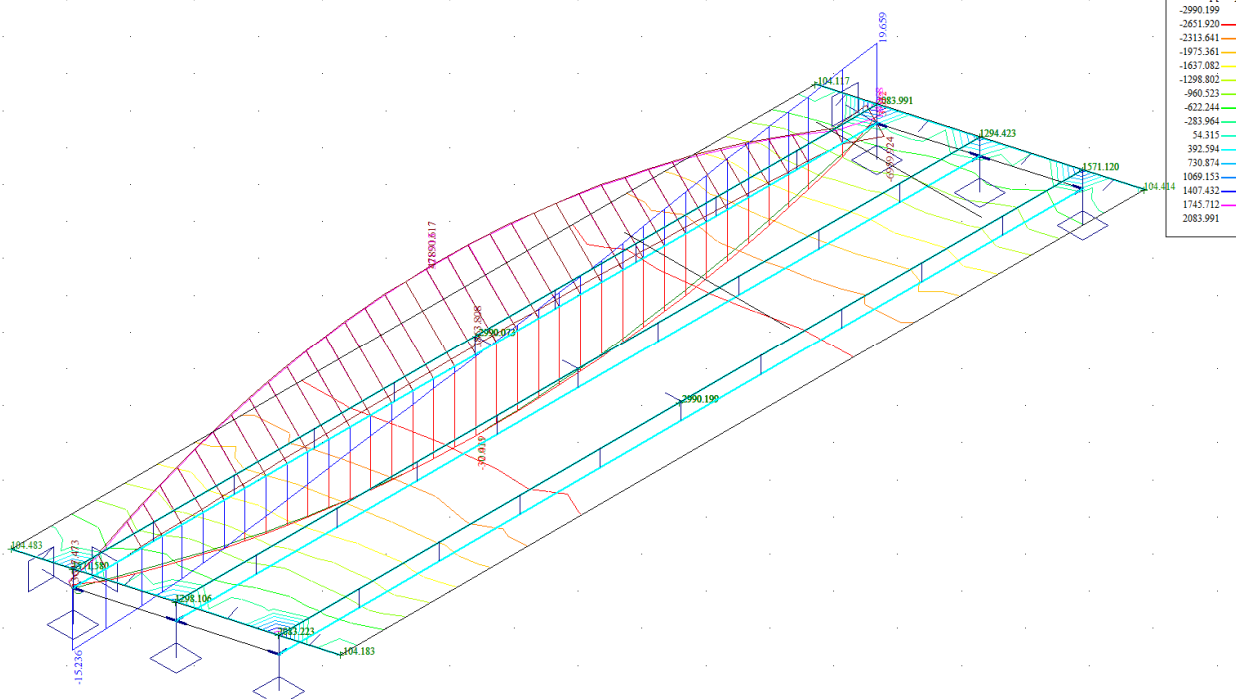


P5 1.500

Short - krátkodobé 1

Short !

Ano

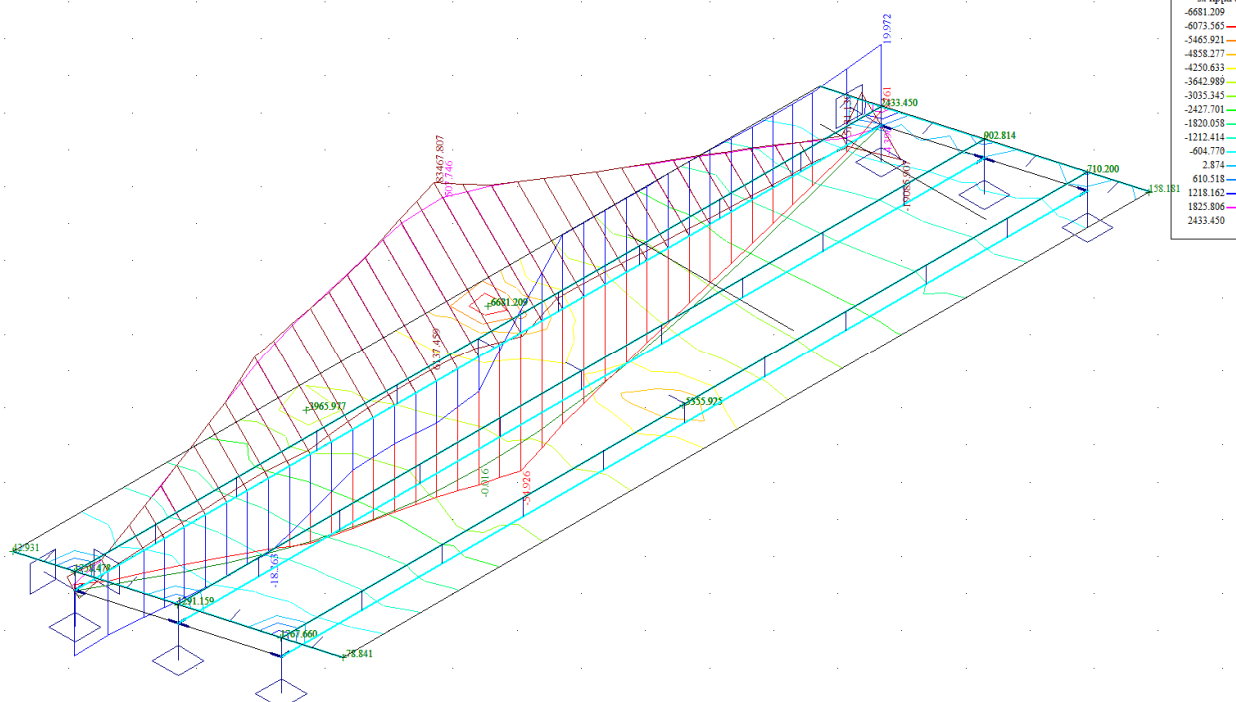


ZS6 1.500

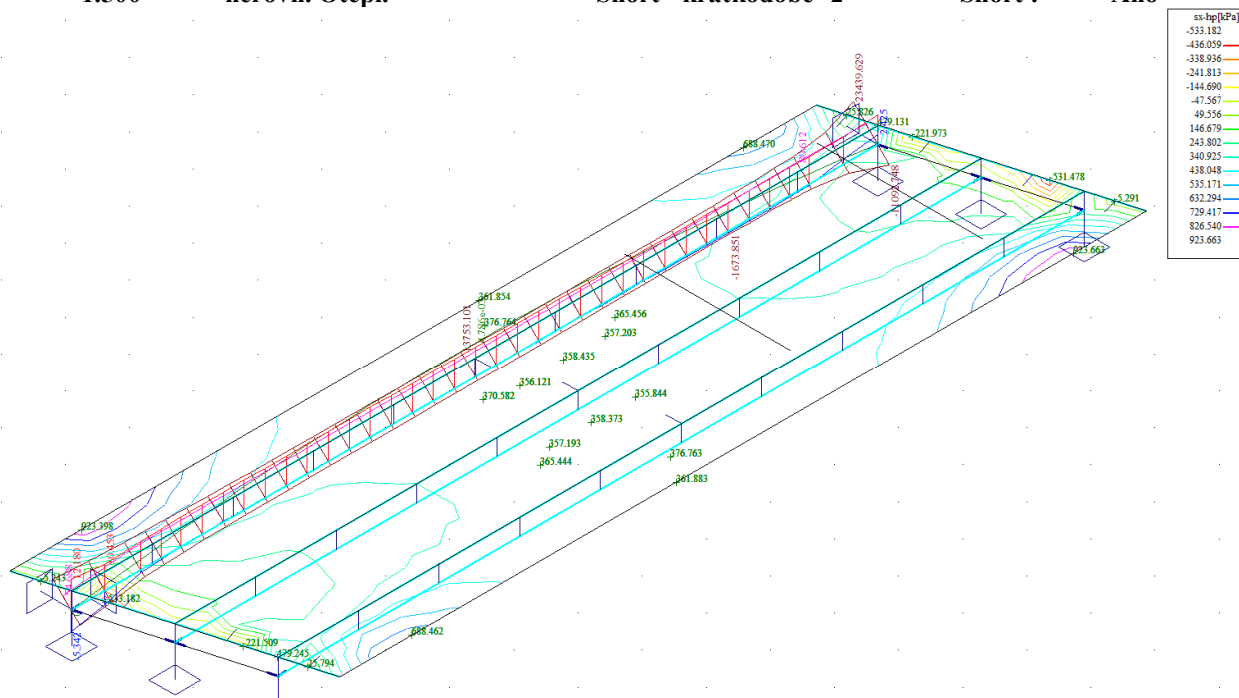
Short - krátkodobé 1

Short !

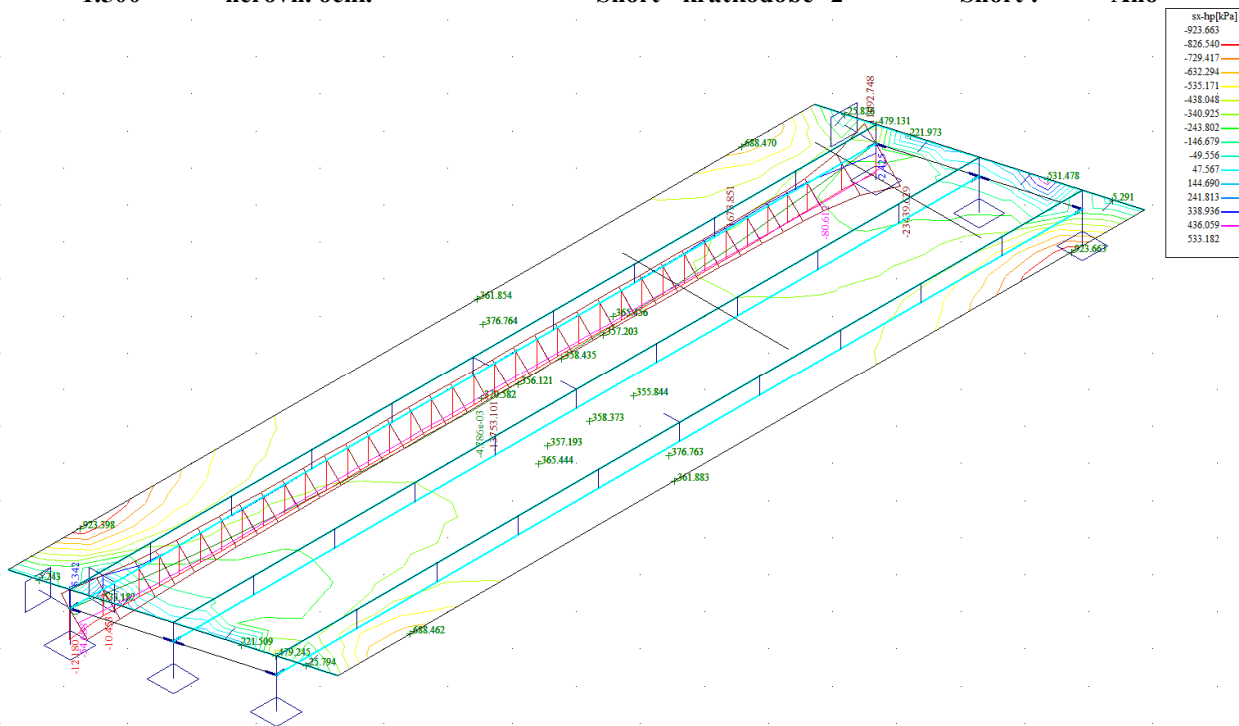
Ano



t1 1.500 nerovn. Otepl. Short - krátkodobé 2 Short ! Ano



t2 1.500 nerovn. ochl. Short - krátkodobé 2 Short ! Ano



5.5. Superpozice zatěžovacích stavů

Superpozice je provedena strojovým výpočtem pro všechny vnitřní síly v konstrukci bez vlastní tíhy (vliv stanoven na nespřažené konstrukci) pouze pro smršťování, nahodilé zatížení a zatížení nerovnoměrným oteplením.

Výpis obalových křivek :

Jméno	ZS	Komentář
celk	min/max	celk0001, celk0002, celk0003, celk0004, celk0005, celk0006, celk0007, celk0008, celk0009, celk0010, celk0011, celk0012, celk0013, celk0014, celk0015, celk0016, celk0017, celk0018, celk0019, celk0020, celk0021, celk0022, celk0023, celk0024, celk0025, celk0026, celk0027, celk0028
celk0001		$1.35 \cdot g_0 + 1.35 \cdot g_1$
celk0002		$1.35 \cdot g_0 + 1.35 \cdot g_1 + 1.50 \cdot t_2$
celk0003		$1.35 \cdot g_0 + 1.35 \cdot g_1 + 1.50 \cdot t_1$
celk0004		$1.35 \cdot g_0 + 1.35 \cdot g_1 + 1.50 \cdot ZS_6 + 1.50 \cdot t_1$
celk0005		$1.35 \cdot g_0 + 1.35 \cdot g_1 + 1.50 \cdot ZS_9 + 1.50 \cdot t_2$
celk0006		$1.35 \cdot g_0 + 1.35 \cdot g_1 + 1.50 \cdot ZS_6 + 1.50 \cdot t_2$
celk0007		$1.35 \cdot g_0 + 1.35 \cdot g_1 + 1.50 \cdot ZS_8 + 1.50 \cdot t_2$
celk0008		$1.35 \cdot g_0 + 1.35 \cdot g_1 + 1.50 \cdot ZS_5 + 1.50 \cdot t_2$
celk0009		$1.35 \cdot g_0 + 1.35 \cdot g_1 + 1.50 \cdot ZS_7 + 1.50 \cdot t_2$
celk0010		$1.35 \cdot g_0 + 1.35 \cdot g_1 + 1.50 \cdot ZS_1 + 1.50 \cdot t_2$
celk0011		$1.35 \cdot g_0 + 1.35 \cdot g_1 + 1.50 \cdot ZS_{12} + 1.50 \cdot t_2$
celk0012		$1.35 \cdot g_0 + 1.35 \cdot g_1 + 1.50 \cdot ZS_3 + 1.50 \cdot t_1$
celk0013		$1.35 \cdot g_0 + 1.35 \cdot g_1 + 1.50 \cdot ZS_3 + 1.50 \cdot t_2$
celk0014		$1.35 \cdot g_0 + 1.35 \cdot g_1 + 1.50 \cdot ZS_{11} + 1.50 \cdot t_1$
celk0015		$1.35 \cdot g_0 + 1.35 \cdot g_1 + 1.50 \cdot ZS_1 + 1.50 \cdot t_1$
celk0016		$1.35 \cdot g_0 + 1.35 \cdot g_1 + 1.50 \cdot ZS_4 + 1.50 \cdot t_2$
celk0017		$1.35 \cdot g_0 + 1.35 \cdot g_1 + 1.50 \cdot ZS_7 + 1.50 \cdot t_1$
celk0018		$1.35 \cdot g_0 + 1.35 \cdot g_1 + 1.50 \cdot p_5 + 1.50 \cdot t_1$
celk0019		$1.35 \cdot g_0 + 1.35 \cdot g_1 + 1.50 \cdot ZS_9 + 1.50 \cdot t_1$
celk0020		$1.35 \cdot g_0 + 1.35 \cdot g_1 + 1.50 \cdot ZS_8 + 1.50 \cdot t_1$
celk0021		$1.35 \cdot g_0 + 1.35 \cdot g_1 + 1.50 \cdot ZS_{12} + 1.50 \cdot t_1$
celk0022		$1.35 \cdot g_0 + 1.35 \cdot g_1 + 1.50 \cdot ZS_5 + 1.50 \cdot t_1$
celk0023		$1.35 \cdot g_0 + 1.35 \cdot g_1 + 1.50 \cdot p_5 + 1.50 \cdot t_2$
celk0024		$1.35 \cdot g_0 + 1.35 \cdot g_1 + 1.50 \cdot ZS_{11} + 1.50 \cdot t_2$
celk0025		$1.35 \cdot g_0 + 1.35 \cdot g_1 + 1.50 \cdot ZS_2 + 1.50 \cdot t_1$
celk0026		$1.35 \cdot g_0 + 1.35 \cdot g_1 + 1.50 \cdot ZS_4 + 1.50 \cdot t_1$
celk0027		$1.35 \cdot g_0 + 1.35 \cdot g_1 + 1.50 \cdot ZS_2 + 1.50 \cdot t_2$
celk0028		$1.35 \cdot g_0 + 1.35 \cdot g_1 + 1.50 \cdot ZS_{10} + 1.50 \cdot t_2$

Výsledky výpočtu - vnitřní síly, všechny pruty, aktivní výsledek, celkové extrémy na dílcích

Vnitřní síly vypsány pro : vybrané výsledky
osy veličiny hlavní

Extrémy pro výsledek : 46 - celk Obal. křivka stand.

Typ obalové křivky : min/max

ID prutu	Poloha [m]	Mx [kNm]	My [kNm]	Nx [kN]	Qz [kN]	Sig.min [kPa]	Sig.max [kPa]	
1	0.000	-0.078	-33.499	-108.041	-50.395	-71575.377	54205.483	celk0011
	12.578	0.161	-28.242	-190.129	81.124	-1.028e+05	72248.440	celk0010
	6.963	0.082	-178.072	1047.119	11.073	-44749.427	2.131e+05	celk0006
	12.578	0.098	9.300	4.568	77.814	-48394.478	49128.886	celk0012
	12.578	0.127	-30.746	-253.459	40.524	-1.002e+05	59430.508	celk0005
	6.963	0.062	-142.911	1263.802	10.794	-3478.983	2.067e+05	celk0004
	0.000	-0.058	3.041	56.024	-66.421	-24570.376	33577.379	celk0021
	12.578	0.103	7.112	40.264	88.399	-42111.762	48585.054	celk0015
	12.578	0.152	-26.337	-235.867	65.093	-1.063e+05	68424.116	celk0016
	5.650	0.031	-128.743	1194.914	-19.529	8967.854	1.831e+05	celk0004
	0.000	-7.120e-03	-3.744	25.773	-28.693	-3690.214	7833.791	celk0015
	6.963	0.082	-178.072	1047.119	11.073	-44749.427	2.131e+05	celk0006
	1.301	-17.653	20.386	-462.120	-56.576	-6339.345	562.849	celk0008
	0.000	3.965	-10.054	-76.204	8.260	-2020.647	1068.091	celk0015
7	0.000	-12.131	-78.965	-400.214	86.266	-11843.198	6840.525	celk0006
	1.301	-12.125	33.318	-398.689	86.311	-5930.994	947.387	celk0009
	1.301	-9.297	22.691	-469.521	-57.665	-6208.196	339.178	celk0010
	0.000	-0.778	-10.734	-68.448	11.147	-1801.632	946.036	celk0003
	1.301	-6.104	24.241	-429.529	-67.123	-5720.011	350.903	celk0002
	0.000	-12.125	-78.933	-398.689	86.311	-11821.740	6838.133	celk0009
	2.601	-16.265	-52.837	-467.649	-56.822	-12183.473	6337.861	celk0013
	0.867	-0.778	-1.069	-68.448	11.147	-535.804	-319.792	celk0003
	1.734	-13.878	-3.020	-468.765	-57.412	-3661.713	-2197.855	celk0027
	0.000	-0.272	-75.890	-398.319	80.753	-12176.820	7197.836	celk0010

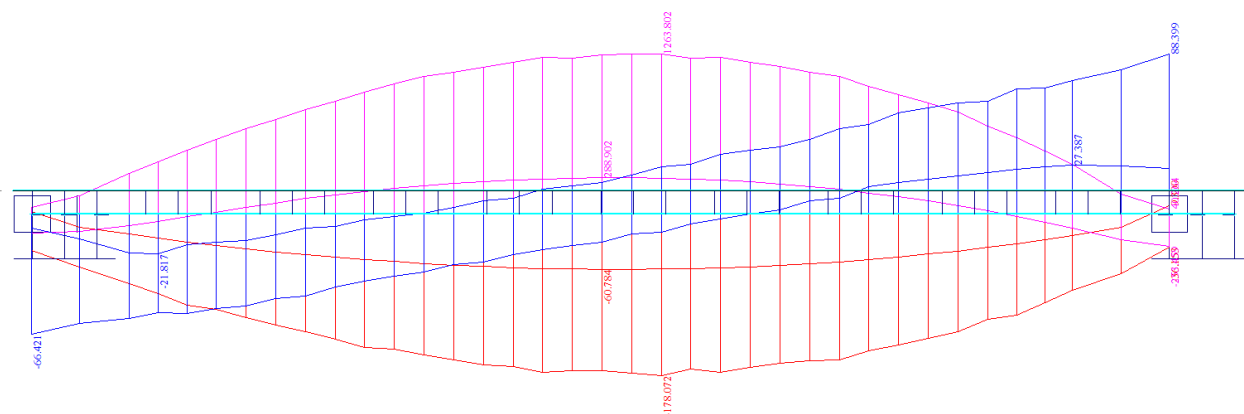
Výsledky výpočtu - vnitřní síly, všechny plochy, vybrané výsledky, celkové extrémy

Extrémy pro výsledek : 46 - celk Obal. křivka stand.

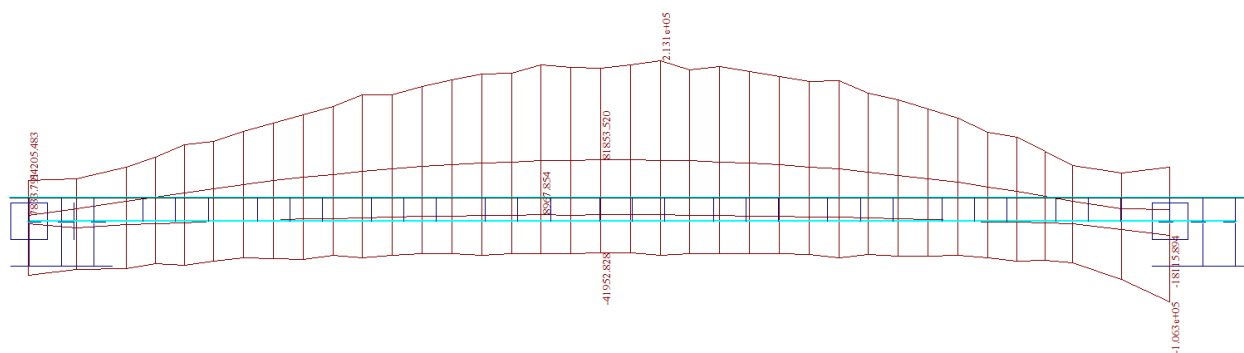
Typ obalové křivky : min/max

ID plochy	Uzel	Poloha [m]	dim-mx [kNm/m]	sx horní [kPa]	sx dolní [kPa]	
2	135	-0.164, -1.618, 0.000	-96.556	-16358.179	8483.959	celk0006
2	260	-5.929, -1.250, 0.000	78.243	9029.753	-10240.819	celk0015
2	135	-0.164, -1.618, 0.000	-96.556	-16358.179	8483.959	celk0006
2	260	-5.929, -1.250, 0.000	78.243	9029.753	-10240.819	celk0015
2	260	-5.929, -1.250, 0.000	78.243	9029.753	-10240.819	celk0015
2	135	-0.164, -1.618, 0.000	-96.556	-16358.179	8483.959	celk0006

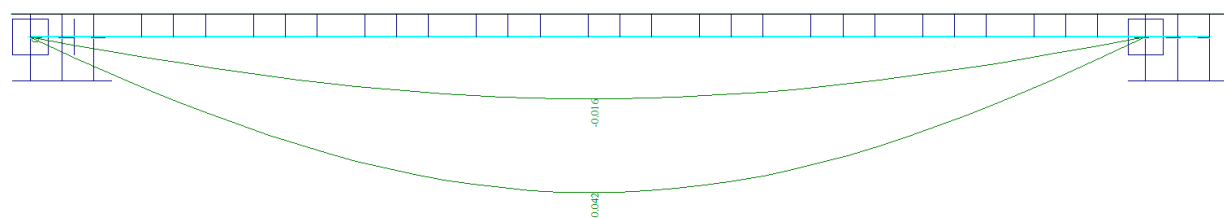
M_a, N_a, Q_a



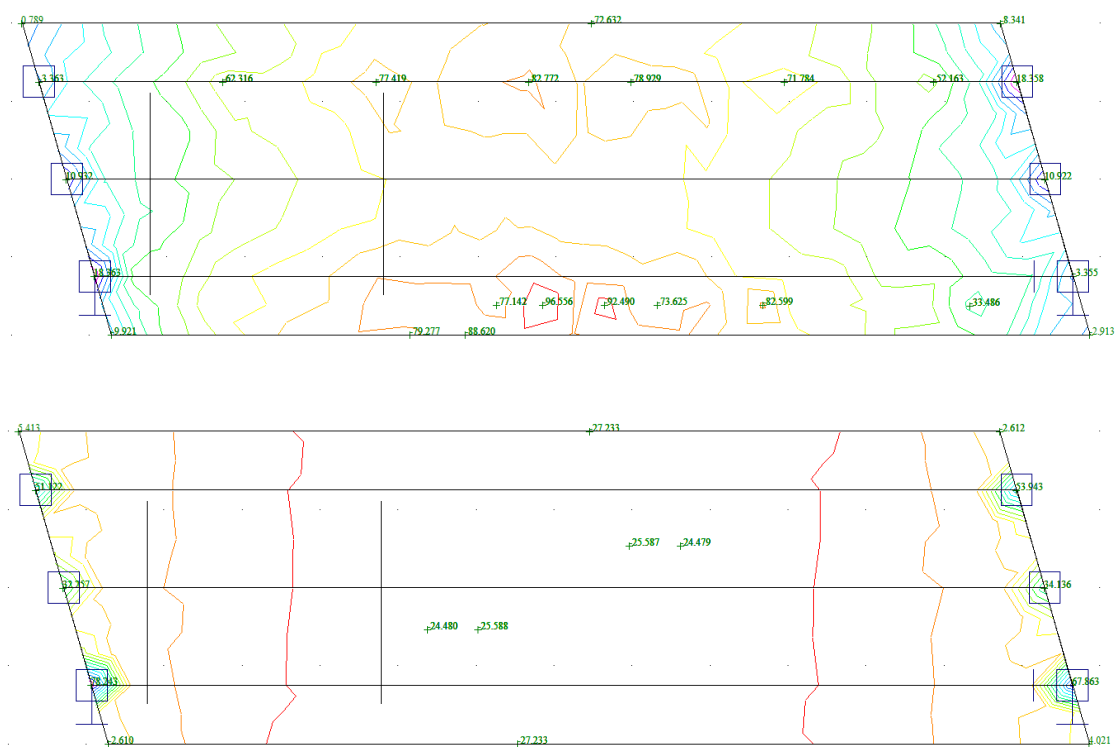
σ_a max/min



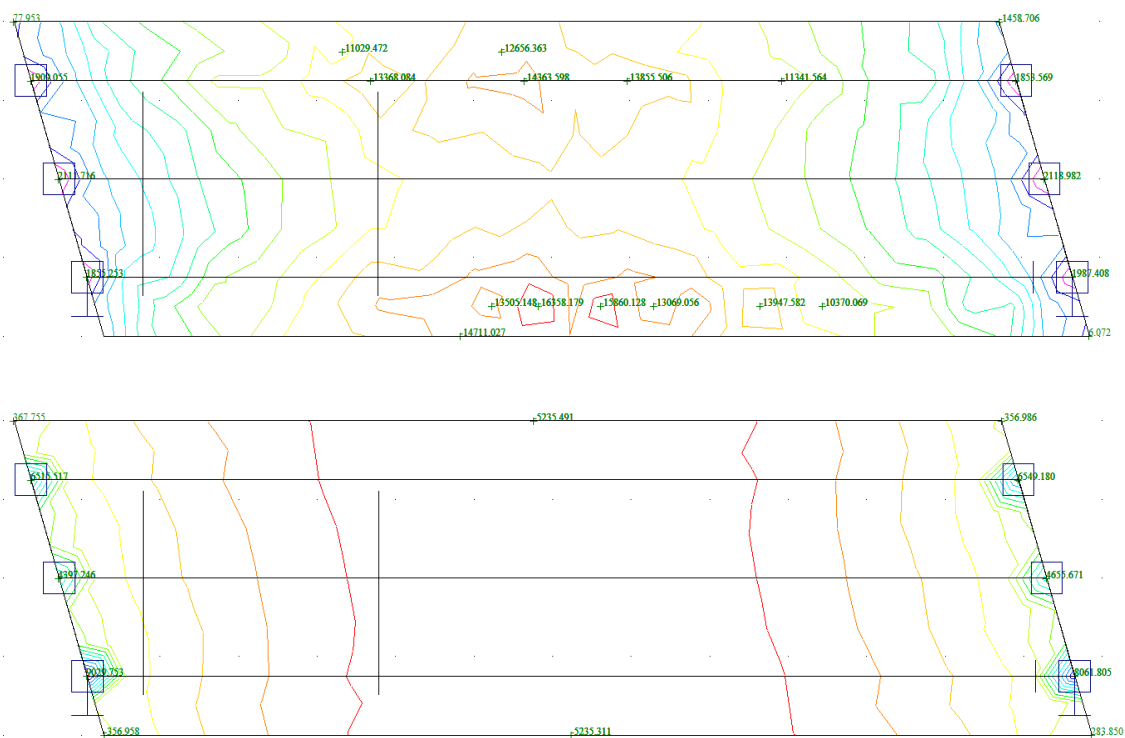
V_z max/min

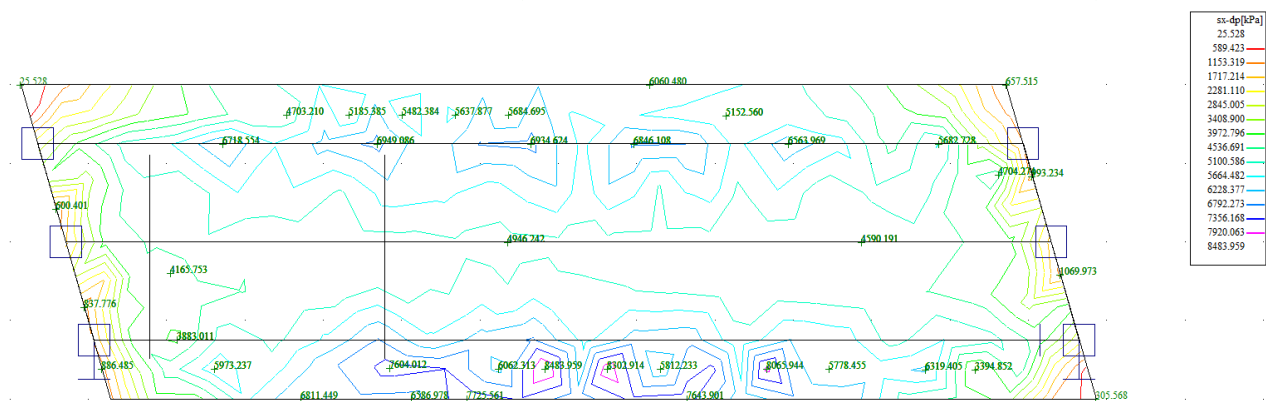
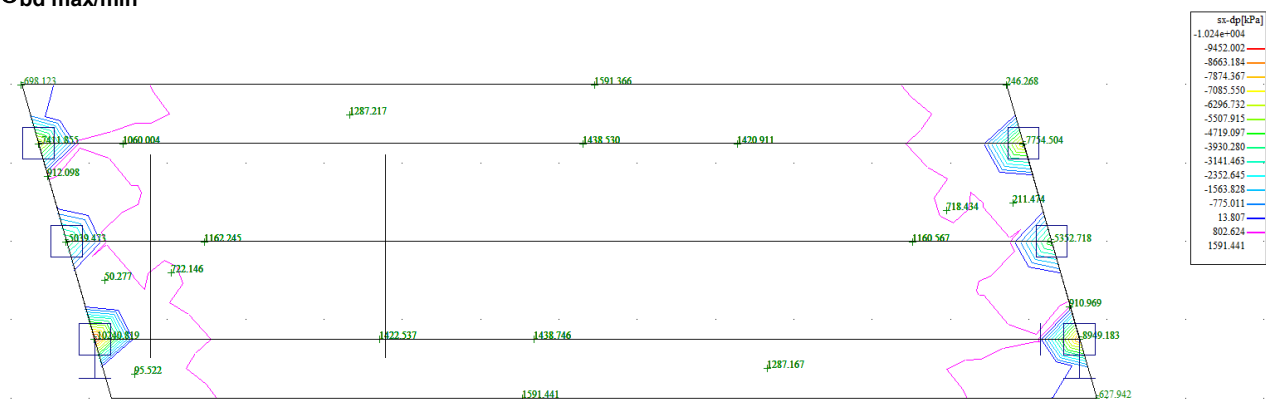


dim m_x max/min

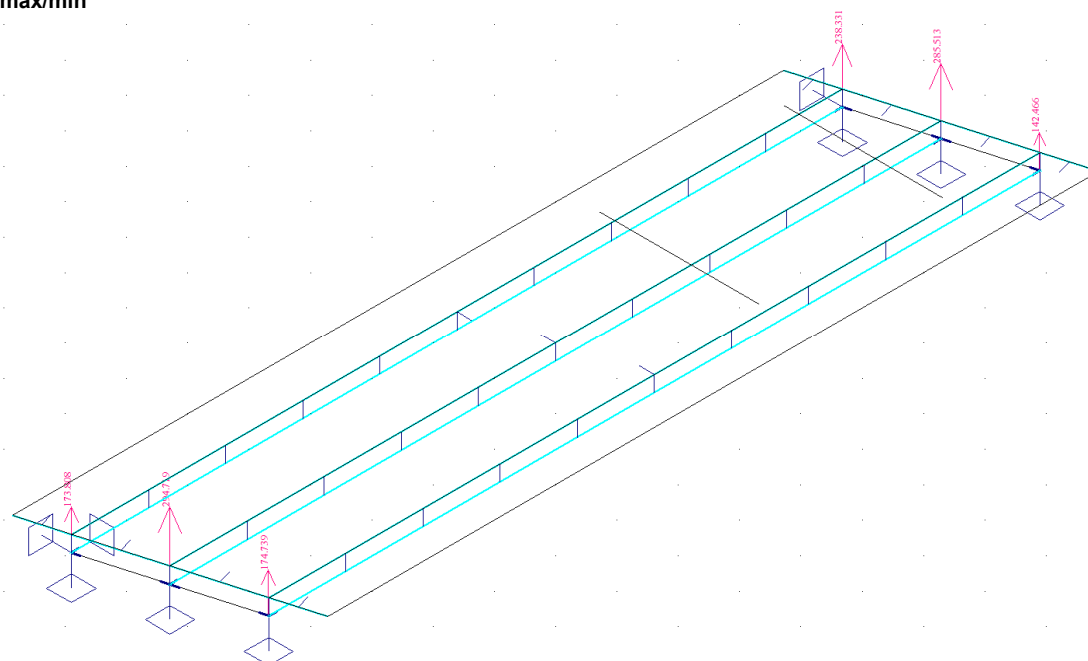


σ_{bh} max/min



$\sigma_{bd \text{ max/min}}$ 

R_z max/min



6. Návrh a posouzení nosné konstrukce

6.1. Posouzení normálových napětí

Napětí jsou posouzena porovnáním výpočtových hodnot s návrhovými.

Posouzení vychází z mezního namáhání použitého materiálu:

$$\sigma_{ad-max} = +213MPa < f_{yd-S355} = 304MPa$$

$$\sigma_{ah-min} = -42MPa < f_{yd-S355} = -304MPa$$

$$\sigma_{bh-min} = 16.4MPa < f_{cd-C30/37} = 20MPa$$

$$\sigma_{bd-max} = +1.6MPa \rightarrow \text{nutná tahová výztuž}$$

Z hlediska normálových napětí vyhovuje mostovka tl.200mm z betonu C30/37 a nosníky HEA 320 z oceli S355. Pro maximální namáhání jsou v betonu brány hodnoty uprostřed rozpětí, extrémy v místech uložení nejsou uvažovány s ohledem na skutečné působení konstrukce. Mostovku je nutno vyztužit na tahová napětí.

6.2. Posouzení nosníků na únavu

Posouzení rozkmitu napětí na únavu je provedeno z extrémů napětí pohyblivého zatížení v jednotlivých extrémech následovně:

$$\Delta\sigma_{ad} = 213 - 82 = 131MPa < \sigma_{det} = 160MPa$$

6.3. Posouzení smykových napětí v nosníku

Zjednodušeně na straně bezpečnosti je smykové napětí vypočteno z maximální reakce a přisouzeno pouze stojině nosníku. Napětí je porovnáno s návrhovou pevností.

$$\tau_{max} = \frac{0.295}{0.279 \cdot 0.009} = 117MPa < f_{y-S355} = 304 \cdot 0.8 = 243MPa$$

6.4. Posouzení momentu únosnosti

Moment únosnosti je stanoven z geometrie spřaženého ocelobetonového profilu z mezních hodnot namáhání (plastický průřez).

f _{bd} [kPa]=	20000	f _{yd} [kPa]=	308000	NO[m]=	0.337	
b _d [m]=	1.250	h _d [m]=	0.200	N _b [kN]=	5000	5000
b _{hp} [m]=	0.300	t _{hp} [m]=	0.016	N _{ahp} [kN]=	1432	>
t _s [m]=	0.009	h _s [m]=	0.279	N _{as} [kN]=	773	3638
b _{dp} [m]=	0.300	t _{dp} [m]=	0.016	N _{adp} [kN]=	1432	
neutrálná osa se nachází v desce:						
r _{bh} [m]=	-0.086	N _{bh} [kN]=	-4319	M _{bh} [kNm]=	373	
r _{bd} [m]=	0.014	N _{bd} [kN]=	681	M _{bd} [kNm]=	9	
r _{a-hp} [m]=	0.035	N _{ahp} [kN]=	1432	M _{a-hp} [kNm]=	50	
r _{a-s} [m]=	0.182	N _{as} [kN]=	773	M _{a-s} [kNm]=	141	
r _{a-dp} [m]=	0.329	N _{adp} [kN]=	1432	M _{a-dp} [kNm]=	472	
				M _u [kNm]=	1045	

$$M_{max} = 178 + 1047 \cdot 0.255 + 81 \cdot 1.25 = 546.4 < M_u = 1045kNm$$

6.5. Návrh spřažení

Výpočet je proveden dle EC4 na maximální posouvající sílu stanovenou z reakce:

$$Q_{dim} = 295 \text{ kN}$$

Únosnost trnu $\phi 19\text{mm}/125\text{mm}$ (ocel 10343) $f_u=310\text{MPa}$:

$$P_{Rda} = \frac{0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} = \frac{0.8 \cdot 310000 \cdot \pi \cdot 0.019^2}{4 \cdot 1.25} = 56.3 \text{ kN}$$

$$P_{Rdb} = \frac{0.29 \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} = \frac{0.29 \cdot 0.019^2 \cdot 1.0 \cdot \sqrt{17000 \cdot 32000000}}{1.25} = 61.8 \text{ kN}$$

Ideální průřez a návrh počtu trnů na posouvající sílu a na smršťování je stanoven podle vztahů:

$$\begin{aligned} n &= \frac{E_a}{E_b} \\ A_i &= A_b + n \cdot A_a \\ S_i &= A_b \cdot t_b + n \cdot A_a \cdot t_a \\ t_i &= \frac{S_i}{A_i} \\ I_i &= I_b + A_b \cdot (t_b - t_i)^2 + n \cdot [I_a + A_a \cdot (t_i - t_a)^2] \\ S_{i-b} &= A_b \cdot (t_b - t_i) \\ T_Q &= \frac{Q \cdot S_{i-b}}{I_i} \\ n_Q &= \frac{T_Q}{P_{Rd}} \\ T_s &= \frac{1}{2} \cdot A_b \cdot E_b \cdot \varepsilon_s \cdot b_a \\ n_s &= \frac{T_s}{P_{Rd}} \end{aligned}$$

Výpočet je proveden v následující tabulce:

$E_a[\text{GPa}] = 210$	$E_b[\text{GPa}] = 33$	$n = 6.364$	$Q_{dim}[\text{kN}] = 295.0$	$P_{Rd}[\text{kN}] = 56.3$
$b_b[\text{m}] = 1.250$	$h_b[\text{m}] = 0.200$	$A_b[\text{m}^2] = 0.2500$	$I_b[\text{m}^4] = 0.000833$	$h_{tb}[\text{m}] = 0.410$
$b_a[\text{m}] = 0.300$	$h_a[\text{m}] = 0.310$	$A_a[\text{m}^2] = 0.0124$	$I_a[\text{m}^4] = 0.000070$	$h_{ta}[\text{m}] = 0.155$
$A_i[\text{m}^2] = 0.3289$	$S_i[\text{m}^3] = 0.114731$	$t_i[\text{m}] = 0.349$	$I_i[\text{m}^4] = 0.005178$	$S_{i-b}[\text{m}^3] = 0.015$
$T_Q[\text{kN/m}] = 871$	$n_Q[\text{ks/m}] = 15.48$	$\varepsilon_s[] = 0.000180$	$n_s[\text{ks/m}] = 3.96$	

S ohledem na uložení na žb příčnicku u podpor v nejnamáhavějších profilech navrhuji spřahující trny $\phi 19\text{mm}$ ve dvojicích po 125mm (16ks/m) v délce 2,0m konstruktivně doplněné provlečenou výztuží ve stojině nosníku v koncovém příčnicku. Na dalších 2,0m navrhuji rozteče 200mm a na prostředku nosníku po 250mm.

6.6. Posouzení průhybů

Jsou posouzeny maximální průhyby následovně.

$$v_p = 42 \text{ mm} < v_{lim} = \frac{13500}{300} = 45 \text{ mm}$$

Průhyb vyhoví, i když je započítán průhyb od vlastní tíhy.

6.7. Výpočet vlastních frekvencí a tvarů

Výpočet je proveden pomocí použitého programu pro první 4 vlastní frekvence (uvedena je pouze 1. Nejnejpříznivější) s tímto výsledkem:

EIG - 001

Short - krátkodobé 0

 $f=4.973\text{Hz}$ Ne

Podle normy ČSN 73 6203 čl.78 je za nebezpečné rozmezí vlastních frekvencí považován rozsah od 1.4-3.3Hz, jiné zdroje uvádějí 1.6-4.5 (1.6-2.4 chůze, 2.4-3.5 běh a poskakování, 3.5-4.5 jízda na kole). Žádný z vlastních tvarů se nenachází v nebezpečné oblasti náchylné ke kmitání.

Pro hodnoty zrychlení se uvádí kritérium:

$$a_{max-v} = 0.5 \cdot \sqrt{f_v} < a_{lim-v} = 0.7$$
$$a_{max-h} = 0.14 \cdot \sqrt{f_h} > a_{lim-h} = 0.15$$

Vztahy platí pro:

$$1.0\text{Hz} < f_v < 2.5\text{Hz}$$
$$0.5\text{Hz} < f_h < 1.25\text{Hz}$$

Hodnocení z hlediska zrychlení pro svislé vibrace je orientačně provedeno pro první vlastní frekvenci svislého kmitání, ačkoli vlastní frekvence je mimo rozsah platnosti vztahů a tedy konstrukce na kmitání tedy vyhovuje.

$$a_{max-v} = 0.5 \cdot \sqrt{f_v} = 0.5 \cdot \sqrt{4.973} = 1.115\text{m/s}^2 > a_{lim-v} = 0.7$$

6.8. Návrh výztuže desky mostovky

6.8.1. Posouzení na ohyb

Posouzení je provedeno na rozhodující návrhové momenty. Podélné momenty jsou stanoveny na straně bezpečnosti za předpokladu betonáže s podepřením.

$$m_{\text{příčně}} = 1.32 + 64.5 = 65.82 \text{ kNm/m}$$

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

$$\text{Návrh plochy výztuže:} \quad \lambda = 0.8 \quad \eta = 1.0$$

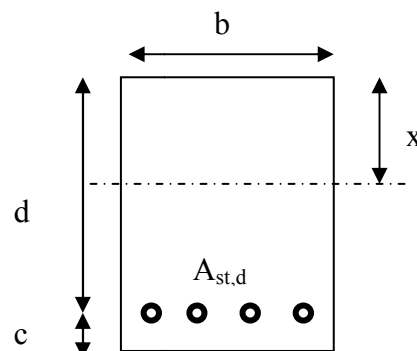
$$x = \frac{d}{\lambda} \cdot \left(-1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{ed}}{b \cdot d^2 \cdot \eta \cdot f_{cd}}} \right) < x_{bal} = d \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \frac{f_{yd}}{E_s}}$$

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

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

Posouzení únosnosti:

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



Výztuž desky mostovky

Namáhání		Návrh výztuže					
$M_{ed}[\text{MNm}] =$	0.066	$A_{st,d}$	7	ϕ	16		
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
$c[\text{m}] =$	0.060	$f_{cd}[\text{MPa}] =$	17.0	$E_s[\text{MPa}] =$	200000	$\eta =$	1.000
$d[\text{m}] =$	0.140						
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky							
$A_{xmin-fl}[\text{m}^2] =$	0.000211		$A_{xmin-l}[\text{m}^2] =$	0.000182		mimimální plocha výztuže	
$x_{bal}[\text{m}] =$	0.086360	>	$x[\text{m}] =$	0.039012		omezení výšky tlačené oblasti	
$A_{st,req}[\text{m}^2] =$	0.001220	<	$A_{st,d}[\text{m}^2] =$	0.001407		ověření návrhové plochy výztuže	
$\mu_{minx}[\%] =$	0.15	<	$\mu[\%] =$	1.01	<	$\mu_{max}[\%] =$	1.60
Moment únosnosti							
$x[\text{m}] =$	0.044995		$M_{Rd}[\text{MNm}] =$	0.075	>	$M_{ed}[\text{MNm}] =$	0.066

Podélná výztuž s ohledem na zanedbané tlakové normálové síly vyhovuje konstruktivní, navrhuji 7 ϕ R12/m u obou povrchů. Dolní příčnou výztuž navrhuji ze 7 ϕ R16/m, horní příčnou navrhuji z konstruktivních důvodů stejnou ze 7 ϕ R16/m.

6.8.2. Posouzení na smyk

Návrh smykové výztuže je proveden na příčnou smykovou sílu (podélné posouvající síly jsou přisouzeny nosníkům).

$$q_{příčně} = 4.22 + 161.6 = 165.82 \text{ kN/m}$$

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

beton

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

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

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

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

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

svislá výztuž

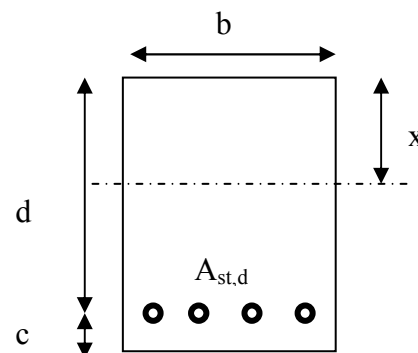
$$V_{Rd,s} = A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (\theta = 22 - 45^\circ)$$

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

šikmá výztuž

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

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



Namáhání		Ohybová výztuž						
$V_{ed}[\text{MN}] = 0.166$	7	ϕ	16			$A_{st,d}[\text{m}^2] = 0.001407$		
Materiálové a průřezové charakteristiky betonu a oceli								
$b[\text{m}] = 1.000$	$f_{ctm}[\text{MPa}] = 2.9$		$f_{yk}[\text{MPa}] = 500$	$\varepsilon_{cu} = 0.0035$		$\theta[^\circ] = 45.0$		
$h[\text{m}] = 0.200$	$f_{ck}[\text{MPa}] = 30.0$		$f_{yd}[\text{MPa}] = 435$	$\lambda = 0.800$		$\alpha[^\circ] = 45.0$		
$c[\text{m}] = 0.060$	$f_{cd}[\text{MPa}] = 17.0$		$E_s[\text{MPa}] = 200000$	$\eta = 1.000$		$k = 2.20$		
$d[\text{m}] = 0.140$	$x[\text{m}] = 0.045$		$\sigma_{cp}[\text{MPa}] = 0$	$\alpha_{cw} = 1.000$		$k = 2.00$		
Beton								
$V_{Rd,c}[\text{MN}] = 0.105$	>	$V_{Rd,c,min}[\text{MN}] = 0.059$	$V_{Rd}[\text{MN}] = 0.105$	nutná smyková výztuž				
Třmínky	3	ϕ	8	$s[\text{m}] = 0.33$	$A_{sw}[\text{m}^2] = 0.000151$			
$V_{Rd,s}[\text{MN}] = 0.024$	<	$V_{Rd,max}[\text{MN}] = 0.548$	$V_{Rd}[\text{MN}] = 0.129$	nutné ohyby				
Ohyby	2	ϕ	12	$s[\text{m}] = 0.50$	$A_{sw}[\text{m}^2] = 0.000226$			
$V_{Rd,s}[\text{MN}] = 0.041$	<	$V_{Rd,max}[\text{MN}] = 0.274$	$V_{Rd}[\text{MN}] = 0.170$	vyhovuje				

Smyková výztuž sponami v počtu $9\phi R8/\text{m}^2$ doplněná ohyby v počtu pouze $2\phi R12/\text{m}$.

6.8.3. 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 a to pouze pro dolní podélnou výztuž.

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

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

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

$M_{char} [MNm] =$	0.066	$A_s [m^2] =$	7	ϕ	16	$A_s [m^2] =$	0.001407	$\sigma_s [Mpa] =$	384
$b [m] =$	1.000	$f_{ct, eff} [MPa] =$	2.9	$f_{yk} [MPa] =$	500	$x [m] =$	0.044995	$k_t =$	0.600
$h [m] =$	0.200	$f_{ck} [MPa] =$	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
$d [m] =$	0.140	$E_{cm} [Mpa] =$	36000	$E_s [Mpa] =$	200000	$\alpha_e =$	5.556	$k_3 =$	3.400
$h_{c, eff} [m] =$	0.052	$A_p [m^2] =$	0	ϕ	15.5	$A_p [m^2] =$	0.000000	$k_4 =$	0.425
$A_{c, eff} [m^2] =$	0.052	$\xi =$	0.500	$\xi_1 =$	0.718	$\rho_{p, eff} =$	0.027240	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} =$	0.002
$s_{r, max} [mm] =$	100	$w_k [mm] =$	0.16	$<$	$w_{lim} [mm] =$	0.3			
$k_c =$	0.600	$k_y =$	0.800						
$\sigma_s [Mpa] =$	384	$<$	400		$\sigma_c [Mpa] =$	15.0288	$<$	18	

Trhliny vyhovují i pro výpočet provedený na plné návrhové zatížení, nikoli charakteristické. Za daných podmínek trhliny v desce vzniknou po 100mm šířky 0.16mm.

6.8.4. Posouzení na únavu

Posudek je proveden na namáhání od zatížení bez součinitele zatížení. S ohledem na malou frekvenci přejezdů těžkých vozidel je použito součinitele pro únavové zatížení 0.7.

Únava betonu:

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

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

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

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

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

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

Únava betonářské oceli

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

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

M_{equ,max}[MNm]=	0.031	M_{equ,min}[MNm]=	0.000		7	φ	16
Materiálové a průřezové charakteristiky betonu a oceli						A_{st,d}[m²]=	0.001407
b[m]=	1.000	f _{ctm} [MPa]=	2.9	f _{yk} [MPa]=	500	λ =	0.800
h[m]=	0.200	f _{ck} [MPa]=	30.0	f _{yd} [MPa]=	435	η =	1.000
c[m]=	0.060	f _{cd} [MPa]=	17.0				
d[m]=	0.140					x[m]=	0.045
Beton:		σ _{cd,max} [MPa]=	7.0	σ _{cd,min} [MPa]=	0.0	β _{cc} =	1.099
s=	0.20	t[dni]=	100	k ₁ =	0.85	f _{cd,fat} [Mpa]=	14.0
podmínka 1	0.93	<	1.00			vyhovuje	
podmínka 2	0.50	<	0.50	<	0.8	nevyhovuje	
Ocel:		σ _{s,max} [MPa]=	179	σ _{s,min} [MPa]=	0		
γ _{F,fat} =	1.00	γ _{s,fat} =	1.00	Δσ _{RSK} [Mpa]=	162.5		
podmínka:	179	<	163			nevyhovuje	

Posouzení na únavu nevyhovuje, s ohledem na předpokládaný nízký provoz těžkých vozidel toto není rozhodující pro návrh konstrukce a ponechávám navržené počty a průměry výztuže.

7. Spodní stavba

7.1. Ložiska

Rekapitulace reakcí je provedena ze strojové superpozice následovně. Předpokládá se přitom rovnoměrný roznos návrhových reakcí přes žb příčník na celou šířku podpory.

$$R_{min} = -40kN$$

$$R_{max} = 295kN$$

Případné tahové síly vznikající v ostrých rozích desky budou přeneseny pomocí vrubových kloubů do úložných prahů.

Výpočet posunů v uložení je proveden za předpokladu pevného uložení na jedné opěře.

$$v = \pm 13500 \cdot 0.000012 \cdot 50 = \pm 8.1mm$$

Navrhuji uložení na vrbový kloub na jedné straně a na ložisko z dvojité lepenky na druhé pro umožnění pohybů konstrukce. Vrbový kloub bude vyztužen konstruktivně $4\phi R20/m$ ($12.57cm^2$).

$$A = \frac{B}{f_{yd}} = \frac{132}{350\,000} = 3.57cm^2$$

7.2. Úložné prahy

Úložné prahy navrhuji, vzhledem k jejich charakteru a dimenzím, vyztužit konstruktivně a to min. $7\phi R12$ u obou povrchů. Posouzení napětí v základové spáře je provedeno orientačně s ohledem na použití stávajících opěr a konsolidované základové půdy pod nimi.

$$\sigma_{max \text{ na opěře}} = \frac{238 + 285 + 142}{1.25 \cdot 3.3} = 162kPa < R_d \text{ zdiva} = 2000kPa$$

8. Závěr

Nosná konstrukce bude provedena z dvojice válcovaných nosníků HEA 320 s osovou vzdáleností 1.25m z oceli S355 spřažených s monolitickou železobetonovou deskou mostovky celkové šířky 4.0m a tloušťky 20-25cm z C30/37. Horní pásnice je navržena ve spodní úrovni desky, vzhledem k rezervám v namáhání lze připustit i její zapuštění do podhledu desky mostovky.

Spřažení navrhuji z dvojic spřahujících trnů $\phi 19\text{mm}$ z oceli 10 343 po 125mm na krajních 2metrech nosníku, dále po 200mm na dalších 2metrech, uprostřed nosníku pak budou spřahující trny po 250mm po délce nosníku. V místě uložení nosníků budou trny doplněné provlečenou výztuží ve stojině nosníku v podporových příčnicích.

Dolní i horní příčná ohybová výztuž desky mostovky vyhovuje z $7\phi R16/\text{m}$, podélný směr u horního i dolního povrchu bude vyztužen konstrukčně $7\phi R12/\text{m}$. Smyková výztuž desky mostovky vyhovuje sponami v počtu $9\phi R8/\text{m}^2$ doplněnými ohyby v počtu $2\phi R12/\text{m}$.

Uložení navrhuji na vrubové klouby s tím, že jedna strana trnů vrubových kloubů bude osazena distančními vložkami, aby byl umožněn příčný a podélný posun nosné konstrukce. Vlastní vrubový kloub navrhuji vyztužit konstruktivně trny $4\phi R20/\text{m}$.

Úložné prahy navrhuji, vyztužit konstruktivně a to min. $7\phi R12$ u obou povrchů. Beton třídy C30/37.

Kontaktní napětí na stávajících opěrách vyhovuje za předpokladu únosnosti stávajících žulových opěr min. 162KPa.

V Liberci, dne 8.1.2020
Vypracoval Ing.J.Vaner